



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**“DESARROLLO DE UN MODELO DE CARGAS VIVAS PARA EL DISEÑO DE PUENTES
EN EL ESTADO DE GUANAJUATO MEDIANTE ANÁLISIS PROBABILISTA DE VALORES
EXTREMOS Y CONSIDERANDO PRESENCIA MÚLTIPLE”**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
REYNA ALEJANDRA VIZGUERRA ALVAREZ

TUTOR:
DR. ADRIÁN DAVID GARCÍA SOTO
UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO

COMITÉ TUTOR:
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

DR. ADRIÁN POZOS ESTADA
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

DR. MIGUEL ÁNGEL JAIMES TÉLLEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

MÉXICO, D. F. SEPTIEMBRE 2015



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ**

Secretario: **DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ**

Vocal: **DR. ADRIÁN DAVID GARCÍA SOTO**

1^{er}. Suplente: **DR. ADRIÁN POZOS ESTADA**

2^{do}. Suplente: **DR. MIGUEL ÁNGEL JAIMES TÉLLEZ**

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: FACULTAD DE INGENIERÍA

TUTOR DE TESIS:

DR. ADRIÁN DAVID GARCÍA SOTO

FIRMA

DEDICATORIAS

A **Dios**, por todos sus dones, ser mi guía, iluminar mi camino y nunca dejarme sola.

A mi amado esposo **Efraín Ibarra**, por su inmenso amor, apoyo, lealtad y confianza. Sin ti jamás lo hubiera logrado, gracias por nunca soltar mi mano. Te amo.

A mis padres **Vicky Alvarez y Moisés Vizguerra**, por haberme dado la vida y apoyarme en todo momento, ayudándome a lograr mis metas, impulsando mis sueños y brindándome todo su amor. Los amo.

A mis hermanos **Garro, Cecy, Naty y Juandy**, por formar parte de mi familia y brindarme momentos maravillosos. Los amo mis niños.

A mis abuelos y tíos por su apoyo y consejos en especial a Juany que desde el cielo nos cuida y protege, te quiero y extraño mucho.

AGRADECIMIENTOS

A la **Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM**, por darme la oportunidad de pertenecer a esta magnífica institución, acogerme en sus aulas y brindarme todo el apoyo para seguir aumentando mi formación profesional.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT**, por su apoyo económico al proporcionarme la beca para solventar mis estudios de maestría.

A mi tutor el **Dr. Adrián David García Soto**, por su apoyo, guía, enseñanzas, paciencia y tiempo, para llevar a cabo y culminar esta investigación.

A los miembros del jurado: **Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, Dr. Roberto Gómez Martínez, Dr. Adrián Pozos Estada y Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez**, por sus opiniones, consejos y comentarios sobre esta investigación.

Al **Instituto Mexicano del Transporte, IMT**, por la información y apoyo proporcionados para llevar a cabo esta investigación. Especialmente al Dr. Andrés Torres Acosta.

A la **Secretaría de Obra Pública del Estado de Guanajuato, SOP**, por la información y apoyo proporcionados para llevar a cabo esta investigación. En especial a los ingenieros Cruz Enrique Sánchez Tovar, Víctor Hugo Velázquez Granados y Ma. De la Luz Lango Gutiérrez.

CONTENIDO

CONTENIDO	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	XVI
LISTA DE SÍMBOLOS	XVII
LISTA DE ACRÓNIMOS	XX
RESUMEN	XXI
ABSTRACT	XXII
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	7
1.1 OBJETIVO	8
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES	9
2.1 CARGAS VIVAS EN PUENTES	9
2.1.1 Modelos de cargas vivas en el mundo	9
2.1.2 Modelos de cargas vivas en México	10
2.1.3 Estado del arte sobre cargas vivas en puentes	12
2.2 MODELOS DE CARGAS VIVAS EN EL ESTADO DE GUANAJUATO	15
2.2.1 Antecedentes Generales	16
2.2.2 Reglamentos más utilizados	20
2.2.2.1 SCT	20
a) Modelo IMT 66.5	20
b) Modelo IMT 20.5	21
2.2.2.2 AASHTO	22
2.2.3 Estadísticas, aforos y pesajes	23
2.3 SISTEMAS DE AFORO	25
2.3.1 Sistemas de aforo previos a los sistemas WIM	27
2.3.2 Sistemas WIM y WIM de nueva generación	29
2.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PUENTES MÁS COMUNES	34
2.5 ANTECEDENTES DE ESTADÍSTICA, ANÁLISIS DE EXTREMOS, CONFIABILIDAD Y CALIBRACIÓN DE REGLAMENTOS	45
2.5.1 Antecedentes generales	45
2.5.2 Antecedentes de modelos de cargas vivas	57
CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE DATOS	58
3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS UTILIZADOS	58
3.1.1 Descripción general	58
3.1.2 Análisis estadístico	61
3.1.3 Comparación con información estadística (SCT e IMT)	66

3.2 VEHÍCULOS INDIVIDUALES	71
3.2.1 Criterio de selección de datos	71
3.2.2 Criterio del límite inferior considerado para el peso	71
3.2.2.1 Límites recomendados en la literatura	72
3.2.3. Criterio para la selección de claros	72
3.2.4 Cálculo de cortantes y momentos máximos absolutos	75
3.2.4.1 Comparación entre el método estático y líneas de influencia	82
3.2.5 Análisis estadístico	84
3.2.6 Análisis de extremos	93
3.3 PRESENCIA MÚLTIPLE DE VEHICULOS	99
3.3.1 Generación de secuencias de vehículos	100
3.3.1.1 Información existente en la literatura	100
3.3.1.2 Criterio adoptado y suposiciones básicas	101
3.3.1.3 Criterios de límites inferiores considerados	102
3.3.2 Cálculo de cortantes y momentos máximos absolutos	102
3.3.3 Análisis estadístico	103
3.3.4 Análisis de extremos	112
3.4 CAMINOS SECUNDARIOS	118
3.4.1 Vehículos individuales	126
3.4.1.1 Análisis estadístico	126
3.4.1.2 Análisis de extremos	135
3.4.2 Presencia múltiple vehicular	140
3.4.2.1 Análisis estadístico	141
3.4.2.2 Análisis de extremos	150
CAPÍTULO 4 OBTENCIÓN DE UN NUEVO MODELO DE CARGAS VIVAS	156
4.1 ALTERNATIVAS DE MODELOS MEDIANTE OPTIMIZACIÓN	156
4.1.1 Vehículo individual	157
4.1.2 Presencia múltiple vehicular	162
4.2 MODELO NOMINAL	164
4.3 SELECCIÓN DE CONFIABILIDAD OBJETIVO	166
4.4 DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA MEDIANTE CALIBRACIÓN	168
4.5 CAMINOS SECUNDARIOS	171
4.5.1 Vehículo individual	171
4.5.2 Presencia múltiple vehicular	174
4.5.3 Modelo nominal	175
4.5.4 Cálculo de los Índices de Confiabilidad	177
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	179
5.1 RECOMENDACIONES	181
REFERENCIAS	182

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Corredores troncales de la red carretera (SCT 2013)	1
Figura 1.2 Red carretera del estado de Guanajuato (SCT 2014)	2
Figura 1.3 Integración de la megarregión denominada Diamante de México (Guanajuato, innovación y territorio 2012, PICEG)	3
Figura 1.4 Relevancia de la zona del Diamante con relación al comercio internacional (PICEG, 2013)	4
Figura 1.5 Ubicación de los puentes en la red carretera del estado	5
Figura 1.6 a) Ubicación de los puentes en la red carretera del estado y b) Ubicación de los puentes en la carretera federal MEX-090 Irapuato-Zapotlanejo, en su tramo Irapuato-La Piedad	6
Figura 2.1 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5 para puentes con claros iguales o mayores de 30 m	21
Figura 2.2 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5 para puentes con claros menores de 30 m	21
Figura 2.3 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5 para puentes con claros iguales o mayores de 15 m	21
Figura 2.4 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5 para puentes con claros menores de 15 m	22
Figura 2.5 Características del camión diseño, AASHTO 2012	22
Figura 2.6 Plan de Infraestructura Carretera del estado de Guanajuato (2013)	25
Figura 2.7 Características e Información técnica del equipo de medición HI-TRAC 100	32
Figura 2.8 Componentes del sistema BWIM (Zhao y Uddin, 2014)	33
Figura 2.9 a) Puente del arcoíris, EEUU; puente en arco metálico con tablero superior, b) Puente de La Vicaria de Albacete, España; puente en arco metálico con tablero intermedio y c) Puente Palma del Río, España; puente en arco metálico con tablero inferior	34
Figura 2.10 Puente atirantado Baluarte Bicentenario sobre río Baluarte, México	35
Figura 2.11 Puente colgante de acero Golden Gate sobre bahía de San Francisco, EEUU	35
Figura 2.12 Viaducto Bicentenario, México	36
Figura 2.13 Puente pórtico Sao Joao, Portugal	36
Figura 2.14 Puente flotante Evergreen Point, EEUU	37
Figura 2.15 Puente móvil en la avenida Michigan sobre río Chicago, EEUU	37
Figura 2.16 Antiguo Puente Transbordador La Boca, Argentina	38

Figura 2.17 Idealización de puentes isostáticos (simplemente apoyados) debido a su comportamiento estático a) para un claro y b) para más de dos claros	38
Figura 2.18 Puente hiperestático (continuo) debido a su comportamiento estático de la superestructura	39
Figura 2.19 Puente tipo Gerber (continuo con articulaciones) debido a su comportamiento estático de la superestructura	39
Figura 2.20 Ejemplo de modelo de puentes isotrópicos o espaciales	40
Figura 2.21 Ejemplo de puentes construidos en volados sucesivos	40
Figura 2.22 Gráfica de tipo de estructuración de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)	41
Figura 2.23 Gráfica de a) tipo y b) material de la superestructura de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)	42
Figura 2.24 Gráfica de a) tipo y b) material de la subestructura de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)	43
Figura 2.25 Gráfica de a) tipo y b) material de la cimentación de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)	44
Figura 2.26 Distribuciones de probabilidad de la capacidad, demanda, función de estado límite y probabilidad de falla	52
Figura 3.1 Estación sobre la carretera MEX-090	58
Figura 3.2 Equipo utilizado para el registro de vehículos en movimiento HI-TRAC-100	59
Figura 3.3 Detalle de la instalación del equipo	60
Figura 3.4 Distribución de las estaciones sobre la Carretera Federal 90 Irapuato-Zapotlanejo (información de Vías Irapuato-Querétaro S.A. de C.V., ICA Infraestructura)	60
Figura 3.5 Histogramas de frecuencia de los valores máximos por día del a) peso bruto vehicular y b) peso promedio por eje	62
Figura 3.6 Histogramas de frecuencia de los valores máximos por día y por carril del peso bruto vehicular	63
Figura 3.7 Histogramas de frecuencia de los valores máximos por día y por carril del peso promedio por eje	63
Figura 3.8 Peso bruto vehicular máximo registrado promedio de los vehículos cargados en 2009	66
Figura 3.9 Distribución vehicular promedio anual para los vehículos más representativos, SCT	67
Figura 3.10 Porcentaje de vehículos sobrecargados de los vehículos más representativos, SCT (promedio anual)	67
Figura 3.11 Peso bruto promedio anual de todos los vehículos cargados más representativos, SCT (cargados y sobrecargados)	68

Figura 3.12 Peso bruto vehicular máximo registrado de los vehículos más representativos, SCT	68
Figura 3.13 Distribución vehicular promedio anual (2009) para los vehículos más representativos	69
Figura 3.14 Comparativa del porcentaje de vehículos sobrecargados promedio anual (2009)	69
Figura 3.15 Comparativa del peso bruto promedio anual (2009) de todos los vehículos cargados y sobrecargados más representativos	70
Figura 3.16 Comparativa del peso bruto vehicular máximo registrado (2009) de los vehículos más representativos	70
Figura 3.17 Gráfica de número de claros de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)	73
Figura 3.18 Gráfica de la longitud total de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)	73
Figura 3.19 Gráfica de la longitud de claro máximo de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT Y SOP)	74
Figura 3.20 Gráfica de la carga de diseño de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)	74
Figura 3.21 Posición de vehículo sobre el puente	75
Figura 3.22 Posición donde ocurren los momentos máximos absolutos	77
Figura 3.23 Gráfica del error porcentual absoluto entre el momento máximo absoluto y el momento al centro del claro	78
Figura 3.24 Vehículos que generan los momentos máximos absolutos al centro del claro	78
Figura 3.25 Subconfiguraciones de vehículos que generan los momentos máximos	80
Figura 3.26 Vehículos que ocasionan los momentos máximos considerando todos los claros	81
Figura 3.27 Error porcentual absoluto máximo (por claro) entre los valores obtenidos para momentos flexionantes máximos por líneas de influencia y el método estático	83
Figura 3.28 Error porcentual absoluto entre los valores obtenidos para momentos flexionantes máximos por líneas de influencia y el método estático para una muestra de vehículos	83
Figura 3.29 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando un carril de circulación	85
Figura 3.30 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando un carril de circulación	86
Figura 3.31 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando cuatro carriles de circulación	86
Figura 3.32 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando cuatro carriles de circulación	87
Figura 3.33 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando un carril de circulación	87

Figura 3.34 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando un carril de circulación	88
Figura 3.35 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando cuatro carriles de circulación	88
Figura 3.36 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando cuatro carriles de circulación	89
Figura 3.37 Gráfica de distribución de probabilidad de Weibull para cortantes considerando un carril de circulación	89
Figura 3.38 Gráfica de distribución de probabilidad de Weibull para momentos considerando un carril de circulación	90
Figura 3.39 Gráfica de distribución de probabilidad de Weibull para cortantes considerando cuatro carriles de circulación	90
Figura 3.40 Gráfica de distribución de probabilidad de Weibull para momentos considerando cuatro carriles de circulación	91
Figura 3.41 Gráfica de distribución de probabilidad de Gumbel para cortantes considerando un carril de circulación	91
Figura 3.42 Gráfica de distribución de probabilidad de Gumbel para momentos considerando un carril de circulación	92
Figura 3.43 Gráfica de distribución de probabilidad de Gumbel para cortantes considerando cuatro carriles de circulación	92
Figura 3.44 Gráfica de distribución de probabilidad de Gumbel para momentos considerando cuatro carriles de circulación	93
Figura 3.45 Comparativa entre los valores máximos y los calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos)	97
Figura 3.46 Comparativa entre los valores máximos y los calculados para el periodo de retorno de 50 años considerando uno y cuatro carriles de circulación de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos)	98
Figura 3.47 Gráfica de la diferencia porcentual absoluta entre los valores de los momentos calculados mediante líneas de influencia y el método estático para el periodo de retorno de 50 años	99
Figura 3.48 Conformación de un "supervehículo" para determinar los elementos mecánicos debidos a presencia múltiple de un solo carril	101
Figura 3.49 Elementos mecánicos máximos (a) cortantes y b) momentos) considerando vehículos individuales y presencia múltiple	103
Figura 3.50 Distribución de probabilidad normal (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación	104

Figura 3.51 Distribución de probabilidad normal (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación	104
Figura 3.52 Distribución de probabilidad normal (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	105
Figura 3.53 Distribución de probabilidad normal (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	105
Figura 3.54 Distribución de probabilidad lognormal (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación	106
Figura 3.55 Distribución de probabilidad lognormal (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación	106
Figura 3.56 Distribución de probabilidad lognormal (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	107
Figura 3.57 Distribución de probabilidad lognormal (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	107
Figura 3.58 Distribución de probabilidad Weibull (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación	108
Figura 3.59 Distribución de probabilidad Weibull (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación	108
Figura 3.60 Distribución de probabilidad Weibull (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	109
Figura 3.61 Distribución de probabilidad Weibull (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	109
Figura 3.62 Distribución de probabilidad Gumbel (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación	110
Figura 3.63 Distribución de probabilidad Gumbel (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación	110
Figura 3.64 Distribución de probabilidad Gumbel (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	111
Figura 3.65 Distribución de probabilidad Gumbel (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	111
Figura 3.66 Comparativa entre los valores máximos y los calculados considerando presencia múltiple para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos)	115
Figura 3.67 Gráficas comparativas entre los valores calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) considerando presencia múltiple para uno y cuatro carriles	116

Figura 3.68 Graficas comparativas de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) obtenidos para un periodo de retorno igual a 50 años para vehículos individuales y presencia múltiple	117
Figura 3.69 Red carretera del estado de Guanajuato (SOP)	118
Figura 3.70 Distribución de la red carretera de jurisdicción estatal (SOP, 2012)	120
Figura 3.71 Clasificación de las carreteras administradas por el estado (PICEG, 2013)	121
Figura 3.72 Distribución de la red carretera de jurisdicción federal (realizada acorde con datos de la SCT, 2014)	122
Figura 3.73 Clasificación de las carreteras de jurisdicción federal (PICEG, 2013)	122
Figura 3.74 Representación del tipo de carretera según su geometría (Plan de Infraestructura Carretera)	123
Figura 3.75 Plan de Infraestructura Carretera del estado de Guanajuato (2013)	124
Figura 3.76 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando un carril de circulación para carreteras secundarias	127
Figura 3.77 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando un carril de circulación para carreteras secundarias	128
Figura 3.78 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias	128
Figura 3.79 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias	129
Figura 3.80 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando un carril de circulación para carreteras secundarias	129
Figura 3.81 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando un carril de circulación para carreteras secundarias	130
Figura 3.82 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias	130
Figura 3.83 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias	131
Figura 3.84 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando un carril de circulación para carreteras secundarias	131
Figura 3.85 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para momentos considerando un carril de circulación para carreteras secundarias	132
Figura 3.86 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias	132
Figura 3.87 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para momentos considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias	133

Figura 3.88 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para cortantes considerando un carril de circulación para carreteras secundarias	133
Figura 3.89 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para momentos considerando un carril de circulación para carreteras secundarias	134
Figura 3.90 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para cortantes considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias	134
Figura 3.91 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para momentos considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias	135
Figura 3.92 Comparativa entre los valores máximos y los calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos)	138
Figura 3.93 Gráficas comparativas entre los valores calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) considerando uno y cuatro carriles	139
Figura 3.94 Elementos mecánicos máximos (a) cortantes y b) momentos) obtenidos para vehículos individuales y presencia múltiple para caminos secundarios	¡Error! Marcador no definido.
Figura 3.95 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios	142
Figura 3.96 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios	142
Figura 3.97 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	143
Figura 3.98 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	143
Figura 3.99 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios	144
Figura 3.100 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios	144
Figura 3.101 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	145
Figura 3.102 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	145
Figura 3.103 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios	146
Figura 3.104 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios	146
Figura 3.105 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	147

Figura 3.106 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	147
Figura 3.107 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios	148
Figura 3.108 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios	148
Figura 3.109 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	149
Figura 3.110 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	149
Figura 3.111 Comparativa entre los valores máximos y los calculados considerando presencia múltiple, para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) para caminos secundarios	152
Figura 3.112 Gráficas comparativas entre los valores calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) considerando presencia múltiple para uno y cuatro carriles para caminos secundarios	153
Figura 3.113 Gráficas comparativas de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) obtenidos para un periodo de retorno igual a 50 años para vehículos individuales y presencia múltiple para caminos secundarios	155
Figura 4.1 Modelo de las propuestas de vehículos obtenidos mediante optimización	157
Figura 4.2 Elementos mecánicos (a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes) producidos por las propuestas de vehículos	159
Figura 4.3 Relación entre la media de los efectos para los 50 años de periodo de retorno y los efectos de los camiones virtuales (para a) cortantes y b) momentos)	160
Figura 4.4 Camiones virtuales obtenidos mediante optimización considerando 4 y 1 carril respectivamente	160
Figura 4.5 Elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) producidos por el camión 2, truck-a y los efectos para un periodo de retorno de 50 años	161
Figura 4.6 Elementos mecánicos máximos para un periodo de retorno de 50 años y una fracción del camión más la carga uniformemente distribuida para a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes	163
Figura 4.7 Propuesta Nominal del modelo de cargas vivas para carreteras principales	164
Figura 4.8 Relación entre los efectos máximos para un periodo de retorno de 50 años y el camión nominal para a) fuerza cortante y b) momento flexionante	165
Figura 4.9 Modelo nominal de cargas vivas propuesto por García- Soto (2010)	166
Figura 4.10 Índice de confiabilidad para diferentes longitudes de claro (para a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes)	170

Figura 4.11 Camión virtual propuesto para carreteras secundarias	171
Figura 4.12 Elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) producidos para un periodo de retorno de 50 años y por el camión virtual para carreteras secundarias	172
Figura 4.13 Relación entre los efectos para los 50 años de periodo de retorno y el camión virtual para a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes	173
Figura 4.14 Elementos mecánicos máximos (a) cortantes y b) momentos) para un periodo de retorno de 50 años y una fracción del camión más la carga uniformemente distribuida para caminos secundarios	175
Figura 4.15 Propuesta Nominal del modelo de cargas vivas para caminos secundarios	175
Figura 4.16 Relación entre los efectos máximos para un periodo de retorno de 50 años y el camión nominal para a) fuerza cortante y b) momento flexionante para caminos secundarios	176
Figura 4.17 Índice de confiabilidad para diferentes longitudes de claro (para a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes) para caminos secundarios	178

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Características de los vehículos permitidos sobre carreteras federales (NOM-012-SCT-2014)	17
Tabla 2.2 Peso bruto vehicular máximo autorizado por clase de vehículo y camino (NOM-012-SCT-2014)	18
Tabla 2.3 Peso bruto vehicular máximo autorizado por clase de vehículo y camino (NOM-012-SCT-2014)	18
Tabla 2.4 Largo máximo autorizado por clase de vehículo y camino (NOM-012-SCT-2014)	19
Tabla 2.5 Largo máximo autorizado por clase de vehículo y camino (NOM-012-SCT-2014)	19
Tabla 3.1 Peso bruto vehicular máximo diario en toneladas para cada día de registro y por carril	64
Tabla 3.2 Error porcentual absoluto entre el momento máximo absoluto y el momento al centro del claro	77
Tabla 3.3 Tabla comparativa entre los elementos mecánicos máximos obtenidos mediante líneas de influencia y el método estático	84
Tabla 3.4 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando un carril de circulación	94
Tabla 3.5 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando cuatro carriles de circulación	95
Tabla 3.6 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando presencia múltiple y un carril de circulación	112
Tabla 3.7 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación	114
Tabla 3.8 Clasificación de los caminos atendiendo a sus características geométricas (Reglamento sobre pesos y dimensiones)	119
Tabla 3.9 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando un carril de circulación	136
Tabla 3.10 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando cuatro carriles de circulación	137
Tabla 3.11 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando un carril de circulación para caminos secundarios	150
Tabla 3.12 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando cuatro carriles de circulación para caminos secundarios	151
Tabla 4.1 Propuestas de vehículos obtenidos mediante optimización [kg y cm]	158
Tabla 4.2 Coeficiente de variación y la relación entre la media anual y la carga viva nominal para algunas longitudes de claro, considerando vehículo individual y presencia múltiple	169
Tabla 4.3 Coeficiente de variación y la relación entre la media anual y la carga viva nominal para algunas longitudes de claro considerando vehículo individual y presencia múltiple para caminos secundarios	177

LISTA DE SÍMBOLOS

cv	Coeficiente de variación
$F_A(x)$	Distribución de probabilidad máxima anual de los efectos de carga de tráfico
$F_D(x)$	Distribución de probabilidad "madre" de los efectos de las cargas máximas diarias para uno (o cuatro) carriles de tráfico
$F_D(x_i)$	Distribución de probabilidad empírica de los efectos de carga de camiones para el tráfico de uno (o cuatro) carriles de circulación
$F_p(x)$	Distribución de probabilidad de los efectos de carga de camiones pesados
g	Función de estado límite último
i	Índice de muestras clasificadas
L	Longitud de claro del puente
L_{inf}	Longitud del límite inferior del puente considerado
L_{Sinf}	Longitud del límite inferior del puente considerado para caminos secundarios
L_{sup}	Longitud del límite superior del puente considerado
L_{Sup}	Longitud del límite superior del puente considerado para caminos secundarios
m_N	La media de los N-años de los efectos de carga máxima de camiones para el modelo Gumbel
$m_{camión}$	Momento flexionante causado por el modelo de camión virtual
$m_{scamión}$	Momento flexionante causado por el modelo de camión virtual para caminos secundarios
m_1	La media de los efectos anuales de carga máxima de camiones
m_{30}	La media de los efectos de carga máxima de camión para 30 años considerando camión sencillo o presencia múltiple para uno (o cuatro) carriles de tráfico
m_{30m}	La media de los efectos de carga máxima de camión para 30 años para el momento flexionante
m_{30s}	La media de los efectos de carga máxima de camión para 30 años para la fuerza cortante
N	Periodo de retorno
n	Número de muestras
n_t	Número medio de camiones pesados en un año para el sistema de carreteras considerado

P_f	Probabilidad de falla
R	Resistencia
R_D	Resistencia de diseño factorizada
R_N	Resistencia nominal
r	Factor de escala para derivar el modelo de carga nominal
r_s	Factor de escala para derivar el modelo de carga nominal para caminos secundarios
$r_{m/n}$	Relación entre la media anual y la carga viva nominal
$r_{50/N}$	Relación entre x_{50} y los efectos de carga viva nominales
$S_{\text{camión}}$	Fuerza cortante causado por el modelo virtual de camión
$S_{\text{scamión}}$	Fuerza cortante causado por el modelo virtual de camión para caminos secundarios
u	Parámetro del modelo para la distribución de Gumbel
V	Efecto de carga viva
V_n	Carga viva nominal
x	Elemento mecánico (momento flexionante o fuerza cortante) máximo en un puente considerado
x_i	i -ésima muestra ordenada de los efectos de carga máxima diaria
X_N	Valor de los efectos para N -años de período de retorno para el modelo Gumbel
x_{50}	Valor de los efectos para 50 años de período de retorno para el modelo Gumbel
x_{s50}	Valor de los efectos para 50 años de período de retorno para el modelo Gumbel, para caminos secundarios
w	Densidad de la carga uniformemente distribuida
w_s	Densidad de la carga uniformemente distribuida para caminos secundarios
α	Parámetro del modelo para la distribución de Gumbel
α_D	Factor de carga muerta para la combinación de carga
α_L	Factor de carga viva para la combinación de carga
β	Índice de confiabilidad
β_T	Índice de confiabilidad objetivo para un año
ϵ	Error minimizado
σ	Desviación estándar
ϕ	Factor de resistencia

γ	Factor de carga
γ_{CM}	Coeficiente de combinación para carga muerta
γ_T	Fracción que se aplica al camión virtual seleccionado
γ_{ST}	Fracción que se aplica al camión virtual seleccionado, para caminos secundarios
γ_V	Coeficiente de combinación para carga viva
v_1	Coeficiente de variación de los efectos anuales de carga de camión máximos
ζ	Relación entre la carga viva nominal y la carga muerta nominal

LISTA DE ACRÓNIMOS

SCT	Secretaría de Comunicaciones y Transportes
IMT	Instituto Mexicano del Transporte
SOP	Secretaría de Obra Pública del Estado de Guanajuato
INEGI	Instituto Nacional de Estadística y Geografía
INAFED	Instituto Nacional para el Federalismo y el Desarrollo Municipal
GPI	Guanajuato Puerto Interior
SIPUMEX	Sistema de Puentes en México
TDPA	Transito Diario Promedio Anual
NOM	Norma Oficial Mexicana
PVB	Peso Bruto Vehicular
CAPUFE	Caminos y Puentes Federales
PICEG	Plan de Infraestructura Carretera del Estado de Guanajuato
T3-S3	Tractocamión articulado de tres ejes con semirremolque de tres ejes
T3-S2-R4	Tractocamión doblemente articulado de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes
PRODAT	Programa de análisis de Datos
i.e.	Es decir
e.g.	Por ejemplo
et al.	Y otros
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
WIM	Weigh in motion
ASTM	American Society for Testing and Materials
HI-TRAC	High- Speed Traffic Weight in Motion & Classification System
CHBDC	Canadian Highway Bridge design code
CAN/CSA	Canadian Standards Association
MATLAB	Matrix Laboratory

RESUMEN

En la presente investigación se desarrolla un modelo de cargas vivas para puentes vehiculares que representa las características del tránsito actual y futuro sobre los caminos del estado de Guanajuato, mediante un análisis de extremos y considerando presencia múltiple de vehículos en el tramo. Esto permitirá garantizar un nivel de seguridad adecuado para puentes de corto y mediano claro. Desarrollando un modelo para carreteras principales (tipo ET, A y B) y otro para caminos secundarias (tipo C), clasificadas según la normativa establecida por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Lo anterior se logró al procesar una base de datos de pesos y dimensiones para vehículos en movimiento (WIM, por sus siglas en inglés) de una carretera federal ubicada en uno de los tres principales ejes troncales que cruzan el estado de Guanajuato. Con la información obtenida se calcularon los elementos mecánicos (cortante y momento flexionante) en puentes modelados como vigas simplemente apoyadas. Haciendo un análisis estadístico y probabilístico se propone un modelo de cargas vivas y se realiza una calibración para niveles preestablecidos de confiabilidad de los factores de carga y resistencia utilizados para el diseño de puentes.

ABSTRACT

The present study is intended to develop a bridge live load model that represents the features of actual and future traffic over the Guanajuato state roads, through extreme value analysis and considering multiple presence of vehicles on the length. Models to ensure an adequate security level for short and medium span bridges are developed. A model for main roads (type ET, A and B) and another for secondary roads (type C), classified according to the regulations established by the Ministry of Transportation and Communications of Mexico (SCT for its acronym in Spanish) are presented. The above will be achieved by processing a WIM (weigh-in-motion) database from a highway located in one of the three major highway systems across Guanajuato state. With the obtained information the load effects are calculated (shear and flexure moment) for bridges modeled as simply supported beams. By carrying out a statistical and probabilistic analysis, a live load model is proposed and a calibration to obtain load and resistance factors for bridge design for a target reliability level is performed.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Guanajuato es uno de los 31 estados que junto con el Distrito Federal conforman las 32 entidades federativas de México. Limita al oeste con el estado de Jalisco, al norte con Zacatecas y San Luis Potosí, al este con Querétaro y al sur con Michoacán. Cuenta con 46 municipios, una extensión territorial de 30,608.44 km² (INEGI, 2005), una población total de 5'486,372 habitantes (INEGI, 2010).

La localización del estado de Guanajuato en el centro geográfico de México y su infraestructura en comunicaciones, hace a la entidad dueña de una posición geográfica estratégica para el flujo de personas y mercancías que circulan por el territorio Nacional. La red interna de carreteras del estado, como se muestra en la figura 1.1, se conecta con 3 de los 15 principales ejes troncales nacionales de la red carretera: corredor No.2 México- Nuevo Laredo, corredor No.3 Querétaro- Cd. Juárez y corredor No. 7 Manzanillo - Tampico en su ramal a Lázaro Cárdenas (INAFED).

CORREDORES TRONCALES DE LA RED CARRETERA



Figura 1.1 Corredores troncales de la red carretera (SCT 2013)

El estado cuenta con una longitud de la red carretera total de 12,797 km, de los cuales 6,534 km están pavimentados, 4,922 km están revestidos y 1,341 son brechas mejoradas (SCT, 2013).

En la figura 1.2 se muestra toda la red carretera del estado, clasificada por: red federal libre (925 km), red federal de cuota (277 km), red estatal libre y de cuota (2,785.2 km). Así mismo, en el corazón de México, en la ciudad de Silao, Gto., se consolidó la construcción de Guanajuato Puerto Interior (GPI) la plataforma logística y de negocios más importante de México y América Latina. Un espacio en donde los procesos de transporte y logística de las empresas son más eficientes, ya que en este recinto converge el transporte aéreo, ferroviario y terrestre.

La posición geoestratégica del estado permite mover mercancía por diferentes rutas y medios de transporte, ofreciendo competitivos costos, velocidad y seriedad a las firmas que utilizan los corredores nacionales. El propósito de esta plataforma logística (GPI), es ofrecer a las empresas las condiciones ideales para hacer negocios, siendo fundamental el beneficio de carácter económico, esto se logra al hacer más eficientes sus operaciones logísticas, disminuyendo sus costos y tiempos de ejecución.

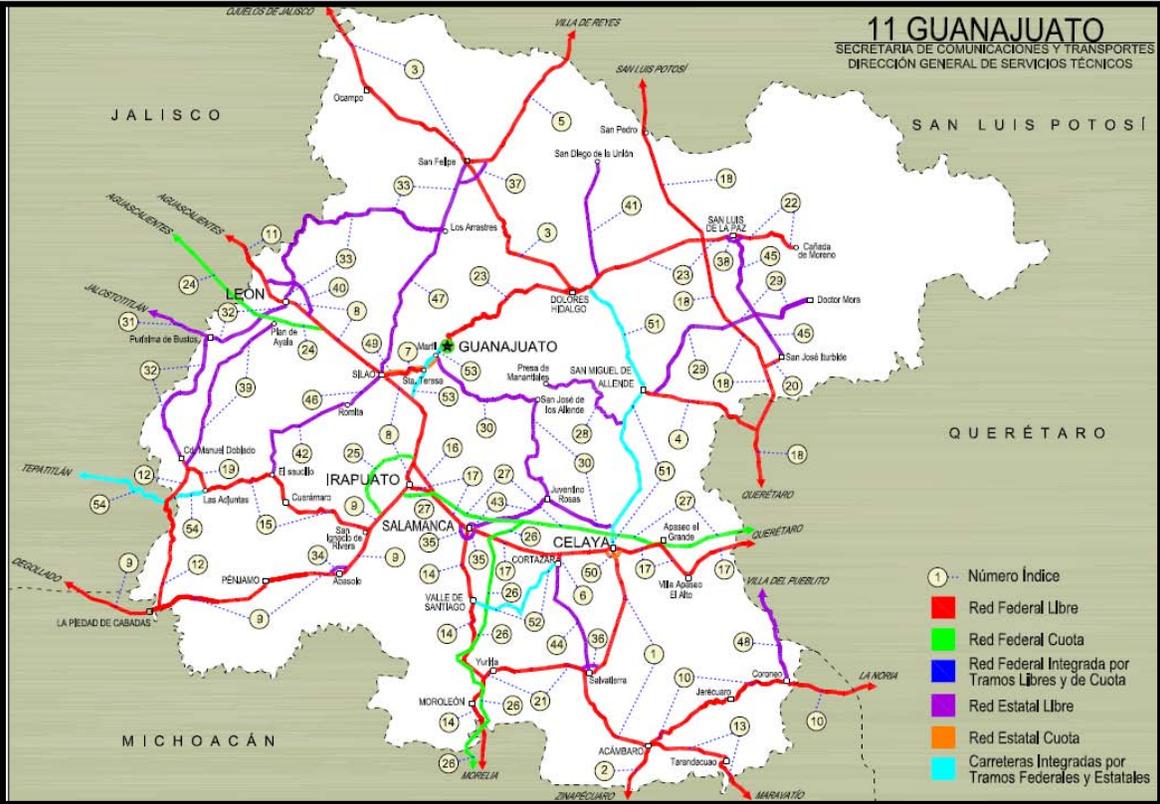


Figura 1.2 Red carretera del estado de Guanajuato (SCT 2014)

El aumento en la actividad industrial y económica, en los últimos años, en el estado tiene como consecuencia el incremento en el flujo vehicular de tránsito pesado sobre los caminos y puentes federales y estatales. Aunado a la existencia de una población de vehículos pesados sobrecargados en todo el país (IMT y SCT, 2001), donde datos estadísticos reflejan un sobrepeso repetitivo de configuraciones vehiculares T3-S3 y T3-S2-R4 por muchos años, esto puede deberse a razones

económicas, es decir los vehículos más grandes casi siempre se utilizan con la carga completa, utilizando la mayor parte de la superficie total vehicular disponible, dejando de lado el peso reglamentado y el exceso de consumo de combustible (Duque, 2011).

Aun considerando los esfuerzos para aumentar las medidas de seguridad en la operación del transporte en carreteras mediante la colaboración de las diversas autoridades involucradas y el sector privado, se requieren medidas adicionales que contribuyan a incrementar la seguridad en el tránsito de personas y mercancías, así como disminuir los riesgos a los que son expuestas con el tránsito de vehículos que, por la carga que transportan y sus dimensiones, implican en sí mismos un riesgo para la seguridad tanto de los usuarios como de la infraestructura carretera en el país. Misma que presenta rezagos importantes frente a la de nuestros principales socios comerciales, y dadas sus características físicas y de diseño que son coincidentes con los estándares internacionales, el recorrido de vehículos demasiado pesados supone cargas y esfuerzos extraordinarios que acelera su deterioro y reduce su vida útil, por lo que resulta imperativo establecer una regulación adecuada (NOM-012-SCT-2-2008).

En planes de desarrollo futuros, existe la posibilidad de integrar la megaregión más grande de México, ésta se articularía en torno a la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. Las ciudades y territorios que la configurarían son Guadalajara, Aguascalientes, San Luis Potosí, Querétaro y Morelia. La unión de estos polos poblacionales describe un poliedro que parece un diamante, por lo que se le ha llamado el Diamante de México, ver figura 1.3 (PICEG, 2013).

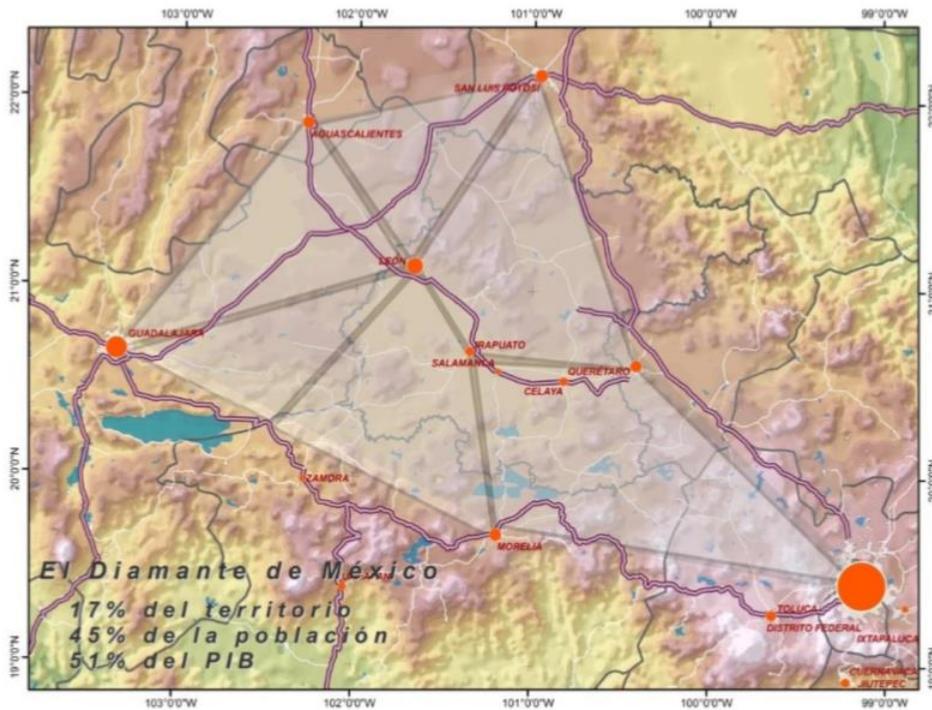


Figura 1.3 Integración de la megaregión denominada Diamante de México (Guanajuato, innovación y territorio 2012, PICEG)

Éste engloba el área de mayor densidad de ciudades del país. Esto, junto con sus equipamientos en infraestructura, sus activos productivos y su equipamiento de servicios de alto nivel, dotan a este espacio de una sólida red de ciudades sobre la cual se puede sustentar los procesos de desarrollo que requiere la región para mejorar la calidad de sus habitantes. Aquí se localizan 12 de las 20 mayores áreas metropolitanas de México, incluyendo las dos más pobladas, siete zonas metropolitanas de más de un millón de habitantes y otras cinco con más de 500,000 habitantes. El diamante resultaría ser el espacio con mayor densidad urbana del país, en donde coexisten los principales ejes de desarrollo nacional, con acceso inmediato a los principales puertos tanto del Pacífico como del Atlántico e interconectado por una densa red de autopistas, ferrocarriles y aeropuertos.

Justo en el centro de la geografía de este diamante se encuentra el estado de Guanajuato. Por esta geoposición, Guanajuato se convierte en una pieza fundamental, capaz de aprovechar las ventajas de la Ciudad de México como gran nodo global y de reforzar la interrelación de la red de ciudades para dotar al territorio de características más diversas y atractivas; a la vez que sirve de plataforma logística para el comercio global entre Asia y Norteamérica. De acuerdo a esto, el territorio del estado de Guanajuato se convierte en el corazón del Diamante con una posición privilegiada, misma que tendrá que legitimar con la mejora de las infraestructuras de transporte y otras medidas consideradas en el nuevo modelo territorial de Guanajuato. Como se muestra en la figura 1.4.



Figura 1.4 Relevancia de la zona del Diamante con relación al comercio internacional (PICEG, 2013)

La red carretera del estado cuenta con 655 puentes en la base de datos hasta el año 2010, según el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), de los cuales 261 pertenecen a la base de datos de SIPUMEX, es decir son de orden federal, 315 son estatales (según información proporcionada por la Secretaria de Obra Pública del Estado de Guanajuato) y los restantes 79 son de jurisdicción municipal y CAPUFE (de cuota).

En las figuras 1.5 y 1.6 con símbolos color azul, se presenta la ubicación de los puentes sobre la red carretera del estado. Se puede observar en la figura que las vialidades con mayor concentración de puentes son: la carretera federal de cuota Salamanca- Morelia y la carretera federal 45 en su tramo Salamanca-León. Así mismo, es de notar que la mayor concentración de puentes se encuentra al centro del estado los municipios de Salamanca, Irapuato, Silao y León. En la figura 1.6.b se muestran los puentes ubicados en la carretera federal MEX-090 Irapuato-Zapotlanejo, en su tramo Irapuato-La Piedad, que es la vialidad utilizada para el aforo vehicular del WIM.

Lo descrito anteriormente resalta el carácter estratégico de los caminos y puentes de Guanajuato, y hace patente la importancia de desarrollar modelos de cargas vivas para diseños de puentes en el estado para niveles cuantificables y predeterminados de seguridad.

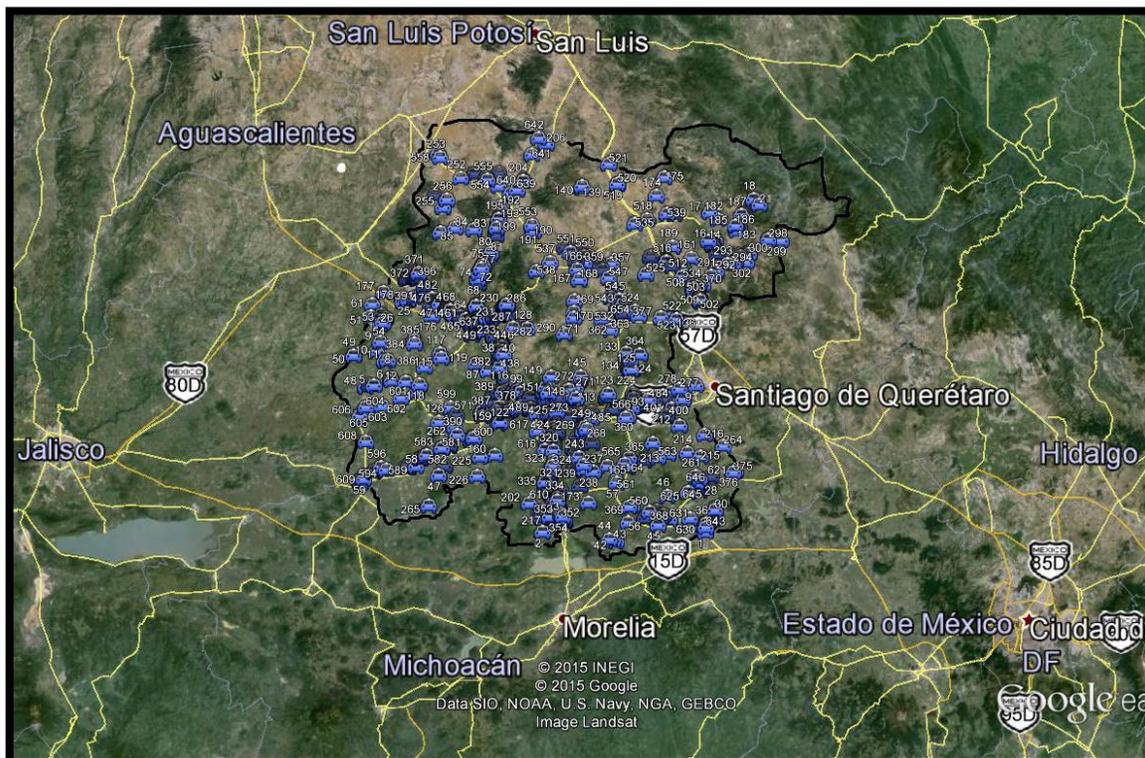
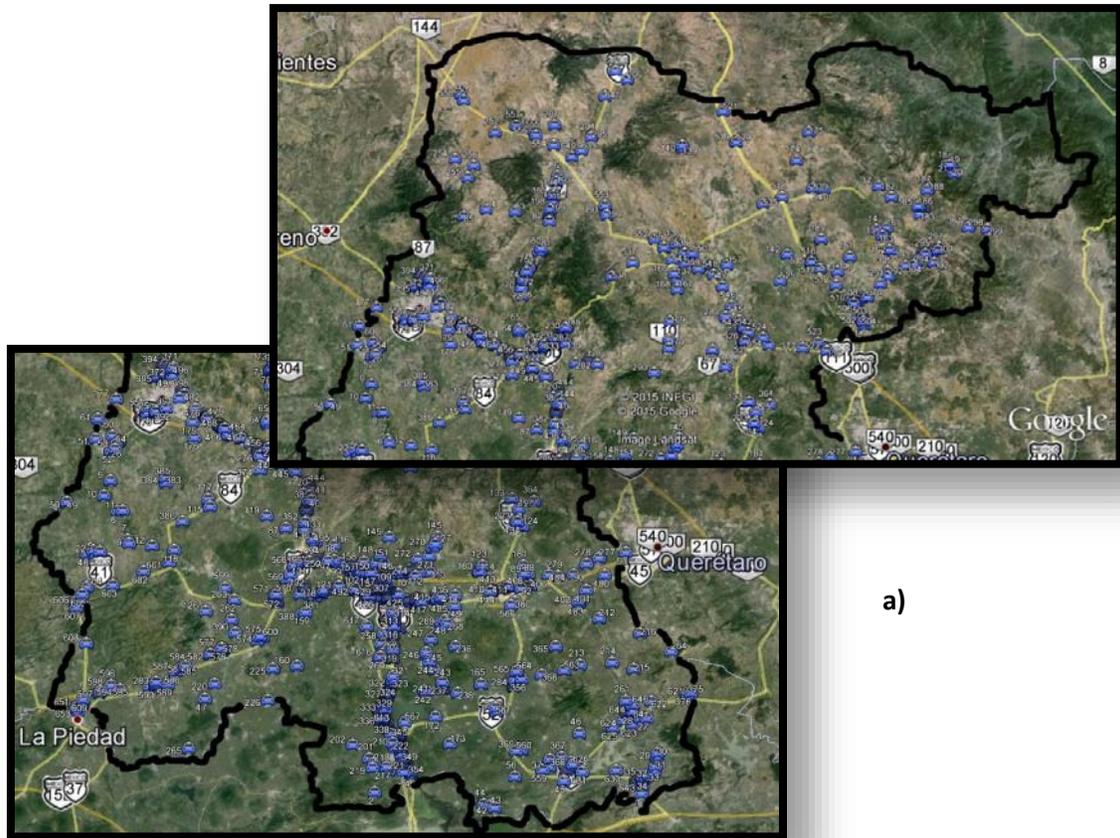


Figura 1.5 Ubicación de los puentes en la red carretera del estado



a)

b)

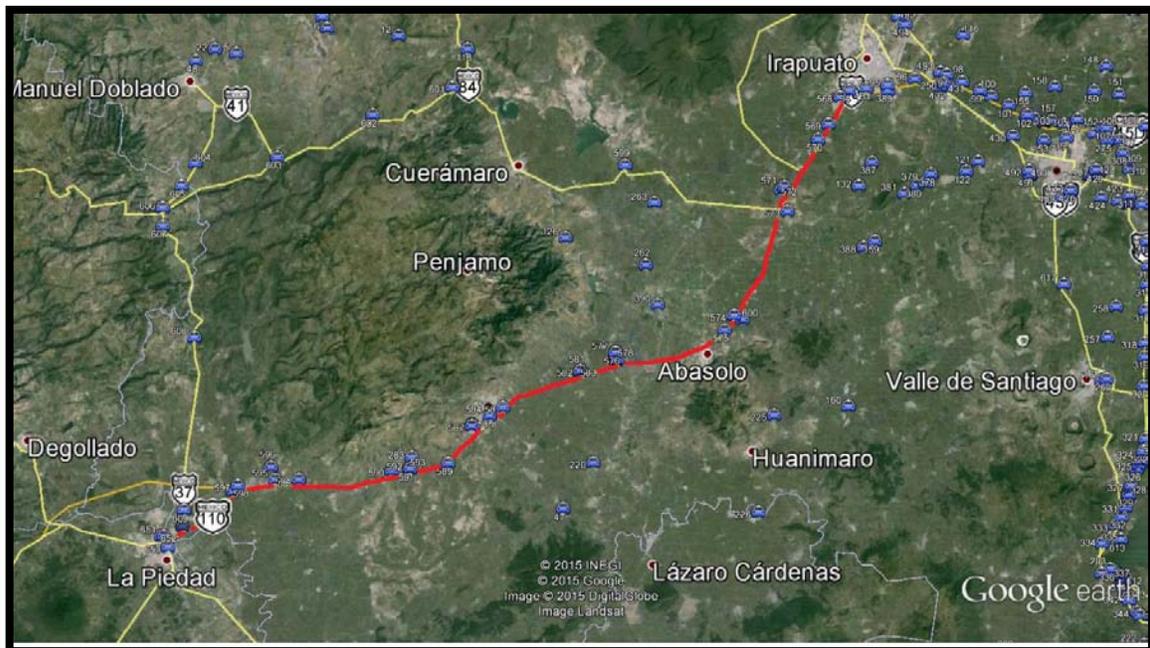


Figura 1.6 a) Ubicación de los puentes en la red carretera del estado y b) Ubicación de los puentes en la carretera federal MEX-090 Irapuato-Zapotlanejo, en su tramo Irapuato-La Piedad

1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

En México se han propuesto pocos modelos de cargas vivas vehiculares, algunos de estos se describen más adelante en el capítulo 2; sin embargo en el estado de Guanajuato hasta el día de hoy, no existe antecedente de alguna propuesta de un modelo de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes, exclusivo para el estado ni a nivel nacional e internacional del cual se tenga conocimiento.

En el Estado de Guanajuato actualmente y desde hace tiempo se diseñan los puentes con el reglamento mexicano establecido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2001), además de utilizar también el reglamento estadounidense AASHTO (2012) y por supuesto, como en muchos otros lugares la experiencia de los ingenieros. Dichos reglamentos contienen por si mismos un vehículo de diseño, sin embargo como práctica común en el estado se calculan los elementos mecánicos producidos por camiones: T3-S3, T3-S2-R4, vehículos del IMT, vehículos de la AASHTO y se elige como vehículo de diseño el que produzca los elementos mecánicos más desfavorables, lo cual está en función del claro y del tipo de carretera en donde se emplace el puente (comunicación personal con el Ing. Víctor Velázquez de SOP, 2015). Para claros pequeños los vehículos grandes como el T3-S2-R4 no producen gran efecto debido a que solo actúa sobre él una subconfiguración de éste.

A causa de lo antes mencionado, el problema que se desea abordar en esta tesis es la falta de un modelo de cargas vivas en el estado de Guanajuato para el diseño de puentes vehiculares, y el desconocimiento de la confiabilidad implícita de los puentes vehiculares diseñados con reglamentos empleados por los diseñadores en dicho estado.

Esto es especialmente crítico si se considera que los puentes son infraestructura estratégica clave por sus implicaciones económicas, de comunicación, de seguridad, social, entre otras. El desarrollo de un modelo de cargas vivas que conlleve a niveles predeterminados de confiabilidad en los puentes, permite diseñarlos para un nivel de seguridad aceptable, es decir, para una probabilidad de falla cuantificable, lo que a su vez podría tener implicaciones en cuestiones de planeación para invertir la menor cantidad de recursos posibles, en la mayor cantidad de infraestructura, con un nivel aceptable de seguridad.

La determinación de diseños con niveles de confiabilidad prescritos también es el paso previo para el diseño óptimo en el ciclo de vida útil de los puentes. El desarrollo de un modelo de cargas vivas de este tipo, es también conveniente para la determinación de factores de carga y resistencia (calibración) para reglamentos de diseño, es decir que también es información importante para que los desarrolladores de reglamentos de diseño propongan disposiciones reglamentarias en los códigos. Los puentes del estado de Guanajuato no son la excepción y el desarrollo de un modelo de cargas vivas para niveles prescritos de confiabilidad es conveniente por las razones señaladas.

Las cargas gravitacionales (cargas muertas y cargas vivas o vehiculares) corresponden al caso básico de diseño de puentes, ya que todas las demás solicitaciones a las que pueden estar sujetas estas estructuras durante su vida útil, se combinan con las gravitacionales. Mientras que las cargas

muertas son relativamente más fáciles de estimar, las cargas vivas o vehiculares presentan mucho mayor incertidumbre y son difíciles de registrar, además que cambian con el tiempo y ponen en riesgo la infraestructura vial (e.g., O'Brien et al., 2012; Rascón et al., 1997). Es por ello que resulta pertinente emplear información actual y extensa sobre las cargas vivas, como es la registrada mediante aforos inadvertidos de alta precisión (registros "weigh-in-motion", o WIM por sus siglas en inglés).

En México existe un número muy limitado de trabajos que empleen registros WIM y/o que estimen la confiabilidad de puentes nacionales ante cargas vivas (e.g., García-Soto, 2010; García-Soto et al., 2010; García-Soto et al., 2014). Además, hay evidencia en la literatura de que los elementos mecánicos (base del análisis de confiabilidad y de propuesta de modelos de diseño) son dependientes del sitio de registro (e.g., Kwon et al., 2011; Pelphrey et al., 2008; Getachew y O'Brien, 2007). Por lo tanto es importante explorar el desarrollo de modelos de cargas vivas para sitios o regiones específicas, como en este caso para el estado de Guanajuato.

En consecuencia, y considerando que el interés de los ingenieros dedicados al diseño de puentes que en los últimos años ha crecido, se desea saber el nivel de confiabilidad ante cargas a las que están sometidos sus diseños, aunado a la necesidad de adaptarse lo mejor posible a las solicitudes actuales del tránsito vehicular sobre las carreteras tanto del estado como de todo el país. Debe también considerarse que los modelos de cargas vivas propuestos por reglamentos extranjeros están diseñados única y específicamente para las cargas presentadas en su país normadas por sus propias autoridades y reglamentos, y que por obvias razones no son aplicables a México, o al menos se debería ser cauto en el uso de solicitudes y resistencias estipuladas en tales normatividades extranjeras.

De igual forma no se dispone, al menos en el dominio público, de los detalles del desarrollo de los modelos y factores de carga recomendados en la normatividad mexicana, en especial se desconocen los niveles de confiabilidad para calibrar los factores de carga. Por lo tanto, no son claros los niveles de confiabilidad nacionales de los puentes diseñados con la normatividad de la SCT (e.g., García-Soto, 2010; García-Soto et al., 2010), esto es el caso a nivel nacional en general y para el estado de Guanajuato en particular.

1.1 OBJETIVO

La presente investigación tiene como objetivo principal el desarrollo de modelos de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes para un cierto nivel de confiabilidad preestablecido para el estado de Guanajuato. Estos representarán las características del tránsito actual y futuro sobre los caminos, mediante el uso de aforos inadvertidos de vehículos en movimiento (WIM) y considerando presencia múltiple de vehículos en el tramo.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

2.1 CARGAS VIVAS EN PUENTES

Las cargas y acciones sobre estructuras viales se clasifican en: cargas permanentes, cargas variables y cargas eventuales. Las cargas permanentes son las que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura y son cargas muertas, empujes de tierras y empujes hidrostáticos. Las cargas variables son las que tienen una variación importante durante la vida de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia y son carga viva, impacto y fuerza centrífuga. Y por último las cargas eventuales son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura y son viento, sismo, frenaje, fricción, variación de temperatura, empuje dinámico del agua, subpresión, contracción por fraguado, acortamiento de arcos, flujo plástico, asentamientos diferenciales y oleaje (SCT, 2001).

Las cargas vivas son las debidas al peso de las cargas móviles aplicadas, que corresponden a camiones, autobuses, automóviles, equipos para construcción y trabajos agrícolas, ciclistas, peatones, ganado y, en pasos inferiores de ferrocarril, al tren. En casos especiales, se puede diseñar la estructura para cargas diferentes, por ejemplo para puentes ubicados en accesos o instalaciones militares o industriales (SCT, 2001).

Fernández y Ayala (2000) propusieron una división de cargas vivas vehiculares: cargas permisibles y cargas de diseño. Las cargas permisibles son aquellas que la institución reguladora del transporte carretero establece como los máximos pesos que puede tener cierto vehículo al circular por los caminos de su responsabilidad y las cargas de diseño son aquellas que la institución reguladora de los puentes considera que refleja las solicitaciones a las que va a estar sometido esta clase de estructuras durante su vida útil. La diferencia fundamental entre ellas es, que las primeras corresponden a vehículos reales con características admisibles, mientras que las segundas pueden o no ser vehículos reales, tal es el caso de los modelos de cargas vivas vehiculares que se proponen en los reglamentos o en investigaciones.

2.1.1 Modelos de cargas vivas en el mundo

Los modelos de cargas vivas vehiculares se utilizan para modelar los efectos de estas cargas mediante análisis longitudinal y transversal o tridimensional de la superestructura; son la forma en que se pueden representar las cargas de tránsito vehicular que pasan sobre los puentes y en el diseño son utilizados para predecir las solicitaciones máximas a las que un puente puede verse sometido durante su vida útil. Al considerar la mayoría de los escenarios reales de operación de los vehículos y sus parámetros principales sobre los puentes de estudio, como lo son distancia entre ejes, peso por eje, peso total, largo y ancho del vehículo y características del flujo del tránsito, se obtendrá un modelo de cargas vivas vehiculares más confiable.

Los vehículos que conforman el transporte carretero han evolucionado significativamente a lo largo de este siglo, presentando características particulares en cada país, resultado de su reglamentación para los pesos y dimensiones de los vehículos de carga, la efectividad de su sistema de control en el cumplimiento de las normas y sus necesidades para el transporte local. Desafortunadamente, no todos los países poseen información actual y confiable sobre las características del tránsito y de los vehículos que circulan por sus redes de caminos. Esta información es indispensable para la formulación de un modelo de cargas para puentes que refleje las solicitudes reales a las que estará sometido este tipo de estructuras durante su vida útil. Por lo que, aun cuando se pueda importar la mayor parte de un código de diseño estructural de un país a otro, el modelo de carga de diseño para puentes debe ser definido de manera particular en cada país (e.g., Fernández y Ayala, 2000).

2.1.2 Modelos de cargas vivas en México

En México existen algunos modelos propuestos de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes; sin embargo, el único que está normado y vigente es publicado por el Instituto Mexicano del Transporte y propuesto por Rascón (1999) y adoptado por la norma de la Secretaría de comunicaciones y Transportes (2001).

Salgado (1999) en su investigación revisa y modifica los modelos de carga viva y los factores de carga y resistencia de la AASHTO (1994), conforme a las características del tránsito local y tipo de puente más empleados, así mismo propone un modelo de carga, en el cual sugirió utilizar el modelo de cargas vivas HL-93 propuesto por la AASHTO LRFD (1994) modificándolo: se aumentó el peso del eje tándem en 2.25 veces, se considera un camión HS-50 y la carga uniforme aumentó 3 veces, dando lugar así al modelo HL-93 modificado. También, sugirió una disminución del factor de carga viva de 1.75 a 1.70 y un aumento del factor de resistencia de 0.85 a 1.00. La modificación hecha al modelo de cargas vivas fue directamente al estado límite de resistencia I por lo que no considera los efectos que provoca en los demás estado límite (fatiga y fractura), además que el modelo nuevo solo es basado en las normas AASHTO (obteniendo de ellas el índice de confiabilidad objetivo y los factores de carga y resistencia), reglamentación vigente y en la teoría disponible, sin tomar en cuenta las condiciones de carga reales en la red carretera (mediante aforos y pesajes vehiculares).

El modelo propuesto por Rascón (1999) está compuesto por dos configuraciones, utilizadas dependiendo del tipo de camino presentado, de acuerdo a la clasificación de la SCT. Las encuestas para el desarrollo del modelo se realizaron en 26 estaciones en carreteras mexicanas; los datos recogidos representan un total de 103 días de encuesta equivalentes para una estación. Los detalles de la encuesta aplicada en Rascón et al. (1997) indicaron que las máquinas de pesaje tienen una precisión de $\pm 15\%$. Información sobre 9,050 T3-S3 y 1,129 camiones T3-S2-R4 para el año 1993 y 8,605 T3-S3 y 1 474 T3-S2-R4 para el año 1996 se recoge y se utiliza para formar una base de datos para los camiones que operan en los sistemas de carreteras mexicanas. El peso del camión diseño propuesto se establece igual que el máximo peso bruto vehicular permisible (MMA) en México, que es igual a 66.5 t (652.8 kN). También recomienda una carga uniformemente distribuida que se basa

en el análisis estadístico de los efectos de las cargas causadas por conjuntos de 3 camiones colocados en puentes y separados por una distancia de 3 m al avanzar. Los tres camiones son seleccionados al azar de los 500 más pesado en la base de datos obtenidos de las encuestas de camiones 1993 y 1996; se consideran los puentes de claros de 15, 30, 45 y 60 m.

Cabe mencionar que, si bien los estudios desarrollados por Rascón han adelantado la práctica de diseño de puentes en México, el empleo de 2 vehículos de diseño en vez de uno solo en las normas mexicanas, podría no ser conveniente para los diseñadores de puentes, debido a la poca practicidad que representa el uso de distintos modelos de cargas vivas. Además, no se verificó la pertinencia de los vehículos de diseño para claros menores a 15 m, tampoco se cuenta con una calibración para un nivel de confiabilidad preestablecido para el factor de carga viva adoptado; que es igual a 1.95 y corresponde al factor de carga por un factor de combinación de carga (e.g. García-Soto et al., 2010).

Díaz de León (2001) propuso un modelo de cargas vivas vehiculares (MCVV) representativo de las características del tránsito sobre los diferentes tipos de caminos nacionales, captados por la SCT en 1993, en 15 puntos de aforo, considerando dos sentidos de circulación y una duración de aproximadamente 4 días cada una, dando un total de 144 días (considerando 8 días por estación, 4 por sentido) y de 180,944 vehículos pesados. En esta investigación se obtuvo un modelo de cargas igual al MCVV HL-93, incluido en el código AASTHO LRFD (1994). Los claros considerados para el análisis fueron de 10 a 60 m, con incrementos de 5 m. Así mismo también se modelaron 3 escenarios de tráfico: el primero de vehículo uno a uno y el segundo y tercero simulando congestión vial. Los claros utilizados para el análisis de los escenarios de tráfico no incluyen puentes con claros de 6 a 10 m, donde los vehículos unitarios (como los B y C) causan los elementos mecánicos más desfavorables, así mismo tampoco se toma en cuenta que la presencia múltiple tiene mayor efecto para los puentes con claro de mediano a grande (mayor a 60 m).

Adicionalmente en esa investigación se definen las dimensiones de los automóviles y autobuses, basado en lo propuesto por Salgado (1999) y en el que causa los efectos más desfavorables, respectivamente; esto podría no ser del todo adecuado, ya que no modelaría el escenario real de tráfico al que estaría sometido el puente lo que puede llevar a mejores resultados. Se utilizaron 66 muestras para realizar el análisis estadístico de los resultados, de las cuales para cada escenario de tráfico se tenían 11 para momentos y 11 para cortantes (correspondientes a los 11 claros considerados), por tanto, solo se analizó una muestra de 3 días uno para cada escenario de tráfico. No obstante al tener pocas muestras los resultados obtenidos son menos representativos de la red nacional. En esa investigación también se obtuvieron factores de cargas y resistencia, factores de sitio, factores de sesgo y coeficientes de variación de carga viva e impacto.

En la investigación llevada a cabo por García-Soto (2010) se recabó y procesó información estadística de registros de vehículos en movimiento obtenida inadvertidamente en una autopista mexicana. Caracterizando probabilísticamente los elementos mecánicos producidos por los vehículos sobre puentes de diferentes longitudes idealizados como vigas simplemente apoyadas, identificando los posibles inconvenientes de la carga viva implementada en las actuales normas mexicanas y,

desarrollando un modelo, el cual consiste de un vehículo virtual nominal de 5 ejes y una carga uniformemente distribuida. Adicionalmente llevó a cabo un análisis de confiabilidad para calibrar/verificar el factor de carga viva a ser empleado con el modelo de cargas vivas desarrollado. Más tarde García-Soto (2014) amplió su investigación sobre el modelo de cargas vivas, en esta investigación los efectos de carga viva en varios puentes de un carril se modelan como placas simples apoyadas isotrópicas. Los pesos por ejes de vehículos se idealizan como cargas concentradas en diferentes ubicaciones de los puentes de dos carriles. Las deflexiones, tensiones y efectos de carga se pueden obtener con el método de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés) para cualquier punto en el puente si es necesario.

No obstante, a pesar de que se han propuesto modelos de cargas vivas vehiculares en los últimos años, no se han adoptado como modelos de diseño en la práctica, ni se ha modificado la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes desde el 2001 para cargas vivas de diseño de puentes.

2.1.3 Estado del arte sobre cargas vivas en puentes

Los modelos de cargas vivas utilizados generalmente en todo el mundo son los propuestos por los reglamentos de diseño de cada país; sin embargo, muchos países utilizan el código Europeo (Eurocódigo, UNE-EN 1991-2:2004/AC: 2010), el reglamento estadounidense (AASHTO, 2012), el reglamento canadiense (CAN/CSA-S6-14), por mencionar algunos, como base para sus reglamentos o los mismos para realizar sus diseños. Los modelos de cargas vivas vehiculares de estos reglamentos y los propuestos por algunos autores en el mundo, recomiendan un camión de diseño junto con una carga uniformemente repartida, para con ello incluir el efecto de presencia simultánea de vehículos (aunque esto no siempre se reconoce explícitamente en los propios reglamentos).

En los 90's, durante la base de los trabajos del Eurocódigo 1991-2 (cargas de tráfico en los puentes), cargas extremas y sus efectos, han sido evaluadas por el uso de los datos de pesaje en movimiento (WIM) registrados en varios lugares de Europa. Uno de los archivos más utilizados es un registro de datos WIM de 2 semanas de duración, en "Auxerre" una pesada autopista francesa en el año 1986. Hoy en día, los registros WIM son más largos y mucho más precisos, gracias a los progresos rápidos de la tecnología WIM.

Los modelos de cargas vivas que figuran en los códigos de diseño se realizan intencionalmente de manera conservadora con el fin de ser válidos para una amplia gama de tipos de puentes y condiciones de carga; no obstante, los modelos de cargas vivas para la evaluación de puentes tienden a ser menos conservadores. Sin embargo, en la mayoría de los países se aplican los mismos principios de evaluación a puentes que presentan tráfico denso con camiones muy cargados y los que transportan tráfico escaso con camiones ligeros; es por ello que algunos investigadores han acentuado la necesidad de realizar modelos de cargas vivas vehiculares con características particulares y reales del sitio de estudio que proporcione datos precisos para el diseño de estructuras con mayores índices de confiabilidad. A continuación se describen algunas de las

investigaciones realizadas en todo el mundo y particularmente en México sobre cargas vivas vehiculares en puentes.

Nowak y Zhou (1989) sugieren que la estimación precisa de la intensidad del tráfico y el tiempo de vida restante de los puentes, es esencial para la distribución óptima de los recursos limitados disponibles. Los parámetros principales que determinan el desempeño estructural son variables aleatorias. Los modelos estadísticos de carga y resistencia pueden ser derivados de los datos de las pruebas, observaciones y análisis. Sin embargo, existe una discrepancia considerable entre el nivel de confiabilidad de los miembros individuales y la confiabilidad global puente. La capacidad real de carga de transporte a menudo excede el valor teórico. Este documento resume los modelos prácticos de confiabilidad de puentes, utilizando una técnica de muestreo especial y evaluando puentes viga típicos.

Nowak y Szerszen (1998) en su trabajo se ocupa de los principales parámetros que intervienen en el diseño y evaluación de puentes. Se muestran algunos modelos de resistencia (de diferentes vigas), los cuales se basan en los datos estadísticos disponibles, pruebas materiales, encuestas de carga, pruebas de laboratorio, pruebas de campo y simulaciones. Los componentes de la carga considerados incluyen carga muerta, carga viva y carga dinámica. Los parámetros de Carga y resistencia varían aleatoriamente y que tienen que ser tratados como variables aleatorias. Entonces, el desempeño estructural se puede medir en términos del índice de confiabilidad, que es una función de parámetros estadísticos de carga y resistencia.

Miao y Chan (2002) describen el desarrollo de una nueva metodología para obtener los modelos de carga viva para puentes carreteros pequeños. Se basa en una metodología para obtener momentos y cortantes diarios extremos usando 10 años de datos del WIM en Hong Kong. Se proponen dos tipos de carga: una carga de carril y un modelo de camión. La metodología basada en el concepto de longitud de la base equivalente se utiliza para derivar el modelo de carga de carril y el modelo de camión de carga estándar se desarrolló sobre la base de un enfoque estadístico. Las cargas de carril y camión desarrolladas fueron comparadas con otros modelos de carga adoptados a nivel local y en el extranjero. En esta investigación fue primera vez que en Hong Kong se desarrolló una carga para diseño de puentes en base a datos de carga reales adquiridos utilizando enfoque estadístico y probabilístico.

Getachew y O'Brien (2007) resaltan que la carga de tráfico se identifica como una de las mayores fuentes de incertidumbre en la evaluación de los puentes. En los últimos años, las técnicas de simulación, utilizando los datos de tráfico medidos, se han usado para predecir los efectos de las cargas de tráfico en los puentes característicos, sin embargo, las técnicas son complejas, sensibles a los supuestos adoptados y requieren conocimientos estadísticos especiales. Este trabajo presenta un modelo simplificado de carga de tráfico específica del sitio que genera efectos de carga comparables a los correspondientes resultados de una simulación completa. Además, el método simplificado puede ser empleado por la práctica de los ingenieros para la evaluación de puente, tomando en cuenta sus limitaciones, puede proporcionar datos precisos.

O'Brien et al. (2009) proponen un método de medición de campo de los esfuerzos en los puentes debido a la Interacción vehículo-puente (VBI), ya que al formular un enfoque para evaluar la carga de tráfico del puente con una previsión de VBI, es necesario el equilibrio entre la limitada precisión y las demandas computacionales de los modelos numéricos y los períodos de tiempo limitados para los que hay datos experimentales disponibles. Sin embargo, a menudo es poco práctico vigilar los puentes durante largos períodos de tiempo y plantea dudas sobre la veracidad de los efectos de carga característicos calculados. La prueba de carga suave, a diferencia de la carga de prueba de diagnóstico, es la medición directa del efecto de carga en puentes con tráfico aleatorio. En este trabajo se considera la influencia del período de medición de la precisión de las predicciones de las pruebas de carga suaves de efectos de carga característicos, incluyendo VBI, para puentes con dos carriles de circulación. Los investigadores llegan a la conclusión de que, incluso durante períodos de tiempo relativamente cortos, las estimaciones son razonablemente precisas y tienden a ser conservadoras. Siempre que los datos sean representativos, las pruebas de carga suave, demuestra ser una herramienta útil para el cálculo del efecto de la carga total.

Chan y Miao (2011) desarrollaron una investigación en la que se discuten los análisis estadísticos utilizados para obtener modelos de cargas vivas en puentes de Hong Kong a partir de datos recabados en 10 años del WIM. En este trabajo también se introducen los conceptos estadísticos necesarios y las terminologías adoptadas en el desarrollo de modelos de cargas vivas para puentes. Los diferentes parámetros de carga como peso bruto del vehículo, peso de los ejes, distancia entre ejes, media diaria de camiones, etc., se analizaron por primera vez por diversos procesos estocásticos con el fin de obtener distribuciones de estos parámetros. Este estudio representa un nuevo método para el modelado de datos recabados mediante el WIM y utilizando un enfoque estadístico.

Bárcenas (2011) propone una metodología para el análisis estadístico de cargas de vehículos pesados, pronóstico de valores extremos de cargas y efectos de fatiga en puentes carreteros. Dicha metodología se sistematizó creando un programa de cómputo denominado DIP (Diagnostico Estadístico y de Fatiga en Puentes). En el estudio de valores extremos se aplican cuatro métodos: Modelo de Gumbel Asintótico, Proceso de Poisson Suavizado, Valores Extremos Generalizado (GEV) y Picos de Rebase de Umbral (POT), destacando la implementación y precisión de éste último para la predicción de valores máximos de cargas esperados en función del periodo de retorno. Todo el trabajo se sustenta primordialmente en la medición y manejo de datos del WIM. Para la aplicación del programa DIP se utilizaron registros de vialidades y características de puentes de Francia.

Kwon et al. (2011) proponen nuevos factores de calibración de carga viva para el diseño puentes en Missouri como una función de la media diaria de tráfico de camiones del puente, en base a los datos de tráfico recogidos por 5 años en estaciones del WIM en Missouri, mismos que se utilizan para simular cargas realistas de los camiones. Además, las configuraciones de puentes típicas identificadas a partir de los análisis estadísticos del 2007, se utilizan para definir los puentes representativos en Missouri. Resultados de los análisis de confiabilidad utilizando los datos del WIM

y las configuraciones representativas de puentes, demuestran que la mayoría de los puentes tienen índices de confiabilidad superiores a 3.5.

O'Brien et al. (2011) utilizaron una base de datos de WIM, recabada en dos sitios europeos y conteniendo más de 1 millón de camiones, para examinar las relaciones entre los vehículos adyacentes en dos carriles pertenecientes al mismo sentido de circulación, en términos de peso de los vehículos, velocidades y distancias entre vehículos. Se muestra que hay varios patrones de correlación, algunos de los cuales son significativos para la carga de puente. Se presenta un nuevo enfoque para la simulación Monte Carlo de dicho tráfico, que es relativamente simple de aplicar. Esta es una forma de "bootstrap" suavizado en el que las funciones del núcleo se utilizan para añadir aleatoriedad a los escenarios de tráfico medidos. Se muestra que da un mejor ajuste a los datos medidos que los modelos que asumen ninguna correlación. Los resultados se presentan a partir de simulaciones de largo plazo de tráfico utilizando los diferentes modelos.

Herrada (2013) retoma la metodología para el análisis estadístico de cargas de vehículos pesados (Bárceñas, 2011) y propone la actualización, revisión y mejora de dicho software, es decir resaltando el efecto del tráfico pesado de varios carriles sobre el puente, sistematizando la metodología con un enfoque moderno que implica el desarrollo de una herramienta de cómputo, interactiva y amigable. Las aplicaciones mostradas en este trabajo se sustentan en datos de pesaje dinámico de vehículos (WIM), realizados en vialidades de Francia, e información de puentes proporcionados por el Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC).

Medina (2014) propone un método para evaluar la vida remanente ante fatiga de puentes de concreto presforzado, donde se toman en cuenta las cargas dinámicas de los vehículos pesados obtenidos mediante el WIM (de una autopista francesa), luego se obtienen los elementos mecánicos en secciones críticas a través de líneas y/o superficies de influencia, se determinan los esfuerzos tanto en el concreto como en el cable del presfuerzo y se obtiene la resistencia a fatiga para los ciclos de esfuerzos presentados en el puente ante el escenario de tráfico utilizado.

2.2 MODELOS DE CARGAS VIVAS EN EL ESTADO DE GUANAJUATO

En México, a pesar de que se han propuesto modelos de cargas vivas vehiculares en los últimos años, no se han adoptado como modelos de diseño en la práctica, ni se ha modificado la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes desde el 2001 para cargas vivas de diseño de puentes. Sin embargo, en el estado de Guanajuato hasta el día de hoy, no existe antecedente de alguna propuesta de un modelo de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes del cual se tenga conocimiento.

Es por ello que es de gran importancia el desarrollo de un modelo para el estado de Guanajuato que proporcione elementos mecánicos acordes a las características del tránsito local y las características principales de puentes en la entidad, y brinde niveles de seguridad aceptables a los diseñadores de

estructuras ante el comportamiento de sus proyectos en la realidad, así como que sea sencillo de aplicar y evite mezclar modelos de cargas vivas vehiculares con camiones de carga para determinar el vehículo de diseño a utilizar. Lo anterior se justifica si además se considera que los elementos mecánicos producidos por vehículos pesados sobre puentes son dependientes de la ubicación geográfica (“site-dependent”) de estas estructuras (e.g., Kwon et al., 2011; Pelphrey et al., 2008; Getachew y O’Brien, 2007; Moses, 2001)

Además, algunos reglamentos de diseño de puentes (e.g. AASHTO 2012) permiten incluir aforos locales de tráfico para algunas evaluaciones, en lugar de los datos de carácter general estipulados en la norma.

2.2.1 Antecedentes Generales

En el Estado de Guanajuato, como se mencionó anteriormente, se diseñan los puentes con el reglamento mexicano establecido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2001), además de utilizar también el reglamento estadounidense AASHTO (2012). Sin embargo, como práctica común se calculan los elementos mecánicos producidos por camiones: T3-S3, T3-S2-R4, vehículos del IMT, vehículos de la AASHTO y se elige como vehículo de diseño el que produzca los elementos mecánicos más desfavorables (comunicación personal Ing. Víctor Velázquez SOP, 2015). Lo cual está en función del claro y del tipo de carretera en donde se emplace el puente; para claros pequeños los vehículos grandes como el T3- S2- R4 no producen gran efecto debido a que solo actúa sobre él una subconfiguración de éste.

Como resultado de la evolución de los vehículos de carga en México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) publicó el nuevo Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción Federal, en el cual se establecieron nuevos pesos y dimensiones permisibles con los que los vehículos de autotransporte pueden transitar (SCT, 1994), su última reforma fue publicada en el 2006. Con base a este reglamento se ha propuesto la Norma Mexicana NOM-012-SCT-2008, la cual ha sufrido diversas actualizaciones siendo la norma vigente la NOM-012-SCT-2014. En la norma de 1980 se definieron los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 como los más pesados; estos vehículos han sido adoptados sin ningún estudio base, como cargas de diseño, sin embargo, no existe ningún reglamento donde se definan dichos vehículos como cargas vivas de diseño de puentes, aún más, hay evidencia que se muestra más adelante en este trabajo, que para ciertos claros otros tipos de vehículos diferentes causan los elementos mecánicos más desfavorables.

Las características como configuración del vehículo, número de llantas, número de ejes, peso bruto vehicular máximo y largo máximo de los vehículos que se permiten circular en las carreteras federales según NOM-012-SCT-2014 se muestran en las tablas 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5.

Tabla 2.1 Características de los vehículos permitidos sobre carreteras federales (NOM-012-SCT-2014)

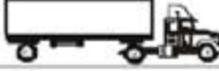
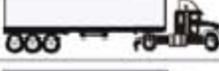
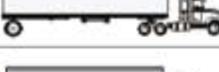
AUTOBÚS (B)			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
B2	2	6	
B3	3	8 ó 10	
B4	4	10	
CAMIÓN UNITARIO (C)			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
C2	2	6	
C3	3	8-10	
CAMIÓN - REMOLQUE (C - R)			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
C2-R2	4	14	
C3-R2	5	18	
C2-R3	5	18	
C3-R3	6	22	
TRACTOCAMIÓN ARTICULADO			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
T2-S1	3	10	
T2-S2	4	14	
T2-S3	5	18	
T3-S1	4	14	
T3-S2	5	18	
T3-S3	6	22	

Tabla 2.2 Peso bruto vehicular máximo autorizado por clase de vehículo y camino (NOM-012-SCT-2014)

VEHÍCULO	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	PESO BRUTO VEHICULAR (t)			
			ET y A	B	C	D
B2	2	6	19,0	16,5	14,5	13,0
B3	3	8	24,0	19,0	17,0	16,0
B3	3	10	27,5	23,0	20,0	18,5
B4	4	10	30,5	25,0	22,5	21,0

Tabla 2.3 Peso bruto vehicular máximo autorizado por clase de vehículo y camino (NOM-012-SCT-2014)

VEHÍCULO O CONFIGURACIÓN VEHICULAR	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	PESO BRUTO VEHICULAR (t)			
			ET y A	B	C	D
C2	2	6	19,0	16,5	14,5	13,0
C3	3	8	24,0	19,0	17,0	16,0
C3	3	10	27,5	23,0	20,0	18,5
C2-R2	4	14	37,5	35,5	NA	NA
C3-R2	5	18	44,5	42,0	NA	NA
C3-R3	6	22	51,5	47,5	NA	NA
C2-R3	5	18	44,5	41,0	NA	NA
T2-S1	3	10	30,0	26,0	22,5	NA
T2-S2	4	14	38,0	31,5	28,0	NA
T3-S2	5	18	46,5	38,0	33,5	NA
T3-S3	6	22	54,0	45,5	40,0	NA
T2-S3	5	18	45,5	39,0	34,5	NA
T3-S1	4	14	38,5	32,5	28,0	NA
T2-S1-R2	5	18	47,5	NA	NA	NA
T2-S1-R3	6	22	54,5	NA	NA	NA
T2-S2-R2	6	22	54,5	NA	NA	NA
T3-S1-R2	6	22	54,5	NA	NA	NA
T3-S1-R3	7	26	60,5	NA	NA	NA
T3-S2-R2	7	26	60,5	NA	NA	NA
T3-S2-R4	9	34	66,5	NA	NA	NA
T3-S2-R3	8	30	63,0	NA	NA	NA
T3-S3-S2	8	30	60,0	NA	NA	NA
T2-S2-S2	6	22	51,5	NA	NA	NA
T3-S2-S2	7	26	58,5	NA	NA	NA

Tabla 2.4 Largo máximo autorizado por clase de vehículo y camino (NOM-012-SCT-2014)

VEHÍCULO O CONFIGURACIÓN VEHICULAR	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	LARGO TOTAL (m)			
			ET y A	B	C	D
B2	2	6	14,0	14,0	14,0	12,5
B3	3	8	14,0	14,0	14,0	12,5
B3	3	10	14,0	14,0	14,0	12,5
B4	4	10	14,0	14,0	14,0	12,5

Tabla 2.5 Largo máximo autorizado por clase de vehículo y camino (NOM-012-SCT-2014)

VEHÍCULO O CONFIGURACIÓN VEHICULAR	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	LARGO TOTAL (m)			
			ET y A	B	C	D
C2	2	6	14,0	14,0	14,0	12,5
C3	3	8	14,0	14,0	14,0	12,5
C3	3	10	14,0	14,0	14,0	12,5
C2-R2	4	14	31,0	28,5	NA	NA
C3-R2	5	18	31,0	28,5	NA	NA
C3-R3	6	22	31,0	28,5	NA	NA
C2-R3	5	18	31,0	28,5	NA	NA
T2-S1	3	10	23,0	20,8	18,5	NA
T2-S2	4	14	23,0	20,8	18,5	NA
T2-S3	5	18	23,0	20,0	18,0	NA
T3-S1	4	14	23,0	20,0	18,0	NA
T3-S2	5	18	23,0	20,8	18,5	NA
T3-S3	6	22	23,0	20,8	18,5	NA
T2-S1-R2	5	18	31,0	NA	NA	NA
T2-S1-R3	6	22	31,0	NA	NA	NA
T2-S2-R2	6	22	31,0	NA	NA	NA
T3-S1-R2	6	22	31,0	NA	NA	NA
T3-S1-R3	7	22	31,0	NA	NA	NA
T3-S2-R2	7	26	31,0	NA	NA	NA
T3-S2-R4	9	34	31,0	NA	NA	NA
T3-S2-R3	8	30	31,0	NA	NA	NA
T3-S3-S2	8	30	25,0	NA	NA	NA
T2-S2-S2	6	22	31,0	NA	NA	NA
T3-S2-S2	7	26	31,0	NA	NA	NA

2.2.2 Reglamentos más utilizados

Como ya se mencionó anteriormente, los reglamentos utilizados en el estado de Guanajuato son el de la SCT 2001 y el de la AASHTO 2012, utilizando sus modelos de cargas vivas vehiculares para el diseño de puentes. Además del contenido en el reglamento para diseño de elementos de la superestructura, subestructura y cimentación en cuanto a cargas y acciones, viento, sismo, combinaciones de carga, distribución de cargas, etc. A continuación se describen los modelos de cargas vivas de los reglamentos utilizados.

2.2.2.1 SCT

La SCT en sus normas para diseño de puentes hace alusión de la diferencia entre una obra de drenaje menor y un puente, la cual se determina a partir de la longitud del claro; por lo tanto sus normas para puentes son aplicables a estructuras con claros mayores a 6 m. Los modelos de cargas vivas contenidos en la normativa (SCT, 2001) propuestos por Rascón (1999, 2004) con base en aforos vehiculares realizados en 1993 y 1996 en México y que presentan un total equivalente a 103 días, para una estación consisten dos configuraciones, una para carreteras principales (tipo ET, A, B y C) IMT 66.5 y otra para carreteras alimentadoras o secundarias (tipo D) IMT 20.5, según la clasificación establecida en el Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal (SCT, 2006).

Cabe señalar que para el caso particular del estado de Guanajuato, las carreteras tipo C tienen gran importancia (como se demostrará más adelante), ya que son los caminos secundarios mayormente utilizados como vías de comunicación y, aunque el modelo IMT 66.5 aplica para este tipo de carreteras, los efectos que éste causa son mucho mayores a los que realmente ocurren debidos al paso de configuraciones vehiculares permitidas en la normativa para este tipo de caminos y, aunque la normativa SCT reduce las cargas por un factor de 0.9 para carreteras tipo C, Rascón (1999) en su investigación no marca diferencia alguna para el modelo aplicado a caminos tipo C.

Los modelos de carga viva propuestos, están compuestos por una serie de cargas puntuales y una carga uniformemente distribuida, la cual se basa en el análisis estadístico de elementos mecánicos producidos por conjuntos de tres camiones seleccionados aleatoriamente entre los vehículos más pesados en el aforo y que se colocaron a distancias de 3 m (Rascón, 1999). Es necesario revisar que tan factible es utilizar dichos conjuntos de camiones pesados para determinar la carga uniformemente repartida, ya que un alto volumen vehicular en las carreteras, no necesariamente se correlaciona con los vehículos más pesados (e.g. Gindy et. al, 2007).

a) Modelo IMT 66.5

Este modelo de cargas vivas para el análisis longitudinal de claros iguales o mayores de 30 m, consiste en tres cargas concentradas ($P_1=5t$ (49.1 kN), $P_2=24t$ (235.6 kN) y $P_3=37.5t$ (368.1 kN)) y una carga uniformemente distribuida (w , para claros iguales o mayores de 90 m $w=1$ t/m (9.8 kN/m) y para claros entre 30 y 90 m $w=10(L-30)/60$). Para carreteras tipo C, las cargas deben multiplicarse

por un factor de reducción de 0.9. Este modelo se muestra en la figura 2.1. (SCT, 2001, N-PRY-CAR-6-01-003/01).

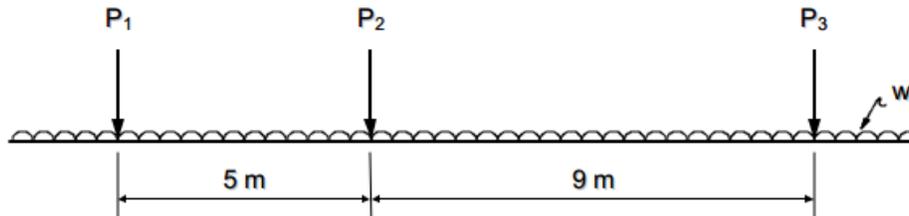


Figura 2.1 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5 para puentes con claros iguales o mayores de 30 m

Como se muestra en la figura 2.2, para claros menores de treinta metros $w=0$ y P_2 se divide en dos cargas iguales de 12t (117.8 kN) y P_3 se divide en tres cargas de 12.5t (122.7 kN), en ambos casos espaciadas a 1.2 m. (SCT, 2001, N-PRY-CAR-6-01-003/01).

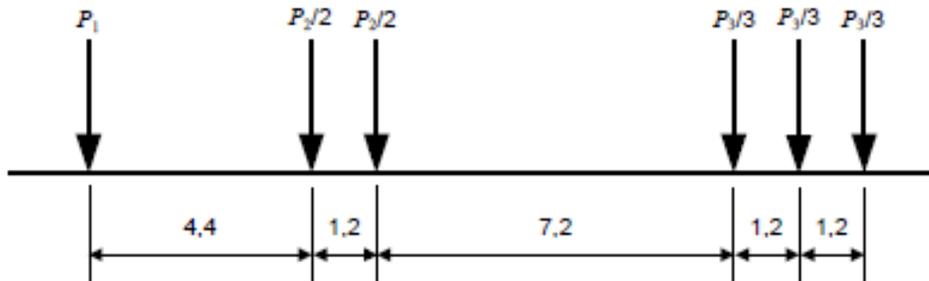


Figura 2.2 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5 para puentes con claros menores de 30 m

b) Modelo IMT 20.5

Este modelo de cargas vivas para el análisis longitudinal de claros iguales o mayores de 15 m, consiste en dos cargas concentradas ($P_4=2.5t$ (24.5 kN), $P_5=18t$ (176.7 kN)) y una carga uniformemente distribuida $w'=0.9t/m$ (8.8 kN/m). Como se indica en la figura 2.3.

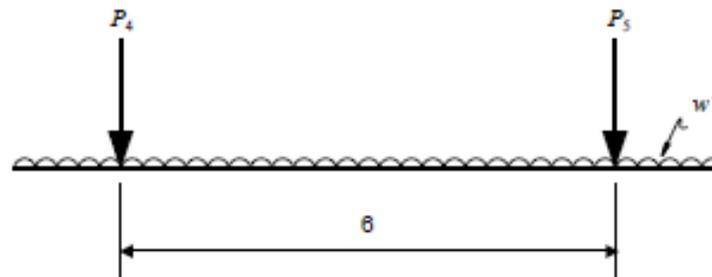


Figura 2.3 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5 para puentes con claros iguales o mayores de 15 m

Como se muestra en la figura 2.4, si el claro es menor a 15 m, P_5 se divide en dos cargas iguales de 9 t (88.3 kN), espaciadas a 1.2 m y la carga uniformemente distribuida w' se toma como:

$$w' = \frac{8.8}{15} L$$

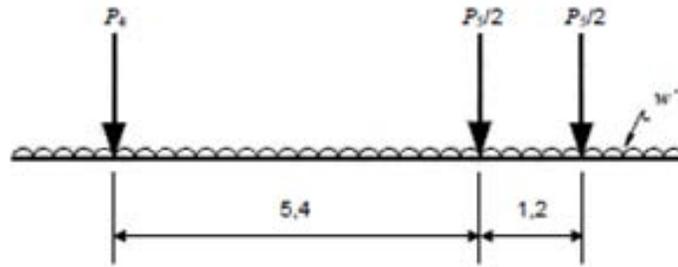


Figura 2.4 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 20.5 para puentes con claros menores de 15 m

El peso de los vehículos citados anteriormente es de 66.5t (652.8 kN), igual al máximo peso vehicular permitido en México.

2.2.2.2 AASHTO

Las Normas de la AASHTO (2012) establecen que la carga viva vehicular en los carriles de los puentes o estructuras incidentales, consistirán en un combinación de diseño camión o diseño tándem y diseño de carga de carril (equivalente a un tren de camiones), definidas ambas para producir acciones máximas sobre un claro de un puente.

Los pesos y las distancias de ejes y ruedas para el camión de diseño serán las especificadas a continuación considerando además un incremento por carga dinámica. La separación entre los dos ejes de 32.0 kip (14.5 t (142.3 kN)) se varía entre 14 (4.26 m) y 30 ft (9.14 m), para producir efectos de fuerzas extremas (como se muestra en la figura 2.5). El tándem de diseño estará compuesto por un par de 25.0 kip (11.3t (110.9 kN)) ejes espaciados 4 ft (1.22 m). La separación transversal de las ruedas deberá ser adoptada en 6.0 ft (1.83 m), además se considerará un incremento por carga dinámica. La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 0.64 klf (0.09 t/m) distribuida uniformemente en la dirección longitudinal. Transversalmente, se supondrá que la carga de diseño de carril que se distribuirá uniformemente sobre un ancho de 10.0 ft (3.05 m). Los efectos de la fuerza de la carga de diseño de carril no estarán sujetos a un incremento por carga dinámica.

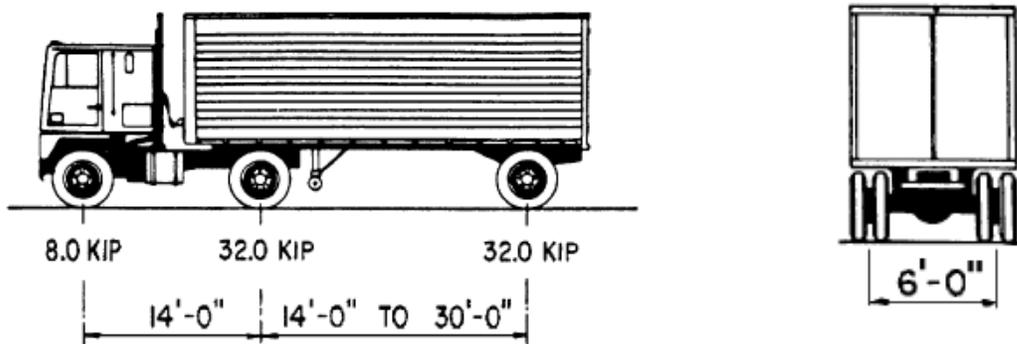


Figura 2.5 Características del camión diseño, AASHTO 2012

El modelo de carga viva, que consiste en ya sea un camión o tándem coincidente con una carga uniformemente distribuida, fue desarrollado como una representación nocional de los cortantes y momentos producidos por un grupo de vehículos rutinariamente permitidos en las carreteras de varios estados bajo las antiguas leyes de exclusiones de peso. Los vehículos considerados como representantes de estas exclusiones se basaron en un estudio realizado por el Concejo de Investigación del Transporte (Cohen, 1990). El modelo de carga se llama "Nocional", ya que no tiene la intención de representar cualquier camión particular. Así mismo, cada carril de diseño en cuestión será ocupado por el camión ya sea de diseño o en tándem, coincidente con la carga de carril, donde sea aplicable. Las cargas serán asumidas a ocupar 3 m transversalmente dentro de un carril de diseño.

En el desarrollo inicial del modelo de carga viva nocional, no se hizo ningún intento de relacionar a las cargas acompañadas de permisos para sobrecargas ilegales, o de corta duración con permisos especiales. Los efectos de momentos y cortantes fueron posteriormente comparados con los resultados de estudios de peso de camiones (e.g. Csagoly et al., 1981; Nowak, 1992), seleccionados de datos WIM, y el modelo OHBDC de carga viva de 1991. Estas comparaciones posteriores mostraron que la carga ficticia podría escalarse por factores de carga adecuados para ser representativa de estos otros espectros de carga.

Al considerar las condiciones específicas del sitio, se deben considerar modificaciones en el camión de diseño, diseño tándem, y/o la carga de carril de diseño bajo las siguientes condiciones: carga legal de una jurisdicción determinada es significativamente mayor que la típica, se espera que el camino pueda llevar inusualmente altos porcentajes de tráfico de camiones, control de flujo, tal como una señal de "Stop", señal de tráfico, o cabina de peaje, causa que los camiones se reúnan sobre determinadas áreas de un puente o para no ser interrumpidos por tráfico ligero, o cargas industriales especiales son comunes debido a la ubicación del puente.

2.2.3 Estadísticas, aforos y pesajes

Para el Estado de Guanajuato existen una gran variedad de aforos vehiculares, unos realizados por particulares (empresas contratadas por dependencias públicas) y otros realizados directamente por dependencias como la SCT, Secretaria de Obra Pública del Estado de Guanajuato (SOP) y las Secretarías de Obras Públicas municipales. El objetivo principal de estos aforos es llevar a cabo conteos de vehículos, clasificándolos acordes a sus características principales (número de ejes total, en algunos casos: número de ejes en el tractor, semirremolque y remolque), en configuraciones como las reguladas por el reglamento de pesos y dimensiones, lo anterior para brindar un panorama general del número y tipo de vehículos que transitan por las vías de comunicación del estado. Muchos de esos aforos son realizados mediante mangueras neumáticas, que solo proporcionan la clasificación vehicular y en algunos casos velocidad de tránsito. Sin embargo, no brindan datos acerca del peso bruto vehicular o por eje del vehículo; es por ello que para el caso de pesajes no se tiene disponible mucha información al respecto.

Referente a la base de datos del SCT en su Dirección General de Servicios Técnicos, se cuenta con información anual, siendo la más reciente en 2014, sobre los aforos realizados en la red del estado, dividida en la red federal libre, red federal de cuota, red estatal libre, red estatal de cuota y carreteras integradas por tramos federales y estatales, incluyendo en ella el nombre de la carretera, lugar del aforo, kilometro, TDPA, clasificación vehicular en por ciento (para vehículos tipo: M, A, B, C2, C3, T3S2, T3S3, T3S2R4 y otros) y coordenadas del sitio de aforo.

Así mismo, el IMT a través de la información recopiladas por la SCT, publica un estudio estadístico de campo del autotransporte nacional (publicación más reciente en 2012), los objetivos principales de este estudio son: conocer el estado del peso y las dimensiones de los diferentes tipo de vehículos de carga que circulan por las carreteras nacionales, registrar el tipo y cantidad de carga transportada por esos vehículos y determinar el origen, destino y distancia de los movimientos de carga en las carreteras. En 1991, 1994, 1995, 1999, 2005 y 2009 se instalaron estaciones en el estado de Guanajuato.

En cuanto a los aforos obtenidos por SOP, el más reciente en el 2013, realizado para caminos con jurisdicción estatal, se tiene la información clasificada por nombre de la carretera, punto de aforo, kilometro, año de registro, carril, días de aforo, TDPA total y por carril, velocidad promedio y porcentaje de participación de autos, camión unitario, autobús y tractocamión articulado.

Adicionalmente a esto, el gobierno del Estado de Guanajuato contrató la elaboración de un Plan de Infraestructura Carretera del Estado de Guanajuato (PICEG) para los próximos 25 años, donde están involucradas dependencias de orden municipal, estatal y federal como lo son: Obras Públicas municipales, Secretaria de Obra pública del Estado, Instituto de Planeación del Estado de Guanajuato, Transporte y tránsito del Estado, Secretaria de Desarrollo Económico Sustentable, Secretaria de Turismo, Instituto de Ecología, Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Secretaria de Finanzas, Secretaria de Hacienda e Instituto Nacional de Antropología e Historia.

En el PICEG se llevaron a cabo aforos vehiculares, encuestas origen destino, determinación de velocidades de operación, determinación de las características físicas, geométricas y operativas de la red vial, recopilación de proyectos nuevos de las dependencias involucradas, etc. Mediante un análisis de la información y accesibilidad territorial, evaluación de impacto ambiental, evaluación costo beneficio y simulaciones se determinaron que para el desarrollo de la infraestructura del estado es necesaria la construcción de distintos proyectos (mostrados en la figura 2.6), entre lo que se encuentran: 9 proyectos estructurales (algunos nuevos y otros de modernización), 4 proyectos generales (todos nuevos, con tipos de caminos A4, A2 y B), 18 proyectos de modernización (a tipo de caminos A4, A2 y B), 7 libramientos (todos nuevos de tipo de caminos A6, A4 y A2) y 40 proyectos de accesibilidad (todos nuevos con tipo de Camino C).

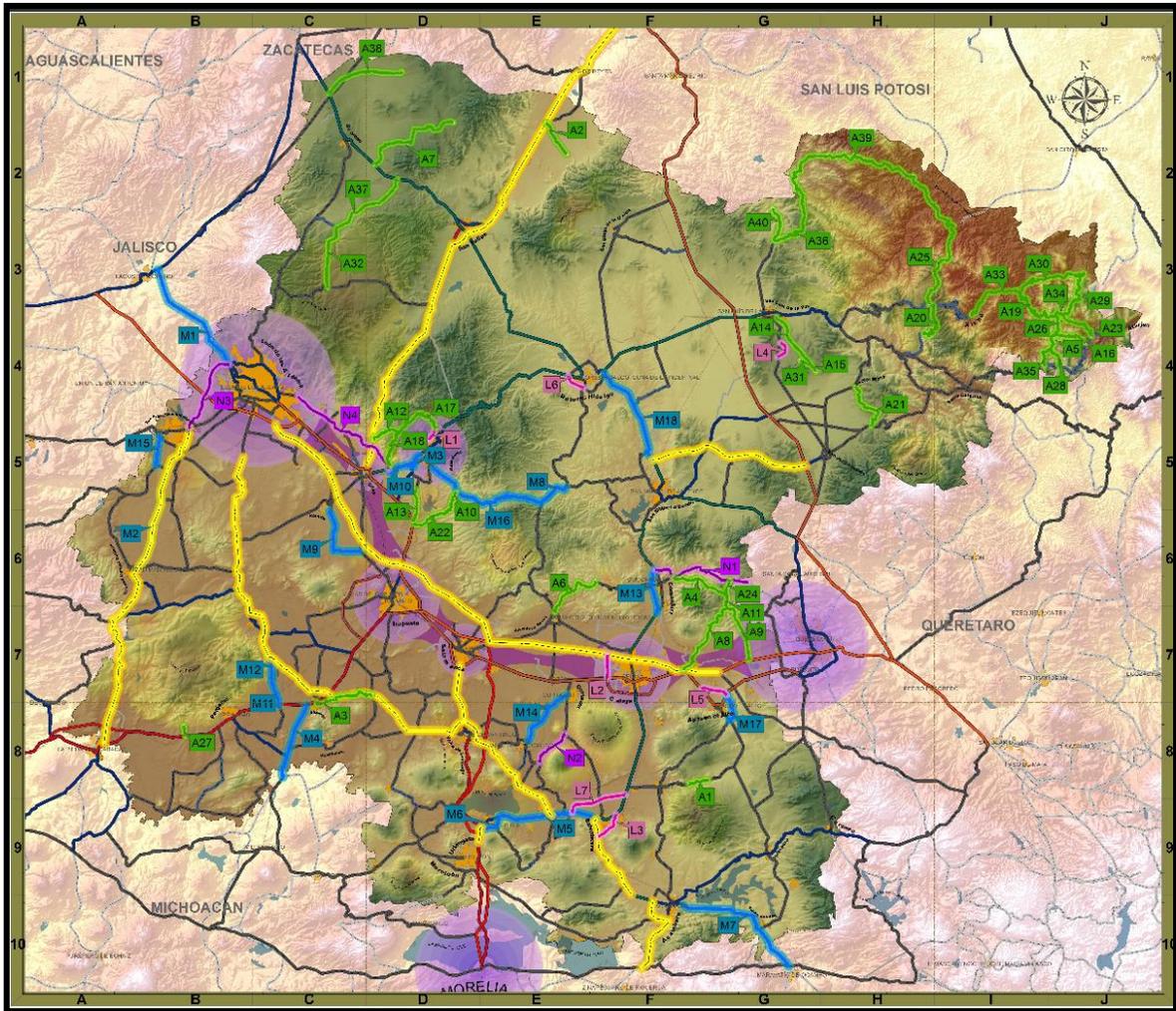


Figura 2.6 Plan de Infraestructura Carretera del estado de Guanajuato (2013)

2.3 SISTEMAS DE AFORO

El tráfico vehicular tanto en carreteras como en zonas urbanas ha llegado a ser un tema de fuerte preocupación e intenso debate a nivel mundial. Actualmente, se observa un crecimiento pronunciado del parque vehicular aunado al envejecimiento y deterioro de la infraestructura vial. El costo de mantenimiento de puentes carreteros incrementa exponencialmente, ya que algunas de estas construcciones han llegado al fin de su periodo de vida útil (e.g., Bárceras, 2011). Así mismo lo anterior debe ser tomado en cuenta para el caso de diseños de puentes nuevos, ya que de no hacerlo se tendrán estructuras con incertidumbres significativas en cuanto a su nivel de seguridad. Es por ello que cada vez se vuelve más necesario medir las cargas que circulan por las carreteras y más aún, tener un control de éstas.

El uso de datos de la encuesta de camiones para desarrollar el camión virtual fue realizada en Canadá en la década de 1970 y el modelo desarrollado fue la base para el modelo de carga viva implementado en el código para el diseño de puentes carreteros de Ontario (e.g., Csagoly et al., 1973; Harman et al., 1976; Dorton et al., 1977; Csagoly et al., 1978; Harman et al., 1979).

Existen muchos y muy diversos sistemas de aforo, sin embargo para fines prácticos de esta investigación los agruparemos en: clasificación vehicular, pesaje estático y pesaje dinámico.

Clasificación vehiculares: para la obtención de información referente a los volúmenes de tránsito en cierto tramo carretero existen los métodos de aforo vehicular. El cual es una muestra de los volúmenes para el período de tiempo en el que se realiza y tienen por objeto cuantificar el número de vehículos que pasan por un punto, sección de un camino o una intersección.

Pesaje estático: tiene muchas ventajas por su gran precisión y confiabilidad en actividades comerciales, en los sectores agrícola o minero, sin embargo, estas ventajas no pueden ser empleadas en un control en carretera o mucho menos en el control de peso por ejes. Realizar un control de pesos por ejes con equipos de pesaje estático demanda al ente supervisor una gran cantidad de personal, menor toma de nuestras y, al transportista una demora en el tiempo de viaje. El tiempo de espera o cola, en la modalidad de pesaje estático en carretera ha contribuido que a nivel mundial, los principales organismo de control en carreteras empleen el pesaje en movimiento.

Pesaje dinámico: Denominamos pesaje dinámico o en movimiento a la acción de estimar la transmisión de las fuerzas de impacto de los neumáticos de los vehículos cuando transitan por la carretera. Mediante el adecuado uso de equipos, cada vehículo pesado es “censado”, evitándose así, una mínima interrupción en la circulación. Mediante esta forma de medir los pesos vehiculares, podemos constatar el cumplimiento de los límites establecidos para cada configuración vehicular. El cumplimiento de dichos límites, permite una adecuada conservación de la infraestructura de transporte, con los respectivos ahorros al erario nacional y una disminución de los costos de transporte a las empresas involucradas en esta actividad.

Debido al uso de novedosos software y accesorios, las aplicaciones del pesaje dinámico son muy diversas, de las cuales podemos señalar las siguientes:

- Control de Tráfico Pesado para Estudios y Diseño de nuevos pavimentos.
- Prevención de daño y asistencia para mantenimiento y/o reforzamiento de Puentes.
- Análisis de Pesos por Eje y prevención de accidentes de tránsito.
- Generación de Información para estudios económicos y planeamiento del transporte.
- Pruebas de diseño de nuevas configuraciones vehiculares o vehículos especiales.
- Aplicación punitiva a los infractores de la norma de pesos y dimensiones vehiculares.

2.3.1 Sistemas de aforo previos a los sistemas WIM

En México, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) son los encargados de realizar la mayor parte de los estudios sobre las redes viales. Con respecto a la base de datos, la SCT y el IMT utilizan sistemas de gestión vial, el modelo HDM-4 (Sistema para el Desarrollo y Gestión de Carreteras) y el SIPUMEX (Sistema de Puentes de México), les permite determinar de manera sistemática, los trabajos de conservación requeridos en las carreteras federales libres de peaje. El SIPUMEX cuenta con una base de datos en la que se tiene el inventario de todos los puentes con sus características geométricas y estructurales básicas, ubicación, materiales, estado físico y datos de tránsito de los vehículos que soportan, etc.

Mendoza (1992) realizó para el IMT una serie de análisis estadístico de pesos y dimensiones de los vehículos que circulan sobre las carreteras mexicanas para conformar un entorno de operación de los vehículos pesados, en materia de pesos y dimensiones, permitiendo proteger a los pavimentos y puentes de un excesivo deterioro y eventual colapso. Parte de este estudio consistió en implementar, sobre las carreteras troncales más importantes de la República, una serie de estaciones para la medición de pesos y dimensiones de los vehículos de carga. Este proceso ha continuado durante los últimos años, por diversos investigadores del Instituto Mexicano del transporte mediante la publicación de anuarios y el análisis estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en diversos años.

Sistemas de clasificación vehicular

Desde hace muchos años en todo el país, se han utilizado diversos métodos de contabilización, clasificación y pesaje vehicular; comenzando desde los manuales, en los cuales se predeterminan tablas con la clasificación vehicular (formatos preestablecidos) y se coloca personal estratégicamente para la contabilización y clasificación de todos los vehículos que transitan por cierta vialidad, a periodos de 15 minutos se hace un recuento de los valores obtenidos con la finalidad de que la información sea más exacta y confiable (Memoria descriptiva de aforos manuales del PICEG, 2013). Este método solo brinda datos sobre el TDPA y la clasificación vehicular, normalmente es combinado con las encuestas origen destino, donde se detiene el flujo vehicular y se realiza un cuestionario al conductor referente al número de pasajeros, datos de los sitios de origen y destino, propósito, tiempo estimado y frecuencia del viaje, modelo y tipo de combustible del vehículo.

Otro tipo de sistema para aforo y clasificación vehicular utilizado es en base a mangueras neumáticas, el cual se utiliza como sensor de ejes que detecta el paso del vehículo en base al impulso de presión que se genera. Este impulso se mide en un sensor de presión situado dentro del equipo de medida, se pueden contar y clasificar, según se coloquen una o dos mangueras por sentido. La manguera es un procedimiento muy eficaz para aforos de corta duración.

El sistema a base de lazos inductivos, se pueden utilizar en forma temporal o permanente, siendo esta última la más normal. Detectan el paso del vehículo por variación de la masa magnética sobre

el lazo. No detectan con detalle el eje, de modo que no pueden diferenciar el eje doble o el eje triple de un eje sencillo. Son económicos. Permiten clasificar vehículos, pero sin precisar exactamente el número de ejes.

Años después fueron desarrollados contadores y clasificadores de vehículos con mayor tecnología como los basados en espiras inductivas y sensores piezoeléctricos usados como elementos sensores de vehículos; los cuales realizaban los siguientes estudios o una combinación de ellos: conteo de vehículos, ocupancia de carril, clasificación por rangos de velocidad, clasificación por rangos de largo y clasificación por tipos de vehículos, según tabla de distancias entre ejes y distancia a inicio y fin de vehículo. Su campo de aplicación va desde 1 km/h hasta 180 km/h.

Otro tipo de sistema es a base de cables de fibra óptica: son sensores de ejes que detectan el paso del vehículo por la variación de la conductividad óptica de un cable de fibra óptica pisado por la rueda del vehículo. Su utilización es análoga a la de los sensores piezoeléctricos, pero cubriendo velocidades desde "0" km/h, por lo que son los únicos sensores que permiten clasificar en base al número de ejes en situaciones de circulación a vuelta de rueda, arranque-parada, etc.

Otro de los equipos utilizados es el sensor laser visible activo para clasificación vehicular en base al número de ejes del vehículo. Diseñado para montaje lateral a un lado y fuera del carril de tránsito, proporciona para cada carril detección del vehículo, separación entre ejes, velocidad, número de ejes y salida de disparo de cámara fotográfica de control. El sistema opera emitiendo dos haz de rayos láser que escanean el lateral del vehículo (automóvil, camión, autobús) en orden a determinar el número de ejes del vehículo sobre la calzada.

Algunos sistemas son diseñados para colocarse elevados sobre la calzada (a distancias entre 5 m y 12 m) para determinación e identificación vehicular en las principales tecnologías: láser infrarrojo activo, detector infrarrojo pasivo, radar a hiperfrecuencia, radar a efecto doppler, detector ultrasónico, detector de imagen para generación de lazos inductivos virtuales, detectores de vídeo de uso general y para aplicaciones especiales, etc. Estos sistemas son preferentemente de uso urbano, y permiten determinar sin necesidad de ranurar las calzadas magnitudes tales como número de vehículos (aforos), velocidades medias o de cada vehículo, clasificación en función de la longitud o altura del vehículo, determinar las dimensiones (alto, largo, ancho) de los vehículos en circulación y capturar el número de la placa.

Otro método utilizado en el aforo vehicular es el denominado sistema de aforo radar (SDR), el cual emplea tecnología radar de última generación. La tecnología empleada evita la colocación de elementos sobre o bajo el pavimento. EL SDR se instala fuera de la calzada hasta 12 m, gracias a su antena radar direccional permite aforar vehículos que se mueven en ambos sentidos de la circulación. En función de las necesidades existentes puede transmitir los datos de manera programada e incluso en tiempo real.

Pesaje estático

Las estaciones de pesaje estático son la forma más común de medir la carga de los vehículos, por lo que han estado en funcionamiento durante muchos años en la mayoría de las carreteras federales de varios países, con el fin de garantizar que los camiones de carga no sobrepasen los pesos jurídicamente permitidos en las localidades correspondientes. Desafortunadamente, las estaciones existentes no son suficientes ante el aumento del parque vehicular de transporte pesado, lo que provoca que aumente la longitud de las colas durante el pesaje. Como consecuencia, se ven transitando ilegalmente camiones con sobrecarga a través de las redes viales (Katz, 2001).

Las estaciones de pesaje de camiones son puntos de control y verificación en la carretera donde se inspecciona el peso de los vehículos, estando usualmente sujetos a inspección los vehículos pesados, como camiones, autobuses de transporte de pasajeros, grúas, vehículos especiales y vehículos comerciales. En las estaciones de pesaje se verifica por parte de las autoridades de tráfico que los transportistas cumplen todos los requerimientos legales establecidos. En este sistema se utiliza una báscula puente para pesaje estático, generalmente fija y situada fuera de la calzada en el área de pesaje, para el control legal de los pesos. En las estaciones de pesaje no solo se mide el peso total de los vehículos, sino que además se obtienen otros datos útiles, como peso por eje individual, peso por grupo de ejes (tándem, tridem), longitud del vehículo, altura, distancia entre ejes y clasificación del vehículo.

Pesaje dinámico

Por su parte Hernández et al. (2004), en su investigación para el IMT describen el desarrollo de un dispositivo prototipo para estimar el peso de vehículos ligeros desplazándose a bajas velocidades. El diseño se basa en el concepto de flexión de placas en voladizo y en la aplicación de la técnica de extensometría. El prototipo final mostró un buen comportamiento en condiciones de pesaje estático, así como dinámico con vehículos pequeños circulando a velocidades menores a 10 km/h, independiente de la trayectoria del paso de las llantas sobre el dispositivo. Velocidades mayores, así como el paso de vehículos de mayor peso y dimensiones, produjeron un funcionamiento inadecuado del prototipo de pesaje; por sus limitaciones no fue adoptado como dispositivo utilizado en la práctica, sin embargo sirvió de gran avance en el desarrollo de dispositivos

2.3.2 Sistemas WIM y WIM de nueva generación

Existen dos tipos de pesaje dinámico, aquellos que denominamos Fijos y los equipos Portátiles. Los equipos fijos que reciben la característica de pesaje en movimiento o WIM (“Weigh in Motion”), son aquellos capaces de clasificar el tipo de configuración vehicular, medir distancia de ejes y velocidad de paso. Por lo general, estos equipos son empleados en las Estaciones de Pesaje a cargo de la SCT o de las empresas concesionarias a cargo del funcionamiento de dichos puntos de control. De manera similar a los equipos de pesaje fijos, los equipos de pesaje dinámico portátiles, para ser

considerados con WIM, deben identificar la configuración vehicular, medir distancia de ejes y velocidad de paso.

A lo largo del tiempo se han utilizado diversos sistemas de aforo que proporciona una gran cantidad de datos acerca del flujo vehicular, algunos más eficaces y complejos que otros. Sin embargo, en los últimos años se han desarrollado sistemas capaces de medir características del tránsito vehicular muy complejas y de gran importancia, con mayor eficiencia. Dichos sistemas denominados WIM están ampliamente disponibles en la actualidad para proporcionar los datos del vehículo tales como el peso por eje, la distancia entre ejes, el peso bruto del vehículo, número de ejes y la velocidad sin interrumpir el flujo de tráfico.

En los últimos años, cada vez más sofisticados análisis probabilísticos se han realizado utilizando los datos WIM resultante en un conocimiento más preciso de la carga de tráfico real en los puentes. Considerable atención se ha dado al proceso de la extrapolación de los efectos de carga máxima de tráfico, simulado a partir de datos WIM, que es válido bajo la condición de que no hay ningún cambio en el peso o la densidad del tráfico considerado. En el contexto de la evaluación del puente, el monitoreo continuo de datos WIM puede ofrecer garantías de que no se ha producido tal cambio (O'Brien et al., 2007).

Con el fin de acelerar el proceso de pesaje de los vehículos, los sistemas WIM se han instalado en algunos lugares de Europa y Norteamérica haciendo más eficiente el pesaje vehicular; no obstante en México, esta instrumentación no es muy común.

En los Estados Unidos, los sistemas de WIM se han utilizado desde la década de 1950. Desde entonces, las estaciones de WIM se han evaluado el uso de diferentes tipos de sensores: han evolucionado a partir de placas instrumentados (escalas) fijos en un marco montado en la carretera, sensores de tiras y tiras con sensores de fibra óptica utilizados en la actualidad incluyendo diodo láser (LD) o un diodo emisor de luz (LED) (Walubita et al., 2011).

El sistema automatizado de pesaje dinámico conocido como WIM está definido por las normas ASTM como un conjunto de sensores e instrumentos de apoyo que miden la presencia de un vehículo en movimiento y las fuerzas dinámicas relacionadas con los neumáticos en ubicaciones específicas con respecto al tiempo, además, mide la velocidad, distancia entre ejes, cargas por neumáticos, cargas por ejes y peso total del vehículo (Katz, 2001). Por lo tanto, el sistema WIM convierte a una vialidad en una balanza que pesa el tráfico mientras éste fluye (e.g., Jacob et al., 1989). Dicho sistema ofrece un mejor panorama de las variables aleatorias que regulan al tráfico vehicular. Como consecuencia, los efectos determinados a partir de escenarios de tráfico real registrados con el sistema WIM, son más representativos que aquellos determinados a partir de datos de tráfico generado artificialmente (e.g. Getachew et al., 2003).

Los proveedores de estos sistemas recomiendan que antes de hacer la instalación de WIM es necesario realizar una evaluación del sitio donde se ubicará, así como el periodo de registro de

datos. La instalación del sistema WIM debe ser supervisada por la parte interesada (representante gubernamental o particular) y el proveedor, asegurando que los requisitos se cumplan durante el proceso de instalación.

El sistema WIM se lleva a cabo mediante una primera fase consistente en pesaje dinámico y clasificación a través de sensores piezoeléctricos de cuarzo. Estos sensores son una innovadora tecnología que permite pesar y clasificar con gran precisión, vehículos viajando a velocidades de hasta 250 km/h. La segunda fase se da en el momento en el que el vehículo, al pasar por el portal de dimensionamiento, automáticamente y de forma dinámica, es medido para asegurarse que no está excedido en dimensiones.

En general, los sistemas WIM pueden ser clasificados en tres tipos: por placas de flexión, por sensores piezoeléctricos, y por celda de carga. Los sistemas WIM de placa de flexión utilizan placas con galgas extensométricas colocadas en la parte inferior. Cuando un vehículo pasa por encima de la placa de flexión, el sistema registra el esfuerzo medido con la galga extensométrica y calcula la carga dinámica. La carga estática se calcula utilizando la carga dinámica y parámetros de calibración. Los parámetros de calibración toman en cuenta factores como la velocidad del vehículo y la relación pavimento-suspensión vehicular dinámica.

Los sistemas WIM de sensores piezoeléctrico utilizan sensores para detectar un cambio en la tensión a causa de la presión que ejerce un eje vehicular sobre el sensor, midiendo así el peso por eje. Cuando un vehículo pasa por el sensor piezoeléctrico, el sistema registra la carga eléctrica creada por el sensor y calcula la carga dinámica. La carga estática se calcula utilizando la carga dinámica y parámetros de calibración. Los sistemas WIM de celda de carga utilizan una sola celda con dos básculas para detectar un eje y pesar a la vez tanto su lado derecho como su izquierdo. Como el vehículo pasa por encima de la celda de carga, el sistema registra el peso en cada báscula y obtiene el peso por eje. La carga estática se calcula de manera similar a los sistemas anteriores (e.g., Bárcenas, 2011).

La ASTM clasifica a los sistemas WIM en cuatro tipos, de acuerdo a su solicitud, funcionamiento y rendimiento. Estos sistemas tienen diferentes rangos de velocidad, así como distintas aplicaciones y capacidades de recopilación de datos.

Los sistemas WIM utilizan unidades de procesamiento para clasificar y analizar la información obtenida por los sensores colocados en las vialidades. Un típico sistema WIM (de cualquier tipo) puede procesar más de 15,000 vehículos al día y almacenar datos de pesaje por lo menos en 30 días continuos, esto para una instalación de cuatro carriles.

Para la presente investigación el equipo de medición utilizado fue HI-TRAC 100, para el aforo y pesaje en movimiento de la muestra de vehículos utilizados en el análisis para la obtención del modelo de cargas vivas, a continuación se presentan sus características e información técnica en la figura 2.7.

CARACTERÍSTICAS

- Operación de pesaje en movimiento (WIM)
- Puertos de comunicación para Portátil y Módem
- Módulo de salida de telemetría para descarga vía red móvil telefónica
- Clasificación de más de 100 tipos de vehículos
- Almacenamiento de datos Vehículo a Vehículo (VBV)
- Transmisión de datos comprimidos a alta velocidad – un mínimo de 10.000 registros de vehículos por minuto (típicamente 20.000)
- Vistas en forma de onda del sensor para diagnóstico de fallos mediante el software del HI-COMM 100
- Actualizaciones de memoria por reemplazamiento de tarjeta PCMCIA SRAM
- Salida a módulo de inserción de texto para conexión de cámara de CCTV
- Puerto de comunicación RS485 (transmisión de datos a más de 1 Km)
- 4 vías de operación como estándar – expandible a 8 vías de operación

INFORMACIÓN TÉCNICA

Velocidad de operación :	5 Km/h a 180 Km/h	
Rango de temperatura:	-20 °C hasta + 65 °C	
Capacidad de almacenamiento:	4 Mbytes (expandible)	
Capacidad de vías:	4 vías (expandible a 8 vías)	
VBV Grabadora de datos	Peso por eje Peso total de vehículo Número de ejes Espaciamiento entre ejes Clasificación de vehículo Conteo de vehículo Hora y fecha Longitud de vehículo Avance de vehículo Código de autorización	Velocidad de vehículo Número de vías Temperatura de superficie Código de identidad de sitio Datos de ruedas Código de violación Carga por grupo de ejes Sentido de circulación Peso equivalente por eje
Puertos de salida:	RS232 – Para PC ó Portátil RS232 – Para Módem RS232 – Para impresora / módulo de inserción de texto para CCTV. RS485 – Para sistema multiplexor	
Entradas:	2 Interruptores de entrada	
Fuente de alimentación:	85 a 264 VAC @ 47 a 440 Hz Batería recargable de 12 VDC	
Dimensiones:	600 mm x 350 mm x 350 mm	
Peso:	7 Kg.	

Figura 2.7 Características e Información técnica del equipo de medición HI-TRAC 100

La seguridad de los puentes existentes se puede evaluar con precisión y de forma fiable si los juicios se basan en la resistencia real y el tráfico (actual y la vida útil) que se espera sobre la estructura. Las decisiones basadas en la adquisición de las cargas vivas reales y evaluaciones precisas de puentes existentes se traducirán en medidas de rehabilitación menos graves y menos costosas. Recientemente se han desarrollado sistemas de pesaje en movimiento sobre puentes (BWIM, como el mostrado en la figura 2.8) que son dispositivos portátiles capaces de transportar de forma fiable mediciones precisas de tipo de vehículo, el tamaño y peso de los vehículos en movimiento, sobre el puente mismo. Estos sistemas son particularmente adecuados para mediciones a corto plazo, ya que pueden ser instalados fácilmente y pueden ser trasladados a otros puentes. Para obtener los

pesos por eje y pesos brutos vehículo de los camiones pesados, sistemas BWIM utilizan un puente instrumentado como un sensor grande, y los transductores están montados en los plafones de cada viga a lo largo de una línea paralela a la dirección longitudinal del puente (Moses 1979; Jacob et. al, 1999). Un sistema de BWIM aumenta la longitud del elemento de carga sensible y por lo tanto reduce los efectos dinámicos en precisión relativa al pavimento de los sistemas de pesaje en movimiento (WIM), donde la medición de un eje dura sólo unos pocos milisegundos (ZAG Ljubljana 2005).

En la detección de vehículos, la mayoría de los sistemas convencionales actuales de BWIM requieren tubos neumáticos o interruptores de cinta instalados en el pavimento de cada carril de interés para proporcionar siluetas y velocidades de vehículos. Un reciente desarrollo, el innovador sistema BWIM reemplaza los sistemas tradicionales con la tecnología de eje-detector con nombres como "nada en el camino (NOR)" o "libre de ejes detector (FAD)". Para caracterizar los vehículos, esta tecnología requiere transductores adicionales montados debajo de la losa del puente para adquirir señales dinámicas del puente resultante de los vehículos que pasan.

El sistema BWIM se puede instalar sin necesidad de interrumpir el tráfico, y el sistema es invisible a los camioneros, evitando así que los conductores de vehículos pesados se desvíen de sus rutas. Además, debido a que el sistema BWIM es portátil y puede volver a aplicar en otros puentes, el costo es bajo en comparación con los homólogos de pavimento. Debido a que el sistema de BWIM registra continuamente datos de deformación dinámicos de respuesta puente desde los vehículos que pasan, el sistema también proporciona información sobre el factor dinámico de impacto, factor de distribución lateral, y la respuesta dinámica de los puentes, que se puede utilizar más para la evaluación de los puentes existentes. (Zhao y Uddin, 2014)



Figura 2.8 Componentes del sistema BWIM (Zhao y Uddin, 2014)

2.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PUENTES MÁS COMUNES

Los puentes por su gran variedad, se pueden clasificar de distintas formas dos de ellas son: por su estructuración y por su comportamiento estático de la superestructura. Este tipo de clasificaciones son importantes desde el punto de vista del análisis estructural de los puentes, ya que la selección del tipo de modelo que representa el puente influye en la exactitud que se tendrá en la obtención de los elementos mecánicos actuantes. A continuación se describe la clasificación de los puentes de acuerdo a su estructuración:

- Puente en arco. Es un puente con apoyos a los extremos de la luz, entre los cuales se hace una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. Los puentes en arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical. Dado que la forma de arco no permite que ésta misma sea el arroyo vehicular existen tres formas de colocar el tablero: superior, medio e inferior; mismas que se muestran en la figura 2.9.

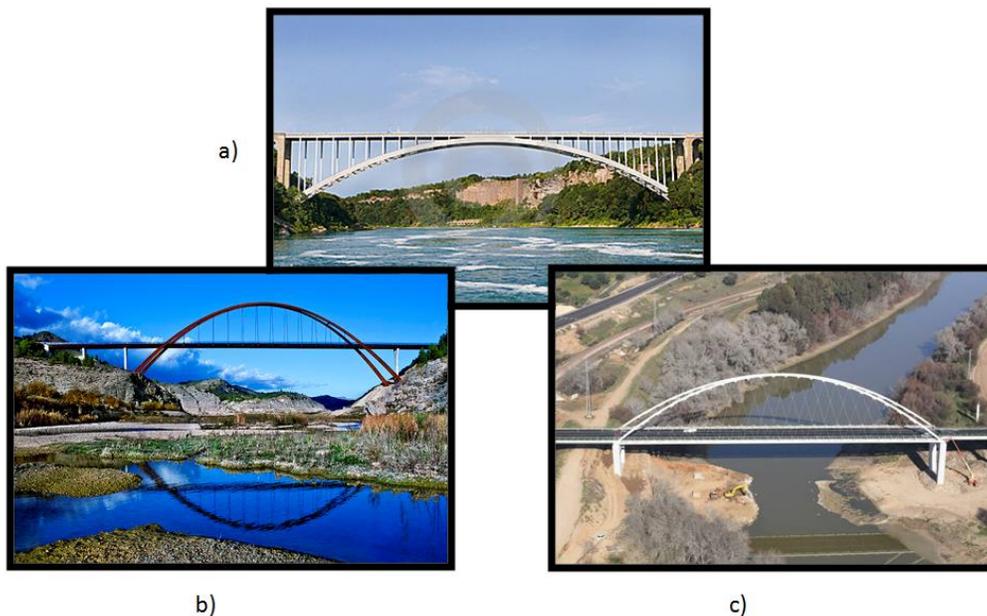


Figura 2.9 a) Puente del arcoíris, EEUU; puente en arco metálico con tablero superior, b) Puente de La Vicaria de Albacete, España; puente en arco metálico con tablero intermedio y c) Puente Palma del Río, España; puente en arco metálico con tablero inferior

- Puente atirantado. Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos. Pero no sólo ellos forman la estructura resistente básica del puente atirantado; son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan

fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos. También el tablero interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados, introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Un ejemplo de este tipo de puentes se presenta en la figura 2.10.



Figura 2.10 Puente atirantado Baluarte Bicentenario sobre río Baluarte, México

- Puente colgante. Un puente colgante es un puente cuyo tablero, se sujeta mediante cables desde una estructura a la que van sujetos. Una de sus variantes más conocidas es el que tiene una catenaria formada por numerosos cables de acero, de la que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. La catenaria cuelga de dos torres de suficiente altura, encargadas de llevar las cargas al suelo. Uno de los más representativos ejemplos de este tipo de puentes se muestra en la figura 2.11.



Figura 2.11 Puente colgante de acero Golden Gate sobre bahía de San Francisco, EEUU

- Puente viga. Están constituidos por vigas, es decir piezas rectas horizontales apoyadas en dos o más puntos que soportan las cargas que actúan sobre ellas mediante su capacidad para resistir flexiones. La resistencia de las vigas está determinada por su peraltea y momento de inercia de sus secciones. Un ejemplo claro de este tipo de puentes se observa en la figura 2.12.



Figura 2.12 Viaducto Bicentenario, México

- Puente en pórtico. El puente pórtico más que un tipo de estructura de puente con carácter propio es una estructura intermedia entre el arco y la viga por lo que presenta características propias de ambos. Tiene pilas y tablero igual al de los puentes viga pero éstos son solidarios, lo que da lugar a un mecanismo resistente complejo porque en él interviene la resistencia a flexión de sus elementos. Al mismo tiempo se produce un efecto pórtico debido a las reacciones horizontales que aparecen en sus apoyos. Un ejemplo claro de este tipo de puentes se presenta en la figura 2.13.

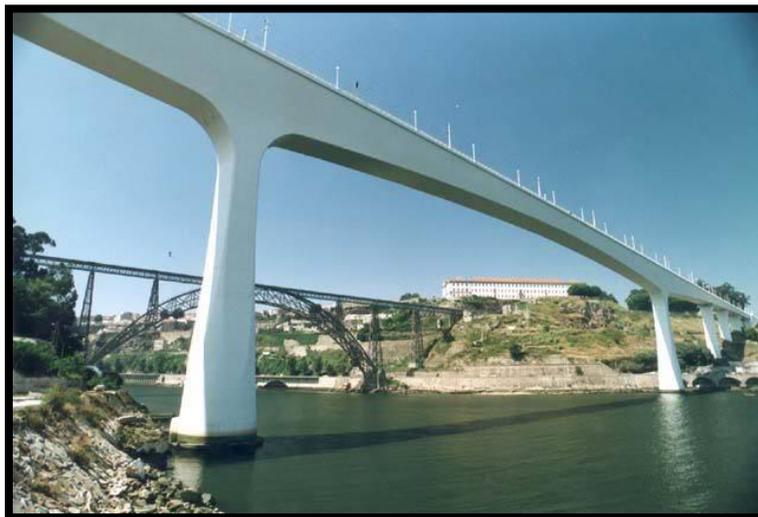


Figura 2.13 Puente pórtico Sao Joao, Portugal

- Puente flotante. Los puentes flotantes se apoyan sobre flotadores que pueden tener diversos tamaños. Consisten fundamentalmente en un tablero apoyado sobre una serie de elementos flotantes que sirve para mantenerlo en una situación más o menos fija. Se han utilizado muchos tipos de elementos flotantes: barriles, odres, barcas, y pontones cerrados de diferentes materiales. Un ejemplo de este tipo de puentes se muestra en la figura 2.14.



Figura 2.14 Puente flotante Evergreen Point, EEUU

- Puente móvil. Son aquellos en que el tablero o parte de él es móvil con tal de permitir el paso alternativo a dos tipos de tráfico diferentes, generalmente terrestre y marítimo. De este modo cuando están cerrados permiten el paso de vehículos o ferrocarriles y cuando están abiertos permiten el paso de los barcos. Un ejemplo de este tipo de puentes se observa en la figura 2.15.

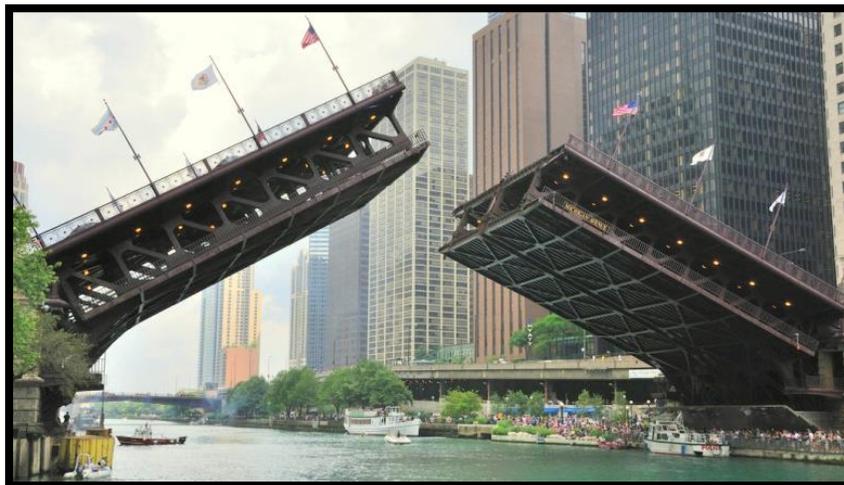


Figura 2.15 Puente móvil en la avenida Michigan sobre río Chicago, EEUU

- Puente trasbordador. Consiste en una viga fija situada a la altura requerida por el galibo de la cual se cuelga una plataforma móvil generalmente mediante cables que transporta los vehículos de una orilla a la opuesta. Un ejemplo de este tipo de puentes se presenta en la figura 2.16.



Figura 2.16 Antigua Puente Transbordador La Boca, Argentina

Otra clasificación utilizada para los puentes es debida a su comportamiento estático de la superestructura; éste tipo de puentes predominantemente son isostáticos e hiperestáticos, aunque esto nunca será del todo cierto al menos que se quisiera lograr con mucho empeño que todos los elementos del puente logren un comportamiento isostático, ya que comúnmente un tablero apoyado de un puente está formado por un conjunto de elementos altamente hiperestático (la losa de calzada, vigas y diafragmas transversales), cuyo análisis estático es complicado realizar.

- Puentes isostáticos: vigas simplemente apoyadas. Son aquellos cuyos tableros son estáticamente independientes uno del otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que los sostienen. Algunos ejemplos de este tipo de puentes se muestran en la figura 2.17, en donde se puede notar en la parte inferior la idealización del puente para fines de diseño y análisis; la primera (a) para un sólo claro y la segunda (b) para dos claros o más.

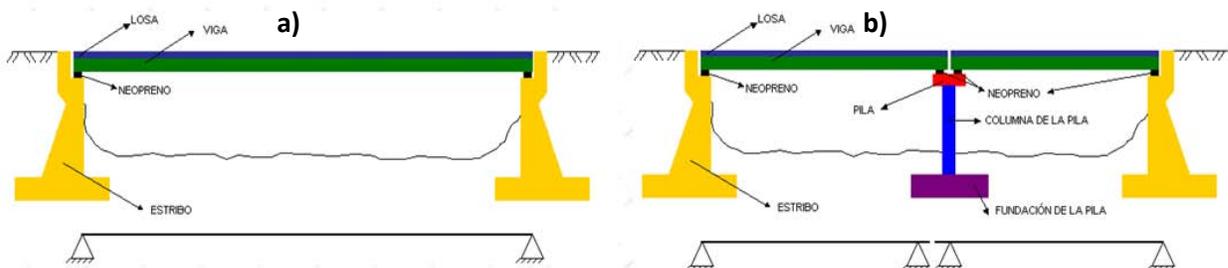


Figura 2.17 Idealización de puentes isostáticos (simplemente apoyados) debido a su comportamiento estático a) para un claro y b) para más de dos claros

- Puentes hiperestáticos: vigas continuas. Son aquellos cuyos tableros son dependientes uno del otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos. Ejemplo de esto se muestra en la figura 2.18, donde en la parte inferior se describe su idealización.

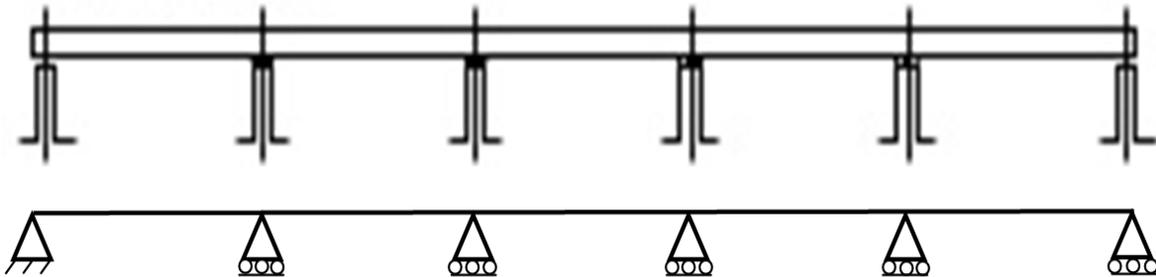


Figura 2.18 Puente hiperestático (continuo) debido a su comportamiento estático de la superestructura

- Puentes continuos con articulaciones (Tipo Gerber). Este tipo de puentes tienen tableros isostáticos apoyados sobre voladizos de tramos isostáticos o hiperestáticos; como los mostrados en la figura 2.19.

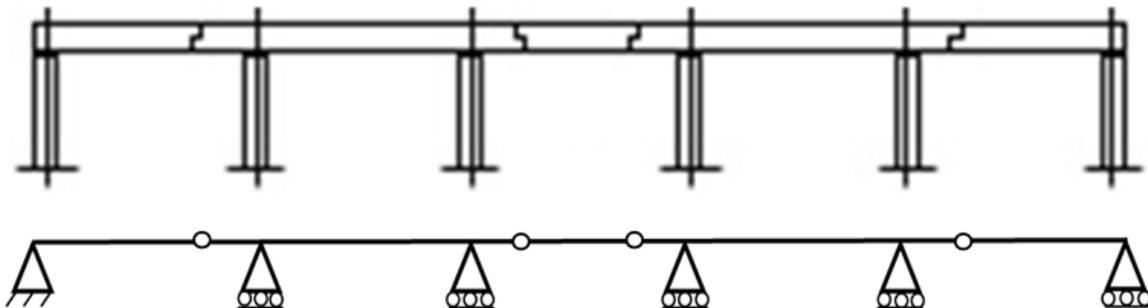


Figura 2.19 Puente tipo Gerber (continuo con articulaciones) debido a su comportamiento estático de la superestructura

- Puentes isotrópicos o espaciales. Este tipo de modelos se realizan en 3 dimensiones considerando las características del material de manera isotrópica, un ejemplo de este tipo de modelos se muestra en la figura 2.20.

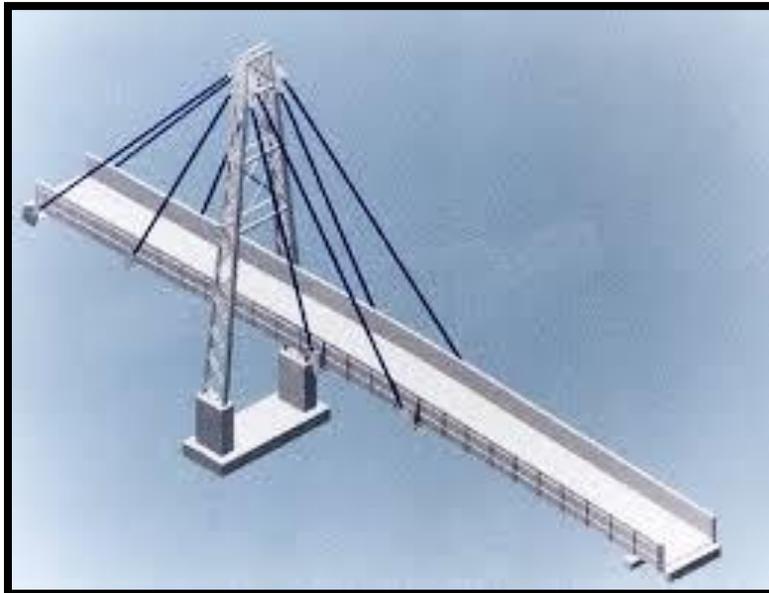


Figura 2.20 Ejemplo de modelo de puentes isotr3picos o espaciales

- Puentes en volados sucesivos. El m3todo consiste en construir la superestructura a partir de las pilas o pilones, agregando tramos parciales que se sostienen del tramo anterior. Esta maniobra se realiza de manera m3s o menos sim3trica a partir de cada pil3n, de manera que se mantenga equilibrado y no est3 sometido a grandes momentos capaces de provocar su volcadura (como el mostrado en la figura 2.21). Es por ello que debido a su proceso constructivo, el comportamiento est3tico cambia y por ende es dise1ado de dos maneras: en voladizo y continuo.



Figura 2.21 Ejemplo de puentes construidos en volados sucesivos

Para el presente estudio se realizó un análisis estadístico a partir de la información proporcionada por SOP y el IMT, sobre las características de los puentes en el Estado de Guanajuato se obtuvieron las gráficas mostradas en las figuras 2.22, 2.23, 2.24 y 2.25. Donde se observa que más del 90 % de los puentes fueron diseñados como simplemente apoyados. El tipo de superestructura más utilizada fue la losa sobre traveses, seguida de una losa simple; los materiales comúnmente usados fueron el concreto reforzado y el presforzado. La mayoría de la subestructura consistió en estribos con aleros incluidos, construidos de mampostería. La cimentación más utilizada fue directa, otro tipo de cimentación comúnmente utilizada fue a base de pilas; el material principalmente utilizado fue concreto armado.

Adicionalmente, es importante notar que la mayoría de los estudios considera los puentes como simplemente apoyados, no obstante sería pertinente que en estudios posteriores se consideraran algunos otros tipos de estructuración, aunque no sean tan comunes, pero que podrían servir como punto comparativo para definir el grado de error que se tendría al considerarlo de una forma cuando se tiene otra diferente.

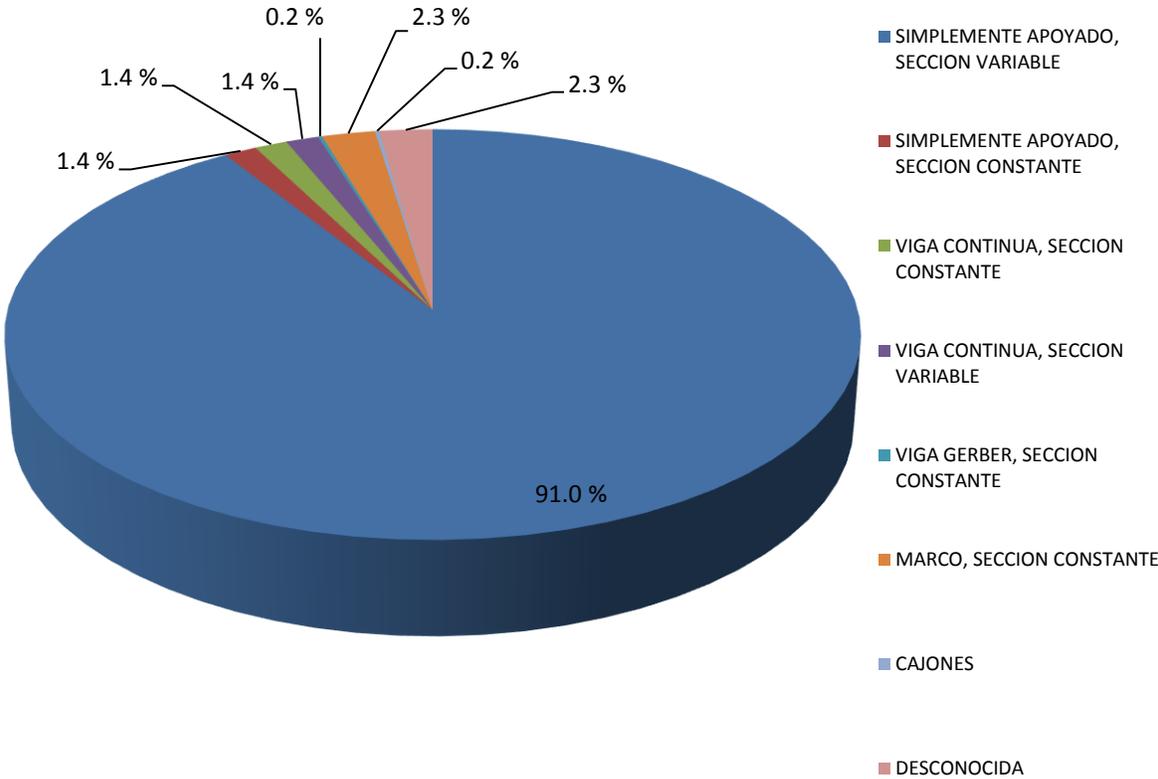
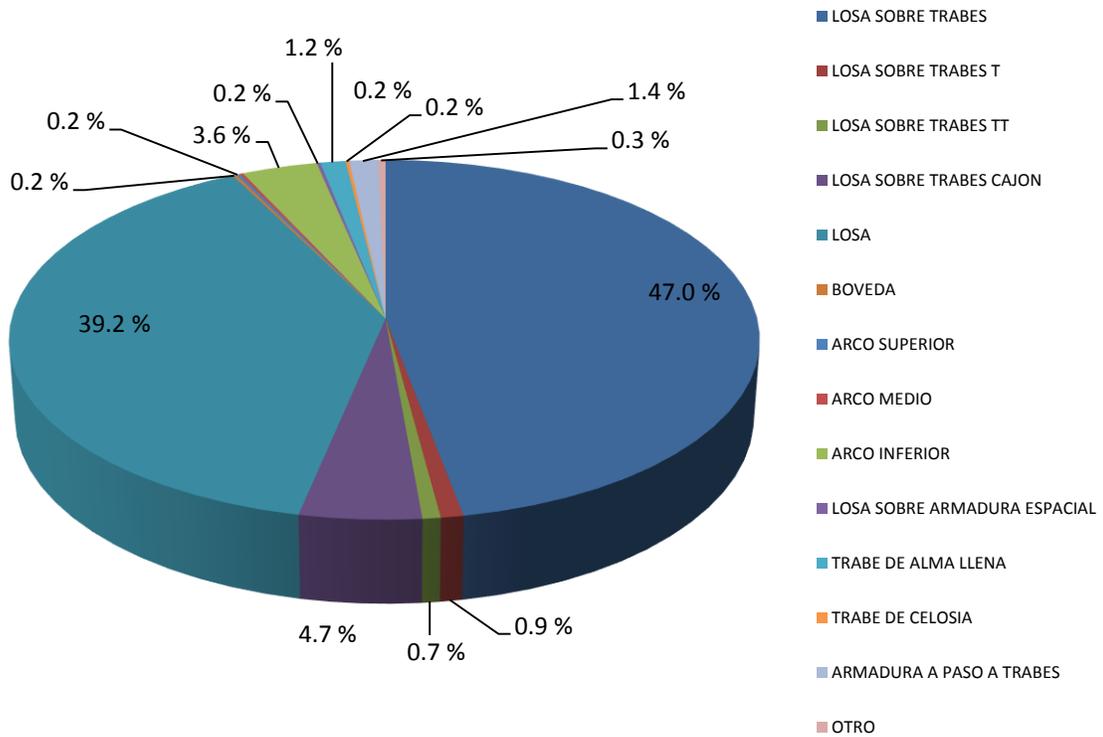
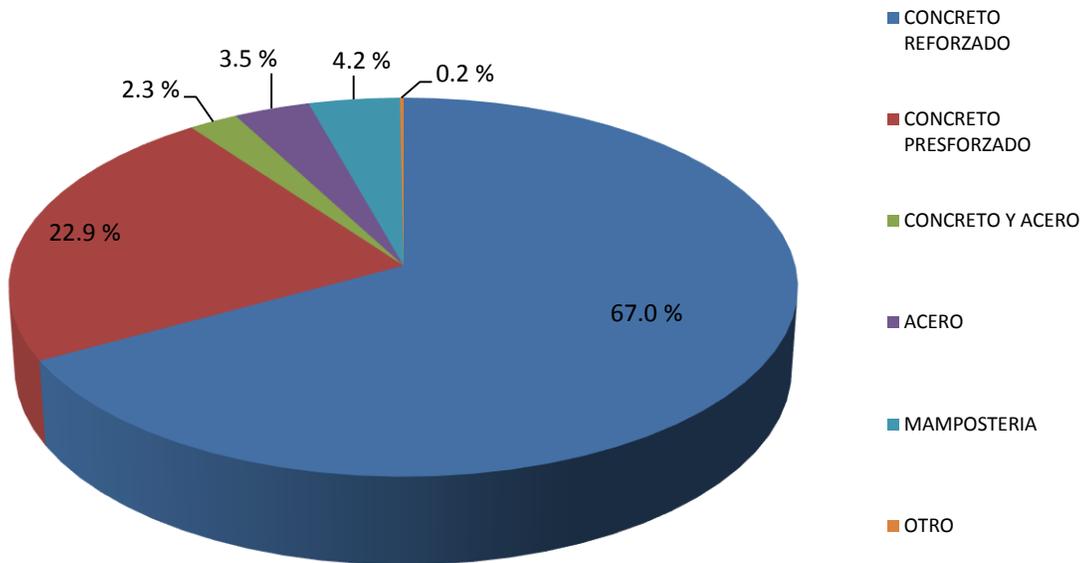


Figura 2.22 Gráfica de tipo de estructuración de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)

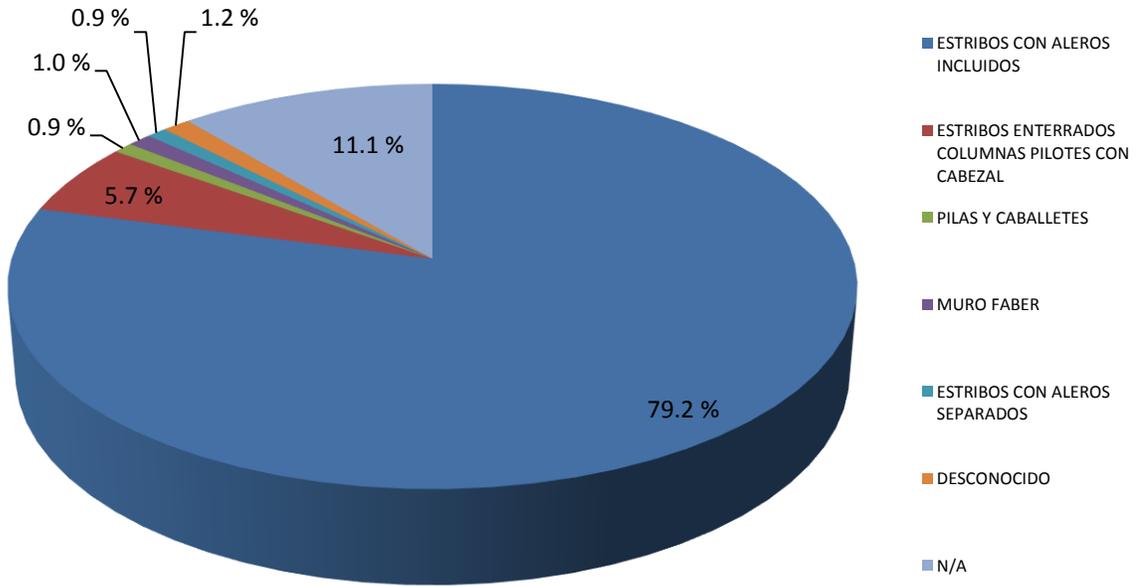


a)

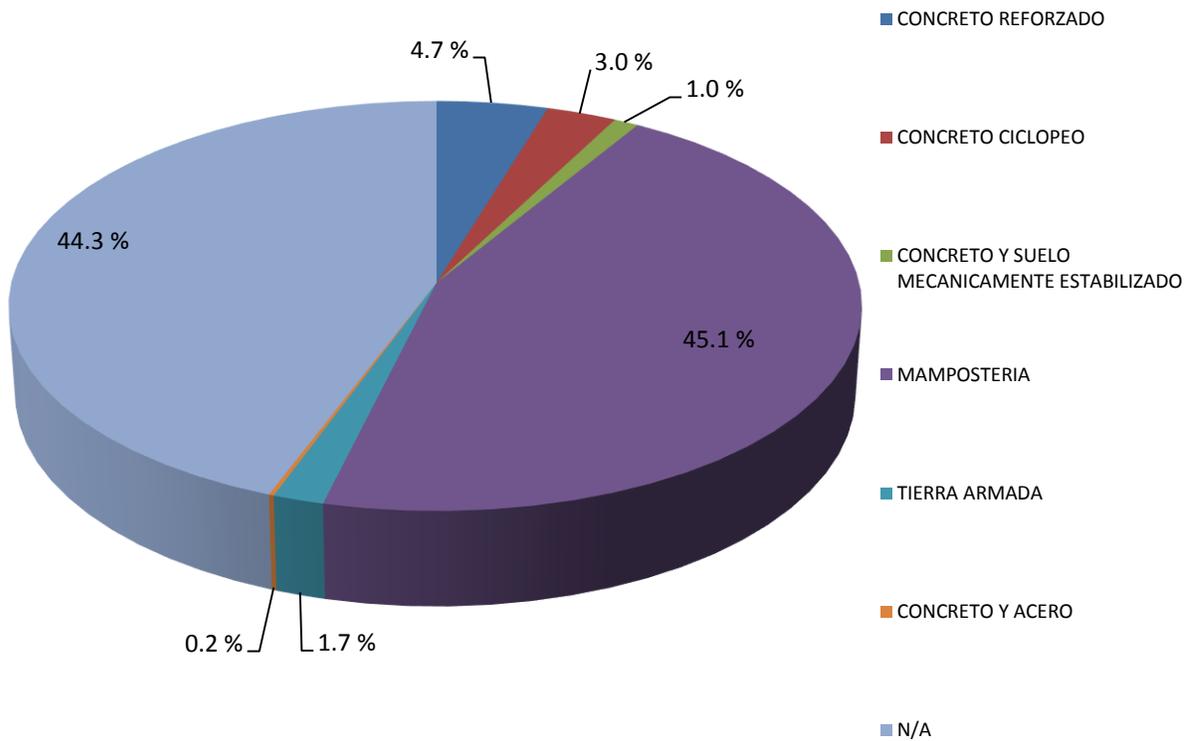


b)

Figura 2.23 Gráfica de a) tipo y b) material de la superestructura de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)

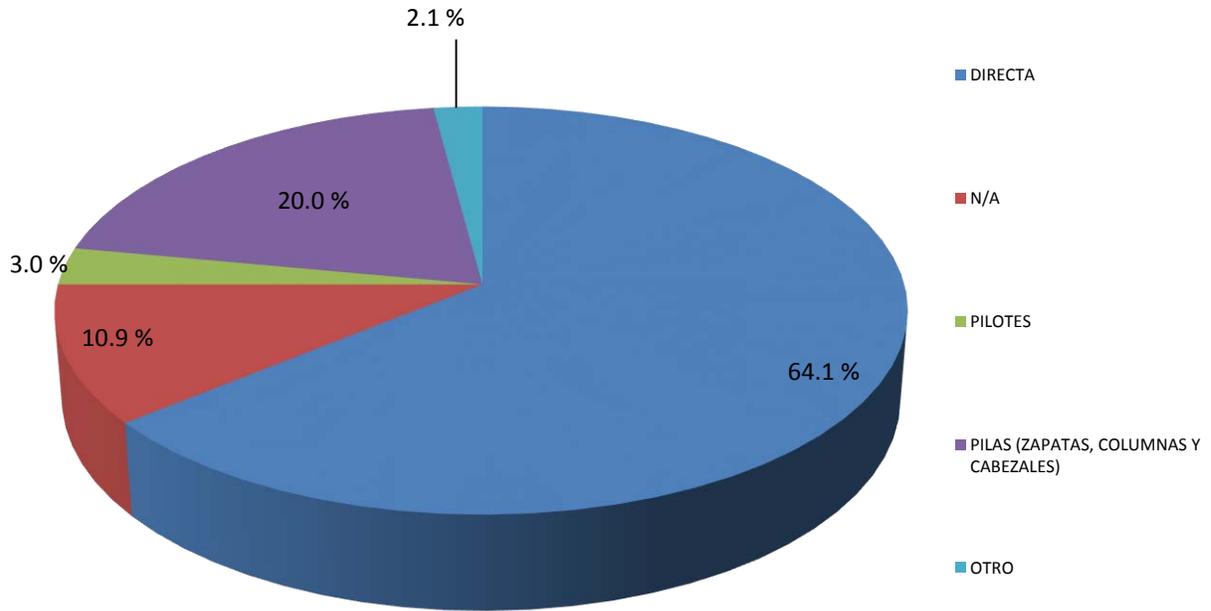


a)

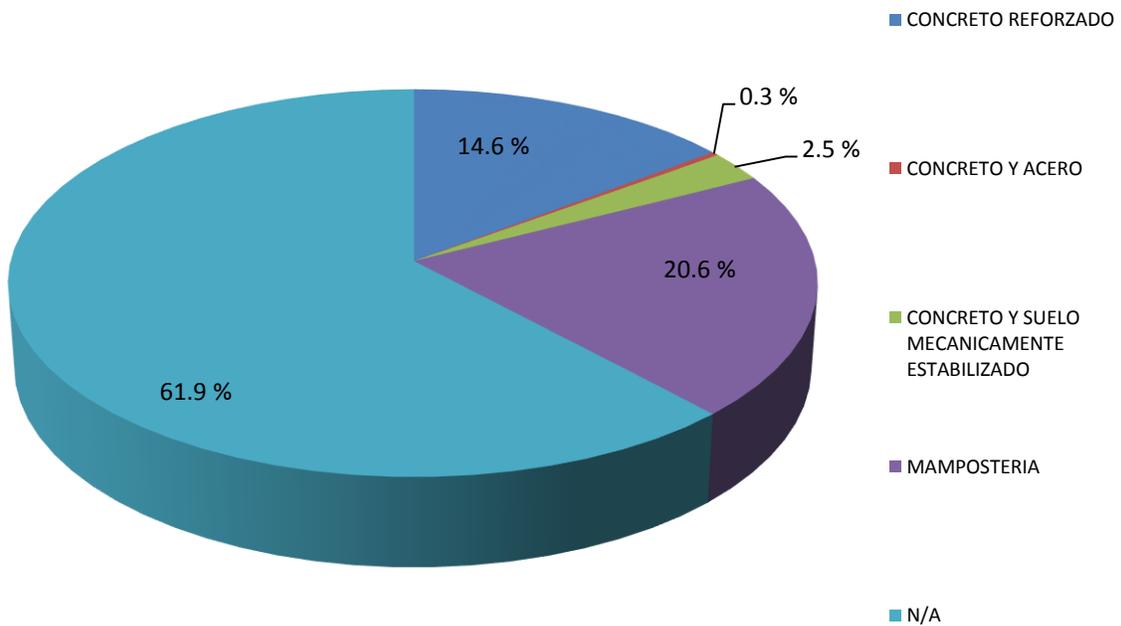


b)

Figura 2.24 Gráfica de a) tipo y b) material de la subestructura de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)



a)



b)

Figura 2.25 Gráfica de a) tipo y b) material de la cimentación de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)

2.5 ANTECEDENTES DE ESTADÍSTICA, ANÁLISIS DE EXTREMOS, CONFIABILIDAD Y CALIBRACIÓN DE REGLAMENTOS

En este apartado se verán los antecedentes necesarios para la realización de los análisis estadísticos, de extremos, de confiabilidad y calibración de reglamentos de la información recabada mediante el WIM para el estado de Guanajuato.

2.5.1 Antecedentes generales

Estadística

"La estadística estudia los métodos científicos para recoger, organizar, resumir y analizar datos, así como para sacar conclusiones válidas y tomar decisiones razonables basadas en tal análisis". (Murray, 1991)

"La estadística es la ciencia que trata de la recolección, clasificación y presentación de los hechos sujetos a una apreciación numérica como base a la explicación, descripción y comparación de los fenómenos". (Yale y Kendal, 1954).

La estadística es una ciencia formal y una herramienta que estudia el uso y los análisis provenientes de una muestra representativa de datos, busca explicar las correlaciones y dependencias de un fenómeno físico o natural, de ocurrencia en forma aleatoria o condicional.

La estadística se divide en dos grandes áreas:

Estadística descriptiva: Se dedica a la descripción, visualización y resumen de datos originados a partir de los fenómenos de estudio. Los datos pueden ser resumidos numéricamente o gráficamente. Ejemplos básicos de parámetros estadísticos son: la media y la desviación estándar. Algunos ejemplos gráficos son: histograma, pirámide poblacional, gráfico circular, entre otros.

Estadística inductiva: Se dedica a la generación de los modelos, inferencias y predicciones asociadas a los fenómenos en cuestión teniendo en cuenta la aleatoriedad de las observaciones. Se usa para modelar patrones en los datos y extraer inferencias acerca de la población bajo estudio. Estas inferencias pueden tomar la forma de respuestas a preguntas sí/no (prueba de hipótesis), estimaciones de unas características numéricas (estimación), pronósticos de futuras observaciones, descripciones de asociación (correlación) o modelamiento de relaciones entre variables (análisis de regresión).

Algunos términos más importantes utilizados en la estadística son:

Población. Una población se precisa como un conjunto finito o infinito de personas u objetos que presentan características comunes. El tamaño que tiene una población es un factor de suma importancia en el proceso de investigación estadística, y este tamaño viene dado por el número

de elementos que constituyen la población, según el número de elementos la población puede ser finita o infinita. Es a menudo imposible o poco práctico observar la totalidad de los individuos, sobre todos si estos son muchos. En lugar de examinar el grupo entero llamado población o universo, se examina una pequeña parte del grupo llamada muestra.

Muestra. Es una parte de la población a estudiar que sirve para representarla.

Muestreo. Es el procedimiento empleado para obtener una o más muestras de una población; el muestreo es una técnica que sirve para obtener una o más muestras de población. Este se realiza una vez que se ha establecido un marco muestral representativo de la población, se procede a la selección de los elementos de la muestra aunque hay muchos diseños de la muestra. Al tomar varias muestras de una población, las estadísticas que calculamos para cada muestra no necesariamente serían iguales, y lo más probable es que variaran de una muestra a otra.

Tipos de muestreo. Existen dos métodos para seleccionar muestras de poblaciones; el muestreo no aleatorio o de juicio y el muestreo aleatorio o de probabilidad. En este último todos los elementos de la población tienen la oportunidad de ser escogidos en la muestra. Una muestra seleccionada por muestreo de juicio se basa en la experiencia de alguien con la población. Algunas veces una muestra de juicio se usa como guía o muestra tentativa para decidir cómo tomar una muestra aleatoria más adelante. Las muestras de juicio evitan el análisis estadístico necesario para hacer muestras de probabilidad.

Las variables. También suelen ser llamados caracteres cuantitativos, son aquellos que pueden ser expresados mediante números. Son caracteres susceptibles de medición $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$.

Los atributos. También llamados caracteres cualitativos, son aquellos que no son susceptibles de medición, es decir que no se pueden expresar mediante un número.

Formas de Observar la Población

- Atendiendo a la fuente se clasifican en directa o indirecta.
 - ◆ Observación directa: es aquella donde se tienen un contacto directo con los elementos o caracteres en los cuales se presenta el fenómeno que se pretende investigar, y los resultados obtenidos se consideran datos estadísticos originales.
 - ◆ Observación Indirecta: es aquella donde la persona que investiga hace uso de datos estadísticos ya conocidos en una investigación anterior, o de datos observados por un tercero (persona o entidad), Con el fin de deducir otros hechos o fenómenos.
- Atendiendo a la periodicidad, puede ser continua, periódica o circunstancial.
 - ◆ Observación continúa; como su nombre lo indica es aquella que se lleva a cabo de un modo permanente.

- ◆ Observación periódica; es aquella que se lleva a cabo a través de períodos de tiempo constantes. Estos períodos de tiempos pueden ser semanas, trimestres, semestres, años, etc. Lo que debemos destacar es que los períodos de tiempo tomados como unidad deben tomarse constantes en lo posible.
- ◆ Observación circunstancial, es aquella que se efectúa en forma ocasional o esporádica, esta observación hecha más por una necesidad momentánea, que de carácter regular o permanente.
- Atendiendo a la cobertura; pueden ser exhaustiva, parcial o mixta
 - ◆ Observación Exhaustiva. Cuando la observación es efectuada sobre la totalidad de los elementos de la población se habla de una observación exhaustiva.
 - ◆ Observación Parcial. Dados que las poblaciones en general son grandes, la observación de todos sus elementos se ve imposibilitada. La solución para superar este inconveniente es observar una parte de esta población.
 - ◆ Observación Mixta. En este tipo de observación se combinan adecuadamente la observación exhaustiva con la observación parcial. Por lo general, este tipo de observaciones se lleva a cabo de tal manera que los caracteres que se consideran básicos se observan exhaustivamente y los otros mediante una muestra; o bien cuando la población es muy grande, parte de ella se observa parcialmente.

Distribución de frecuencias. La distribución de frecuencias o tabla de frecuencias es una ordenación en forma de tabla de los datos estadísticos, asignando a cada dato su frecuencia correspondiente.

La frecuencia absoluta. Es el número de veces que aparece un determinado valor en un estudio estadístico (f_i). La suma de las frecuencias absolutas es igual al número total de datos, que se representa por N . Dada en la ecuación 2.1.

$$f_1 + f_2 + f_3 + \dots + f_n = N \quad (2.1)$$

La frecuencia relativa. Es el cociente entre la frecuencia absoluta de un determinado valor y el número total de datos. Como se indica en la ecuación 2.2.

$$n_i = \frac{f_i}{N} \quad (2.2)$$

La frecuencia acumulada. Es la suma de las frecuencias absolutas de todos los valores inferiores o iguales al valor considerado.

La frecuencia relativa acumulada. Es el cociente entre la frecuencia acumulada de un determinado valor y el número total de datos. Se puede expresar en tantos por ciento.

La distribución de frecuencias agrupadas. O también llamada tabla con datos agrupados se emplea si las variables toman un número grande de valores o la variable es continua.

Medidas de centralización. Nos indican en torno a qué valor (centro) se distribuyen los datos. Las medidas de centralización son:

- La media aritmética: (m) es el valor promedio de la distribución. Indicada en la ecuación 2.3.

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (2.3)$$

- La mediana: (Me) es la puntuación de la escala que separa la mitad superior de la distribución y la inferior, es decir divide la serie de datos en dos partes iguales.
- La moda: (Mo) es el valor que tiene mayor frecuencia absoluta, es decir el valor que más se repite en una distribución.

Las medidas de posición. Dividen un conjunto de datos en grupos con el mismo número de individuos. Para calcular las medidas de posición es necesario que los datos estén ordenados de menor a mayor. Las medidas de posición son:

- Los cuártiles dividen la serie de datos en cuatro partes iguales.
- Los déciles dividen la serie de datos en diez partes iguales
- Los percentiles dividen la serie de datos en cien partes iguales.

Las medidas de dispersión. Nos informan sobre cuánto se alejan del centro los valores de la distribución. Las medidas de dispersión son:

- El rango: es la diferencia entre el mayor y el menor de los datos de una distribución estadística.
- La varianza: es la media aritmética del cuadrado de las desviaciones respecto a la media. Como se muestra en la ecuación 2.4.

$$\sigma^2 = \frac{\sum(X_i - X)^2}{n} \quad (2.4)$$

- La desviación estándar: típica es la raíz cuadrada de la varianza. Indicada en la ecuación 2.5.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(X_i - X)^2}{n}} \quad (2.5)$$

- El coeficiente de variación: es la relación entre el tamaño de la media y la variabilidad de la variable, es decir, el cociente de la desviación estándar entre la media. Mostrada en la ecuación 2.6.

$$cv = \frac{\sigma}{\bar{X}} \quad (2.6)$$

Las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias involucradas en un análisis de confiabilidad, deberían conocerse para llevar a cabo tal análisis. Sin embargo esto no siempre es posible. Para caracterizar probabilísticamente las variables aleatorias contenidas en las funciones de capacidad y demanda de algún sistema o elemento estructural, se puede recurrir al manejo estadístico de muestras de tales variables. Si no es posible recurrir a muestras, se podrían obtener resultados estadísticos de investigaciones reportadas en la literatura y que sean representativas de los sistemas a ser analizados, o si no se tiene literatura sobre el tema, información de otras partes del mundo (con los riesgos que esto conlleva).

Otras veces es posible asumir una distribución de probabilidad que históricamente ha dado resultados. Otra opción cuando se carece de información, es suponer una distribución de probabilidad de acuerdo a las características de la variable considerada. Por ejemplo, si la variable de interés es a su vez un producto de varias variables aleatorias, podría ser razonable suponer que se tendrá una distribución de tipo Lognormal, o se puede ser el considerar que una variable aleatoria es adecuadamente representada por una distribución normal, si esta es a su vez una combinación lineal de varias variables aleatorias, y se invoca el teorema de límite central: *“En condiciones muy generales, cuando en la suma el número de variables se hace grande, la distribución de la suma de las variables aleatorias se acercará a la distribución normal”* (Jack, 1981).

En cualquiera de estos casos, la información de que se disponga, combinada con la experiencia y juicio del ingeniero, será determinante para asignar valores estadísticos y distribuciones de probabilidad adecuadas a cada una de las variables aleatorias.

Para realizar nuestro análisis estadístico de los elementos mecánicos máximos obtenidos se consideraron las siguientes distribuciones de probabilidad:

- Distribución de Probabilidad Normal. También llamada distribución de Gauss o distribución gaussiana, a una de las distribuciones de probabilidad de variable continua que con más frecuencia aparece aproximada en fenómenos reales. La gráfica de su función de densidad tiene una forma acampanada y es simétrica respecto de un determinado parámetro estadístico. Esta curva se conoce como campana de Gauss y es el gráfico de una función gaussiana. Para caracterizar esta distribución de probabilidad se utilizaron las ecuaciones 2.7, 2.8, 2.9 y 2.10.

$$\text{Función de densidad } \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-m_x}{\sigma_x}\right)^2\right) \quad (2.7)$$

$$\text{Función de distribución acumulada } \Phi\left(\frac{x-m_x}{\sigma_x}\right) \quad (2.8)$$

$$\text{Media} = m_x \quad (2.9)$$

$$\text{Desviación estándar} = \sigma_x \quad (2.10)$$

- Distribución de Probabilidad Lognormal. Es una distribución de probabilidad de una variable aleatoria cuyo logaritmo está normalmente distribuido. Es decir, si X es una variable aleatoria con una distribución normal, entonces $\exp(X)$ tiene una distribución log-normal. Una variable puede ser modelada como log-normal si puede ser considerada como un producto multiplicativo de muchos pequeños factores independientes. Para caracterizar esta distribución se utilizaron las ecuaciones 2.11, 2.12, 2.13 y 2.14.

$$\text{Función de densidad } \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x y} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(y/\bar{m}_y)}{\sigma_x}\right)^2\right) \quad (2.11)$$

$$\text{Función de distribución acumulada } \Phi\left(\frac{\ln(y/\bar{m}_y)}{\sigma_x}\right) \quad (2.12)$$

$$\text{Media} = \bar{m}_y \exp(\sigma_x^2/2) \quad (2.13)$$

$$\text{Desviación estándar} = \bar{m}_y \exp(\sigma_x^2/2) \sqrt{\exp(\sigma_x^2) - 1} \quad (2.14)$$

- Distribución de Probabilidad Weibull. La distribución de Weibull es una distribución de probabilidad continua asociado a variables. Recibe su nombre de Waloddi Weibull, que la describió detalladamente en 1951. Al aplicar Weibull se obtiene la distribución de fallos del conjunto de donde proviene la muestra, únicamente ajustando los parámetros del modelo al conjunto de componentes ensayados. Los parámetros característicos de la función de Weibull se pueden extraer directamente de la muestra, esto permite conseguir un modelo estadístico que represente con mayor o menor exactitud la distribución de los fallos del conjunto de donde provienen los componentes ensayados. Para caracterizar esta distribución se utilizaron las ecuaciones 2.15, 2.16, 2.17 y 2.18.

$$\text{Función de densidad } \frac{k}{u} \left(\frac{y}{u}\right)^{k-1} \exp\left(-\left(\frac{y}{u}\right)^k\right) \quad (2.15)$$

$$\text{Función de distribución acumulada } 1 - \exp\left(-\left(\frac{y}{u}\right)^k\right) \quad (2.16)$$

$$\text{Media} = u\Gamma(1 + 1/k) \quad (2.17)$$

$$\text{Desviación estándar} = u\sqrt{\Gamma(1 + 2/k) - \Gamma^2(1 + 1/k)} \quad (2.18)$$

- Distribución de Probabilidad Gumbel. Distribución de Gumbel (llamada así en honor de Emil Julius Gumbel (1891-1966) es utilizada para modelar la distribución del máximo (o el

mínimo), por lo que se usa para calcular valores extremos. La aplicabilidad potencial de la distribución de Gumbel para representar los máximos se debe a la teoría de valores extremos que indica que es probable que sea útil si la muestra de datos tiene una distribución normal o exponencial. Para caracterizar esta distribución se utilizaron las ecuaciones 2.19, 2.20, 2.21 y 2.22.

$$\text{Función de densidad } \alpha \exp(-\alpha(y-u) - \exp(-\alpha(y-u))) \quad (2.19)$$

$$\text{Función de distribución acumulada } \exp(-\exp(-\alpha(y-u))) \quad (2.20)$$

$$\text{Media} = u + 0.577/\alpha \quad (2.21)$$

$$\text{Desviación estándar} = \pi/(\sqrt{6}\alpha) \quad (2.22)$$

Análisis de Extremos

La teoría de valores extremos está relacionada con aspectos probabilísticos y estadísticos asociados con valores muy altos o muy bajos en una sucesión de variables aleatorias. Los valores extremos han construido desde hace bastante tiempo una disciplina de gran interés, y no solo para estadísticos sino, entre otros, para científicos e ingenieros (e.g., Ibáñez et al, 2011).

Para Coles (2011), la teoría de los valores extremos es una disciplina que desarrolla técnicas y modelos para describir los sucesos menos comunes. En cambio, para Gumbel (1958), el objetivo de la teoría de valores extremos es analizar valores extremos observados y predecir valores extremos en el futuro. Una definición más simplista que mencionan algunos autores es decir que los valores extremos son "el máximo y el mínimo". Por su parte Coles afirma que en 1950 fue cuando se propuso una metodología para modelar sucesos y las primeras aplicaciones fueron en el campo de la ingeniería civil, ya que los ingenieros siempre han necesitado diseñar las estructuras de forma que éstas soporten distintas fuerzas a las que podrían ser sometidas.

Jordaan (2005) en su capítulo de extremos menciona que en el diseño de sistemas de ingeniería, especialmente debe tenerse en cuenta las condiciones extremas a las que el sistema está expuesto durante su uso. El número de clientes o usuarios de un sistema, constituyen demandas sobre el sistema. Capacidad representa la habilidad del sistema para hacer frente a la demanda.

El área de 'superposición' se identifica, en el que existe la posibilidad de falla, es decir, donde la demanda puede exceder la capacidad. La incapacidad del sistema para satisfacer la demanda se indica como fallo del sistema. En el caso de la capacidad, se desea obtener la distribución de probabilidad del valor más pequeño, estamos interesados en el valor más pequeño de un conjunto, más grande, como es el caso cuando se considera la demanda.

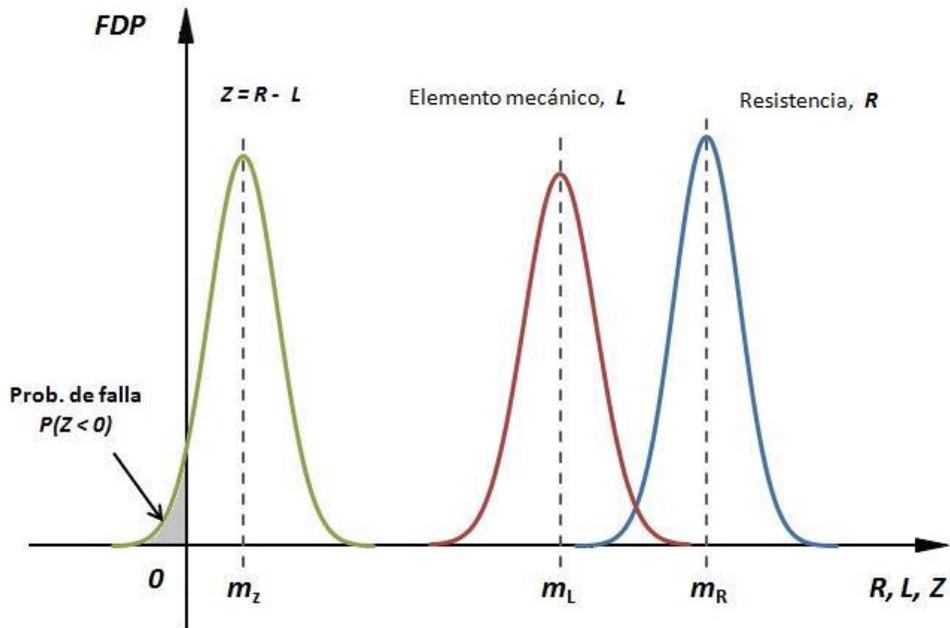


Figura 2.26 Distribuciones de probabilidad de la capacidad, demanda, función de estado límite y probabilidad de falla

Para evaluar la confiabilidad estructural se requerirá conocer la distribución de probabilidad de la capacidad (R) de algún sistema (e.g., resistencia ante momento flexionante de la trabe de alguna estructura), y la distribución de probabilidad de la demanda (L) impuesta a dicho sistema (e.g., momento flexionante ocasionado por cargas gravitacionales actuando en la misma trabe). Con la información de las distribuciones de probabilidad de la capacidad y la demanda, se puede plantear la función de estado límite de falla (Z), que sería la diferencia entre las distribuciones de probabilidad ($Z=R-L$), y que a su vez es una nueva distribución de probabilidad; un valor de $Z \leq 0$ implicaría la falla del sistema. Lo anterior está representado gráficamente en la figura 2.26, donde se aprecia la probabilidad de falla como el área sombreada en la parte negativa del eje horizontal.

Cabe mencionarse que las distribuciones de probabilidad de la capacidad y la demanda no siempre se conocen; a veces hay que partir de los datos estadísticos disponibles y suponer una distribución de probabilidad aceptable, a veces hay que suponer incluso algunos de los datos estadísticos. Además se debe considerar que la capacidad y la demanda pueden depender de varios parámetros que a su vez son variables aleatorias (e.g., la resistencia a flexión depende de la geometría, resistencia del concreto, etc.; el momento flexionante actuante depende de la carga muerta, de la carga viva, etc.), y por lo tanto la distribución de probabilidad dependerá a su vez de las distribuciones de probabilidad de tales parámetros, y la relación que guarden entre sí (sistemas lineales, multiplicativos, otros). Más aun, la función de estado límite no siempre tiene una forma conocida o que se pueda obtener analíticamente, por lo tanto, se requiere el empleo de distintos métodos de confiabilidad (e.g., García Soto et al, 2013).

La mayoría de los estudios estadísticos tratan de la modelación del promedio de la distribución de la variable de interés, dicho promedio se estima a partir de la media muestral. En la teoría de los valores extremos el interés principal no está en el promedio, sino en los valores más bajos o más altos de la variable bajo estudio, es decir, el interés está en los eventos asociados a la cola de la distribución. Un enfoque para la modelación de valores extremos es a partir de la distribución de Valores Extremos Generalizada. Esta distribución se ajusta a los valores máximos o mínimos de datos. Otro enfoque para el análisis de valores extremos es a partir del análisis de excedentes sobre umbrales.

Sean X_1, X_2, \dots, X_n variables aleatorias independientes con función de distribución acumulativa común $F(x)$, es decir, $F(x) = P(X_i \leq x)$. La teoría de valores extremos estudia el comportamiento de los valores máximo y mínimo de X_1, X_2, \dots, X_n . Defínase $Y_n = \max \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$, y $Y_1 = \min \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$. Los extremos son definidos como el máximo y el mínimo de las n variables aleatorias. Entonces las distribuciones de Y_1 y Y_n están dadas en las ecuaciones 2.23 y 2.24.

$$L_n(x) = 1 - (1 - F(x))^n \quad (2.23)$$

$$H_n(x) = (F(x))^n \quad (2.24)$$

Una sucesión de variables aleatorias X_1, X_2, \dots con función de distribución F_1, F_2, \dots respectivamente, se dice que converge en distribución a la variable aleatoria X , teniendo función de distribución F , denotado como $X_n \xrightarrow{d} X$, si $F_n(x) \rightarrow F(x)$ cuando $n \rightarrow \infty$ para todo puntos de continuidad x de F .

En principio, el conocimiento de $F(x)$ es suficiente para determinar la distribución de Y_1 y de Y_n . Sin embargo, no siempre $L_n(x)$ y $H_n(x)$ tienen una forma simple. Además la función de distribución F es desconocida. Una posibilidad es usar técnicas estadísticas standard para estimar F de los datos observados. Desafortunadamente, por el hecho de que en la obtención de $L_n(x)$ y $H_n(x)$, $F(x)$ se eleva a la n -ésima potencia, pequeñas discrepancias en la estimación de F conllevan a grandes discrepancias de $L_n(x)$ y $H_n(x)$.

Un enfoque alternativo es aceptar que F es desconocida, y estudiar la distribución asintótica de los extremos Y_1 y Y_n , cuando n es grande. Esto es similar a la práctica usual de aproximar la distribución de la media muestral para la distribución normal, lo cual está justificado por el teorema central del límite. A este respecto, los resultados heurísticos fundamentales fueron descubiertos por Fisher y Tippett en 1928, más tarde desde un punto de vista riguroso por Gnedenko en 1943. Gnedenko baso los fundamentos matemáticos de la teoría de los valores extremos en la clase de

leyes límites de extremos. Los resultados asintóticos más importantes sobre el comportamiento del mínimo y del máximo de un conjunto de variables aleatorias. Las distribuciones $L_n(x)$ y $H_n(x)$, cuando $n \rightarrow \infty$, son conocidas como las distribuciones asintóticas de los valores extremos.

Resultados más específicos establecen que tanto las distribuciones límite L como H se muestran en las ecuaciones 2.25, 2.26, 2.27, 2.28, 2.29 y 2.30; pueden tener solamente una de tres posibles formas, independientemente de la distribución original de las observaciones.

$$\text{Frechet: } H^{(1)}(x) = \begin{cases} \exp\left\{-\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)^{-1/\xi}\right\}, & x > \mu, \xi > 0 \\ 0, & x \leq \mu, \xi > 0 \end{cases} \quad (2.25)$$

$$\text{Weibull: } H^{(2)}(x) = \begin{cases} \exp\left\{-\left(-\frac{x-u}{\sigma}\right)^{1/\xi}\right\}, & x > \mu, \xi > 0 \\ 1, & x \leq \mu, \xi > 0 \end{cases} \quad (2.26)$$

$$\text{Gumbel: } H^{(3)}(x) = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x-u}{\sigma}\right)\right\}, -\infty < x < \infty \quad (2.27)$$

$$\text{Frechet: } L^{(1)}(x) = 1 - \exp\left\{-\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^{1/\xi}\right\}, x > \mu, \xi > 0 \quad (2.28)$$

$$\text{Weibull: } L^{(2)}(x) = 1 - \exp\left\{-\left(-\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^{-1/\xi}\right\}, x \leq \mu, \xi > 0 \quad (2.29)$$

$$\text{Gumbel: } L^{(3)}(x) = 1 - \exp\left\{-\exp\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)\right\}, -\infty < x < \infty, \xi > 0 \quad (2.30)$$

Las tres distribuciones anteriores para el máximo pueden ser combinadas en una familia teniendo distribución de la forma mostrada en la ecuación 2.31.

$$H(x) = \exp\left\{-\left[1 + \xi\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)\right]^{-1/\xi}\right\}, \quad (2.31)$$

Definida en el conjunto $\{x: 1 + \xi(x - \mu)/\sigma > 0\}$, donde los parámetros satisfacen $-\infty < \mu < \infty$, $\sigma > 0$ y $-\infty < \xi < \infty$ y $-\infty < \xi < \infty$, esta es la familia de distribuciones del valor extremo generalizada para el máximo. El modelo tiene tres parámetros: un parámetro de localización, μ ; un parámetro de escala, σ ; y un parámetro de forma ξ . La clase Frechet corresponde al caso $\xi > 0$ y la clase Weibull corresponden al caso $\xi < 0$. Para $\xi = 0$, es definida como el límite, cuando $\xi \rightarrow 0$, correspondiente a la familia Gumbel con función de distribución, dada en la ecuación 2.32.

$$H(x) = \exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)\right]\right\}, -\infty < x < \infty \quad (2.32)$$

La familia de distribuciones del valor extremo generalizada para el mínimo está dada por la ecuación 2.33.

$$L(x) = 1 - \exp\left\{-\left[1 - \xi\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)\right]^{-1/\xi}\right\}, \quad (2.33)$$

Definida en el conjunto $\{x: 1 - \xi(x - \mu)/\sigma > 0\}$

Confiabilidad

La palabra confiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado período y en condiciones especificadas de operación. Así un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla.

El campo de aplicación de la Teoría de la Confiabilidad se amplía constantemente. Todos los sistemas de ingeniería, simples y complejos, pueden beneficiarse de la aplicación integrada de los conceptos de esta teoría en sus fases de planeación, diseño y operación. Un aumento de la confiabilidad conlleva, en general, el aumento a corto plazo de los costos. Pero este aumento de la confiabilidad puede revertirse en ganancia en un plazo mayor, y puede significar, por otra parte, una disminución de riesgos para la salud y la vida de las personas, y para el medio ambiente. Ahora, el aumento de los costos debe compensarse con la disminución del riesgo, es decir, se debe establecer una adecuada relación entre el costo y el beneficio que se obtendrá, con el fin de no exagerar ni escatimar las provisiones de seguridad.

La Teoría de la Confiabilidad se ocupa principalmente de las fallas de los sistemas. Sin embargo, no indaga tanto en los fenómenos que las causan sino en la frecuencia con que ocurren. Por lo tanto no es una teoría física de las fallas, sino una teoría estadística, una teoría de probabilidades ("Ciencia hoy", 1996). El objetivo del análisis de confiabilidad estructural es determinar la probabilidad de falla de estructuras tomando en consideración las incertidumbres asociadas con las resistencias y cargas. La respuesta de una estructura se evalúa por medio de modelos basados en datos estadísticos recopilados previamente. La teoría de confiabilidad estructural toma como base el modelo probabilístico de estas incertidumbres y provee los métodos para la cuantificación de la probabilidad de que las estructuras no cumplan con la función para la que fueron diseñadas.

Existen tres tipos de incertidumbres asociadas al cálculo de la confiabilidad estructural, las físicas, las estadísticas, y las de modelo:

- 1) Las incertidumbres físicas están asociadas a la variabilidad de la carga impuesta, la geometría de la estructura, y las propiedades del material.
- 2) Las incertidumbres estadísticas son dependientes de la cantidad de datos disponibles para el análisis y se incrementan cuanto mayor es la ausencia de información. En la mayoría de los casos la modelación probabilística de las incertidumbres involucradas en el problema se hace asignándoles una función de probabilidad con parámetros de distribución estimados del análisis de la información recopilada y/o en base a información subjetiva o a la experiencia pasada. Estos parámetros son dependientes de la cantidad de

datos recopilados. Además, influye también el modelo matemático elegido para ajustar los datos observados, ya que la aceptación del modelo proviene de una prueba de bondad de ajuste con un adecuado nivel de significancia. Por otro lado, al usar dicho modelo matemático en el cálculo de la confiabilidad estructural, podría suceder que el punto de falla más probable tenga sus coordenadas en las colas de la distribución, donde hay muy poca información y donde la probabilidad de falla es muy sensitiva.

3) Las incertidumbres del modelo se deben a la idealización usada en el modelo matemático para calcular el comportamiento real de la estructura y son el resultado de las simplificaciones realizadas, de las condiciones de borde desconocidas y de los efectos desconocidos de otras variables y sus interacciones, las cuales no están incluidas en el modelo.

La nueva generación de códigos de diseño de puentes se basa en la teoría de la probabilidad y la estadística. Entonces, el desempeño estructural se puede medir en términos del índice de confiabilidad, que es una función de los parámetros estadísticos de carga y resistencia (e.g., Nowak, 1998).

La seguridad estructural puede evaluarse mediante métodos que determinan el índice de confiabilidad que estima la probabilidad de falla de las estructuras (e.g., Madsen et al., 1986). La probabilidad de falla que puede considerarse aceptable, podría depender de la experiencia con estructuras que han funcionado satisfactoriamente, de la importancia de la estructura, de los intereses de los clientes, de lo que la sociedad considere un costo aceptable por estructuras cada vez más seguras, y otros aspectos.

En la figura 2.26, se muestra la función de estado límite de falla (Z), que sería una nueva distribución de probabilidad que resulta de la diferencia entre las distribuciones de probabilidad de la capacidad y la demanda ($Z=R-L$), y donde un valor de $Z \leq 0$ implicaría la falla del sistema. Una vez obtenida la distribución de probabilidad de la función de estado límite, es posible obtener la probabilidad de falla como $P(Z < 0)$ asociada a la parte sombreada de la figura 2.26. Esta probabilidad de falla está relacionada con el índice de confiabilidad, β , de la manera descrita en la ecuación 2.34 (García-Soto, 2013).

$$\beta = \Phi^{-1}(P(Z < 0)) \quad (2.34)$$

Este índice es muy utilizado para evaluar la confiabilidad de elementos estructurales y para la calibración de reglamentos de diseño (determinación de valores de los factores de carga y resistencia para un nivel de confiabilidad preestablecido). Dependiendo de las características de la función de estado límite, y de las variables aleatorias que tal función contenga, el índice β podrá ser calculado de diferentes maneras.

2.5.2 Antecedentes de modelos de cargas vivas

Para la caracterización del efecto de carga viva se requiere de la cuantificación del valor máximo esperado o la media, la incertidumbre expresada por la desviación estándar (o coeficiente de variación igual a la desviación estándar dividida por la media) y la determinación del tipo de distribución de probabilidad (i.e., norma, lognormal, Weibull, Gumbel, etc.). Dependiendo de la aplicación, la carga viva debe ser caracterizada como el tiempo de vida máxima de un evento (fuerza) o en términos de un histograma de cargas repetitivas (fatiga). La carga viva depende de los pesos de los camiones individuales en el tramo.

Típicamente las condiciones de tráfico causan un gran número de vehículos en el tramo. Estos eventos de presencia múltiple a menudo controlan la distribución del evento de carga máxima. Con presencia múltiple, la carga máxima del puente depende de la configuración de peso y el eje de cada camión en el lapso y su separación relativa (i.e., de nariz a nariz separación de camiones).

Díaz de León (2001) calibra mediante la Teoría de Confiabilidad Estructural el modelo de cargas vivas vehiculares ajustado, considerando el estado probable de las solicitaciones al tomar en cuenta los parámetros estadísticos poblacionales extrapolados al tiempo donde su variación es poco significativa. Para lograr mediante el uso de factores parciales de seguridad, diseños en los que se garantice un nivel de seguridad adecuado al tipo de estructura, debido a la combinación de distintas variables nominales en el diseño, las cuales, y por su naturaleza, resultan ser variables aleatorias. Algunas de las funciones de distribuciones de probabilidad utilizadas fueron Extremos I, Extremos II y Extremos III, siendo la tercera I que mejor se ajustó al grupo de datos experimentales y el error estándar de la estimación más pequeño.

El empleo de la distribución Gumbel también se consideró para el análisis estadístico de los elementos mecánicos debidos a carga viva causados por vehículos individuales para la calibración del reglamento canadiense de puentes versión 2006; además, la distribución Gumbel fue también considerada adecuada para representar los elementos mecánicos en la recalibración del reglamento europeo (e.g., O'Connor et al., 2005). Para el ajuste, se emplearon las 20 muestras mayores (de los momentos flexionantes y cortantes máximos), debido a que la confiabilidad de un puente ante elementos mecánicos por cargas vivas es más sensible a la región superior de la distribución de probabilidad de X .

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE DATOS

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS UTILIZADOS

Los datos utilizados para llevar a cabo los modelo de cargas vivas vehiculares fueron registro de pesos y dimensiones capturados de manera imperceptible para vehículos en movimiento (WIM) y aforos vehiculares proporcionados por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y la Secretaria de Obra Pública del Estado de Guanajuato (SOP), en los cuales solo contenía información del TDPA y la composición vehicular en porciento de manera histórica, mismos que nos servirán para compararlos con los datos del WIM y determinar si dichos datos son representativos de toda la red carretera estatal.

3.1.1 Descripción general

Los datos del WIM fueron obtenidos de 8 estaciones (como la mostrada en la figura 3.1) localizadas en la carretera MEX-090 Irapuato-Zapotlanejo, en su tramo Irapuato-La Piedad, perteneciente a la red federal libre del corredor No.3 Querétaro- Cd. Juárez. Conecta a los estados de Guanajuato y Michoacán. Dicha carretera cuenta con 2 carriles por sentido, su clasificación vehicular de acuerdo a la SCT es del tipo A4 y se autoriza la circulación con los pesos y dimensiones máximas de todas la unidades vehiculares autorizadas en las normas (SCT, 2014).

La información proporcionada contiene más de 4 millones de vehículos, de los cuales el transito diario va de 7,523 vehículos a 37,289 vehículos, siendo el transito promedio diario igual a 22,427 vehículos. Los datos principales proporcionados son: el peso de ejes individuales, peso bruto vehicular, distancia entre ejes, longitud del vehículo, tipo de vehículo, numero de ejes, velocidad, distancia entre vehículos, volumen del tránsito, posición del vehículo (por carril), etc.



Figura 3.1 Estación sobre la carretera MEX-090

La información de los datos del WIM fue proporcionada por el Dr. Adrián David García Soto, quien realizó una publicación para la sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural en el año 2010 y a quien la información le fue proporcionada por la Concesionaria de Vías Irapuato- Querétaro S.A de C.V, ICA Infraestructura. Para las estaciones 4 y 6 se recabo la información en junio del 2007 y para todas las estaciones de registro en septiembre de 2007, así como nueva información para el periodo Enero- Marzo de 2009, la cual fue utilizada para llevar a cabo este modelo de cargas vivas.

Debido a que el tramo carretero donde se ubican las estaciones no intercepta con otros sistemas de carreteras del mismo tipo (A4); no obstante, hay algunas carreteras secundarias y pequeños poblados que atraviesan, se decidió ignorar los datos recogidos de WIM de las estaciones 2-7 dado que la información de ellos es mucho menos completa, y que la para las estaciones 1 y 8 la información podría suponerse independiente. Los datos de las estaciones 1 (81 días) y 8 (90 días) están disponibles para cada día durante el período de registro, salvo que los datos no son accesibles por 9 días de la estación 1 (6, 13, 20 y 27 de febrero; 6, 13, 20 y 27 de marzo; 9 de junio). Esto dio lugar a un total de tráfico de 171 días en la carretera Irapuato-Zapotlanejo (o un equivalente de 171 días de grabación) para el tráfico de dos vías, cada una con dos carriles (i.e., de tráfico de cuatro carriles).

El equipo de registro de vehículos en movimiento es HI-TRAC-100 (i.e., Alta Velocidad de Tráfico para Peso en Movimiento y sistema de clasificación), como el mostrado en la figura 3.2, el cual operó 24 horas durante los 171 días de periodo de registro. Para cada estación el sistema opera para un rango de velocidades entre 5 y 200 km/hr, detecta tránsito en cada uno de los carriles, obtiene la longitud del vehículo y lo separa de otros vehículos cercanos, las tolerancias del sistema son $\pm 10\%$ para el peso bruto vehicular, $\pm 15\%$ para el peso de grupo de ejes, $\pm 20\%$ para el peso por eje individual, $\pm 1,5\%$ para la velocidad, $\pm 8\%$ para la longitud, y $\pm 7\%$ para el avance.



HI-TRAC 100



Figura 3.2 Equipo utilizado para el registro de vehículos en movimiento HI-TRAC-100

El montaje del equipo es similar al mostrado en la figura 3.3. Cuenta con un panel solar para proporcionar energía eléctrica a la batería del equipo, conductos de PVC para los sensores, alimentación y panel, un pequeño soporte de concreto donde el equipo va anclado, equipo HI-TRAC 100, antena y paneles de conexión. Es de notar que en cada uno de los carriles se colocan los sensores piezoeléctricos para dar lectura al paso de vehículos.

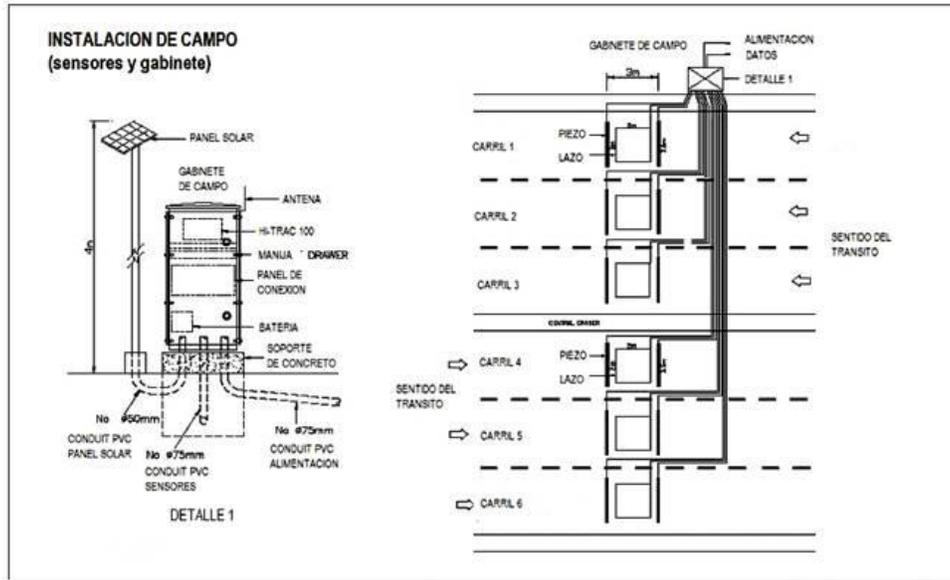


Figura 3.3 Detalle de la instalación del equipo

En la figura 3.4 se muestran las estaciones de aforo, las cuales están colocadas en los kilómetros: E1 km 4+740, E2 km 21+640, E3 km 31+740, E4 km 35+300, E5 km 43+680, E6 km 49+920, E7 km 56+200, E8 km 64+200 de la carretera federal 90 Irapuato-Zapotlanejo, tramo Irapuato- La Piedad.



Figura 3.4 Distribución de las estaciones sobre la carretera federal 90 Irapuato-Zapotlanejo (información de Vías Irapuato-Querétaro S.A. de C.V., ICA Infraestructura)

3.1.2 Análisis estadístico

En la base de datos se encuentran una gran variedad de configuraciones vehiculares como lo son: 2N, 3N, 4N, 5N, 6N, 7N, 8N, 9N, 10N, A2, B2, B3, C2, C3, C2-R2, C2-R3, C3-R2, C3-R3, T2-S1, T2-S2, T2-S3, T3-S1, T3-S2, T3-S3, T2-S1-R2, T3-S1-R2, T3-S2-R3, T3-S2-R4, T3-S3-R2, T3-S3-S2, V2, M2 y UC. De los cuales, de acuerdo a la Norma Oficial Mexicana (NOM-012-SCT-2-2014) las configuraciones que no se encuentran dentro de la clasificación de vehicular autorizada son: 2N, 3N, 4N, 5N, 6N, 7N, 8N, 9N, 10N, T3-S3-R2 y UC. Las configuraciones 10N y UC contienen 10 o más ejes, por lo que cabe destacar que en la Normativa mexicana (NOM-012-SCT-2014) solo se permite el tránsito de vehículos de hasta 9 ejes.

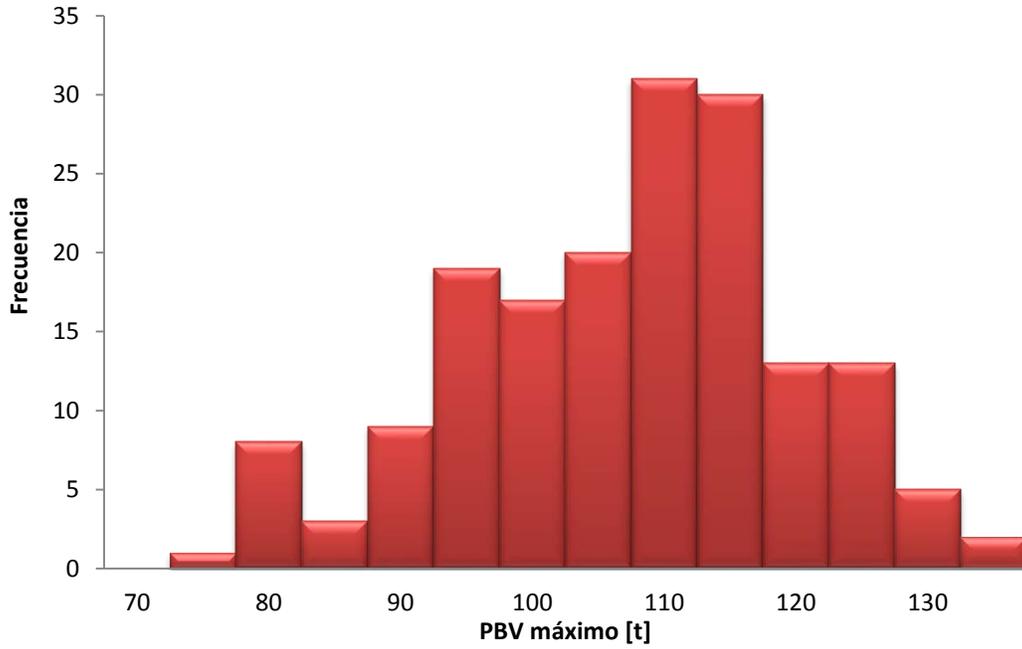
Las configuraciones, como la T3-S3 (6 ejes) y T3-S2-R4 (9 ejes) están presentes en la base de datos y son susceptibles de causar efectos notables de carga, especialmente para puentes de claros medianos, como obtuvo Rascón (1999).

Así mismo, se realizó un análisis estadístico de la información recabada en los registros, de la cual se obtuvieron los pesos vehiculares brutos máximos y el peso promedio por eje diario para cada estación y considerando los 4 carriles de circulación.

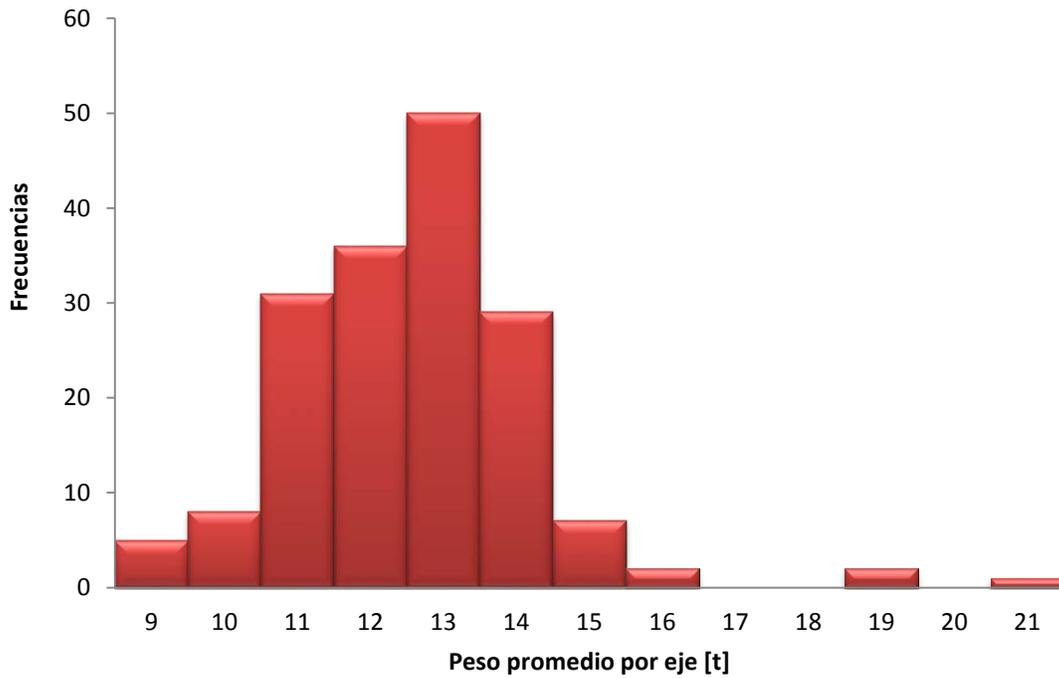
En la tabla 3.1 se muestra el PVB máximo por día de registro y por carril. En dicho análisis se obtuvo que el peso máximo fue de 133.3 t (1307.2 kN), mucho mayor al máximo permitido en la Normativa Oficial (NOM-012-SCT-2014) que es de 66.5 t (652.1 kN); sin considerar el incremento por eje cuando cumplan las especificaciones técnicas, disposiciones de seguridad y de control establecidas en la norma. El valor máximo obtenido también es mayor al máximo reportado por Rascón (1999) de 130.4 t (1279.2 kN). Para el análisis estadístico del peso promedio por eje diario se obtuvo que el máximo es igual a 22.58 t (221.4 kN), el cual es también mayor al máximo permitido en la Normativa Oficial (NOM-012-SCT-2014) que es de 10 t (98.1 kN).

Se consideraron 2 muestras a analizar; una de ellas considerando 171 datos (los valores máximos por día) y otra considerando 684 datos (valores máximos por día y por carril), en ambas tomando en cuenta solo los 4 carriles de circulación.

En la primera, como se representa en la figura 3.5, para los pesos brutos vehiculares máximos, el valor mínimo, promedio y desviación estándar obtenidos fueron de 75.3 t (738.4 kN), 107.33 t (1052.5 kN) y 12.43 t (121.9 kN), respectivamente, en cuanto al peso promedio por eje diario, el valor mínimo, promedio y desviación estándar obtenidos fueron de 8.37 t (82 kN), 12.04 t (118.1 kN) y 1.71 t (16.8 kN), respectivamente.



a)



b)

Figura 3.5 Histogramas de frecuencia de los valores máximos por día del a) peso bruto vehicular y b) peso promedio por eje

En la segunda muestra, como se representa en la figura 3.6, para los pesos brutos vehiculares máximos, el valor mínimo, promedio y desviación estándar obtenidos fueron de 29.9 t (293.2 kN), 84.77 t (831.3 kN) y 23.09 t (226.5 kN), respectivamente.

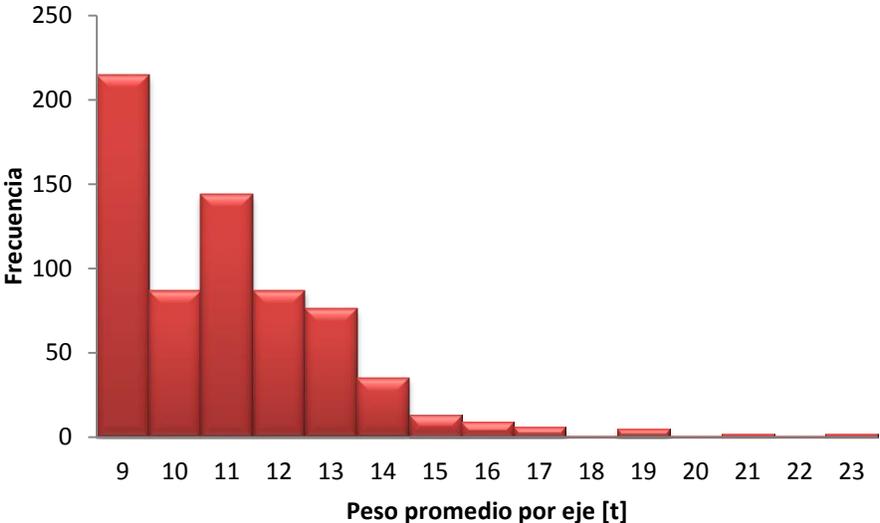


Figura 3.6 Histogramas de frecuencia de los valores máximos por día y por carril del peso bruto vehicular

En cuanto al peso promedio por eje diario, mostrado en la figura 3.7, el valor mínimo, promedio y desviación estándar obtenidos fueron de 3.44 t (33.8 kN), 10.1 t (99.0 kN) y 2.87 t (28.2 kN), respectivamente.

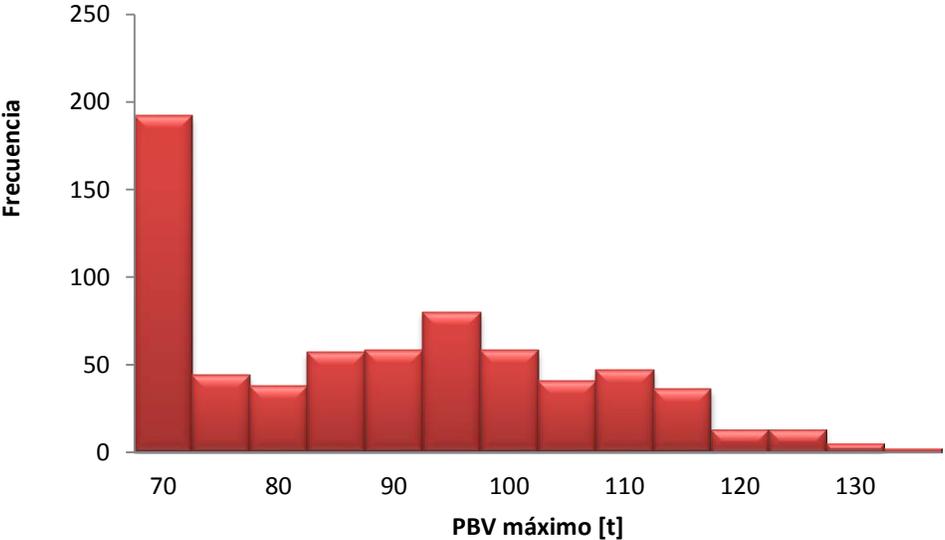


Figura 3.7 Histogramas de frecuencia de los valores máximos por día y por carril del peso promedio por eje

Tabla 3.1 Peso bruto vehicular máximo diario en toneladas para cada día de registro y por carril

DIA/CARRIL	ESTACIÓN 1				ESTACIÓN 8			
	1	2	3	4	1	2	3	4
1_feb_09	70.8	87.6	99.2	95.9	98.8	97	42.9	114.2
2_feb_09	67.1	102.9	75.3	91.1	92.4	80.3	76.9	102.5
3_feb_09	71.6	107.4	95	78	97.5	83.5	51.1	104.7
4_feb_09	73.5	95.8	107.8	66.1	112.8	93.9	43.7	112.9
5_feb_09	72.1	89	113.8	80.4	96.1	79.8	51.6	108.7
6_feb_09					95	91.3	44.5	114.1
7_feb_09	69.6	73.4	119.2	94.6	92.2	88.5	63.5	112.5
8_feb_09	73.3	86.3	86.2	92.6	92.3	79.7	38.9	94.8
9_feb_09	67.4	100.6	99	83.4	100.1	93.2	29.9	100.6
10_feb_09	86.4	97.7	118.9	94.7	108.9	109.2	66.5	102.8
11_feb_09	64.4	102.6	102.4	90.3	104.7	76	48.2	98.3
12_feb_09	75.9	81.5	115	73.1	93	102.8	59.2	112
13_feb_09					101.3	84.9	41.8	97.3
14_feb_09	79.8	90.4	108.3	94.1	82.8	85.9	55.8	109.9
15_feb_09	82.1	64.8	107.5	91.1	103.4	92.5	46.9	106.7
16_feb_09	58.3	97.2	116.9	93.4	99.8	98.2	82.8	101.8
17_feb_09	63.4	90.4	116.4	88.3	103.5	95.1	40.6	117.1
18_feb_09	62.8	92.1	117.9	83	110.7	90.7	39.5	110
19_feb_09	57.6	95.4	123.6	87.2	92.5	94.4	51.5	109
20_feb_09					99.5	101.6	43.7	129.2
21_feb_09	62.9	91.7	95.8	96	104.2	90.3	42.5	105.7
22_feb_09	69.8	97.3	75.6	90.1	83	69.9	38.2	100.6
23_feb_09	66.8	102.7	94.4	85.7	99.7	85.9	43.2	113
24_feb_09	69.3	92.5	114.3	102.7	102.2	79.4	64.3	115.4
25_feb_09	60.7	87.5	124.6	108	93.4	94	50.1	112.6
26_feb_09	67.8	106.5	111.1	75	95.6	106.7	58.3	117.4
27_feb_09					86.9	89.3	81.8	112
28_feb_09	77.1	98.3	106.2	97.1	112.7	98.5	54.4	124.2
1_mar_09	70.6	89.4	88.5	93.4	101.4	64.2	51.5	103.4
2_mar_09	76.2	97.2	106.4	92.6	88.9	86.6	49.8	107.8
3_mar_09	66.4	90.8	122.9	92.2	96.5	94.5	55.4	112.6
4_mar_09	75.2	86.9	126	99	104.5	97.8	45	123.7
5_mar_09	76.4	97.7	109.9	92.3	111.8	93.4	52.9	115.3
6_mar_09					91.3	96.8	44.6	125.1
7_mar_09	68	69.7	119.4	97.6	101.9	97.9	42.4	121.5
8_mar_09	57.1	75.2	82.2	91.6	132.6	96.9	46.5	114.2
9_mar_09	65.5	98.6	122.7	87	96.7	85.7	77.9	129.3
10_mar_09	68.8	94.2	130.3	90.1	86.8	92.4	39.2	111.9
11_mar_09	81	103.3	113.6	86.7	104	102.1	48.3	120.6
12_mar_09	68.9	93.7	112.8	74.6	98.1	82.9	44.3	111.1
14_mar_09	71.3	69.8	118.9	103	103.3	94	59.1	105.8
15_mar_09	53.7	86.1	85.3	91.4	95.7	70.8	48.9	117.2
16_mar_09	59.6	120.4	108.9	86.6	87.2	93.6	44.7	103.8
17_mar_09	61	90.4	121.2	77.6	114.8	96.9	59.7	101.8
18_mar_09	62.7	86.9	123.3	108.2	100.1	95.5	53.6	113.6
19_mar_09	49.5	79.6	122.4	101.4	92.2	83.4	54.8	117.7
20_mar_09					69.2	100.7	83.2	124.7

DIA/CARRIL	ESTACIÓN 1				ESTACIÓN 8			
	1	2	3	4	1	2	3	4
21_mar_09	80.3	95.7	92.8	100	110.1	95.5	87.6	114.7
22_mar_09	82.9	75.3	85.5	92	84.8	87.2	45	122.4
23_mar_09	79.7	84.9	104.1	87.2	91.8	101	41.7	109.5
24_mar_09	59.8	82.7	117.5	103.1	87.6	105.9	32	112.7
25_mar_09	81.4	107	111.4	130.8	101.1	98.2	76.9	118.7
26_mar_09	95.3	102.3	110.3	125.5	90.1	99.2	54.9	104.1
27_mar_09					94.7	88.2	62	113.6
28_mar_09	86	112.3	127.2	113.5	126.4	86.6	72	116
29_mar_09	72	66.6	77.3	92.8	91	87.1	53.5	108.3
30_mar_09	82.5	111.5	109	85.5	103.6	95.5	90.1	117.1
31_mar_09	94.4	111.9	114.1	133.3	110.4	108.8	39.6	112.5
1_jan_09	78.6	102.9	76.8	95.9	40.1	81.3	35.6	53.1
2_jan_09	99.2	90.4	98.5	96	38.1	80.9	31	55.1
3_jan_09	77.2	95.5	88.5	80.7	38.7	94.3	30.5	68.9
4_jan_09	50.8	69	94.4	71.1	41.8	95.1	34.9	68.7
5_jan_09	66.9	85.2	95.3	86.1	42	81	38.8	72
6_jan_09	62.9	107.8	101	96.1	39.6	90.6	37.5	76
7_jan_09	75.3	98.2	95.1	94.7	40.1	90.8	52.9	77.3
8_jan_09	64	94.1	110.5	60.9	38.4	83.2	54.4	111.1
9_jan_09					42.7	94.5	48.1	63.2
10_jan_09	63.4	68.4	113.8	96.2	39.2	97.7	37.8	92.5
11_jan_09	68.9	102.9	95.4	83.4	39.9	85.9	38.4	75.7
12_jan_09	61.5	78.6	95.7	102.6	43.8	84.8	47.5	110.2
13_jan_09	75.9	98.2	98.4	90.7	41.6	92.7	50.2	81.1
14_jan_09	73.8	111.4	105.2	85.6	41.8	93.3	44.9	79.8
15_jan_09	75.7	109.6	87.7	72.5	40.5	79.4	52.9	64.9
16_jan_09	78.8	85.9	86.9	74.9	51	94.1	45.4	70.3
17_jan_09	74.4	109.6	103.6	74.5	39	93.4	48.4	63.1
18_jan_09	78.3	65.1	97	70.1	38.1	83.3	36.8	76.3
19_jan_09	56.9	114	96.3	88.5	39.5	91.5	31.4	58.7
20_jan_09	61.1	74.5	117.2	99.9	38.8	81.7	74.2	68.7
21_jan_09	77.1	110.4	113.9	98	39.1	82.3	58.8	69
22_jan_09	75.4	95.4	99.3	85.3	39.5	90.3	85.2	59.5
23_jan_09	71.9	107.3	89.7	73.2	42.5	96.1	59.2	48.5
24_jan_09	66.6	83.3	99.9	81.4	46.9	90.8	45.3	78.1
25_jan_09	51.1	66.7	109.9	49	39.6	75.3	63.9	50.4
26_jan_09	72.1	80.4	82.1	73.1	44.4	92	64.1	60.2
27_jan_09	62.1	101.4	101.6	74.5	37.7	81.6	58.5	65.3
28_jan_09	60.9	113	94.9	85.6	43.3	96	49	62.5
29_jan_09	77.3	102.5	130.5	70.4	83.3	98.3	50.5	55.9
30_jan_09	77.1	111.6	112.3	79.4	99.5	91	90.9	100.7
31_jan_09	73.1	85.5	112	74.7	102.8	95.6	38.7	111.5

3.1.3 Comparación con información estadística (SCT e IMT)

En 1991, la SCT inició un estudio denominado formalmente Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional; el cual tuvo en sus etapas iniciales el nombre de Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos de Carga que Circulan por las Carreteras Mexicanas. En el documento técnico décimo quinto se muestra una breve descripción de a metodología de recopilación de datos correspondientes a los vehículos de carga que circulan por diecisiete estaciones de exploración instaladas en 2009 por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la red carretera federal.

En dicha información recabada se obtuvieron el peso bruto vehicular máximo registrado promedio de los vehículos cargados 2009 (figura 3.8), la distribución vehicular promedio anual para los vehículos más representativos (figura 3.9), el porcentaje de vehículos sobrecargados de los vehículos más representativos (promedio anual, figura 3.10), peso bruto de todos los vehículos cargados más representativos (cargados y sobrecargados promedio anual, figura 3.11) y el peso bruto vehicular máximo registrado de los vehículos más representativos (figura 3.12).

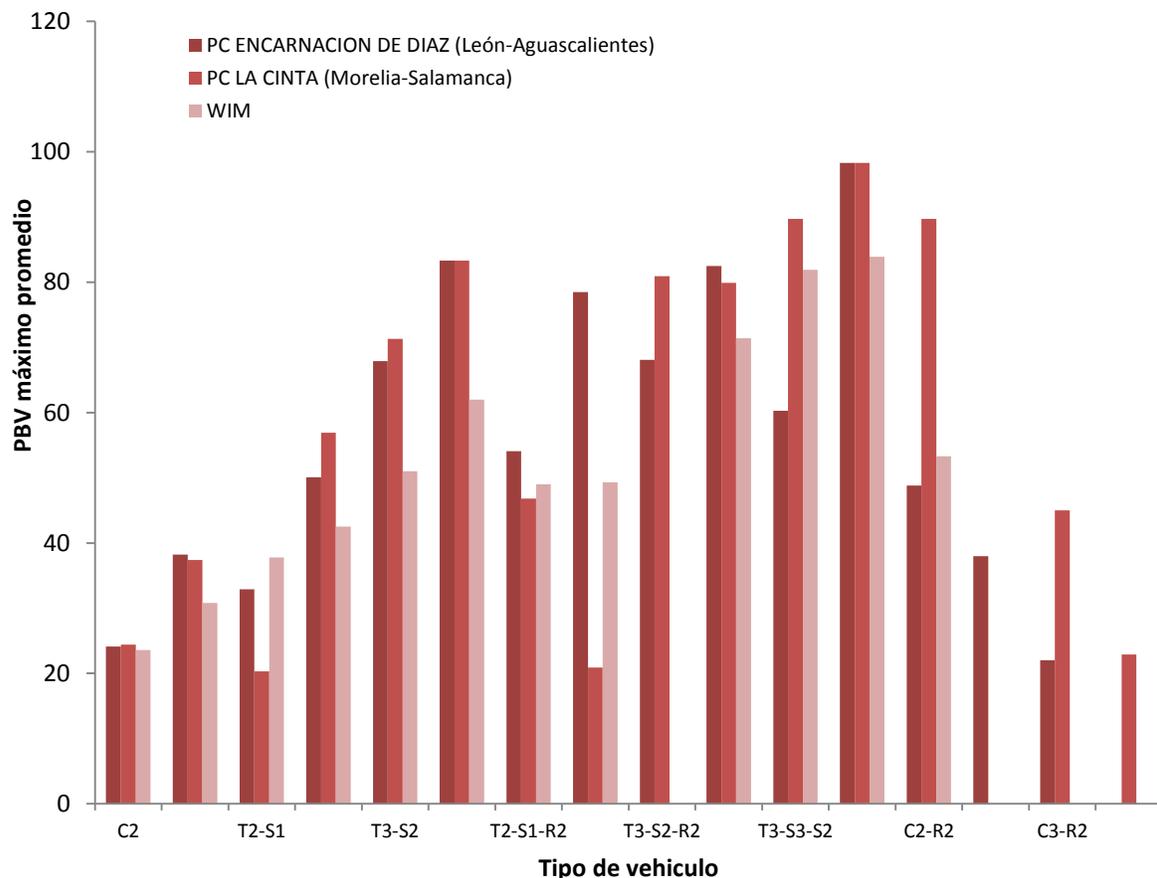


Figura 3.8 Peso bruto vehicular máximo registrado promedio de los vehículos cargados en 2009

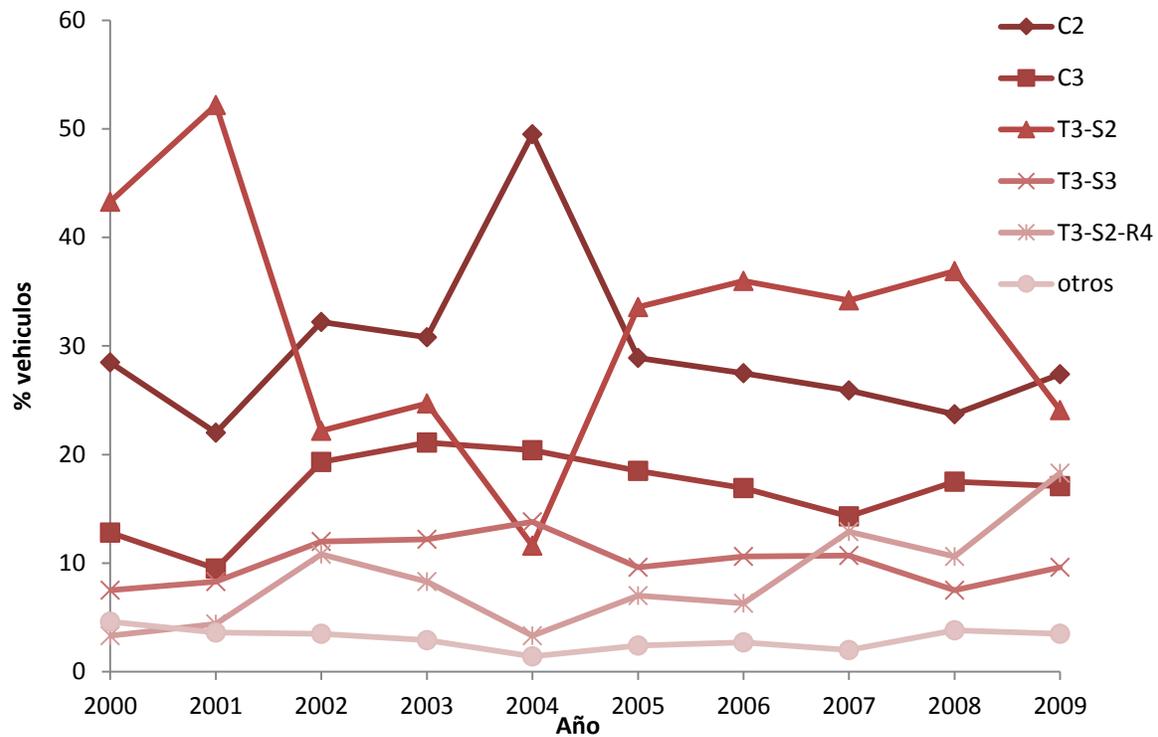


Figura 3.9 Distribución vehicular promedio anual para los vehículos más representativos, SCT

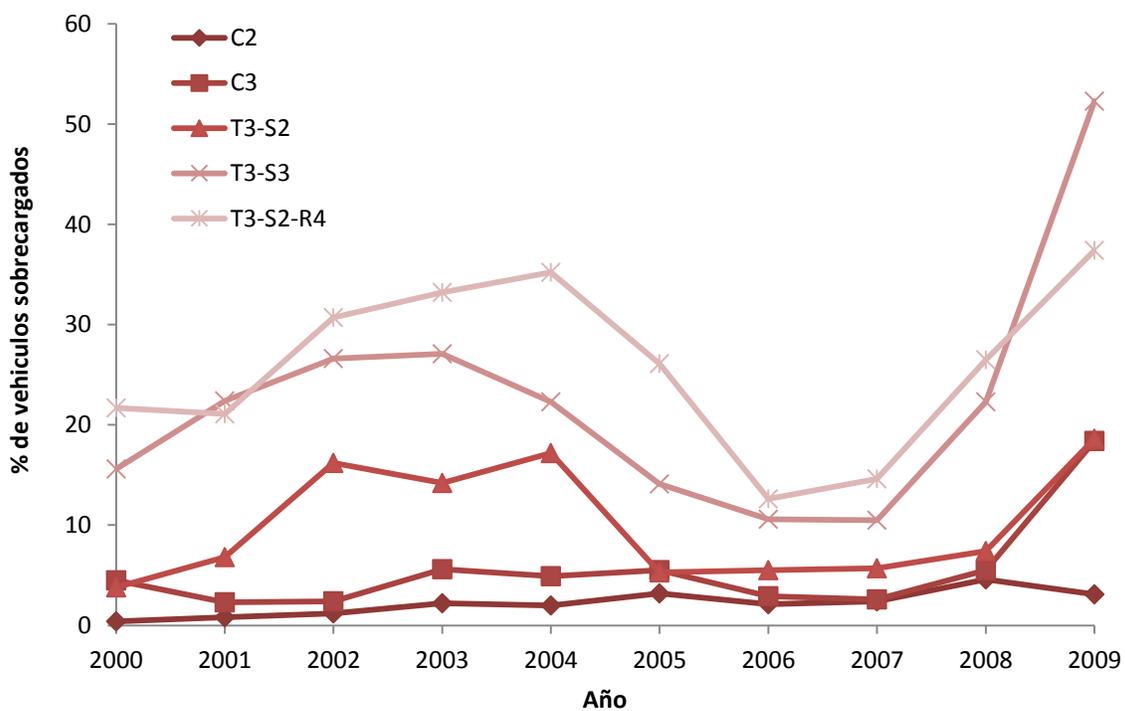


Figura 3.10 Porcentaje de vehículos sobrecargados de los vehículos más representativos, SCT (promedio anual)

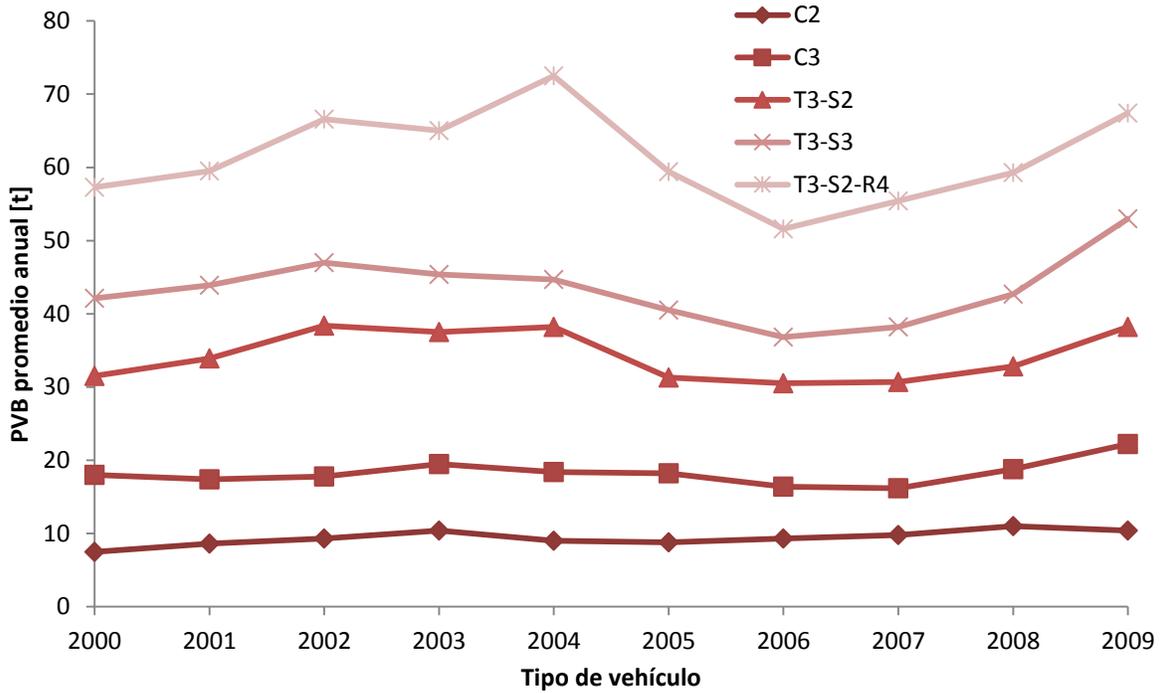


Figura 3.11 Peso bruto promedio anual de todos los vehículos cargados más representativos, SCT (cargados y sobrecargados)

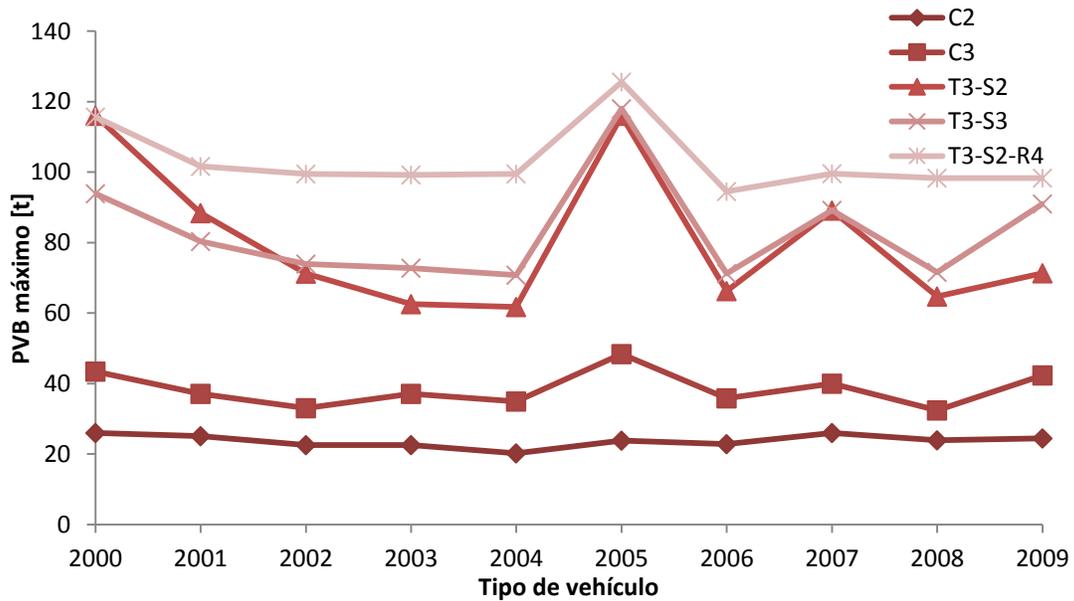


Figura 3.12 Peso bruto vehicular máximo registrado de los vehículos más representativos, SCT

Los datos obtenidos por la SCT se compararon con los obtenidos en el registro del WIM y se obtuvieron las siguientes gráficas comparativas (figuras 3.13, 3.14, 3.15 y 3.16).

Es de notar que en la figura 3.13, de la distribución promedio anual para los vehículos más representativos, el porcentaje de vehículos del WIM para las configuraciones menos pesadas (C2, C3 y T3-S2) es mayor que para los datos registrados por la SCT, en cambio para los vehículos más pesados (T3-S3 y T3-S2-R4) el porcentaje de vehículos para los datos del WIM es menor a los obtenidos por la SCT.

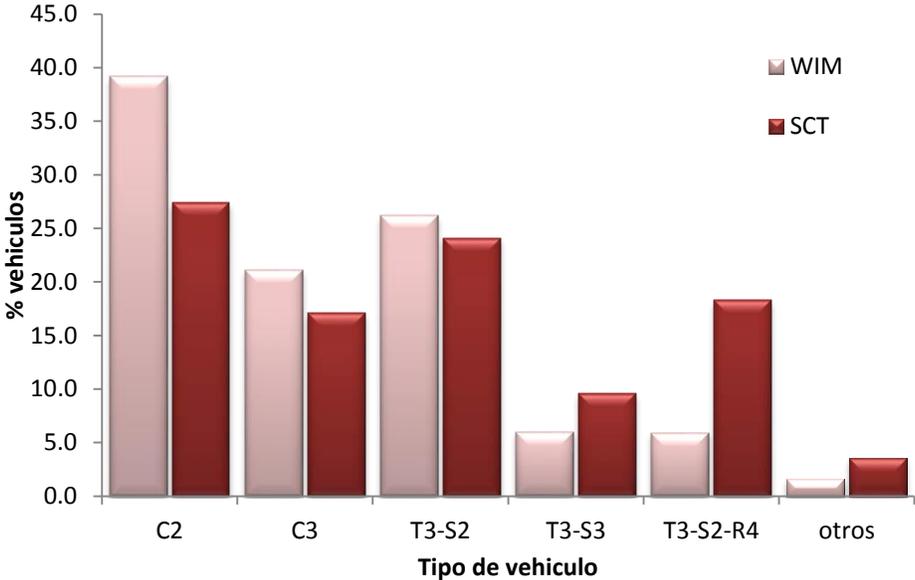


Figura 3.13 Distribución vehicular promedio anual (2009) para los vehículos más representativos

En la figura 3.14, donde se compara el porcentaje de vehículos sobrecargados, para los vehículos más representativos; el porcentaje de vehículos sobrecargados obtenido por la SCT en todos los casos es mayor al obtenido para el WIM.

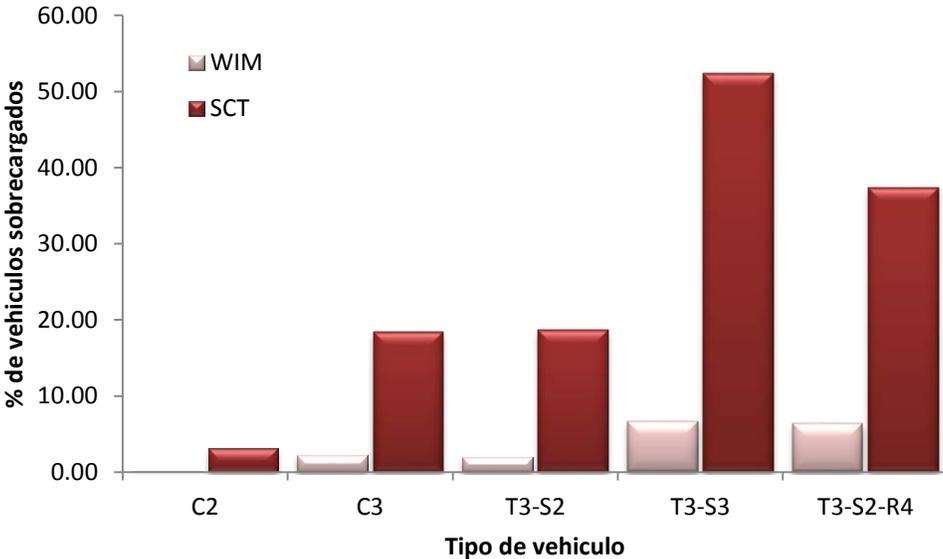


Figura 3.14 Comparativa del porcentaje de vehículos sobrecargados promedio anual (2009)

En el caso de la figura 3.15, comparativa del peso bruto promedio de todos los vehículos cargados y sobrecargados más representativos para el año 2009, en todos los casos el PVB máximo promedio fue mayor para los datos obtenidos por el WIM respecto a los de la SCT.

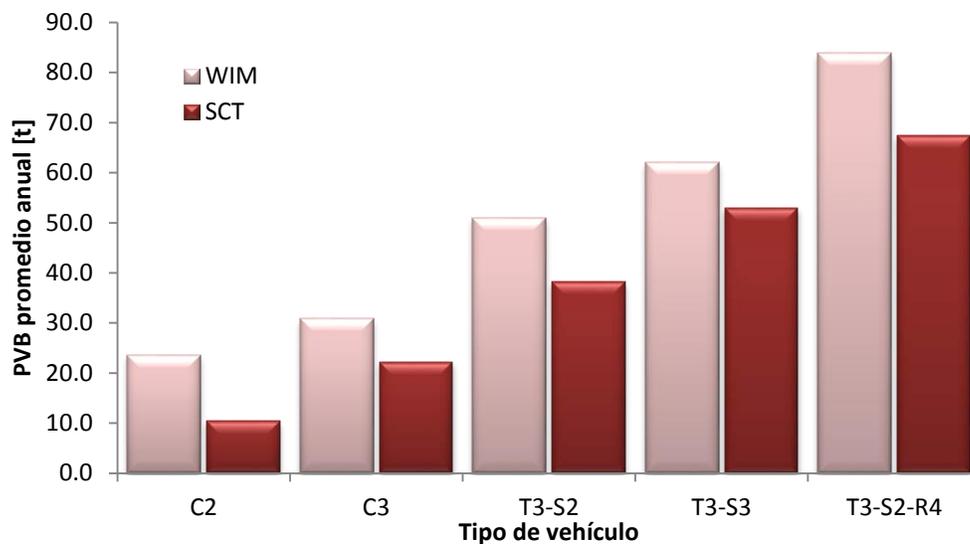


Figura 3.15 Comparativa del peso bruto promedio anual (2009) de todos los vehículos cargados y sobrecargados más representativos

Por último, en la figura 3.16, comparativa del Peso Bruto Vehicular máximo registrado para los vehículos más representativos para el año 2009, en todos los casos el PVB máximo fue mayor para los datos obtenidos por el WIM respecto a los de la SCT.

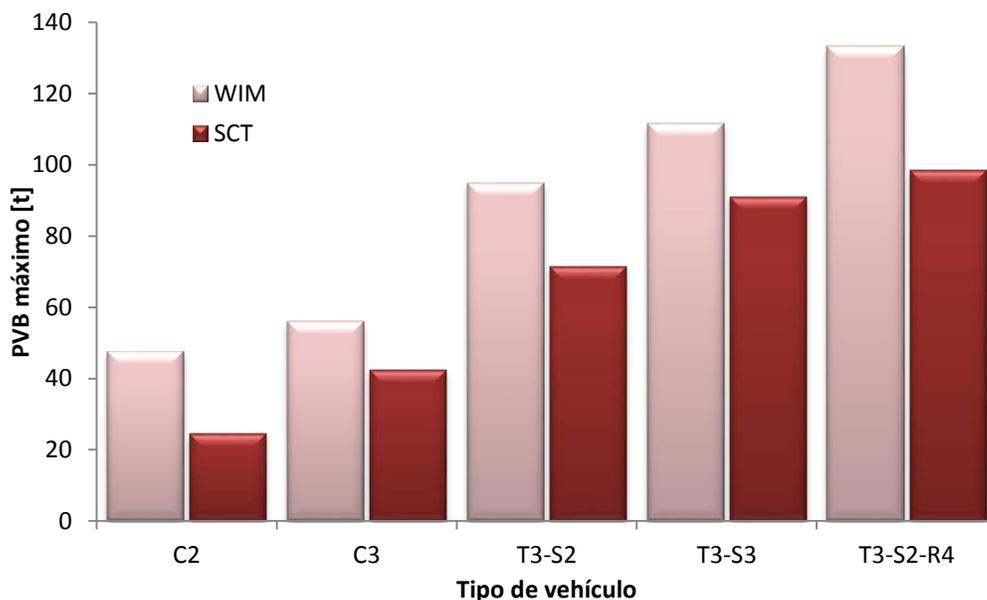


Figura 3.16 Comparativa del peso bruto vehicular máximo registrado (2009) de los vehículos más representativos

Como se puede observar en las figuras anteriores, la información obtenida de los registros del WIM es consistente con lo presentado en las estadísticas del IMT, aunque con ciertas variaciones, éstas son justificables, ya que los aforos se realizaron en lugares y fechas diferentes, aunque dentro del estado y en el mismo año, respectivamente. Los resultados de la comparación estadística indican que ciertamente existen camiones con gran sobrepeso transitando en las carreteras del estado, ya que el peso bruto vehicular máximo promedio registrado excede las 100 t. Así mismo las estadísticas muestran que en los últimos años, los vehículos que más transitan las carreteras del estado son los C2 y T3-S2, no obstante, las configuraciones con mayor porcentaje de vehículos sobrecargados son los T3-S2-R4 y los T3-S3.

Adicionalmente, también se muestra la tendencia de los pesos máximos a lo largo de 9 años, misma que se ha mantenido en cierta forma constante, teniendo unos pequeños picos en los años 2005 y 2007. La información obtenida sobre la estadística presentada en este apartado, nos brinda un panorama general de la situación actual e histórica de los caminos del estado y permite respaldar el uso de los datos del WIM para desarrollar los modelos de cargas vivas para el estado de Guanajuato.

3.2 VEHÍCULOS INDIVIDUALES

En este apartado se describirán tanto los criterios para evaluar la consistencia de los datos, como para el límite inferior. La base de datos contiene un total de 3'834,961 vehículos, de los cuales son 2'594,263 vehículos para la estación 1 y 1'240,698 vehículos para la estación 8; por lo que el promedio de vehículos diarios es de 32,028 vehículos para la estación 1 y 13,786 vehículos para la estación 8.

3.2.1 Criterio de selección de datos

Para llevar a cabo la evaluación de la consistencia de los datos obtenidos en el pesaje en movimiento (WIM), los datos se depuraron como ya se explicó anteriormente; desechando los vehículos que contenían algún eje con peso igual a cero o la distancia entre ejes fuese menor a 1.2 m, que es la distancia mínima que presentan los vehículos de autotransporte en el reglamento y norma sobre pesos y dimensiones mexicana.

3.2.2 Criterio del límite inferior considerado para el peso

Para continuar con la depuración de datos que no conducen a los elementos mecánicos más desfavorables, se emplea un límite inferior de la carga promedio por eje, y así seleccionar los vehículos más pesados para realizar el análisis estadístico de los elementos mecánicos debidos al tránsito, ya que los vehículos con una carga promedio por eje por debajo del límite inferior seleccionado, probablemente producirán elementos mecánicos mucho menores que los elementos mecánicos de diseño. Además de que la selección de un límite inferior para la evaluación de los elementos mecánicos máximos debidos al tránsito de camiones de carga sobre un puente agiliza el análisis numérico de la muestras.

Por lo tanto, se estableció el criterio de límite inferior de la carga promedio por eje, es decir el peso bruto vehicular dividido entre el número de ejes; que considera los límites recomendados en la literatura, mismo que se describirán más adelante.

3.2.2.1 Límites recomendados en la literatura

En la literatura, por ejemplo, para determinar los elementos mecánicos debidos al tránsito y calibrar el reglamento canadiense de puentes (CHBDC Calibration Task Force 2006), solo se emplearon vehículos con una carga promedio por eje mayor a 4.0 t (39.2 kN). Considerando que el peso vehicular bruto promedio para los camiones mexicanos es superior al de los canadienses, si se ignoran los vehículos con una carga promedio por eje menor a 5.0 t (49.1 kN), se tiene un restante de 189,428 vehículos, de los cuales 61,669 vehículos para la estación 1, y 127,759 para la estación 8. Lo anterior resulta en un tránsito de vehículos pesados diario promedio considerando únicamente los vehículos con peso por eje significativo de 762 para la estación 1, y de 1,420 para la estación 8, el promedio para ambas estaciones, es de 1,108 vehículos.

3.2.3. Criterio para la selección de claros

Para el análisis de los datos, los puentes se consideran idealizados como vigas simplemente apoyadas y con una longitud de claro L en el rango entre 3 y 50 m (i.e., 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 y 50 m) para evaluar los elementos mecánicos debidos al tránsito, y debido a que en el desarrollo del modelo de carga vivas para la normatividad mexicana se seleccionó un rango entre 15 y 45 m, además de que el rango seleccionado es más amplio que el considerado para desarrollar un camión de diseño para vehículos individuales (Nowak 1993, O'Connor and O'Brien 2005), se concluye que estas longitudes de claro son adecuadas para obtener resultados consistentes.

Además para la selección de claros se tomaron en cuenta datos estadísticos del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y la Secretaria de Obra Pública del Estado de Guanajuato (SOP), mismos que fueron proporcionados por dichas instituciones a base de tablas que contenían información general de los puentes en el estado de Guanajuato, como lo es: número de claros, longitud total del puente, longitud del claro máximo, carga de diseño, tipo de estructuración, tipo y material de la superestructura, subestructura y cimentación, etc. Esto cabe destacarse, porque no siempre es fácil obtener ésta información, que en su mayoría no está disponible públicamente, y para la cual se hicieron visitas al IMT y la SOP; y se sostuvieron entrevistas en vistas directamente en esas instituciones con funcionarios involucrados en el tema, y quienes amablemente accedieron a proporcionar información muy importante para las decisiones de este trabajo. Por lo tanto, este estudio además aporta información importante sobre las características de los puentes en el estado de Guanajuato y a la que de otra forma sería difícil acceder.

A continuación se presentan algunas gráficas en las figuras 3.17, 3.18, 3.19 y 3.20, que ilustran de manera general la situación particular de los puentes en el estado de Guanajuato. Como se puede observar en las gráficas más de la mitad de los puentes se construyen de un solo claro, el 4.3% es

mayor a cinco claros y el restante es construido de dos, tres y cuatro claros. El 80% de los puentes son menores a 40 m, menos del 18% de los puentes son mayores a 40 m; de los cuales más del 40% de los puentes tienen un claro máximo de hasta 10 m, el 28% tienen un claro máximo de 10 a 20 m, el 28% tienen un claro mayor a 20 m. La carga de diseño más utilizada para diseñar los puentes fue la HS-20, seguida de las configuraciones vehiculares T3-S2-R4 y T3-S3, que son los vehículos utilizados por Rascón para el camión de diseño (SCT, 1999).

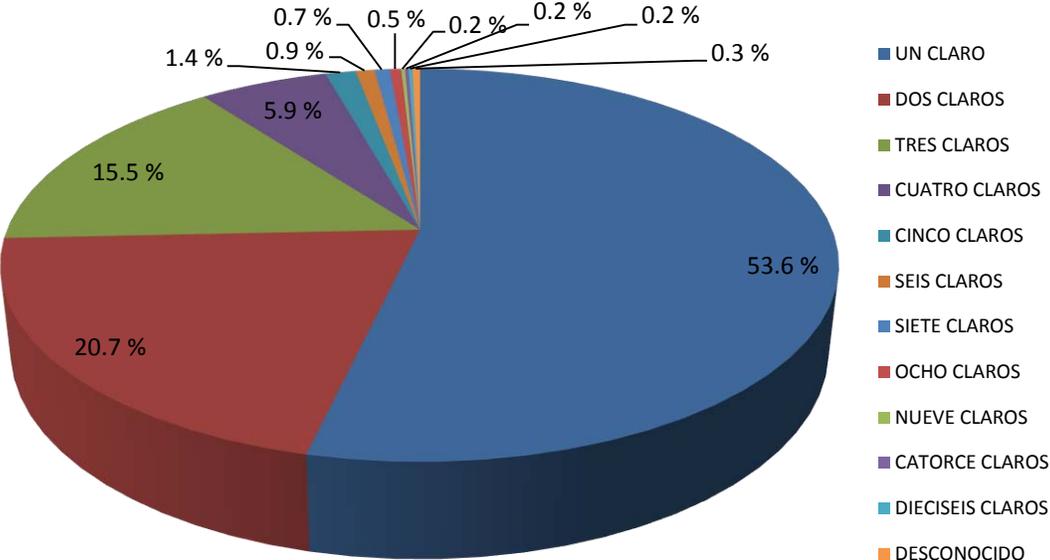


Figura 3.17 Gráfica de número de claros de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)

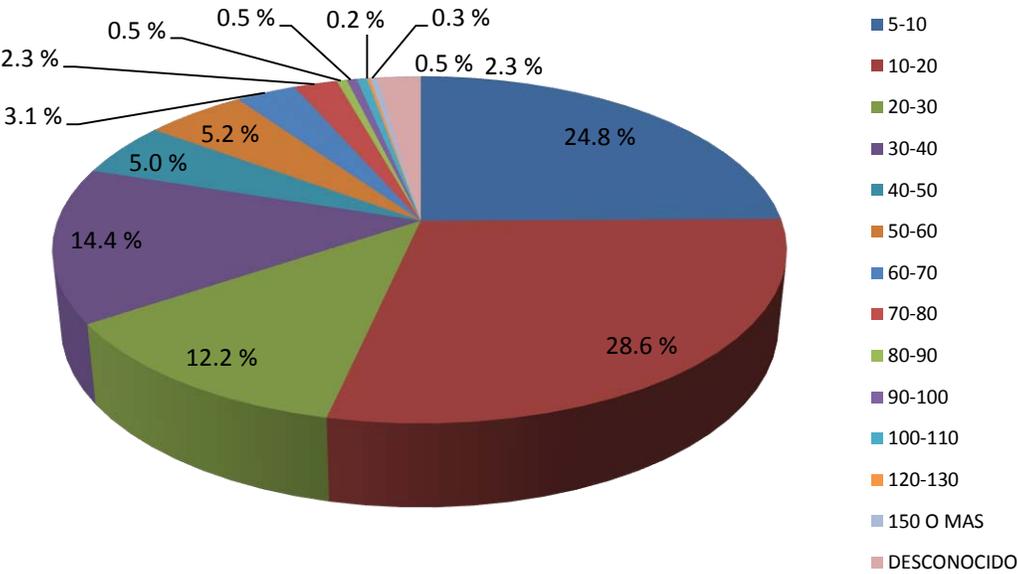


Figura 3.18 Gráfica de la longitud total de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)

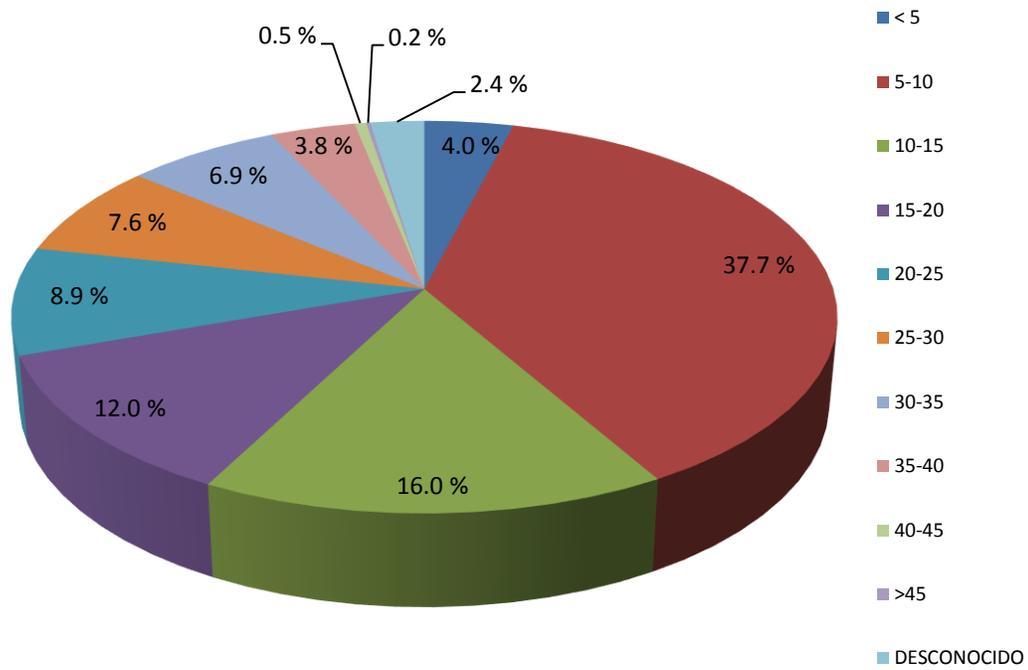


Figura 3.19 Gráfica de la longitud de claro máximo de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT Y SOP)

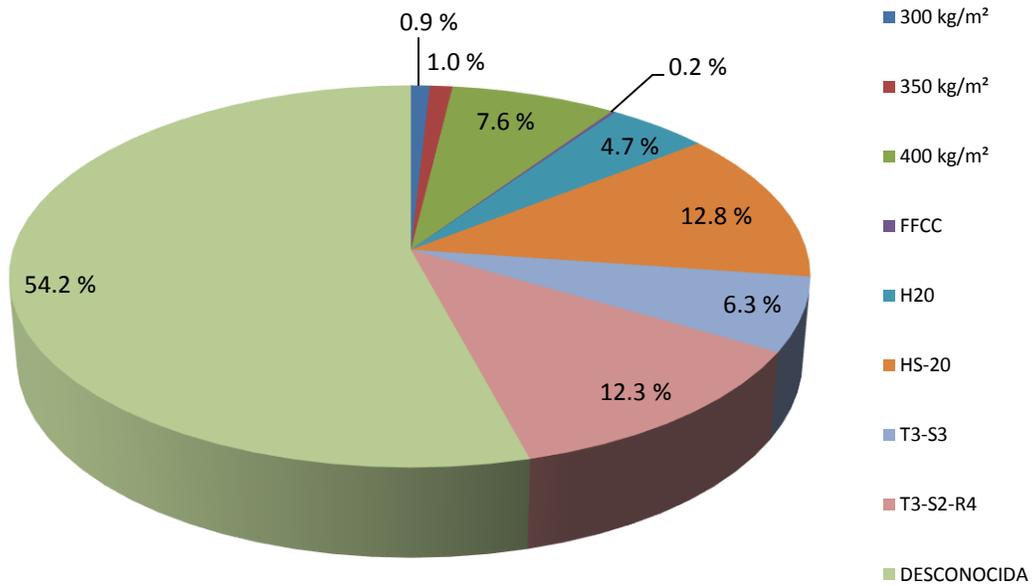


Figura 3.20 Gráfica de la carga de diseño de los puentes en el estado de Guanajuato (IMT y SOP)

Todos los datos antes presentados justifican claramente la selección de claros para la elaboración del vehículo de diseño, y resaltan la necesidad de desarrollar un modelo de cargas vivas que considere las condiciones de tráfico en el estado de Guanajuato; ya que como se puede observar en la figura 3.20 las cargas de diseño utilizadas en los puentes son ya viejas y no reproducen las condiciones actuales de tráfico, ni brindan niveles de confiabilidad aceptables.

3.2.4 Cálculo de cortantes y momentos máximos absolutos

El cálculo de las solicitaciones en puentes no resulta sencillo, debido a la naturaleza móvil de las cargas involucradas. Los métodos de análisis propuestos en su cálculo son particulares y empleando distintos criterios, debido a que la posición que ocupan las cargas sobre el puente cuando se presentan las solicitaciones máximas absolutas es distinta para momentos y cortantes (Díaz de León, 2001).

Para la obtención de los elementos mecánicos (cortante y momento), se consideraron puentes idealizados como vigas simplemente apoyadas, con longitudes de claro L de 6 a 50 m. En el cálculo se considera que el vehículo se mueve a lo largo del puente con el eje delantero comenzando de derecha a izquierda, como se indica en la figura 3.21.

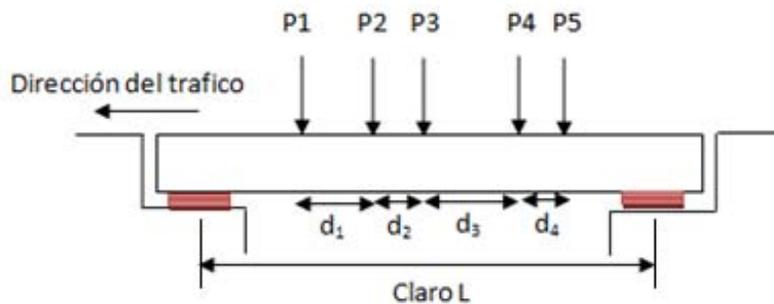


Figura 3.21 Posición de vehículo sobre el puente

Así mismo, se realizó un programa en MATLAB denominado PRODAT, el cual da lectura a cinco archivos de texto que contienen: el valor de las cargas, las distancias entre ejes, número de carril, número de cargas y número de vehículos de la muestra a estudiar; los procesa y analiza como más adelante se presenta para obtener los cortantes y momentos máximos absolutos por claro. El proceso utilizado se describe a continuación:

- Los archivos de texto a los que el programa da lectura al inicio para comenzar a trabajar, tienen como condicionantes: que el formato en que se presenten dichos archivos sea en forma matricial y se coloquen ceros en las posiciones donde no se tengan valores.
- El programa lee dichos archivos, filtra los vehículos que son susceptibles a analizar, es decir, descarta los camiones que tienen ejes con cargas iguales a cero, distancia entre ejes menor a 1.2 m y peso promedio por eje menor al límite inferior considerado.

- Mediante ciclos y condicionantes preestablecidos determina la posición del centro de cargas del vehículo (posición de la resultante), la carga total del camión, las reacciones en los apoyos.
- Utilizando el método estático, que predice que el cortante máximo se presenta cuando uno de los ejes del camión se encuentra sobre alguno de los apoyos y el momento máximo ocurre cuando la resultante de las fuerzas se encuentra equidistante a una de las cargas; se determinan los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante de los cuales extrae el máximo absoluto de cada uno y los almacena. En el procedimiento también es tomado en cuenta el número de carril en que se encuentra ubicado el vehículo, esto es sumamente importante ya que al final es necesario obtener los valores máximos absolutos de los elementos mecánicos por carril y por longitud de claro analizado.
- Después compara con los elementos mecánicos máximos presentados en las diversas posiciones en las que se analiza el camión y a partir de estos obtiene el momento y cortante máximo absoluto presentado a lo largo de todo el recorrido del vehículo por el puente.

En la literatura es común observar que algunos autores obtienen los momentos máximos al centro del claro, caso que no es del todo cierto ya que para que se presente el momento máximo en esta posición es necesario que se cumplan con ciertas condicionantes en la carga como es: que la carga sea simétrica, es decir, que los pesos por eje y la distancia entre ejes coincida tanto del lado izquierdo como del derecho respecto al centro de cargas, además también depende de la longitud del claro (que el vehículo completo pueda ser contenido dentro del puente), sin embargo estas condiciones no siempre se cumplen para vehículos de carga, por lo tanto el momento máximo casi no se presenta al centro del claro.

En la figura 3.22, se muestra una gráfica obtenida (promedio de varias muestras) de la posición donde ocurren los momentos máximos en función del porcentaje del claro. En esta figura se puede observar que en pocos casos el momento máximo absoluto ocurre al centro del claro (esto solo pasa para claros pequeños, aproximadamente 5 m), para claros entre 6 y 20 m el porcentaje del claro donde ocurre el momento máximo va del 46 al 49% de la longitud a partir de un apoyo y para la mayoría de los claros, de 20 a 50 m, el momento máximo absoluto ocurre a una distancia menor al centro del claro (aproximadamente 49% del claro).

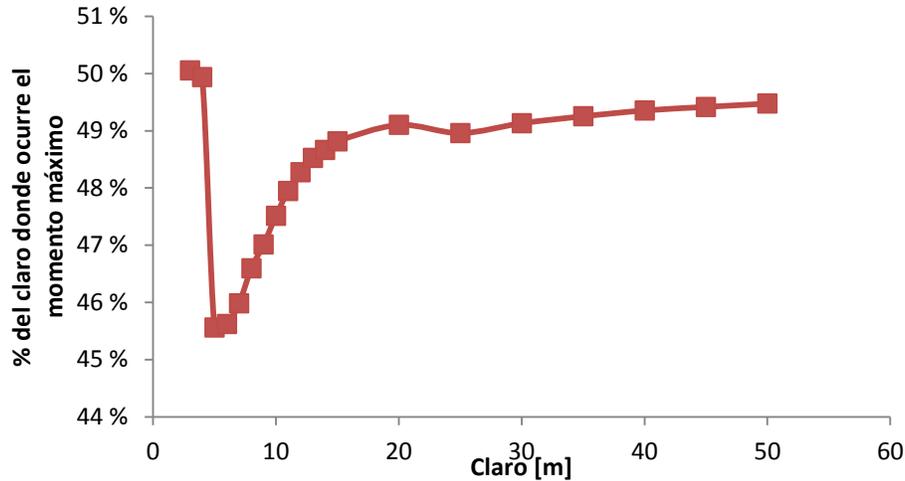


Figura 3.22 Posición donde ocurren los momentos máximos absolutos

Se tomaron unas muestras de datos del registro del WIM de los cuales se obtuvieron los elementos mecánicos máximos absolutos y al centro del claro, mostrados en la tabla 3.2 y figura 3.23. En esta figura se observa que el error porcentual absoluto que ocurre cuando se consideran los momentos al centro del claro como los momentos máximos absolutos; dicho error que es mayor para claros pequeños (menores a 13 m), ya que para claros grandes tiende a disminuir considerablemente.

Tabla 3.2 Error porcentual absoluto entre el momento máximo absoluto y el momento al centro del claro

CLARO	MOMENTO MAXIMO ABSOLUTO	MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO	ERROR PORCENTUAL ABSOLUTO
	[t.m]	[t.m]	
3	15.75	15.44	2.022 %
4	23.92	23.07	3.562 %
5	32.20	31.81	1.201 %
6	41.45	41.44	0.034 %
7	51.71	51.06	1.257 %
8	65.26	63.28	3.027 %
9	78.86	77.11	2.226 %
10	92.51	90.93	1.708 %
11	106.19	104.76	1.353 %
12	119.90	118.58	1.098 %
13	133.62	132.41	0.910 %
14	147.44	147.21	0.159 %
15	164.50	164.28	0.133 %
20	268.99	268.77	0.083 %
25	406.03	405.28	0.186 %
30	550.70	549.90	0.146 %
35	697.09	696.40	0.099 %
40	843.50	842.90	0.071 %
45	989.93	989.40	0.054 %
50	1136.38	1135.90	0.042 %

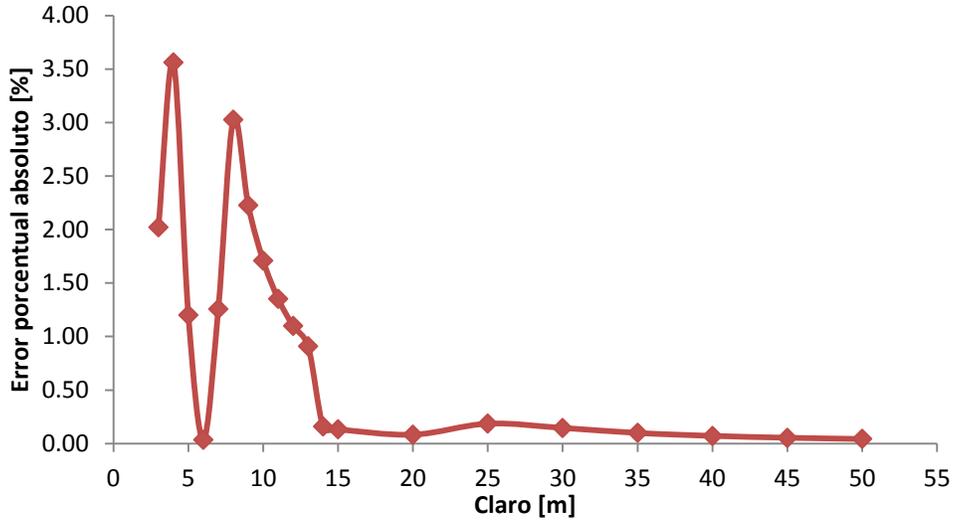


Figura 3.23 Gráfica del error porcentual absoluto entre el momento máximo absoluto y el momento al centro del claro

Los valores obtenidos para el momento al centro del claro y máximo absoluto también se compararon calculando el número de vehículos que produce los momentos máximos absolutos al centro del claro y fuera de éste, como se puede observar en la figura 3.24, entre más pequeño sea el claro (3-4 m) el porcentaje de casos en los que el momento máximo absoluto ocurre al centro del claro es alto y significativo, en promedio 85%. No obstante este porcentaje disminuye conforme el claro aumenta hasta llegar a cero para claros mayores a 50 m y por ende el porcentaje de casos en los que el momento máximo absoluto no ocurre al centro del claro para longitudes mayores a 4 m aumenta rápidamente, ya que para claros mayores a 6 m es mayor al 90%.

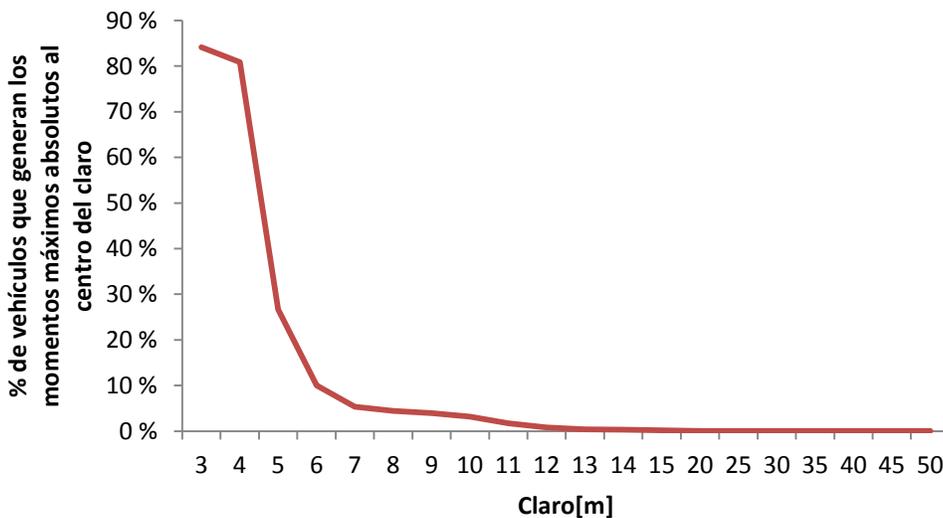


Figura 3.24 Vehículos que generan los momentos máximos absolutos al centro del claro

Como es posible que algunos autores consideren obtener los momentos máximos al centro del claro cuando el vehículo se encuentra en la posición donde ocurre el momento máximo absoluto; se consideró necesario calcular esos momentos y compararlos con los momentos al centro del claro ya previamente obtenidos (i.e., cuando el vehículo se posiciona a la mitad de la longitud del puente). De esa comparación se concluyó que ni haciendo esa consideración se obtienen los momentos máximos absolutos que ocasiona el camión al pasar por el puente; por lo tanto es errónea la suposición de que los momentos máximos absolutos ocurren a la mitad de la longitud del puente.

Es importante destacar que para claros pequeños o menores a la longitud total del vehículo, el momento máximo no siempre lo ocasiona el vehículo completo, sino una subconfiguración de éste debido a que no todas las cargas estarían ubicadas dentro del claro y por ende no ejercerán acción sobre el puente; es por ello que fue necesario realizar una subrutina para determinar las posibles subconfiguraciones de cada vehículo y evaluar cada una de éstas con las condicionantes antes descritas para obtener el momento máximo. A continuación se describe brevemente la subrutina empleada para generar las subconfiguraciones:

```

v, s, p, i (son contadores)
k (número de valores del claro)
n (número de ejes del vehículo)
carga (carga por eje)
y (número de trenes)
subconf (variable que almacena las subconfiguraciones generadas, respecto
a las cargas)
distanc (variable que almacena las subconfiguraciones generadas, respecto
a las distancias entre ejes)
for v=1:k
for s=1:n-1
    for p=1:n-s
        for i=s:n
            if i<(p+s+0.1)
                subconf(1,i)=carga(y,i);
            end
            if i<(p+s-0.9)
                distanc(1,i)=distancia(y,i);
            end
        end
    end
end
end
end

```

Para obtener las subconfiguraciones se separó el vehículo en una serie de cargas como se describe en el siguiente procedimiento:

- La primer subconfiguración se conformó por el primer par de cargas colocadas a su correspondiente separación.
- La segunda subconfiguración se obtuvo colocando las tres primeras cargas del vehículo separadas a su correspondiente distancia.

- Para las siguientes subconfiguraciones este procedimiento se repitió hasta llegar al total de ejes del vehículo (n).
- No obstante para subconfiguraciones siguientes se tomó a partir del segundo eje hasta el último, comenzando por un par y luego agregando de una en una las cargas subsecuentes.
- Las subconfiguraciones restantes se obtuvieron repitiendo este procedimiento, partiendo del tercer eje, luego del cuarto y así sucesivamente hasta que sólo se formara una subconfiguración conformada por los dos últimos ejes del vehículo (esto sucede cuando $s=n-1$).

Se tomaron varias muestras de los datos del registro del WIM, mismas de las que se obtuvieron los elementos mecánicos máximos por claro y se observó que el número de veces que el vehículo completo genera los momentos máximos aumenta conforme el claro es mayor y, para claros mayores a 40 m todos los vehículos completos generan los elementos mecánicos máximos, como se puede observar en la figura 3.25. Mientras que para claros pequeños el número de subconfiguraciones que genera los momentos máximos es más representativo (15% del total de vehículos de la muestra para claros menores a 10 m), sin dejar de ser menor al número de vehículos completos.

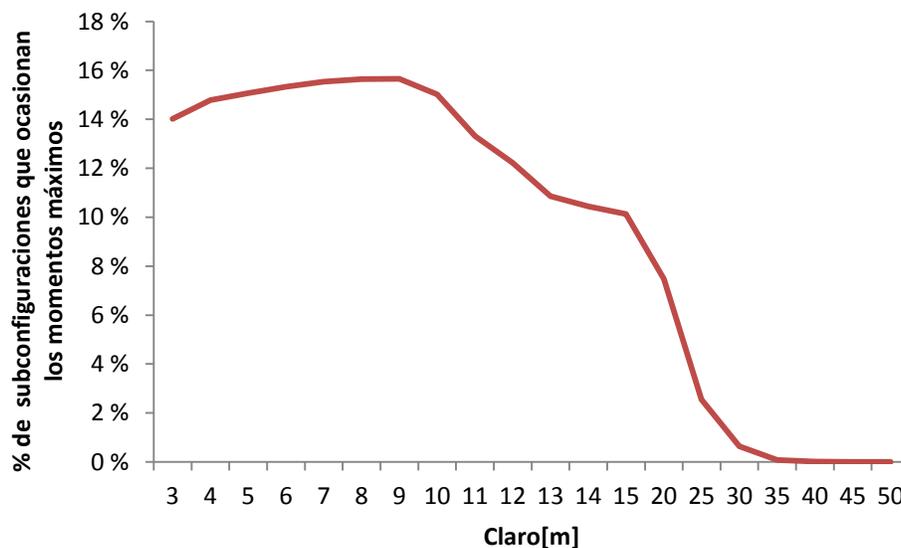


Figura 3.25 Subconfiguraciones de vehículos que generan los momentos máximos

Al final del proceso descrito anteriormente para la obtención de los elementos mecánicos máximos, el programa proporciona un archivo de Excel donde establece mediante tablas los valores máximos

absolutos del cortante y momento para cada vehículo por longitud de claro analizado, así como los valores máximos absolutos de cortante y momento por carril y por longitud de claro analizado; cabe mencionar que al inicio del programa se introduce un vector con las longitudes del claro que se interesa analizar.

Se obtuvieron unas muestras de los registros del WIM, de las cuales se calcularon los elementos mecánicos máximos absolutos, se extrajeron los 10 momentos máximos por claro y se obtuvo el tipo de vehículo que los generaba. En la figura 3.26, se muestra un histograma de los principales vehículos que ocasionan los momentos máximos considerando todos los claros. Es de notarse que las configuraciones que mayormente producen los momentos máximos son T3-S2-R4 con casi el 45% y T3-S3 con el 25%, mismos utilizados por Rascón (1999) para desarrollar su modelo de cargas vivas.

Así mismo en el análisis también se encontró que para claros cortos los vehículos que producen los momentos máximos son camiones sencillos como los C3 y articulados como los T3-S2 y T3-S3; conforme el claro aumenta (>30 m), los camiones doblemente articulados como los T3-S2-R4 son los que producen los momentos máximos. Es importante señalar que Rascón (1999) solo consideró vehículos T3-S3 y T3-S2-R4, vehículos que también son usados por los diseñadores en muchos casos (ver la figura 3.20); sin embargo, pueden ser otro tipo de vehículos los que producen los elementos mecánicos más críticos, como ya se señaló.

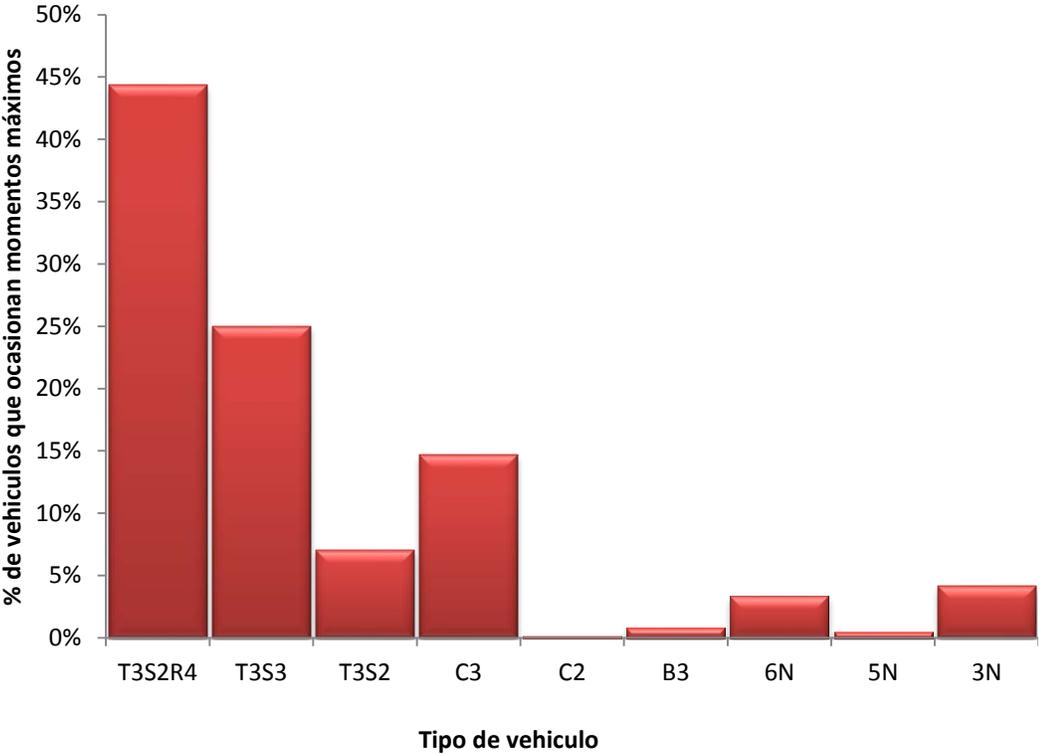


Figura 3.26 Vehículos que ocasionan los momentos máximos considerando todos los claros

3.2.4.1 Comparación entre el método estático y líneas de influencia

Se decidió hacer una comparativa entre la metodología seleccionada para obtener los elementos mecánicos (momentos y cortantes) máximos, denominado para fines prácticos el "método estático" y el método de líneas de influencia.

A continuación se describe de manera general el procedimiento utilizado para obtener los elementos mecánicos máximos mediante líneas de influencia, que al igual que en el presente trabajo considera los puentes como vigas simplemente apoyadas.

- El camión se considera a moverse a lo largo del puente con el eje delantero a partir de $1/3$ de la longitud del tramo de puente y el movimiento termina cuando el eje trasero pasa a $2/3$ de la luz del puente si L es menor que 35 m. La consideración de utilizar el tercio medio de luz del puente se justifica ya que el momento máximo de flexión se produce dentro de las posiciones consideradas, y la eficiencia de cálculo se gana.
- Los efectos de carga son evaluados por el camión en movimiento por 0.2 m a lo largo del puente.
- Para valores de L mayores a 35 m, los efectos de las cargas se evalúan considerando el movimiento de camiones por el centro ($1/5$ de la longitud del tramo) con un incremento de 0.2 m.
- La evaluación de la fuerza cortante también se lleva a cabo utilizando líneas de influencia, pero mediante la colocación de cada eje en el soporte de puente de interés ya que el cortante máximo se produce si uno de los ejes se coloca en el soporte. Puesto que la fuerza cortante a un soporte particular depende de la dirección de la circulación para puentes simplemente apoyados, los camiones se deben ejecutar sobre el soporte en ambas direcciones para su evaluación. Esto es equivalente a ejecutar los camiones de más de dos ejes en una dirección, y la fuerza cortante máxima se obtiene de la fuerza cortante máxima en cada apoyo.

Se obtuvieron valores de los elementos mecánicos máximos (cortantes y momentos) mediante los dos métodos antes descritos, se calcularon las diferencias entre ellos, como se muestra en la tabla 3.3, y se calculó el error porcentual absoluto (como se muestra en la figura 3.27 y 3.28).

Es importante destacar que para el caso de la fuerza cortante no existió diferencia alguna entre ambos métodos, debido a que utilizan la misma premisa de que la posición de la fuerza cortante máxima ocurre en los apoyos. Sin embargo para el caso del momento flexionante si existieron pequeñas diferencias que tienden a ser mayores conforme el claro tiende a ser pequeño, conforme el claro aumenta el error porcentual disminuye (ver figura 3.27); esto es debido a que para claros pequeños la diferencia entre el valor de los elementos mecánicos máximos entre una posición y otra es significativa, es decir, si se calculan los elementos mecánicos máximos cada cierta distancia (en

este caso 0.2 m) y la posición del momento máximo se encuentra entre dos de las posiciones calculadas la aproximación que se tienen es buena, sin embargo es menor a la exacta.

La diferencia entre los momentos calculados por líneas de influencia y el método estático tiende a ser considerable cuando el momento máximo no lo produzca el vehículo completo, sino una subconfiguración de éste, lo cual hace más sensible al puente a los cambios de posición y si además aumentamos que en claros pequeños proporcionalmente la distancia de separación entre posiciones es menor que para claros grandes. Conforme el claro crece esta condición va disminuyendo, lo cual tiene como consecuencia mayor exactitud en el cálculo de los momentos máximos y por ende los valores obtenidos mediante líneas de influencia son más aproximados a los obtenidos por el método estático. Cabe destacar que los valores obtenidos mediante el método denominado estático son exactos y los obtenidos mediante líneas de influencia son aproximados.

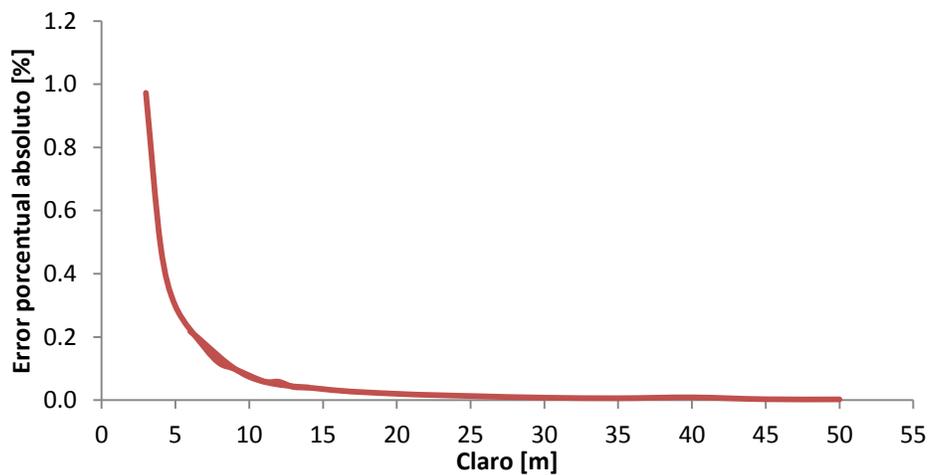


Figura 3.27 Error porcentual absoluto máximo (por claro) entre los valores obtenidos para momentos flexionantes máximos por líneas de influencia y el método estático

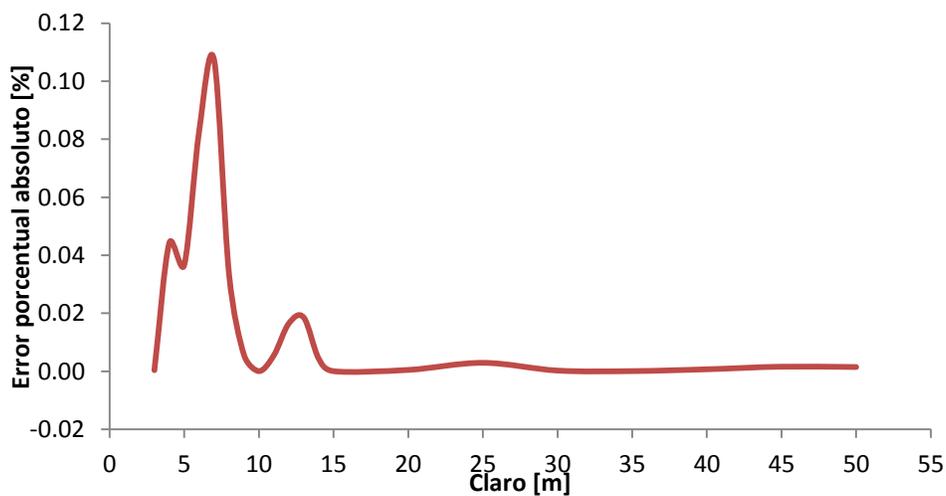


Figura 3.28 Error porcentual absoluto entre los valores obtenidos para momentos flexionantes máximos por líneas de influencia y el método estático para una muestra de vehículos

Tabla 3.3 Tabla comparativa entre los elementos mecánicos máximos obtenidos mediante líneas de influencia y el método estático

CLARO	MÉTODO ESTÁTICO		LINEAS DE INFLUENCIA		DIFERENCIAS	
	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
	[t]	[t.m]	[t]	[t.m]	[t]	[t.m]
3	39.44	23.62	39.44	23.62	0.000	0.000
4	41.93	35.59	41.93	35.58	0.000	0.016
5	45.81	47.88	45.81	47.86	0.000	0.018
6	48.96	64.04	48.96	63.99	0.000	0.053
7	51.21	80.21	51.21	80.12	0.000	0.086
8	52.90	96.38	52.90	96.35	0.000	0.032
9	55.75	112.55	55.75	112.54	0.000	0.006
10	58.67	128.72	58.67	128.72	0.000	0.000
11	61.05	144.89	61.05	144.89	0.000	0.008
12	63.04	161.07	63.04	161.04	0.000	0.027
13	65.32	180.57	65.32	180.54	0.000	0.034
14	67.38	201.76	67.38	201.75	0.000	0.009
15	69.16	222.95	69.16	222.95	0.000	0.000
20	76.08	335.97	76.08	335.97	0.000	0.002
25	83.56	489.80	83.56	489.79	0.000	0.014
30	89.70	647.76	89.70	647.76	0.000	0.002
35	94.09	805.73	94.09	805.73	0.000	0.001
40	97.99	963.71	97.99	963.70	0.000	0.007
45	101.15	1121.69	101.15	1121.67	0.000	0.018
50	104.22	1279.68	104.22	1279.66	0.000	0.019

3.2.5 Análisis estadístico

Cada una de las muestras por día de registro se evalúan para ambas estaciones (1 y 8), dando un total de 171 días de registro de los cuales se obtienen los elementos mecánicos máximos absolutos (cortantes y momentos) por cada uno de los 4 carriles y por claro seleccionado. Se emplean los resultados obtenidos para evaluar las características probabilísticas de los elementos mecánicos debidos a las cargas de camiones y desarrollar un nuevo camión de diseño.

El efecto de la carga máxima en un puente, con ciertas características, debido al tránsito de cada vehículo pesado, que produce un camión con peso por eje promedio mayor al valor del límite inferior adoptado, podría ser tratado como una variable aleatoria independiente e idénticamente distribuida. Varias muestras de camiones se pueden utilizar para caracterizar la distribución de probabilidad de los efectos de carga de camiones pesados, $F_Y(x)$, donde x representa los elementos mecánicos, ya sea el momento flexionante o fuerza cortante máxima en un puente con cierto claro considerado y por cada carril de tránsito, entonces, se puede obtener la distribución de probabilidad de extremos máxima anual con base a la distribución de probabilidad "madre" y la teoría de valores extremos (e.g. Castillo et al. 2005).

Para poder caracterizar la distribución de probabilidad de los valores de los elementos mecánicos (cortantes y momentos) es necesario comparar entre distintas distribuciones de probabilidad y seleccionar la que mejor se ajuste, esto se logra mediante papeles de probabilidad, por lo que se utilizaron 4 distribuciones de probabilidad denominadas empíricas: normal, lognormal, Weibull y Gumbel.

Para obtener dichas distribuciones de probabilidad empíricas $F_D(X_i)$, primero se obtuvo la densidad de probabilidad $F_x(x_i) = \frac{i}{n+1}$ donde n es el número total de muestras, y x_i denota la i -ésima muestra en orden ascendente de los elementos mecánicos máximos diarios, y luego con ella se calcularon las distribuciones de probabilidad empíricas dadas por:

- Probabilidad Normal: $Z = \Phi^{-1}(F_x(x_i))$
- Probabilidad Lognormal: $Z = \Phi^{-1}(F_x(x_i))$
- Probabilidad Weibull: $Z = \ln(-\ln(1 - F_x(X_i)))$
- Probabilidad Gumbel: $Z = -\ln(-\ln(F_x(X_i)))$

En las figuras de la 3.29 a la 3.44 se muestran las gráficas de las distribuciones de probabilidad empíricas normal, lognormal, Weibull y Gumbel, para fuerzas cortantes y momentos flexionantes, respectivamente, considerando 1 y 4 carriles de circulación. Como se puede notar en los papeles de probabilidad, la distribución que más se ajusta, es decir que sigue aproximadamente una línea recta en la mayoría de las longitudes de claro (<30 m) tanto para cortantes como para momentos es la de Gumbel, considerando 1 y 4 carriles de circulación, por lo que se concluye que el efecto de carga de los camiones puede ser modelada como una variable aleatoria de Gumbel (ver también García-Soto et al., 2010, para mayor justificación)

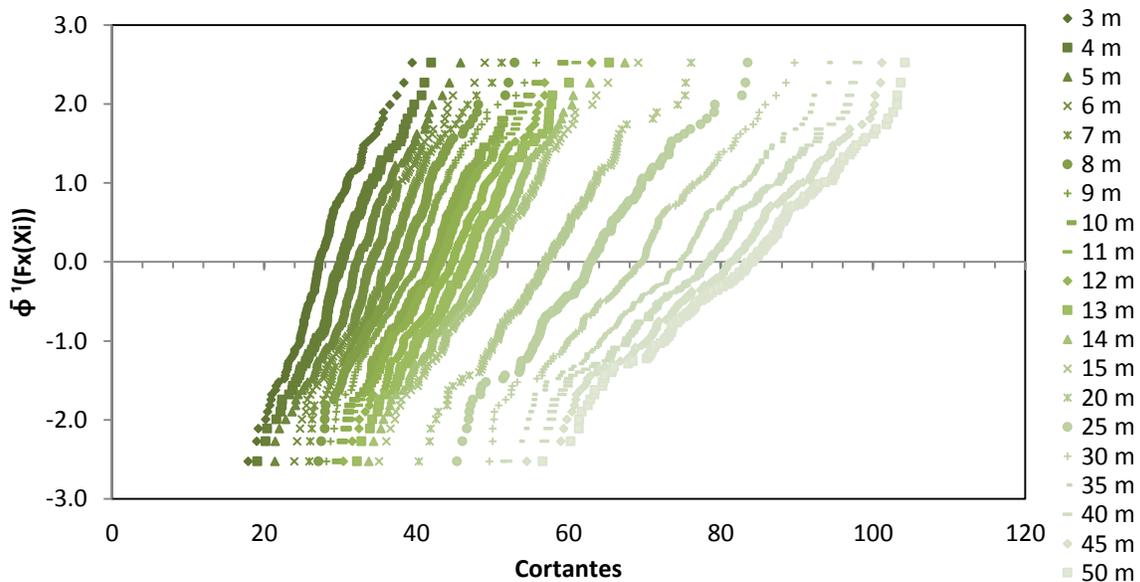


Figura 3.29 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando un carril de circulación

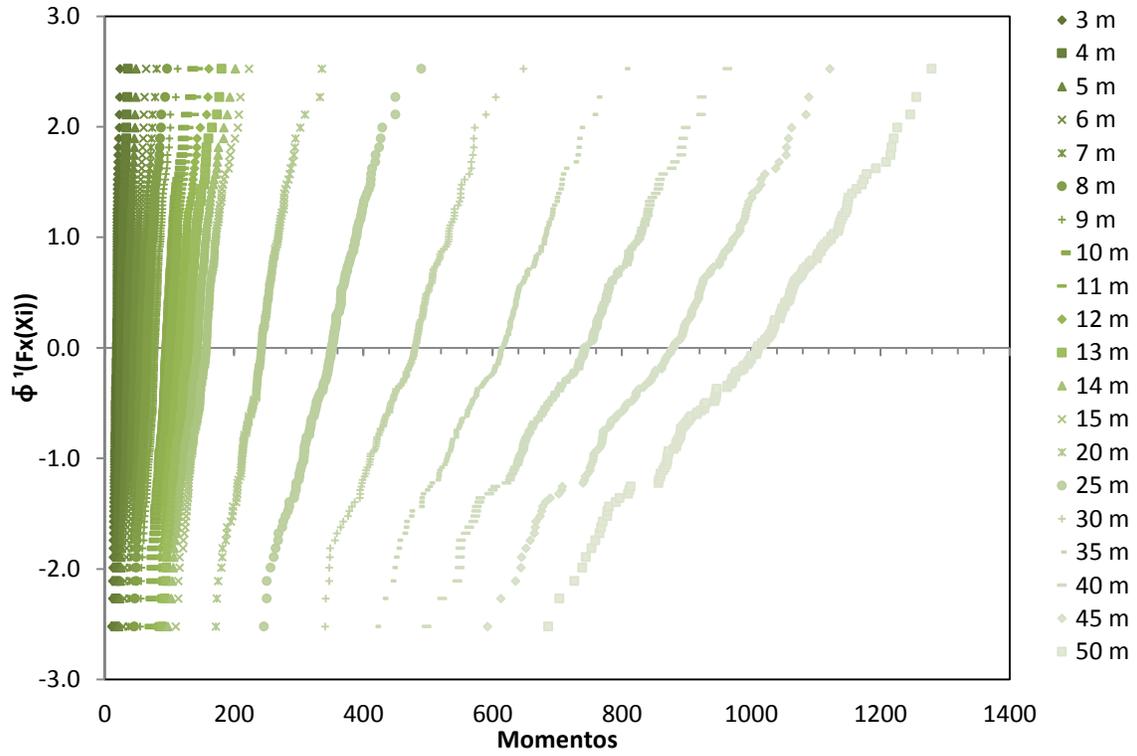


Figura 3.30 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando un carril de circulación

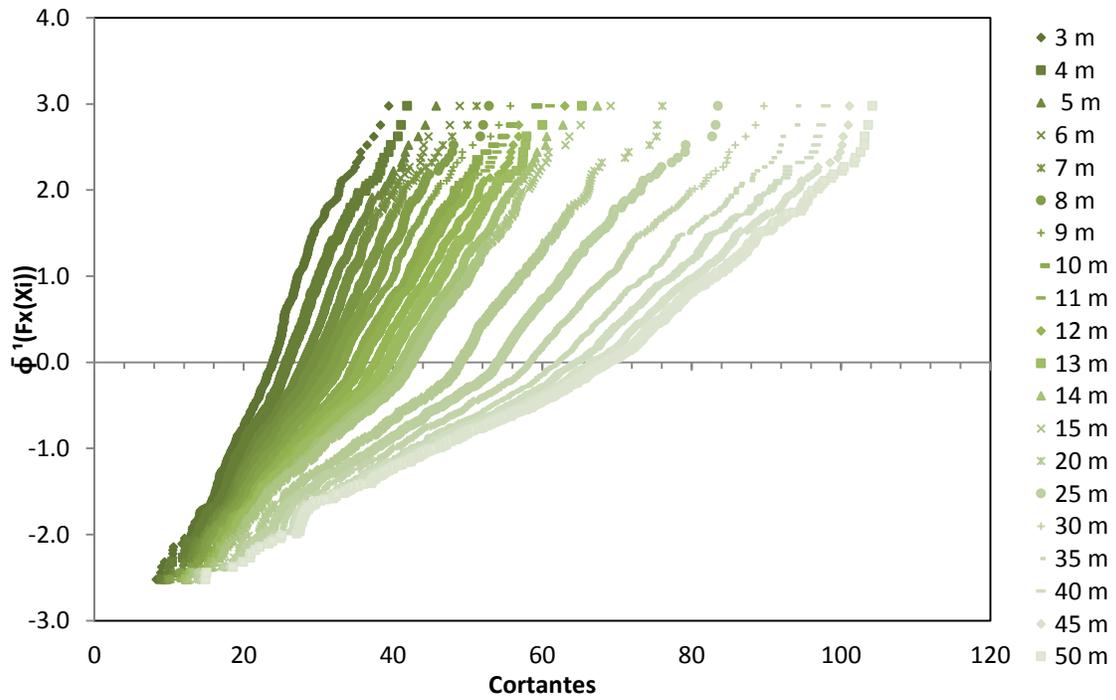


Figura 3.31 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando cuatro carriles de circulación

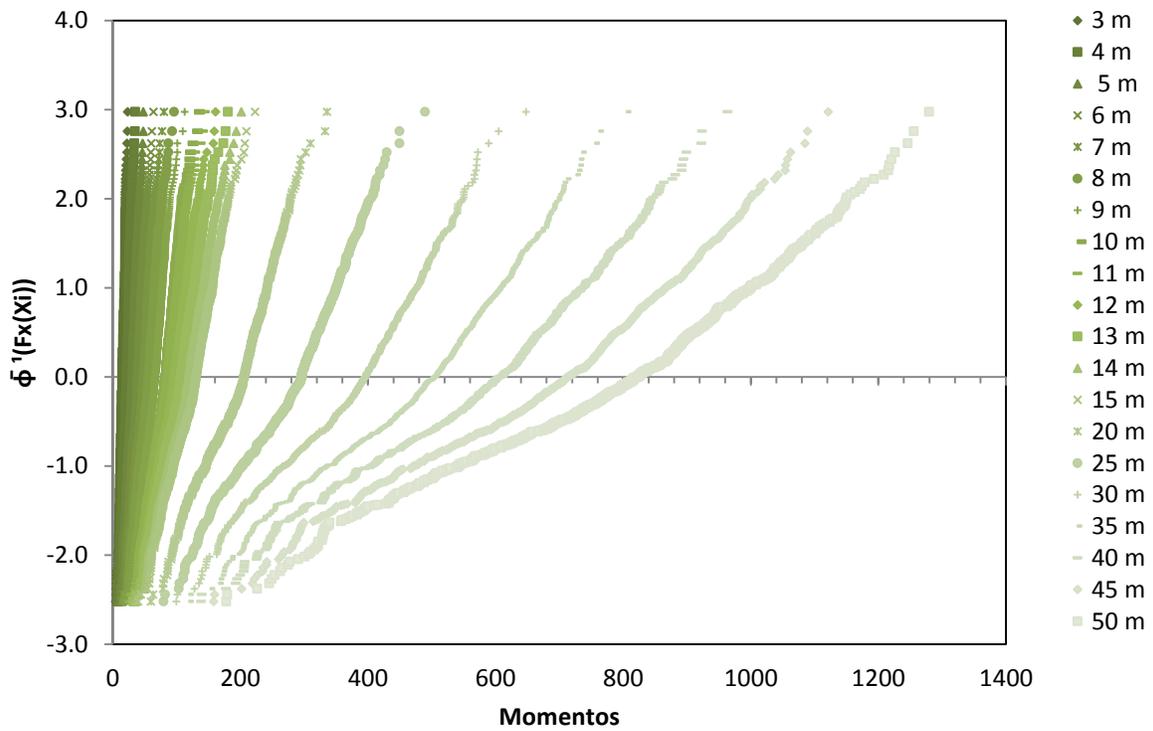


Figura 3.32 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando cuatro carriles de circulación

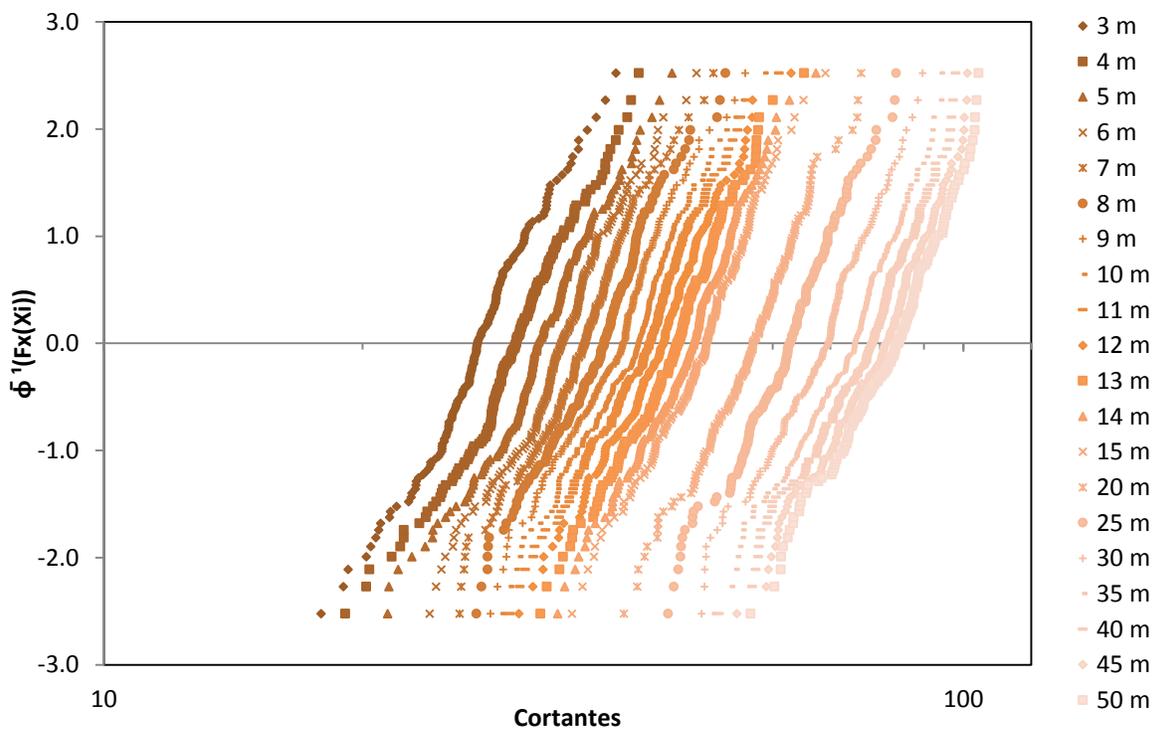


Figura 3.33 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando un carril de circulación

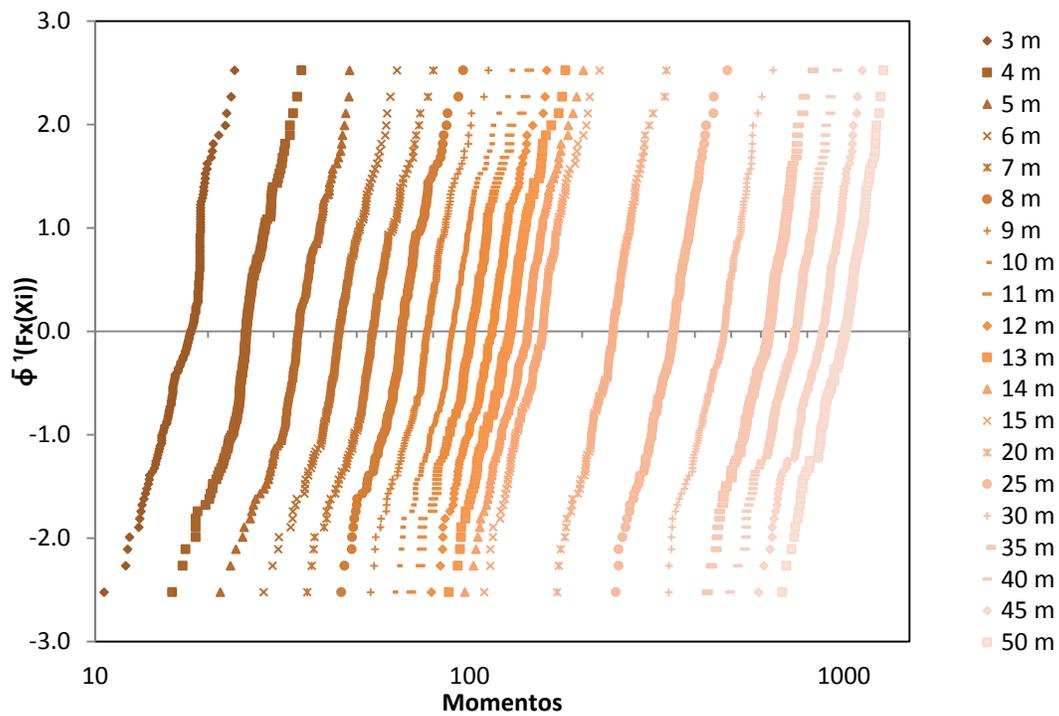


Figura 3.34 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando un carril de circulación

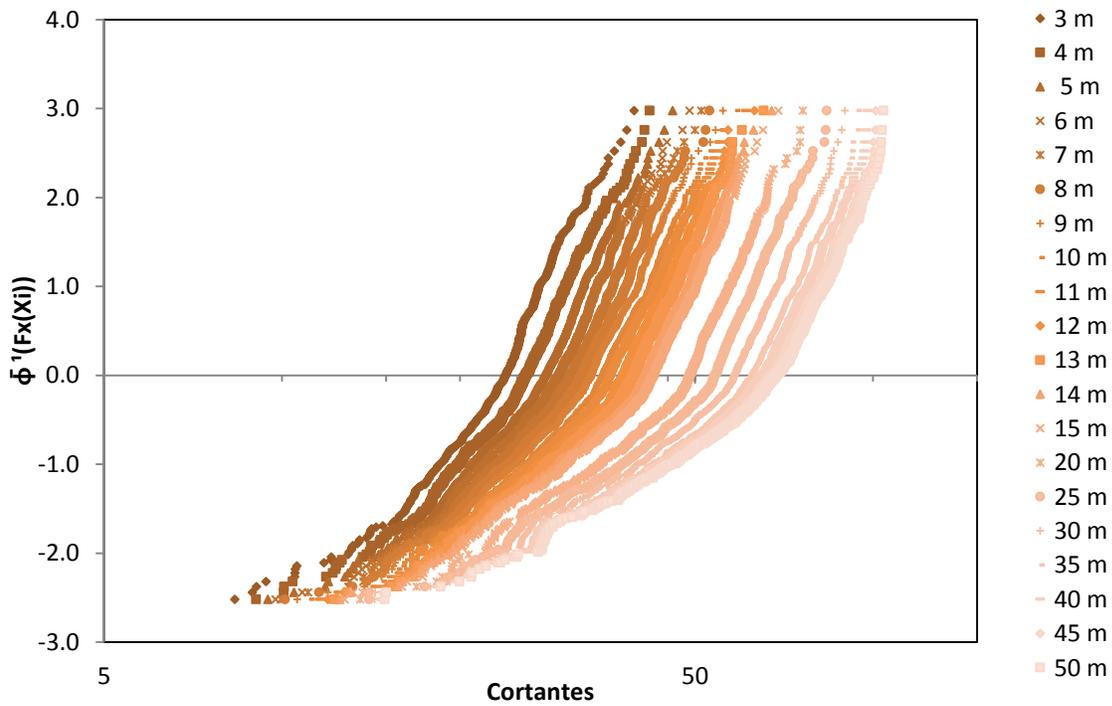


Figura 3.35 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando cuatro carriles de circulación

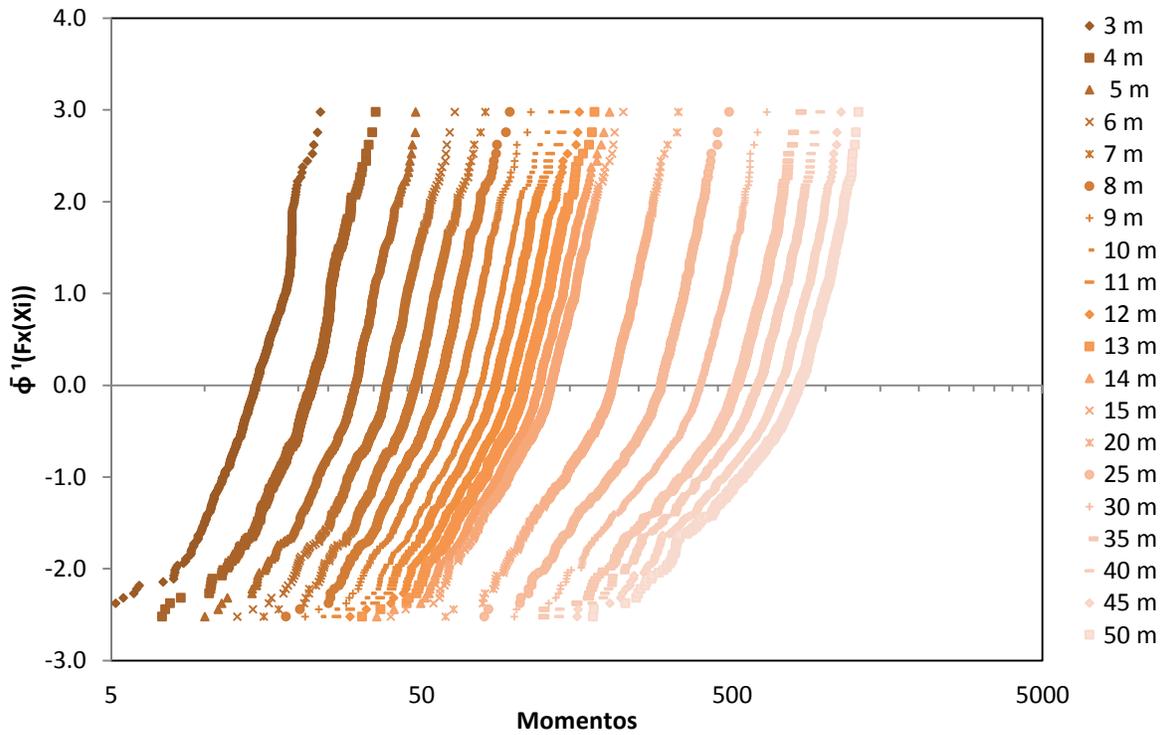


Figura 3.36 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando cuatro carriles de circulación

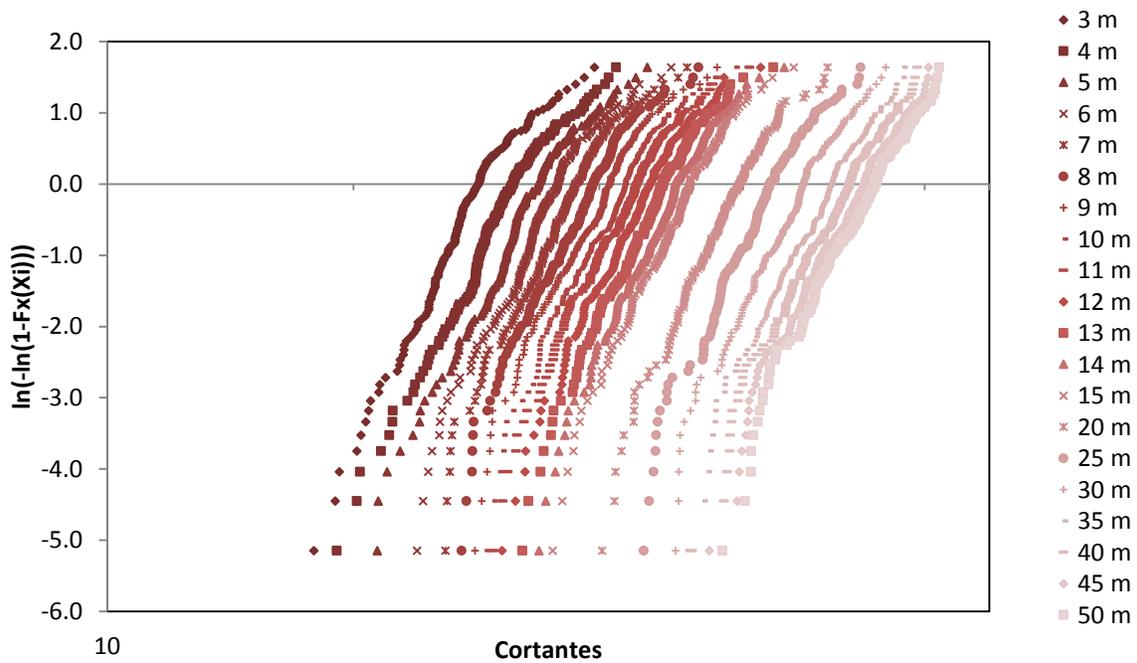


Figura 3.37 Gráfica de distribución de probabilidad de Weibull para cortantes considerando un carril de circulación

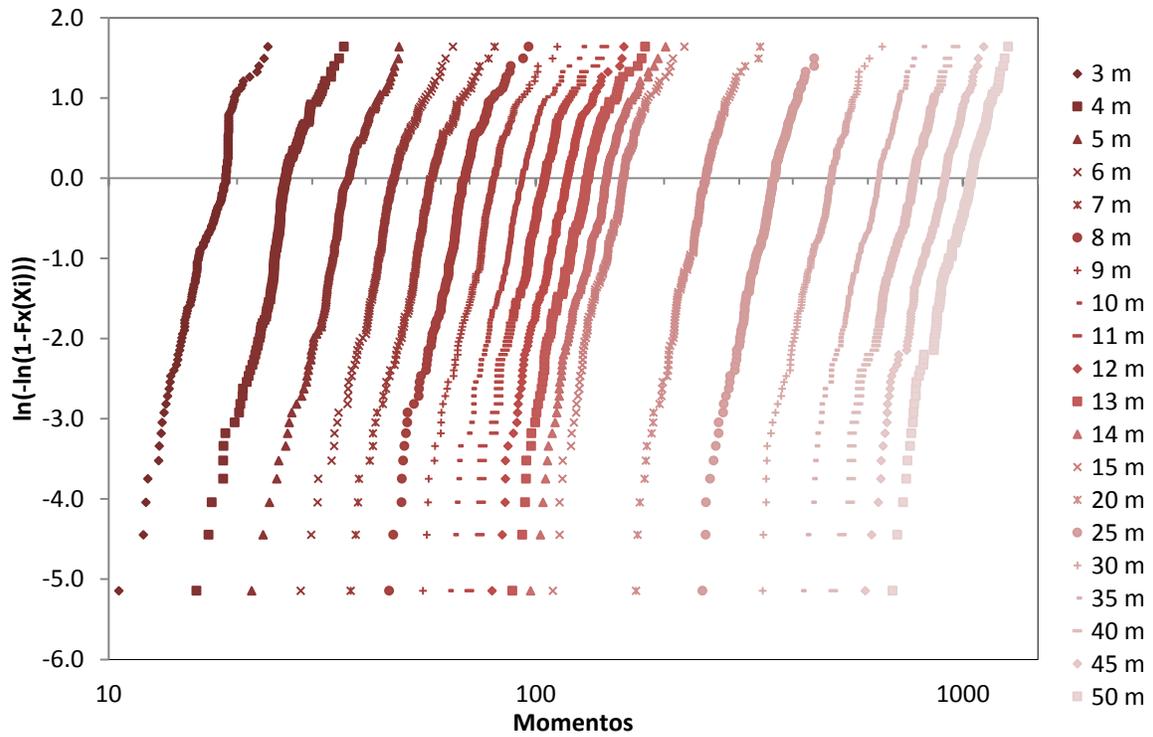


Figura 3.38 Gráfica de distribución de probabilidad de Weibull para momentos considerando un carril de circulación

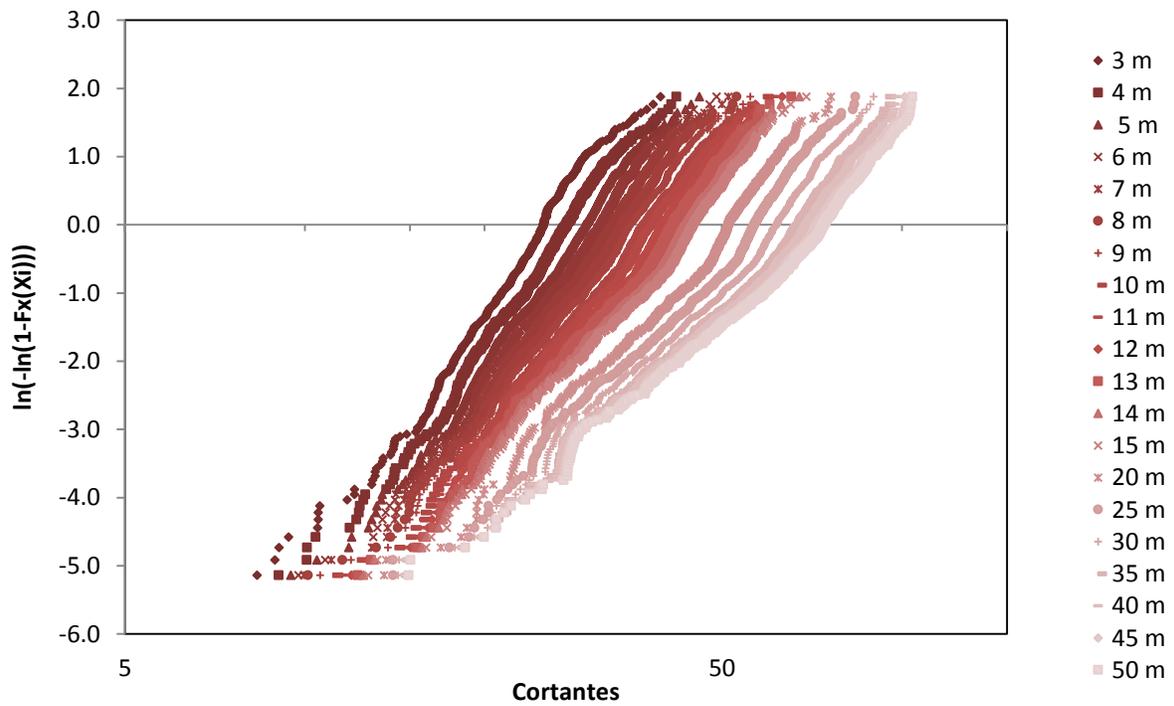


Figura 3.39 Gráfica de distribución de probabilidad de Weibull para cortantes considerando cuatro carriles de circulación

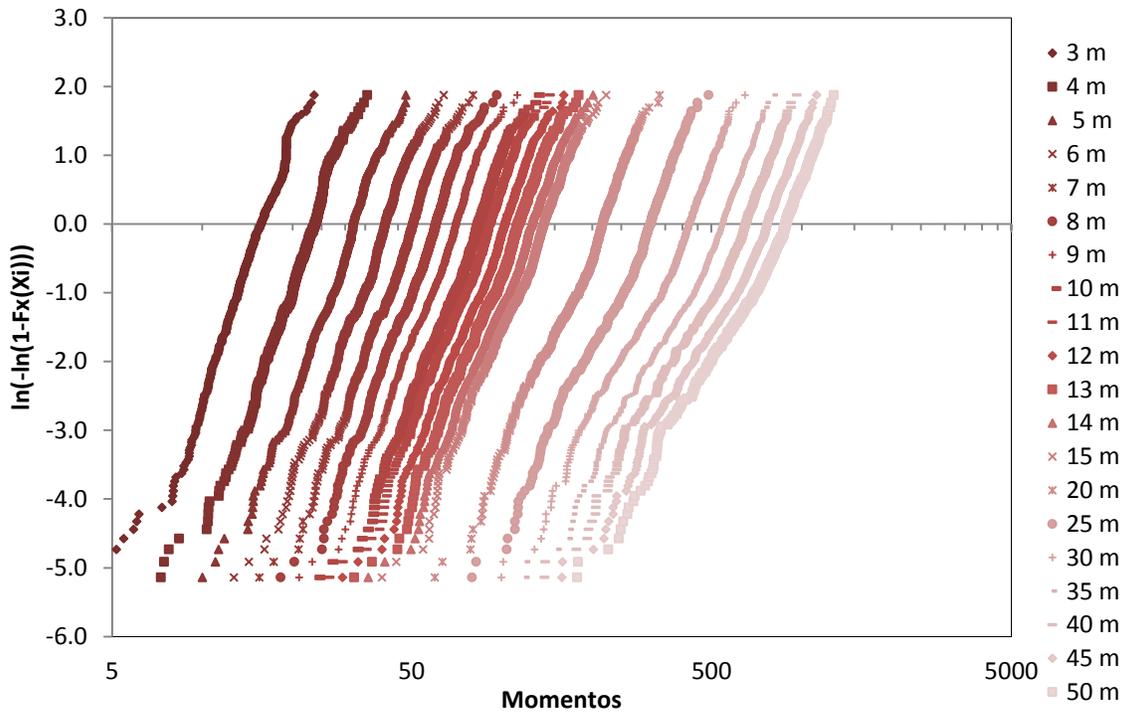


Figura 3.40 Gráfica de distribución de probabilidad de Weibull para momentos considerando cuatro carriles de circulación

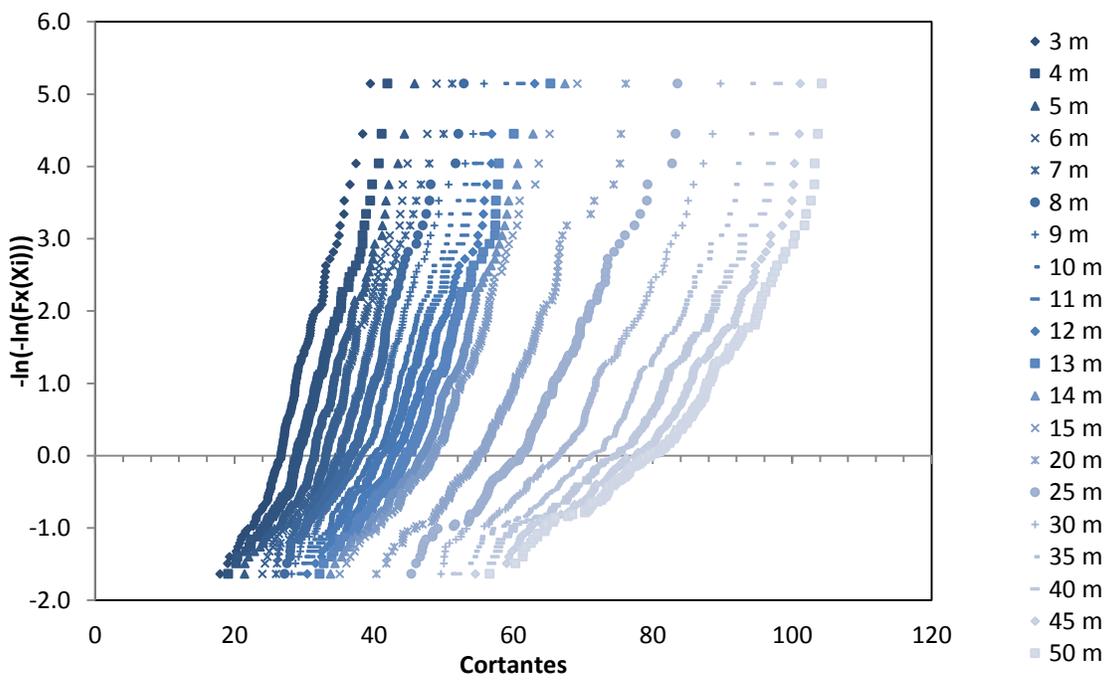


Figura 3.41 Gráfica de distribución de probabilidad de Gumbel para cortantes considerando un carril de circulación

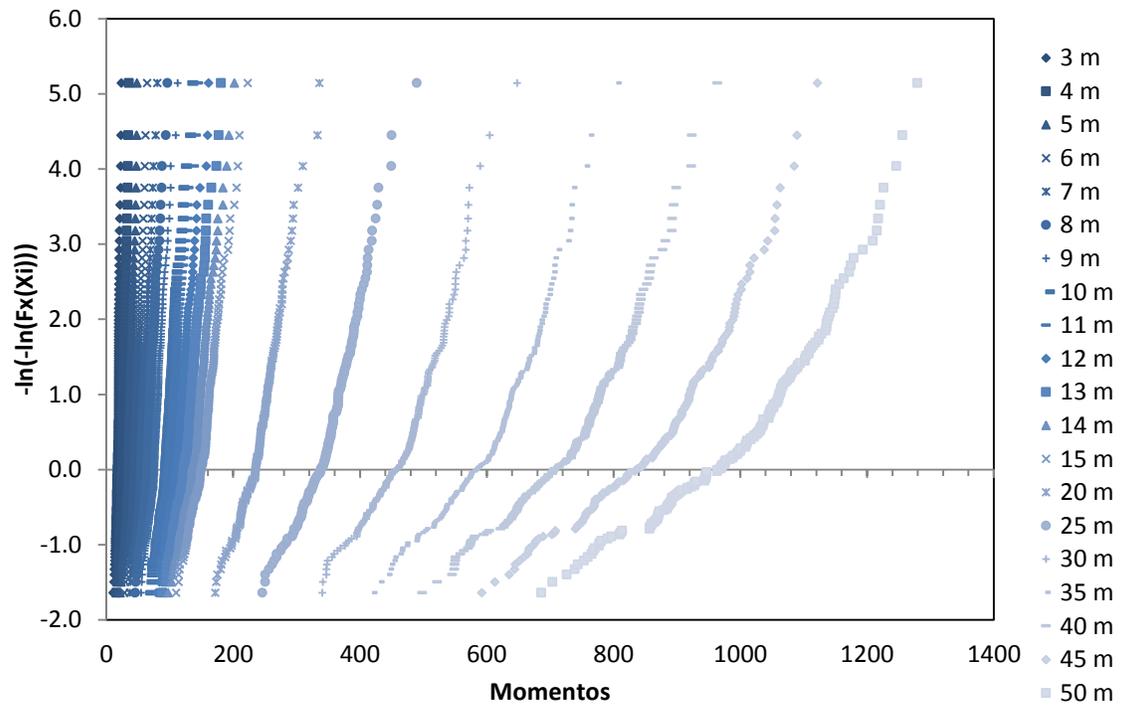


Figura 3.42 Gráfica de distribución de probabilidad de Gumbel para momentos considerando un carril de circulación

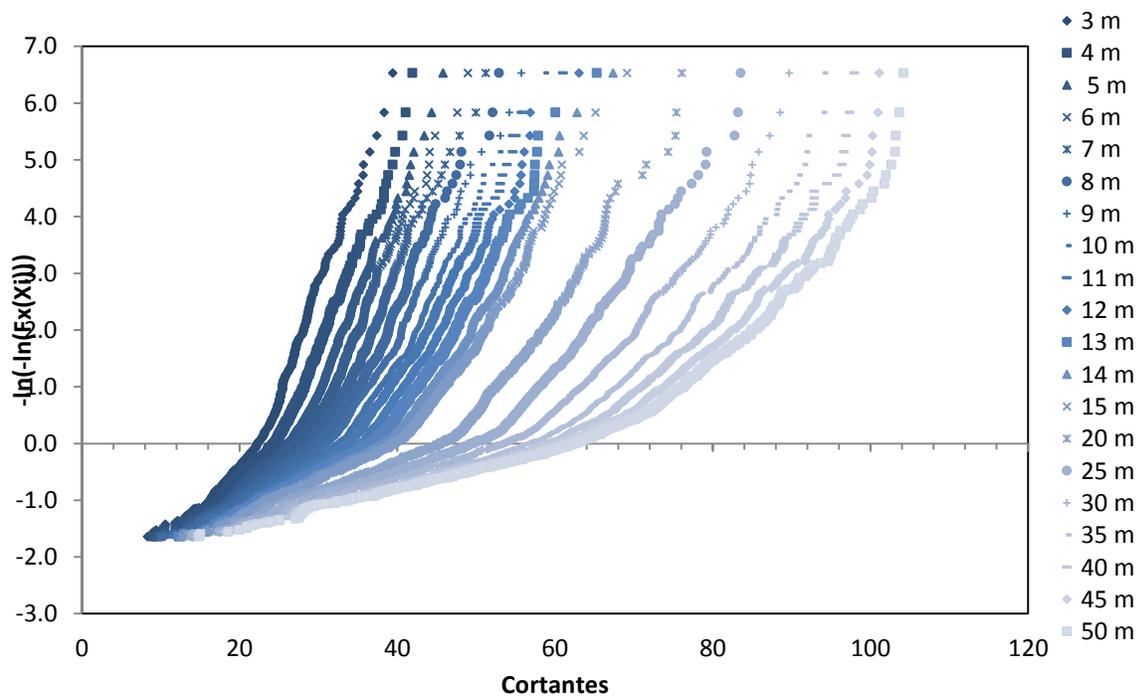


Figura 3.43 Gráfica de distribución de probabilidad de Gumbel para cortantes considerando cuatro carriles de circulación

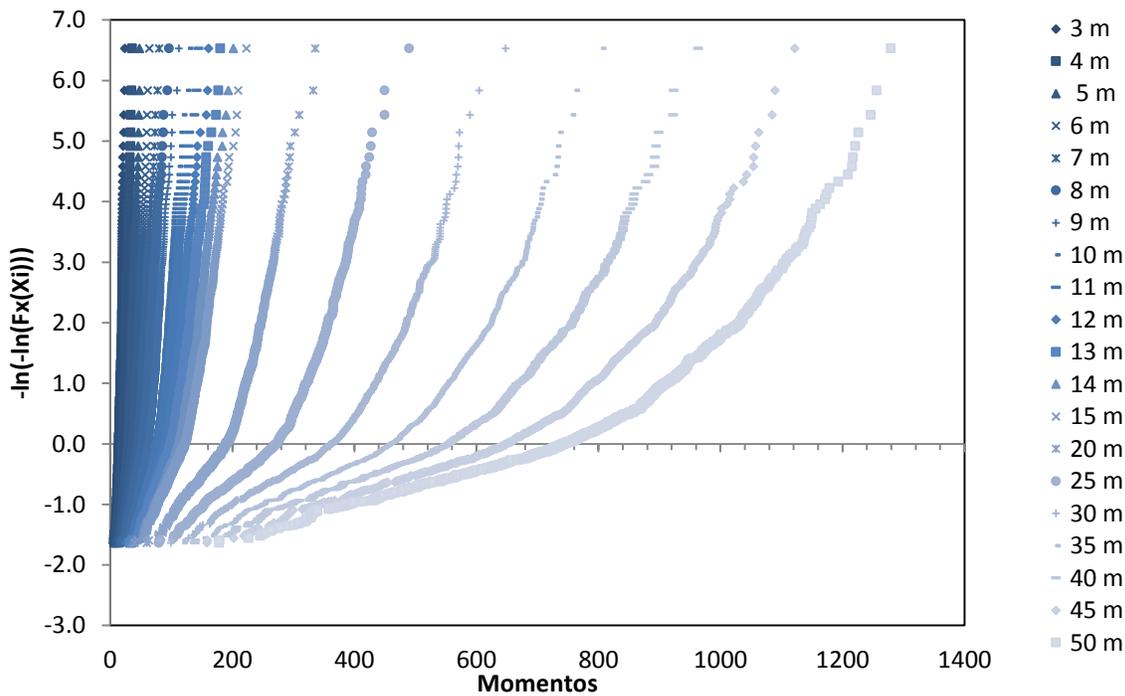


Figura 3.44 Gráfica de distribución de probabilidad de Gumbel para momentos considerando cuatro carriles de circulación

3.2.6 Análisis de extremos

La distribución de probabilidad máxima anual de los efectos de carga de tráfico, $F_A(x)$, puede ser modelada como una variable aleatoria de Gumbel con la función de distribución de probabilidad dada por, $F_A(x) = \exp(-\exp(-\alpha(x - v)))$ y se puede estimar usando $(F_p(x))^{n_t}$, donde n_t representa el número medio de camiones pesados en un año para el sistema de carreteras considerado.

Las muestras de los efectos diarios de carga máxima (debido a cada camión individual) en un puente debido a tráfico de camiones se emplean para adaptarse a la distribución de probabilidad "madre" de los efectos de las cargas máximas diarias, $F_D(x)$. Dado que el tráfico registrado es de cuatro carriles, existen dos formas de obtener la distribución de probabilidad "madre", $F_D(x)$, (1) es considerando los efectos de cargas vehiculares máximas diarias del tráfico de los 4 carriles en un solo carril y (2) es considerando los efectos de cargas vehiculares máximas diarias del tráfico de los 4 carriles. La distribución de valores extremos anual de los efectos de carga de camiones para el tráfico de un solo carril, $(F_D(x))^{365.25/4}$ puede aproximarse por una distribución de valores

extremos al igual que la distribución de valores extremos anual de los efectos de carga de camiones para los cuatro carriles, $(F_D(x))^{365.25}$.

La distribución de probabilidad ajustada se calcula en base a la distribución empírica máxima anual de los efectos de carga de camiones para el tráfico de un solo carril, $(F_D(x_i))^{365.25/4}$ o para el tráfico de los cuatro carriles $(F_D(x_i))^{365.25}$.

La consideración de que el de efecto de carga vehicular extrema anual es de tipo Gumbel se justifica ya que los efectos de carga vehicular para un camión pesado seleccionado al azar puede ser modelado como una variable normal y el valor extremo de una variable normal se puede aproximar por la distribución de Gumbel (Castillo et al. 2005; Jordaan 2005; García-Soto et al., 2010).

Los parámetros α y u de la distribución de probabilidad máxima anual de los efectos de carga de tráfico, $F_A(x)$, se pueden determinar a través del acople de distribución, por el método de mínimos cuadrados, considerando los últimos 20 valores de la cola de las muestras (cuando se considera un solo carril de circulación) y los últimos 80 valores (cuando se consideran los cuatro carriles de circulación); dichos parámetros se presentan en la tabla 3.4, considerando un carril de circulación, para longitudes de claro L igual a 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 25, 30, 35, 40 y 50 m, así mismo también se muestra la media ($m_1=u+0.577/\alpha$) y el coeficiente de variación ($cv = \pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$) de los efectos máximos anuales de carga de camiones. En los resultados obtenidos se muestra que el cv varía desde aproximadamente 4.6% a 9.9% por cada longitud de claro, y conforme el claro aumenta el cv disminuye. Los valores de m_{30} y x_{50} se describen mas adelante.

Tabla 3.4 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando un carril de circulación

CORTANTES(para 1 carril) [t]								
CLARO	max	u	α	m_1 u+0.577/ α	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} u+LN(50)/ α	% error abs (m_{30} y x_{50})
6	48.96	47.19	0.3064	49.07	0.08531	60.17	59.96	0.36
7	51.21	49.68	0.2682	51.83	0.09228	64.51	64.27	0.38
8	52.90	51.96	0.2539	54.23	0.09314	67.62	67.36	0.39
9	55.75	53.93	0.2574	56.18	0.08870	69.39	69.13	0.37
10	58.67	55.88	0.2625	58.08	0.08412	71.03	70.78	0.36
11	61.05	57.73	0.2703	59.87	0.07925	72.45	72.20	0.34
12	63.04	59.74	0.2635	61.93	0.07860	74.84	74.59	0.34
13	65.32	61.89	0.2526	64.17	0.07911	77.64	77.38	0.34
14	67.38	63.86	0.2523	66.14	0.07687	79.63	79.36	0.33
15	69.16	65.87	0.2478	68.20	0.07589	81.93	81.66	0.33
20	76.08	75.95	0.2050	78.76	0.07943	95.35	95.03	0.34
25	83.56	83.25	0.2027	86.10	0.07348	102.88	102.55	0.32
30	89.70	88.81	0.2492	91.12	0.05648	104.77	104.51	0.25
35	94.09	94.36	0.2535	96.63	0.05236	110.05	109.79	0.24
40	97.99	98.81	0.2551	101.07	0.04974	114.40	114.14	0.23
45	101.15	102.39	0.2560	104.64	0.04788	117.93	117.67	0.22
50	104.22	105.33	0.2547	107.60	0.04679	120.95	120.69	0.22

a)

MOMENTOS (para 1 carril) [t.m]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
6	64.04	62.52	0.2497	64.83	0.07921	78.45	78.19	0.34
7	80.21	77.45	0.1843	80.58	0.08638	99.04	98.68	0.36
8	96.38	92.76	0.1424	96.81	0.09304	120.70	120.24	0.39
9	112.55	108.20	0.1174	113.12	0.09659	142.09	141.53	0.40
10	128.72	124.32	0.0990	130.15	0.09953	164.50	163.83	0.41
11	144.89	140.76	0.0896	147.20	0.09727	185.17	184.43	0.40
12	161.07	158.01	0.0831	164.95	0.09355	205.87	205.07	0.39
13	180.57	175.95	0.0766	183.49	0.09127	227.90	227.04	0.38
14	201.76	194.85	0.0691	203.20	0.09140	252.46	251.50	0.38
15	222.95	214.56	0.0621	223.85	0.09226	278.63	277.56	0.38
20	335.97	323.78	0.0451	336.58	0.08454	412.03	410.56	0.36
25	489.80	461.01	0.0356	477.23	0.07552	572.80	570.95	0.33
30	647.76	613.46	0.0313	631.88	0.06479	740.45	738.34	0.29
35	805.73	773.57	0.0275	794.59	0.05880	918.48	916.07	0.26
40	963.71	937.43	0.0242	961.29	0.05518	1101.95	1099.21	0.25
45	1121.69	1102.15	0.0216	1128.85	0.05257	1286.23	1283.17	0.24
50	1279.68	1267.40	0.0195	1296.96	0.05066	1471.22	1467.83	0.23

b)

Así mismo en la tabla 3.5 se muestran los mismos datos que en la tabla anterior, pero calculados considerando ahora cuatro carriles de circulación. En esta el cv varía del 6.2% a 8.6%.

Tabla 3.5 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando cuatro carriles de circulación

CORTANTES (para 4 carriles) [t]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
6	48.96	46.86	0.3216	48.66	0.08197	59.23	59.03	0.35
7	51.21	48.89	0.3199	50.70	0.07909	61.33	61.12	0.34
8	52.90	51.14	0.3086	53.01	0.07839	64.03	63.82	0.34
9	55.75	53.37	0.2979	55.31	0.07784	66.72	66.50	0.33
10	58.67	55.47	0.2906	57.46	0.07681	69.16	68.93	0.33
11	61.05	57.54	0.2835	59.57	0.07593	71.57	71.34	0.33
12	63.04	59.54	0.2788	61.60	0.07466	73.80	73.56	0.32
13	65.32	61.63	0.2749	63.73	0.07321	76.10	75.86	0.32
14	67.38	63.78	0.2722	65.90	0.07149	78.39	78.15	0.31
15	69.16	65.86	0.2697	68.00	0.06994	80.61	80.36	0.31
20	76.08	75.28	0.2347	77.74	0.07028	92.23	91.95	0.31
25	83.56	83.41	0.2019	86.27	0.07363	103.11	102.78	0.32
30	89.70	90.87	0.1884	93.94	0.07248	111.99	111.64	0.31
35	94.09	96.69	0.1853	99.81	0.06936	118.17	117.81	0.30
40	97.99	101.21	0.1831	104.36	0.06712	122.93	122.57	0.29
45	101.15	104.91	0.1800	108.12	0.06591	127.02	126.65	0.29
50	104.22	107.95	0.1772	111.20	0.06507	130.39	130.02	0.29

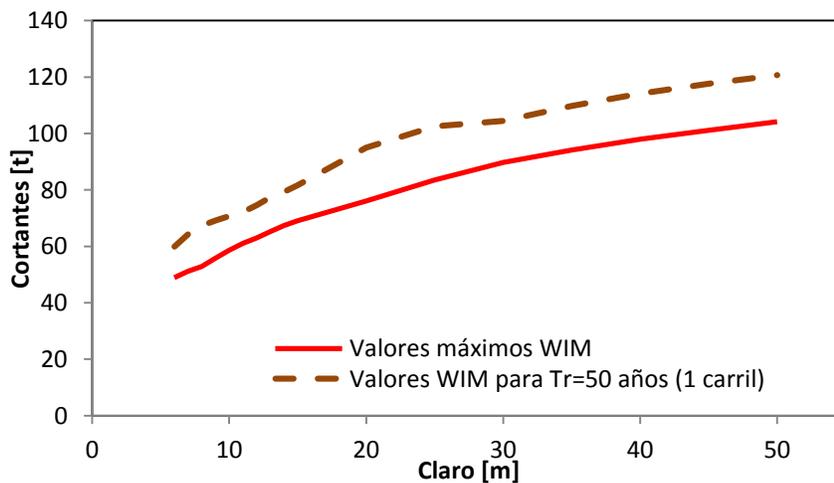
a)

MOMENTOS (para 4 carriles) [t.m]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
6	64.04	62.90	0.2319	65.39	0.08459	80.06	79.78	0.36
7	80.21	77.38	0.1853	80.49	0.08597	98.84	98.49	0.36
8	96.38	91.96	0.1554	95.67	0.08624	117.56	117.13	0.36
9	112.55	106.58	0.1374	110.78	0.08428	135.55	135.06	0.36
10	128.72	121.94	0.1224	126.65	0.08270	154.43	153.89	0.35
11	144.89	138.17	0.1102	143.41	0.08118	174.28	173.68	0.35
12	161.07	155.71	0.0981	161.59	0.08088	196.25	195.57	0.34
13	180.57	174.19	0.0871	180.81	0.08143	219.85	219.09	0.35
14	201.76	193.12	0.0782	200.50	0.08179	243.98	243.14	0.35
15	222.95	212.53	0.0711	220.65	0.08176	268.49	267.56	0.35
20	335.97	320.98	0.0526	331.94	0.07340	396.56	395.30	0.32
25	489.80	458.53	0.0390	473.32	0.06945	560.49	558.80	0.30
30	647.76	616.18	0.0305	635.09	0.06619	746.57	744.40	0.29
35	805.73	780.92	0.0249	804.04	0.06394	940.37	937.72	0.28
40	963.71	948.00	0.0210	975.45	0.06256	1137.27	1134.13	0.28
45	1121.69	1116.40	0.0181	1148.36	0.06185	1336.72	1333.06	0.27
50	1279.68	1286.23	0.0157	1322.95	0.06170	1539.42	1535.20	0.27

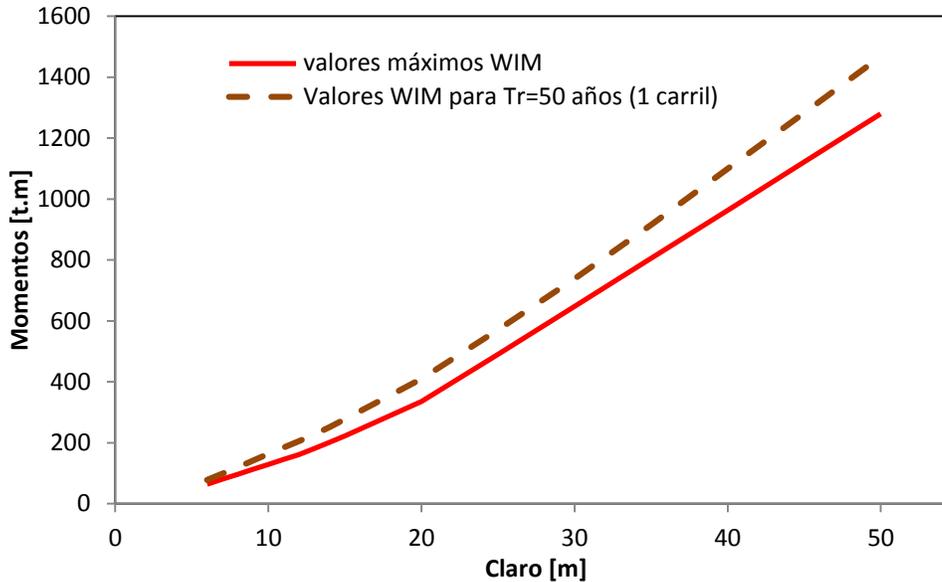
b)

La media de los elementos mecánicos máximos asociados al número de años N , para el modelo de Gumbel adoptado, m_N , está dada por, $m_N = m_1 + \frac{(\ln N)}{\alpha}$, lo que indica que la diferencia entre m_N y m_1 ($m_1 = u + \frac{0.577}{\alpha}$) sólo depende de parámetros α y N . No obstante, para calcular el valor de los elementos mecánicos para los N -años de periodo de retorno considerado, x_N , pueden ser aproximados por, $x_N = u + \frac{(\ln N)}{\alpha} = u + m_n - m_1 = m_n - \frac{0.577}{\alpha}$, lo que indica que la diferencia entre m_N y x_N es igual a $0.577/\alpha$ y depende únicamente del parámetro α .

En la figura 3.45 se muestran las gráficas comparativas de los elementos mecánicos (cortantes y momentos) máximos presentados en la muestra de vehículos analizada (WIM) y los calculados para el periodo de retorno (N) igual a 50 años (i.e., x_{50}) considerando un solo carril de circulación.



a)

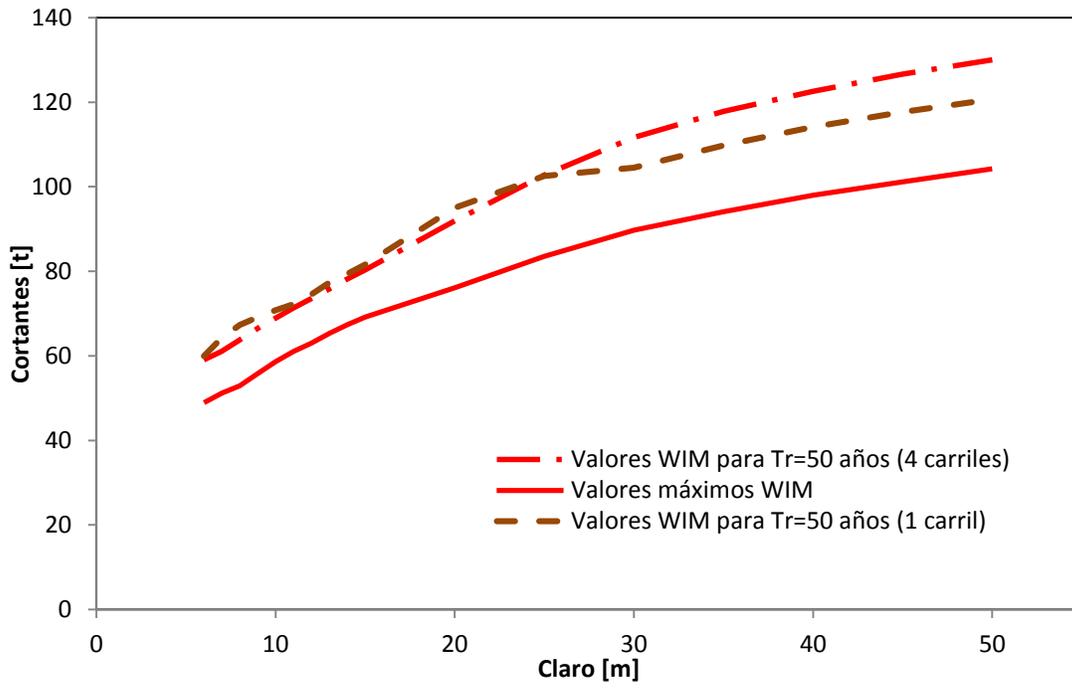


b)

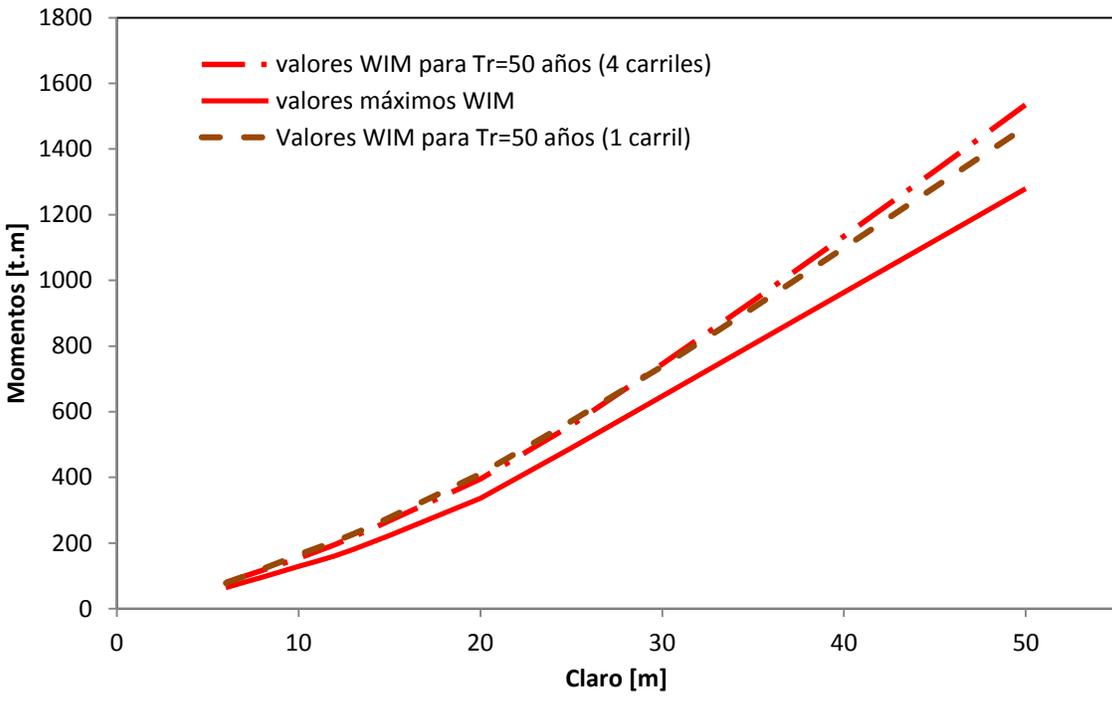
Figura 3.45 Comparativa entre los valores máximos y los calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos)

Así mismo se calcularon también los elementos mecánicos (cortantes y momentos) para un periodo de retorno de 50 años considerando los cuatro carriles de circulación. En la figura 3.46 se muestran las gráficas comparativas de los resultados para Tr=50 años: considerando 1 carril y considerando 4 carriles. En estas gráficas se puede observar que para el caso de la fuerza cortante en claros menores a 25 m los valores obtenidos considerando un solo carril son ligeramente mayores a los obtenidos considerando cuatro carriles, no obstante, para claros mayores a 25 m los valores obtenidos considerando cuatro carriles se vuelven significativamente mayores a los obtenidos considerando un solo carril de circulación.

Para el caso de los momentos flexionantes sucede aproximadamente lo mismo, pero con menor diferencia entre los valores obtenidos para uno y cuatro carriles. Lo anterior depende directamente del valor de u e inversamente del valor de α debido a la ecuación $x_N = u + \frac{(\ln N)}{\alpha}$ que es utilizada para el cálculo de los elementos mecánicos para el periodo de retorno seleccionado. Por lo tanto, si revisamos las tablas 3.4 y 3.5 observamos que para claros menores a 25 m, los valores son mayores para u si se considera un solo carril y para α si se consideran los 4 carriles de circulación y sucede lo contrario para los casos de claros mayores a 25 m, debido a que los valores de u crecen y los de α decrecen, lo cual provoca que los valores sean mayores para u cuando se consideran 4 carriles y para α si se considera un solo carril de circulación.



a)



b)

Figura 3.46 Comparativa entre los valores máximos y los calculados para el periodo de retorno de 50 años considerando uno y cuatro carriles de circulación de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos)

Adicionalmente, se compararon los resultados obtenidos para un periodo de retorno de 50 años mediante líneas de influencia y el método estático; en la siguiente figura 3.47 se muestra una gráfica de la diferencia porcentual absoluta entre estos resultados considerando un sólo carril de circulación. Como se puede observar en la figura en claros cortos la diferencia es mayor, y conforme el claro aumenta la diferencia disminuye.

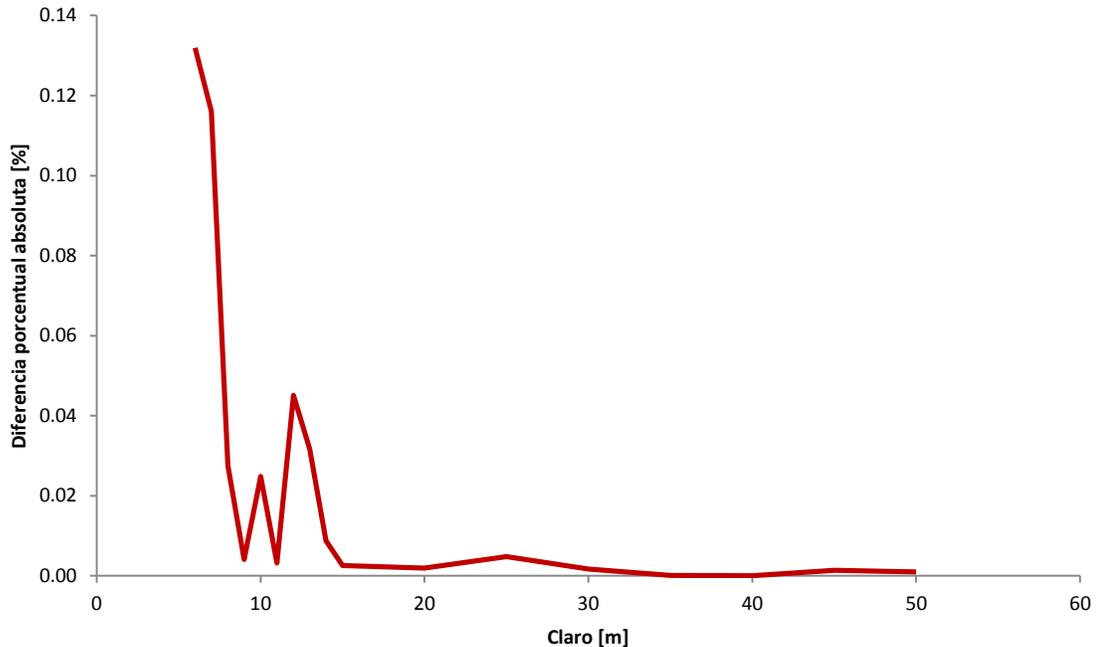


Figura 3.47 Gráfica de la diferencia porcentual absoluta entre los valores de los momentos calculados mediante líneas de influencia y el método estático para el periodo de retorno de 50 años

3.3 PRESENCIA MÚLTIPLE DE VEHICULOS

Cuando existen vehículos simultáneos en un solo carril se denomina presencia múltiple y para llevar a cabo este análisis es necesario generar trenes de cargas, los cuales pretenden caracterizar a los flujos de vehículos sobre un puente y cuyas características dependen directamente de la composición vehicular, separación entre vehículos y, el peso y distancia entre ejes.

Para el análisis y cálculo de los elementos mecánicos máximos considerando presencia múltiple se consideran puentes con claros entre 15 y 135 m (L igual a 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 115, 120, 125, 130 y 135 m), idealizados también como vigas simplemente apoyadas. Estos valores se encuentran dentro del rango de puentes de claro corto a mediano y cubren la longitud mínima donde la presencia múltiple comienza a tomar importancia, ya que los elementos mecánicos debidos a la presencia simultánea de vehículos en un solo carril, comienzan a tener importancia en puentes de claros mayores a 25 para cortante y 30 m para momento flexionante (Nowak, 1993). Además de que la longitud mínima de claro considerada está

por debajo del límite inferior igual a 25 m considerado por Nowak (1993) y O'Connor y O'Brien (2005).

3.3.1 Generación de secuencias de vehículos

Para llevar a cabo la generación de los trenes de carga, es decir, la secuencia de vehículos, es necesario tomar en cuenta información existente en la literatura y juicio ingenieril. El criterio adoptado para la formación de la secuencia de vehículos se describe más adelante así como las condicionantes para llevar a cabo este procedimiento.

3.3.1.1 Información existente en la literatura

En la investigación realizada por Díaz de León (2001) el criterio para determinar los trenes de carga consistió en 2 etapas mezclado y ensamblado; el mezclado determinó la secuencia de automóviles, autobuses y camiones (es decir vehículos pesados), utilizando información la composición vehicular y la cantidad total de vehículos derivados de los aforos del IMT, pero no de los aforos mismos. Es decir, las características de los automóviles (peso y dimensiones) se tomaron del trabajo de Salgado (1999) y las características del autobús fueron propuestas con base en el autobús cuyos momentos y cortantes máximos absolutos resultantes del tránsito por separado en puentes con longitudes en el rango analizado (10 a 60 m) dominara de todos los publicados en la reglamentación SCT (1997). El método utilizado para la obtención de la secuencia de vehículos se basó en la distribución multinomial que caracteriza un proceso de experimentos. Los n experimentos equivalen a la cantidad de vehículos para integrar el tren de cargas, y se obtienen con base en la cantidad de vehículos pesados derivados del aforo y el porcentaje de vehículos pesados dado por la composición vehicular. Con base en la secuencia antes determinada, con el ensamblado se obtienen los trenes de carga a partir del peso/distancia entre ejes y de la separación entre vehículos (igual a 4 m). Como resultado se obtiene dos registros, uno con las coordenadas locales del tren de carga y otro las magnitudes de carga correspondientes. Cabe mencionar que la información de los vehículos pesados en el ensamble del tren de cargas es secuencial de acuerdo con la manera en que estos se encuentran registrados en los aforos simulados, contemplando así el orden en que los vehículos estuvieron circulando.

En la investigación realizada por García Soto (2010), el criterio para determinar los trenes de carga consistió en separar los vehículos directamente tomados de la base de datos en segmentos, fijando un criterio de distancia mínima entre el eje delantero del primer vehículo y un vehículo que le antecede así como el eje trasero del último vehículo y un vehículo que le sucede. Después reducir las distancias de separación entre vehículos a una cierta longitud constante determinada (igual a 3 m) y así formar un "supervehículo".

El empleo de una distancia entre vehículos subsecuentes constante igual a 3 m también fue considerada por Rascón (1999) y Nowak y Lutomirska (2009).

3.3.1.2 Criterio adoptado y suposiciones básicas

Para determinar los valores estadísticos de los elementos mecánicos debidos a la presencia simultánea de vehículos en uno (o cuatro) carriles, los vehículos contenidos en la base de datos (del WIM) se dividen en secuencias de vehículos, en donde cada segmento de vehículo se define cuando no existe un vehículo dentro de los 150 m anteriores al primer eje del primer vehículo del segmento, ni existe un vehículo dentro de los 150 m posteriores al último eje del último vehículo dentro del segmento.

Las separación existente entre los vehículos es función de la velocidad con que los vehículos transitan (Greenshields, 1935), por lo que un tránsito con velocidad alta tendrá una separación entre vehículos mayor comparada con la de un tránsito con velocidad baja, por lo que cuando existe congestión vial, estas distancias se reducen. En este trabajo se considera un escenario de congestión vial, y la estrategia para calcular los elementos mecánicos es mediante la generación de "supervehículos". La configuración de un "supervehículo" está formada con los pesos y espaciamentos de los ejes de varios vehículos seleccionados y separados a una distancia constante e igual a 3 m, esto se muestra en la figura 3.48.

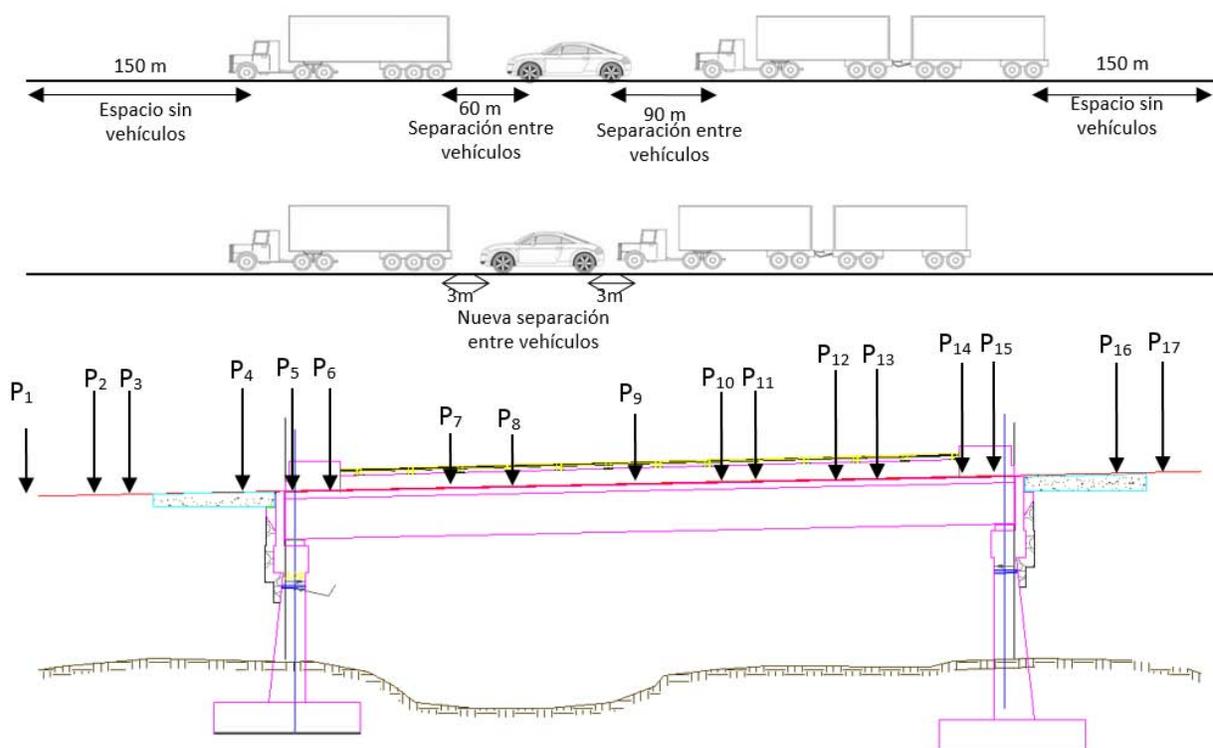


Figura 3.48 Conformación de un "supervehículo" para determinar los elementos mecánicos debidos a presencia múltiple de un solo carril

3.3.1.3 Criterios de límites inferiores considerados

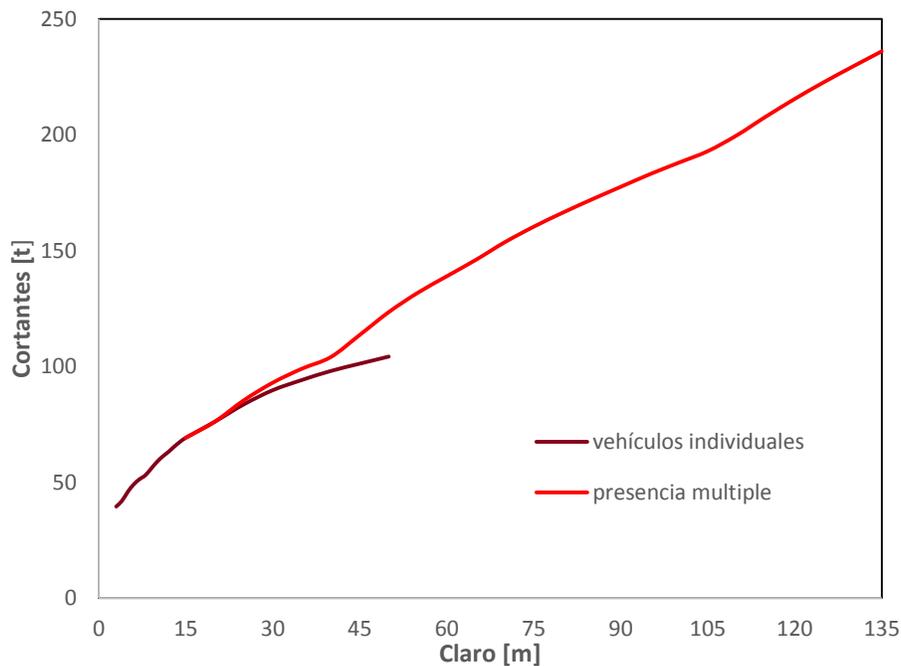
Los elementos mecánicos máximos producidos por un supervehículo, son mucho menores que los elementos mecánicos máximos diarios de interés, si el peso promedio por eje del "supervehículo" es menor a un límite inferior establecido. Este límite inferior ha sido considerado en otros estudios igual a 3.5 t (34.4 kN). (García Soto, 2010)

Por lo tanto, los "supervehículos" con un peso promedio por eje menor al límite inferior, no se incluyen en el análisis.

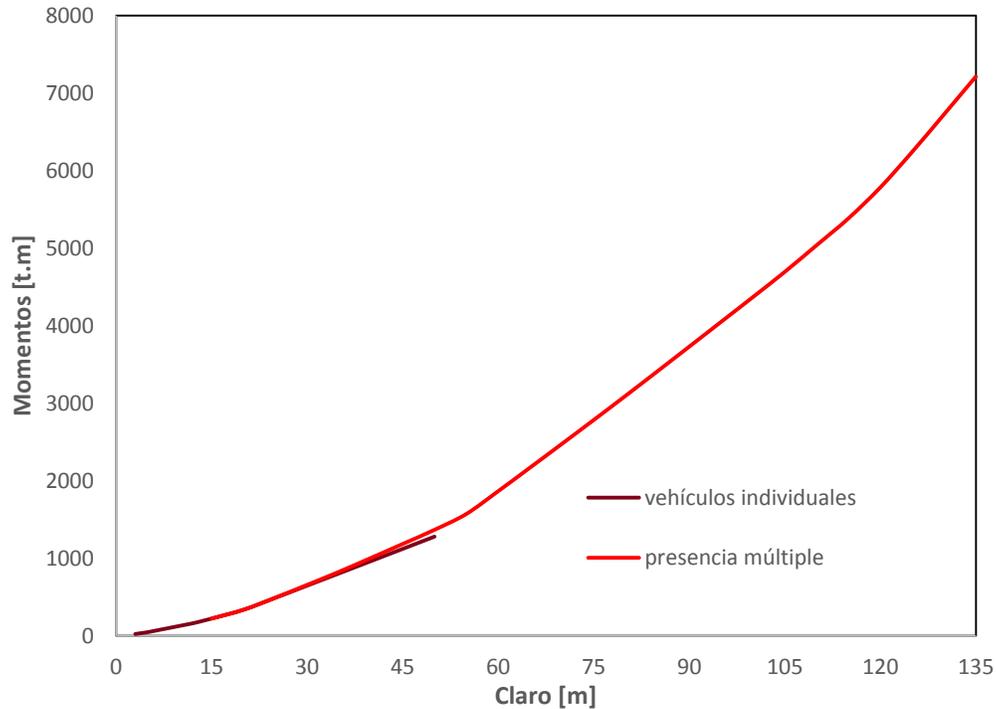
3.3.2 Cálculo de cortantes y momentos máximos absolutos

Los elementos mecánicos generados en un puente por cada "supervehículo", se calculan utilizando el mismo método empleado para el caso de vehículos individuales descrito previamente, mediante el programa PRODAT, haciendo las modificaciones pertinentes acordes a los criterios establecidos para presencia múltiple, como son: el armado de supervehículos en función de la separación real entre vehículos (<150 m) y colocándolos a una separación constante entre ellos iguala 3 m, longitudes de claro de 15 a 135 m, peso por eje promedio de los supervehículos mayor a 3.5 t (34.4 kN).

En la figura 3.49 se muestran los elementos mecánicos máximos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes) tanto para vehículos individuales como para presencia múltiple; donde se puede observar que tanto para cortantes como para momentos la presencia múltiple tiene mayor efecto para claros mayores a 25 m, similar a lo encontrado por Nowak (1993).



a)



b)

Figura 3.49 Elementos mecánicos máximos (a) cortantes y b) momentos) considerando vehículos individuales y presencia múltiple

3.3.3 Análisis estadístico

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, se obtienen muestras de los elementos mecánicos máximos (momento flexionante y fuerza cortante) causados por los camiones de carga que cumplan con las características antes descritas y se representan en los mismos papeles de probabilidad utilizados para los vehículos individuales (i.e. normal, lognormal, Weibull y Gumbel), mostrados en las figuras de la 3.50 a la 3.65 para unos valores de L seleccionados, considerando uno y cuatro carriles de circulación.

La inspección visual de los resultados presentados en la figura sugiere que el uso de la distribución Gumbel para los efectos de carga de camiones es adecuado, especialmente para el momento de flexión.

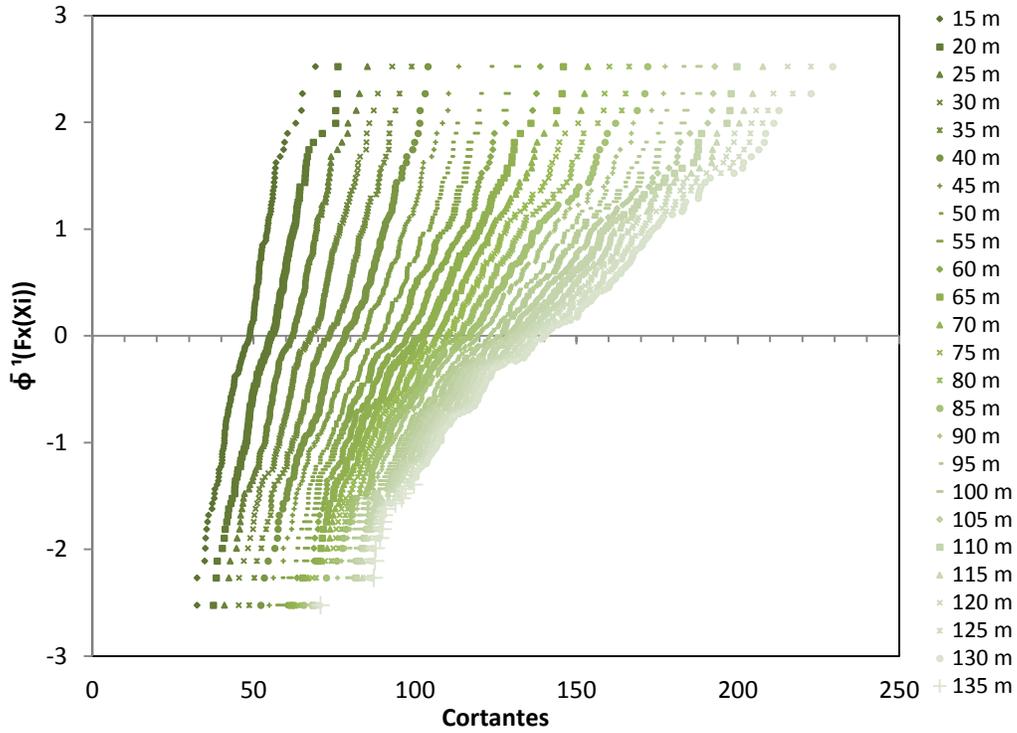


Figura 3.50 Distribución de probabilidad normal (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación

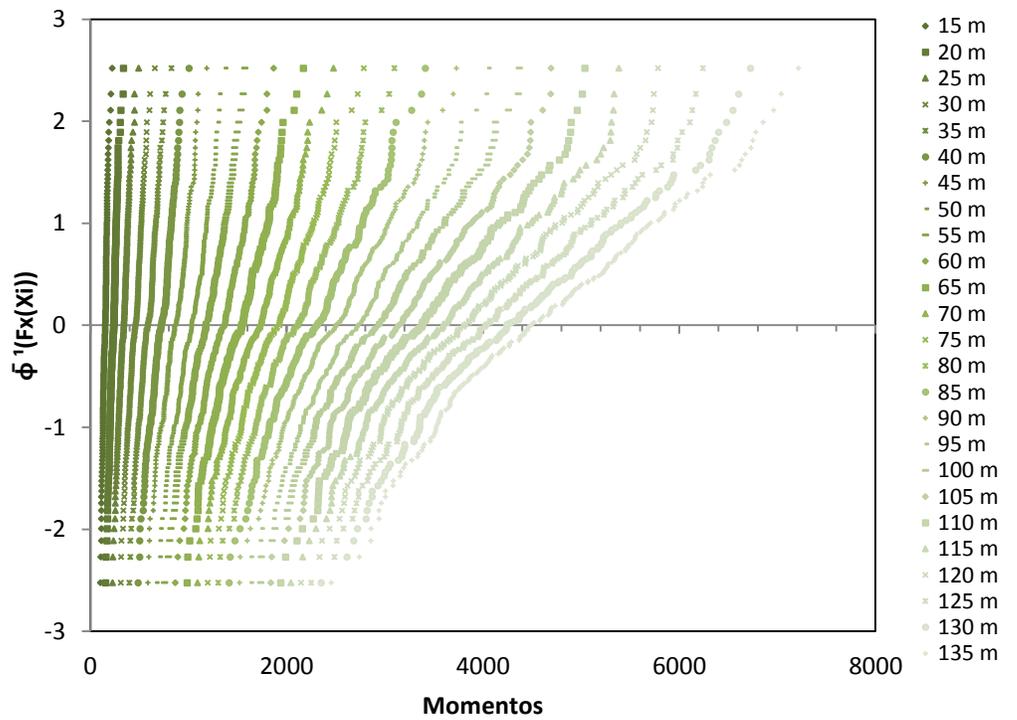


Figura 3.51 Distribución de probabilidad normal (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación

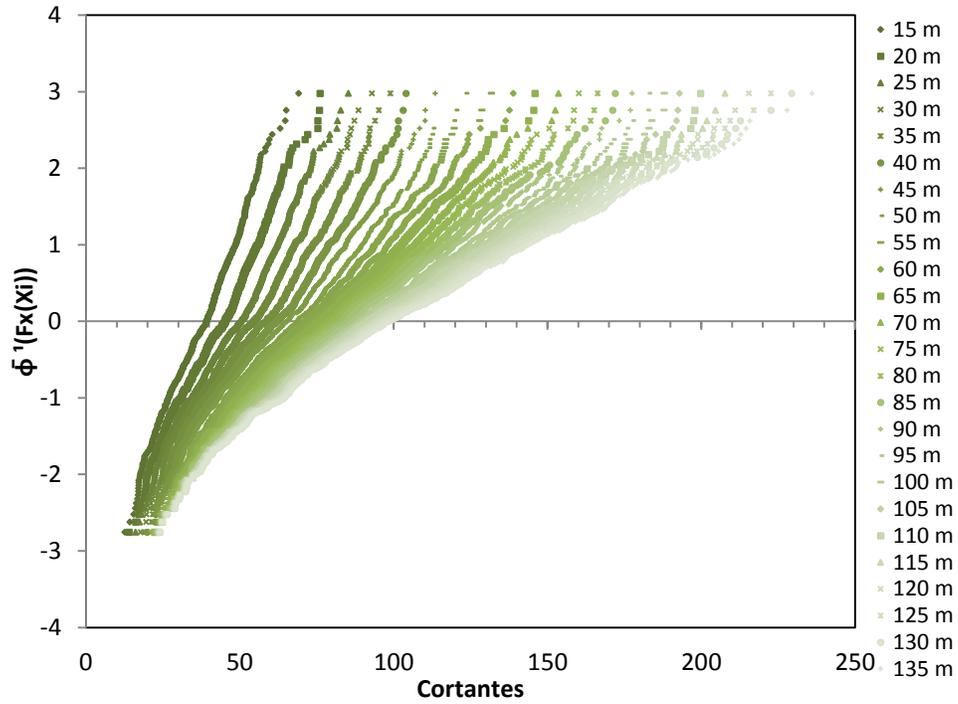


Figura 3.52 Distribución de probabilidad normal (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

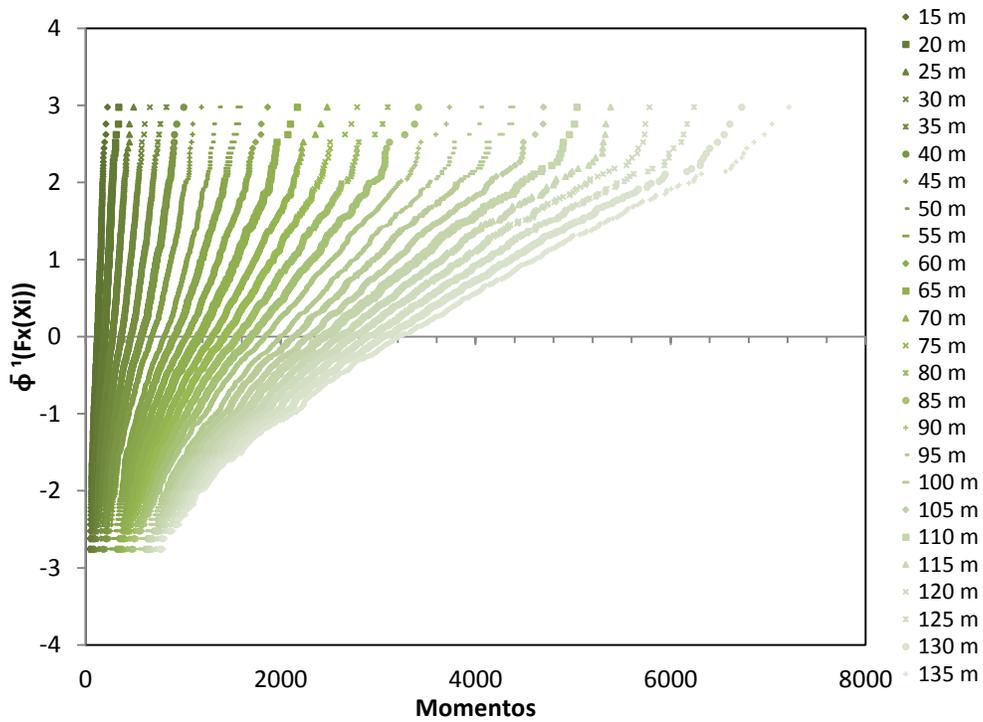


Figura 3.53 Distribución de probabilidad normal (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

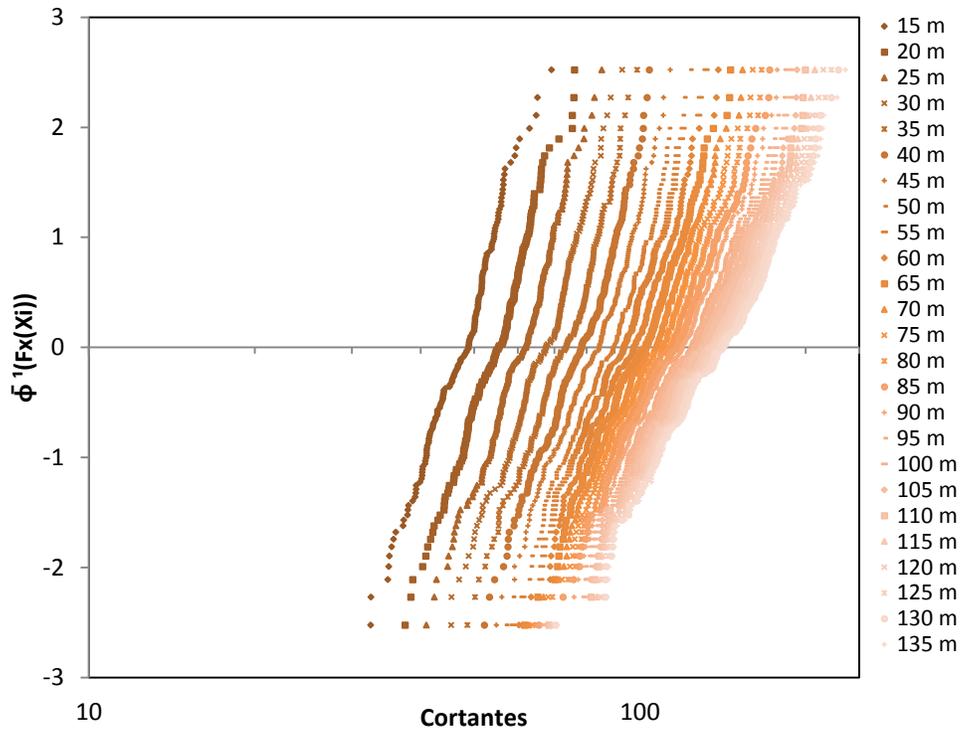


Figura 3.54 Distribución de probabilidad lognormal (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación

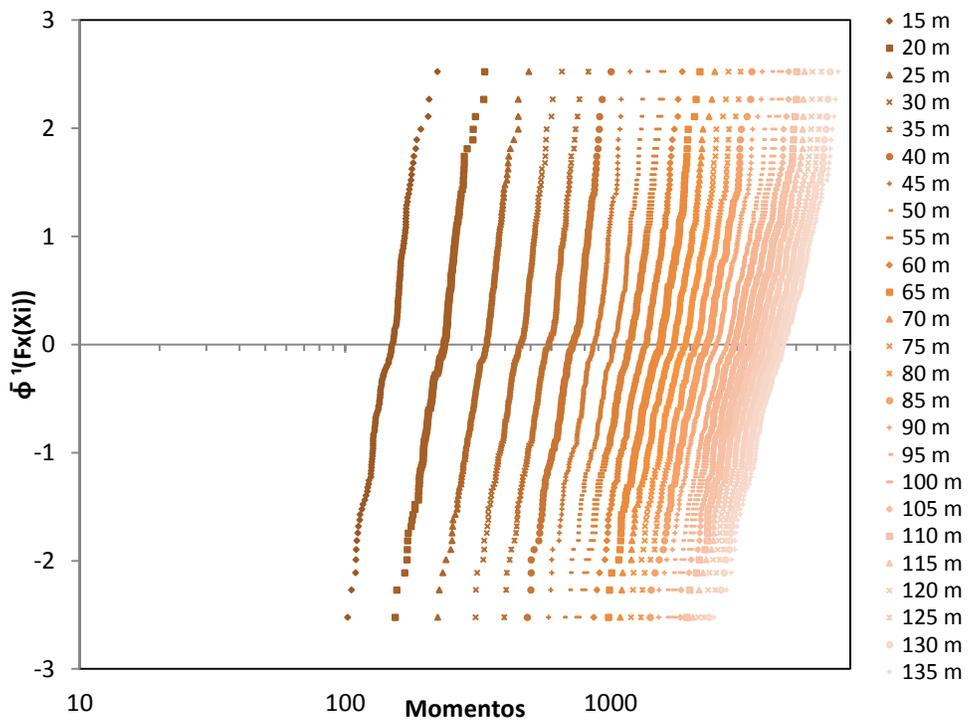


Figura 3.55 Distribución de probabilidad lognormal (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación

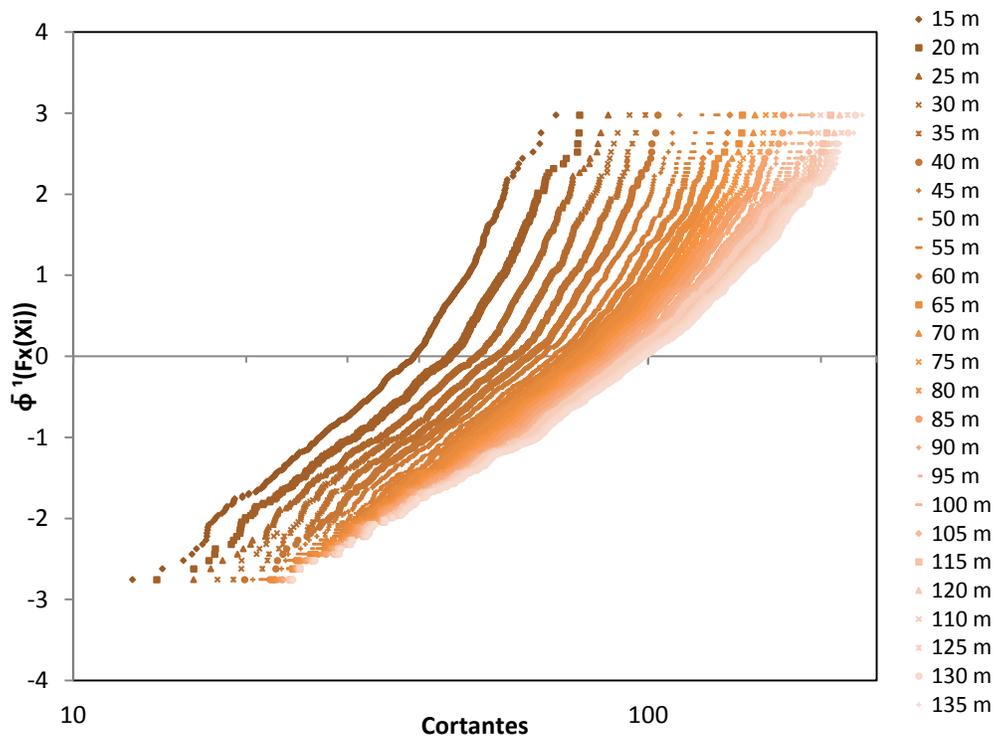


Figura 3.56 Distribución de probabilidad lognormal (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

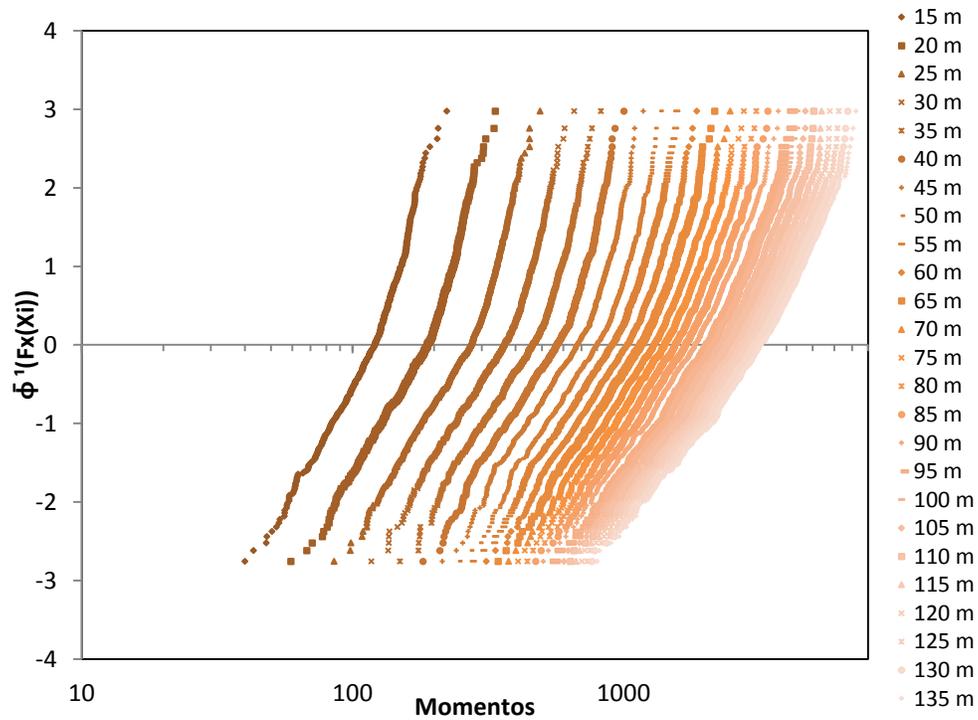


Figura 3.57 Distribución de probabilidad lognormal (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

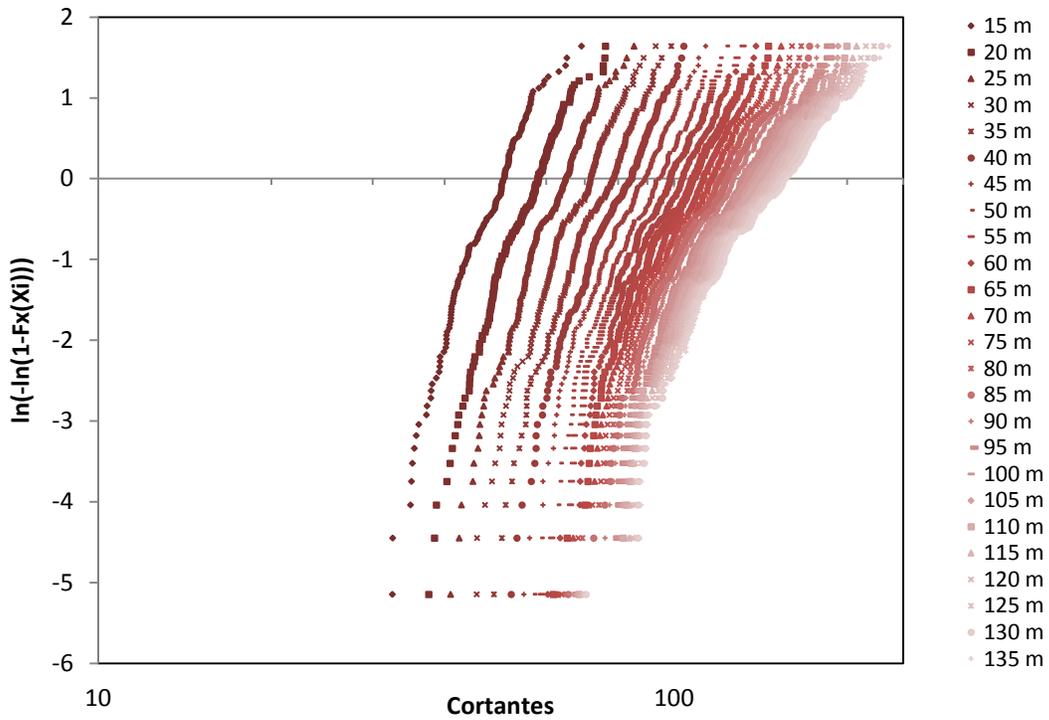


Figura 3.58 Distribución de probabilidad Weibull (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación

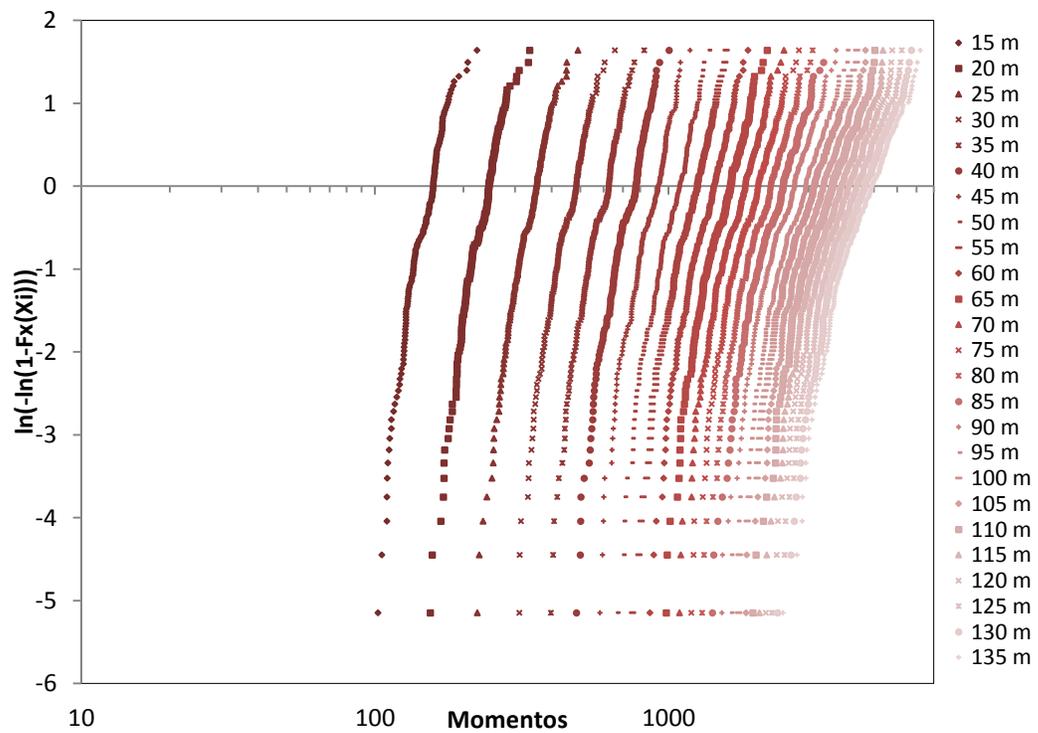


Figura 3.59 Distribución de probabilidad Weibull (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación

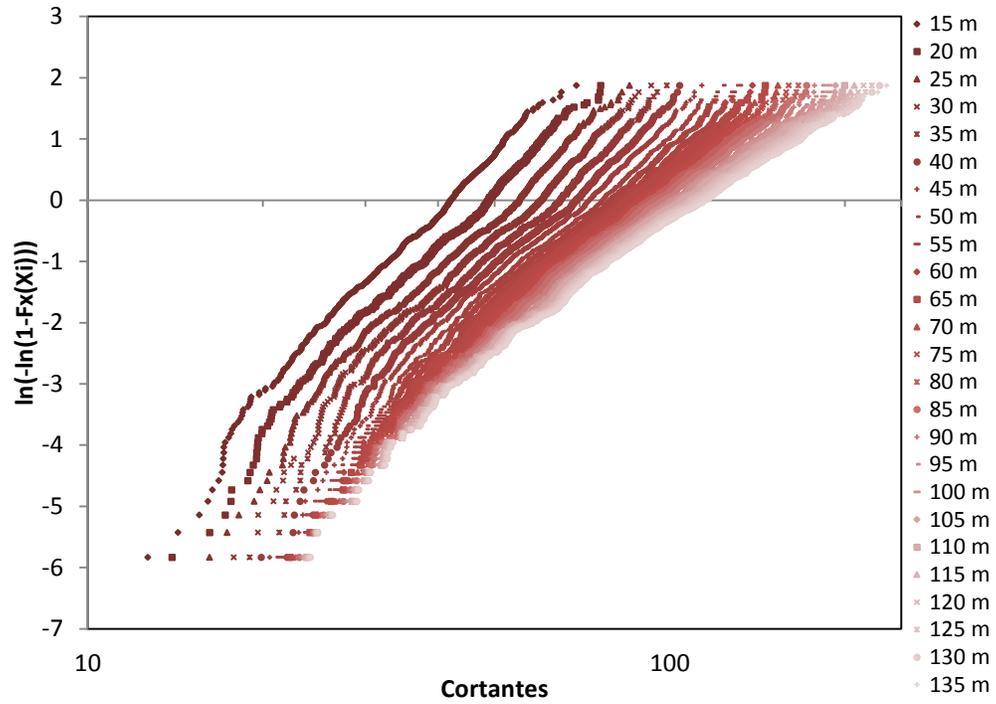


Figura 3.60 Distribución de probabilidad Weibull (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

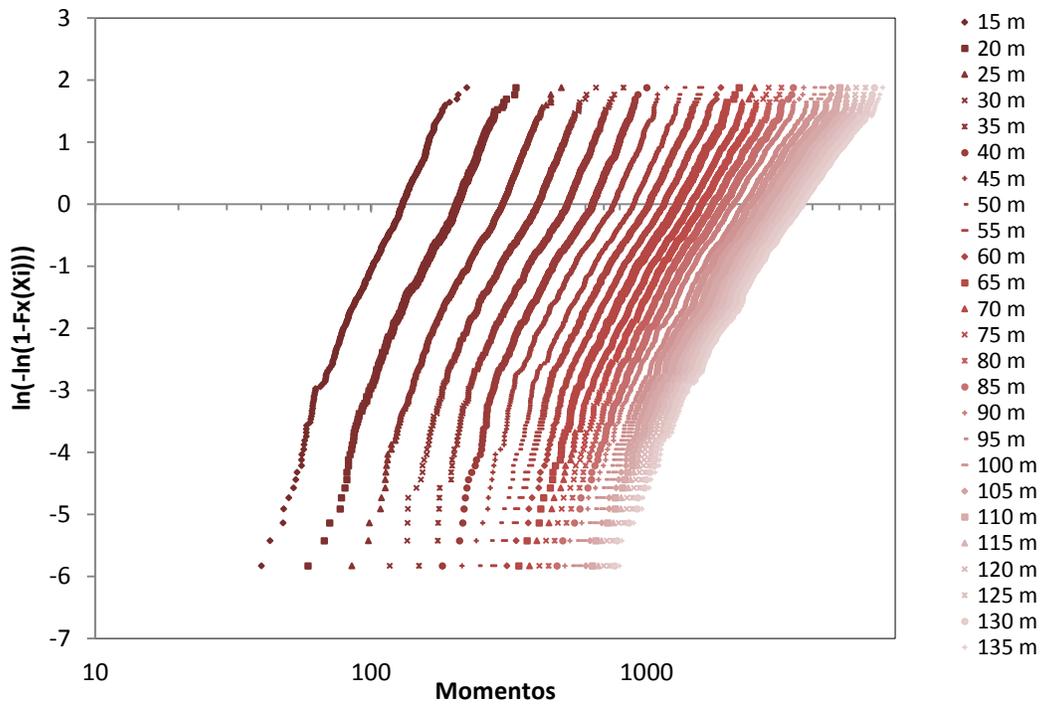


Figura 3.61 Distribución de probabilidad Weibull (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

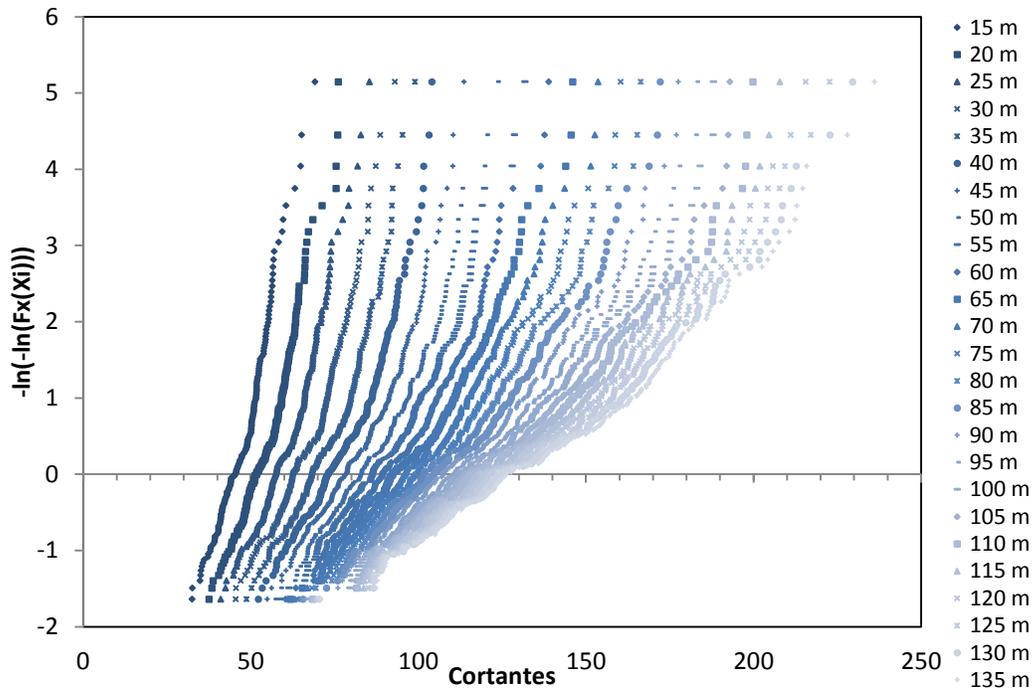


Figura 3.62 Distribución de probabilidad Gumbel (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación

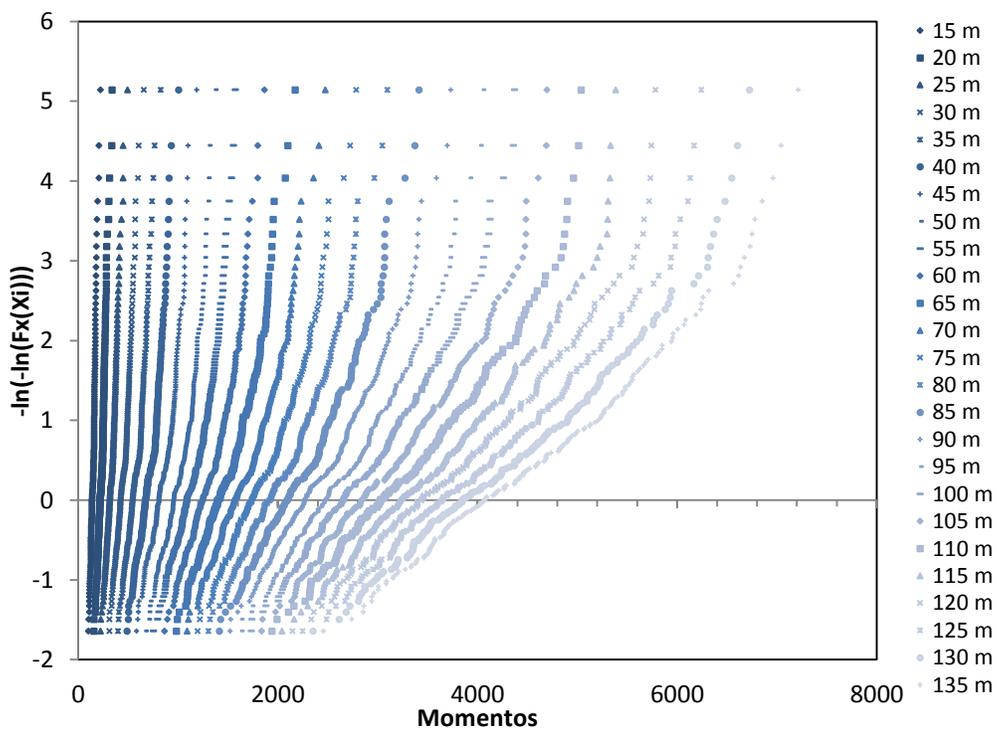


Figura 3.63 Distribución de probabilidad Gumbel (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación

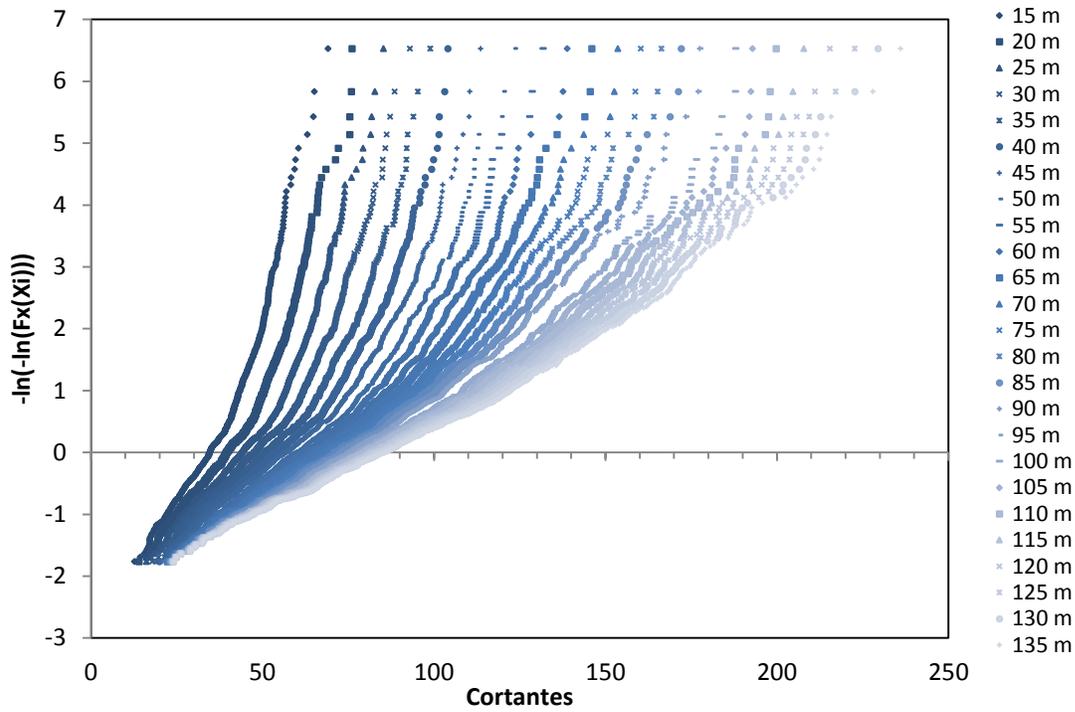


Figura 3.64 Distribución de probabilidad Gumbel (empírica) extrema para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

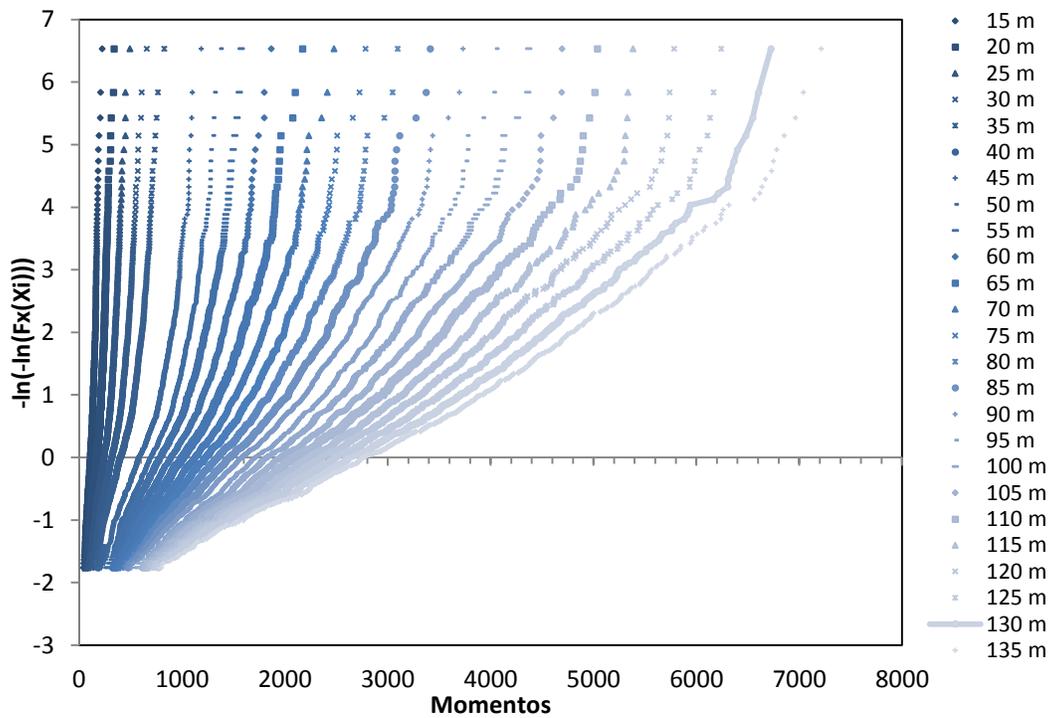


Figura 3.65 Distribución de probabilidad Gumbel (empírica) extrema para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

3.3.4 Análisis de extremos

La estimación de los parámetros del modelo de la distribución de Gumbel, u y α , así como el coeficiente de variación de los efectos anuales de carga de camión máximos (v_1), la media de los efectos anuales de carga máxima de camiones (m_1) y la media de los efectos de carga máxima de camión para 30 años (m_{30}) basados en las distribuciones ajustadas se muestran en la tabla 3.6. En dicha tabla se puede observar que el cv para las distribuciones de probabilidad ajustadas es muy consistente y varía de aproximadamente 5.4% a 10.3%.

Tabla 3.6 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando presencia múltiple y un carril de circulación

CORTANTES(para 1 carril) [t]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
15	69.16	66.00	0.2075	68.78	0.08984	85.17	84.85	0.38
20	76.08	76.32	0.1762	79.59	0.09144	98.89	98.51	0.38
25	85.32	83.08	0.1989	85.98	0.07499	103.08	102.75	0.32
30	92.94	89.72	0.2274	92.26	0.06114	107.21	106.92	0.27
35	98.96	96.53	0.2375	98.96	0.05457	113.28	113.00	0.25
40	104.00	104.01	0.2179	106.65	0.05518	122.26	121.96	0.25
45	113.58	111.58	0.2044	114.40	0.05486	131.05	130.72	0.25
50	123.42	119.96	0.1685	123.39	0.06170	143.58	143.19	0.27
55	131.76	128.01	0.1425	132.06	0.06814	155.92	155.46	0.30
60	138.90	136.19	0.1220	140.92	0.07459	168.80	168.26	0.32
65	145.96	143.89	0.1113	149.07	0.07730	179.63	179.03	0.33
70	153.59	151.50	0.1038	157.06	0.07869	189.83	189.20	0.34
75	160.30	158.39	0.1020	164.05	0.07667	197.41	196.76	0.33
80	166.36	164.81	0.1006	170.54	0.07476	204.35	203.69	0.32
85	172.06	170.97	0.0996	176.77	0.07282	210.90	210.24	0.32
90	177.52	177.23	0.0968	183.19	0.07233	218.32	217.64	0.31
95	182.95	183.46	0.0932	189.65	0.07254	226.13	225.42	0.31
100	187.95	190.09	0.0860	196.81	0.07582	236.38	235.61	0.33
105	192.92	196.72	0.0785	204.08	0.08006	247.40	246.56	0.34
110	199.75	202.72	0.0739	210.54	0.08248	256.59	255.69	0.35
115	207.80	208.56	0.0700	216.81	0.08452	265.40	264.46	0.36
120	215.48	214.11	0.0667	222.76	0.08630	273.73	272.74	0.36
125	222.68	219.47	0.0634	228.57	0.08850	282.22	281.17	0.37
130	229.45	224.64	0.0602	234.22	0.09093	290.70	289.60	0.38
135	236.04	229.53	0.0577	239.54	0.09286	298.53	297.38	0.39

a)

MOMENTOS (para 1 carril) [t.m]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
15	222.95	209.20	0.0562	219.46	0.10391	279.93	278.76	0.42
20	335.97	324.36	0.0397	338.88	0.09524	424.47	422.80	0.39
25	492.17	465.28	0.0299	484.57	0.08847	598.26	596.04	0.37
30	657.50	619.11	0.0255	641.73	0.07833	775.02	772.43	0.34
35	826.13	780.47	0.0228	805.79	0.06984	955.03	952.13	0.30
40	1004.26	954.06	0.0210	981.56	0.06227	1143.66	1140.50	0.28
45	1185.09	1138.79	0.0190	1169.12	0.05767	1347.92	1344.44	0.26
50	1367.73	1332.26	0.0192	1362.37	0.04913	1539.87	1536.42	0.22
55	1572.22	1552.51	0.0166	1587.19	0.04857	1791.62	1787.65	0.22
60	1865.92	1810.42	0.0127	1856.02	0.05461	2124.81	2119.58	0.25
65	2169.89	2093.59	0.0097	2153.11	0.06145	2503.96	2497.14	0.27
70	2475.79	2389.68	0.0078	2463.87	0.06693	2901.19	2892.68	0.29
75	2783.96	2698.72	0.0065	2787.31	0.07064	3309.47	3299.31	0.31
80	3095.64	3017.55	0.0057	3118.43	0.07191	3713.08	3701.51	0.31
85	3411.61	3340.11	0.0053	3449.89	0.07073	4097.01	4084.42	0.31
90	3729.88	3670.17	0.0048	3789.56	0.07003	4493.29	4479.60	0.31
95	4049.12	4007.44	0.0045	4135.49	0.06883	4890.32	4875.64	0.30
100	4369.01	4357.91	0.0043	4492.95	0.06681	5288.99	5273.50	0.29
105	4693.80	4726.03	0.0039	4872.80	0.06695	5737.95	5721.11	0.29
110	5037.47	5120.51	0.0035	5284.82	0.06911	6253.39	6234.55	0.30
115	5383.97	5534.42	0.0031	5721.42	0.07265	6823.69	6802.24	0.32
120	5782.57	5946.57	0.0028	6153.24	0.07466	7371.49	7347.79	0.32
125	6240.51	6362.98	0.0025	6589.53	0.07642	7924.96	7898.98	0.33
130	6724.29	6788.92	0.0023	7037.29	0.07845	8501.36	8472.87	0.34
135	7212.46	7223.73	0.0021	7496.31	0.08083	9103.08	9071.82	0.34

b)

Así mismo en la tabla 3.7 se muestran los mismos datos que en la tabla anterior, pero calculados considerando ahora cuatro carriles de circulación, el cv varia de 6.3% a 10.9%. Donde se puede observar que existen pequeñas, pero notables diferencias entre los valores obtenidos considerando uno y cuatro carriles de circulación; para el caso de un carril los valores de u, media, cv, m_{30} y x_{50} son mayores para claros menores a 20 m, no obstante para claros mayores a 20 m los valores obtenidos considerando cuatro carriles son más grandes.

Tabla 3.7 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación

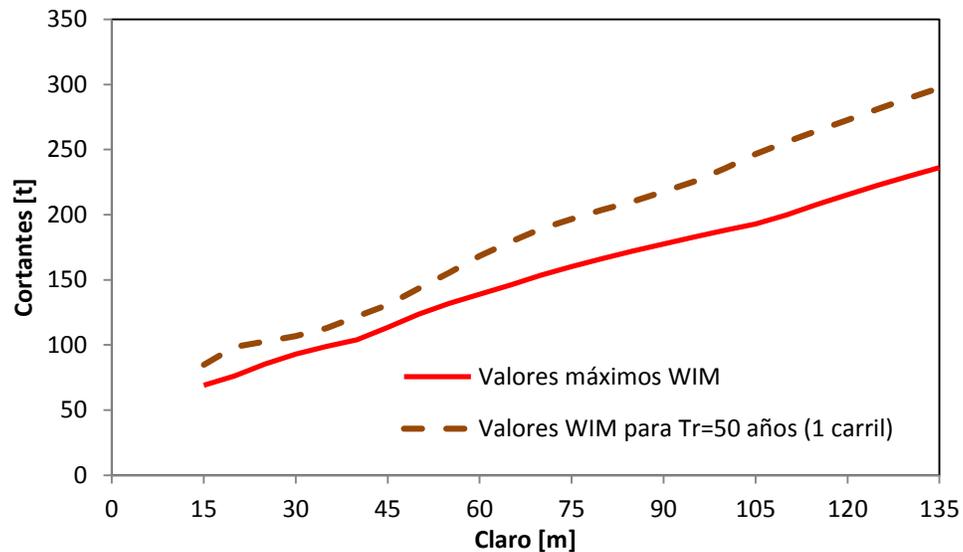
CORTANTES (para 4 carriles) [t]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
15	69.16	65.12	0.2501	67.43	0.07605	81.03	80.76	0.33
20	76.08	75.53	0.2112	78.26	0.07758	94.37	94.05	0.33
25	85.32	83.60	0.1972	86.52	0.07517	103.77	103.44	0.32
30	92.94	91.06	0.1911	94.08	0.07134	111.88	111.54	0.31
35	98.96	98.12	0.1888	101.17	0.06715	119.19	118.84	0.29
40	104.00	105.69	0.1749	108.99	0.06728	128.44	128.06	0.30
45	113.58	114.14	0.1523	117.93	0.07141	140.26	139.83	0.31
50	123.42	122.79	0.1320	127.16	0.07641	152.93	152.43	0.33
55	131.76	130.85	0.1182	135.73	0.07995	164.50	163.94	0.34
60	138.90	138.45	0.1080	143.79	0.08256	175.27	174.65	0.35
65	145.96	145.80	0.0999	151.58	0.08470	185.63	184.96	0.36
70	153.59	153.34	0.0918	159.62	0.08757	196.69	195.97	0.37
75	160.30	161.10	0.0841	167.95	0.09076	208.38	207.59	0.38
80	166.36	168.47	0.0781	175.86	0.09336	219.39	218.55	0.39
85	172.06	175.85	0.0727	183.79	0.09604	230.59	229.68	0.40
90	177.52	183.06	0.0679	191.56	0.09861	241.65	240.67	0.40
95	182.95	189.98	0.0640	199.00	0.10072	252.16	251.12	0.41
100	187.95	196.50	0.0608	205.99	0.10240	261.93	260.84	0.42
105	192.92	202.68	0.0581	212.60	0.10378	271.12	269.98	0.42
110	199.75	208.36	0.0561	218.65	0.10462	279.32	278.14	0.42
115	207.80	213.85	0.0543	224.49	0.10530	287.18	285.96	0.43
120	215.48	219.04	0.0527	229.98	0.10572	294.46	293.21	0.43
125	222.68	223.93	0.0515	235.14	0.10598	301.23	299.94	0.43
130	229.45	228.56	0.0504	240.01	0.10605	307.50	306.19	0.43
135	236.04	233.02	0.0494	244.69	0.10602	313.49	312.15	0.43

a)

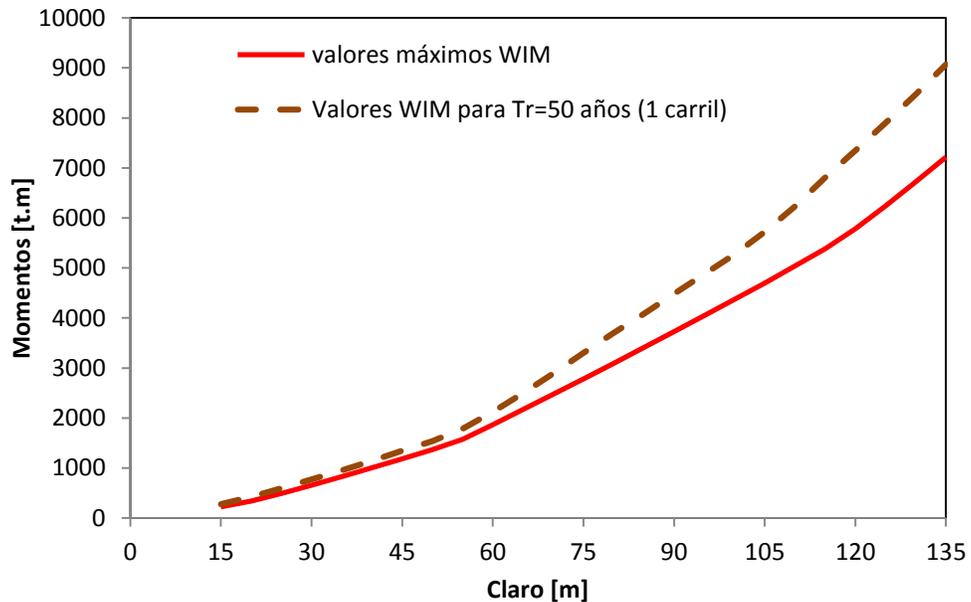
MOMENTOS (para 4 carriles) [t.m]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
15	222.95	204.13	0.0764	211.68	0.07927	256.18	255.31	0.34
20	335.97	320.12	0.0478	332.18	0.08074	403.31	401.93	0.34
25	492.17	460.85	0.0346	477.52	0.07762	575.82	573.91	0.33
30	657.50	615.65	0.0281	636.17	0.07169	757.12	754.76	0.31
35	826.13	778.89	0.0239	803.04	0.06683	945.36	942.59	0.29
40	1004.26	955.34	0.0203	983.79	0.06429	1151.51	1148.25	0.28
45	1185.09	1146.25	0.0170	1180.17	0.06389	1380.11	1376.22	0.28
50	1367.73	1363.55	0.0135	1406.13	0.06732	1657.16	1652.27	0.30
55	1572.22	1603.71	0.0109	1656.74	0.07115	1969.33	1963.25	0.31
60	1865.92	1871.36	0.0087	1937.66	0.07605	2328.42	2320.81	0.33
65	2169.89	2156.18	0.0072	2236.43	0.07976	2709.49	2700.29	0.34
70	2475.79	2455.78	0.0061	2551.13	0.08307	3113.15	3102.22	0.35
75	2783.96	2771.57	0.0051	2883.77	0.08648	3545.16	3532.29	0.36
80	3095.64	3102.94	0.0044	3233.39	0.08968	4002.37	3987.41	0.38
85	3411.61	3449.82	0.0038	3599.88	0.09266	4484.43	4467.22	0.39
90	3729.88	3804.96	0.0034	3974.86	0.09501	4976.35	4956.87	0.39
95	4049.12	4176.44	0.0030	4368.00	0.09748	5497.14	5475.17	0.40
100	4369.01	4572.42	0.0027	4789.05	0.10054	6065.98	6041.14	0.41
105	4693.80	4977.95	0.0024	5220.40	0.10324	6649.59	6621.78	0.42
110	5037.47	5397.78	0.0021	5667.52	0.10579	7257.52	7226.58	0.43
115	5383.97	5818.26	0.0020	6113.79	0.10744	7855.81	7821.91	0.43
120	5782.57	6236.51	0.0018	6555.92	0.10830	8438.72	8402.09	0.44
125	6240.51	6656.56	0.0017	6999.32	0.10885	9019.75	8980.44	0.44
130	6724.29	7079.06	0.0016	7444.63	0.10915	9599.54	9557.61	0.44
135	7212.46	7505.09	0.0015	7893.18	0.10929	10180.87	10136.36	0.44

b)

En la figura 3.66 se muestran las gráficas comparativas de los elementos mecánicos (cortantes y momentos) máximos presentados en la muestra de vehículos analizada (WIM) y los calculados para el periodo de retorno (N) igual a 50 años considerando presencia múltiple y para un solo carril de circulación.



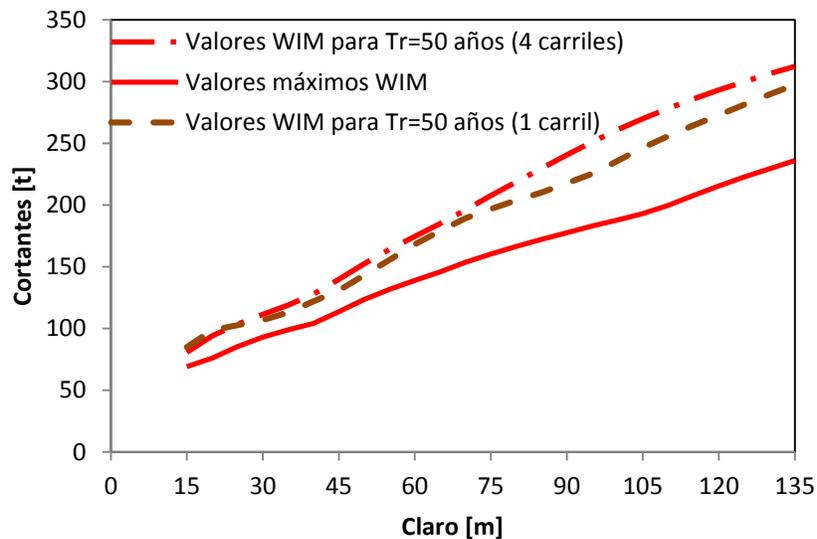
a)



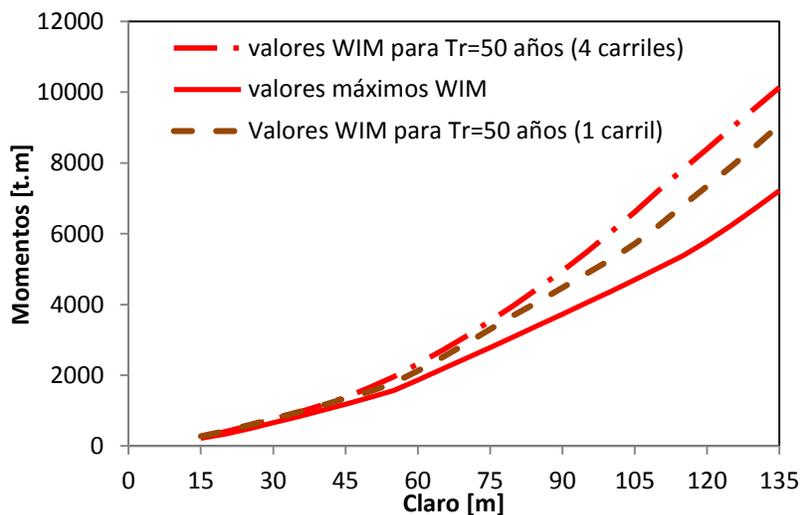
b)

Figura 3.66 Comparativa entre los valores máximos y los calculados considerando presencia múltiple para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos)

Así mismo se calcularon también los elementos mecánicos (cortantes y momentos) para un periodo de retorno de 50 años considerando los cuatro carriles de circulación. En la figura 3.67 se muestran las gráficas comparativas de los resultados para $Tr=50$ años: considerando 1 carril y considerando 4 carriles. En estas gráficas se puede observar que para el caso de la fuerza cortante en claros menores a 20 m los valores obtenidos considerando un solo carril son ligeramente menores a los obtenidos considerando cuatro carriles, no obstante, para claros mayores a 20 m los valores obtenidos considerando cuatro carriles se vuelven significativamente mayores a los obtenidos considerando un solo carril de circulación, para el caso de los momentos flexionantes sucede aproximadamente lo mismo, a partir de 35 m.



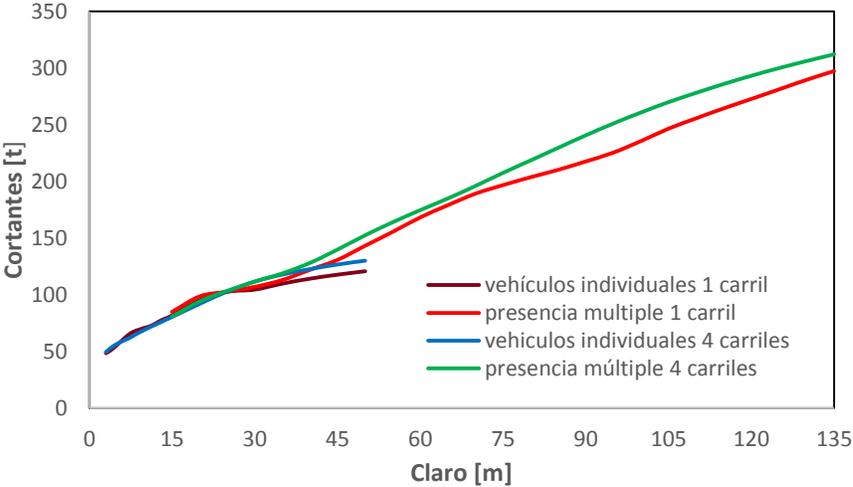
a)



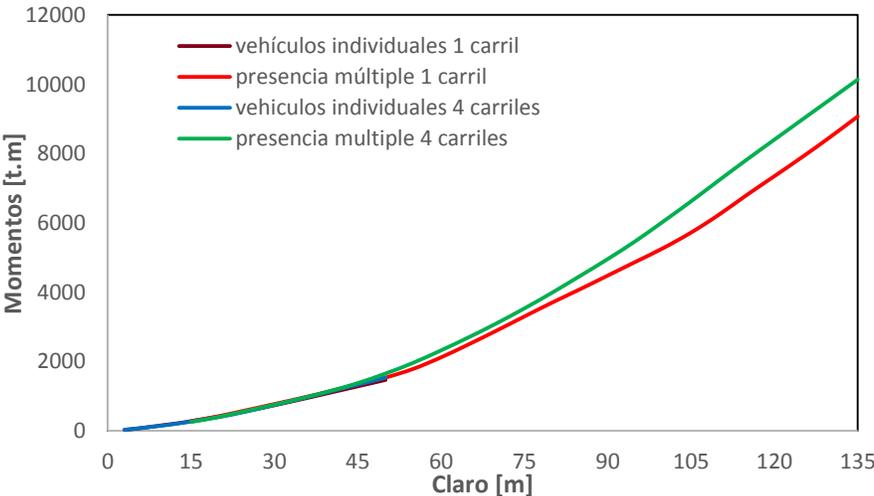
b)

Figura 3.67 Gráficas comparativas entre los valores calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) considerando presencia múltiple para uno y cuatro carriles

Adicionalmente en la figura 3.68 se muestran las gráficas comparativas tanto para fuerzas cortantes como para momentos flexionantes de los valores obtenidos para el periodo de retorno igual a 50 años, para vehículos individuales y presencia múltiple. En estas graficas se puede observar que a partir de 40 m domina plenamente la presencia múltiple considerando cuatro carriles, no obstante para claros menores a 40 m dominan los vehículos individuales para un carril, sin embargo también para ciertos claros los vehículos individuales para 4 carriles y la presencia múltiple para un carril son importantes. Por lo tanto, para los cálculos subsecuentes se utilizaran como valores de los elementos mecánicos máximos para un periodo de retorno de 50 años los valores obtenidos para 4 carriles, tanto para fuerzas cortantes como para momentos flexionantes.



a)



b)

Figura 3.68 Gráficas comparativas de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) obtenidos para un periodo de retorno igual a 50 años para vehículos individuales y presencia múltiple

3.4 CAMINOS SECUNDARIOS

Es importante realizar un análisis exclusivo para carreteras de menor importancia a las ET y A (que permiten el tránsito de todo tipo de vehículos de carga con sus pesos máximos autorizados por el reglamento de pesos y dimensiones), ya que muchos de los modelos de cargas vivas para diseño de puentes vehiculares propuestos no son aplicables a estos caminos, debido a que producen elementos mecánicos superiores a los que produce el vehículo máximo permitido en esta vialidad y por ende producen sobrecostos y diseños sobrados. La elección de en qué tipo de camino centrar el estudio, que camiones de carga y sus pesos máximos considerar, así como que longitudes de claros proponer para el análisis del modelo de cargas vivas vehiculares para caminos secundarios son interrogantes que en este apartado se discuten y eligen.

La Secretaria de Obra Pública del Estado (SOP) cuenta con un mapa de la red carretera, como se muestra en la figura 3.69, donde se observa la red federal libre (925 km), red federal de cuota (277 km), red estatal libre y de cuota (2785.2 km), municipal, alimentadora y rural. Como se puede apreciar en dicha figura y en base a los kilómetros con los que se componen la red, la longitud de la red estatal y municipal es mayor a la federal; sin embargo, es importante considerar toda la red carretera del estado para determinar la composición del tipo de caminos con que se cuenta en el Estado.

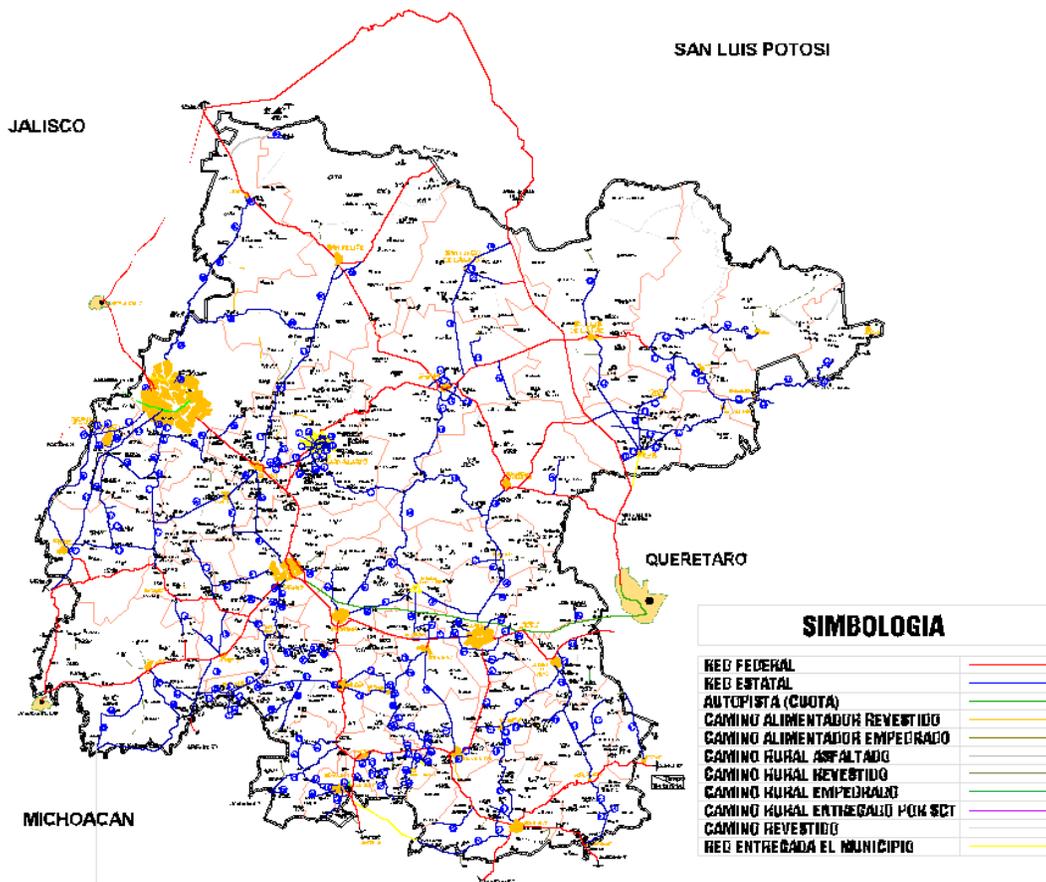


Figura 3.69 Red carretera del estado de Guanajuato (SOP)

Las carreteras en México se clasifican en ET, A, B, C y D, según el reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal. Que atendiendo a sus características geométricas se tipifican en (ver tabla 3.8):

Tabla 3.8 Clasificación de los caminos atendiendo a sus características geométricas (Reglamento sobre pesos y dimensiones)

Tipo de Carretera	Nomenclatura
Carretera de cuatro carriles, Eje de Transporte	ET4
Carretera de dos carriles, Eje de Transporte	ET2
Carretera de cuatro carriles	A4
Carretera de dos carriles	A2
Carretera de cuatro carriles, Red primaria	B4
Carretera de dos carriles, Red primaria	B2
Carretera de dos carriles, Red secundaria	C
Carretera de dos carriles, Red alimentadora	D

De acuerdo con dicho reglamento sobre pesos y dimensiones las características principales de las carreteras, de acuerdo a su clasificación, son:

- Carretera Tipo ET. Son aquellas que forman parte de los ejes de transporte que establezca la Secretaría, cuyas características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados con las máximas dimensiones, capacidad y peso, así como de otros que por interés general autorice la Secretaría, y que su tránsito se confine a este tipo de caminos.
- Carretera tipo A. Son aquellas que por sus características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados con las máximas dimensiones, capacidad y peso, excepto aquellos vehículos que por sus dimensiones y peso sólo se permitan en las carreteras tipo ET.

- Carretera tipo B. Son aquellas que conforman la red primaria y que atendiendo a sus características geométricas y estructurales prestan un servicio de comunicación interestatal, además de vincular el tránsito.
- Carretera tipo C (Red secundaria). Son carreteras que atendiendo a sus características prestan servicio dentro del ámbito estatal con longitudes medias, estableciendo conexiones con la red primaria.
- Carretera tipo D (red alimentadora). Son carreteras que atendiendo a sus características geométricas y estructurales principalmente prestan servicio dentro del ámbito municipal con longitudes relativamente cortas, estableciendo conexiones con la red secundaria.

De acuerdo con un análisis estadístico realizado por la Secretaria de Obra Pública del Estado de Guanajuato en su investigación denominada conservación de la Red de Carreteras Estatales pavimentadas en el 2012, identificó que la red carretera con jurisdicción estatal tiene la distribución mostrada en la figura 3.70, respecto a la longitud total de la red; donde se puede apreciar que las carreteras tipo C son las más comunes en la red estatal.

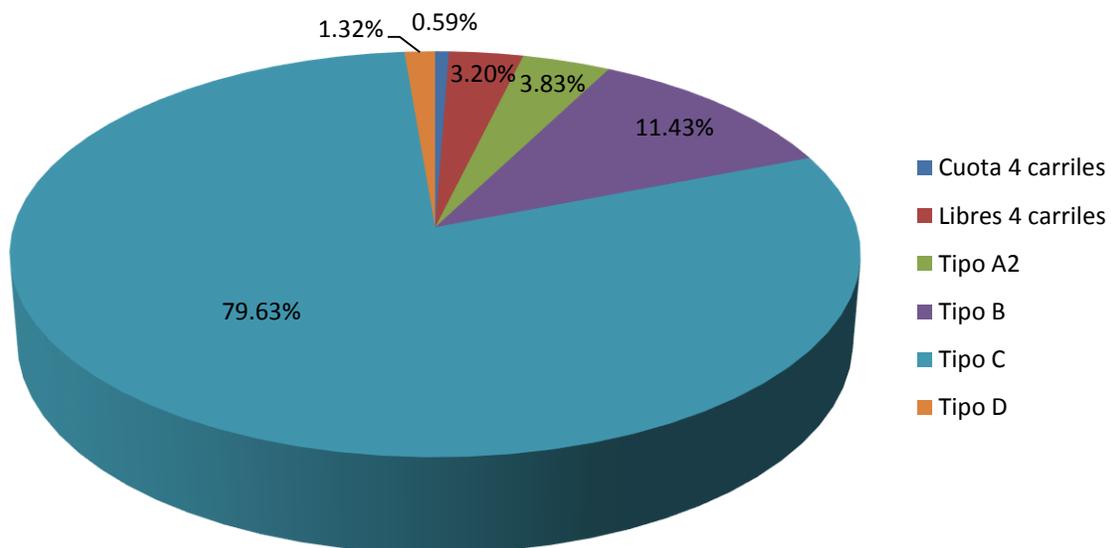


Figura 3.70 Distribución de la red carretera de jurisdicción estatal (SOP, 2012)

Así mismo en la investigación realizada por el PICEG, se determinó la clasificación mostrada en la figura 3.71, para las carreteras de jurisdicción Estatal, donde nuevamente se reafirma que el tipo de camino más construido en el estado es el tipo C.

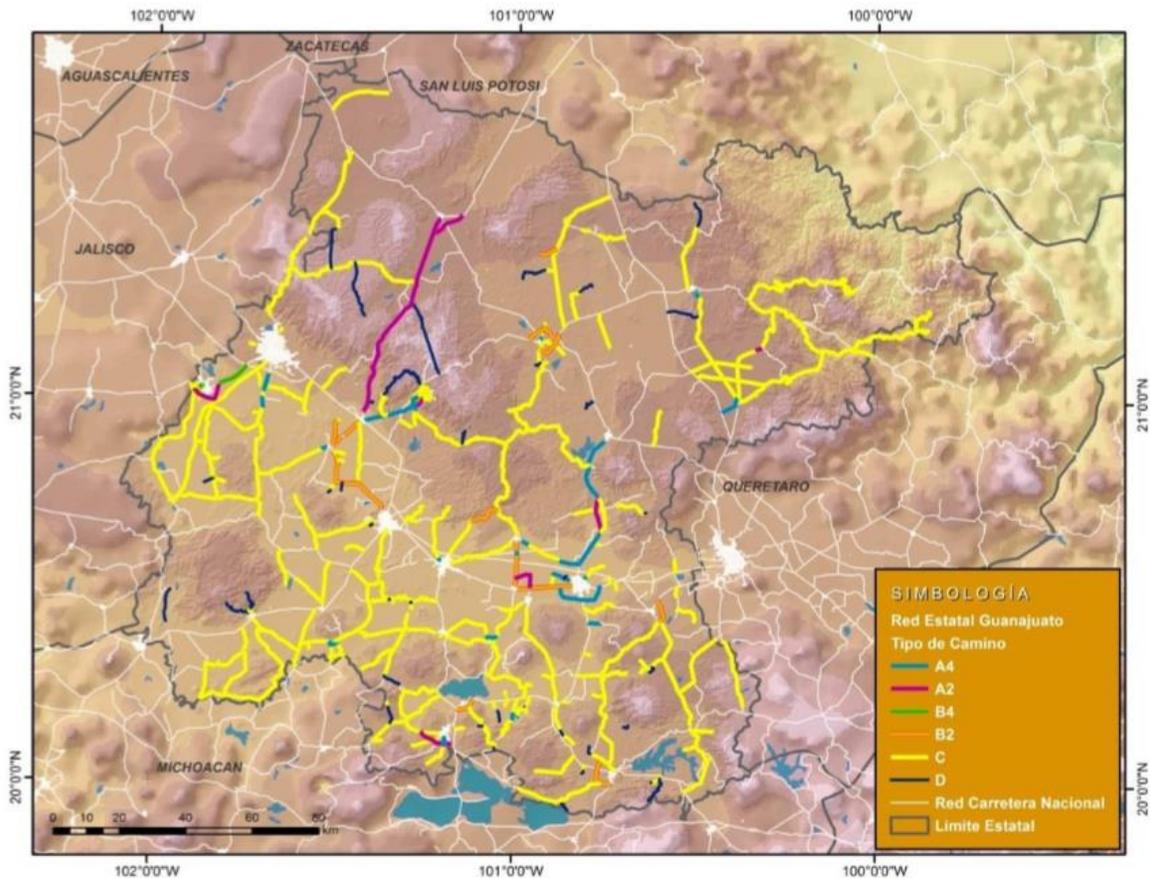


Figura 3.71 Clasificación de las carreteras administradas por el estado (PICEG, 2013)

Adicionalmente se realizó un análisis comparativo de las red carretera federal libre y de cuota contenida en la base de datos de la SCT (2014) para el estado de Guanajuato, donde de los 27 caminos contenidos en dicha base de datos, 4 son de cuota y los otros 23 son libres de peaje, las longitudes de los tramos carreteros son contenidas en la información. Cabe destacar que la clasificación realizada de las carreteras se realizó de manera empírica, mediante inspección visual de acuerdo al ancho de calzada y corona, así como la tabla de clasificación y características de las carreteras contenida en el manual de proyecto geométrico de la SCT.

En la figura 3.72, se muestra la distribución comparativa obtenida para la red federal libre y de cuota. A diferencia de la red estatal los tramos carreteros de 4 carriles representan casi la mitad de la longitud total de la red, no obstante, sin contar los caminos tipo ET y A, las carreteras con mayor longitud siguen siendo las tipo C, igual a lo presentado en la red estatal. Acorde a los antes mencionado en la figura 3.73, se muestra la clasificación de las carreteras de jurisdicción federal obtenidas en el PICEG (2013).

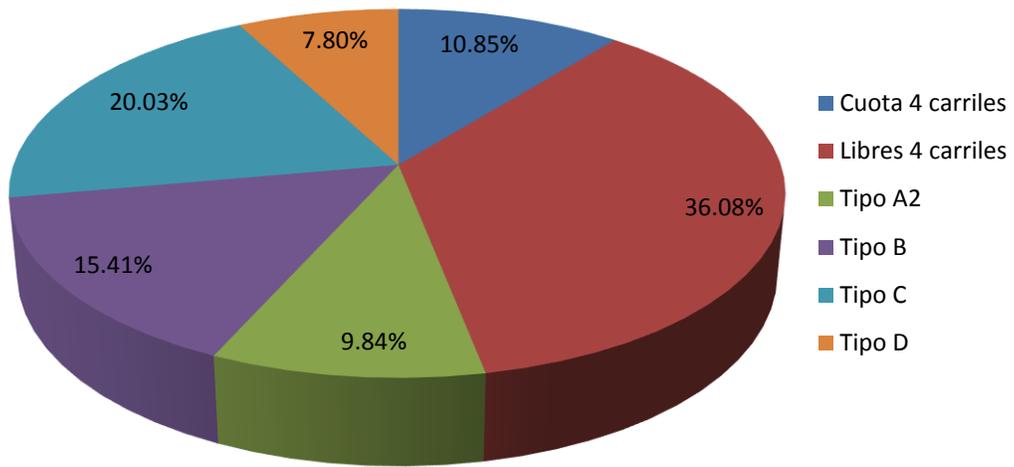


Figura 3.72 Distribución de la red carretera de jurisdicción federal (realizada acorde con datos de la SCT, 2014)

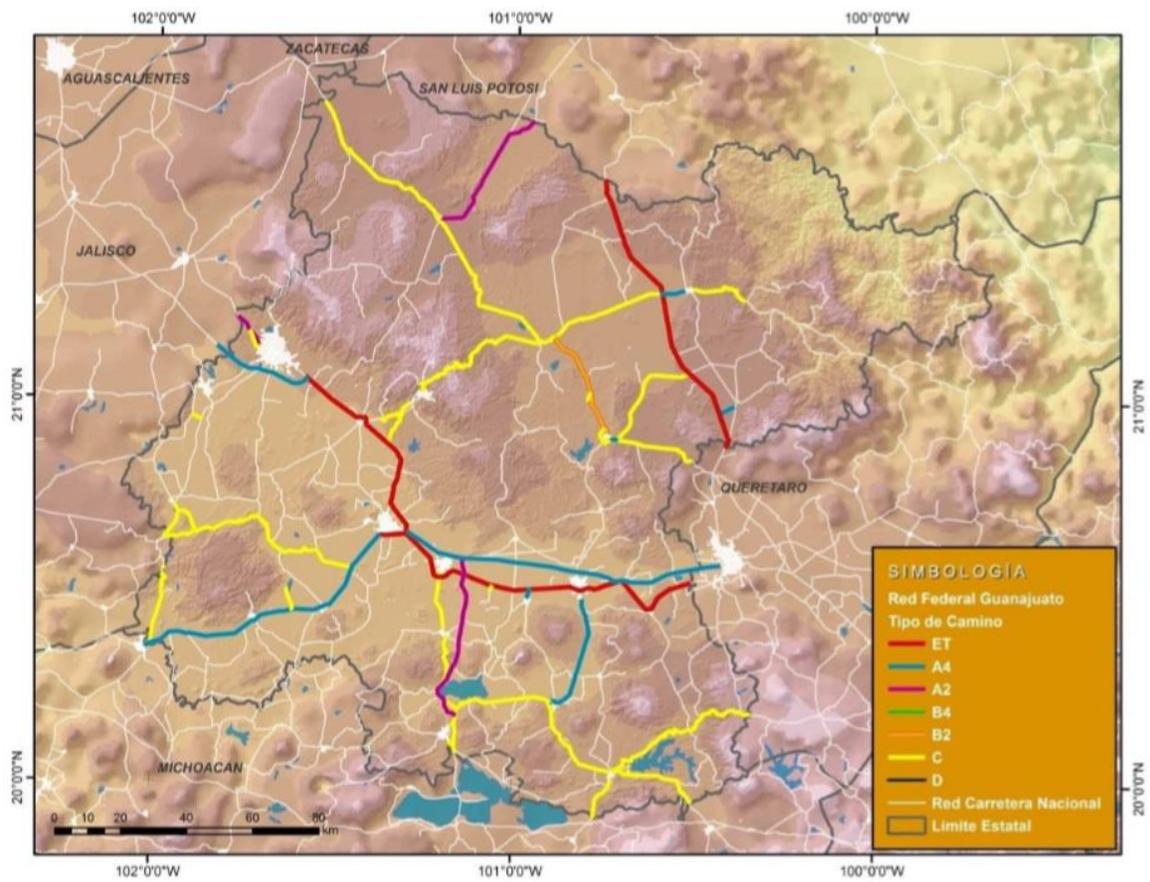


Figura 3.73 Clasificación de las carreteras de jurisdicción federal (PICEG, 2013)

De los resultados obtenidos de los levantamientos en campo realizados en la evaluación de las características físicas, geométricas y operativas de la red vial en 175 tramos carreteros, realizada dentro del Plan de Infraestructura Carretera del Estado de Guanajuato (PICEG, 2013), se obtuvo la clasificación de toda la red del estado de Guanajuato, mostrada en la figura 3.74. En esta figura se observa nuevamente que el tipo de carretera mayormente construido en el estado de Guanajuato es la tipo C (53 %).

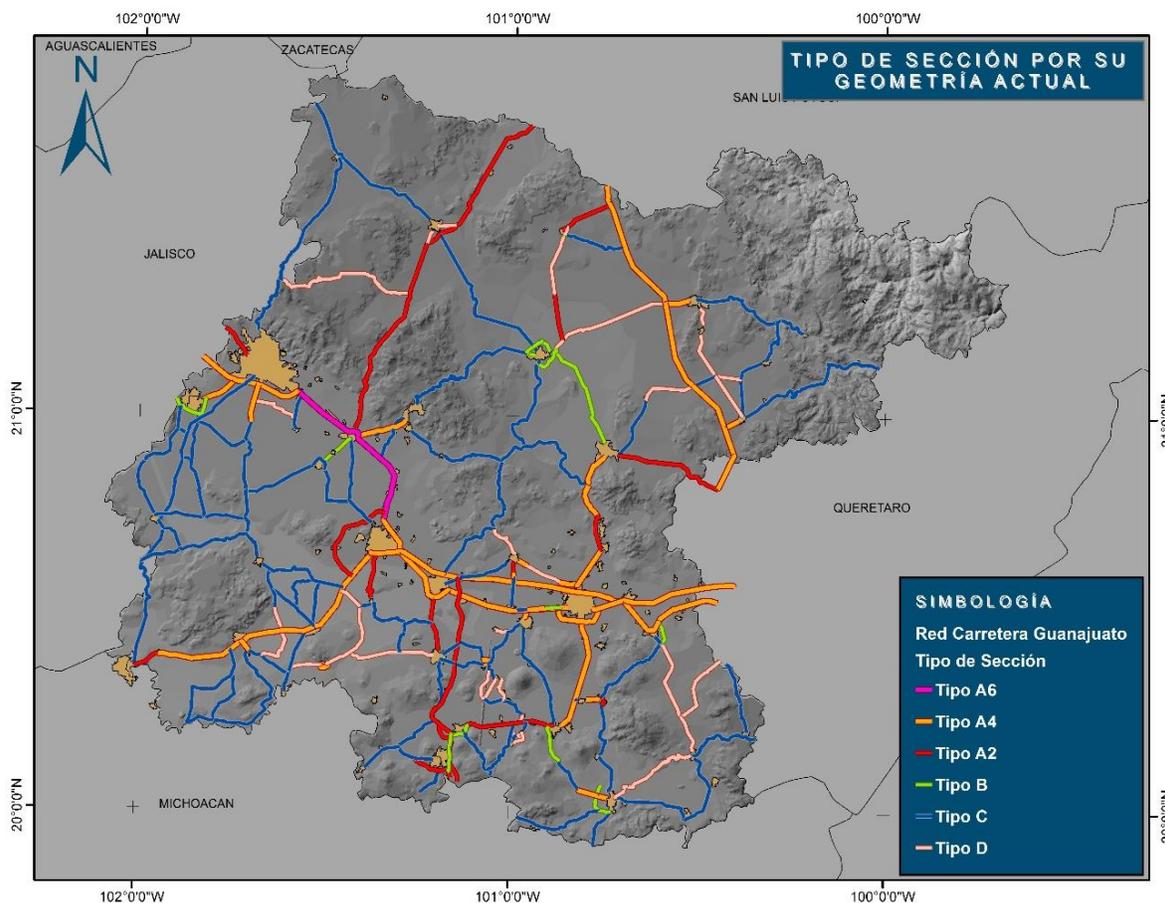


Figura 3.74 Representación del tipo de carretera según su geometría (Plan de Infraestructura Carretera)

Adicionalmente dentro de los resultados obtenidos en los estudios y análisis del PICEG (2013) se propone la construcción de proyectos denominados de accesibilidad, los cuales mejoran la accesibilidad a localidades ubicadas en zonas “aisladas” identificadas a partir de indicadores de accesibilidad. Los trazos para los proyectos propuestos forman parte de la recopilación de información que las dependencias públicas proporcionaron, utilizando entonces el trazo de los caminos del tipo “terracería” existentes para el diseño del trazo de la nueva vía. En total se proponen 40 proyectos de caminos de accesibilidad o penetración territorial que estarán formados por caminos tipo C, mismos que se muestran en la figura 3.75, en color verde.

Simbología

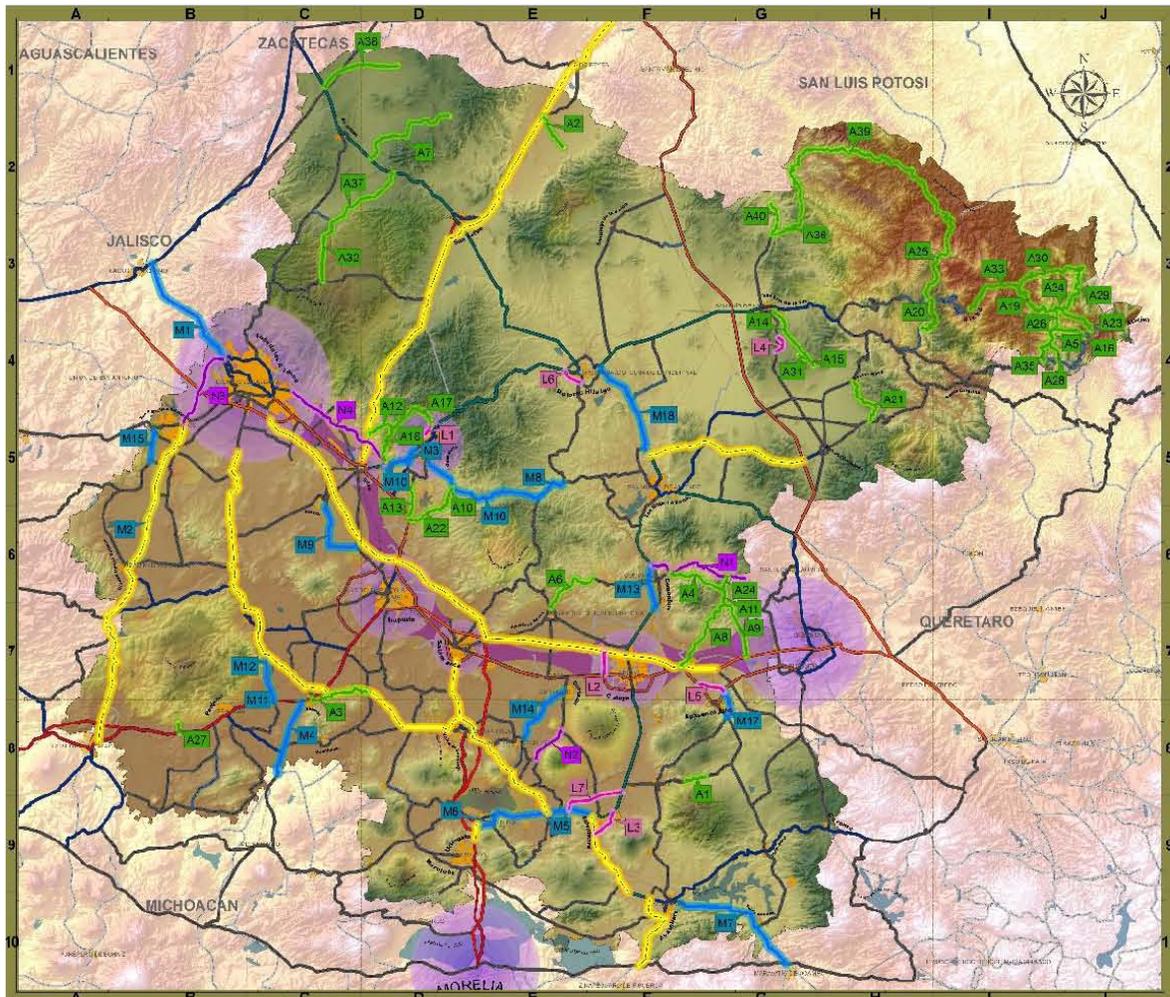


Figura 3.75 Plan de Infraestructura Carretera del estado de Guanajuato (2013)

Debido a los resultados obtenidos en las figuras anteriores, es evidente que el centrar el estudio para proponer un modelo de cargas vivas vehiculares para caminos secundarios, considerando las carreteras tipo C podría llevar a un análisis adecuado y significativo para el estado de Guanajuato. Ya que como se mostró son las carreteras tipo C son las vialidades, exceptuando las principales (ET y A), que más se construyen en el estado tanto para jurisdicción federal como para estatal, además que por sus características geométricas prestan servicio dentro del ámbito estatal con longitudes medias, estableciendo conexiones con la red primaria (prestan un servicio de comunicación interestatal, además de vincular el tránsito).

Para carreteras tipo C (red secundaria), carreteras colectoras de un sólo cuerpo, control parcial de acceso, un carril por sentido de circulación, y velocidad de proyecto en el rango de sesenta (60) km/h a cien (100) km/h. Sus TDPA's van de quinientos (500) a mil quinientos (1,500) vehículos. Sobre la red secundaria sólo pueden circular vehículos B, C y articulados, entre los cuales se encuentran: B2, B3, B4, C2, C3, T2-S1, T2-S2, T3-S2, T3-S3, T2-S3, T3-S1. El peso bruto vehicular máximo permitido es de 40 t (392.7 kN) con longitud de 18.5 m, que corresponde a un T3-S3 (NOM-012-SCT-2014).

Es de notar también que el reglamento sobre pesos y dimensiones y sus normas restringen el paso de configuraciones vehiculares doblemente articuladas, sobre las carreteras secundarias, así como también restringe el peso de los camiones que por ella transitan; por ejemplo no es igual el peso permitido de un T3-S3 en un camino tipo ET y A (igual a 54 t (530.1 kN)), que el permitido para un Tipo C (igual a 40 t (392.7 kN)), esta restricción en la norma es importante de tomar en cuenta en el diseño del modelo de cargas vivas y más específicamente en las consideraciones para obtener los elementos mecánicos máximos.

Sin embargo, no es desconocido (mostrado en la literatura y comprobado en este estudio), que por la red carretera del país circulan vehículos con mayor peso bruto vehicular que el máximo permitido y, aunque sabemos que podrían implementarse mayores dispositivos de seguridad para verificar que las restricciones establecidas en la norma sean cumplidas, suponer que éstas se efectuarán a corto plazo, podría llevarnos a conclusiones erróneas y proporcionar elementos mecánicos menores a los que realmente estará sometido el puente a lo largo de su vida útil.

Considerar el peso bruto vehicular máximo, mayor al permitido en la norma nos brindaría un factor de seguridad ante estas violaciones al reglamento; por lo tanto, que se decidió calcular los elementos mecánicos para la elaboración del modelo de cargas vivas vehiculares para caminos secundarios, considerando solo los tipos de camiones permitidos por la normativa pero con pesos tal cual transitan sobre las carreteras actualmente (obtenidos del WIM). Esto puede ser razonable, si se considera que es más fácil evitar que las configuraciones no permitidas circulen en los caminos donde tienen restricción, a saber si un vehículo con configuración permitida esta excedido del peso normado.

En el sistema de cargas vivas vehiculares para el diseño de puentes en carreteras alimentadoras (tipo D, una clasificación inferior a la utilizada en el presente estudio) desarrollado por Rascón

(1999), consideró como camiones de carga solamente los C3, camión unitario de 3 ejes, con peso máximo permitido 18.5 t (181.6 kN, NOM-012-SCT-2014), las configuraciones articuladas y doblemente articuladas no se consideraron debido a que no estaban permitidos circular en carreteras de este tipo en la Normativa.

En conclusión, de acuerdo a las características de las carreteras ya construidas y de las que están por desarrollarse, es necesario elaborar un modelo de cargas vivas vehiculares que considere las características del tránsito sobre caminos de menor importancia, que para el caso del estado de Guanajuato es el tipo C. Lo anterior debido a que es camino que más se ha construido, tanto para jurisdicción estatal como federal y que mayormente se encuentra dentro de los planes de desarrollo de infraestructura carretera para los próximos años.

3.4.1 Vehículos individuales

Como ya se mencionó en el apartado anterior, para desarrollar el modelo de cargas vivas se utilizaron los tipos de camiones permitidos por la normativa con los pesos con los que transitan sobre las carreteras obtenidos por el WIM, eliminando nuevamente de las muestras los vehículos que presentaban inconsistencias (pesos de ejes gales a cero, distancia entre ejes menor a 1.2 m) y que tenían pesos por eje promedio menor a 5 t (49.1 kN, límite inferior adoptado de la literatura y utilizado para vehículos individuales en carreteras principales).

Así mismo de acuerdo con la estadística obtenida de la información proporcionada por el Instituto Mexicano del Transporte y la Secretaria de Obra Pública del Estado de Guanajuato, ya analizada y presentada en secciones anteriores, los claros mayormente presentados en los puentes van de 6 a 10 m y más del 85% de los puentes que se construyen tienen claros de hasta 30 m; por lo tanto para llevar a cabo el modelo de cargas vivas para caminos secundarios se consideraron las siguientes longitudes de claro (L): 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 25, 30 m.

El procedimiento para calcular los elementos mecánicos máximos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes), fue similar al ya descrito, mediante la utilización del programa PRODAT, agregado las restricciones del tipo de vehículos que pueden circular por los caminos secundarios y longitud de claros. A continuación se muestran los resultados para los análisis estadísticos y de extremos obtenidos para vehículos individuales para el caso de caminos secundarios (es decir carreteras tipo C).

3.4.1.1 Análisis estadístico

Cada una de las muestras por día de registro se evalúan para ambas estaciones (171 días de registro), de los cuales se obtienen los elementos mecánicos máximos absolutos (cortantes y momentos), para caminos secundarios, utilizando las configuraciones permitidas en la normatividad: B2, B3, B4, C2, C3, T2-S1, T2-S2, T3-S2, T3-S3, T2-S3, T3-S1 y con las características registradas en el WIM, por cada uno de los 4 carriles y por claro seleccionado. Se emplean los resultados obtenidos para evaluar las características probabilísticas de efectos de carga de camiones y desarrollar un nuevo modelo de cargas vivas vehiculares para caminos secundarios.

El efecto de la carga máxima en un puente, con ciertas características, debido al tránsito de cada vehículo pesado, como se utilizó para vehículos individuales para carreteras principales, también puede ser tratado como una variable aleatoria independiente e idénticamente distribuida, con las mismas propiedades y características, para carreteras secundarias. Para poder caracterizar la distribución de probabilidad de los valores de los elementos mecánicos (cortantes y momentos) para caminos secundarios, se hizo uso nuevamente los papeles de probabilidad, para comparar entre las distribuciones de probabilidad empíricas: normal, lognormal, Weibull y Gumbel, y seleccionar la que mejor se ajuste.

En las figuras de la 3.76 a la 3.91 se muestran las gráficas de las distribuciones de probabilidad empíricas normal, lognormal, Weibull y Gumbel, para caminos secundarios y fuerzas cortantes y momentos flexionantes, respectivamente, considerando 1 y 4 carriles de circulación.

Como se puede notar en los papeles de probabilidad, la distribución que más se ajusta, es decir que sigue aproximadamente una línea recta en la mayoría de las longitudes de claro (<15 m) tanto para cortantes como para momentos también es la de Gumbel, para 1 y 4 carriles, por lo que se concluye que el efecto de carga de los camiones para caminos secundarios puede ser modelada como una variable aleatoria de Gumbel.

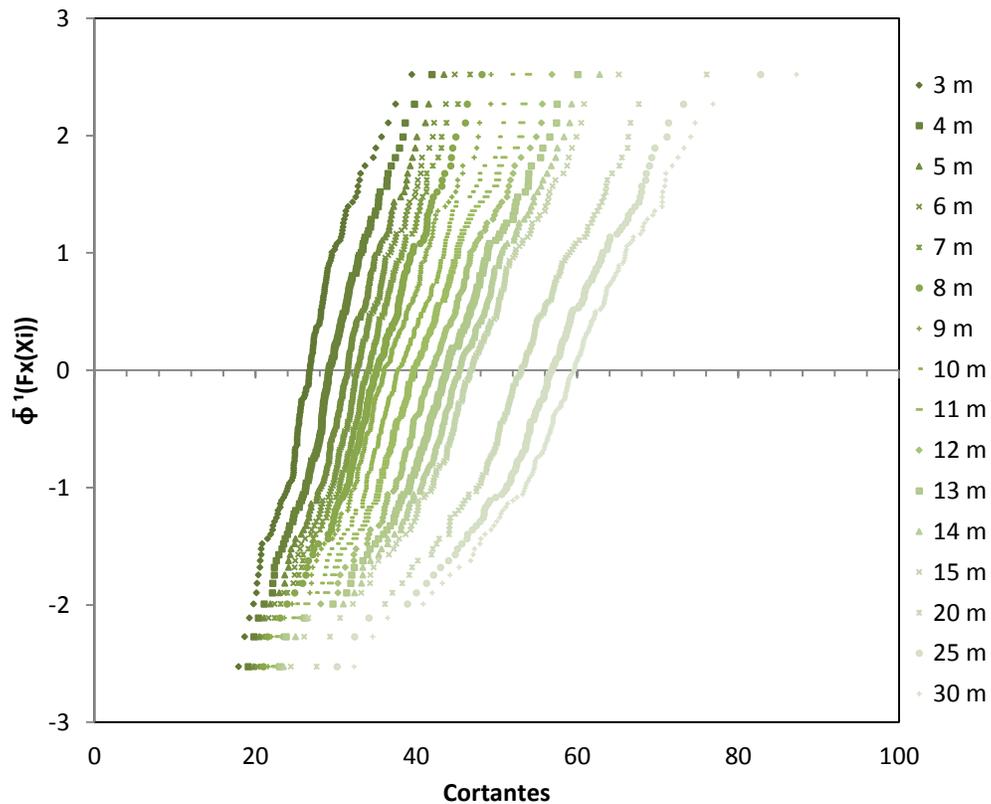


Figura 3.76 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando un carril de circulación para carreteras secundarias

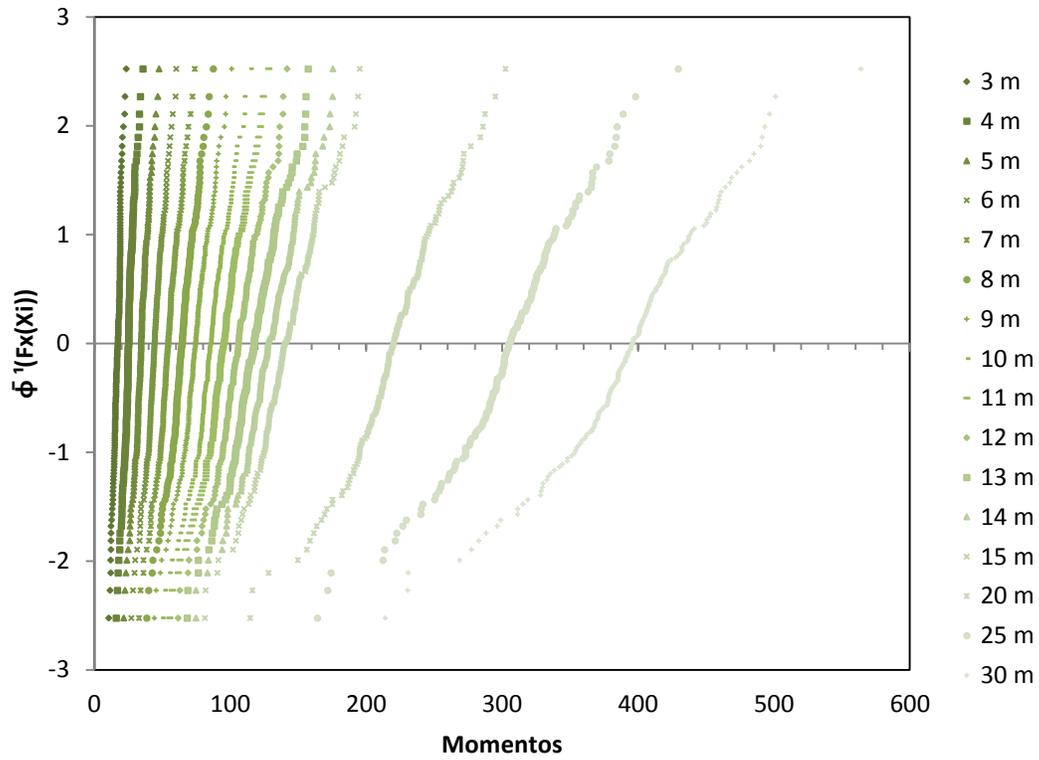


Figura 3.77 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando un carril de circulación para carreteras secundarias

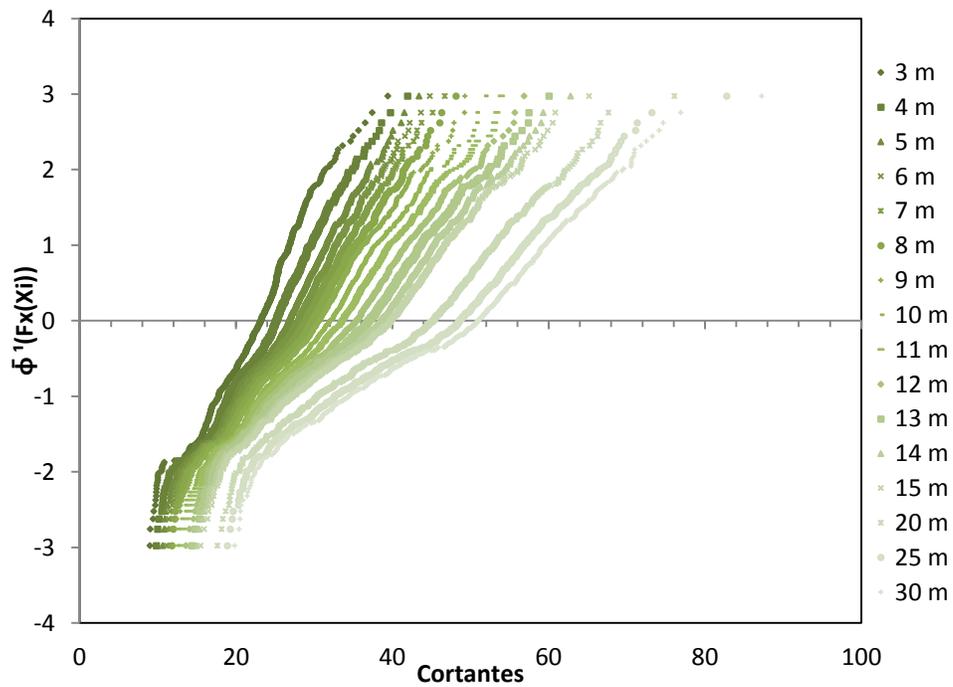


Figura 3.78 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias

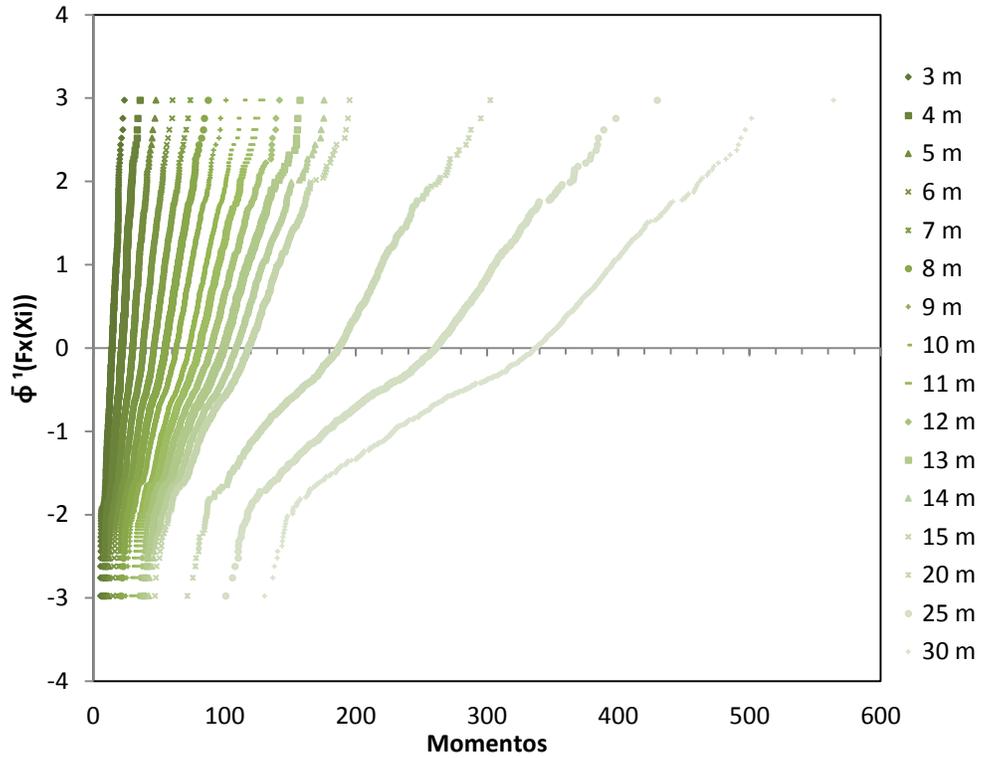


Figura 3.79 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias

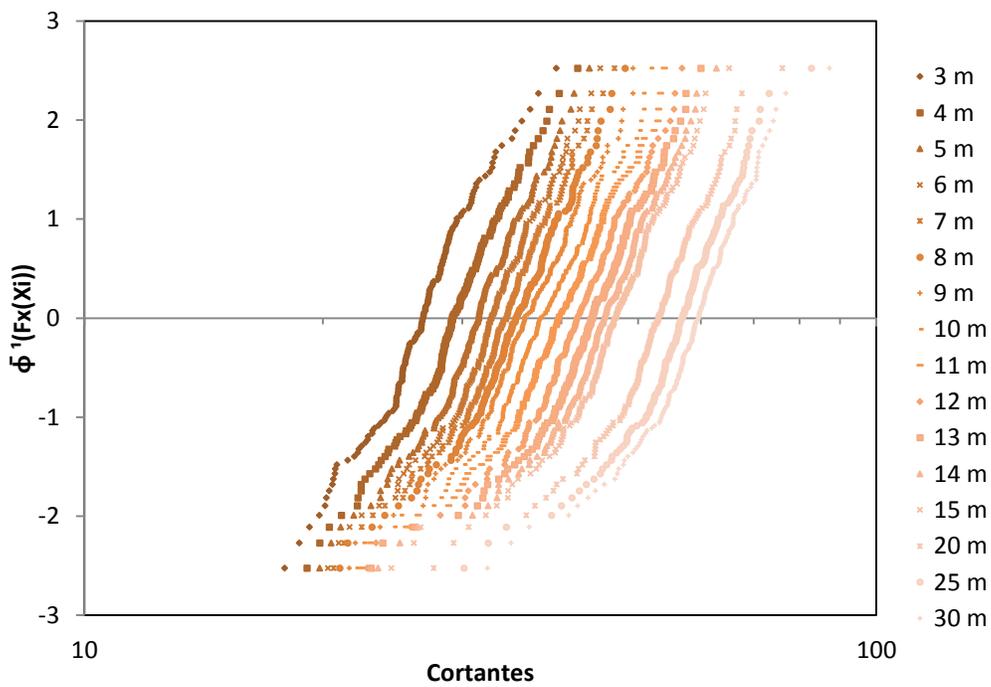


Figura 3.80 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando un carril de circulación para carreteras secundarias

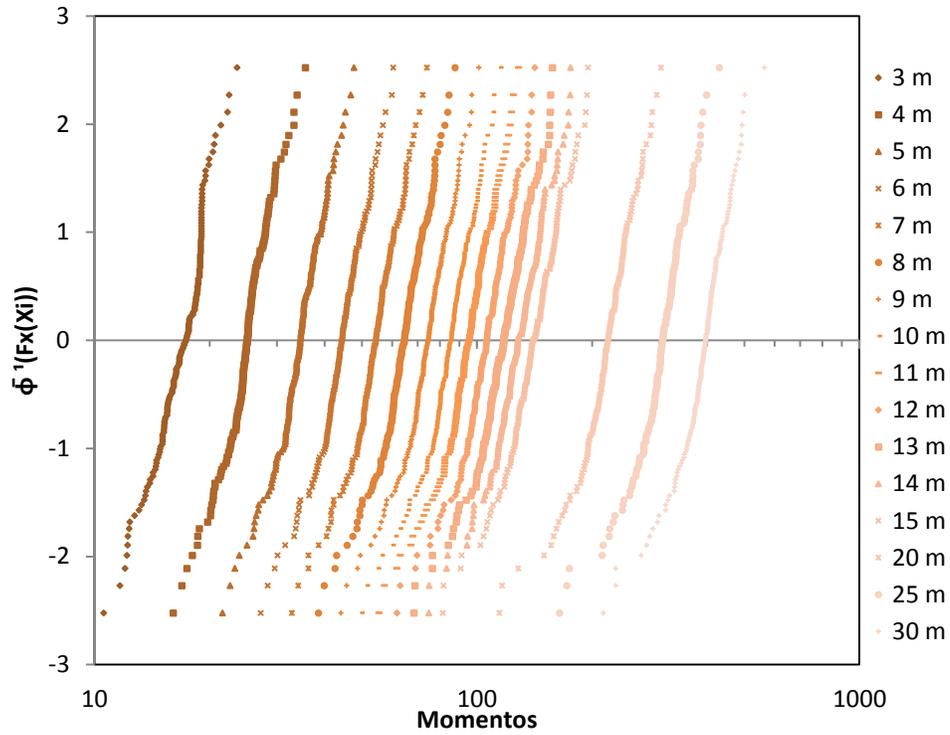


Figura 3.81 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando un carril de circulación para carreteras secundarias

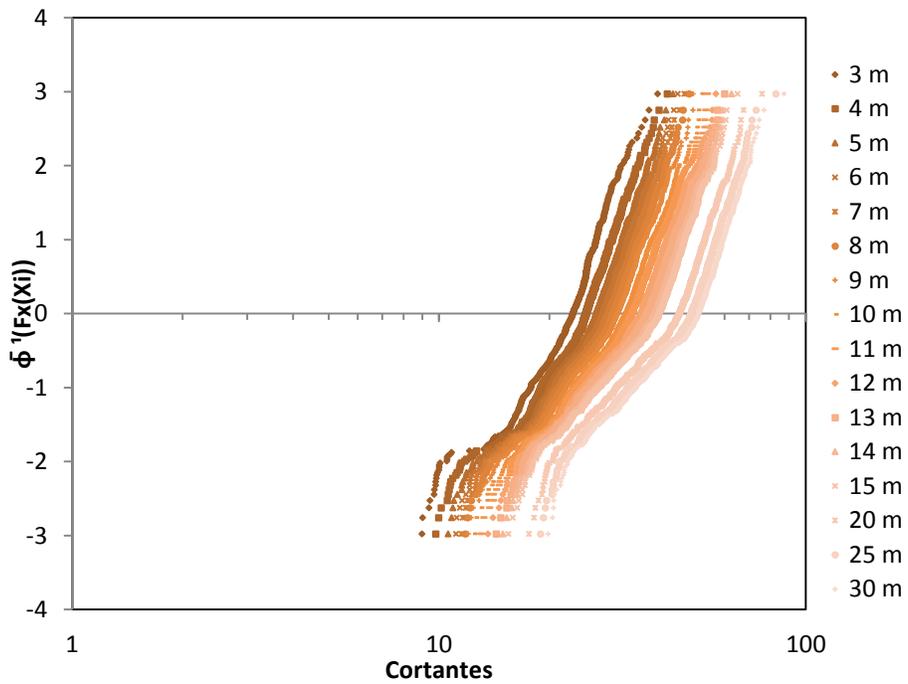


Figura 3.82 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias

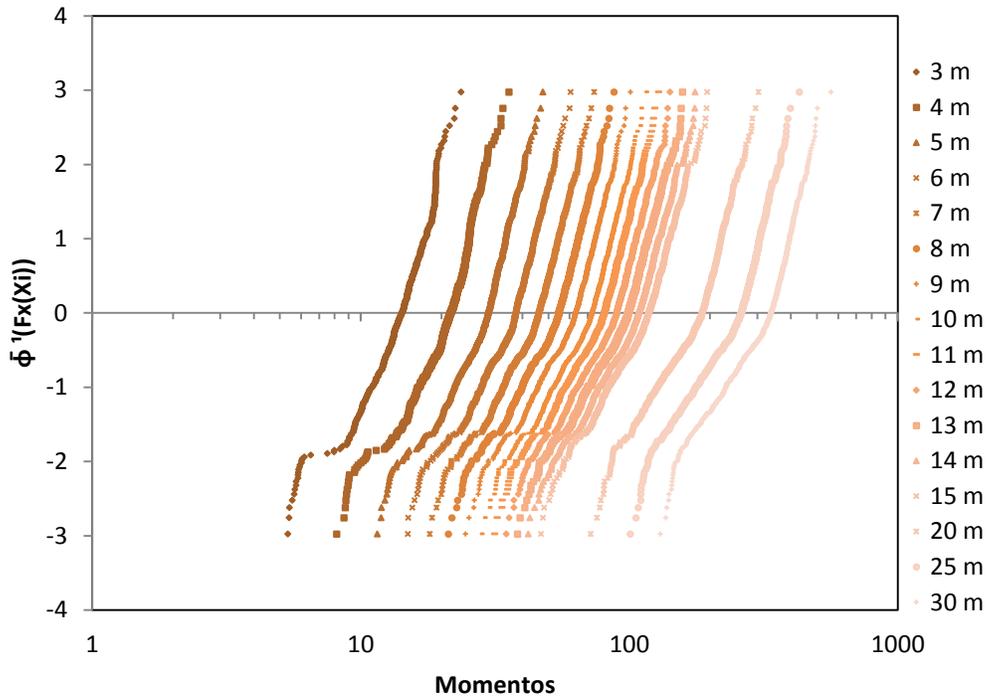


Figura 3.83 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias

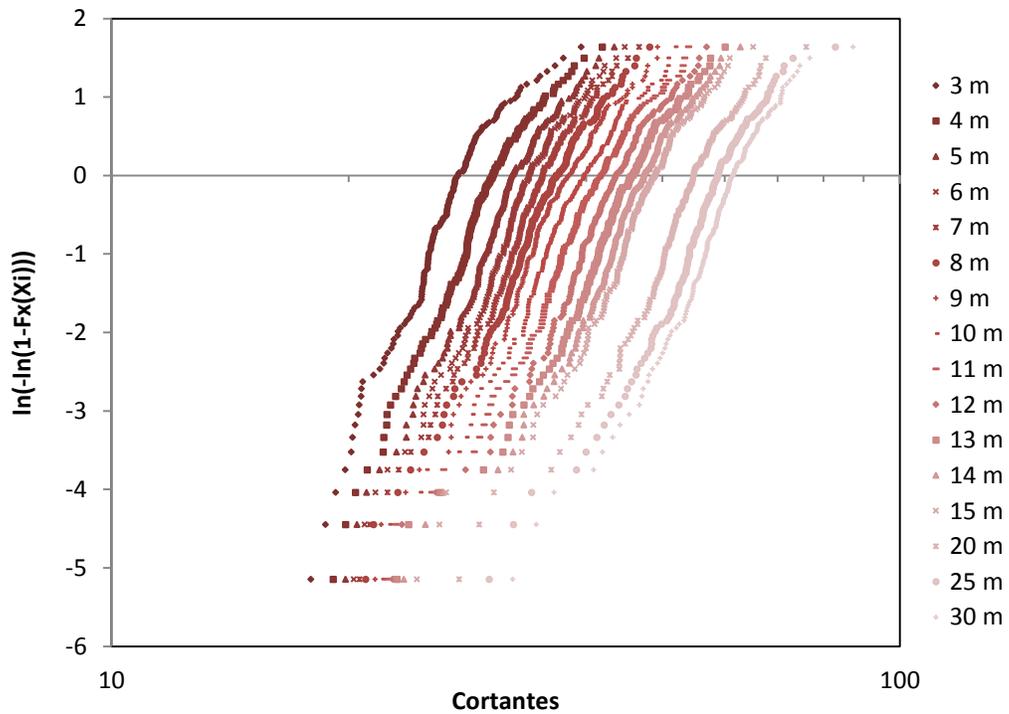


Figura 3.84 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando un carril de circulación para carreteras secundarias

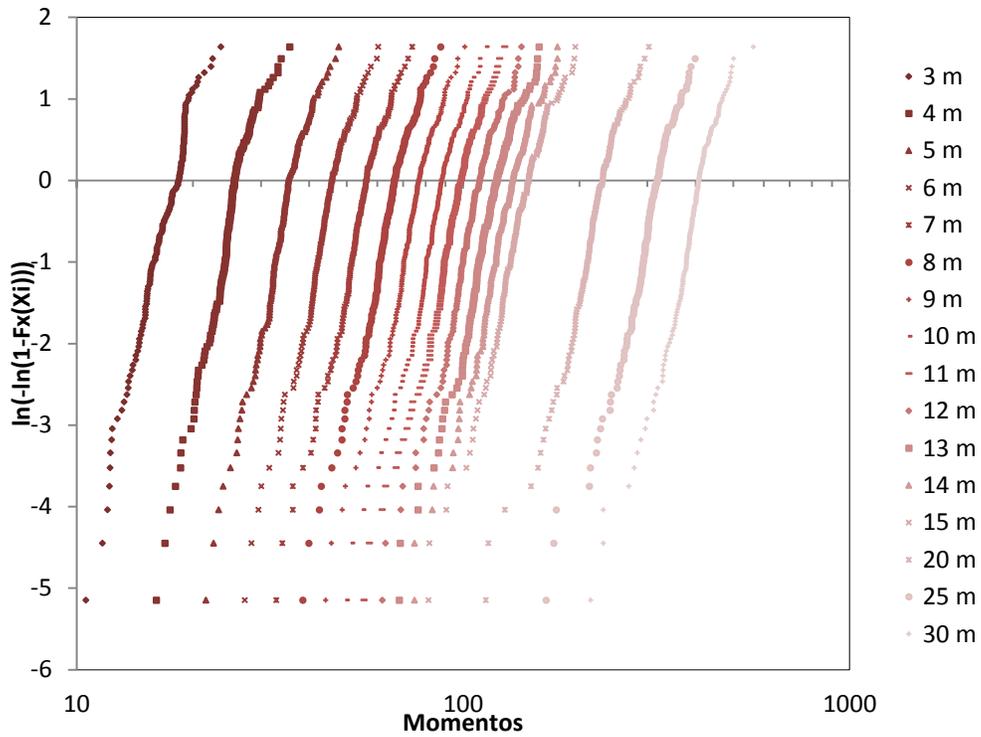


Figura 3.85 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para momentos considerando un carril de circulación para carreteras secundarias

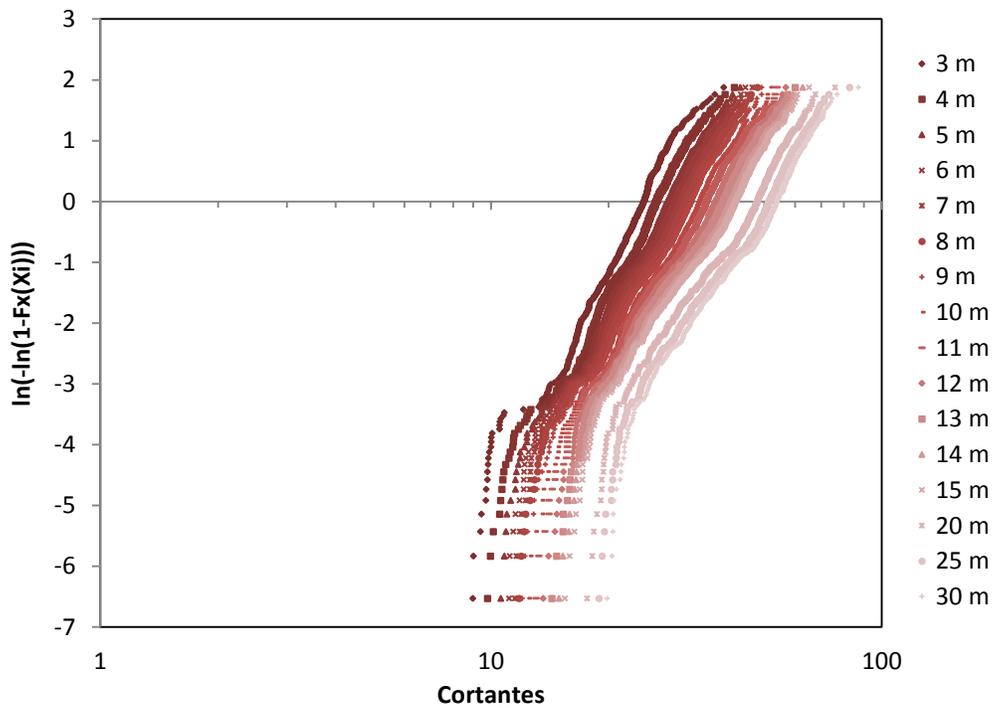


Figura 3.86 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias

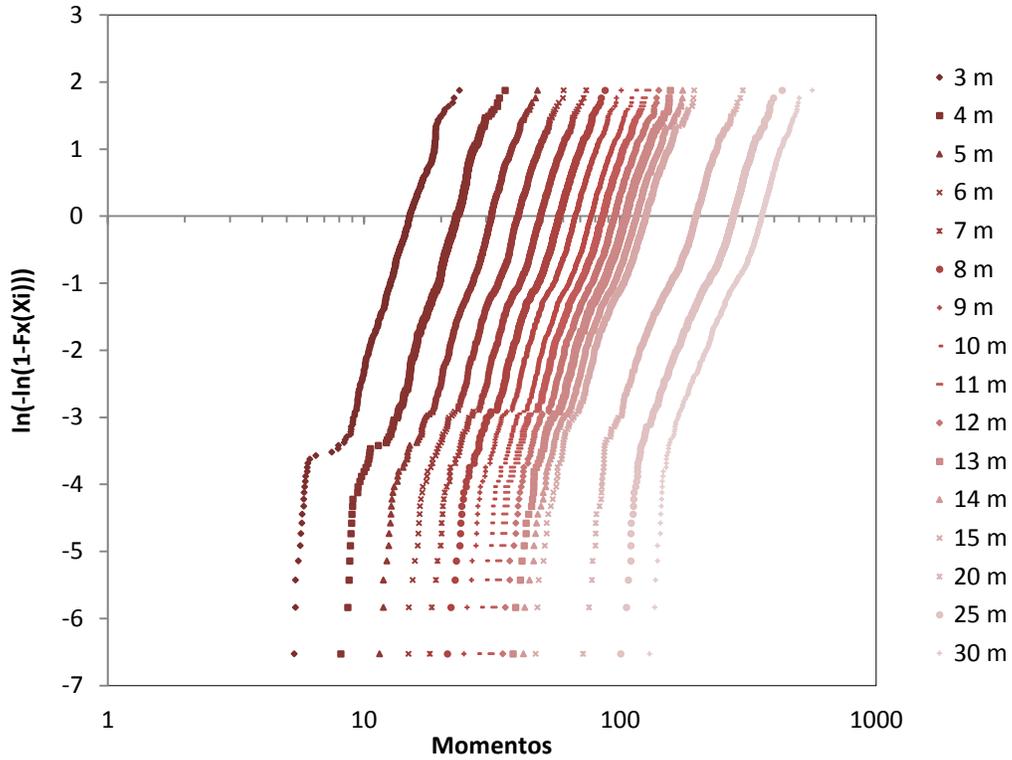


Figura 3.87 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para momentos considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias

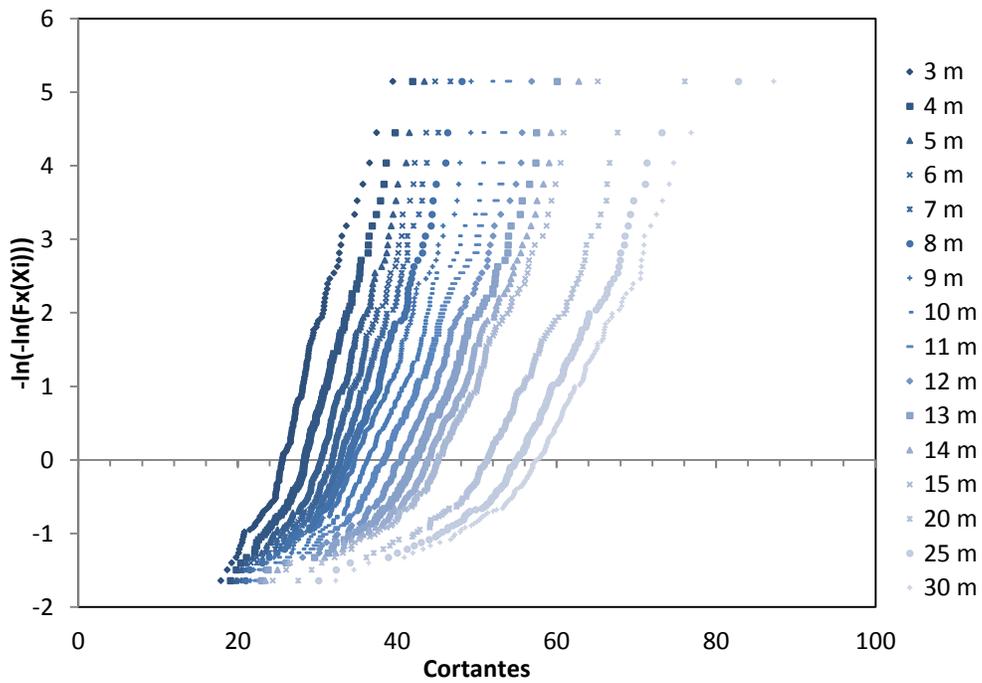


Figura 3.88 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para cortantes considerando un carril de circulación para carreteras secundarias

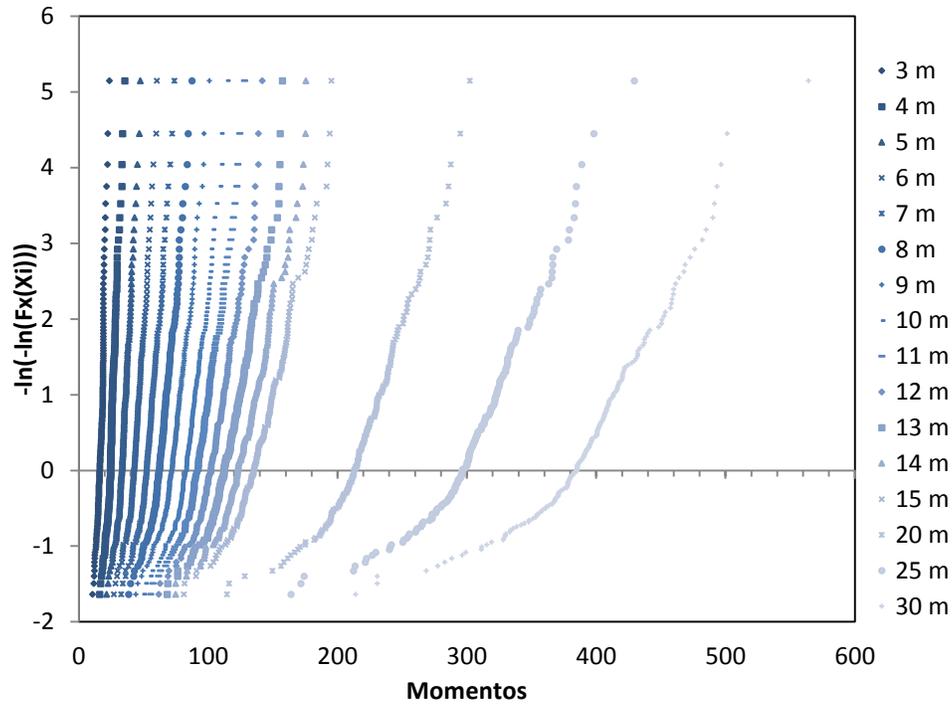


Figura 3.89 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para momentos considerando un carril de circulación para carreteras secundarias

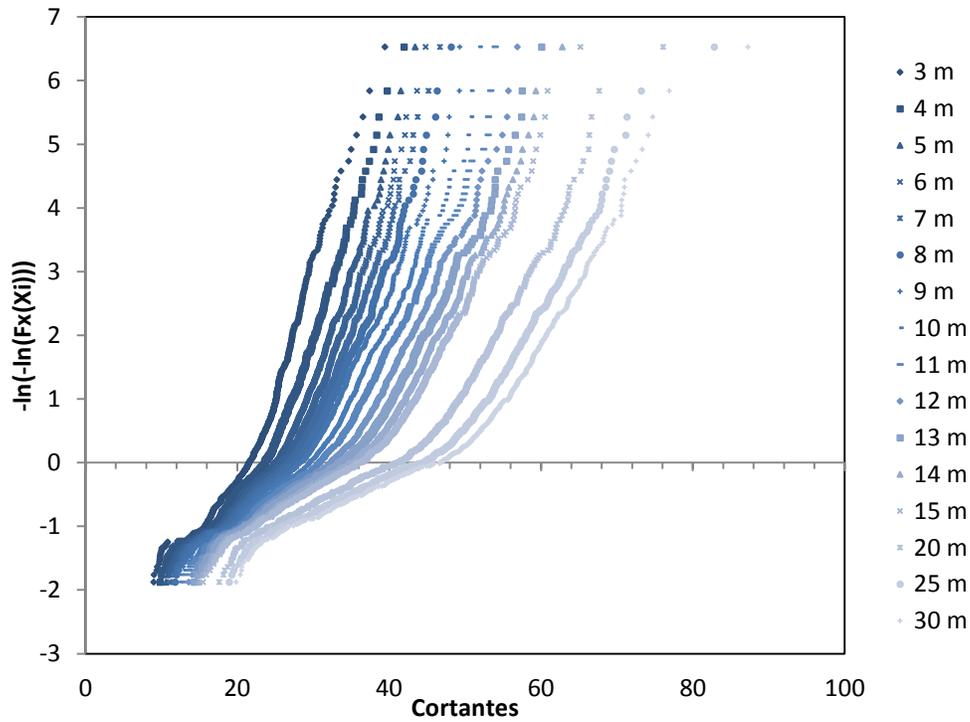


Figura 3.90 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para cortantes considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias

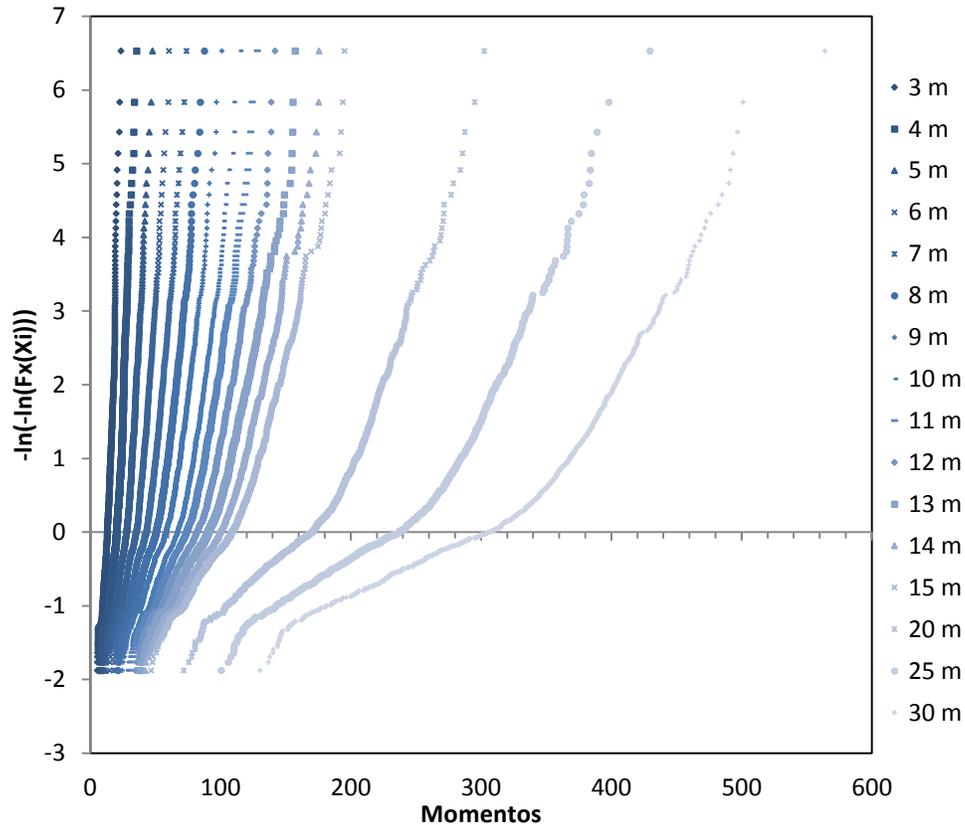


Figura 3.91 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para momentos considerando cuatro carriles de circulación para carreteras secundarias

3.4.1.2 Análisis de extremos

La distribución de probabilidad máxima anual de los efectos de carga de tráfico para caminos secundarios, también puede ser modelada como una variable aleatoria de Gumbel dada por $F_A(x) = \exp(-\exp(-\alpha(x - v)))$. Las muestras para caminos secundarios, de los efectos diarios de carga máxima (debido a cada camión individual) en un puente debido a tráfico de camiones se emplean también para adaptarse a la distribución de probabilidad "madre" de los efectos de las cargas máximas diarias, $F_D(x)$, considerando los efectos de cargas vehiculares máximas diarias del tráfico de los 4 carriles en un solo carril y los efectos de cargas vehiculares máximas diarias del tráfico de los 4 carriles.

Los parámetros α y v de la distribución de probabilidad máxima anual de los efectos de carga de tráfico para caminos secundarios, $F_A(x)$, se presentan en la tabla 3.9, considerando un carril de circulación, para longitudes de claro L igual a 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 25 y 30 m. Así mismo también se muestra la media ($m_1=v+0.577/\alpha$) y el coeficiente de variación ($cv = \pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$). En los resultados obtenidos se muestra que el cv varía desde aproximadamente 6.1%

a 8.7% por cada longitud de claro, y conforme el claro aumenta el cv aumenta y luego para claros mayores a 20 m cv disminuye.

Tabla 3.9 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando un carril de circulación

CORTANTES(para 1 carril) [t]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
6	44.79	43.60	0.4597	44.86	0.06220	52.26	52.11	0.28
7	46.70	45.16	0.4373	46.48	0.06310	54.26	54.11	0.28
8	48.14	46.91	0.4136	48.31	0.06418	56.53	56.37	0.28
9	49.28	49.70	0.3278	51.46	0.07603	61.84	61.64	0.33
10	51.85	52.42	0.2854	54.44	0.08255	66.36	66.13	0.35
11	53.94	54.58	0.2962	56.53	0.07660	68.02	67.79	0.33
12	56.86	56.49	0.3239	58.27	0.06795	68.77	68.57	0.30
13	60.05	58.55	0.3285	60.30	0.06475	70.66	70.46	0.29
14	62.79	60.71	0.3105	62.57	0.06603	73.52	73.31	0.29
15	65.16	62.59	0.3002	64.52	0.06622	75.84	75.62	0.29
20	76.08	70.88	0.2358	73.33	0.07418	87.75	87.47	0.32
25	82.78	76.45	0.2010	79.32	0.08046	96.25	95.92	0.34
30	87.25	80.28	0.1812	83.47	0.08481	102.24	101.87	0.36

a)

MOMENTOS (para 1 carril) [t.m]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
6	60.36	59.14	0.3215	60.94	0.06547	71.52	71.31	0.29
7	73.93	71.97	0.2792	74.04	0.06205	86.22	85.98	0.28
8	87.51	84.99	0.2398	87.39	0.06121	101.58	101.30	0.27
9	101.08	98.09	0.2079	100.87	0.06117	117.23	116.92	0.27
10	114.66	111.47	0.1815	114.64	0.06165	133.39	133.02	0.27
11	128.23	125.91	0.1580	129.56	0.06264	151.08	150.67	0.28
12	141.80	142.53	0.1266	147.09	0.06889	173.95	173.43	0.30
13	157.38	160.61	0.0992	166.43	0.07768	200.71	200.04	0.33
14	175.70	179.26	0.0802	186.45	0.08574	228.84	228.02	0.36
15	195.21	197.69	0.0709	205.82	0.08784	253.76	252.83	0.37
20	302.49	296.96	0.0573	307.03	0.07290	366.39	365.23	0.32
25	429.57	408.01	0.0426	421.57	0.07149	501.49	499.93	0.31
30	564.11	526.60	0.0313	545.04	0.07518	653.71	651.60	0.32

b)

Así mismo, en la tabla 3.10 se muestran los mismos datos que en la tabla anterior, pero calculados considerando ahora cuatro carriles de circulación. En la tabla se observa que el cv varía de manera consistente, ya que va de 7.2% a 8.4%. También se pueden observar diferencias entre las tablas 3.9 y 3.10, como son que los valores de u para el caso de cortantes son mayores considerando 4 carriles de circulación para claros menores e iguales a 20 m, ya que para claros mayores los valores de u obtenidos considerando un carril de circulación son más grandes, caso contrario a lo obtenido para los valores de α , ya que para claros menores e iguales a 20 m son más grandes los calculados para

un carril de circulación y para claros mayores a 20 m son más grandes los valores derivados considerando 4 carriles. Para el caso de momentos para u , los valores obtenidos considerando 4 carriles de circulación son mayores, y para α son mayores los valores calculados considerando un solo carril de circulación.

Tabla 3.10 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando cuatro carriles de circulación

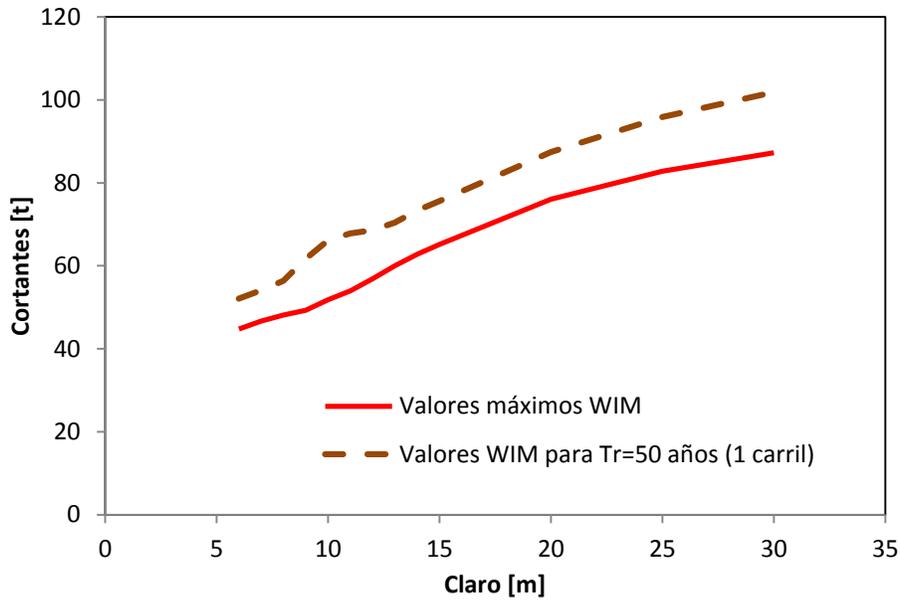
CORTANTES (para 4 carriles) [t]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
6	44.79	44.20	0.3793	45.72	0.07395	54.68	54.51	0.32
7	46.70	45.73	0.3700	47.29	0.07329	56.48	56.30	0.32
8	48.14	47.42	0.3605	49.02	0.07259	58.45	58.27	0.32
9	49.28	49.84	0.3274	51.61	0.07591	61.99	61.79	0.33
10	51.85	52.42	0.3008	54.34	0.07847	65.65	65.43	0.34
11	53.94	54.90	0.2865	56.91	0.07865	68.78	68.55	0.34
12	56.86	57.29	0.2773	59.37	0.07790	71.63	71.39	0.33
13	60.05	59.53	0.2697	61.66	0.07711	74.27	74.03	0.33
14	62.79	61.62	0.2617	63.83	0.07680	76.83	76.57	0.33
15	65.16	63.48	0.2550	65.74	0.07650	79.08	78.82	0.33
20	76.08	71.14	0.2307	73.64	0.07550	88.38	88.09	0.33
25	82.78	76.05	0.2180	78.70	0.07474	94.30	94.00	0.32
30	87.25	79.45	0.2097	82.20	0.07441	98.42	98.11	0.32

a)

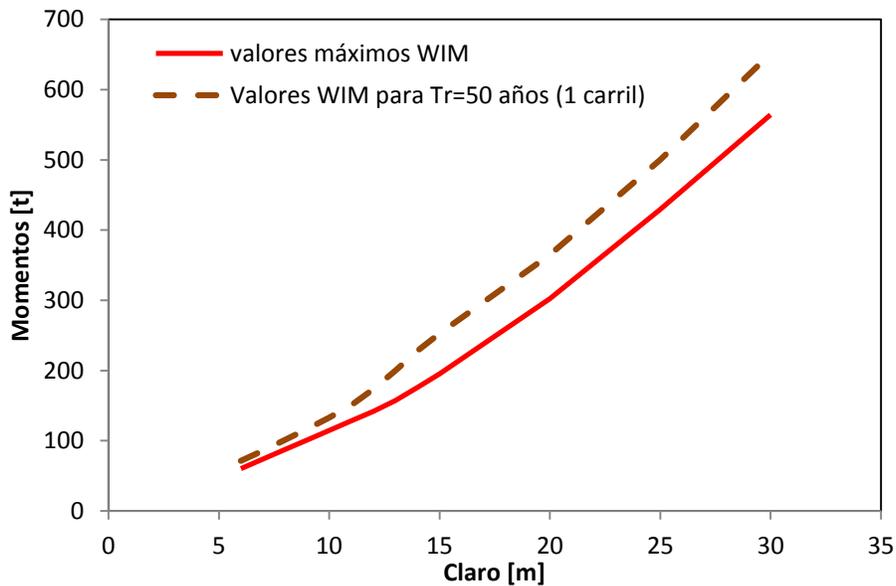
MOMENTOS (para 4 carriles) [t.m]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
6	60.36	59.83	0.2785	61.90	0.07439	74.11	73.87	0.32
7	73.93	73.03	0.2312	75.52	0.07344	90.23	89.95	0.32
8	87.51	86.32	0.1971	89.25	0.07293	106.50	106.17	0.32
9	101.08	99.64	0.1716	103.00	0.07257	122.82	122.44	0.31
10	114.66	113.23	0.1507	117.06	0.07268	139.62	139.18	0.32
11	128.23	127.87	0.1318	132.25	0.07357	158.05	157.55	0.32
12	141.80	144.05	0.1129	149.16	0.07616	179.29	178.70	0.33
13	157.38	161.45	0.0967	167.42	0.07920	202.58	201.90	0.34
14	175.70	179.77	0.0832	186.70	0.08254	227.57	226.77	0.35
15	195.21	198.43	0.0737	206.25	0.08433	252.38	251.48	0.36
20	302.49	300.46	0.0519	311.58	0.07928	377.08	375.81	0.34
25	429.57	411.29	0.0396	425.87	0.07609	511.80	510.13	0.33
30	564.11	528.57	0.0310	547.17	0.07557	656.83	654.70	0.33

b)

En la figura 3.92 se muestran las gráficas comparativas de los elementos mecánicos (cortantes y momentos) máximos presentados en la muestra de vehículos analizada (WIM) para caminos secundarios y los calculados para el periodo de retorno (N) igual a 50 años considerando un solo carril de circulación.



a)

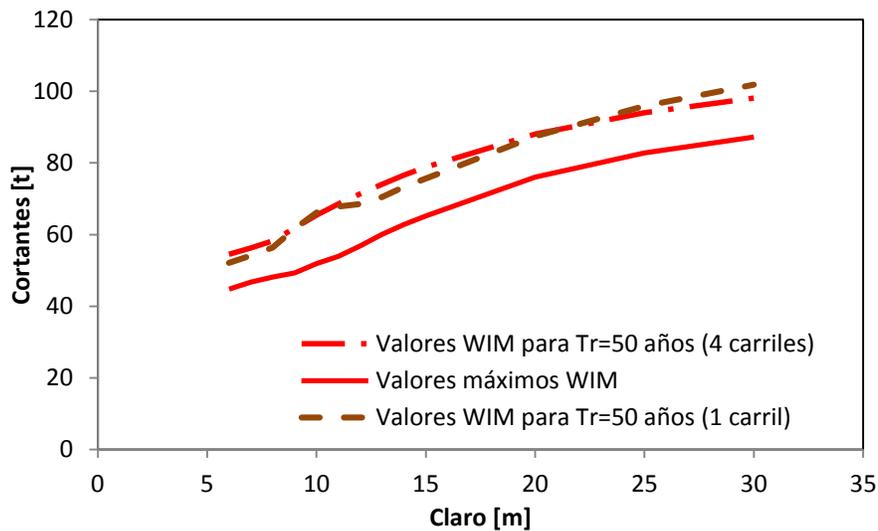


b)

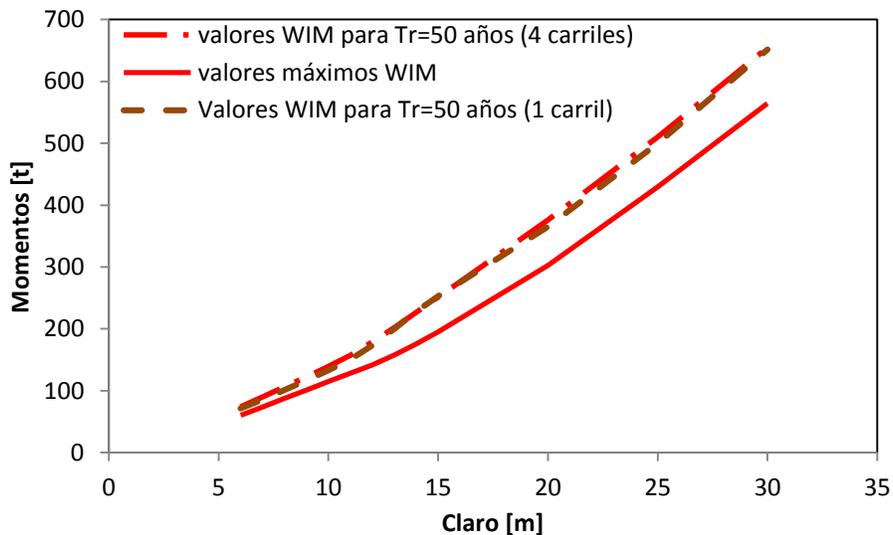
Figura 3.92 Comparativa entre los valores máximos y los calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos)

Así mismo se calcularon también los elementos mecánicos (cortantes y momentos) para caminos secundarios y periodo de retorno de 50 años considerando los cuatro carriles de circulación. En la figura 3.93 se muestran las gráficas comparativas de los resultados para Tr=50 años: considerando 1 carril y considerando 4 carriles.

En estas gráficas se puede observar que para el caso de la fuerza cortante en claros menores a 20 m los valores obtenidos considerando un solo carril son ligeramente menores a los obtenidos considerando cuatro carriles, no obstante, para claros mayores a 20 m los valores obtenidos considerando cuatro carriles se vuelven menores a los obtenidos considerando un solo carril de circulación. Para el caso de los momentos flexionantes en casi todos los casos los valores obtenidos considerando 4 carriles son ligeramente mayores a los obtenidos considerando un solo carril de circulación. Lo anterior es debido a que, como ya se explicó para el caso de carreteras principales, el cálculo de los elementos mecánicos para un periodo de retorno considerado, está íntimamente ligado a los valores de u y α , y la variación de estos parámetros se puede observar en las tablas 3.9 y 3.10, considerando tanto uno como cuatro carriles de circulación.



a)



b)

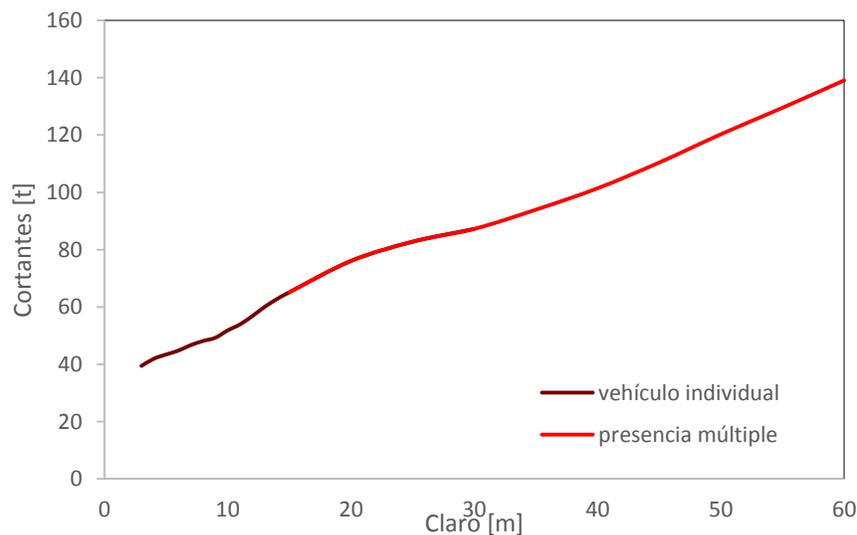
Figura 3.93 Gráficas comparativas entre los valores calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) considerando uno y cuatro carriles

3.4.2 Presencia múltiple vehicular

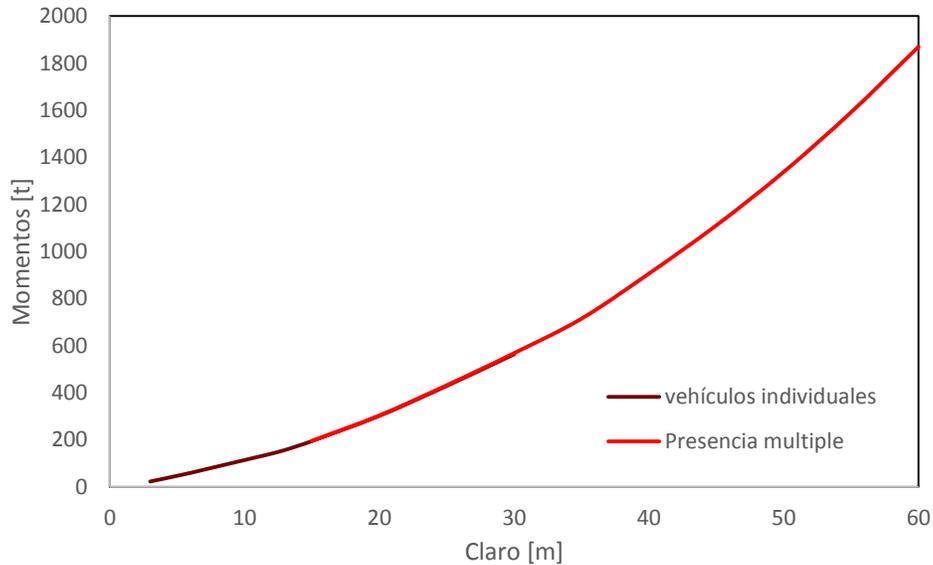
Para el caso de presencia múltiple para caminos secundarios se utilizaron los tipos de camiones permitidos por la normativa con los pesos con los que transitan sobre las carreteras obtenidos por el WIM, para llevar a cabo la formación de los supervehículos con las mismas condiciones establecidas para presencia múltiple de carreteras principales. Se eliminó nuevamente de las muestras los vehículos que presentaban inconsistencias (pesos de ejes guales a cero, distancia entre ejes menor a 1.2 m), formando los supervehículos a partir de que no exista ningún vehículo a los 150 m anteriores al primer eje del primer vehículo y del último eje del último vehículo que conforman la secuencia. Después se colocaron con sus características reales de pesos y distancias entre ejes a 3 m de separación entre ellos, y depurando los supervehículos que presentan pesos por eje promedio menor a 3.5 t (34.4 kN, límite inferior adoptado de la literatura y utilizado para presencia múltiple en carreteras principales).

Así mismo, de acuerdo con la estadística obtenida de la información proporcionada por el IMT y SOP, los claros mayormente presentados en los puentes del estado de Guanajuato van de 6 a 10 m y más del 85% de los puentes que se construyen tienen claros de hasta 30 m. Por lo tanto, para llevar a cabo el cálculo de los elementos mecánicos para presencia múltiple para caminos secundarios se consideraron las siguientes longitudes de claro (L): 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55 y 60 m, mismas que cubren perfecto las necesidades de campo de estudio.

El procedimiento para calcular los elementos mecánicos máximos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes), fue similar al ya descrito para presencia múltiple en carreteras principales, mediante la utilización del programa PRODAT, agregado las restricciones del tipo de vehículos que pueden circular por los caminos secundarios y longitud de claros. En la figura 3.94 se muestran los elementos mecánicos máximos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes) obtenidos para vehículos individuales y presencia múltiple, para caminos secundarios; en donde nuevamente se observa que para claros mayores a 25 m la presencia múltiple comienza a tomar mayor efecto.



a)



b)

Figura 3.94 Elementos mecánicos máximos (a) cortantes y b) momentos) obtenidos para vehículos individuales y presencia múltiple para caminos secundarios

3.4.2.1 Análisis estadístico

Para el caso de presencia múltiple en caminos secundarios, se realizó el mismo procedimiento utilizado para la presencia múltiple en carreteras principales, de la evaluación de las muestras por día de registro, se obtienen los elementos mecánicos máximos absolutos (cortantes y momentos), por cada uno de los 4 carriles y por claro seleccionado, para poder caracterizar la distribución de probabilidad. Por lo tanto, se utilizaron nuevamente los papeles de probabilidad, para comparar entre las distribuciones de probabilidad empíricas: normal, lognormal, Weibull y Gumbel, y seleccionar la que mejor se ajuste.

En las figuras de la 3.95 a la 3.110 se muestran las gráficas de las Distribuciones de Probabilidad empíricas normal, lognormal, Weibull y Gumbel, para caminos secundarios y fuerzas cortantes y momentos flexionantes, respectivamente, considerando uno y cuatro carriles de circulación. Como se puede notar en los papeles de probabilidad, la distribución que más se ajusta, es decir que sigue aproximadamente una línea recta en la mayoría de las longitudes de claro (<35 m) tanto para cortantes como para momentos, para uno y cuatro carriles de circulación es la de Gumbel, por lo que se concluye que el efecto de carga de los camiones para caminos secundarios también puede ser modelada como una variable aleatoria de Gumbel.

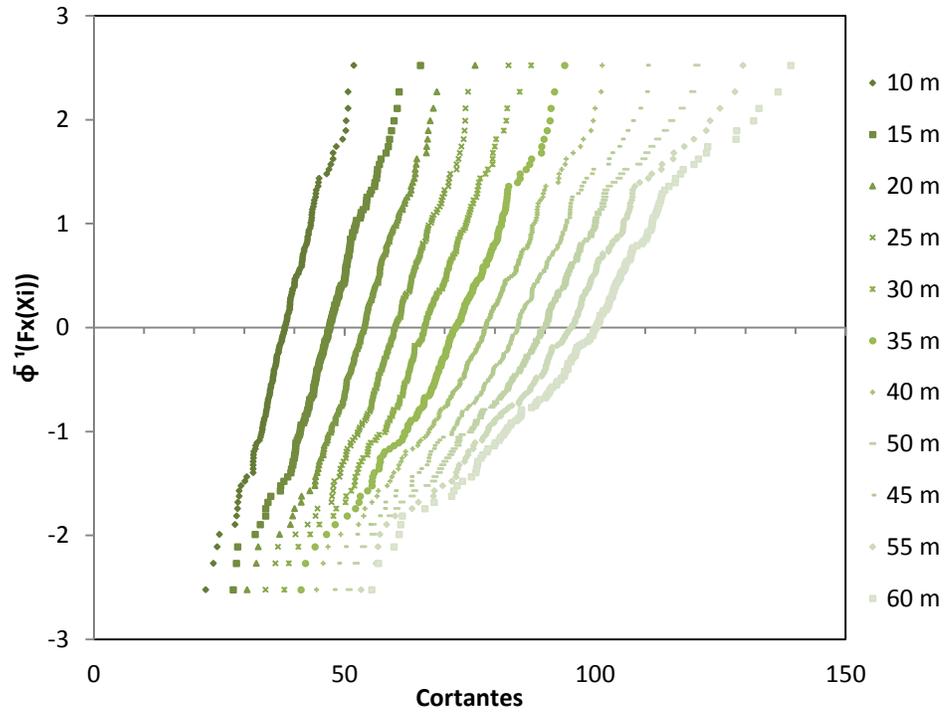


Figura 3.95 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios

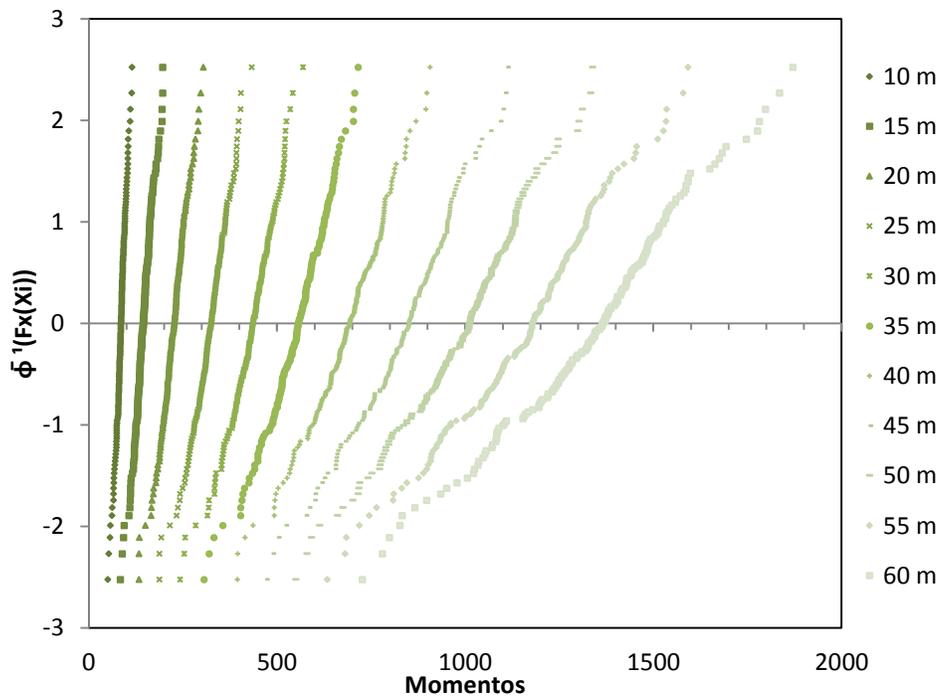


Figura 3.96 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios

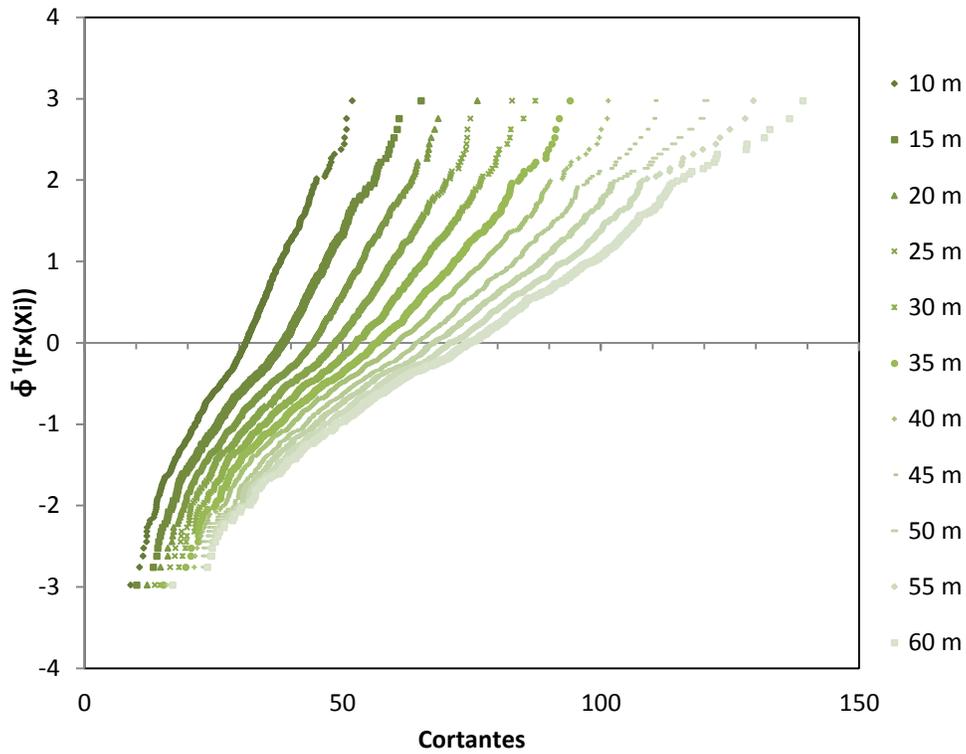


Figura 3.97 Gráfica de distribución de probabilidad normal para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

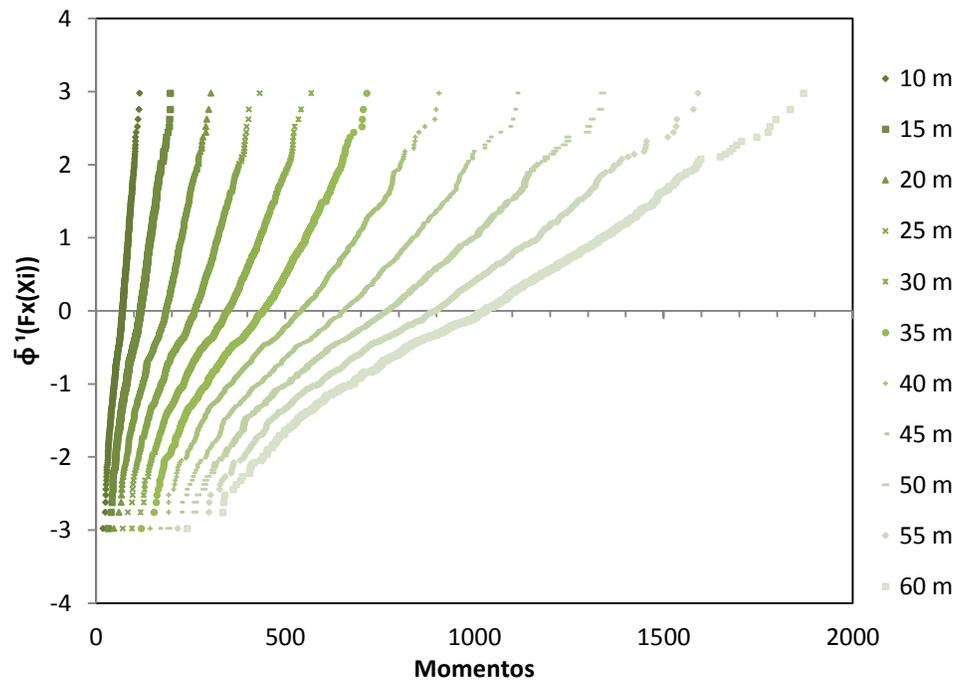


Figura 3.98 Gráfica de distribución de probabilidad normal para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

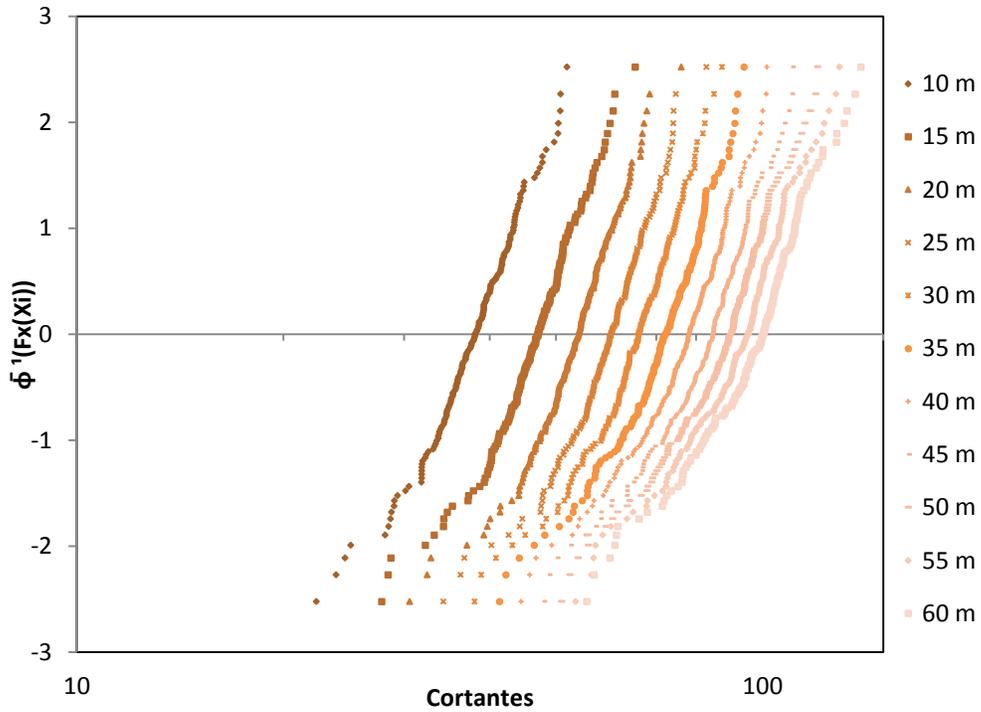


Figura 3.99 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios

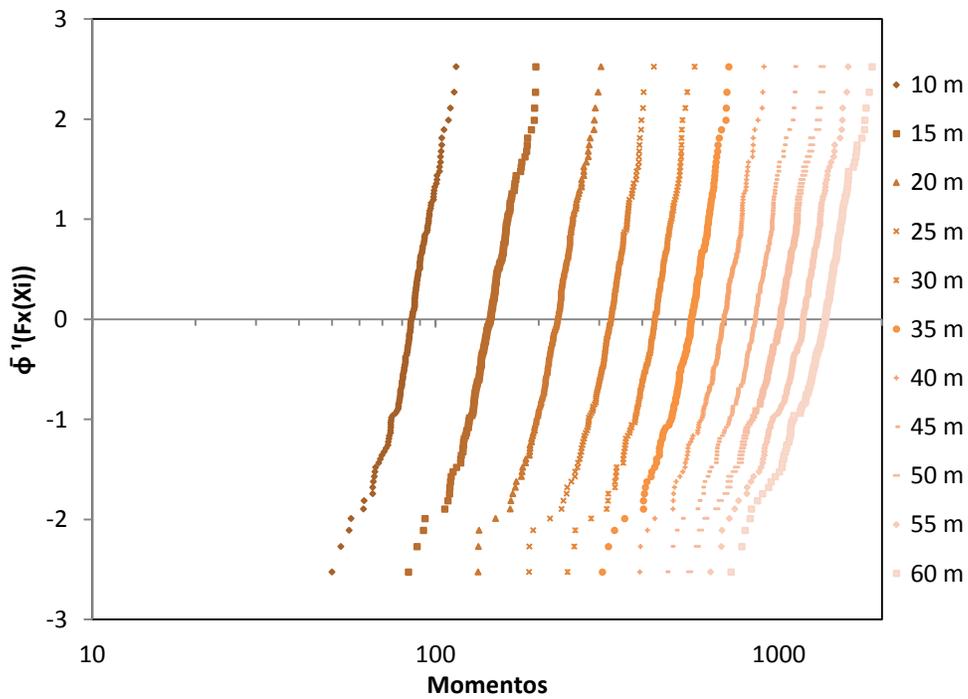


Figura 3.100 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios

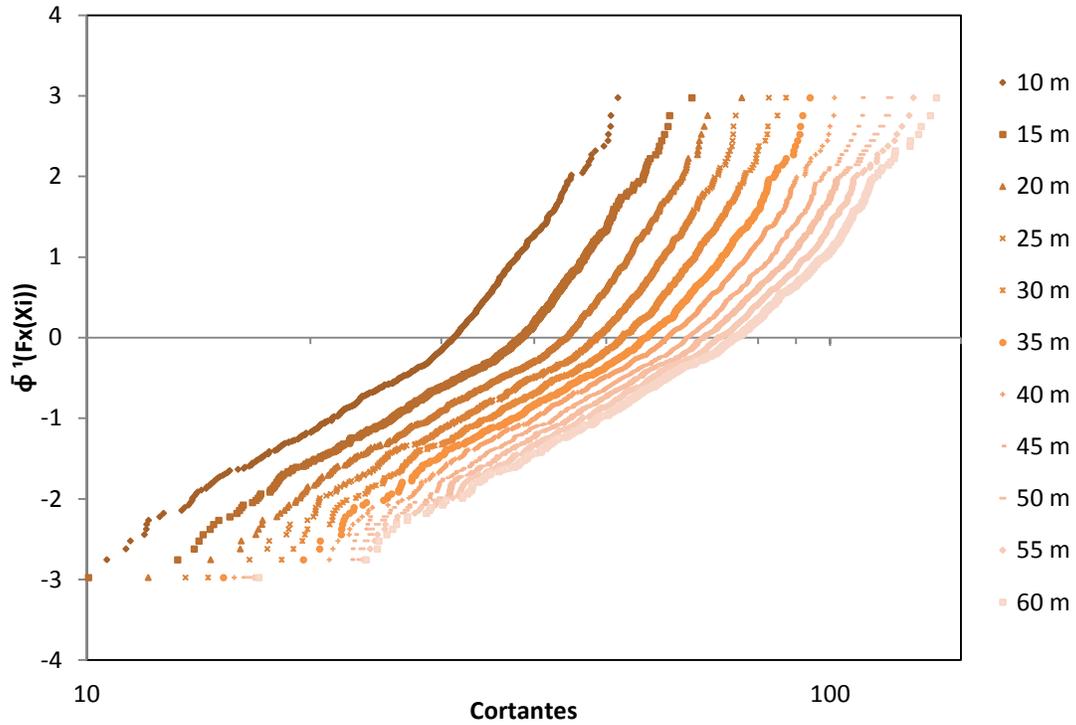


Figura 3.101 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

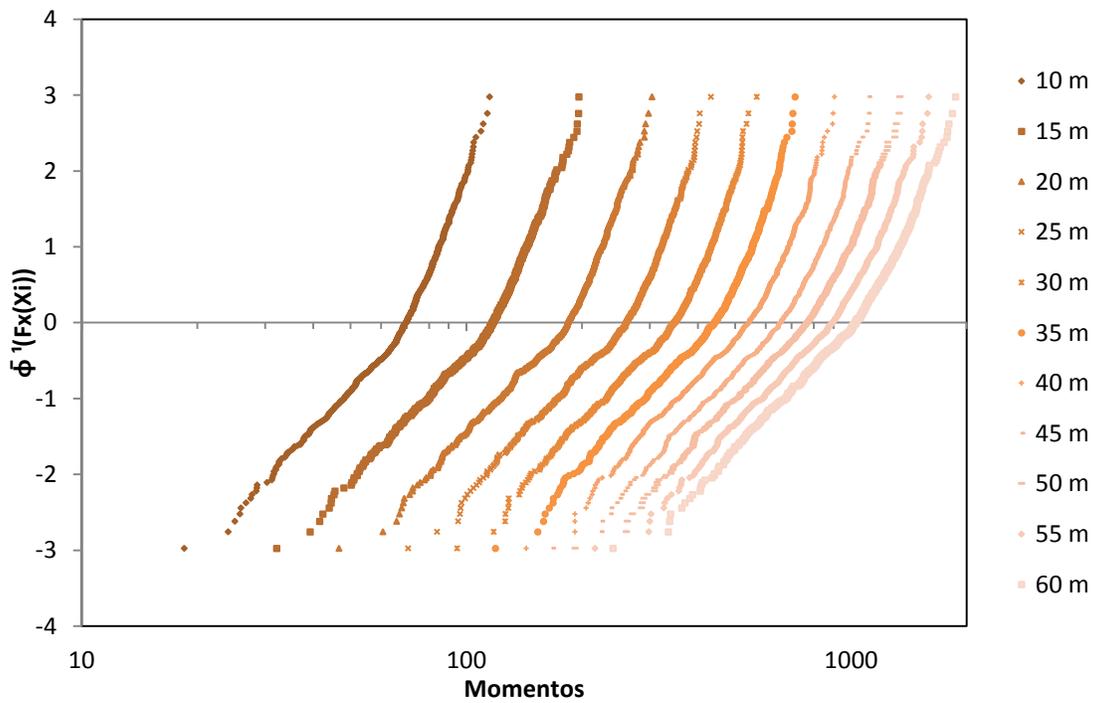


Figura 3.102 Gráfica de distribución de probabilidad lognormal para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

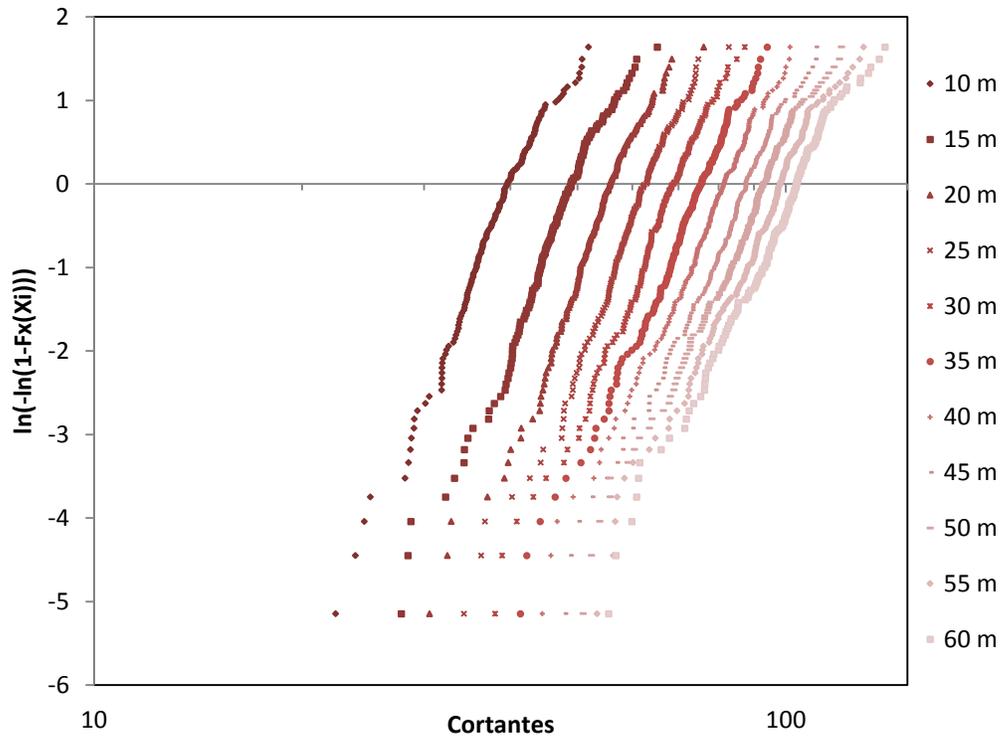


Figura 3.103 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios

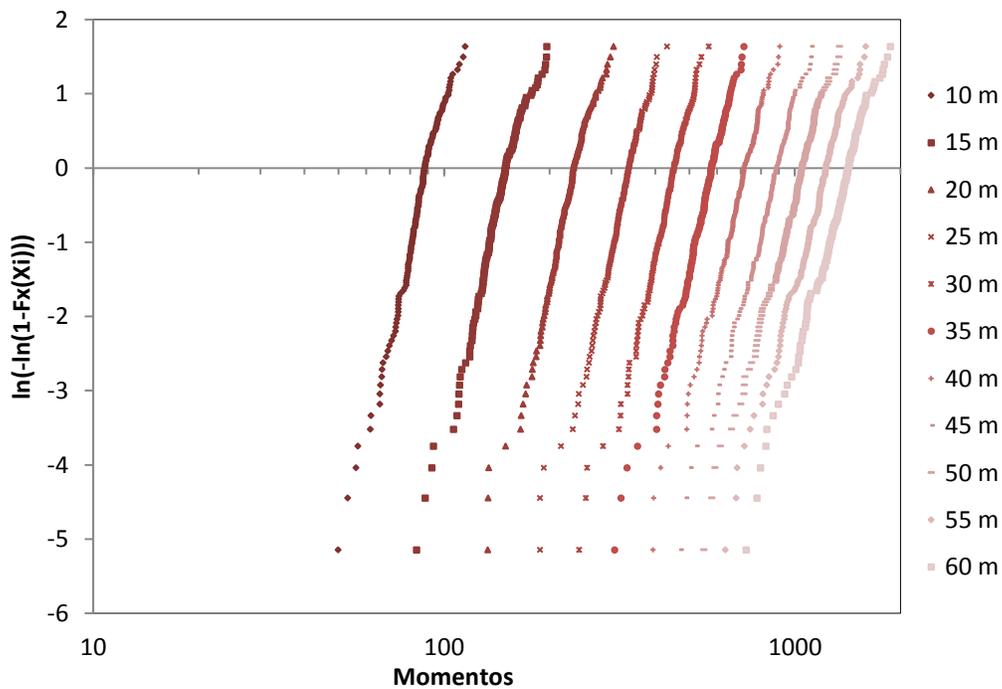


Figura 3.104 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios

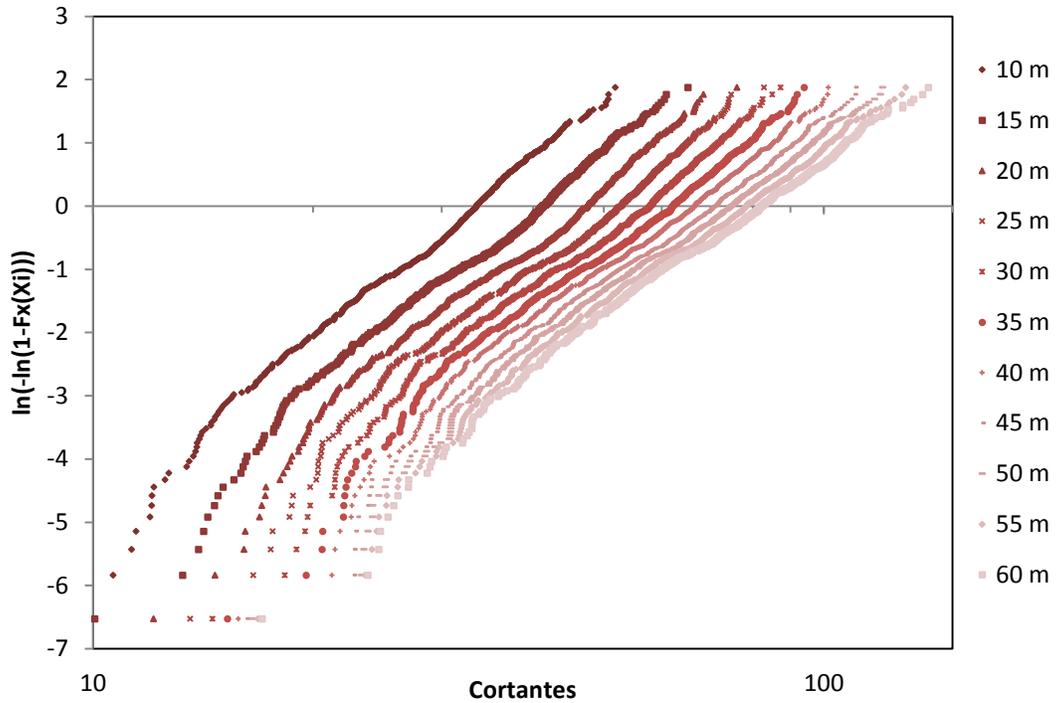


Figura 3.105 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

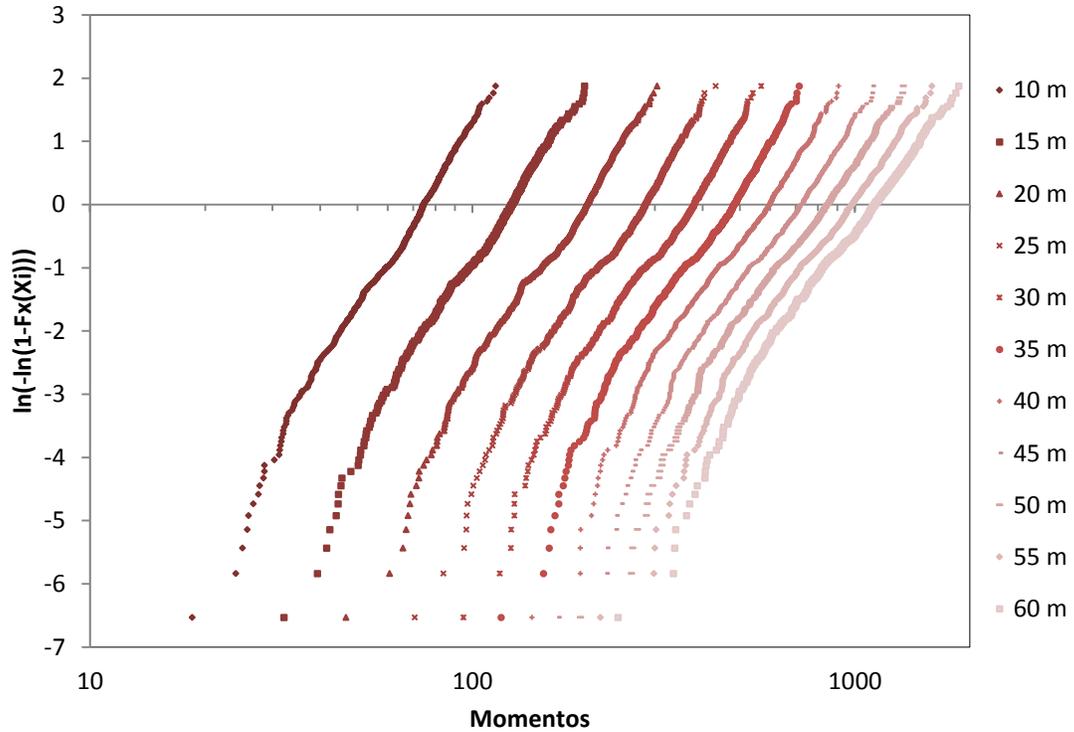


Figura 3.106 Gráfica de distribución de probabilidad Weibull para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

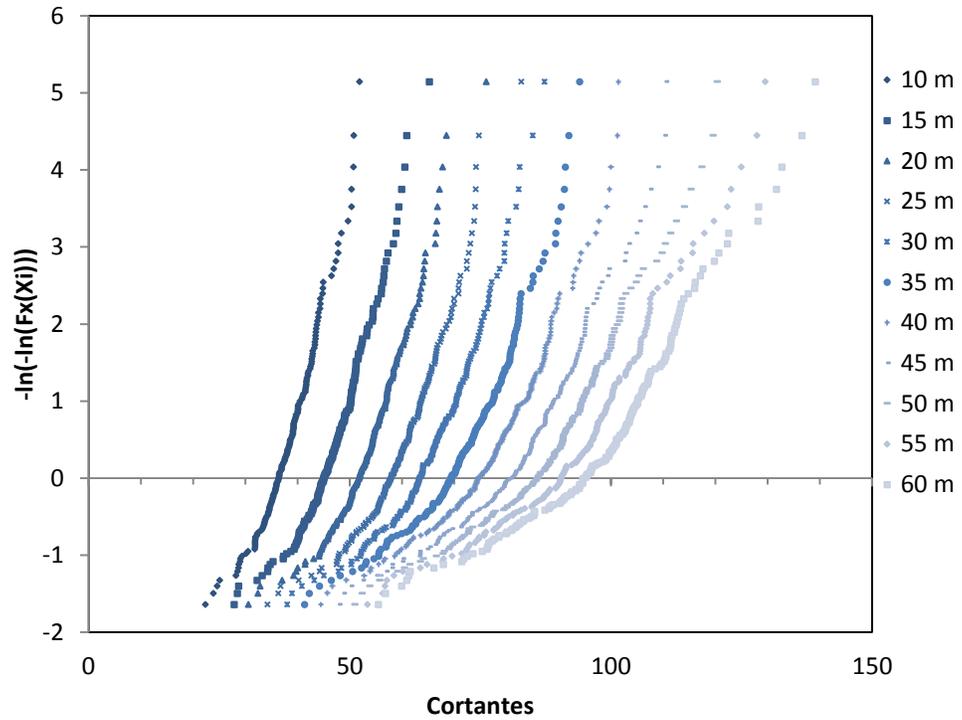


Figura 3.107 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para cortantes considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios

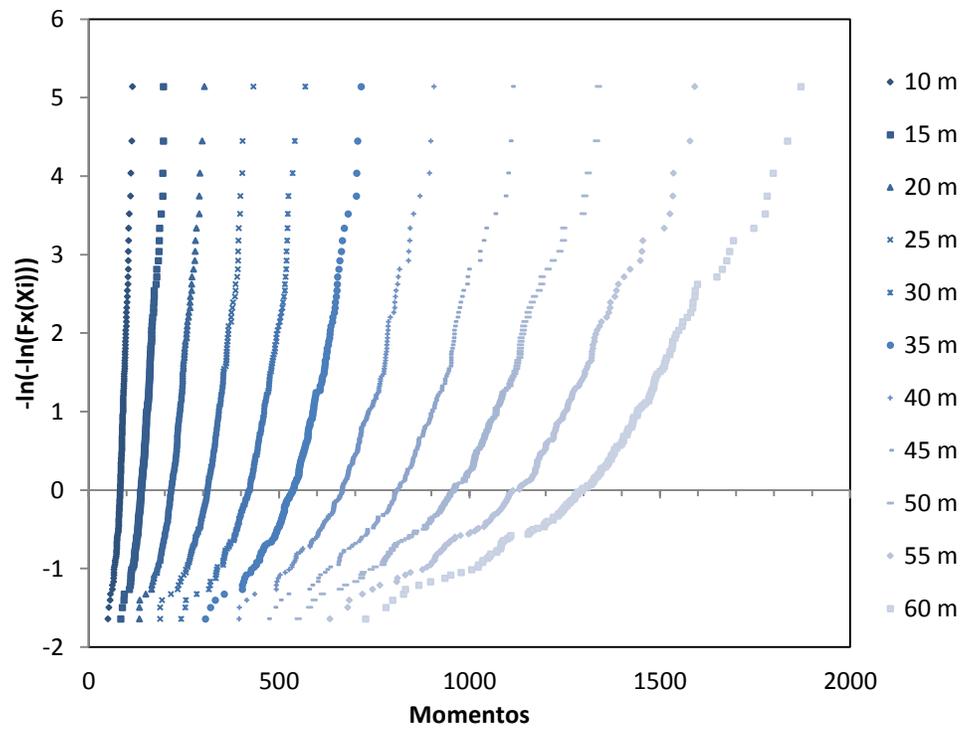


Figura 3.108 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para momentos considerando presencia múltiple y un carril de circulación para caminos secundarios

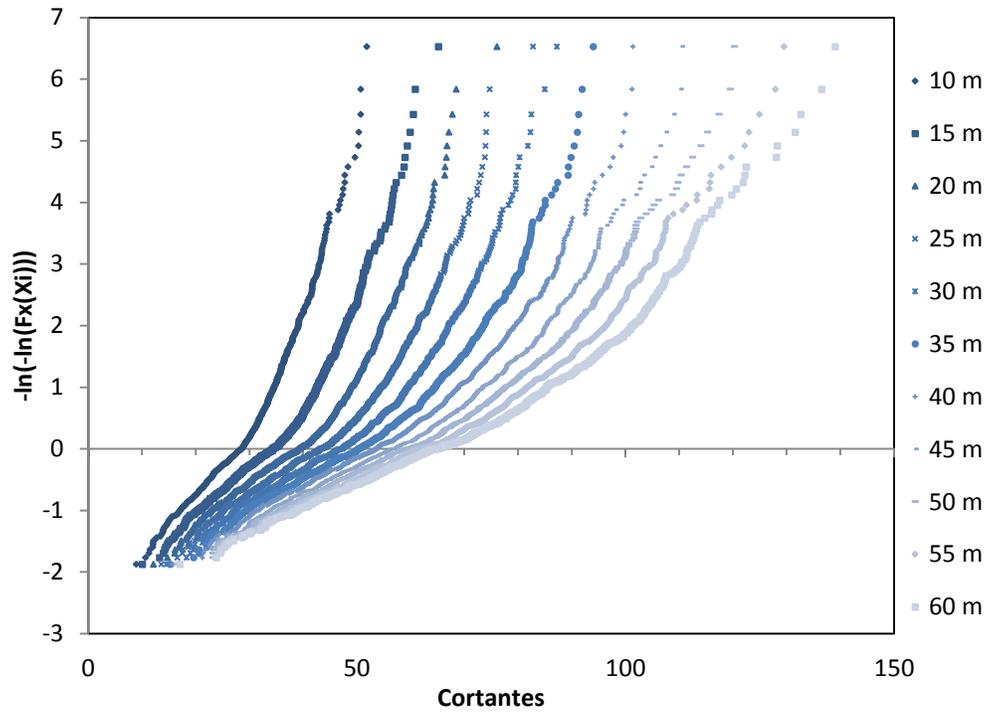


Figura 3.109 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para cortantes considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

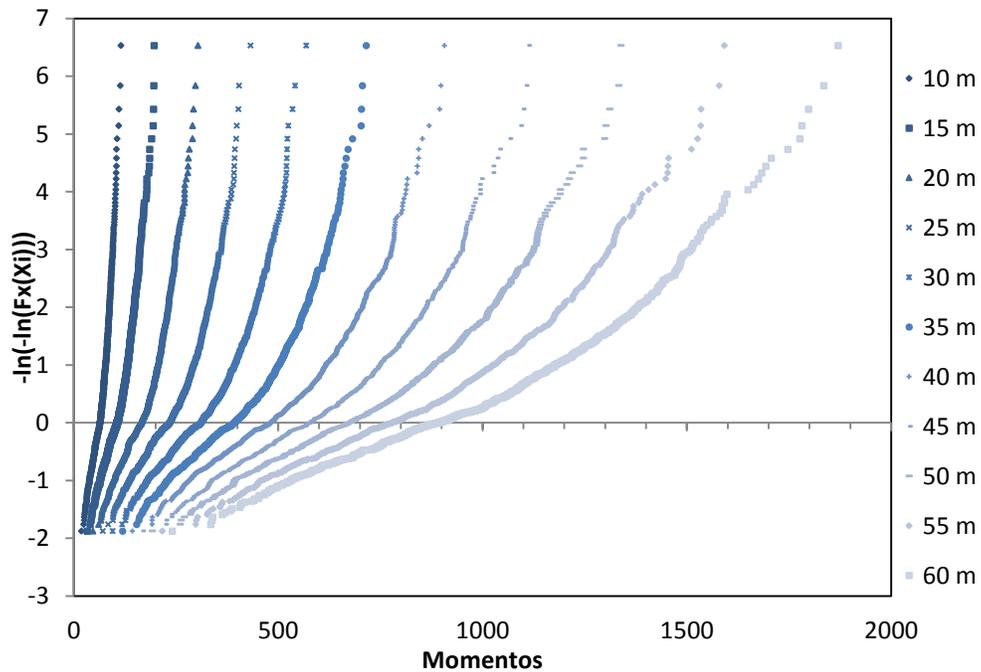


Figura 3.110 Gráfica de distribución de probabilidad Gumbel para momentos considerando presencia múltiple y cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

3.4.2.2 Análisis de extremos

Para el caso de presencia múltiple en caminos secundarios, la estimación de los parámetros del modelo de la distribución de Gumbel, u y α , así como el coeficiente de variación de los efectos anuales de carga de camión máximos (v_1), la media de los efectos anuales de carga máxima de camiones (m_1) y la media de los efectos de carga máxima de camión para 30 años (m_{30}), los efectos calculados para un periodo de retorno de 50 años (x_{50}) basados en las distribuciones ajustadas se muestran en la tabla 3.11, considerando un carril de circulación. En dicha tabla se puede observar que el cv para las distribuciones de probabilidad ajustadas sigue siendo muy consistente y varía de aproximadamente 4.5% a 9.2%.

Tabla 3.11 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando un carril de circulación para caminos secundarios

CORTANTES(para 1 carril) [t]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
10	51.85	52.38	0.2912	54.36	0.08101	66.04	65.81	0.35
15	65.16	62.58	0.3020	64.49	0.06586	75.75	75.53	0.29
20	76.08	71.44	0.2480	73.76	0.07011	87.48	87.21	0.31
25	82.78	78.36	0.2568	80.61	0.06195	93.85	93.60	0.28
30	87.25	85.17	0.2589	87.40	0.05669	100.54	100.29	0.25
35	93.96	94.19	0.2064	96.98	0.06408	113.46	113.14	0.28
40	101.41	102.75	0.1827	105.91	0.06628	124.52	124.16	0.29
45	110.40	111.62	0.1509	115.44	0.07363	137.98	137.54	0.32
50	120.27	120.35	0.1286	124.84	0.07990	151.30	150.78	0.34
55	129.50	128.74	0.1098	133.99	0.08716	164.96	164.36	0.37
60	139.07	136.99	0.0974	142.92	0.09210	177.82	177.14	0.38

a)

MOMENTOS(para 1 carril) [t.m]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
10	114.98	112.74	0.1710	116.11	0.06458	136.00	135.61	0.29
15	196.23	199.93	0.0747	207.65	0.08270	253.19	252.31	0.35
20	303.98	300.92	0.0614	310.32	0.06734	365.73	364.65	0.30
25	432.51	417.01	0.0550	427.50	0.05451	489.29	488.09	0.25
30	568.87	549.00	0.0508	560.36	0.04505	627.30	626.00	0.21
35	715.31	709.89	0.0332	727.28	0.05315	829.80	827.80	0.24
40	906.50	900.94	0.0216	927.60	0.06389	1084.75	1081.70	0.28
45	1111.47	1116.08	0.0152	1153.92	0.07289	1376.98	1372.64	0.32
50	1338.41	1344.24	0.0121	1391.81	0.07597	1672.19	1666.74	0.33
55	1591.75	1590.68	0.0100	1648.60	0.07809	1990.02	1983.37	0.33
60	1870.06	1855.91	0.0081	1926.82	0.08180	2344.79	2336.66	0.35

b)

Así mismo, en la tabla 3.12 se muestran los mismos datos que en la tabla anterior, pero calculados considerando ahora cuatro carriles de circulación, donde los cv varían de 6.5% a 8.2%, llevándonos a datos más consistentes. Derivado de las tablas 3.11 y 3.12 se pueden observar las diferencias que existen para los parámetros u y α , para el caso de cortantes para claros menores e iguales a 45 m

los valores de u y α son mayores si se consideran 4 carriles y un carril de circulación respectivamente, en cambio para el caso de momentos para todos los claros los parámetros u y α son mayores si se consideran 4 carriles y un carril de circulación respectivamente.

Tabla 3.12 Estimación de parámetros de la distribución máxima anual para los efectos de carga (a) cortantes y b) momentos) considerando cuatro carriles de circulación para caminos secundarios

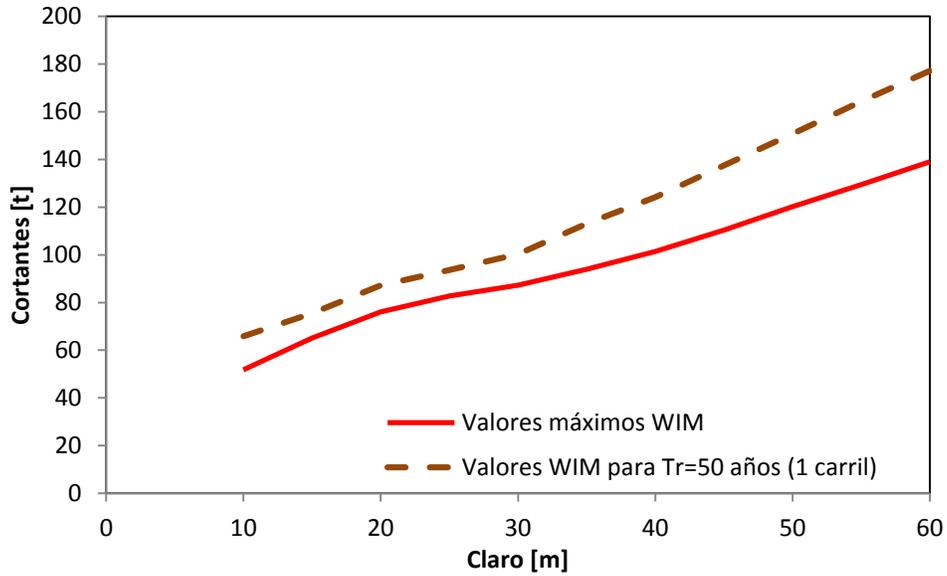
CORTANTES (para 4 carriles) [t]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
10	51.85	52.55	0.2977	54.49	0.07907	65.91	65.69	0.34
15	65.16	63.42	0.2576	65.66	0.07582	78.86	78.61	0.33
20	76.08	71.96	0.2309	74.45	0.07459	89.18	88.89	0.32
25	82.78	79.14	0.2271	81.68	0.06914	96.65	96.36	0.30
30	87.25	86.59	0.2137	89.29	0.06720	105.20	104.89	0.30
35	93.96	95.22	0.1900	98.26	0.06870	116.16	115.81	0.30
40	101.41	103.73	0.1690	107.15	0.07082	127.27	126.88	0.31
45	110.40	112.12	0.1491	115.99	0.07414	138.79	138.35	0.32
50	120.27	120.22	0.1344	124.51	0.07662	149.81	149.32	0.33
55	129.50	127.80	0.1234	132.47	0.07846	160.04	159.50	0.34
60	139.07	135.39	0.1141	140.45	0.08006	170.27	169.69	0.34

a)

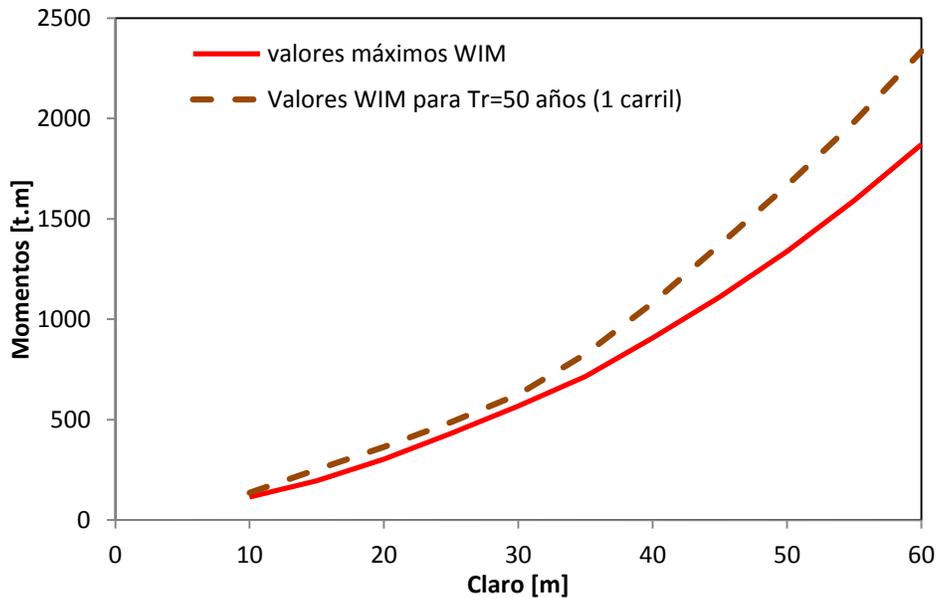
MOMENTOS (para 4 carriles) [t.m]								
CLARO	max	u	α	m_1 $u+0.577/\alpha$	cv $\pi/(\sqrt{6}\alpha m_1)$	m_{30} $m_1+LN(30)/\alpha$	x_{50} $u+LN(50)/\alpha$	% error abs (m_{30} y x_{50})
10	114.98	114.30	0.1475	118.22	0.07356	141.28	140.83	0.32
15	196.23	200.68	0.0743	208.44	0.08280	254.21	253.32	0.35
20	303.98	305.00	0.0528	315.93	0.07686	380.32	379.06	0.33
25	432.51	424.95	0.0424	438.54	0.06892	518.69	517.13	0.30
30	568.87	563.31	0.0342	580.16	0.06456	679.48	677.55	0.29
35	715.31	724.26	0.0261	746.40	0.06594	876.92	874.38	0.29
40	906.50	913.19	0.0197	942.45	0.06902	1114.94	1111.58	0.30
45	1111.47	1118.82	0.0157	1155.49	0.07054	1371.66	1367.45	0.31
50	1338.41	1346.33	0.0125	1392.61	0.07386	1665.39	1660.08	0.32
55	1591.75	1592.99	0.0101	1650.28	0.07716	1987.96	1981.39	0.33
60	1870.06	1855.28	0.0084	1924.17	0.07959	2330.27	2322.37	0.34

b)

En la figura 3.111 se muestran las gráficas comparativas de los elementos mecánicos (cortantes y momentos) máximos presentados en la muestra de vehículos analizada (WIM) y los calculados para el periodo de retorno (N) igual a 50 años para caminos secundarios y considerando presencia múltiple y para un solo carril de circulación.



a)

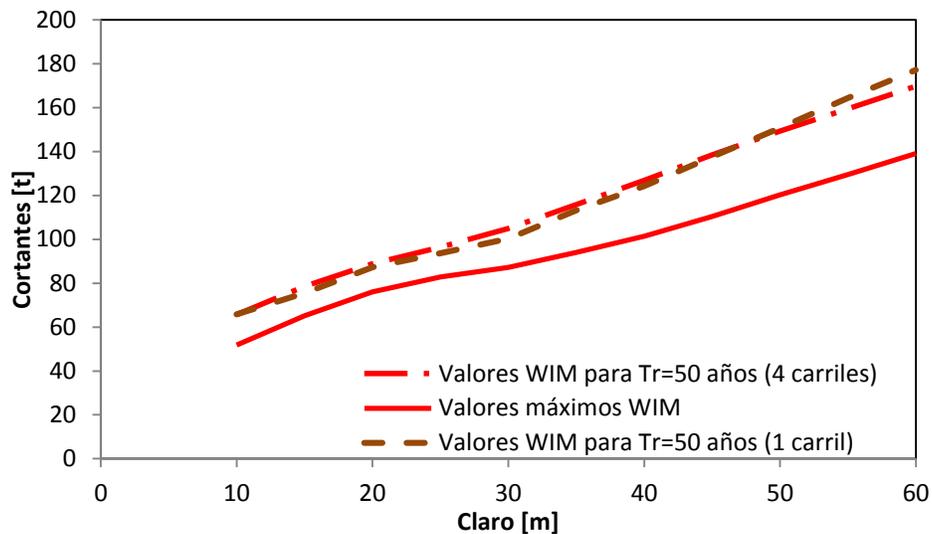


b)

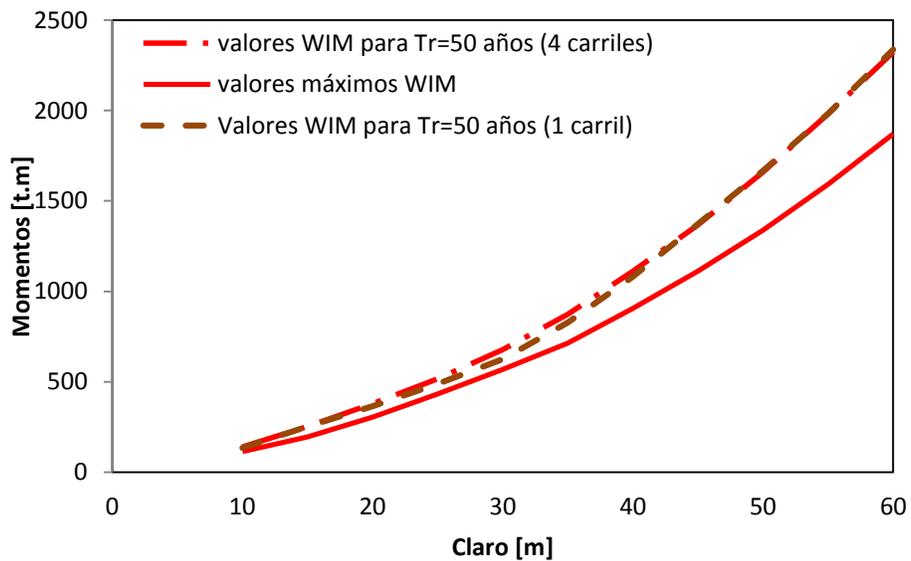
Figura 3.111 Comparativa entre los valores máximos y los calculados considerando presencia múltiple, para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) para caminos secundarios

Así mismo, se calcularon también los elementos mecánicos (cortantes y momentos) para un periodo de retorno de 50 años considerando los cuatro carriles de circulación. En la figura 3.112 se muestran las gráficas comparativas de los resultados para Tr=50 años: considerando 1 carril y considerando 4 carriles.

En estas gráficas se puede observar que para el caso de la fuerza cortante en claros de 15 a 45 m los valores obtenidos considerando cuatro carriles son ligeramente mayores a los obtenidos considerando un solo carril, no obstante, para claros mayores a 45 m los valores obtenidos considerando un solo carril se vuelven significativamente mayores a los obtenidos considerando cuatro carriles de circulación. Para el caso de los momentos flexionantes sucede aproximadamente lo mismo, a partir de 40 m. Estas variaciones en los valores obtenidos para los elementos mecánicos para un periodo de retorno de 50 años, considerando uno y cuatro carriles se justifican ya que su cálculo está íntimamente ligado a los parámetros de u y α , mostrados en las tablas 3.11 y 3.12.



a)

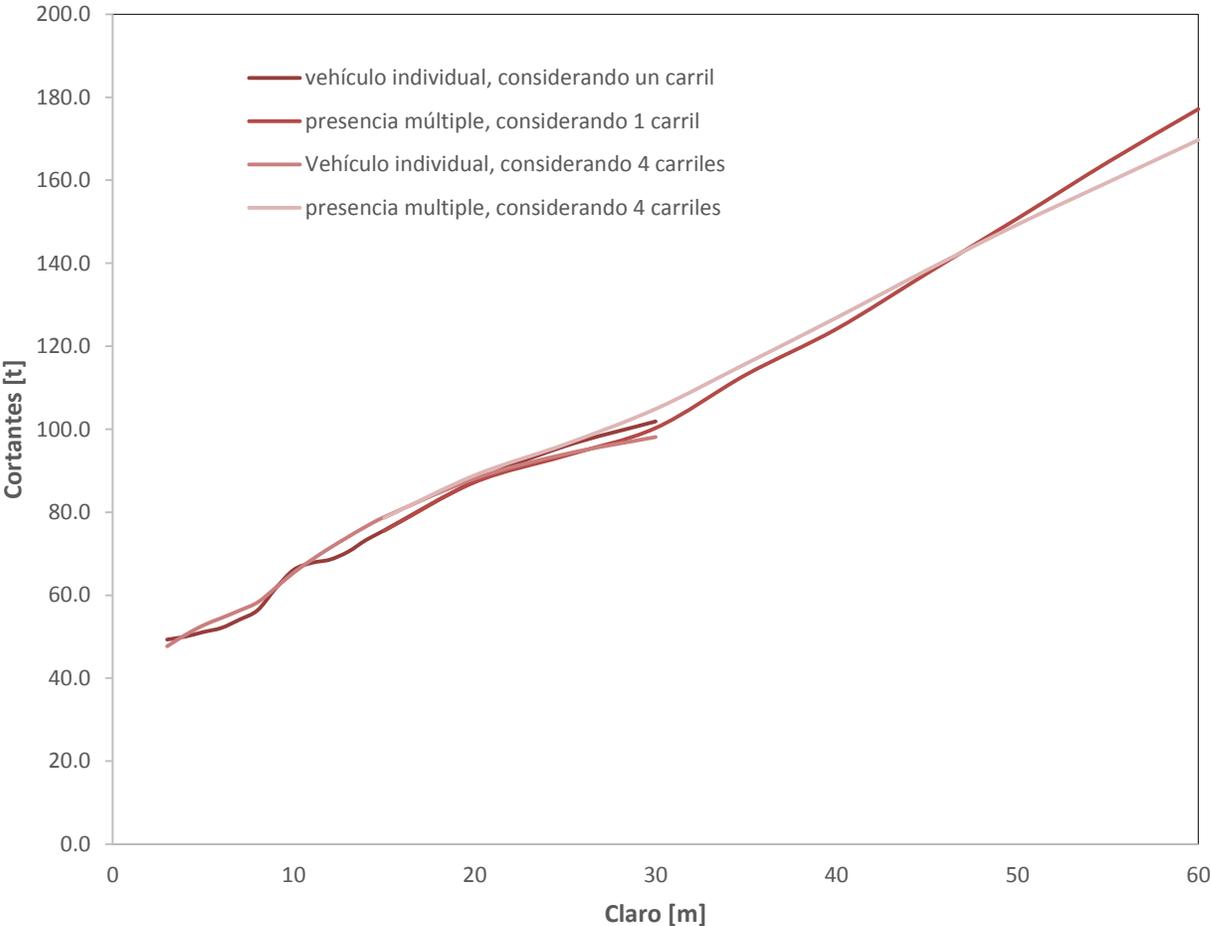


b)

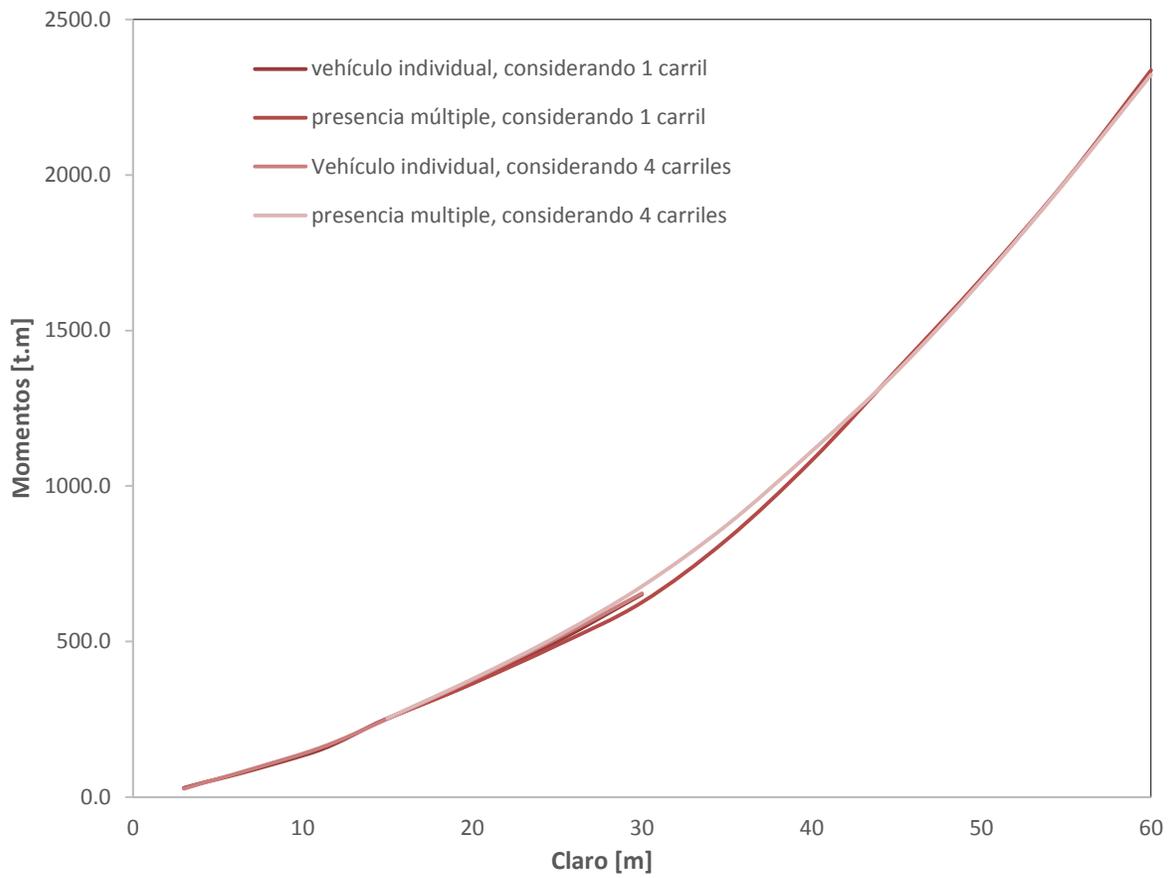
Figura 3.112 Gráficas comparativas entre los valores calculados para el periodo de retorno de 50 años de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) considerando presencia múltiple para uno y cuatro carriles para caminos secundarios

Adicionalmente en la figura 3.113 se muestran las gráficas comparativas tanto para fuerzas cortantes como para momentos flexionantes de los valores obtenidos para el periodo de retorno igual a 50 años, para vehículos individuales y presencia múltiple. En estas graficas se puede observar que para el caso de cortantes para claros menores a 45 m son mayores los valores obtenidos si se consideran cuatro carriles de circulación, no obstante para claros mayores a 45 m son mayores los valores calculados considerando un solo carril de circulación.

En cambio para el caso de momentos si se consideran cuatro carriles de circulación siempre se obtienen valores mayores. Por lo tanto, para los cálculos subsecuentes se utilizaran como valores de los elementos mecánicos máximos para un periodo de retorno de 50 años los valores obtenidos para 4 carriles, tanto para fuerzas cortantes como para momentos flexionantes.



a)



b)

Figura 3.113 Gráficas comparativas de los elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) obtenidos para un periodo de retorno igual a 50 años para vehículos individuales y presencia múltiple para caminos secundarios

CAPÍTULO 4

OBTENCIÓN DE UN NUEVO MODELO DE CARGAS VIVAS

4.1 ALTERNATIVAS DE MODELOS MEDIANTE OPTIMIZACIÓN

La obtención de las alternativas del modelo de cargas vivas es un proceso complejo, en él influyen una gran variedad de factores que determinan el grado de complicación y aproximación del modelo, normalmente las características que se le asignan dependen principalmente del criterio del investigador.

Para la presente investigación, en lugar de utilizar múltiples camiones de diseño como en el reglamento actual mexicano (SCT, 2001); uno para carreteras principales y otro para carreteras alimentadoras, además de que las distancias y cargas utilizadas en estos vehículos se dividen entre ciertos factores para dar lugar a modelos con mayor número de cargas y diferente distancia entre ejes, para el caso de claros menores a 30 m y 15 m, respectivamente. Por lo que se obtienen 4 vehículos totalmente diferentes de diseño, es conveniente el uso de una sola configuración de diseño camión con reducido número de ejes para simplificar el diseño. Por ejemplo, en el reglamento canadiense (CAN/CSA-S6-14); se recomienda, un solo camión de diseño con 5 ejes. Es de notar que el uso de un único camión de diseño proporciona una valiosa alternativa ya que la relación entre la media de los efectos de carga para 30 años y los nominales, es relativamente uniforme para una gama de longitudes de recorrido puente (e.g., García-Soto, 2010).

El método de diseño en el reglamento estadounidense (AASHTO 2012) consiste en una combinación de diseño camión (3 ejes) o diseño tándem (2 ejes) y diseño de carga de carril (equivalente a un tren de camiones), definidas ambas para producir acciones máximas sobre un claro de un puente.

No obstante, para obtener las alternativas de modelos, el estudio se centra en el desarrollo de un camión virtual que provoque los efectos de carga muy cercanos a elementos mecánicos obtenidos para un periodo de retorno igual a 50 años (x_{50}) para puentes pequeños. Sobre la base de esta consideración, el camión virtual se evaluó mediante la minimización del error ε ,

$$\varepsilon = \sum_{L_{inf}}^{L_{sup}} [(x_{50m} - m_{camión})^2 + (x_{50s} - S_{camión})^2] \quad (4.1)$$

donde L_{inf} y L_{sup} son los límites inferior y superior de las longitudes del claro de puente considerados, respectivamente; x_{50m} y x_{50s} denotan los efectos de carga máxima de camión para un periodo de retorno igual a 50 años para momentos flexionantes y fuerzas cortantes, respectivamente; y $m_{camión}$ y $S_{camión}$ denotan el momento flexionante y fuerza cortante causada por el camión virtual, respectivamente.

4.1.1 Vehículo individual

En el caso de vehículos individuales, para la obtención del vehículo de diseño los límites considerados son: L_{inf} igual a 6 m (debido a que el modelo de cargas vivas vehiculares propuesto por el reglamento de la SCT es aplicable a puentes con longitud de claro superior a 6 m, como ya se mencionó en apartados anteriores) y L_{sup} se toma igual a 35 m, para los claros disponibles para vehículos individuales (con valores de L igual a 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 25, 30, 35 m), y cubre perfectamente el rango para el que los vehículos individuales toman importancia.

Una amplia gama de cargas concentradas y distancia entre ellas puede ser elegida para formar el camión virtual, sin embargo, algunos de estos son complejos y no se prestan a las necesidades de los diseñadores, no obstante, para eliminar este problema, y limitar el modelo a ciertas características amigables para el diseño, se consideraron algunas restricciones para la obtención del camión virtual, mismas que son impuestas de acuerdo a la inspección de camiones de diseño existentes los códigos en México, Canadá y Estados Unidos (SCT 2001, CAN / CSA-06 de 2014, código AASHTO LRFD 2012).

Las restricciones consisten en: número de ejes igual a 5 (que es coherente con que en el modelo de cargas vivas vehiculares propuesto en el reglamento canadiense, 2014 y por García-Soto, 2010), longitud total del camión de 15 m, y la distancia entre ejes mayor a 1.2 m (acorde con la dimensión mínima presentada en la normatividad mexicana sobre pesos y dimensiones de camiones de carga), el peso del segundo y tercer eje es igual y la distancia entre estos es constante e igual a 1.2 m (similar a los vehículos de carga presentados en el reglamento de pesos y dimensiones), estas últimas dos restricciones se impusieron debido a que la solución depende en gran medida de las posiciones iniciales y los pesos de los ejes, ya que hay muchos mínimos locales (e.g., García-Soto, 2010). Basándose en estas consideraciones, y minimizando el error, las opciones de camión virtual con 5 ejes, considerando los elementos mecánicos obtenidos para un periodo de retorno de 50 años y el tráfico de cuatro carriles de circulación, se muestran en la tabla 4.1, con sus respectivas distancias entre ejes y valor del peso por eje. Así mismo en la figura 4.1 se muestra el esquema de los modelos utilizados.

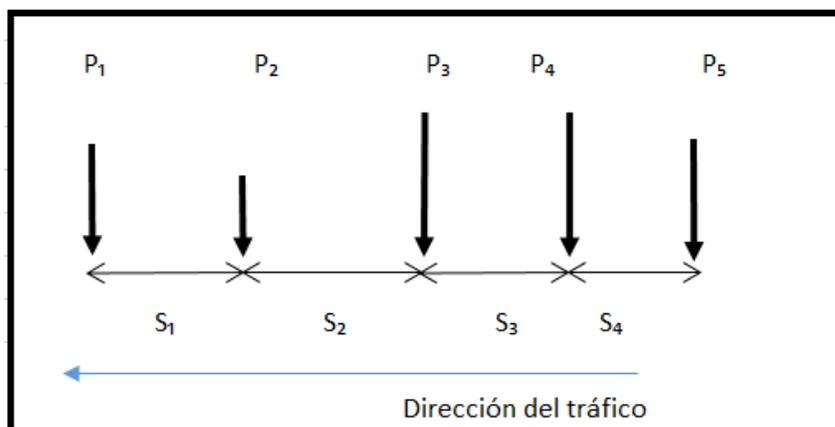
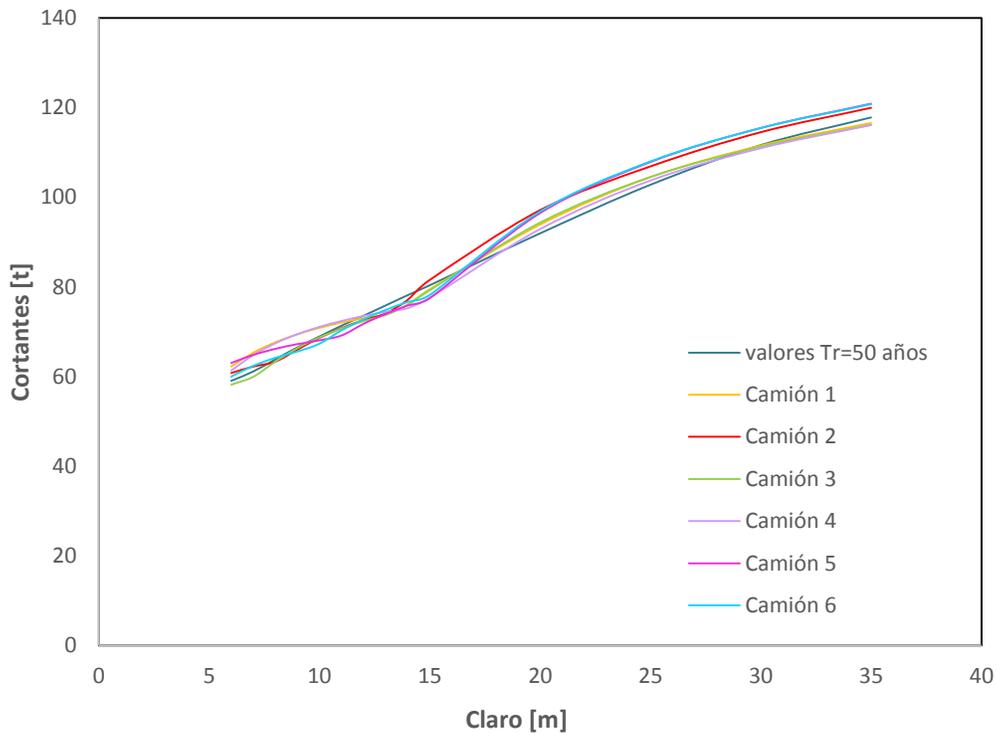


Figura 4.1 Modelo de las propuestas de vehículos obtenidos mediante optimización

Tabla 4.1 Propuestas de vehículos obtenidos mediante optimización [kg y cm]

	Camión 1	Camión 2	Camión 3	Camión 4	Camión 5	Camión 6
P₁	19798.58	8841.05	19825.52	23273.25	52992.37	21712.84
P₂	32004.43	31033.28	26372.95	31203.98	12398.01	27534.28
P₃	32004.43	31033.28	26372.95	31203.98	12398.01	27534.28
P₄	33664.34	30231.14	17813.41	43208.43	48385.19	23193.11
P₅	29301.57	51546.75	54850.23	18155.34	27244.24	52699.67
S₁	340.01	146.52	373.36	347.17	594.92	192.43
S₂	120.00	120.00	120.00	120.00	120.00	120.00
S₃	873.16	539.80	120.00	912.83	507.23	496.15
S₄	166.83	693.68	886.64	120.00	277.85	691.42

Los elementos mecánicos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes) debidos a las propuestas de los 6 camiones se muestran en la figura 4.2, en donde se puede observar que para el caso de cortantes el vehículo que mejor se acerca a los valores debidos al periodo de retorno de 50 años es el camión 3 y para momentos es el camión 5. Sin embargo, si se toman en cuenta los dos (cortantes y momentos) el vehículo que mejor se ajusta para ambos casos es el camión 2.



a)

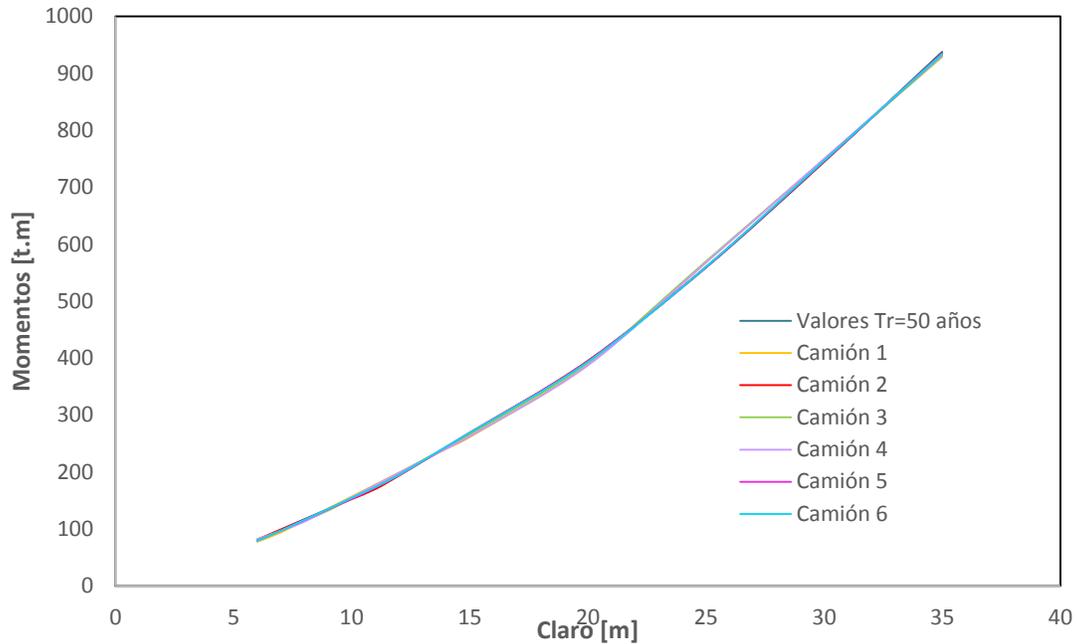
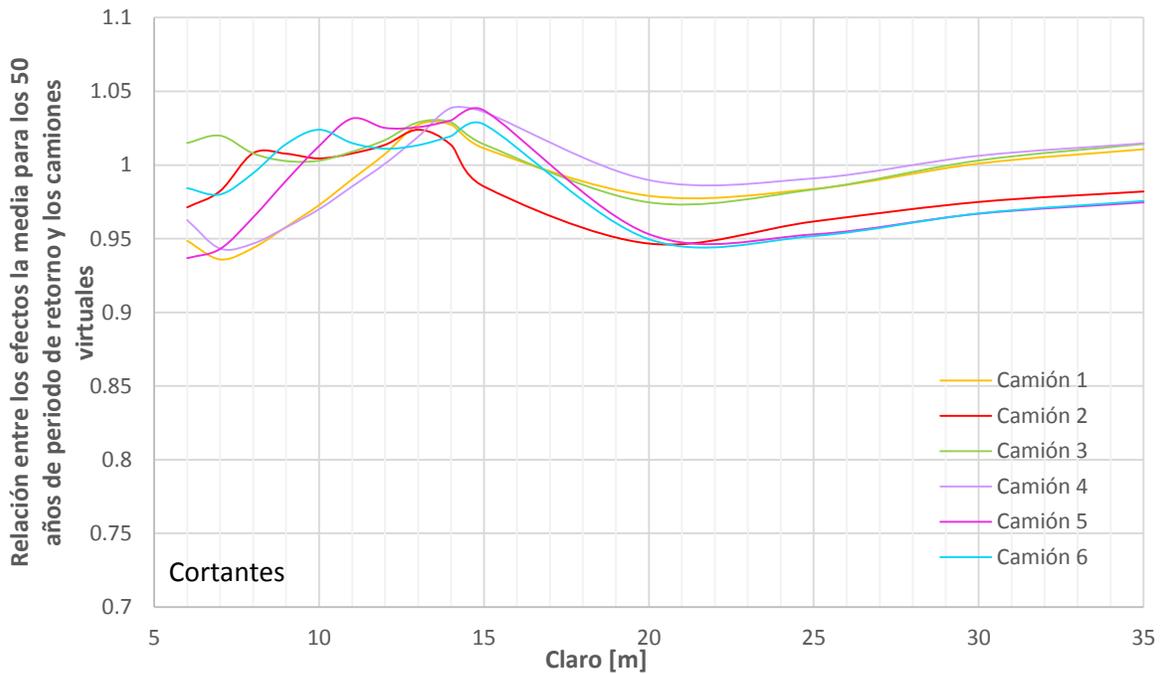
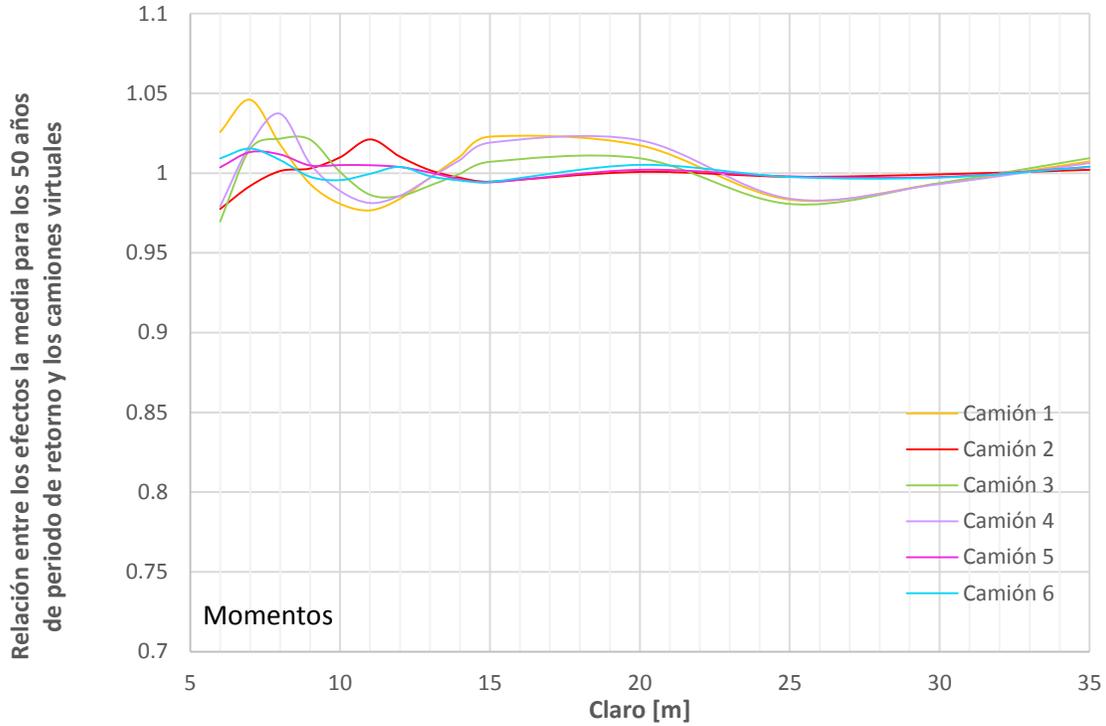


Figura 4.2 Elementos mecánicos (a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes) producidos por las propuestas de vehículos

Las relaciones de x_{50m} a $m_{camión}$ y de x_{50s} a $s_{camión}$, se muestran en la figura 4.3, para estos seis camiones, donde se puede observar que estos camiones conducen a proporciones muy consistentes, aunque reafirmando lo expresado en el párrafo anterior.



a)



b)

Figura 4.3 Relación entre la media de los efectos para los 50 años de periodo de retorno y los efectos de los camiones virtuales (para a) cortantes y b) momentos)

Por lo tanto, se eligió como vehículo virtual el camión número dos, no obstante, debido a que los valores calculados para el periodo de retorno igual a 50 años están basados en los elementos mecánicos máximos considerando 4 carriles de circulación, es necesario comparar el vehículo virtual considerando un solo carril de circulación obtenido por García-Soto (2010) y mostrado en la figura 4.4, junto con el camión 2 elegido en el presente estudio.

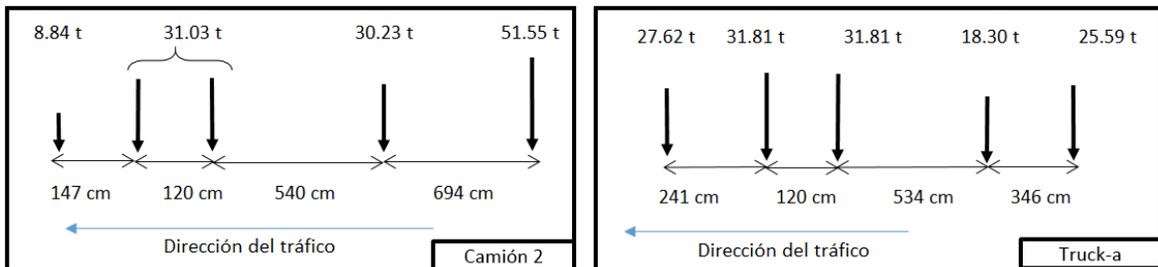
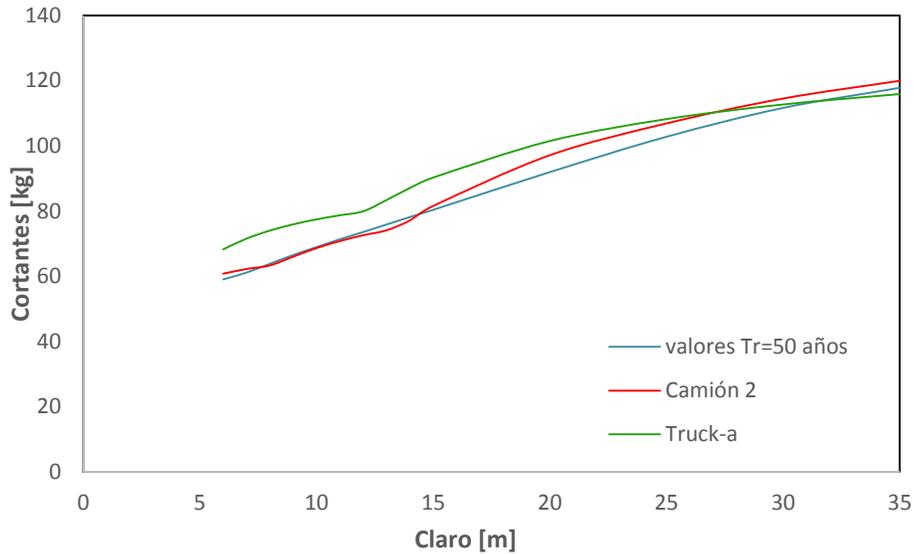
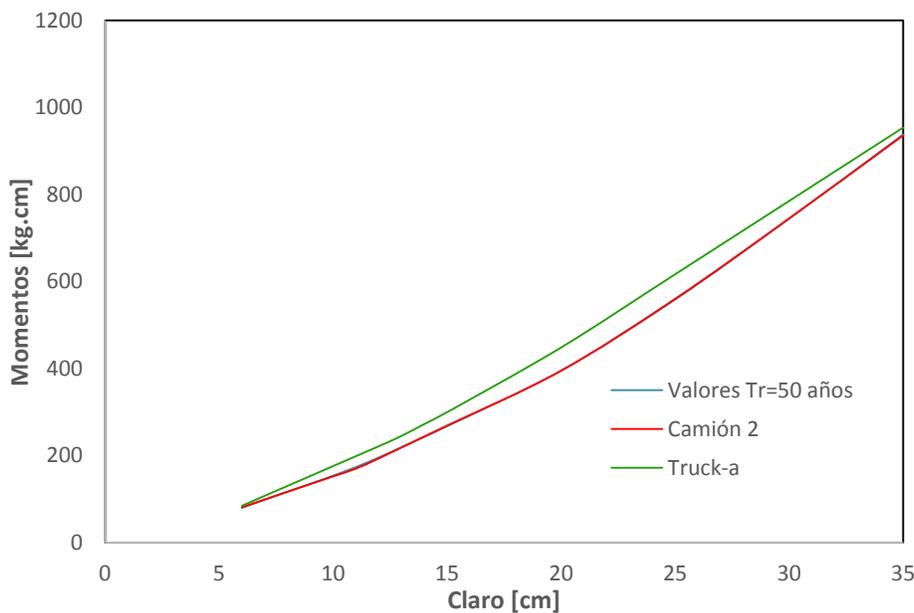


Figura 4.4 Camiones virtuales obtenidos mediante optimización considerando 4 y 1 carril respectivamente

En la figura 4.5 se muestran los elementos mecánicos (cortantes y momentos), para los valores obtenidos para un periodo de retorno de 50 años, el camión 2 y el truck-a; en dichas graficas se puede observar que el camión 2 es el que mejor se ajusta a los x_{50} , tanto para cortante como para momento, no obstante ambos vehículos tienden a producir efectos similares, sin embargo, para momento flexionante es más clara la aproximación que tiene el camión 2.



a)



b)

Figura 4.5 Elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) producidos por el camión 2, truck-a y los efectos para un periodo de retorno de 50 años

4.1.2 Presencia múltiple vehicular

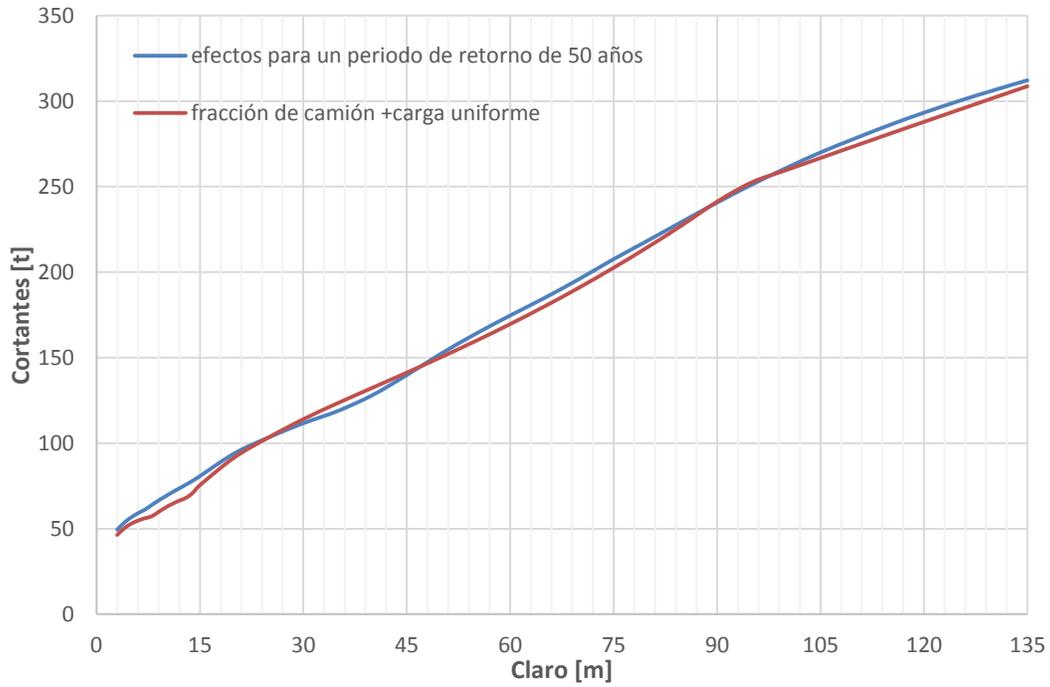
Para tomar en cuenta el caso de la presencia múltiple, en el reglamento de la SCT (2001) dependiendo del tipo de camino y longitud del claro, se recomienda uno de los camiones de diseño en combinación con una carga uniformemente distribuida, misma que está en función del claro del puente (por ejemplo $w=10(L-30)/60$ [t/m], para claros menores a 90 m), ya que dependiendo el caso puede ser constante u obtenida mediante una ecuación simple. Mientras que una fracción del camión de diseño en combinación con una carga uniformemente distribuida es utilizada en el reglamento canadiense.

Para el presente estudio, para el caso de presencia múltiple, se toma en cuenta que una fracción, γ_T , del Camión 2 en combinación con una carga uniformemente distribuida que puede ser utilizada para aproximarse a los valores de los efectos de carga para un periodo de retorno igual 50 años causados por la presencia múltiple; los valores de γ_T y w se calculan minimizando el error ε (ecuación 4.1).

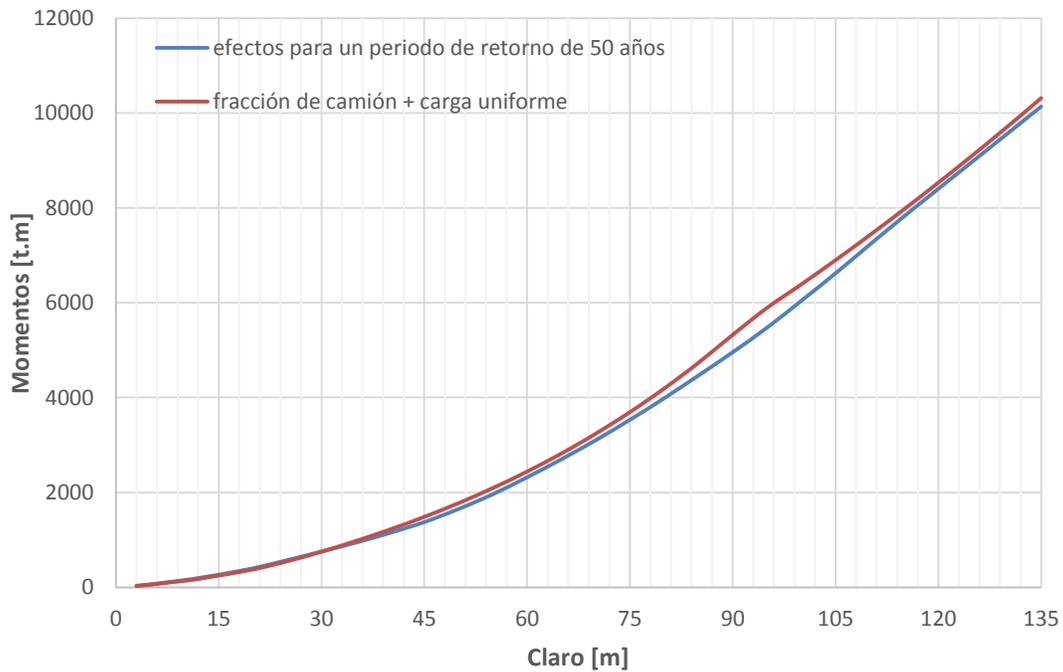
Los componentes de la ecuación 4.1 para el caso de presencia múltiple son: los valores de L_{inf} y L_{sup} son iguales a 20 y 135 m (en incrementos de 5 m), x_{50m} y x_{50s} representan los valores de la fuerza cortante y momento flexionante máximos debidos a la presencia múltiple para los 50 años de periodo de retorno y $m_{camión}$ y $s_{camión}$ representan el momento flexionante y fuerza cortante debido tanto a γ_T multiplicando el Camión 2 y la variable de la carga uniformemente distribuida (w).

La minimización de error está abierta a un sin fin de posibilidades, sin embargo para continuar con la consideración de algunos reglamentos de utilizar una fracción del camión se decidió que $\gamma_T = 0.9$ y por lo tanto la minimización del error ε arrojó una carga variable de igual a $w=2.5(L-6)/82$ [t/m], cuando $L \leq 90$ m, para claros mayores w es constante e igual a 2.65 t/m (26.0 kN/m) para adaptarse los más aproximado posible a la relaciones $x_{50m}/m_{camión}$ y $x_{50s}/s_{camión}$.

En la figura 4.6 se muestran las gráficas de los elementos mecánicos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes) máximos obtenidos para un periodo de retorno de 50 años y los obtenidos para la fracción del vehículo 2 y la carga uniforme.



a)



b)

Figura 4.6 Elementos mecánicos máximos para un periodo de retorno de 50 años y una fracción del camión más la carga uniformemente distribuida para a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes

4.2 MODELO NOMINAL

En el modelo de cargas vivas vehiculares desarrollado por Rascón (1999) fue afectado por un factor de escala para obtener el modelo de carga viva nominal para aproximar el peso del vehículo al peso legal. Este planteamiento puede ser una alternativa, ya que evita la falsa impresión de que un vehículo muy pesado está siendo permitido o un vehículo demasiado ligero se utiliza para el diseño (Verma y Moses 1989).

No obstante, para el presente estudio el vehículo virtual seleccionado, Camión 2, se escala por un factor, r , (que es igual a 0.522), adicionalmente las cargas y distancias se redondean de tal manera que se tengan valores cómodos para ser utilizados por los diseñadores de puentes, el peso total es de 79.75 t (782.9 kN). Por lo tanto, el camión escalado podría ser utilizado como el camión nominal de diseño.

Cabe mencionarse que aunque el peso del vehículo nominal no es el mismo que el legal, la diferencia no es sustancial y conduce a niveles de confiabilidad muy cercanos al objetivo de la calibración, como se verá más adelante. Del mismo modo, el mismo factor de escala r se aplica a la γ_T y w para definir la carga de carril. Esto ha llevado a la propuesta (nominal) de modelo de carga viva que se muestra en la figura 4.7. Siendo las unidades utilizadas toneladas y metros.

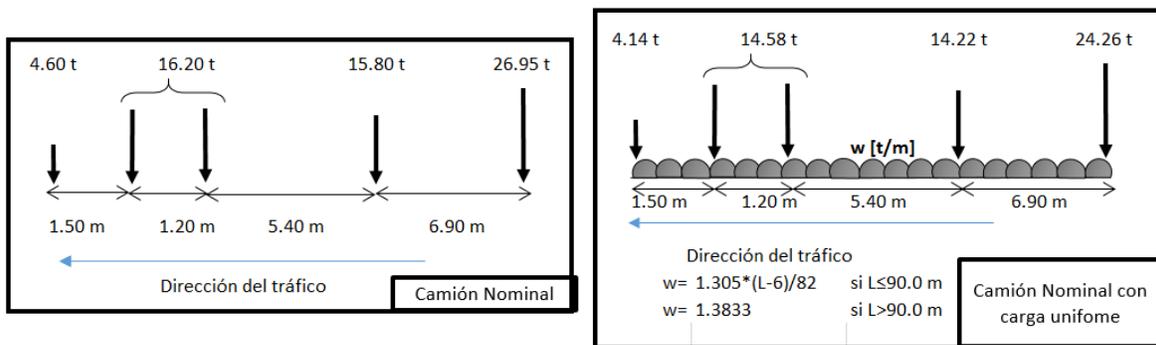
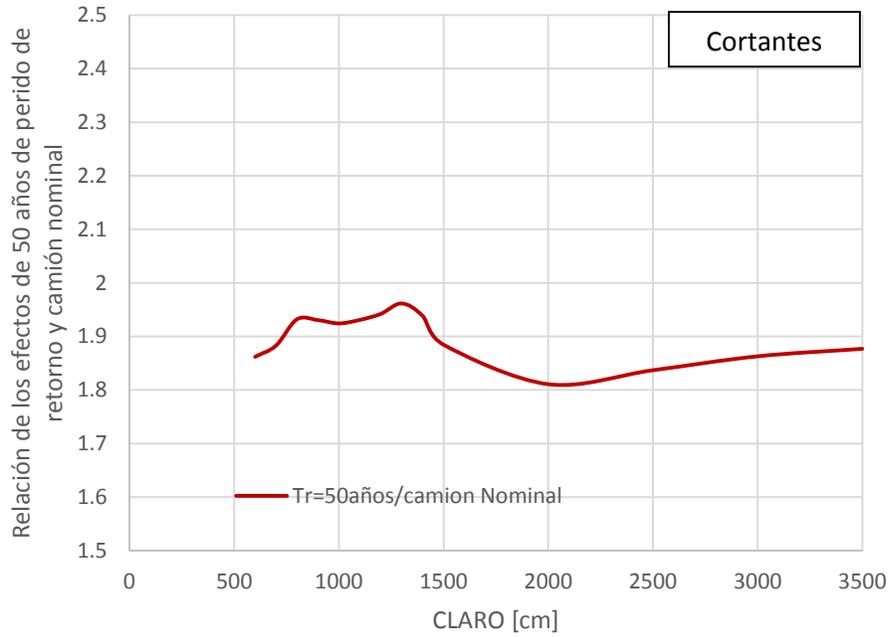
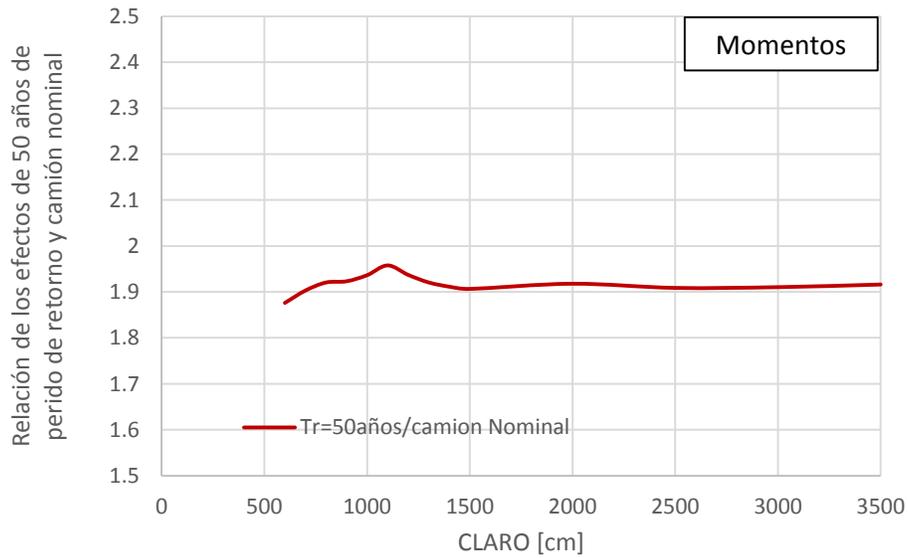


Figura 4.7 Propuesta Nominal del modelo de cargas vivas para carreteras principales

En la figura 4.8 se muestran las gráficas de la relación entre los efectos máximos para un periodo de retorno de 50 años y el camión nominal (para fuerza cortante y momento flexionante), para el modelo de carga viva propuesto. El criterio de diseño que se adopta es como el de la normatividad canadiense, en que ambos casos de diseño se consideran, y gobierna el más desfavorable. Se considera que este enfoque es más consistente con las sollicitaciones reales, ya que los efectos dinámicos se incluirían para el vehículo individual, pero no para el vehículo y la carga uniforme (que contempla un escenario de congestionamiento vial, en el cual los efectos dinámicos no son importantes).



a)



b)

Figura 4.8 Relación entre los efectos máximos para un periodo de retorno de 50 años y el camión nominal para a) fuerza cortante y b) momento flexionante

Así mismo, en la figura 4.9 se muestra el modelo nominal de cargas vivas propuesto por García-Soto (2010).

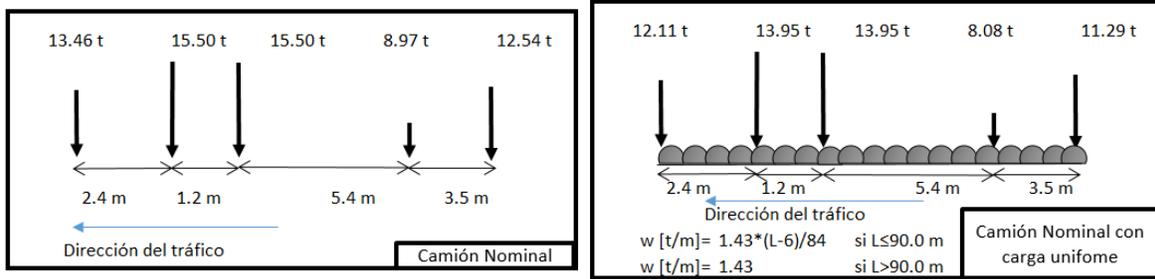


Figura 4.9 Modelo nominal de cargas vivas propuesto por García- Soto (2010)

4.3 SELECCIÓN DE CONFIABILIDAD OBJETIVO

En el diseño o evaluación de una estructura tal como un puente, la intensidad de las cargas, las solicitaciones resultantes en los análisis y los parámetros de resistencia, no son conocidas con certeza. El objetivo de la Teoría de Confiabilidad Estructural es caracterizar estas incertidumbres, permitiendo tomar, con seguridad decisiones consistentes y racionales en el diseño o evaluación de una estructura.

La aplicación de esta teoría, no intenta simplemente predecir la probabilidad de que una estructura falle, permite en estructuras específicas una evaluación sistemática, además de un ajuste de factores de seguridad para distintos diseños contemplados en los códigos existentes (Díaz de León, 2001)

Factores de carga y resistencia se aplican en los códigos de diseño de puentes para garantizar la seguridad de los puentes de diseño. La verificación o calibración de los factores requiere la consideración de la función de estado límite, y asignación de modelos probabilísticos de los efectos de carga y resistencia, y la selección de la confiabilidad objetivo (García-Soto, 2010). Según el modelo de cargas vivas vehiculares de la SCT (2001), los efectos de carga de diseño factorizados debido a cargas muertas y vivas (o camión) se pueden expresar como,

$$\max(\gamma D_n, \gamma \gamma_{CM} D_n + \gamma \gamma_V (V_n + I_n)) \quad (4.2)$$

donde γ es el factor de carga, γ_{CM} y γ_V son los coeficientes de combinación de carga muerta, y para carga viva, y D_n , V_n e I_n denotan la carga muerta, carga viva e impacto (cargas dinámicas). En los códigos de diseño canadiense y estadounidense, I_n es igual a cero si se considera la carga de carril, debido a que el escenario de tráfico donde existe la presencia múltiple es a baja velocidad, lo que elimina el impacto.

Se adoptó este criterio para el modelo de carga viva que se propone en el presente estudio, dado que se centra en los efectos de las cargas estáticas. Con base en esto, y teniendo en cuenta que el diseño satisface el requisito de resistencia mínima, ecuación (4.2) se expresa como,

$$R_D = \max(\gamma D_n, \alpha_D D_n + \alpha_L V_n) \quad (4.3)$$

donde R_D representa la resistencia de diseño factorizada, y las notaciones simplificadas $\alpha_D = \gamma \times \gamma_{CM}$ y $\alpha_L = \gamma \times \gamma_V$ se utilizan para representar la carga muerta y factores de carga viva para la combinación de cargas considerada. La función de estado límite último correspondiente, g , es

$$g = R - (D + V) \quad (4.4)$$

Donde R , D y V indican la resistencia, el efecto de carga muerta y efecto de carga viva, respectivamente. Para el presente estudio y en base a la información encontrada en la literatura (Ellingwood et al., 1980; Nowak, 1999; Bartlett et al., 2003; Meli, 1985), se considera que la resistencia puede ser modelada como una variable aleatoria Lognormal con media a relación nominal de 1.13 y cv de 0.1.

Para la práctica mexicana no están disponibles estadísticas de carga muerta D para el peso propio de los materiales utilizados en la construcción de puentes, sin embargo, la carga muerta a menudo se considera que se distribuye normalmente con la media de la relación nominal y en función del componente considerado (García-Soto, 2010). Valores 1.03 a 1.05 para la media de la relación nominal y 0.08 a 0.1 para el cv son considerados por Nowak (1999). Por lo tanto, para el presente estudio, D se supone que se distribuye normalmente con media a una relación nominal de 1.05 y un cv de 0.10.

El efecto de carga viva que se considera que es una variable aleatoria de Gumbel como se demostró en los papeles de probabilidad utilizados en el análisis estadístico.

Al tener en cuenta que la resistencia de cálculo R_D es igual a ϕR_N , donde R_N es la resistencia nominal y ϕ es el factor de resistencia, la Ecuación. (4.4) puede ser re-escrita de la siguiente forma,

$$g = \frac{1}{\phi} \frac{R}{R_n} - \frac{1}{\max(\gamma, \alpha_D + \alpha_W \zeta)} \left(\frac{D}{D_n} + \zeta \frac{V}{V_n} \right) \quad (4.5)$$

donde $\zeta (=V_n/D_n)$ denota la proporción de carga viva nominal a la carga muerta nominal. ϕ igual a 0.9 se considera en este estudio, ya que es el valor recomendado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de México y sus Normas Técnicas complementarias (2004).

La probabilidad de que $g < 0$, P_f , se puede evaluar utilizando el método de confiabilidad de primer orden (Madsen et al. 1986). El método estima el índice de confiabilidad β que se relaciona con la probabilidad de falla, P_f a través de la siguiente ecuación

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.6)$$

Para el análisis de calibración, el nivel de confiabilidad objetivo debe ser seleccionado. Los índices de confiabilidad objetivo utilizados para calibrar el modelo de cargas vivas vehiculares propuesto por Rascón (1999) no están disponibles, sin embargo hay indicios de que los índices de confiabilidad nacionales implícitos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, son consistentes a los utilizados en los códigos de diseño de los Estados Unidos (Ruiz, 1993). Por lo tanto, los niveles de confiabilidad objetivo similares a los utilizados en Canadá (para 1 año, β_T , igual a 3.75) y los

Estados Unidos son utilizados por García Soto (2010). Adicionalmente, dado que la resistencia y el efecto de la carga muerta son independientes del tiempo, β_T igual 3.75 corresponde a nivel de confiabilidad objetivo de 3.5 para un período de servicio de 75 años (Allen, 1992).

Un índice de confiabilidad objetivo de 3.5 por un período de servicio de 75 años también fue considerado para calibrar el factor de carga de viento para CAN/CSA-S6 (2006) (Bartlett y King, 2002) y para calibrar el factor de carga viva teniendo en cuenta la práctica del diseño de puente en los Estados Unidos (Nowak 1999).

Por lo tanto el índice de confiabilidad objetivo para 1 año $\beta_T = 3.75$ se considera en el presente estudio. Aunque se reconoce que la selección del nivel de confiabilidad objetivo para la calibración de código de diseño no sólo depende de la restricción de seguridad, sino también en el clima económico y social (García-Soto, 2010).

4.4 DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA MEDIANTE CALIBRACIÓN

Si se toma en cuenta solo el efecto de la carga muerta, utilizando el procedimiento de análisis y modelos probabilísticos, el índice de confiabilidad β que se obtiene para la función de estado límite es igual a 3.53 para $\gamma = 1.35$, por lo tanto, $\gamma = 1.35$ podría ser recomendado, y se justifica, ya que se recomienda $\gamma = 1.40$ en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas complementarias (2004), (García- Soto, 2010).

El modelo de cargas vivas vehiculares propuesto por la SCT (2001) recomienda $\alpha_D = 1.3$ (es decir, $\gamma = 1.3$ y $\gamma_{CM} = 1$), y $\alpha_L = 1.95$ (es decir, $\gamma = 1.3$ y $\gamma_V = 1.5$). Mediante el uso de estos valores en la ecuación de la función de estado límite, el índice de confiabilidad anual β se calcula para ζ hasta 3.0 y longitud de tramo L hasta 135 m. La consideración de ζ hasta 3.0 se justifica ya que se ha demostrado que ζ para la mayoría de los casos de diseño es inferior a 3.0 (Kennedy et al. 1992).

En la tabla 4.2, se muestran los valores del coeficiente de variación y la relación entre la media anual y la carga viva nominal para algunas longitudes de claro y para el caso del vehículo individual y la presencia múltiple.

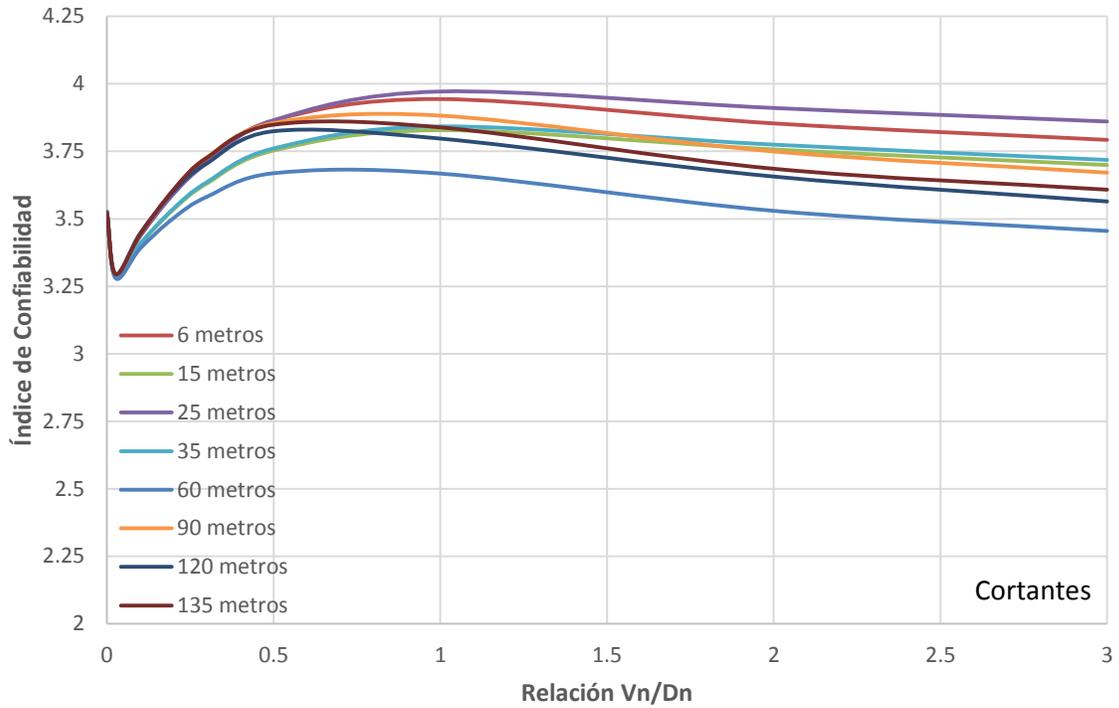
Tabla 4.2 Coeficiente de variación y la relación entre la media anual y la carga viva nominal para algunas longitudes de claro, considerando vehículo individual y presencia múltiple

	$r_{m/n}$	CV	$r_{m/n}$	CV	
	<i>Momentos</i>	<i>Momentos</i>	<i>Cortantes</i>	<i>Cortantes</i>	
6	1.5383799	0.06584199	1.53535004	0.06424471	Vehículo Individual
10	1.59438253	0.06469192	1.60364954	0.06103041	
15	1.57256217	0.06411607	1.59440739	0.0566085	
20	1.6106812	0.05885982	1.53110856	0.0568348	
25	1.61714638	0.05629119	1.54291785	0.05900726	
30	1.63037888	0.05413044	1.56865559	0.05826112	
35	1.64361501	0.05261265	1.59127981	0.05623175	
40	1.6565145	0.05167559	1.60921146	0.05474689	
45	1.66784795	0.05119463	1.62568355	0.05394174	
50	1.67844809	0.05108896	1.63942912	0.05337937	
15	1.62446148	0.06257099	1.70888089	0.06054983	Presencia múltiple
20	1.68948604	0.06348524	1.63310971	0.06151503	
30	1.61648931	0.05775171	1.57789841	0.05752817	
45	1.51930629	0.052578	1.59754203	0.05756867	
60	1.51910766	0.06054634	1.62256196	0.06460223	
75	1.49415077	0.06698337	1.58742989	0.06952235	
90	1.42948972	0.07198599	1.52061745	0.07403476	
105	1.44907159	0.07661102	1.52634723	0.07691247	
120	1.47148438	0.07936338	1.53011198	0.0779727	
135	1.46554022	0.07989663	1.51817148	0.07813515	

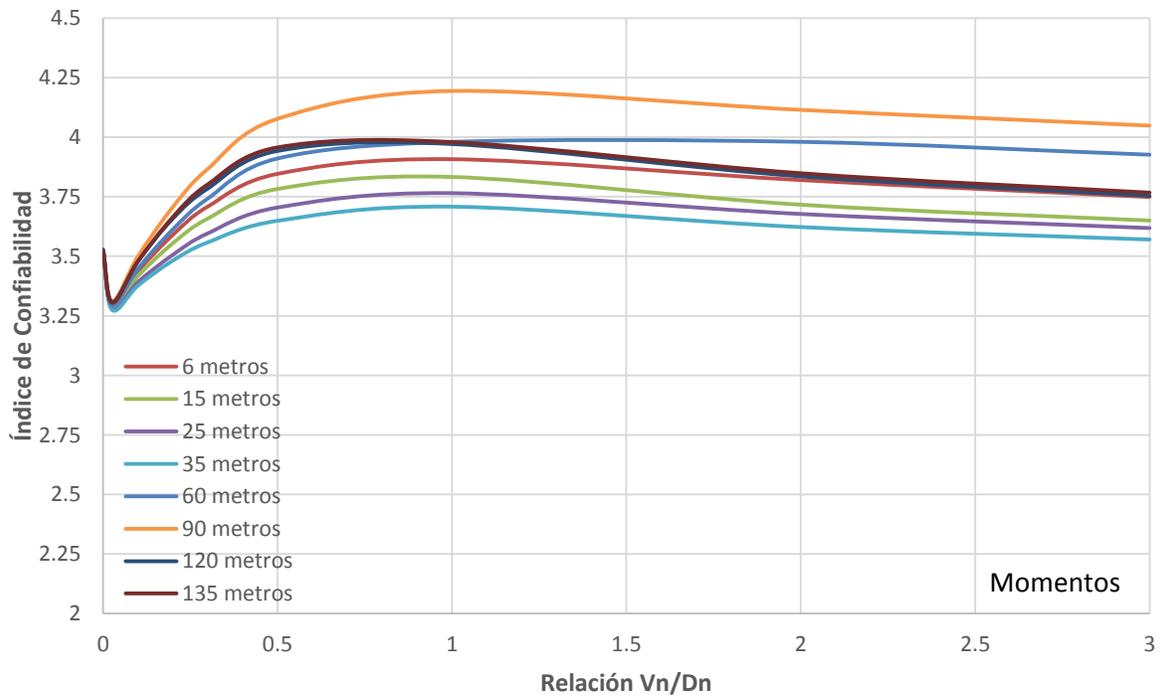
Los valores de β obtenidos se representan en la figura 4.10 para momento flexionante y para la fuerza cortante para algunas longitudes de recorrido. Los resultados muestran que el índice de confiabilidad disminuye a medida la relación V_n/D_n aumenta, así mismo también el índice de confiabilidad disminuye conforme el claro aumenta, esto se explica porque la relación entre la media anual y la carga viva nominal ($r_{m/n}$) aumenta a medida que aumenta L.

La figura también indica que el uso de α_L igual a 1.95 conduce a la índice de confiabilidad, en promedio, aproximadamente igual al nivel de confiabilidad objetivo de aproximadamente 3.75 si ζ mayor que 0.5. El índice de confiabilidad más bajo, para cortantes se asocia con L = 60 m y para momentos se asocia con L = 35 m, esto se espera ya que la media anual de relación nominal $r_{m/n}$ para estos casos es la más alta, como se muestra en la tabla 4.2.

En conclusión, los resultados presentados para los índices de confiabilidad indican que el factor de carga viva usado por Rascón (1999), pero empleando el modelo aquí propuesto y un factor de reducción de resistencia igual a 0.9 es adecuado y más conveniente para el diseño de puentes teniendo en cuenta un índice de confiabilidad objetivo de 3.75 por 1 año.



a)



b)

Figura 4.10 Índice de confiabilidad para diferentes longitudes de claro (para a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes)

4.5 CAMINOS SECUNDARIOS

De igual forma a lo desarrollado para carreteras principales se llevó a cabo el análisis para caminos secundarios, por lo tanto, para obtener las alternativas de modelos, se desarrolla el camión virtual que provoque los efectos de carga muy cercanos a elementos mecánicos obtenidos para un periodo de retorno igual a 50 años (x_{s50}) para puentes pequeños, el camión virtual se evaluó mediante la minimización del error ε , similar a la utilizada para carreteras principales, pero ahora aplicada a caminos secundarios:

$$\varepsilon = \sum_{L_{Sinf}}^{L_{Sup}} [(x_{s50m} - m_{scami\acute{o}n})^2 + (x_{s50s} - S_{scami\acute{o}n})^2] \quad (4.7)$$

4.5.1 Vehículo individual

En el caso de vehículos individuales para carreteras secundarias, los límites considerados en el análisis son: L_{Sinf} igual a 6 m y L_{Sup} se toma igual a 30 m, para los claros disponibles para vehículos individuales (con valores de L igual a 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 25, 30 m), y cubre perfectamente el rango para el que los vehículos individuales toman importancia.

Debido a que se pretende tener el mismo vehículo de diseño utilizado para carreteras principales, pero afectado por un factor de reducción, adicionalmente a las restricciones establecidas para carreteras secundarias, se adoptó esta suposición, y se encontró que al minimizar el error de la ecuación 4.7, el factor que más aproximaba los elementos mecánicos producidos por el vehículo virtual 2 a los producidos para un periodo de retorno de 50 años para carreteras secundarias es de 0.9. En la figura 4.11 se muestra el vehículo virtual adoptado para carreteras secundarias.

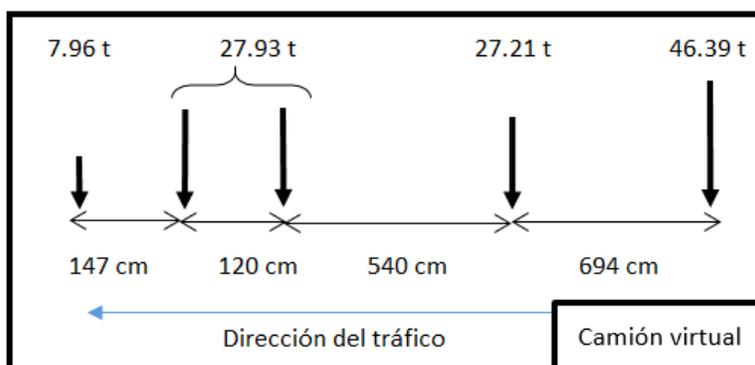
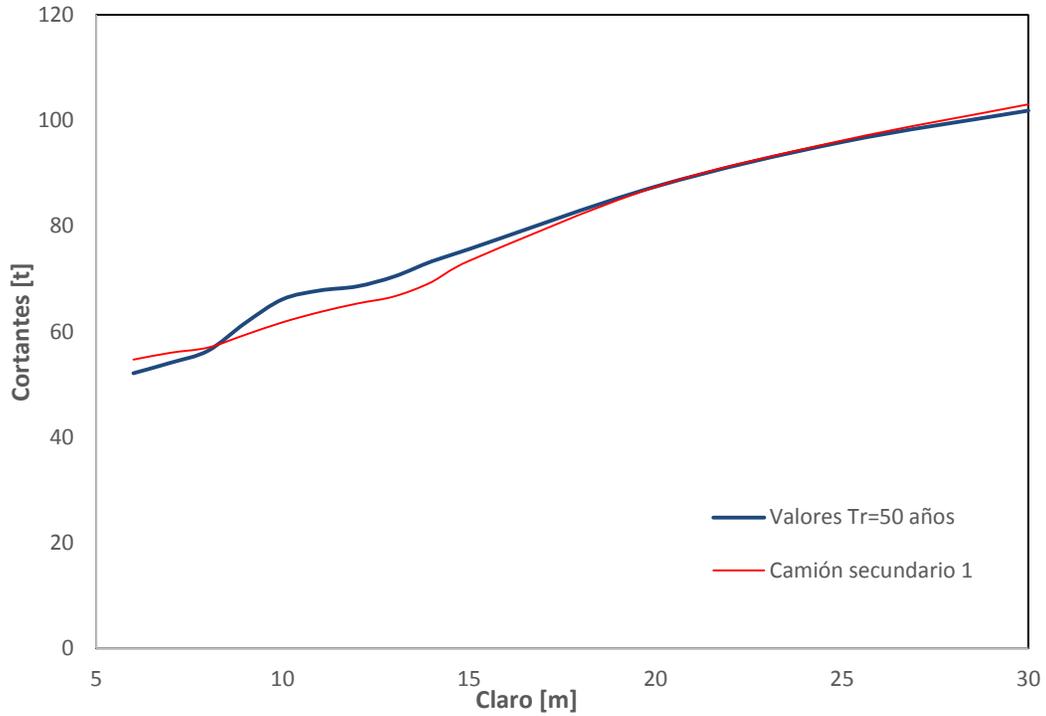
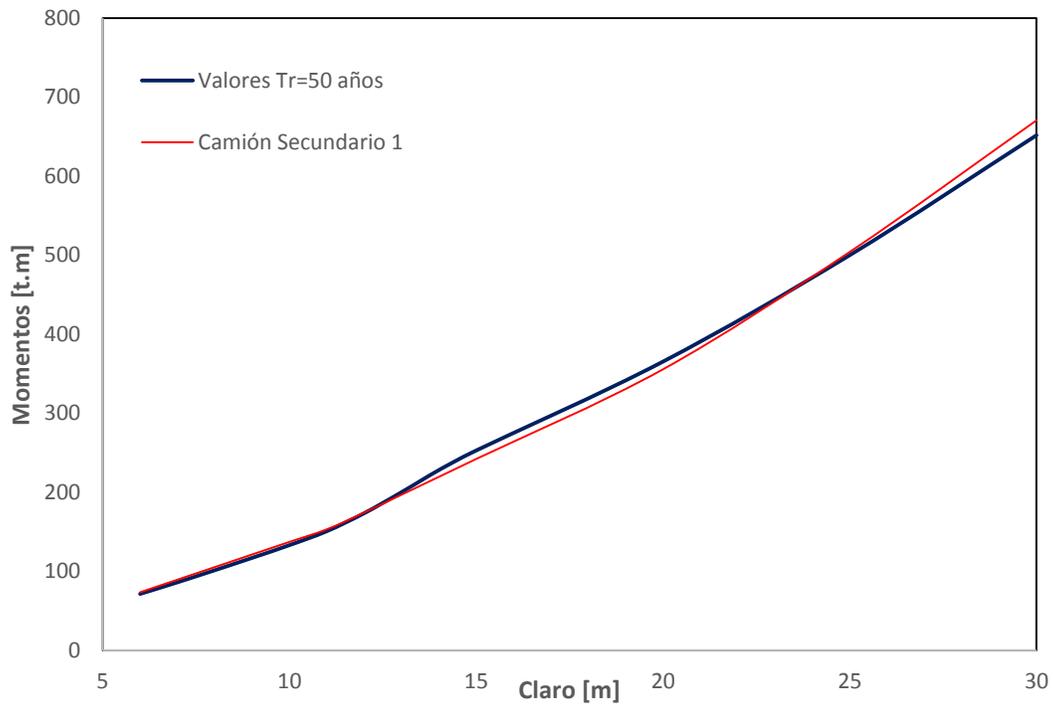


Figura 4.11 Camión virtual propuesto para carreteras secundarias

Los elementos mecánicos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes) debidos al camión virtual adoptado (camión 2 por 0.9) y los obtenidos para un periodo de retorno de 50 años para carreteras secundarias se muestran en la figura 4.12, en donde se puede observar claramente que para el caso de cortantes el vehículo virtual tiene menor aproximación, pero aceptable, no obstante, para momentos la aproximación obtenida es muy buena.



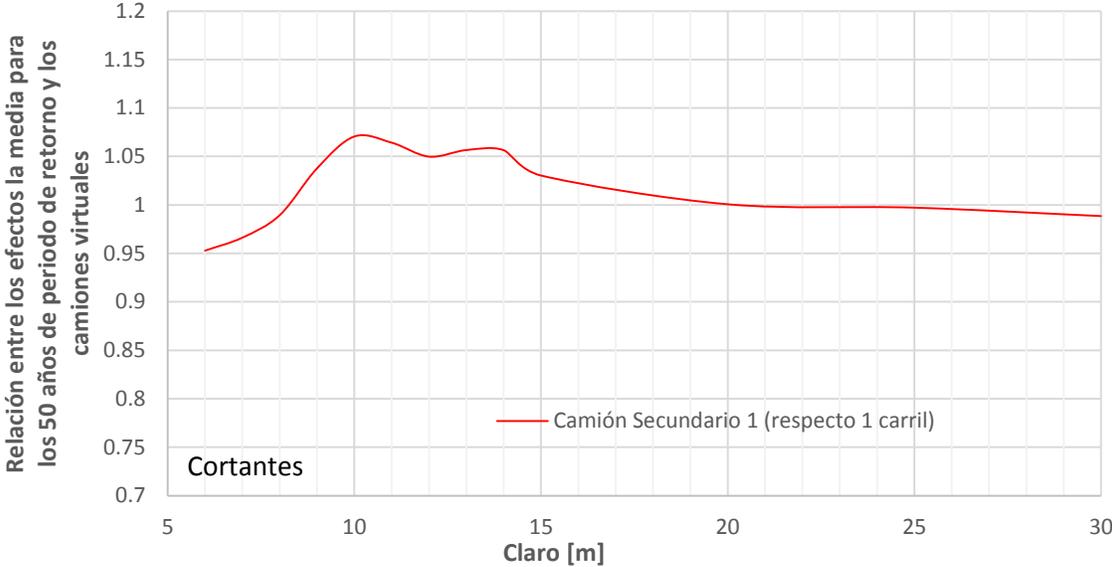
a)



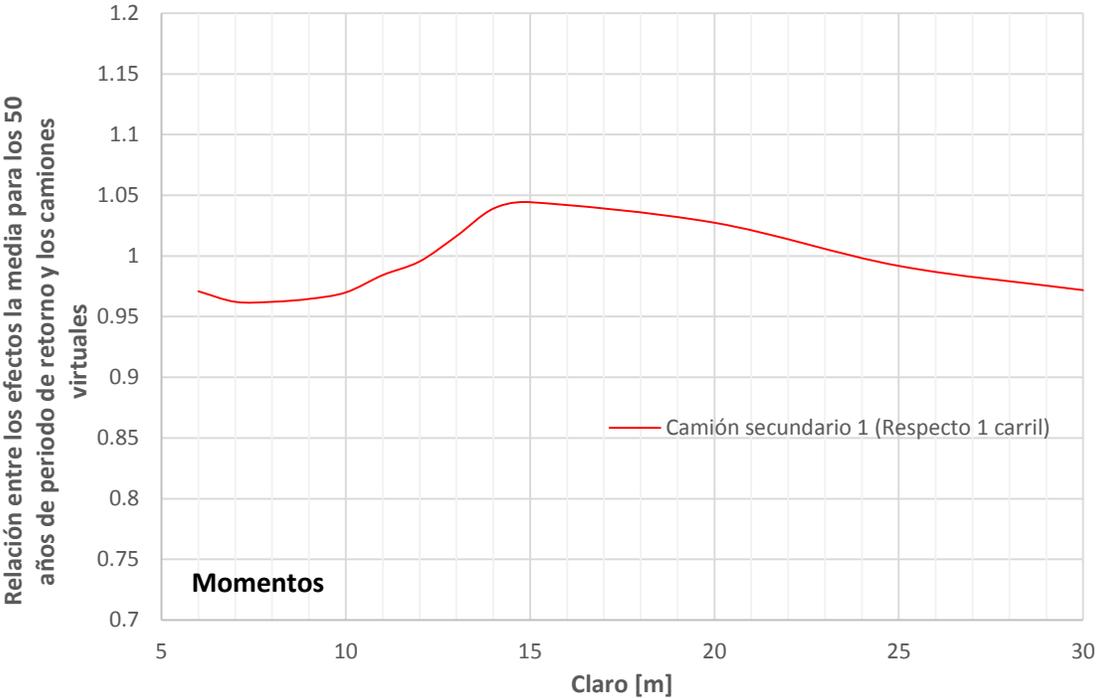
b)

Figura 4.12 Elementos mecánicos (a) cortantes y b) momentos) producidos para un periodo de retorno de 50 años y por el camión virtual para carreteras secundarias

Las relaciones de x_{s50m} a $m_{scamión}$ y de x_{s50s} a $S_{scamión}$, para caminos secundarios, se muestran en la figura 4.13, para el camión virtual adoptado, donde se puede observar que este camión virtual conduce a proporciones muy consistentes.



a)



b)

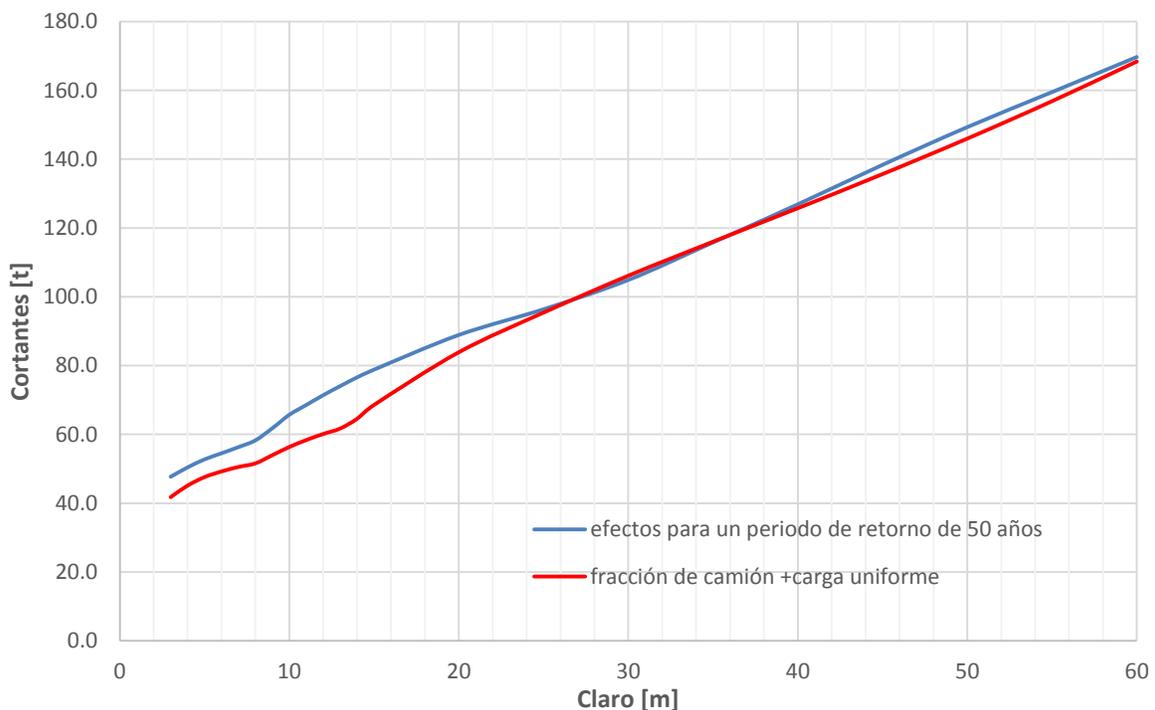
Figura 4.13 Relación entre los efectos para los 50 años de periodo de retorno y el camión virtual para a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes

4.5.2 Presencia múltiple vehicular

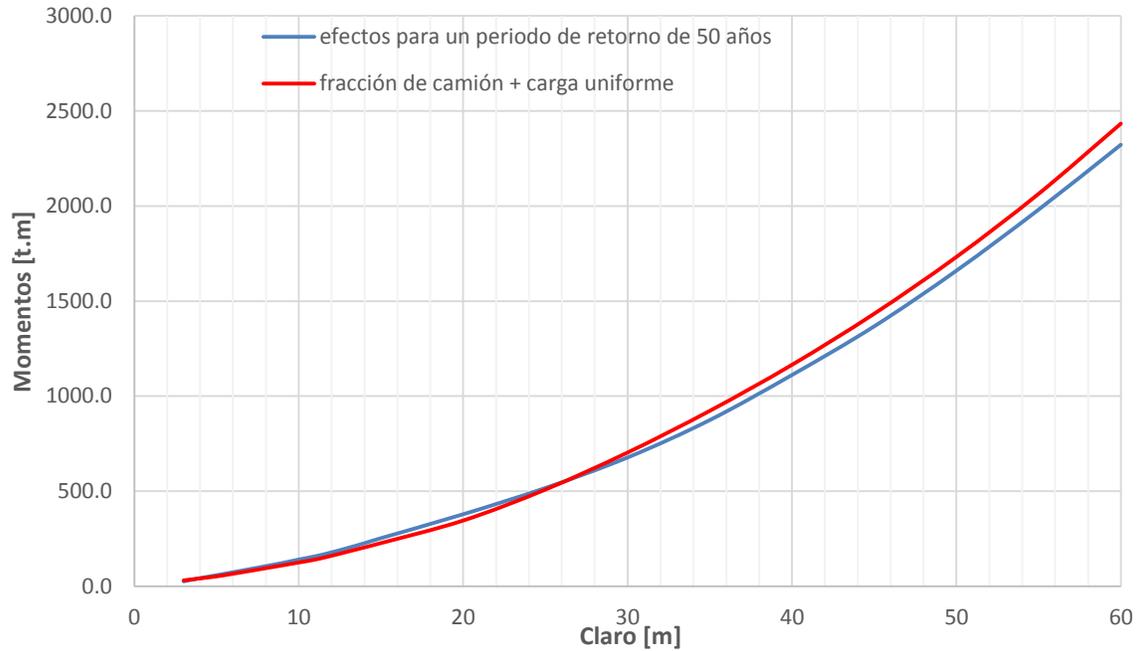
Para el caso de presencia múltiple, se adoptó el mismo procedimiento utilizado para carreteras principales; se toma en cuenta que una fracción, γ_{S_T} , del camión virtual adoptado para carreteras secundarias en combinación con una carga uniformemente distribuida. Los valores de γ_{S_T} y w_s se calculan de igual forma, minimizando el error ε (ecuación 4.7), de donde los componentes de la ecuación para el caso de presencia múltiple son: los valores de $L_{S_{inf}}$ y $L_{S_{sup}}$ son iguales a 10 y 60 m (en incrementos de 5 m), x_{s50m} y x_{s50s} representan los valores de la fuerza cortante y momento flexionante máximos debidos a la presencia múltiple para los 50 años de periodo de retorno para caminos secundarios y $m_{scamión}$ y $S_{scamión}$ representan el momento flexionante y fuerza cortante debido tanto a γ_{S_T} multiplicando el camión virtual, como a la carga uniformemente distribuida (w_s).

La minimización de error está abierta a un sin fin de posibilidades, sin embargo, para continuar con la consideración realizada para carreteras principales, se tomó el mismo valor, por lo que, $\gamma_{S_T} = 0.9$; la minimización del error ε arrojó una carga variable de igual a $w_s = 2.6(L-6)/70$ [t/m], para adaptarse los más aproximado posible a la relaciones $x_{s50m}/m_{scamión}$ y $x_{s50s}/S_{scamión}$.

En la figura 4.14 se muestran las gráficas de los elementos mecánicos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes) máximos obtenidos para un periodo de retorno de 50 años y los obtenidos para la fracción del vehículo virtual y la carga uniforme, todo esto para caminos secundarios.



a)



b)

Figura 4.14 Elementos mecánicos máximos (a) cortantes y b) momentos) para un periodo de retorno de 50 años y una fracción del camión más la carga uniformemente distribuida para caminos secundarios

4.5.3 Modelo nominal

Para obtener el camión nominal, vehículo virtual seleccionado para caminos secundarios, se escala por un factor, r_s , (que es igual a 0.522), adicionalmente las cargas y distancias se redondean de tal manera que tengan valores cómodos para el diseñador, el peso total es obtenido es de 71.80 t (704.8 kN); por lo tanto el camión escalado podría ser utilizado como el camión nominal de diseño. Del mismo modo, el mismo factor de escala r_s se aplica a la γ_{ST} y w_s para definir la carga de carril. Esto ha llevado a la propuesta (nominal) modelo de carga viva, para caminos secundarios, que se muestra en la figura 4.15. Siendo las unidades utilizadas toneladas y metros.

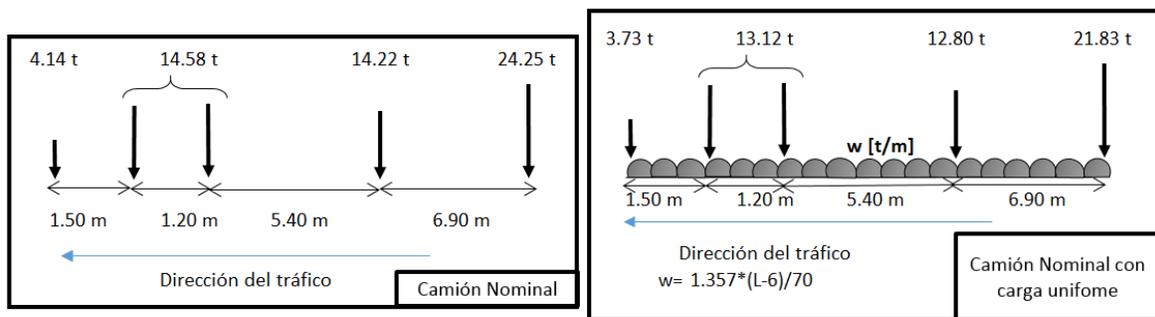
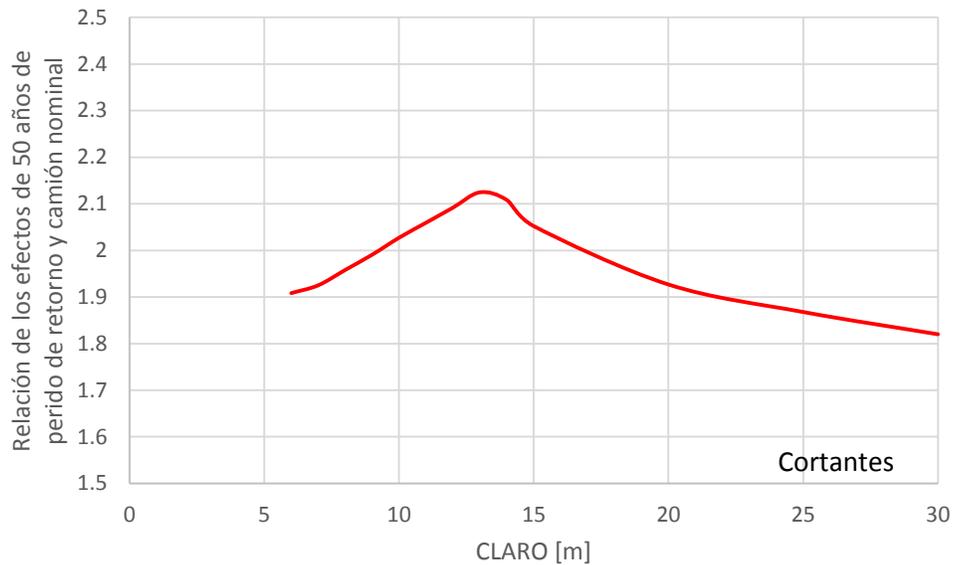
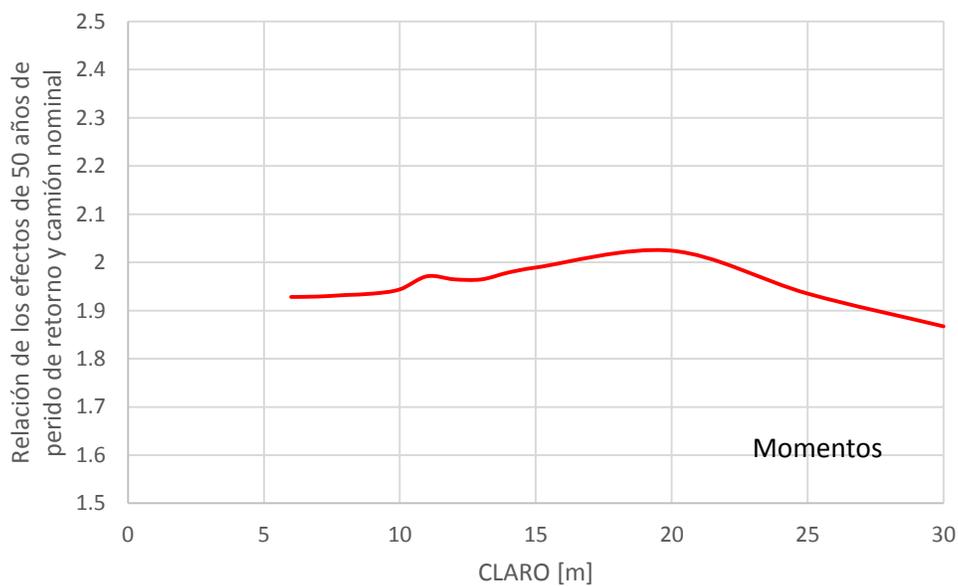


Figura 4.15 Propuesta Nominal del modelo de cargas vivas para caminos secundarios

En la figura 4.16 se muestran las gráficas de la relación entre los efectos máximos para un periodo de retorno de 50 años y el camión nominal (para fuerza cortante y momento flexionante), para el modelo de carga viva propuesto para caminos secundarios.



a)



b)

Figura 4.16 Relación entre los efectos máximos para un periodo de retorno de 50 años y el camión nominal para a) fuerza cortante y b) momento flexionante para caminos secundarios

4.5.4 Cálculo de los Índices de Confiabilidad

Se llevó a cabo el mismo procedimiento adoptado para carreteras principales, tomando en cuenta idénticos valores para los factores de carga y para el índice de confiabilidad objetivo para un año ($\phi=0.9$, $\beta_T = 3.75$, $\gamma = 1.35$, $\alpha_D = 1.3$ (es decir, $\gamma = 1.3$ y $\gamma_{CM} = 1$), y $\alpha_L = 1.95$ (es decir, $\gamma = 1.3$ y $\gamma_V = 1.5$), ζ hasta 3.0, $R/R_n=1.13$ con $cv=0.1$, $D/D_n=1.05$ con $cv=0.1$) y longitud de tramo L hasta 60 m. Utilizados para calcular la función de estado límite y los índices de confiabilidad:

$$g = \frac{1}{\phi} \frac{R}{R_n} - \frac{1}{\max(\gamma, \alpha_D + \alpha_W \zeta)} \left(\frac{D}{D_n} + \zeta \frac{V}{V_n} \right)$$

En la tabla 4.3, se muestran los valores del coeficiente de variación y la relación entre la media anual y la carga viva nominal para algunas longitudes de claro y para el caso del vehículo individual y la presencia múltiple, todo lo anterior para caminos secundarios.

Tabla 4.3 Coeficiente de variación y la relación entre la media anual y la carga viva nominal para algunas longitudes de claro considerando vehículo individual y presencia múltiple para caminos secundarios

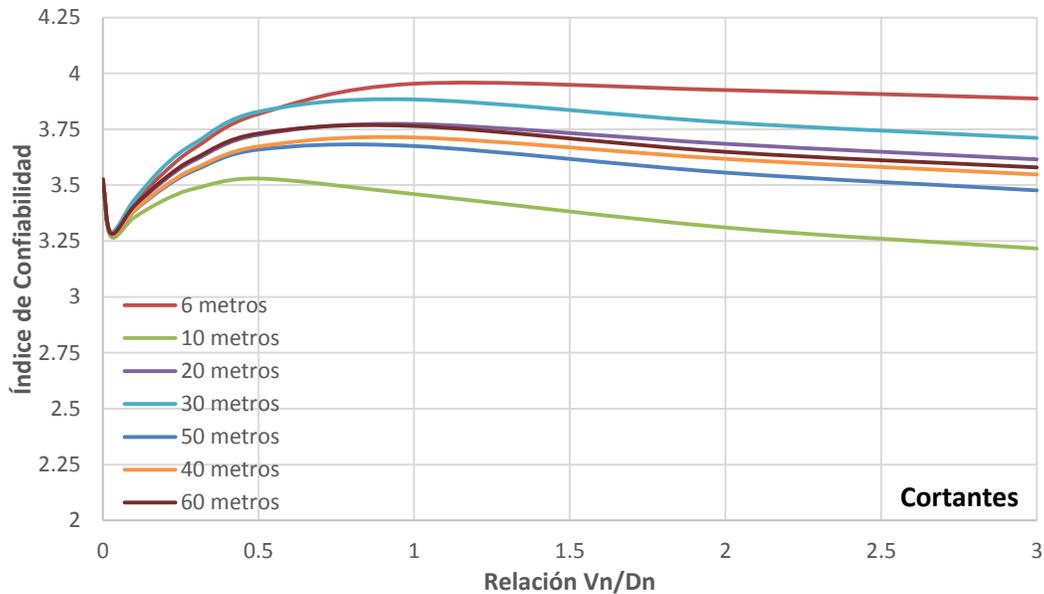
Claro	Momentos				Cortantes			
	vehículos individuales		presencia múltiple		vehículos individuales		presencia múltiple	
6	1.59055	0.05364			1.57057	0.05143		
10	1.60123	0.05105	1.80736	0.05896	1.68670	0.06460	1.85101	0.06245
15	1.62813	0.06779	1.75629	0.06475	1.67969	0.05415	1.83015	0.06041
20	1.65377	0.05854	1.74874	0.06106	1.60382	0.05936	1.69746	0.05962
25	1.59923	0.05762	1.64850	0.05594	1.57626	0.06331	1.63697	0.05609
30	1.55446	0.06000	1.57689	0.05303	1.54847	0.06597	1.60898	0.05480
35			1.54722	0.05396			1.62000	0.05579
40			1.54775	0.05600			1.63026	0.05718
45			1.54223	0.05701			1.63606	0.05933
50			1.53848	0.05915			1.63222	0.06091
55			1.53003	0.06125			1.61633	0.06207
60			1.51358	0.06277			1.59649	0.06307

Los valores de β obtenidos para el caso de caminos secundarios, se representan en la figura 4.17 para momento flexionante y para la fuerza cortante para algunas longitudes de recorrido; en donde se puede observar que el uso de α_L igual a 1.95 conduce a la índice de confiabilidad, en promedio, aproximadamente igual al nivel de confiabilidad objetivo de 3.75 si ζ mayor que 0.5.

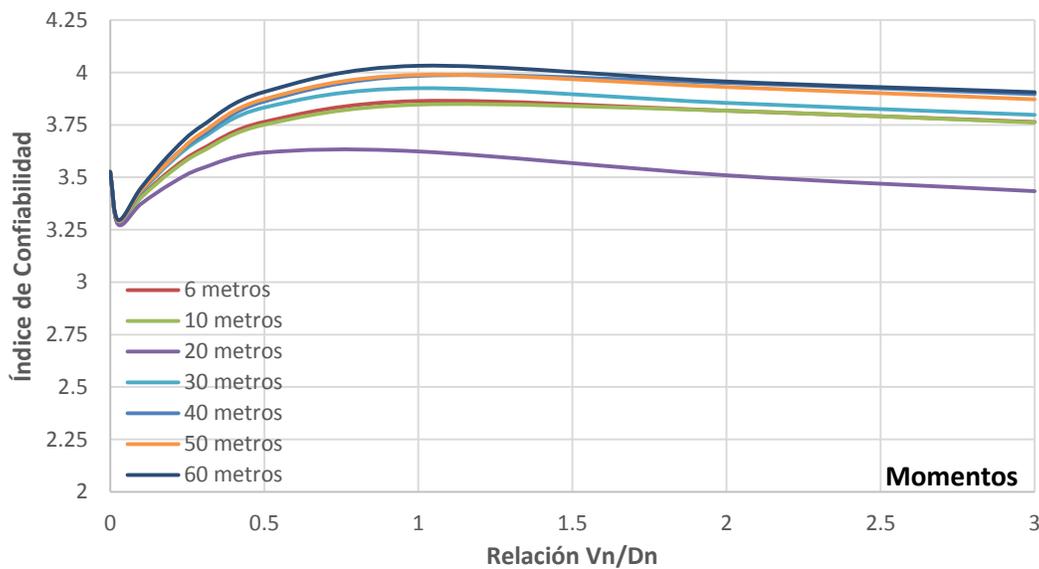
El índice de confiabilidad más bajo, para cortantes se asocia con $L = 10$ m y para momentos se asocia con $L = 20$ m, esto se espera ya que la media anual de relación nominal $r_{m/n}$ para estos casos es la más alta, como se muestra en la tabla 4.3.

En conclusión, los resultados presentados para los índices de confiabilidad indican que el factor de carga viva usado por Rascón (1999), pero empleando el modelo aquí propuesto para caminos secundarios y un factor de reducción de resistencia igual a 0.9, es adecuado y más conveniente para

el diseño de puentes teniendo en cuenta un índice de confiabilidad objetivo de 3.75 por 1 año. Nótese además que el vehículo nominal para caminos secundarios por conveniencia se seleccionó con la misma configuración que el modelo para carreteras principales (escalando los valores por 0.9 como resultado del proceso de optimización); no obstante, los índices de confiabilidad son bastante consistentes como se aprecia en la figura 4.17, y el emplear un vehículo con la misma configuración podría ser más adecuado para su implementación en reglamentos y para facilitar la labor de los diseñadores.



a)



b)

Figura 4.17 Índice de confiabilidad para diferentes longitudes de claro (para a) fuerzas cortantes y b) momentos flexionantes) para caminos secundarios

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el desarrollo de esta investigación se estableció el procedimiento necesario para llevar a cabo un modelo de cargas vivas para puentes vehiculares específico para las características del tránsito actual y futuro del estado de Guanajuato, mediante un análisis de extremos y considerando presencia múltiple.

La información obtenida de los registros del WIM es consistente con lo presentado en las estadísticas del IMT, aunque con ciertas variaciones, éstas son justificables, ya que los aforos se realizaron en vialidades diferentes, aunque dentro del estado y el mismo año pero, en fechas diferentes. Los resultados de la comparación estadística indican que ciertamente existen camiones con gran sobrepeso transitando en las carreteras del estado, ya que el peso bruto vehicular máximo promedio registrado excede las 100 t (981.6 t).

Así mismo estas estadísticas muestran que en los últimos años, los vehículos que más transitan las carreteras del estado son los C2 y T3-S2, no obstante, las configuraciones con mayor porcentaje de vehículos sobrecargados son los T3-S2-R4 y los T3-S3. La información obtenida sobre la estadística de las vialidades y camiones de carga que por ella transitan, brinda un panorama general de la situación actual e histórica de los caminos del estado y permite respaldar el uso de los datos del WIM para desarrollar los modelos de cargas vivas para el estado de Guanajuato.

De acuerdo a las características de las carreteras ya construidas y de las que están por desarrollarse, es necesario elaborar un modelo de cargas vivas vehiculares que considere las características del tránsito sobre caminos de menor importancia, que para el caso del estado de Guanajuato es el tipo C. Lo anterior debido a que es camino que más se ha construido, tanto para jurisdicción estatal como federal y es el camino que principalmente se encuentra dentro de los planes de desarrollo de infraestructura carretera para los próximos 25 años.

En el desarrollo de esta investigación se utilizaron aforos de pesos y dimensiones recabados por el WIM, para calcular los elementos mecánicos debidos a vehículos individuales y presencia múltiple, tanto para carreteras principales como para caminos secundarios, tomando en cuenta un límite inferior para agilizar la velocidad de computo, mediante el programa PRODAT elaborado en MATLAB. Con los elementos mecánicos calculados se llevó a cabo un análisis estadístico y probabilístico que nos ayudó a determinar el comportamiento de las variables aleatorias, de donde se obtuvo que pueden modelarse como una variable tipo Gumbel, adicionalmente se llevó a cabo un análisis de extremos que proporcionó los elementos mecánicos para un periodo de retorno de 50 años, mismos que se utilizaron para obtener el modelo virtual y la carga de carril mediante optimización. A partir del modelo virtual obtenido se derivó el modelo nominal de diseño, todo lo anterior para el caso de carreteras principales y caminos secundarios.

El modelo nominal de cargas vivas vehiculares desarrollado para el estado de Guanajuato a partir de una base de datos de pesos, dimensiones, velocidades, etc., registrados mediante el peso en movimiento (WIM, por sus siglas en inglés) que se obtuvieron de la carretera MEX-090 Irapuato-Zapotlanejo, en su tramo Irapuato-La Piedad, perteneciente a la red federal libre del corredor No.3 Querétaro- Cd. Juárez, ubicada en el Estado de Guanajuato; consiste en un camión y una carga de carril.

La carga de camión está representada por un camión de diseño de 5 ejes, mientras que la carga de carril está representada por el camión de diseño con peso reducido (multiplicado por un factor de 0.9) y una carga uniformemente distribuida, cabe destacar que se desarrollaron dos modelos, uno para carreteras principales (tipo ET, A, B) y otro para carreteras secundarias (tipo C) mostrados en las figuras 4.7 y 4.15. Nótese que el vehículo nominal para caminos secundarios, por conveniencia se seleccionó con la misma configuración que el modelo para carreteras principales (escalando los valores por 0.9 como resultado del proceso de optimización); no obstante, los índices de confiabilidad son bastante consistentes como se aprecia en la figura 4.17, y el emplear un vehículo con la misma configuración podría ser más adecuado para su implementación en reglamentos y para facilitar la labor de los diseñadores.

Los análisis de confiabilidad realizados para los modelos para carreteras principales y secundarias, indican que si el modelo nominal de cargas vivas propuesto, tanto para carreteras principales como para secundarias, se implementa en el código de diseño mexicano, el factor de carga existente para carga viva es adecuado para un índice de confiabilidad objetivo de 3.75 para 1 año, lo que supone un índice de confiabilidad de 3.5 para una vida de servicio de 75 años.

Como comentario final, cabe destacar que para desarrollo de esta investigación se tomaron en cuenta datos estadísticos del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y la Secretaría de Obra Pública del Estado de Guanajuato (SOP), mismos que fueron proporcionados por dichas instituciones. Esto se enfatiza porque no siempre es fácil obtener esta información, que en su mayoría no está disponible públicamente, y para la cual se hicieron visitas directamente en esas instituciones con funcionarios involucrados en el tema, y quienes amablemente accedieron a proporcionar información muy importante para las decisiones de este trabajo. Por lo tanto, este estudio además aporta información importante sobre las características de los puentes en el estado de Guanajuato y a la que de otra forma sería difícil acceder. Esta información per se, es ya una aportación que puede coadyuvar a la generación de conocimiento sobre puentes y cargas vivas en el estado y en el país.

5.1 RECOMENDACIONES

Con el fin de mejorar los resultados obtenidos en la presente investigación, en futuras investigaciones relacionadas con el desarrollo de un modelo de cargas vivas para puentes vehiculares en el estado de Guanajuato se recomienda:

- I.** Modificar el comportamiento estático de la superestructura; es decir, en lugar de modelar los puentes como vigas simplemente apoyadas, calcular los elementos mecánicos modelando los puentes como vigas tipo continuas, Gerber, espaciales, etc.
- II.** Utilizar una potencia de cómputo que permita para el caso de presencia múltiple, obtener los elementos mecánicos causados por todos los supervehículos armados a las distancias entre vehículos reales, o por lo menos reducir el límite de peso por eje promedio utilizado (3.5 t) y aumentar la distancia de fraccionamiento de supervehículos (150 m), esto para verificar el grado de error causado al utilizar éstos límites.
- III.** Verificar si el modelo de cargas vivas propuesto para carreteras secundarias es aplicable a caminos alimentadores (tipo D), de ser negativo, obtener el factor de reducción que sea necesario para proporcionar los elementos mecánicos producidos por los vehículos a los que les es permitido el tránsito, según lo establecido en el reglamento de pesos y dimensiones para vehículos de carga.
- IV.** Obtener los factores de carga y resistencia específicos para las características físicas y estructurales de puentes vehiculares del estado de Guanajuato.

REFERENCIAS

ASSTO (2007). **"LRFD Bridge design specifications"**. American Association of State Transportation Officials, 4th edition, Washington D.C.

AASHTO (2012). **"LRFD bridge design specification"**. American Association of State Transportation Officials, 6th Ed., Washington, DC.

Ackermann G., Theyse H., Kannemeyer L. y Van A. C. (2008). **"Current status of weigh-in-motion in sub Sahara Africa"**. 5 th International conference on Weigh-in-motion HVParis 2008, may 19-22, pp 39-49.

Allen D. E. (1992). **"Canadian highway bridge evaluation: reliability index"**. Can. J. Civ. Eng, 19(6), 987-991.

Akaike H. (1974). **"A new look at the statistical model identification"**. IEEE Transactions on Automatic Control, 19(6), 716-723.

Athanassios P. (2008). **"A synthesis of the US practice on high speed WIM calibration"**. Universidad de Texas, San Antonio, Estados Unidos.

Barbat A. H. y Aguiar R. (1997). **"Revista Internacional de Ingeniería de estructuras"**. Volumen 4, número 2, 1999 y volumen 5, número 1, 2000.

Bárceñas V. (2011). **"Desarrollo de un programa de cómputo para el análisis estadístico de cargas de vehículos en movimiento y sus efectos de fatiga en puentes de acero"**. Tesis de maestría, DIP-FI Universidad Autónoma de Querétaro, Qro., México.

Bartlett F. M. y King J. P. C. (2002). **"Wind load factors for the Canadian highway bridge design code"**. Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering – 2002, I, 683-690.

Bartlett F. M., Hong H. P. y Zhou W. (2003). **"Load factor calibration for the proposed 2005 edition of the national building code of Canada: statistics of loads and load effects"**. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 30(2), 429-439.

Benjamin J. y Cornell A. (1970), **"Probability, Statistics, 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.

Canadian Standards Association (2006). **"Canadian highway bridge design code"**. National Standard of Canada, CAN/CSA-S6-06, CSA International.

Canadian Standards Association (2014). **"Canadian highway bridge design code."** National Standard of Canada, CAN/CSA-S6-14, CSA International.

Caprani C. C., O'Brien E. J. y McLachlan G. J. (2008). **"Characteristic traffic load effects from a mixture of loading events on short to medium span bridges"**. Structural Safety, 30 (5): 394-404.

Castillo E., Hadi A. S., Balakrishnan N. y Sarabia, J. M. (2005). **"Extreme value and related models in engineering and science applications"**. New York: John Wiley & Sons.

Castillo M., Mendoza A. y Gutiérrez J. (1995). **"Estudio de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan sobre carreteras nacionales. Análisis Estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en 1992 y 1993"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 17, Sanfandila, Qro.

Chan T.H.T. y Miao T.J. (2011). **"Statistical analyses of weigh-in-motion data for bridge live load development"**. In 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, 2-4 August 2011, Zurich, Switzerland.

Chen B., Zhong Z., Xie X. y Lu P. (2014). **"Measurement-Based Vehicle Load Model for Urban Expressway Bridges."** Mathematical Problems in Engineering, 10.1155/2014/340896.

Chen B., Zhong Z., Xie X., Wang J. y Lu P. (2014). **"Site-Specific Fatigue Load Spectrum for Urban Bridges"**. CICTP 2014: Safe, Smart, and Sustainable Multimodal Transportation Systems.

Cohen H. (1990). **"Truck Weight Limits: Issues and Options, Special Report 225"**. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Coles S.G. (2001). **"An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values"**. Springer, London.

Crespo S., Carrión F., Quintana J., Hernández A. y López J. (2013). **"Análisis del deterioro estructural por fatiga y prognosis de un puente típico de concreto utilizando simulación Monte Carlo"**. Instituto Mexicano del Transporte y Secretaria de comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica 379, Sanfandila, Qro.

Crespo S., Rodríguez D., Carrión F. y Quintana J. (2014). **"Análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debidos a cargas vivas vehiculares"**. Instituto Mexicano del Transporte y Secretaria de comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica 398, Sanfandila, Qro.

Csagoly P. F. y Dorton R. A. (1973). **“Proposed Ontario bridge design load”**. Ministry of Transportations and Communications, Report RR 186, Downsview, Ontario, Canada.

Csagoly P. F. y Knobel Z. (1981). **“The 1979 Survey of Commercial Vehicle Weights in Ontario”**. Ontario Ministry of Transportation and Communications, Toronto, ON.

Díaz de León A. (2001), **“Desarrollo de un modelo de cargas vivas vehiculares para el diseño de puentes en México”**. Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, DF.

Dolcemascolo V. y Sjögren L. (2008). **“Bridge weigh in motion: French tests and Swedish experience”**. 5 th International Symposium on Weigh-in-motion, HVPariis, 2008, may19-22, pp 214-219.

Dorton R. A. y Csagoly P. F. (1977). **“The development of the Ontario bridge code”**. Ministry of Transportations and Communications, Ontario, Canada.

Dukker M. y Marples D. (2008). **“Practical experiences and the next generation of WIM”**. International Conference on Heavy Vehicles HVPariis, Pp 93-102.

Duque F. (2011). **“Densidad de la carga como instrumento para diseño de los vehículos que circulan con sobrepeso”**. Revista Vinculando, capítulo 1-5, http://vinculando.org/transportes/densidad_de_carga_para_disenar_vehiculos.html.

Durán G., Gutiérrez J. y Mendoza A. (1996). **“Estudio de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan por las carreteras nacionales. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las estaciones instaladas en 1994”**. Secretaría de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 18, Sanfandila, Qro.

EC 1 (1994). **“Basis of design and actions on structures, Part 3: Traffic loads on bridges”**. European Prestandard ENV 1991-3: European Committee for Standardisation, TC 250, Brussels.

Ellingwood B., Galambos T. V., MacGregor J. G. y Cornell C. A. (1980). **“Development of a probability based load criterion for American national standard”**. A58. Spec. Pub. No. 577, National Bureau of Standards, Washington, D.C., p. 222.

Fernández L. E. y Ayala G. (2000). **“Análisis y evaluación de las cargas vivas vehiculares en México y sus efectos en puentes”**. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 4, N° 2 y Vol 5, N°1, 2000, Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador, 1-22.

Fu G. y You J. (2009). **“Truck Loads and Bridge Capacity Evaluation in China”**. Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 14 No. 5: 327-335.

Fu G. y You J. (2011). **“Extrapolation for Future Maximum Load Statistics.”** Journal of bridge engineering ASCE, Julio-agosto 2011.16:527-535.

Fu G., Liu L. y Bowman M. (2013). **"Multiple Presence Factor for Truck Load on Highway Bridges."** J Canadian Journal of Bridge Engineering, ASCE, 18: 240-249.

Fu G., You J., y Liu L. (2014). **"Future maximum load effect based on WIM data and its application"**. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life Extension, CRC Press.

García-Soto A.D., Hong H.P. y Gómez R. (2010). **"Basis for Truck Load Model for Bridge Design in Mexico"**. 8th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Canadian Society for Civil Engineering, Niagara Falls, Ontario, Canada, 10 p. paper.

García Soto A. D., Gómez R., y Hong H. (2010). **"Determinación probabilística de una propuesta de modelo de cargas vivas para el diseño de puentes vehiculares en México"**. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Gto.

García-Soto A.D. (2010). **"Basis for Some Mexican Bridge Design Load Requirements"**. Ph.D. Thesis, the University of Western Ontario, London, Ontario, Canada.

García-Soto A.D. (2013). **"Apuntes para el Taller: Elementos Básicos de Confiabilidad Estructural y sus Aplicaciones a Casos Recientes en México"**. II Congreso Internacional de Ingeniería Civil, Portoviejo-Manabí, Ecuador, 2013.

García-Soto A.D., Calderón-Vega F., Gómez R., y Escobar, J. A. (2014). **"Analysis of Live Load Effects on Bridge Modeled as Plates Considering Multiple Precense from WIM Data"**. 9th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Canadian Society for Civil Engineering, Calgary, Alberta, Canada.

Getachew A. (2003). **"Traffic Load Effects on Bridges Statistical Analysis of Collected and Monte Carlo Simulated Vehicle Data"**. Structural Engineering, Royal Institute of Technology, SE-100 44 Stockholm, Sweden.

Getachew A. y O'Brien E. (2007). **"Simplified site-Specific traffic load models for bridge assessment"**. Structure and Infrastructure Engineering, Taylor and Francis, Vol. 3 3(4): 303-311.

Ghosn M. y Moses F. (1986). **"Reliability calibration of bridge design code"**. Journal of Structural Engineering, ASCE, 112 (14), 745-763.

Ghosn M., Sivakumar B. y Moses F. (2008). **"Modeling maximum live load effects on highway bridges"**. Life-Cycle Civil Engineering: Proceedings of the International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, IALCCE '08, held in Varenna, (eds. F. Biondini and D. M. Frangopol).

Ghosn M., Sivakumar B. y Miao F. (2011). "**Load and Resistance Factor Rating (LRFR) in NYS**". Final Report Department of Civil Engineering The City College of The City University of New York, PROJECT NO. C-06-13, Vols. 1 y 2.

Gindy M. y Nassif H. (2007). "**Multiple presence statistics for bridge live load based on weight-in-motion data**". Journal of the Transportation Research Board, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D. C., No. 2028, 125-135.

Gómez R. (2008). "**Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y factores de carga y resistencia en el diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales**". Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.

Gutiérrez J., Mendoza A. y Dontchev P. (1995). "**Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en 1995 y 1996**". Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 20, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J. y Mendoza A. (2000). "**Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 1997**". Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 21, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J. y Mendoza A. (2001). "**Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 1998, 1999 y 2000**". Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 24, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J. y Mendoza A. (2002). "**Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2001**". Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 28, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J. y Mendoza A. (2003). "**Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2002**". Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 31, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J. y Mendoza A. (2004). "**Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2003**". Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 33, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J. y Mendoza A. (2006). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2004"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 35, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J., Villegas N. y Soria V. (2006). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2005"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 37, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J., Villegas N. y Soria V. (2008). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2006"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 39, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J., Villegas N. y Soria V. (2008). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2007"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 40, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J., Villegas N. y Soria V. (2009). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2008"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 42, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J., Villegas N. y Soria V. (2010). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2009"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 45, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J. y Soria V. (2011). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2010"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 48, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J., Villegas N. y Soria V. (2012). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2011"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 50, Sanfandila, Qro.

Gutiérrez J., Villegas N. y Soria V. (2013). **"Estudio estadístico de campo del autotransporte nacional. Análisis Estadístico de la Información recopilada en las Estaciones Instaladas en 2012"**. Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 54, Sanfandila, Qro.

Greenshields B. D. (1935). **"A Study in Highway Capacity"**. Highway Research Board, Proceedings, Vol.14.

Harman D. J. y Davenport A. G. (1976). **"The formulation of vehicular loading for the design of highway bridges in Ontario"**. Report of the University of Western Ontario BLWT-3, Project L-4.

Harman D. J. y Davenport A. G. (1979). **"A statistical approach to traffic loading on highway bridges"**. Canadian Journal of Civil Engineering, 6(4), 494-513.

Hernandez E. M. (2014). **"Statistical Analysis of Weigh-in-Motion Data for Bridge Design in Vermont"**. A Report from the University of Vermont Transportation Research Center, Final Technical Report TRC046-027402.

Hernández J. R. y Fabela M., (2004). **"Diseño y construcción de un prototipo para determinar el peso de vehículos ligeros en movimiento"**. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación técnica No. 247, Sanfandila, Querétaro, México.

Herrada J. (2013), **"Sistematización del Análisis del comportamiento de puentes carreteros de acero ante escenarios de tráfico pesado"**. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Querétaro, Qro., México.

Ibáñez A. (2011) **"Análisis estadístico de valores extremos y aplicaciones"**. Universidad de Granada, España.

Jack R. Benjamin (1981). **"Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil"**. 1ª Edición, editorial: Mc Graw Hill, Colombia.

Jacob B., Maillard J-B. y Gorse J-F. (1989), **"Probabilistic Traffic Load Models and Extreme Loads on a Bridge"**. ICOSSAR'89, 1973-1980.

Jacob B. et al., eds. (1999). **"European specification on weigh-in-motion of road vehicles."** [http://wim.zag.si/reports/specifications/WIM_specs .pdf](http://wim.zag.si/reports/specifications/WIM_specs.pdf).

Jacob B., Hannachi H. y Ieng S. S. (2010). **"Bridge weigh-in-motion on steel orthotropic decks – Millau viaduct and Autreville bridge."** Proc., 5th Int. IABMAS Conf., D. M. Frangopol, R. Sause, and C. S. Kusko, eds., Taylor and Francis, London, 209.

Jordaan I. (2005). **"Decisions under uncertainty"**. Probabilistic Analysis for Engineering Decisions, Cambridge University Press, 688 p.

Katz B. J., (2001). **"Field And Modeling Framework For Evaluating Truck Weigh Station Operations"**. Faculty of the Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg Virginia.

Kennedy D. J., Gagnon D. P., Allen D. E. y McGregor J. G. (1992). **"Canadian highway bridge evaluation: load and resistance factors"**. Can. J. Civ. Eng., 19(6), 992-1006.

Kulicki J. M. y Mertz D. R. (2006). **"Evolution of vehicular live load models during the interstate design era and beyond"**. Transportation Research Circular E-C104, Fifty years of interstate structures, past, present and future, Transportation Research Board, Structures section.

Kulicki J. M., Prucz Z., Clancy C. M., Mertz D. R. y Nowak A. S. (2007). **"Updating the calibration report for AASHTO LRFD code final report"**. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Project No. NCHRP 20-7/186.

Kwon O., Kim E. y Orton S. (2011). **"Calibration of Live-Load Factor in LRFD Bridge Design Specifications Based on State-Specific Traffic Environments."** J. Bridge Eng. 16, SPECIAL ISSUE: AASHTO-LRFD Bridge Design and Guide Specifications: Recent, Ongoing, and Future Refinements, ASCE, 16: 812-819.

Laman J. A. y Nowak A. S. (1997). **"Site-specific truck load on bridges and roads"**. Proc. Instn Civ. Engrs, Transp., No. 123, Paper 11326, 119-133.

La Torre F. (2008). **"The use of weigh-in-motion and stress-in-motion data in road management: the results of a PIARC inquiry"**. University of Firenze, Italia.

Leal J. (2008). **"Weigh-in-motion measurements in the national road network of Spain during the 2000-2003 period. Data collection procedure and main results"**. CEDEX-Ministry of Fomento, Madrid, España.

Li D., Bhattacharya B. y Chajes M. J.. (2008). **"In- service load & resistance factor rating method for bridges"**. 17th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 13-16, 2004, University of Delaware, Newark DE. |

Madsen H. O., Kren S. y Lind N. C. (1986). **"Methods of Structural Safety"**. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

Medina J. L. (2014). **"Efectos de fatiga y extremos en puentes de concreto presforzado ante cargas de vehículos pesados"**. Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Querétaro, Qro., México.

Meli R. (1985). **"Estudio estadístico de propiedades de materiales y estructuras de concreto reforzado en el Distrito Federal"**. Reporte elaborado para la Dirección General de Administración de Uso del Suelo, Departamento del Distrito Federal.

Mendoza A., Cadena A., De Buen O., Domínguez L. y Rico A., (1992), **"Análisis Estadístico del Peso y las dimensiones de los vehículos de carga que circulan por la red nacional de carreteras. Estaciones**

instaladas durante 1991", Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 8, Sanfandila, Qro.

Miao T. J. y Chan T. H. T. (2002). "**Bridge live load models from WIM data**". Engineering Structures, Vol. 24, 1071-1084, the Department of Civil & Structural Engineering, the Hong Kong Polytechnic University, Kowloon, Hong Kong, China, 14 pp.

Moreno E., Bustos A., Aguerrebere R. y Becerra A., (2001), "**Características del Autotransporte Público y Privado de Carga en las Carreteras Mexicanas**". Secretaria de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, documento técnico No. 167, Sanfandila, Qro.

Moses F. (1979). "**Weigh-in-motion system using instrumented bridges**." Transp. Engrg. J. 105(3), 233-249.

Moses F. (2001). "**Calibration of load factors for LRFR bridge evaluation**". NCHRP Rep. No. 454, National Academy Press, Washington, D.C.

Muñoz E., Núñez F., Rodríguez W., Otalora C. y Ruiz D. (2006), "**Aplicación de los principios de confiabilidad estructural para la evaluación de un puente de acero, apoyada en el monitoreo e instrumentación**". Pontificia Universidad Javeriana, Colombia.

Murray R. Spiegel (1991). "**Estadística**". 2ª Edición, Ed: Mc Graw Hill.

Nowak A. S. y Zhou J. (1989). "**System Reliability Models for Bridges**". Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Mi 48109-1092, Estados Unidos Structural Safety, 7 (1990) 247-254.

Nowak A. S. y Hong Y. (1991). "**Bridge live-load models**". Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(9), 2757-2767.

Nowak A. S. (1992). "**Calibration of LRFD Bridge Design Code, NCHRP Project 12-33**". University of Michigan, Ann Arbor, MI.

Nowak A. S. (1993). "**Live load model for highway bridges**". Structural Safety, Elsevier Science Publishers, vol. 13, 53-66.

Nowak, A. S., (1995). "**Calibration of LRFD bridge design code**". Journal of Structural Engineering, ACSE, 121(8), 1245-1251.

Nowak A. S. y Szerszen M. M. (1998). "**Bridge load and resistance models**". Engineering Structures, Elsevier Science, 20(11), pp 985-990, University of Michigan, USA.

Nowak A. S. (1999). **"Calibration of LRFD bridge design code."** Transportation Research Record 368, Transportation Research Board, Washington, DC.

Nowak A. S. y Lutomirska, M. (2009). **"Live load for long Span"**. Proceedings of ICOSSAR09, article CH-415.

NTCS (2004). **"Normas técnicas complementarias para diseño por sismo"**. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

O'Brien E. y Znidaric A. (2001). **"Weighing-in-motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE)"**. Report of Work Package 1.2, Bridge WIM systems (B- WIM), European Commission DG VII – Transport, 4h Framework Programme Transport, Ljubljana, Slovenia.

O'Brien E., Znidaric A. y Ojio T., (2008). **"Bridge weigh-in-motion- latest developments and applications word wide"**. International Conference of Heavy Vehicles - ICWIM5, Paris, France, 2008, pp. 39-56. [

O'Brien E., Rattigan P., González A., Dowling J. y Znidaric A (2009). **"Characteristic dynamic traffic load effects in bridges"**. University College Dublin, Ireland. Engineering Structures, 31 (7): 1607-1612.

O'Brien E., Cantero D., Enright B. y González A. (2010). **"Characteristic Dynamic Increment for Extreme Traffic Loading Events on Short and Medium Span Highway Bridges"**. Engineering Structures, Vol 32, Issue 12, December 2010, pp 3827-3935.

O'Brien E. y Enright B. (2011). **"Modeling same-direction two-lane traffic for bridge loading"**. Structural Safety, Vol. 33(2011), 296-304.

O'Brien E., Daly A., O'Connor A., Cahill F. y Arrigan J. E. (2012). **"Increasing truck weight limits: Implications for bridges"**. Procedia - Social and Behavioral Sciences, 48(0): 2071-2080.

O'Connor A. (2001). **"Application of WIM in probability based safety assessment of bridges"**. Trinity College Dublin, Ireland.

O'Connor A., Jacob B., O'Brien E. y Prat M. (2001). **"Report of Current Studies Performed on Normal Load Model of EC1- Traffic Loads on Bridges"**. RFGC, Hermes Science Publications.

O'Connor A. y O'Brien E. (2005). **"Mathematical Traffic Load Modelling and Factors Influencing the Accuracy of Predicted Extremes"**. Canadian Journal of Civil Engineering, vol 32, 270-278.

PICEG (2013). **"Plan de Infraestructura Carretera del Estado de Guanajuato"**. Gobierno del Estado de Guanajuato, Gto, Mexico.

Pelhrey J., Higgins C., Sivakumar B., Groff R., Hartman B., Charbonneau J., Rooper J. y Johnson B. (2008). **"State-Specific LRFR Live Load Factors Using Weigh-in-Motion Data"**. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 13(4), 339-350.

Poulikakos L., Heutschi K., Arrigada M., Anderegg P. y Partl M. (2008). **"Comparison of WIM, noise, vibration data from heavy vehicles"**. EMPA, Zurich Switzerland.

Revista de divulgación científica y tecnológica de la Asociación (1996). **"Ciencia hoy"**. Volumen 5, N°35.

Rascón O. A. (1999). **"Modelo de cargas vivas vehiculares para diseño estructural de puentes en México"**. Instituto Mexicano del Transporte y Secretaria de Comunicaciones y Transportes, publicación técnica No. 118, Sanfandila, Qro.

Rascón O. A. (2004). **"Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros"**. Instituto Mexicano del Transporte y Secretaria de Comunicaciones y Transportes, publicación técnica No. 243, Sanfandila, Qro.

Rascón O. A., Barousse M. y Ventura, G. (1997). **"Análisis normativo y estadístico de cargas vivas en puentes en México"**. Instituto Mexicano del Transporte, publicación técnica No. 97, Sanfandila, Qro.

Rodríguez D., Carrión F., Crespo S., Quintana J. y Gasca H. (2014). **"Diseño de un modelo para pronóstico del deterioro por fatiga de un puente tipo de concreto presforzado"**. Instituto Mexicano del Transporte y Secretaria de comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica 416, Sanfandila, Qro.

Ruiz S. E. (1993). **"Reliability associated with safety factors of ACI 318-89 and the Mexico City concrete design regulations"**. Structural Journal, 90-S27, 262-268.

Salgado, R. (1999). **"Desarrollo de un Procedimiento para la Definición de Factores de Carga para puentes en México"**. Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Schmidt F., Zhou X. y Toutlemonde F. (2014). **"A peaks-over-threshold analysis of extreme traffic load effects on bridges"**. Young Research Seminar 2013, Jun 2013, France. 13p. <hal-00949698>.

Secretaria de Comunicaciones y Transportes (2003-2013). **"Anuarios Estadísticos: 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012 y 2013"**. Coordinación general de planeación y centros SCT.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2001). **“Nueva Normatividad para Diseño de Puentes. N-PRY-CAR-6-01-001/01 a N-PRY-CAR-6-01-006/01”**. Secretaría de Comunicaciones y transportes, México.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2014). **“NOM-012-SCT-2014. Norma Oficial Mexicana Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal”**. Diario Oficial de la Federación, 14 de noviembre, México.

Siegert D., Estivin M., Billo J., Barin F. y Toutlemonde F. (2008). **“Extreme effects of the traffic loads on a prestressed concrete bridge”**. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Francia.

Sivakumar B. y Ibrahim F. I. S. (2007). **“Enhancement of bridge live loads using weigh-in-motion data”**. Bridge Structures: Assessment, Design and Construction, Vol. 3 (3-4), 193-204.

Sivakumar B., Ghosn M. y Moses F. (2008). **“Protocols for Collecting and Using Traffic Data in Bridge Design”**. Unpublished draft final report for NCHRP Project 12-76, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, DC.

Sivakumar B. y Ghosn M. (2011). **“Recalibration of the LRFR Load Factors in the AASHTO Manual for Bridge Evaluation”**. Final report for NCHRP Project 20-07/Task 285, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, DC.

Sousa H., Zavitsas K., Polak J. W., Chryssanthopoulos M. K. (2014). **“Inferring Asset Live Load Distributions from Traffic Flow Data: A New SHM Opportunity?”**. Hal (archives-ouvertes), hal-01020377, Le Cam, Vincent and Mevel, Laurent and Schoefs, Franck. EWSHM - 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, Jul 2014, Nantes, France. <hal-01020377>.

TDC Traffic Systems, (2014). **“<http://www.tdcsystems.co.uk/products>”**. Página electrónica de la compañía consultada.

Tianjun M. (2001). **“Bridge live load models with special reference to Hong Kong”**. Ph. D. Thesis, Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University.

Torres A., Del Valle A., Martínez M., Pérez J. y Backhoff M. (2010). **“Plan Nacional de evaluación de puentes federales, libres de peaje dañados por corrosión (2000-2005). Una cuantificación de resultados, proyectos y colaboraciones”**. Instituto Mexicano del Transporte y Secretaria de comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica 327, Sanfandila, Qro.

Velasco F. y Hernández (2007). **“Teoría de valores extremos: Una introducción”**. Revista de Ciencias Básicas UJAT vol. 6.

Verma D. y Moses, F. (1989). **"Calibration of bridge-strength evaluation code"**. Journal of Structural Engineering, ACSE, 115(6), 1538-1554.

Walubita L. F., Lui W., Scullion T., Alvarez- Lugo, López-Esalas y Simate G. (2011). **"Traffic weigh-in-motion (WIM) measurements and validation of the Texas perpetual pavement structural design concept"**. Research article, Vol. 29.

Wang X., Liu Z. y Shang Y. (2014). **"Sustainable Analysis Architecture and Optimization of Urban Freight under Congestion."** Procedia - Social and Behavioral Sciences, 10.1016/j.sbspro.2014.07.220.

ZAG Ljubljana (2005). **"SiWIM bridge weigh-in-motion manual"**. 3rd Ed., Ljubljana, Slovenia.

Zhao H. (2010). **"Bridge weigh-in-motion for bridge safety and maintenance."** Ph.D. dissertation, Dept. of Civil, Construction, and Environmental Engineering, Univ. of Alabama, Birmingham, AL.

Zhao H. y Tabatabai H. (2012). **"Evaluation of a Permit-Vehicle Model Using Weigh-in-Motion Truck Records"**. Journal of Bridge Civil Engineering, 17: 389-392.

Zhao H., Uddin N., O'Brien E., Shao X. y Zhu P. (2014). **"Identification of Vehicular Axle Weights with a Bridge Weigh-in-Motion System Considering Transverse Distribution of Wheel Loads"**. ASCE 040 130008-1 a 15. J Bridge Eng.

Zhou X. Y., Schmidt F., Jacob B. y Toutlemonde F. (2014). **"Accurate and up-to-date evaluation of extreme load effects for bridge assessment "**. Transport Research Arena 2014, Paris.