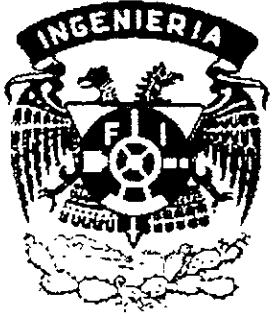


01181
3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DESARROLLO DE UN MODELO DE CARGAS VIVAS
VEHICULARES PARA EL DISEÑO DE PUENTES EN MÉXICO**

TESIS

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

**PRESENTA
ABRAHAM DIAZ DE LEÓN BENARD**

**DIRIGIDA POR
DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
SEPTIEMBRE 2001**

2001-11-15



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

A mis padres,
Gloria A. Benard Lopez y Oscar A. Diaz de León Gonzales
porque siempre han creído en mí,
pero sobre todo por el apoyo y cariño incondicional
que me han brindado toda la vida.

A mis hermanas,
Abigail y Saraheli
por su gran apoyo, comprensión y paciencia,
al compartir conmigo los buenos y malos momentos

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento muy especial al **Dr. A. Gustavo Ayala Milián**, por haber dirigido el presente trabajo con gran empeño y entusiasmo, por su paciencia, y por el apoyo que siempre me brindó para el logro de mis metas y objetivos.

Agradezco al **M.I. Roberto Magallanes Negrete**, por sus comentarios y observaciones durante la elaboración de esta tesis en su manuscrito final.

A los integrantes, y amigos, del equipo de trabajo de investigación del Dr. Ayala, que en los momentos buenos o malos estuvieron siempre presentes. En especial por compartir sus conocimientos en fructuosas discusiones un agradecimiento a: **Esteban Flores Mendez, Guillermo Roedor Carbo, Luis E. Fernandez Baqueiro y Elias A. Tavera Gutierrez**.

Agradezco a la **DEPFI** por la educación que recibí, así como a **DGAPA, CONACyT, Instituto de Ingeniería, y Abigail Diaz de León Benard** el apoyo económico que me prestaron.

RESUMEN

En esta tesis se formula un procedimiento para el desarrollo de un Modelo de Cargas Vivas Vehiculares (MCCVV) para el diseño de puentes en México. Este procedimiento tiene como propósito que un mismo MCCVV con factores de cargas y resistencia garantice el nivel de seguridad adecuado, acorde con el que suele usarse en códigos vigentes, para el diseño por capacidad última de puentes de sección compuesta a base de losa de concreto y vigas de acero, donde la revisión incluye la combinación de cargas básicas que considera el MCCVV sin tomar en cuenta el efecto del viento. El grupo de estructuras consideradas en este estudio posee longitudes de 10 a 60 metros.

La solución al problema se basa en la teoría de confiabilidad estructural; teniendo como resultado factores de sitio, a partir de distintas calibraciones basadas en los resultados de los análisis de confiabilidad, cada uno relacionado con una condición de tránsito vehicular caracterizado por la combinación del Tránsito Diario Promedio de Vehículos Pesados (TDPVP) y el Porcentaje de Vehículos Pesados (PVP) en un carril y sentido. Se obtiene también, coeficientes de variación de carga viva e impacto, de utilidad en estudios de confiabilidad estructural de puentes en México, donde el diseño o revisión incluye como variable básica la carga viva y el impacto.

CONTENIDO

| | |
|--|-----------|
| RESUMEN | i |
| 1. Introducción | 1 |
| 2. Antecedentes..... | 4 |
| 2.1. Modelos de Cargas Vivas Vehiculares para el diseño de puentes | 6 |
| 2.1.1. Estados Unidos | 9 |
| 2.1.2. Canadá | 11 |
| 2.2. Modelos de Cargas Vivas Vehiculares propuestos para México | 12 |
| 2.3. Reglamentos sobre el Peso y Dimensiones del Autotransporte en México | 14 |
| 3. Solicitaciones en puentes..... | 16 |
| 3.1. Simulación | 18 |
| 3.1.1. Generación de trenes de carga..... | 19 |
| 3.1.2. Calculo de momentos y cortantes máximos absolutos | 20 |
| 3.2. Estudio estadístico | 25 |
| 3.2.1. Elección de un tipo de función de densidad de probabilidad..... | 27 |
| 3.2.2. Determinación de parámetros estadísticos poblacionales..... | 30 |
| 3.2.3. Extrapolación de parámetros estadísticos poblacionales | 33 |
| 4. Valores nominales, factores de sesgo y coeficientes de variación | 38 |
| 4.1. Carga viva e impacto..... | 39 |
| 4.2. Carga muerta..... | 40 |
| 4.3. Resistencia | 43 |
| 5. Confiabilidad estructural en puentes | 44 |
| 5.1. Teoría de Confiabilidad..... | 47 |
| 5.1.1. Métodos de confiabilidad..... | 56 |
| 5.1.1.1. Nivel III. | 56 |
| 5.1.1.2. Nivel II..... | 59 |
| 5.1.1.3. Nivel I | 63 |
| 5.2. Herramienta de análisis | 66 |
| 5.3. Propuestas | 69 |
| 5.3.1. Modelo de cargas vivas vehiculares | 71 |
| 5.3.2. Factores de cargas y resistencia..... | 73 |
| 5.3.3. Factores de sitio..... | 74 |
| 5.3.4. Factores de sesgo y coeficientes de variación de carga viva e impacto | 76 |
| 6. Conclusiones y recomendaciones..... | 78 |
| 6.1. Conclusiones | 79 |
| 6.2. Recomendaciones..... | 80 |
| REFERENCIAS..... | 81 |
| APENDICES..... | 86 |

| | |
|---|----------------|
| Apéndice A | 86 |
| A.1. Mediciones de las cargas vehiculares en México | 86 |
| A.2. Manual de usuario del programa S.L.O.B.S. v.1.0.a. | 88 |
| A.3. Ejemplo de calculo de MCMA con S.L.O.B.S. v.1.0.a. | 90 |
| A.4. Máximos MCMA obtenidos en las simulaciones | 93 |
| A.5. Obtención de parámetros estadísticos de la muestra | 94 |
| A.6. Obtención de distribuciones de densidad y acumulada de frecuencias | 96 |
| A.7. Tipos de funciones de densidad y distribución de probabilidad | 98 |
| A.8. Resumen de resultados del estudio estadístico | 102 |
| A.9. Factor de corrección F_c en las extrapolaciones..... | 109 |
| A.10. Parámetros estadísticos poblacionales de las extrapolaciones..... | 110 |
| A.11. Ejemplo de una extrapolación de parámetros estadísticos poblacionales..... | 116 |
| Apéndice B..... | 119 |
| B.1. Valores nominales de diseño de cada MCVV propuesto para México..... | 119 |
| B.2. Factores de sesgo de carga viva e impacto de las extrapolaciones (1) y (3)..... | 120 |
| B.3. Comparación de factores de sesgo de carga viva de las extrapolaciones (1) y (3)... | 121 |
| Apéndice C | 123 |
| C.1. Análisis de confiabilidad para diseños específicos | 123 |
| C.2. Diseños para un nivel de confiabilidad específico..... | 125 |
| C.3. Tratamiento de múltiples modos de falla..... | 125 |
| C.4. Manual de usuario del programa SRADP v.1.2.b..... | 126 |
| C.5. Ejemplo del programa SRADP v.1.2.b. en un Análisis de Confiabilidad | 128 |
| C.6. Ejemplo del programa SRADP v.1.2.b. en un Diseño de Confiabilidad..... | 131 |
| C.7. Índices de confiabilidad beta relacionados a cada modo de falla | 134 |
| C.8. Factores de sesgo de carga viva de cada MCVV propuesto para México | 136 |
| C.9. Cociente del valor nominal de diseño y valor característico de carga viva | 138 |
| C.10. Observaciones al MCVV VCV y la utilización de factores de sitio..... | 139 |

1. Introducción

El aumento en la actividad económica de México ha traído como consecuencia un incremento en el número de vehículos pesados que transita sobre caminos y puentes federales. Ello, sumado a la existencia de una fracción considerable de vehículos pesados sobrecargados (IMT y SCT, 1992), fomentado por la falta de un sistema de control de pesos y dimensiones (Fossas, 1991), ha provocado deterioro en caminos y puentes federales no previstos en su diseño (Barrera, F., 1991). Esta circunstancia ha despertado el interés de los ingenieros de puentes por conocer el nivel de seguridad de sus diseños, tanto para puentes nuevos como para los existentes. Tal interés se ha visto acentuado por el hecho de que los modelos de carga viva vehicular han sido desarrollados en el extranjero para condiciones de tránsito diferentes a las nacionales, lo cual puede no representar una solución satisfactoria para México. El Modelo de Carga Viva Vehicular (MCVV), no sólo debe ser capaz de representar las solicitaciones a las que el puente puede estar sometido en el momento del diseño o evaluación, sino también ser capaz de representar el aumento que seguramente tendrá en el futuro. Este aumento dependerá de los planes de crecimiento del país, su infraestructura, parque vehicular existente y leyes relacionadas; situaciones tales que al final, se ven reflejadas en las características de un MCVV que proponga cualquier código para el diseño de puentes.

En el pasado reciente, se han realizado en México diversos esfuerzos para conocer las características del tránsito y de las cargas que circulan por los caminos nacionales. Particularmente dos grupos han trabajado en el tema: uno dentro del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y otro en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La presente investigación tiene como principal interés el desarrollo de un Modelo de Cargas Vivas Vehiculares (MCVV) que resulte sencillo de aplicar; representativo de las características del tránsito que pudieran existir sobre los diferentes tipos de caminos nacionales y que, al mismo tiempo, conduzca a diseños que garanticen una seguridad uniforme preestablecida acorde con la que suele usarse en los códigos vigentes para el diseño de puentes.

Por lo tanto los objetivos principales de esta investigación son proponer:

- a) Las modificaciones mínimas necesarias para un modelo de cargas vivas vehiculares (MCVV) que se pueda incluir en un código de diseño para puentes, para que sea utilizado rutinariamente por ingenieros dedicados a esta práctica en México.
- b) Factores de cargas y resistencia, que garanticen una confiabilidad uniforme ante una combinación de cargas básicas (carga muerta, carga viva e impacto) que corresponda a un diseño por capacidad última de puentes de sección compuesta a base de losa de concreto y vigas de acero.
- c) Factores de sitio, que tomen en cuenta el Tránsito Diario Promedio de Vehículos Pesados (TDPVP) y el Porcentaje de Vehículos Pesados (PVP) en la utilización del MCVV y así reducir costos de infraestructura, además de lograr la utilización de un modelo único para diferentes caminos.

- d) Factores de sesgo y coeficientes de variación de carga viva e impacto, para un período de retorno a veinte años, junto con el procedimiento, formulación y parámetros necesarios; con los cuales sea posible obtener factores de sesgo y coeficientes de variación para cualquier periodo de retorno. Esto con el propósito de que puedan ser de utilidad en investigaciones futuras orientadas al análisis y diseños de confiabilidad estructural de puentes en México, para diferentes estados límite y combinaciones de carga que incluyan como variable aleatoria la carga viva.

El procedimiento utilizado para cumplir con los objetivos propuestos anteriormente, tiene su fundamento principalmente en la Teoría de Confiabilidad Estructural, que en la práctica propone manejar como variables aleatorias a las cargas y resistencia involucradas en un diseño dado, requiriendo para ello el valor nominal de diseño (x_n), tipo de distribución y parámetros estadísticos como son: factor de sesgo (λ)¹ y coeficiente de variación (C)² asociados a cada una de las variables en cuestión. Esta información se toma de investigaciones existentes (Nowak, 1995; Verma y Moses 1989) en el caso de resistencia y carga muerta. Desgraciadamente, esto no es el caso para carga viva e impacto, que se deben de obtener siguiendo un procedimiento que involucra la simulación del tránsito de vehículos sobre puentes y el estudio estadístico de los datos obtenidos.

La presente tesis consta de seis capítulos, los primeros dos hacen una revisión general de los antecedentes, teoría, enfoques e investigaciones realizadas sobre el tema, con lo cual se trata de orientar y dar contenido a la investigación realizada que se describe en los tres capítulos siguientes. Al final del trabajo se presenta un capítulo de conclusiones y recomendaciones, las referencias y por último los apéndices. Cada uno de los tres apéndices corresponde a etapas de la investigación, en ellos se presenta material necesario para obtener resultados, pero, que se excluyó del texto principal para dar mayor fluidez a la lectura.

La tabla 1.1 presenta de forma esquemática un diagrama de flujo que describe el trabajo de investigación, indicando en la columna derecha la etapa y en el renglón superior el capítulo. Se observa que la etapa I es el procedimiento para caracterizar las propiedades estadísticas de la variable básica de carga viva ($f_N(x), \mu_N, \sigma_N$)³; la etapa II comprende la obtención de parámetros estadísticos necesarios para llevar a cabo los diferentes análisis de confiabilidad de cada MCVV propuesto como una opción para México (secciones: 2.1 y 2.2); la etapa III incluye la propuesta de factores de sitio (η_s), esto con base en comparaciones del índice de confiabilidad β objetivo de 3.5 (sección: 5.3) y el promedio de los índices de confiabilidad β global del grupo de estructuras analizadas (sección 5.3.3). Es importante mencionar que la determinación de los factores de sitio fue llevada a cabo hasta que fueron propuestos el MCVV y los factores de carga y resistencia (secciones: 5.3.1 y 5.3.2).

¹ Es el resultado de dividir la media entre el valor nominal de diseño (λn); consúltese el capítulo 4

² Es el resultado de dividir la desviación estándar entre la media; consúltese el capítulo 4.

³ Respectivamente, tipo de función de densidad de probabilidad, media y desviación estándar, extrapolados a un tiempo donde no se presentan cambios significativos, consúltese la sección 3.2.3

2. Antecedentes

La necesidad de que México cuente con su propio Modelo de Cargas Vivas Vehicular (MCVV) para el diseño de puentes, se justifica por que los MCVV propuestos por códigos extranjeros, que suelen ser utilizados en México, han dejado de ser representativos a las solicitudes en que se ven sometidos los puentes nacionales. Por lo tanto se infiere, un inadecuado valor en el factor de carga viva propuesto por el código respectivo, el cual también resultaría ser inadecuado en combinación con otros, como serían los de carga muerta y resistencia, trascendiendo en diseños con niveles de seguridad no requeridos.

Dentro de las investigaciones recientes relacionadas al tema a desarrollar en este trabajo, las cuales sirven de antecedente, están las realizadas por: Barousse (1997), Fernández (1997), Salgado (1999) y Vélez (2000). Los resultados obtenidos en estos trabajos se basan en simulaciones de tránsito únicamente de vehículos pesados sobre puentes simples, relacionados con distintos escenarios que incluyeron tránsito discreto de uno, dos y hasta tres vehículos.

En la investigación de Barousse (1997), se usó un escenario de tránsito caracterizado por un vehículo pesado cuyas características correspondían estadísticamente a los vehículos pesados que transitan en México. Sus resultados motivaron un interés por el desarrollo de un MCVV para el diseño de puentes en México, esto debido a la diferencia significativa que se daba entre las solicitudes reales y aquellas obtenidas con MCVV propuestos por códigos utilizados en el extranjero. En este mismo trabajo se pudieron identificar los vehículos que con mayor frecuencia infringían las reglamentaciones oficiales sobre pesos y dimensiones de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4⁴, mismos que por sus características pueden llegar a ocasionar un severo daño a puentes y caminos.

Por su parte, Fernández (1997) estudió el efecto de distintos escenarios con vehículos múltiples; los escenarios que investigó se justificaron debido a que las solicitudes ocasionadas por la presencia de un solo vehículo pesado sobre puentes con longitudes pequeñas, pueden subestimar aquellas correspondientes a la presencia de un conjunto de vehículos pesados sobre puentes con longitudes medianas. Fernández también incluyó en los escenarios del tránsito vehicular sobre los puentes las velocidades altas y bajas, encontrando que las velocidades altas provocan un aumento significativo en las solicitudes en puentes. Los resultados de Fernández muestran un panorama de la influencia que tienen los vehículos reales T3-S3 y T3-S2-R4 al transitar por separado sobre distintos puentes; siendo que estos vehículos por sus características, poca y gran cantidad de ejes respectivamente y por el peso total relacionado con la carga que transportan, resultan ser casos particulares en las solicitudes dominantes sobre puentes; como resultado se observó que el vehículo T3-S3 domina sobre puentes con longitudes menores a 25 metros y el vehículo T3-S2-R4 rige en puentes con longitudes superiores a 25 metros.

En la misma línea de pensamiento, Vélez (2000) estudió el escenario de tránsito de un vehículo pesado sobre puentes, con modificaciones en la manera en que se extrapolan en el tiempo las solicitudes obtenidas de la simulación, para lo cual, realizó un estudio

⁴ Clasificación que se utiliza en la reglamentación de vehículos pesados que transitan en México T3-S3 corresponde a un tractor de tres ejes con un semiremolque de tres ejes y T3-S2-R4 corresponde a un tractor de tres ejes con un semiremolque de dos ejes y un remolque de cuatro ejes.

estadístico del comportamiento del tránsito promedio diario anual (TDPA) y porcentajes de vehículos pesados (PVP) en distintos caminos clasificados de acuerdo a sus especificaciones geométricas en México. Con base en esto agrupó la *base de datos*⁵ de la cual se extrae la información para realizar cada una de las simulaciones, de acuerdo a la clasificación del camino donde fue realizado cada aforo, asumiendo de acuerdo con la clasificación del camino un comportamiento similar de TDPA y PVP. De sus resultados, se obtienen diferencias significativas entre las solicitaciones de una a otra clasificación de un camino, sugiriendo se utilicen factores que tomarán en cuenta el TDPA y PVP en la utilización de un MCVV.

Por último, Salgado (1999) estudió el análisis y diseño hipotético, de puentes de sección compuesta de losas de concreto y vigas de acero, mediante la teoría de confiabilidad estructural, utilizando como cargas las solicitaciones obtenidas del trabajo de Fernández (1997); logrando proponer un MCVV para el diseño de puentes en México. De sus resultados resalta la importancia de las probabilidades de falla (PF) obtenidas en sus análisis de confiabilidad al emplear códigos de diseño que comúnmente se utilizan en México. Por ejemplo, se mencionan valores de PF que van del 50 hasta un 88 % (índices de confiabilidad β ⁶ de 0 a -1.2) cuando utiliza el modelo y factores propuestos por el código AASTHO⁷ (1996) y PF del orden de un 74 a un 36 % (índices de confiabilidad β de -0.65 a 0.35) si utiliza el código AASTHO LRFD⁸ (1994). Estos resultados, se obtuvieron en puentes con vigas simplemente apoyados con claros de 6 y 60 metros respectivamente.

⁵ Los caminos que integran la base de datos que se utilizó se indican en la tabla A.1; consúltense sección A.1 del apéndice A.

⁶ El significado de índice de confiabilidad β se trata en la sección 5.1, de la figura 5.3 de esta sección podrá determinar de forma aproximada el índice β correspondiente a una probabilidad de falla

⁷ AASTHO Son las siglas en inglés de "American Association of State Highway and Transportation Officials"

⁸ AASTHO LRFD Son las siglas en inglés de "American Association of State Highway and Transportation Officials, Load and Resistance Factor Design"

2.1. Modelos de Cargas Vivas Vehiculares para el diseño de puentes

El MCVV es la manera más simple en que se pueden representar las cargas de tránsito vehicular que pasa sobre los puentes, que por su naturaleza y configuración, se presentan con magnitudes distintas a lo largo de un puente asimismo de una estructura a otra. El ingeniero dedicado a la práctica del diseño de puentes, tiene que usar estos modelos para predecir las solicitaciones máximas a las que un puente puede verse sometido.

La determinación del MCVV depende de muchas variables, cuya consideración se ve reflejada en la calidad del modelo resultante (coincidencia con la realidad), entre ellas, el que tome en cuenta las características reales de los vehículos (ancho, largo, distancias entre ejes, peso por cada eje, suspensión y número de neumáticos) que transitan sobre los puentes y las características del flujo de tránsito sobre los puentes. Por tanto deben considerarse al menos dos escenarios (sección 3.1): 1) la presencia de un vehículo, 2) la presencia de más de un vehículo. Las características del tránsito (PVP y TDPA) que se estudien deben ser las más representativas de caminos en distintas regiones de un país (sección 3.1). El primer escenario debe estudiarse porque las solicitaciones resultado del segundo escenario pueden ser subestimadas en puentes de corta a mediana longitud, pues la presencia de un solo vehículo sobre el puente está asociado al tránsito de vehículos con velocidad alta (Greenshields, 1935) lo que repercute en un incremento de la magnitud en las solicitaciones.

El incremento de la magnitud en las solicitaciones asociado al tránsito de vehículos con velocidad alta es un fenómeno conocido como *impacto* o simplemente *incremento dinámico*, suele ser interpretado, calculado y analizado de diferentes maneras (Bakht y Pinjarkar, 1989). Este fenómeno es importante en puentes donde alguno de sus periodos es similar al del sistema de cargas actuante. Por lo general este fenómeno se acentúa en puentes de corta a mediana longitud donde la presencia de un solo sistema de cargas (un vehículo) y se atenúa conforme aumenta la longitud del puente, cuando se da cabida a más de un sistema de cargas donde algunos de los periodos del puente nunca llegan a igualarse al resultante del sistema de cargas (Hwang y Nowak, 1991). En los códigos relacionados al diseño de puentes se contempla este incremento mediante el *factor de incremento dinámico* (AASHTO, 1996; AASHTO LRFD, 1994; OHBDC, 1991).

Al respecto, en el extranjero se han propuesto MCVV con bases distintas en cuanto al tipo de escenarios y longitudes de los puentes. El primero de ellos (Buckland, *et al.* 1978) es un modelo que se recomienda para puentes con longitudes grandes donde el escenario de tránsito de vehículos múltiples sobre el puente ofrece la condición más desfavorable. En la simulación de tránsito utilizada para determinar este MCVV, el número de vehículos sobre el puente se determina de forma probabilista a partir de la longitud del puente, y una separación entre vehículos variable; tomando en cuenta las características reales de los vehículos al ubicarlos sobre el puente. La innovación de este MCVV es que permite determinar en función del PVP (100, 35 y 7.5 %) sus características, dando la oportunidad de utilizarlo de forma mas específica en puentes ubicados sobre distintos caminos. El segundo (Nowak, 1993) es un modelo que corresponde al tránsito sobre puentes de: 1) un vehículo y 2) dos vehículos, utilizando en ambos exclusivamente vehículos pesados y

estudiando únicamente para el segundo distintas correlaciones de las cargas de un vehículo con otro. Cabe mencionar que los escenarios propuestos son particulares a las características de los vehículos reales utilizados y los claros de puentes considerados (6 a 60 metros) donde aparentemente resultaban ser los casos más desfavorables.

En ocasiones, la confusión sobre la naturaleza de un MCVV puede llevar a conclusiones erróneas. Frecuentemente, una de ellas se origina porque el modelo puede parecerse a un vehículo o vehículos, que en cierta posición sobre un puente representan la condición más desfavorable a la cual puede estar sometido el puente, cuando en realidad el modelo se obtiene de *ajustes* sobre los máximos de Momentos y Cortantes Máximos Absolutos (MCMA) producto de extrapolaciones en el tiempo, normalmente a la vida útil de la estructura como primer objetivo.

En la formulación de un MCVV, los máximos de MCMA obtenidas al realizar las extrapolaciones mencionadas (también llamados valores característicos, x_k , sección 5.1) se determinan estadísticamente de una muestra representativa de la historia de solicitaciones de máximos absolutos a la cual se ve sometido el puente (sección 3.1.2). Las solicitaciones de máximos absolutos más que estar asociados a la presencia de vehículos particulares sobre el puente, lo están a las solicitaciones producidas por la presencia de distintas *series de cargas*, y estas se obtienen de la simulación de los escenarios del tránsito hipotético de vehículos reales en una sola dirección sobre el puente (sección 3.1).

El procedimiento asociado con las extrapolaciones (sección 3.2.3) considera el ajuste estadístico de la muestra con distribuciones teóricas de probabilidad (sección 3.2.1), para identificar la distribución teórica que mejor representa el fenómeno y así, a partir de los parámetros estadísticos poblacionales obtenidos de los ajustes (sección 3.2.2) al igual que el tipo de distribución teórico que mejor resulta, obtener estadísticamente el máximo de la *solicitación de máximos absolutos* y parámetros estadísticos poblacionales (media y coeficiente de variación) en el tiempo, si bien su variación es poco significativa (sección 3.2.3).

Un *MCVV ajustado* sobre las solicitaciones obtenidas de realizar extrapolaciones suele tener características similares a las de un vehículo representativo del parque vehicular existente por dos razones: 1) que el MCVV sea fácilmente adoptado y 2) que los factores de sesgo (relación de la media de las solicitaciones extrapoladas y la obtenida con del MCVV propuesto) resultantes para los diferentes puentes analizados se mantengan uniformes (capítulo 4).

El *MCVV ajustado*, se *calibra* posteriormente mediante la Teoría de Confiabilidad Estructural, 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 (capítulo 5).

Por conveniencia y simplicidad todos los MCVV (AASHTO, 1996; AASHTO LRFD, 1994; OHBDC, 1991) han sido desarrollados, en principio, para puentes de un solo carril y luego, mediante *factores de reducción*, se amplía su utilización a puentes con más de un carril sin necesidad de tener distintos modelos para cada caso. La obtención de tales factores de reducción queda fuera del alcance de esta investigación. Sin embargo, se considera que el seguir utilizando los propuestos por los distintos códigos en el extranjero es aceptable, ya que estos, cumplen con las necesidades del proyecto y representan una buena aproximación para los diferentes tipos de configuración de los puentes existentes en México (Buckland y Sexsmith, 1981).

Algunos códigos proponen MCVV específicos al sitio donde se encontrará ubicado el puente (AASHTO, 1996; AASHTO LRFD, 1994; OHBDC, 1991) con características determinadas en función de las solicitaciones a las que se verá sometido. La elección de estos modelos de cargas durante el diseño parte de una clasificación de caminos, la cual en algunos códigos toma en cuenta la cantidad de vehículos que transitarán sobre los puentes y cuantos de ellos estarán clasificados como vehículos pesados (OHBDC, 1991).

Otro efecto importante relacionado con el ancho de los vehículos, es el *factor de distribución a vigas* (AASHTO, 1996; AASHTO LRFD, 1994; OHBDC, 1991), que depende, a su vez, de la geometría del puente. Su obtención, al igual que los factores de reducción, queda fuera del alcance de esta investigación por tratarse de un aspecto de métodos de análisis estructural y no de cargas.

Para tratar de reducir el costo de diseño de un puente, es posible llegar a proponer varios factores relacionados con la adecuación del MCVV a casos particulares de diseño. No obstante, su aplicación se vuelve más complicada y requiere de mayor información por parte del proyectista, por lo que su aplicación resulta poco práctica.

Entre los MCVV más comunes, están los que proponen los códigos de diseño de Canadá, Estados Unidos, Reino Unido, Japón y Unión Europea. En el desarrollo de la presente investigación, se hace referencia a los utilizados en Canadá y Estados Unidos, describiéndolos a continuación, en lo referente a su MCVV y factor de incremento dinámico. Más adelante (sección 4.3) se proporciona la información relacionada con los factores de cargas y resistencia respectivos a cada reglamentación, los cuales son necesarios para el estudio de confiabilidad estructural.

absolutos o característicos de carga máxima y resistencia mínima o que en los DFC las cargas son incrementadas o reducidas una fracción (dependiendo de si es desfavorable o no) al utilizar factores de carga que han sido propuestos con juicio y experiencia en el uso de estos en pasados códigos (Ellingwood, B. *et al.* 1980). Estos sistemas al final crean un falso sentido de seguridad, al inducir la creencia que usando tales aproximaciones en el diseño (con valores casi-absolutos de carga) se logre proveer una seguridad absoluta.

Así, para lograr un nivel óptimo en la seguridad, además de lograr diseños económicos y racionales de acuerdo a sus necesidades, la filosofía del diseño por estados límite propone utilizar un formato con factores parciales, los cuales fueron previamente obtenidos en análisis y diseños de confiabilidad estructural teóricos, logrando satisfacer mediante su uso, los niveles de seguridad requeridos para diferentes combinaciones de cargas y resistencias en las ecuaciones que forman el modelo matemático a ser usado en los cálculos de un diseño (funciones de estado límite).

En la figura 2.1 se ilustran el MCVV denominado *HS-20*, recomendado por el código AASTHO (1996). Sus solicitaciones son incrementadas multiplicando estas por el *factor de incremento dinámico* obtenido de sumar a uno lo que resulte de 'I' en la ecuación (2.1), donde 'I' es el *incremento dinámico* que no debe ser mayor de 0.30 y 'L' es la longitud del puente en pies.

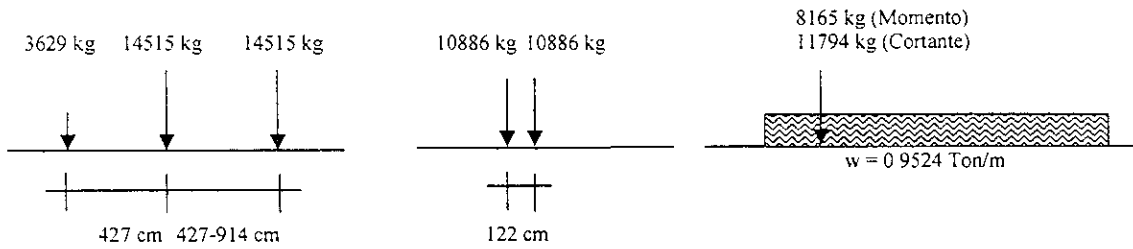


Figura 2.1 MCVV HS-20 (AASTHO, 1996).

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30 \quad (2.1)$$

En la figura 2.2 se ilustra el MCVV denominado *HL-93*, recomendado por el código AASTHO LRFD (1994), el cual propone un *factor de incremento dinámico* constante de 1.33 para todas las longitudes de puentes que es aplicable únicamente en las solicitaciones obtenidas de los ejes del MCVV.

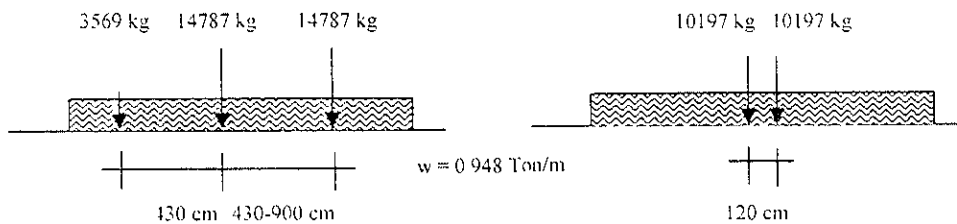


Figura 2.2 MCVV HL-93 (AASTHO LRFD, 1994).

2.1.2. Canadá

En Canadá se acostumbra utilizar el MCVV recomendado por el OHBDC (1991) (siglas en inglés de Código para el Diseño de Puentes Carreteros en Ontario) publicado por el Ministerio del Transporte y Comunicaciones en Ontario el año de 1991, el cual debe ser aplicado para el diseño y evaluación de todos los puentes sobre el sistema de caminos públicos en la Provincia de Ontario.

Este código fue publicado por primera vez en 1979, mejorado por la publicación de tres anexos en septiembre de 1979, diciembre de 1980 y mayo de 1982. La filosofía de diseño en la cual se basó este código, es el diseño por estados límite, en el que conceptos de la teoría de confiabilidad estructural fueron usados para la obtención de los factores de cargas y resistencia. Con base en cuatro años de experiencias en el uso del código y actualizaciones en los conceptos de diseño e investigaciones realizadas una segunda edición fue publicada en 1983 (MTC, 1983).

El MCVV de Canadá en el cual se basaron parte de los estudios de esta investigación se ilustra en la figura 2.3. Este modelo es recomendado por el OHBDC (1991) y representa la culminación de más de 10 años de experiencia en la aplicación y mejoría de este en dos ediciones previas para el diseño y evaluación de puentes en la provincia de Ontario. En este estudio este MCVV se denomina como *Camión OHBD*.

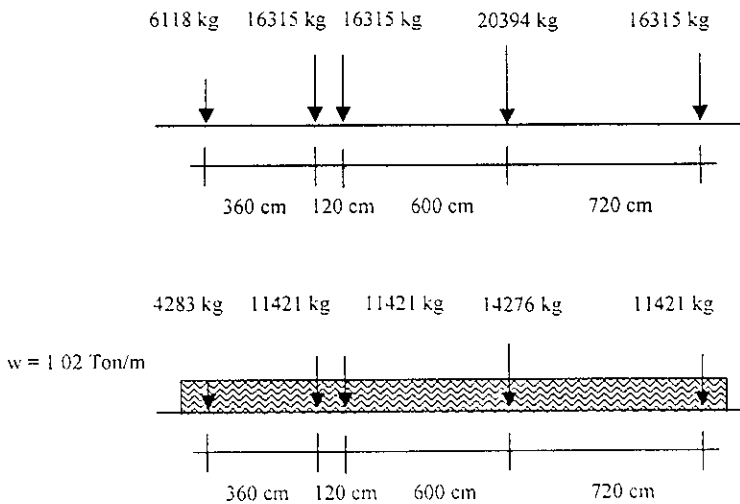


Figura 2.3 MCVV Camión OHBD (OHBDC, 1991).

El *incremento dinámico* en las solicitaciones se determina en función de la cantidad de ejes que ocupa el *Camión OHBD* sobre el puente, en la posición que ofrece la condición más desfavorable a la que el puente puede estar sometido, adicionándole un valor de *incremento dinámico* de 0.40, 0.30 y 0.25, si la cantidad de ejes es: uno, dos y tres o más ejes. Este incremento es aplicable únicamente a las solicitaciones obtenidas por los ejes del MCVV.

2.2. Modelos de Cargas Vivas Vehiculares propuestos para México

Hasta hoy sólo se han propuesto dos MCVV, cuyas bases coinciden en la utilización del código AASTHO LRFD (1994) como un código que cuenta con todas las características necesarias para el diseño de puentes en México.

El primer MCVV lo propuso Salgado (1999) quien sugirió continuar utilizando el MCVV recomendado por el citado código, incrementando las cargas puntuales y carga uniforme: 2.25 y 3 veces respectivamente. Este modelo se conoce con el nombre de MCVV *HL-93 modificado*. En su aplicación el autor del mismo, sugirió una disminución del factor de carga viva e impacto de 1.75 a 1.70, para una combinación de cargas básica correspondiente al diseño por capacidad última, denominado en el citado código como estado límite de *Resistencia I*.

El segundo MCVV propuesto por Rascón (1999^a, 1999^b) sugiere la utilización de dos configuraciones distintas a las tres que originalmente se proponen en el MCVV recomendado por el código AASTHO LRFD (1994). El autor de este modelo sostiene la existencia de una diferencia significativa entre las solicitaciones obtenidas del tránsito de vehículos específicos (T3-S2-R4 y T3-S3) sobre puentes ubicados en los caminos tipo A, B y C (clasificación de acuerdo a la nomenclatura que suele usarse en México, para diferenciar un camino de mayor importancia a uno de menor; SCT, 1997), y los caminos tipo D. A partir de la clasificación del tipo de camino, en donde se ubicara el puente, se elige la configuración del MCVV.

La configuración que tiene el MCVV para puentes ubicados sobre caminos tipo A, B y C (Rascón, 1999^a) se ilustra en la figura 2.4a y la configuración que corresponde a caminos tipo D (Rascón, 1999^b) se ilustra en la figura 2.4b.

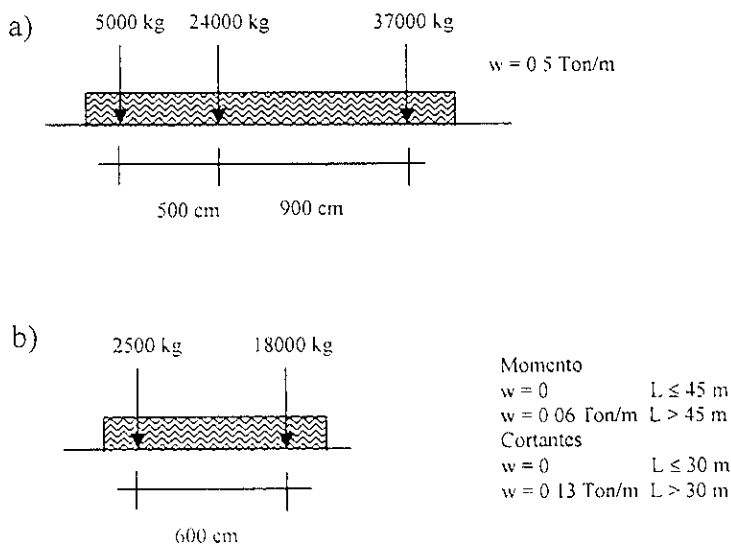


Figura 2.4 MCVV de nombre VCV (Rascón, 1999^a; Rascón, 1999^b).

Asociado a cada una de estas configuraciones Rascón sugirió incrementos en los factores de carga viva e impacto para todos los estados límite y combinaciones de carga recomendados por el código AASTHO LRFD (1994) a partir del factor de carga viva e impacto para una combinación de cargas básica correspondiente al diseño por capacidad última, denominado en el citado código como estado límite de *Resistencia I*, del cociente obtenido de la suma de las cargas respectivas a cada configuración y el valor máximo del peso bruto vehicular permitido en el reglamento de pesos y dimensiones en México (66 ton, vehículo T3-S2-R4). A tales factores lo denominó como *factores de carga viva básicos* y les corresponde para caminos clasificados como A, B y C, un valor de 1.90; y para caminos clasificados como D un valor de 1.95.

Los restantes factores de carga viva e impacto para los distintos estados límite en el citado código, los propone del criterio de mantener la misma proporcionalidad que existe en los valores establecidos en el código AASTHO LRFD (1994).

Como ejemplo en su obtención: para los estados límite de Resistencia II y Resistencia V, el valor del factor de carga viva e impacto para caminos tipo A, B y C es de,

$$\left(\frac{1.35}{1.75}\right) \cdot 1.9 = 1.47, \text{ el cual redondea finalmente a } 1.5, \quad (2.2)$$

donde 1.75 y 1.35 son los valores originalmente propuesto por el código AASTHO LRFD (1994) para los estado límite de resistencia I, II y V, respectivamente; y 1.9 es el factor de carga viva básico previamente recomendado. A este MCVV se le conoce como *Vehículo de Cargas Virtuales* (VCV).

Cabe señalar, que el factor de carga viva e impacto al igual que los incrementos en el MCVV original, que corresponden al primer MCVV propuesto por Salgado (1999) se realizaron con base en estudios de confiabilidad estructural, y no así el VCV propuesto en las investigaciones de Rascón (1999^a, 1999^b) que fue propuesto con base en el juicio y experiencia profesional del propio investigador.

2.3. Reglamentos sobre el Peso y Dimensiones del Autotransporte en México

Regular el peso y las dimensiones de los vehículos que transitan en caminos y puentes en cualquier país se justifica por el hecho de que la ausencia de reglamentos induce un acelerado deterioro en puentes y caminos, relacionados ambos deterioros por la inapropiada magnitud y distribución de la carga sobre vehículos. Además la no regulación también incide en el nivel seguridad asociado al tránsito de vehículos con exceso de dimensiones. En la tabla 2.1 se resume la cantidad de accidentes atribuibles a vehículos con exceso de dimensiones de sobre cupo o de carga, en los años de: 1970, 1980, 1990 y 1992.

Tabla 2.1 Evolución en la cantidad de accidentes en carreteras federales¹⁰.

| Causa Atribuible | 1970 | 1980 | 1990 | 1992 |
|-----------------------|------|------|------|------|
| Exceso de dimensiones | 12 | 86 | 228 | 160 |
| Sobre cupo o carga | 60 | 248 | 291 | 367 |

Una forma de regular el peso y dimensiones de los vehículos pesados en México, ha sido con el *Capítulo XI del Reglamento del Capítulo de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación*, publicado en el Diario Oficial de la Federación (DOF) el 24 de agosto de 1949; y modificado en dos ocasiones, publicadas en el DOF, el 24 de diciembre de 1960 y 3 de octubre de 1980 (SCT, 1980). Esto fue abrogado con la publicación de un nuevo reglamento en el DOF, el 26 de enero de 1994, denominado *Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los vehículos de Autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal* (SCT, 1994^a) cuyo formato resultó distinto al que originalmente se tenía, por lo que se contempla la publicación de una Norma Oficial Mexicana (NOM) que establecería pesos y dimensiones reglamentarios, dejando al reglamento como un instrumento relacionado con el cuándo y dónde serían aplicables el peso y dimensiones. La primera NOM relacionada con tal reglamento se publicó en el DOF, el 29 de noviembre de 1994 (SCT, 1994^b). Por último, dos años después se publicó en el DOF una modificación al reglamento anterior, con fecha del día 7 de mayo de 1996 (SCT, 1996), y su NOM publicada el día 7 de enero de 1997 (SCT, 1997).

La relación de fechas descritas hace evidente la modificación de reglamentos cuando hay cambios en el poder ejecutivo (con algunas excepciones). Los cambios en el poder traen consigo nuevas ideas y planes, vinculados principalmente con la economía del País, en la cual el Transporte es un integrante activo (INEGI, 1993). Al respecto no se ha tenido el suficiente cuidado, al realizar las modificaciones en este tipo de reglamentos, de considerar la participación de investigadores y académicos que estén vinculados con el tema.

Parece importante que cuando se prevea una modificación se haga pública antes de que entre en vigor, con el objeto de escrutinio público y que se evite algún error, como fue el caso del Reglamento publicado en el DOF, el 26 de febrero de 1994 (SCT, 1994^a), para el

¹⁰ FUENTE: Dirección General de la Policía Federal de Caminos y Puentes, Tablas Comparativas de Registros de Accidentes (1973-1992), México, 1992.

vehículo clasificado como C3-R2¹¹ donde el Peso Bruto Vehicular Máximo Autorizado (PBVMA) tenía un valor diferente en la misma reglamentación y nunca fue corregido.

Los PBVMA en la reglamentación de 1994, tiene su fundamento en la información recopilada en el proyecto denominado: "*Estudio de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan sobre las carreteras nacionales*" (IMT y SCT, 1992), que analiza información de estaciones de aforo en distintos puntos estratégicos de algunos caminos importantes del país, que consiste en tipo de vehículo de acuerdo a una clasificación determinada, conocimiento del origen y destino, modelo del vehículo, tipo de carga, medidas (ancho, largo, alto y distancia entre ejes) y pesos por ejes.

Este proyecto se ha llevado a cabo de forma anual desde 1991, por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) a través del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y la Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones (DGPSTyC), con el objetivo de recopilar la información necesaria para identificar las circunstancias que provocaron un incremento en el número de accidentes atribuibles al sobre cupo o carga y exceso de dimensiones (DGPSTyC, 1990) así como al estado físico actual de caminos y puentes (Barrera, 1991). Logrando plantear estrategias de solución, las cuales hayan previamente cuantificado los beneficios económicos y así evitar dañar económicamente al Sector Transporte (IMT y SCT, 1994^a).

Como estrategia en la solución del problema, la reglamentación de 1994 (SCT, 1994^a) tuvo como objetivo la reducción gradual del PBVMA. Esto mediante un acuerdo entre autoridades y los representantes de los transportistas, en el cual se aceptó incrementar los PBVMA de la pasada reglamentación de 1980 que posteriormente irían reduciéndose de forma gradual según se hubiese indicado en la reglamentación de 1994. Los períodos de vigencia de estas reducciones fueron a partir del 1 de noviembre de 1994 y así sucesivamente para los años 1995 y 1996. Resultados de estudios de pesos y dimensiones (IMT y SCT, 1992, 1994^b, 1995 y 1999) han mostrado que estas medidas no fueron del todo una solución debido a que no se ha reportado una disminución significativa en los porcentajes de vehículos y, cargas que excedía el PBVMA respectivo al vigente reglamentado en que se realizó el estudio.

Con el objetivo de verificar el peso y las dimensiones de los vehículos de Autotransporte que circulan en los caminos y puentes de jurisdicción federal, a fin de reducir el índice de accidentes viales, así como el deterioro acelerado de la infraestructura carretera, se han puesto en marcha operativos que dieron inicio el 12 de julio de 1995 de manera continua las 24 horas y que concluirán hasta en tanto se cuente con los centros de peso y dimensiones (SCT y ANTP, 1997).

¹¹ Clasificación que se utiliza en la reglamentación de vehículos pesados que transitan en México. C3-R2 corresponde a un camión de tres ejes con un remolque de dos ejes.

3. Solicitaciones en puentes

En este trabajo se entenderá por *solicitaciones* a los *Momentos y Cortantes Máximos Absolutos* (MCMA) resultado del tránsito de vehículos sobre cualquier puente. La necesidad en su obtención parte de la práctica de manejar las solicitaciones como variables aleatorias en un análisis o diseño que tenga su fundamento en la teoría de confiabilidad, el cual requiere del conocimiento del tipo de distribución y parámetros estadísticos asociados a cada una de las variables aleatorias incluidas, información que se obtiene a partir de ajustes sobre las distribuciones de densidad y acumulada de frecuencias (secciones: 3.2.1 y 3.2.2).

El cálculo de 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 emplean distintos criterios, debido a que la posición que ocupan las cargas sobre el puente cuando se presentan las solicitaciones máximas absolutas es distinta para los momentos y cortantes. En su cálculo las cargas son una representación de los pesos por eje de cada vehículo, los cuales están separados de acuerdo a las características de los vehículos (información que se obtiene de aforos Apéndice A, sección A.1). En un tránsito de vehículos, ya sea sobre caminos o puentes, es importante recordar que los vehículos se encuentran separados una distancia, característica del escenario de tránsito considerado.

De la experiencia de trabajos anteriores presentados en el capítulo 2 es posible identificar tres tipos de escenarios de tránsito de vehículos exclusivamente sobre puentes:

- 1) El tránsito, uno a uno, de vehículos pesados.
- 2) El tránsito normal de uno o más vehículos ligeros y pesados.
- 3) El tránsito congestionado de uno o más vehículos ligeros y pesados.

En todos ellos, la presencia de uno o más vehículos sobre un puente se relaciona con: la longitud del puente, las características de los vehículos y la separación existente entre ellos. La separación existente entre vehículos es función de la velocidad con que los vehículos transitan (Greenshields, 1935). Resulta sencillo comprender que un tránsito con velocidad alta, tendrá una separación entre vehículos mayor comparada con la de un tránsito con velocidad baja.

El escenario del tránsito normal de uno o más vehículos ligeros y pesados sobre puentes, tiene que ver con un tránsito hipotético con velocidad variable que a su vez presenta una separación existente entre vehículos variable (Buckland, *et al*, 1978). Este tipo de escenario no fue considerado en este trabajo, pero es una buena opción para trabajos futuros.

Por conveniencia¹² y simplicidad, en este trabajo fueron considerados los tipos de escenarios (1) y (3); además, estos escenarios son dominantes para la longitud considerada de puentes (10 a 60 m en incrementos de 5 m).

¹² Entre más realista es la simulación (sección 3.1) mayor es el tiempo que lleva programarla

El primer escenario trata de representar vehículos que transitan con velocidad alta sostenida; como ya se comentó en este escenario los vehículos transitan con distancias entre ellos que llegan a superar la longitud del puente, provocando que en un instante dado, transite solo un vehículo sobre el puente. Como consecuencia de la alta velocidad con que transitan los vehículos, se presentarán solicitaciones adicionales, con frecuencia denominadas efectos de impacto, que frecuentemente se presentan en puentes de corta a mediana longitud (Hwang y Nowak. 1991).

En el tercer escenario se trata de representar un posible congestionamiento de vehículos sobre el puente, que transitan a velocidades sostenidas muy bajas, en ocasiones casi nulas; por lo que las distancias entre vehículos son pequeñas. Como ya se comentó en puentes de mediana longitud pueden originar solicitaciones superiores a las correspondientes a un tránsito uno a uno aun incluyendo el efecto del impacto.

El cálculo de las solicitaciones en puentes sujetos a cargas asociadas a los escenarios de tránsito (1) y (3), fue realizado mediante simulaciones utilizando un programa desarrollado con ese objetivo. Este programa, denominado S.L.O.B.S. v.1.0.a. (Specific Live Load On Bridges Simulator), permite calcular momentos y cortantes máximos absolutos en puentes simplemente apoyados sujetos a cargas en movimiento; lo que da la posibilidad de programar procesos en los cuales se especifiquen: la longitud de los puentes, la composición de tránsito, la separación entre vehículos, las características de los vehículos ligeros y pesados, y el tipo de análisis (momentos, cortantes, o ambos).

En su desarrollo se decidió la obtención de gran cantidad de MCMA, para eliminar la posible variación en la predicción de los parámetros estadísticos poblacionales (sección 3.2.2). Para lograrlo, las simulaciones utilizan trenes de cargas, a diferencia de lo realizado hasta ahora (capítulo 2) en que solo se utilizan combinaciones de vehículos.

Relacionado con esta parte de la etapa I, en el Apéndice A se incluye:

- A.1. Un resumen de los aforos de vehículos pesados utilizados durante las simulaciones propuestas.
- A.2. El manual de usuario del programa S.L.O.B.S. v.1.0.a.
- A.3. Un ejemplo de cálculo de MCMA utilizando S L.O.B.S. v.1.0.a. y al mismo tiempo la comprobación de sus resultados.
- A.4. Las gráficas de los máximos MCMA obtenidos de las simulaciones.

3.1. Simulación

De igual manera que se estuviera instrumentado un puente con aparatos que midieran la historia de momentos y cortantes resultado del tránsito de vehículos, se puede obtener, con simulación, la historia de MCMA (a esto suele llamarse instrumentación virtual; Chugani, *et al.* 1998). Para lograrlo es necesario representar un sistema de cargas que caracterice el tránsito de vehículos sobre puentes, para luego analizar su movimiento sobre puentes y calcular los MCMA.

El sistema de cargas, en este estudio, se representó con un tren de cargas que posee características relacionadas con la composición del tránsito y separación entre vehículos específicas al tipo de escenario de tránsito vehicular a simular, donde los pesos y distancias entre ejes de los vehículos fueron previamente especificadas para el caso de vehículos ligeros (automóviles y autobuses) y obtenidas de los aforos (Apéndice A, sección A.1) para el caso de vehículos pesados. La separación entre vehículos se consideró constante.

Las simulaciones realizadas en este trabajo fueron tres: la primera se basa en el tránsito uno a uno de vehículos pesados (tipo de escenario 1); la segunda y tercera simulación se basan en el congestionamiento del tránsito de uno o más vehículos ligeros o pesados (tipo de escenario 3). La diferencia entre la segunda y tercera simulación es la composición vehicular, dado que se pretendió obtener factores de sitio que correspondieran a distintas condiciones de tránsito vehicular (sección 3.2.3).

La tabla 3.1 muestra la composición vehicular y separación entre vehículos especificada en cada simulación. La separación entre vehículos¹³ de 4 metros para las simulaciones (2) y (3) se basó en el trabajo de Fernández (1997); la separación correspondiente a la longitud del puente para la simulación (1) es tal, como si pasaran los vehículos uno a uno sobre el puente. Los valores de composición vehicular para las simulaciones (2) y (3) estuvieron basados en el trabajo de Vélez (2000).

Tabla 3.1 Parámetros de composición vehicular en las simulaciones.

| Simulación | Porcentaje de vehículos pesados | Porcentaje de automóviles | Porcentaje de autobuses | Separación entre vehículos |
|------------|---------------------------------|---------------------------|-------------------------|----------------------------|
| (1) | 100 % | 0 % | 0 % | Longitud del puente |
| (2) | 35 % | 48 % | 17 % | 4 m |
| (3) | 18 % | 73 % | 9 % | 4 m |

En la figura 3.1 se muestran las características de los automóviles y autobuses utilizadas durante las simulaciones (2) y (3).

¹³ La separación entre vehículos se mide del eje final del primer vehículo al eje inicial del siguiente vehículo en forma sucesiva durante la generación de los trenes de cargas

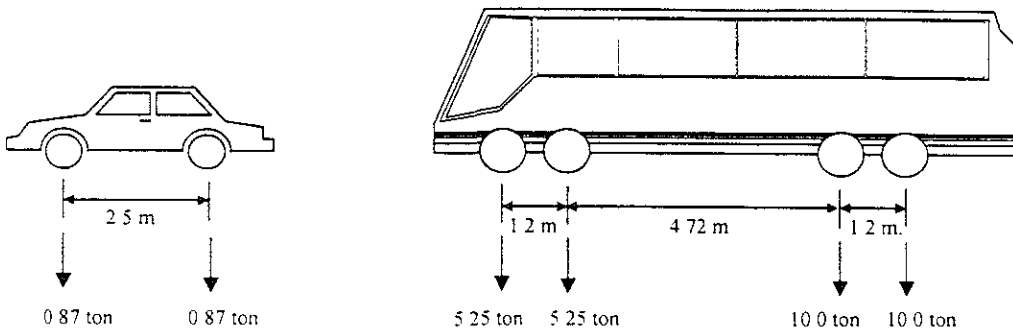


Figura 3.1 Características utilizadas de los automóviles y autobuses.

Las características del automóvil se fijaron con base en las investigaciones realizadas por Salgado (1999). Las características del autobús fueron propuestas con base en el autobús cuyos MCMA resultantes del tránsito por separado en puentes con longitudes en el rango analizado dominara de todos los publicados en la reglamentación vigente (SCT, 1997).

En las secciones siguientes se explica con detalle la generación de trenes de carga en las simulaciones, y luego, el método de análisis con el cual se calculan los MCMA en vigas simplemente apoyadas bajo la acción de cargas en movimiento así como la implementación del mismo a puentes cuando se presentan trenes de cargas en movimiento.

3.1.1. Generación de trenes de carga

Los trenes de cargas caracterizan a los flujos de vehículos sobre un puente. Las características del tren de carga quedan definidas por la composición vehicular, separación entre vehículos y peso/distancia entre ejes. La generación del tren de cargas se lleva a cabo en dos pasos: 1) El mezclado, y 2) El ensamblado.

El mezclado tiene por objeto determinar la secuencia de automóviles, autobuses y camiones (vehículos pesados) para generar el tren de cargas, utilizando como información la composición vehicular y la cantidad total de vehículos en el aforo (Apéndice A, sección A.1).

El método utilizado para la obtención de la secuencia de vehículos, se basó en la distribución multinomial (Walpole y Myers, 1980) que caracteriza un proceso de experimentos con las siguientes propiedades:

1. El proceso consiste en n experimentos repetidos.
2. Los resultados de cada experimento para este problema son tres: automóvil, autobús ó camión (vehículo pesado).
3. La probabilidad de obtener determinado resultado, permanece constante para todos los experimentos y corresponde a la composición vehicular.
4. Los experimentos repetidos son independientes.

Para este problema, 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 en el aforo (Apéndice A, sección A.1) 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. Como resultado se obtienen dos registros, uno con las coordenadas locales del tren de carga y otro las magnitudes de cargas correspondientes. La información adicional para obtener estos registros está dada por los resultados de los aforos (Apéndice A, sección A.1) en el caso de vehículos pesados mientras que para automóviles y autobuses fue previamente especificada. 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, contemplando así el orden en que los vehículos estuvieron circulando.

3.1.2. Cálculo de momentos y cortantes máximos absolutos

El método de análisis utilizado en este trabajo no tiene un nombre específico pero con frecuencia en la literatura (Hibbeler, 1997; McCormac, 1983) suelen referirse a él como “El de cálculo de MCMA”.

El procedimiento del cálculo de los MCMA en vigas simplemente apoyadas bajo la acción de cargas en movimiento implica la determinación tanto del punto en la viga como la posición de las cargas sobre la viga cuando este se presenta, resultando distintos para momentos y cortantes.

La fuerza cortante máxima absoluta ocurre en vigas simplemente apoyadas justamente al lado de uno de los soportes cuando una de las cargas se aproxima al mismo apoyo, como se ilustra en la figura 3.2.

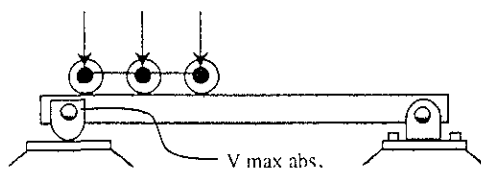


Figura 3.2 Cortante máximo absoluto en vigas simplemente apoyadas.

La posición en la viga donde ocurre el momento máximo absoluto con seguridad estará en cualquier posición distinta de la central si las cargas son asimétricas o de diferente magnitud. La posición de las cargas, en general, no puede determinarse por inspección como sucede con el cortante (figura 3.2), sin embargo, es posible determinarla analíticamente cuando el puente supera la longitud total que separa las cargas inicial de la final.

Para fines de ilustración del procedimiento de análisis, considérese una viga sometida a las fuerzas F_1 , F_2 y F_3 , como se muestra en la figura 3.3.

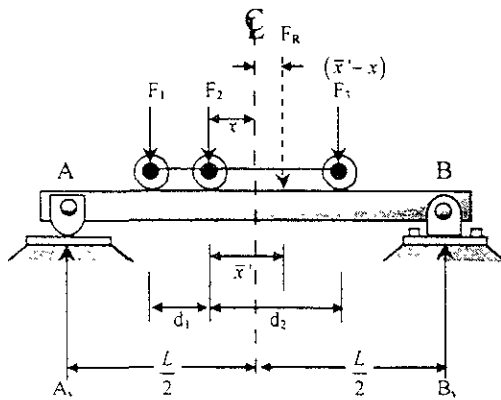


Figura 3.3 Viga sometida a las fuerzas F_1 , F_2 y F_3 .

Como el diagrama de momentos, para una serie de fuerzas concentradas, consiste en segmentos de líneas rectas con máximos en cada punto de aplicación de las fuerzas, el momento máximo absoluto ocurrirá bajo una de las fuerzas. Supóngase que este momento máximo ocurre bajo F_2 . La posición de las cargas F_1 , F_2 y F_3 sobre la viga estará especificada por la distancia x , medida de F_2 al centro del claro de la viga, como se muestra en la figura 3.3. Para determinar un valor específico de x , se obtiene primero la fuerza resultante del sistema, F_R y su distancia \bar{x}' , medida desde F_2 . Luego, se suman momentos respecto a B , lo que da la reacción izquierda de la viga A_y , esto es,

$$\curvearrowleft + \sum M_B = 0; \quad A_y = \frac{1}{L}(F_R) \left[\frac{L}{2} - (\bar{x}' - x) \right]. \quad (3.1)$$

Si la viga se secciona entre el soporte en A y F_2 , el diagrama de cuerpo libre resultante es como se muestra en la figura (3.4).

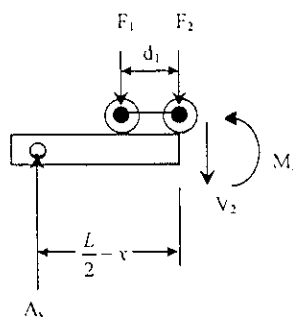


Figura 3.4 Diagrama de cuerpo libre de seccionar a viga entre el soporte A y F_2 .

El momento M_2 bajo F_2 es, por lo tanto,

$$M_2 = A_1 \left(\frac{L}{2} - x \right) - F_1 d_1, \quad (3.2)$$

$$= \frac{1}{L} (F_R) \left[\frac{L}{2} - (\bar{x}' - x) \right] \left(\frac{L}{2} - x \right) - F_1 d_1, \quad (3.3)$$

$$= \frac{F_R L}{4} - \frac{F_R \bar{x}'}{2} - \frac{F_R x^2}{L} + \frac{F_R x \bar{x}'}{L} - F_1 d_1. \quad (3.4)$$

Para tener un máximo M_2 , se requiere:

$$\frac{dM_2}{dx} = \frac{-2F_R x}{L} + \frac{F_R \bar{x}'}{L} = 0, \quad (3.5)$$

o,

$$x = \frac{\bar{x}'}{2}. \quad (3.6)$$

Por lo tanto, se puede concluir que el momento máximo absoluto en una viga simplemente apoyada ocurre bajo una de las fuerzas concentradas cuando esta fuerza se coloca sobre la viga de manera que ella y la fuerza resultante del sistema estén equidistantes del centro de la viga. Como se tiene una serie de cargas sobre el claro (por ejemplo: F_1 , F_2 , F_3 , en la figura 3.3), este principio tendrá que aplicarse a cada carga de la serie y calcularse el momento máximo correspondiente. Por comparación el momento máximo será el máximo absoluto. Puede demostrarse, como regla general, que el momento máximo absoluto ocurre con frecuencia bajo la fuerza más grande que se encuentre más cercana a la fuerza resultante del sistema.

En la literatura (Harman, D. J., 1979) relacionada con el desarrollo de modelos de carga viva vehicular, se encontró la utilización de líneas de influencia que en su trazo asumen que el punto sobre la viga donde ocurre el momento máximo es el centro de la viga. Lo cual no resulta serio a menos que el sistema de cargas actuante sobre la viga sea simétrico, algo que indudablemente no ocurre para este tipo de problemas.

En el problema analizado en este trabajo la serie de cargas se obtiene de trasladar cada una de las cargas del tren al centro del puente. Tomando como referencia la carga que se trasladó al centro del puente, se hacen los cálculos para la serie de cargas que está ocupando el puente para identificar la carga en donde ocurre el momento máximo absoluto (la más cercana a la resultante) y poder así trasladar el tren de cargas a la posición en la viga donde ocurre el máximo tomando la carga donde ocurre el máximo como referencia. Cada vez que se identifica un máximo se realizan de nuevo los cálculos para verificar que tal máximo no varíe por la entrada de una nueva carga del tren de cargas sobre el puente, y también se verifica que la serie de cargas no sea la misma, con referencia a los ejes, en los cuales se realizaron los primeros cálculos, debido a que la serie de cargas ya se trasladó

fuera del puente (flujo de vehículos) lo cual, si no se hiciera, duplicaría momentos y alteraría los parámetros poblacionales estimados en una muestra.

El calculo de las fuerzas cortantes máximas absolutas utilizando trenes de carga, se realiza trasladando cada una de las cargas lo mas cerca de los apoyos. Debido a que para ambos casos, la serie de cargas es distinta (flujo de vehículos).

La aplicación repetida del procedimiento descrito para cada carga del tren genera una historia de momentos y cortantes máximos absolutos que se ilustra en las figuras 3.5 y 3.6.

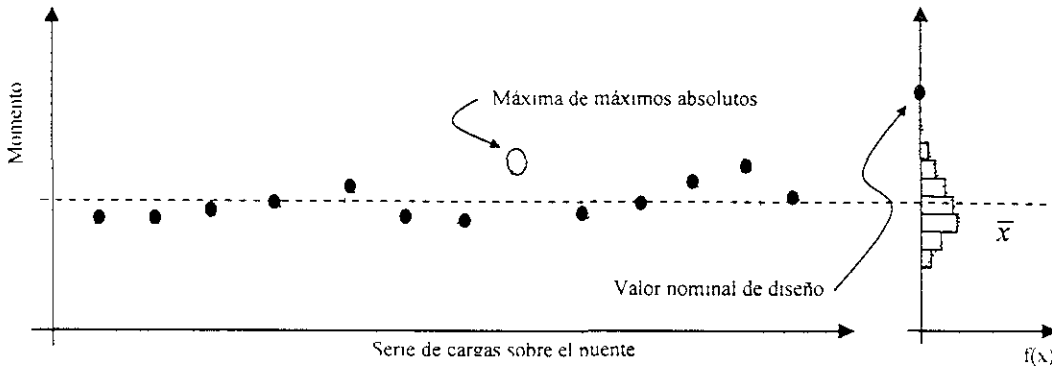


Figura 3.5 Historia de momentos máximos absolutos resultado del tránsito de vehículos sobre un puente.

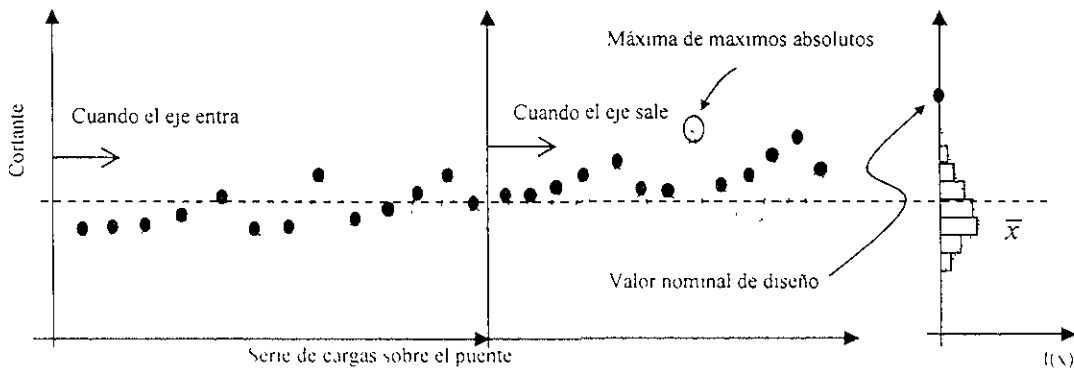


Figura 3.6 Historia de cortantes máximos absolutos resultado del tránsito de vehículos sobre un puente.

Con los puntos de ambas figuras se pretende mostrar la historia de momentos y cortantes que ocurren en el punto donde ocurre el máximo cuando la serie de cargas con la cual se obtiene el máximo se traslada sobre el puente. Los puntos oscuros representan a los MCMA obtenidos de cada serie de cargas, y a la derecha se representa la distribución de densidad de frecuencias que se obtiene de la muestra. El número de puntos o tamaño de la muestra que representan el número de MCMA que ocurren en el puente al transitar cierta cantidad de vehículos, puede caracterizarse en las extrapolaciones (sección 3.2.3) por el factor de corrección (F_c) definido como la relación entre el tamaño de muestra (n_s) y el número de vehículos que fueron utilizados en la simulación (ns).

Cabe señalar un malentendido que con frecuencia se tiene al pensar que los MCMA resultado del modelo de cargas vivas para el diseño de puentes (valor nominal de diseño), sea la máxima de máximos absolutos de todos en una muestra. Un ejemplo cualitativo del resultado de un MCVV se representa en las abscisas de la distribución de densidad de frecuencias. En un análisis de confiabilidad éste se denomina valor característico y suele especificarse de común acuerdo del comité encargado de desarrollar un código para el diseño de puentes tomando en cuenta el tipo de distribución y probabilidad de ser excedido (Sección 3.2.3).

3.2. Estudio estadístico

El estudio estadístico tuvo por objeto obtener información para llevar a cabo los análisis de confiabilidad estructural en puentes que involucren tanto la carga viva e impacto como componentes de carga en los diseños (capítulo 4). En esta parte de la etapa I, se tuvo como objetivos: 1) la elección de un tipo de función de densidad de probabilidad teórica, y 2) la determinación de los parámetros estadísticos poblacionales, exclusivamente relacionados con la carga viva; ya que para el impacto se obtienen en función de los obtenidos para la carga viva (sección 4.1).

El primer objetivo está relacionado con la adecuada manera de representar de forma probabilística a los MCMA, obtenidos de las simulaciones del tránsito de vehículos sobre puentes, los cuales, para fines de éste trabajo, fueron relacionados a un tipo de *variable aleatoria* (nombrada momento o cortante) y agrupados en muestras de datos, las cuales en su momento representaron a un puente con una longitud específica en el cual los MCMA fueron determinados. De la introducción del capítulo 3 se infiere que el estudio se realizaría con 66 muestras, siendo una tercera parte la correspondiente a cada una de las tres simulaciones, a su vez la mitad de cada una de ellas fue de momentos y la otra de cortantes, y por último, como se mencionó, cada una ellas estuvieron relacionada con un puente simplemente apoyado, cuya longitud empezó de 10 m. y terminó en 60 m. con incrementos de 5 metros.

Entre los tipos de funciones de densidad de probabilidad consideradas como posible opción para cada una de las muestras estuvieron: Normal, Lognormal, Gamma, Gumbel (extremos I máxima), Frechet (extremos II máxima) y Weibull (extremos III mínimo).

El segundo objetivo se estableció para reconstruir las funciones de densidad y distribución de probabilidad, asociadas a cada una de las muestras, información que es necesaria para el resto de la investigación.

Un resumen del procedimiento efectuado en cada una de las muestras, para cumplir con los objetivos propuestos fue:

- 1) Obtención de parámetros estadísticos de la muestra necesarios para determinar los parámetros poblacionales estimados, asociados a cada tipo de función de densidad de probabilidad.
- 2) La construcción de las distribuciones de densidad y acumulada de frecuencia, utilizando los datos de las muestras.
- 3) La medición del ajuste logrado entre las distribuciones acumulada de frecuencia y las distribuciones de probabilidad, esta última construida con los parámetros poblacionales estimados, sobre papeles de probabilidad con escalas asociadas a cada tipo de función de densidad de probabilidad, utilizando para medir el ajuste, el error estándar de la estimación.

- 4) La elección del tipo de función de densidad de probabilidad que mejor se ajusta, tomando en consideración que este se logra cuando se tiene un valor de error estándar de la estimación muy cercano a cero.
- 5) La obtención de los parámetros poblacionales se hizo directamente sobre las distribuciones acumulada de frecuencia graficadas sobre papeles de probabilidad. Utilizando la pendiente y ordenada al origen de una regresión lineal a partir del percentil o equivalente ordenada experimental de clase, para buscar un coeficiente de correlación muy cercano a la unidad.

Relacionado con esta parte de la etapa I, en el Apéndice A, se presenta:

- A.5. Los métodos utilizados en la obtención de parámetros estadísticos de la muestra, así como las ecuaciones utilizadas para el cálculo de los parámetros poblacionales estimados, asociados a cada tipo de función de densidad de probabilidad.
- A.6. El procedimiento utilizado en la obtención de las distribuciones de densidad y acumulada de frecuencias.
- A.7. Un resumen de los diferentes tipos de funciones de densidad y distribución de probabilidad, tanto en función de variable aleatoria como de variable estándar.
- A.8. El resumen de resultados del estudio estadístico (tablas: A.5, a la A.10) para cada una de las simulaciones, variable aleatoria y puente analizado.

En las secciones siguientes se describe con más detalle la formulación y procedimientos utilizados para llevar a cabo los pasos cuatro y cinco del resumen antes mencionado.

3.2.1. Elección de un tipo de función de densidad de probabilidad

La elección de un tipo de función de densidad de probabilidad que mejor representa estadísticamente una muestra, requiere ser demostrada por un ajuste, entre la distribución acumulada de frecuencia y la función de distribución de probabilidad, obtenida con los parámetros estadísticos poblacionales estimados, a partir de parámetros estadísticos de la muestra.

Este ajuste se lleva a cabo sobre papeles de probabilidad, con escalas relacionadas a cada tipo de distribución elegida como posible opción, en los cuales las ordenadas quedan representadas por la variable estándar respectiva al tipo de distribución y las abscisas por la variable aleatoria en cuestión (momento o cortante). Para mayor detalle sobre la construcción de los papeles de probabilidad consúltese Ang y Tang. (1975).

El ajuste se mide con el error estándar de la estimación (Schwar y Huarte, 1975). El cual mide la diferencia entre dos grupos de datos, nombrando al primero como el observado (experimental) y al segundo como el estimado (teórico). La expresión queda descrita por la ecuación (3.7),

$$S(X_1, X_2) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_{1i} - X_{2i})^2}{n}}, \quad (3.7)$$

donde: X_1 y X_2 representan ambos grupos de datos, y n es el total de datos de un grupo, donde $n = n_1 = n_2$.

Un buen ajuste se logra, cuando $S(X_1, X_2)$ tiende a ser lo más cercano a cero. Para verificarlo se siguió el siguiente procedimiento:

- 1) Obtener el grupo de datos experimentales.
- 2) Obtener el grupo de datos teóricos.
- 3) Calcular el error estándar de la estimación entre ambos grupos de datos.
- 4) Elegir el tipo de función de densidad de probabilidad.

El grupo de datos experimentales, así denominado por provenir de la distribución acumulada de frecuencias obtenida de la muestra, se obtiene de transformar las ordenadas de la distribución acumulada de frecuencias al valor equivalente en variable estándar, la cual depende del tipo de función de densidad de probabilidad en que se mide el ajuste. Convirtiendo a los valores de la variable estándar, en el grupo de datos experimentales y al mismo tiempo ordenadas experimentales en un papel de probabilidad.

El grupo de datos teóricos se obtiene con la variable estándar respectiva al tipo de distribución en que se está midiendo el ajuste, de evaluarse con los parámetros estadísticos poblacionales estimados. En un papel de probabilidad, éste grupo de datos representa el grupo de ordenadas teóricas y quedan representados por una línea recta.

Para ambos grupos de datos en un papel de probabilidad, las abscisas resultan ser las mismas, es decir, los *puntos de clase* obtenidos en la construcción de la distribución de densidad de frecuencias.

Un ejemplo de esto se ilustra a continuación en las figuras 3.7 y 3.8, en ellas se puede observar como se compara la distribución acumulada de frecuencia con cada uno de los tipos de función de distribución de probabilidad considerados, midiendo al mismo tiempo el ajuste entre ambas con el error estándar de la estimación.

En estos ajustes las ordenadas experimentales y teóricas, además de las abscisas para ambas, corresponden a la muestra de momentos máximos absolutos obtenidos en la tercera simulación del tránsito de vehículos sobre un puente con un claro de diez metros.

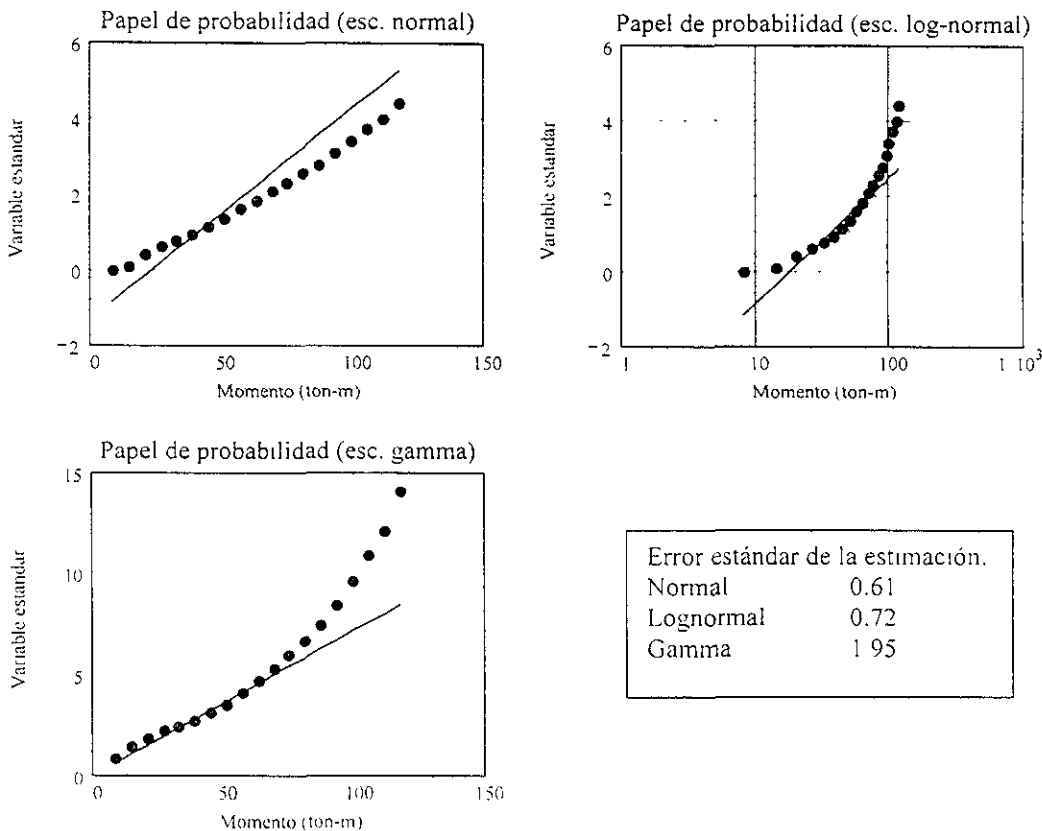


Figura 3.7 Ajustes sobre papeles de probabilidad con escalas: Normal, Lognormal y Gamma.

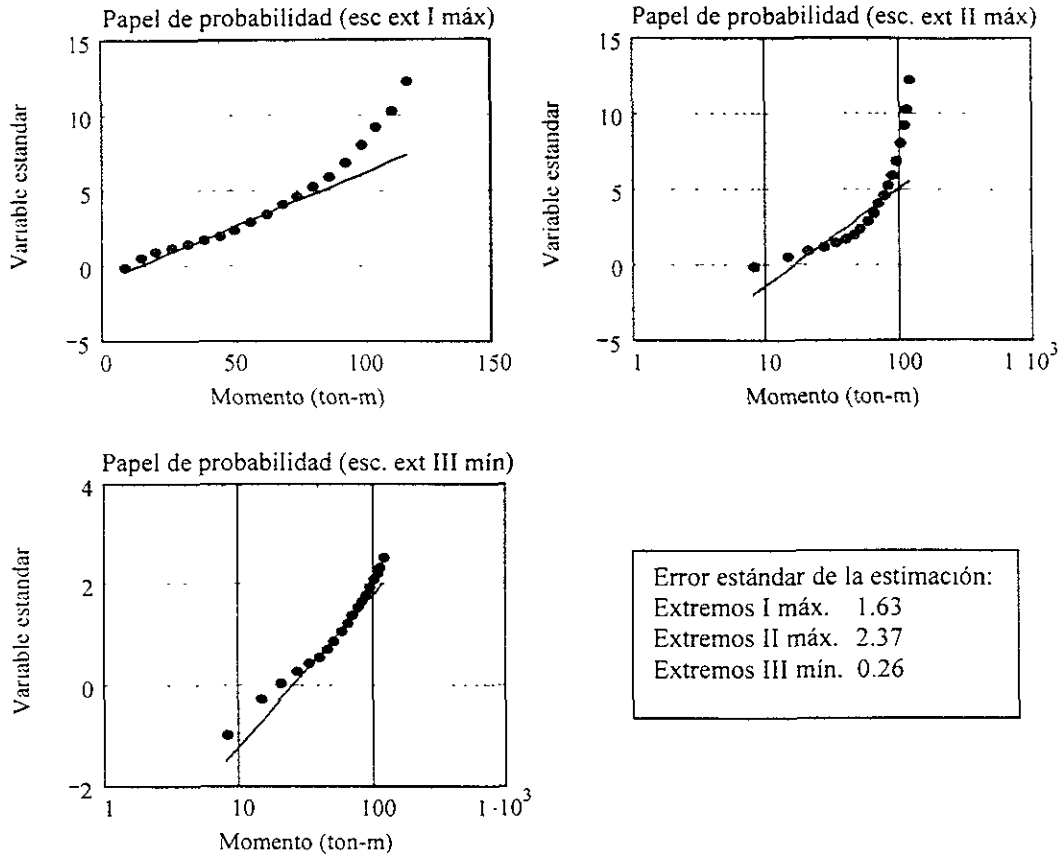


Figura 3.8 Ajustes sobre papeles de probabilidad con escalas: Extremos I, II máx. y III mín.

Como se puede observar de las figuras 3.7 y 3.8, la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta al grupo de datos experimentales es la tipo Weibull (extremos III mínimo), siendo está la que tiene el error estándar de la estimación más pequeño. Al realizar el mismo procedimiento antes descrito en cada una de las muestras (tablas: A.5, a la A.10) fue posible demostrar que la naturaleza del fenómeno puede ser estudiado estadísticamente con funciones de densidad y distribución de probabilidad de tipo Weibull.

Desde el punto de vista teórico, la distribución Weibull es congruente con el fenómeno, toda vez que las variables de interés dependan del peso total vehículo que estará distribuido por las cargas por eje en la posición dada por la configuración de cada vehículo asociado con las características del tránsito vehicular. Donde, si el peso total del vehículo es decidido por el transportista con base en la operatividad (beneficio, deterioro, seguridad, etc.) medida en función de la magnitud de carga mínima, el tipo de función de densidad y distribución de probabilidad resultaría ser de tipo Weibull.

3.2.2. Determinación de parámetros estadísticos poblacionales

La determinación de parámetros estadísticos poblacionales se realiza una vez elegido el tipo de función de densidad de probabilidad, utilizando las ordenadas experimentales y puntos de clase, sobre los papeles de probabilidad con escala relacionada a este tipo de función.

Como base teórica para la determinación de los parámetros estadísticos poblacionales, se establece que la linealidad de los datos experimentales en papeles de probabilidad, es el factor importante para su determinación, ya que, indica que la muestra de datos experimentales pertenece a una población con función de distribución de probabilidad semejante a la variable estándar utilizada para encontrar las ordenadas experimentales en el papel de probabilidad (Ang y Tang, 1975).

Por ello, se propuso utilizar el coeficiente de correlación (ecuación 3.8) como indicador de linealidad en la búsqueda del percentil o ordenada experimental equivalente *a partir* de la cual se obtiene la mejor linealidad, en el entendido que el coeficiente de correlación indica buena linealidad en los datos cuando su valor resulta estar muy cercano a la unidad (Box, *et al*, 1999). De acuerdo con esto, se calcularon la pendiente y ordenada al origen del grupo de ordenadas experimentales con sus correspondientes abscisas, *a partir* del punto de linealidad óptima (X_j, Y_j) que fue determinado con el siguiente algoritmo.

$$j = i + 1 \forall i \in 1, \dots, n - 2; \text{ cuando } \rho(X_j, X_j) > \rho(X_{j-1}, X_{j-1}), \\ \text{ cuando } \rho(X_j, X_j) < \rho(X_{j-1}, X_{j-1}) \therefore j = 1,$$

Donde siempre $\bar{n} = j - n + 1$.

$$\rho(X, Y) = \frac{\left(\bar{n} \cdot \sum_{i=j}^n X_i \cdot Y_i \right) - \left(\sum_{i=j}^n X_i \cdot \sum_{i=j}^n Y_i \right)}{\sqrt{\left[\bar{n} \cdot \sum_{i=j}^n (X_i)^2 - \left(\sum_{i=j}^n X_i \right)^2 \right] \cdot \left[\bar{n} \cdot \sum_{i=j}^n (Y_i)^2 - \left(\sum_{i=j}^n Y_i \right)^2 \right]}} \quad (3.8)$$

Para obtener la pendiente y ordenada al origen se hizo una regresión lineal, la cual utiliza el método de mínimos cuadrados en su obtención, su formulación queda descrita por las ecuaciones (3.9) y (3.10) respectivamente (Box, *et al*, 1999),

$$b(X, Y) = \frac{\left(n \cdot \sum_{i=1}^n X_i \cdot Y_i \right) - \left(\sum_{i=1}^n X_i \cdot \sum_{i=1}^n Y_i \right)}{\left[n \cdot \sum_{i=1}^n (X_i)^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2 \right]}, \quad (3.9)$$

$$a(X, Y) = \frac{\left(\sum_{i=1}^n Y_i \right) - \left(b \cdot \sum_{i=1}^n X_i \right)}{n} \quad (3.10)$$

Para determinar los parámetros estadísticos poblacionales, se considera que cada una de las muestras proviene de una población, la cual puede ser estudiada estadísticamente con funciones de densidad y distribución de probabilidad de tipo Weibull. De la pendiente y ordenada al origen obtenido, se planteó una función lineal que evaluada con valores de abscisas correspondientes a la variable aleatoria, arroja valores de ordenadas de la variable estándar tipo Weibull; esta ecuación es:

$$S(x) = a + b \cdot x, \quad (3.11)$$

donde $S(x)$ es la variable estándar tipo Weibull (ecuación 3.12); x es variable aleatoria; a y b son la ordenada al origen y la pendiente obtenidas *a partir* del punto de linealidad óptima.

$$S(x) = \beta \cdot \ln \left(\frac{x - \varepsilon}{k - \varepsilon} \right). \quad (3.12)$$

Debido a que en el papel de probabilidad relacionado con el tipo de distribución de probabilidad Weibull, en sus abscisas se maneja la escala logarítmica, fue necesario durante la obtención del coeficiente de correlación, pendiente y ordenada al origen, calcular a cada uno de los puntos de clase su logaritmo natural, asimismo la función lineal quedó expresada como:

$$S(x) = a + b \cdot \ln(x). \quad (3.13)$$

Puesto que son tres los parámetros poblacionales (β, k, ε) se requiere establecer y resolver un sistema de tres ecuaciones no lineales que representan una igualdad entre la variable estándar de la distribución de probabilidad Weibull y la función lineal antes establecida.

$$\beta \cdot \ln \left(\frac{x_1 - \varepsilon}{k - \varepsilon} \right) = a + b \cdot \ln(x_1), \quad (3.14)$$

$$\beta \cdot \ln \left(\frac{x_2 - \varepsilon}{k - \varepsilon} \right) = a + b \cdot \ln(x_2), \quad (3.15)$$

$$\beta \cdot \ln \left(\frac{x_3 - \varepsilon}{k - \varepsilon} \right) = a + b \cdot \ln(x_3), \quad (3.16)$$

donde: x_1, x_2 y x_3 son los valores iniciales para resolver el sistema de ecuaciones no lineal; β, k, ε son: el factor de forma, el factor de escala y el valor mínimo, respectivamente, o sea los parámetros de la distribución de probabilidad tipo Weibull. Los valores iniciales de x_1, x_2 y x_3 , deben estar entre los valores mínimo y máximo de los datos experimentales,

donde se obtuvo la mejor correlación. En la solución de este sistema de ecuaciones no lineal, se debe verificar que: $\beta > 0$; $x \geq \varepsilon$; $k > \varepsilon \geq 0$.

En la figura 3.9 se muestra como el ajuste se hace a partir de la ordenada que mejor correlación arroja, al mismo tiempo se muestra a la función lineal que resulta de utilizar la ordenada al origen y pendiente obtenida sobre el ajuste.

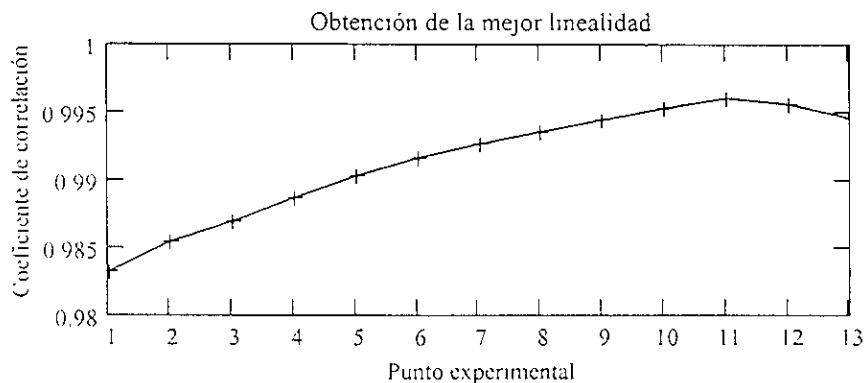
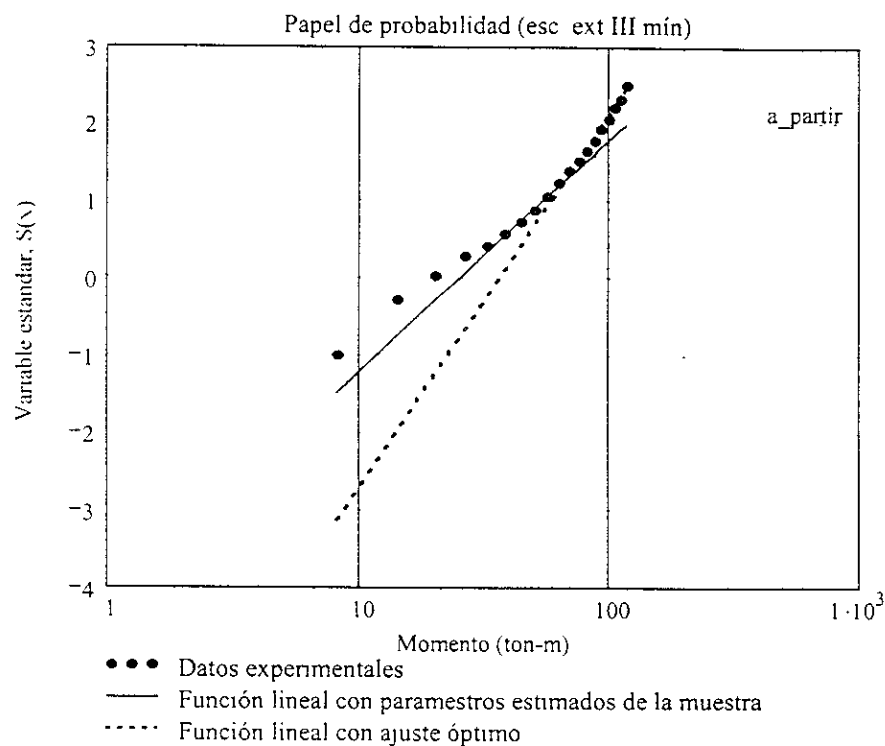


Figura 3.9 Optimización en el ajuste sobre papeles de probabilidad con escala Ext. III mín.

De la anterior figura, se concluye que de no utilizarse un ajuste óptimo en la obtención de parámetros estadísticos poblacionales, se obtendría como resultado de la extrapolación un mayor aumento en la media y desviación estándar poblacional, reflejándose en un estudio de confiabilidad con índices de confiabilidad β inferiores.

3.2.3. Extrapolación de parámetros estadísticos poblacionales

En este trabajo se denomina extrapolación a la predicción de parámetros estadísticos poblacionales de excedencias futuras que, como primera aproximación, corresponde a la vida útil del puente. Este proceso se basó en el trabajo de Nowak (1994), pero se hicieron modificaciones para considerar los escenarios de tránsito propuestos y considerar características específicas de diseño.

De la existencia de n observaciones (x_1, x_2, \dots, x_n) que caracterizan las solicitudes producidas por las series de cargas generadas por el tránsito de vehículos sobre el puente (figuras: 3.5 y 3.6), interesa el predecir la probabilidad de que el valor más grande de n observaciones previas pueda ser excedido en N futuras observaciones. Si x_n es la cantidad más grande de n observaciones previas, es decir, $x_n = \max(x_1, x_2, \dots, x_n)$, de Ang y Tang (1984) se encuentra que:

$$P(X_N \leq x_n) = \frac{n}{N+n}, \quad (3.17)$$

donde $P(X_N \leq x_n)$ es la probabilidad de que el valor más grande de n previas observaciones no pueda excederse en N futuras observaciones. Consecuentemente, la probabilidad de que la observación x_n pueda ser excedida en N subsecuentes observaciones es por lo tanto,

$$P(X_N > x_n) = 1 - P(X_N \leq x_n) = \frac{N}{N+n}. \quad (3.18)$$

Por diseño, la probabilidad de excedencia del máximo (x_n) por cualquiera de las previas observaciones (x_1, x_2, \dots, x_n) de la muestra inicial será,

$$P(X > x_n) = p = \frac{1}{t_r}, \quad (3.19)$$

donde $t_r = n_o + 1$ representa el periodo de retorno, donde por primera vez la solicitud máxima de máximos absolutos se presentó, resultado de sumar el numero de observaciones previas que integran la muestra inicial con uno.

De igualar las dos ecuaciones anteriores y despejar el valor N se tiene, $N = n/n_o$, que es el resultado de dividir el numero de observaciones previas y el numero de observaciones donde se obtuvo el primer máximo (x_n).

De utilizar las expresiones¹⁴ (3.20) y (3.21) es posible determinar la función de distribución y densidad de probabilidad cuando se tienen N subsecuentes observaciones.

¹⁴ Para mayor información consulte la obtencion de estas expresiones en Ang y Tang (1984)

$$F_N(x) = [F_X(x)]^N \tag{3.20}$$

$$f_N(x) = N[F_X(x)]^{N-1} f_X(x) \tag{3.21}$$

Donde a medida que se incrementa N el valor de la media aumenta y el valor de la varianza disminuye como se ilustra en la figura 3.10.

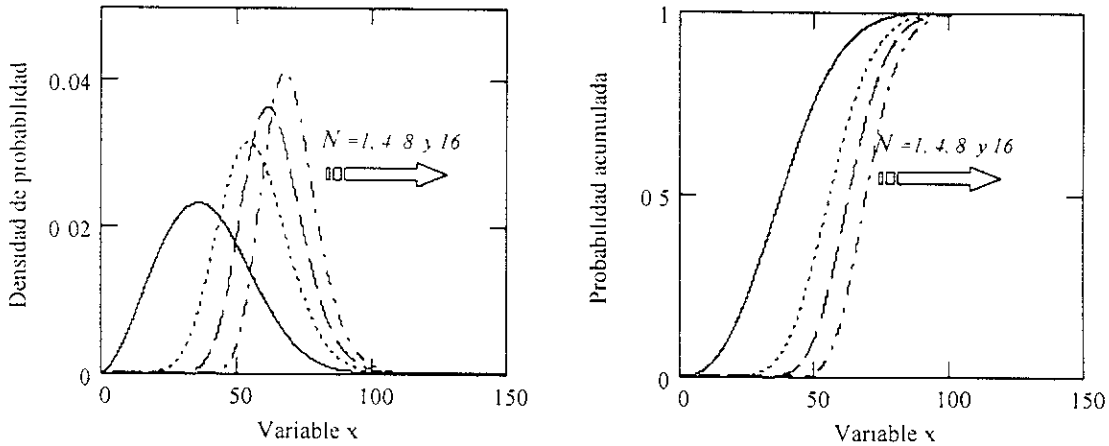


Figura 3.10 Función de densidad y distribución de probabilidad Weibull.

Aunque las variaciones de la media y la varianza tiendan a estabilizarse conforme aumenta N , convendrá establecer un valor congruente con las condiciones de diseño del puente. Para este trabajo se decidió considerar el número de previas observaciones (n) de utilizar la expresión (3.26).

Los parámetros poblacionales correspondientes a las funciones de densidad de probabilidad cuando se tienen N subsiguientes observaciones serán:

$$\mu_N = \int_0^\infty x \cdot f_N(x) dx; \tag{3.22}$$

$$\sigma_N^2 = E_N[x^2] - \mu_N^2; E_N[x^2] = \int_0^\infty x^2 \cdot f_N(x) dx. \tag{3.23}$$

$$C_N = \frac{\sigma_N}{\mu_N} \tag{3.24}$$

Donde $f_N(x)$ se obtiene con la ecuación (3.21) del sustituir en ésta la función de densidad y de distribución de probabilidad asociada a la variable aleatoria a extrapolar, en nuestro caso una tipo Weibull (extremos III mínimo) con parámetros estadísticos poblacionales (k, β y ε) obtenidos en la sección 3.2.2. Donde el límite inferior en las integrales de las ecuaciones (3.22) y (3.23) corresponde al valor mínimo ($\varepsilon = 0$).

La predicción de la sollicitación máxima de máximos absolutos (x_N) cuando se tienen N subsiguientes observaciones se obtiene despejando su valor de la función de probabilidad de Weibull, obteniendo la ecuación (3.25).

$$x_v = k \cdot e^{\left\{ \frac{1}{\beta} \left(\ln - \ln[1 - p]^{\frac{1}{v}} \right) \right\}}. \quad (3.25)$$

El valor de las solicitaciones máximas de máximos absolutos, suele usarse como una opción inicial para proponer MCVV en los códigos de diseño de puentes. Debido a que estos representan las probables condiciones al cual el puente se vería sometido al final de su vida útil, en la confiabilidad estructural a estos valores se suele denominar valores característicos.

A diferencia de Nowak (1994), que determina los parámetros estadísticos y la solicitación máxima de máximos con un valor de n en proporción del número de vehículos en la muestra y el tiempo en que se obtuvo ésta, en este trabajo, el valor de n se determinó expandiendo la información del aforo al periodo de retorno, para lo cual se hicieron dos hipótesis: 1) El valor de F_c es constante, tanto para la extrapolación inicial ($años = 0$) como para las extrapolaciones posteriores ($años \neq 0$), y 2) El $TDPVP$ es proporcional a los días transcurridos, dando por resultado la expresión:

$$n = \frac{de^2 \cdot TDPVP \cdot F_c}{ds}, \quad (3.26)$$

en donde $TDPVP$ es el tránsito diario promedio de vehículos pesados en un carril y sentido, ds el número de días de la muestra simulada, de el número de días a extrapolar ($de = 365 \cdot años + ds$) y F_c el factor de corrección constante definido antes como la relación entre el número de solicitaciones máximas (n_o) y el número de vehículos simulados (ns).

El número de días de simulación ds se expande a partir del número de días en que se realizó el aforo (apéndice A, sección A.1) $da = 114$, considerando el porcentaje de vehículos pesados (Pvp), esto es:

$$ds = \frac{da}{0.01 \cdot Pvp}. \quad (3.27)$$

De manera similar, el número de vehículos simulados también se expande del número de vehículos aforados (Apéndice A, sección A.1) $na = 180,944$, considerando también el porcentaje de vehículos pesados (Pvp), esto es:

$$ns = \frac{na}{0.01 \cdot Pvp}. \quad (3.28)$$

Si la expresión para determinar n se aplica para la muestra inicial ($años = 0$) se tendría que $de = ds$ y por lo tanto:

$$n = \frac{de^2 \cdot TDPVP \cdot Fc}{ds} = \frac{ds^2 \cdot \left(\frac{ns}{ds}\right) \cdot \left(\frac{n_o}{ns}\right)}{ds} = n_o. \quad (3.29)$$

Para años $\neq 0$ y otras condiciones de tránsito ($TDPVP$ y Pvp) se obtendrán valores de n diferentes a los de la muestra inicial (n_o), pero congruentes con las condiciones en cuanto al periodo de retorno y longitud de puente.

De lo anterior hacemos la observación que la hipótesis del factor de corrección podría no ser valida con el tiempo, por lo que se recomienda estudiar su posible variación con otro estudio similar al realizado. Del $TDPVP$ se hace el comentario que el considerar un aumento proporcional con el tiempo no impacta en los resultados para el estado límite último, ya que el periodo de retorno en la extrapolación final es muy grande lo cual se refleja en que los parámetros estadísticos poblacionales finales resulten ser los mismos (Apéndice A, sección A.11), no obstante para los otros estados límite se debe verificar que el aumento del $TDPVP$ al final de la extrapolación resulte ser el mismo al esperado de un estudio relacionado con este fenómeno.

En este trabajo (sección 3.1) se consideraron dos escenarios de tránsito: el primero (I) que considera que los vehículos pesados transitan uno a uno y el segundo (II)que considera tránsito continuo como el que ocurriría bajo condiciones de congestión, el cual esta constituido por vehículos ligeros y pesados. Para cada escenario se considera dos porcentajes de vehículos pesados (Pvp), el primero de 35% que más o menos corresponde al observado en los aforos que se representan en el apéndice A sección A.1 (Vélez, 2000) y otro del 18% que puede ser característico de las carreteras de alto tránsito.

Por lo que, en lo que sigue, se hará referencia a cuatro extrapolaciones, las características del porcentaje de vehículos pesados en la composición y su relación con un tipo de escenario de simulación se muestra en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Escenarios de simulación considerados durante la extrapolación.

| Extrapolación | Pvp | Tipo de escenario simulado |
|---------------|-------|----------------------------|
| (1) | 35 % | I |
| (2) | 18 % | |
| (3) | 35 % | II |
| (4) | 18 % | |

Las extrapolaciones para determinar los valores característicos (x_v) y parámetros estadísticos poblacionales (μ_v, σ_v, C_v) cuando se tienen N subsecuentes observaciones, se obtuvieron de considerar un tiempo óptimo de 20 años relacionado con el costo-beneficio de los puentes en México, resultado de la experiencia de ingenieros dedicados a la practica (Salgado, 1999).

4. Valores nominales, factores de sesgo y coeficientes de variación

Es conocido que los parámetros usados en un diseño estructural (cargas, dimensiones, resistencia de materiales, etc.) están dados por constantes específicas; pero en realidad, todos ellos son variables aleatorias en el sentido que no se conoce con certidumbre su valor. Por lo que, a excepción de aquellas constantes matemáticas o físicas (ejemplo: π , g , etc.), todas las cantidades usadas en un diseño deben ser consideradas como aleatorias.

En esta sección, con el propósito de calibrar los distintos MCVV: *HS-20*, *HL-93*, *Camión OHBD*, *HL-93 modificado*, y *VCV*, propuestos para el diseño de puentes en México, utilizando métodos de confiabilidad estructural. Es necesario para mantener una consistencia entre los diferentes códigos de diseño de puentes al ser calibrados, especificar un grupo de variables básicas para una situación de diseño que sea manejada por todos los códigos que involucran los distintos MCVV. Así es importante que se elijan las mismas variables básicas para un caso fundamental de diseño, el cual considera la mayoría de los ingenieros dedicados a la práctica del diseño de puentes.

De lo anterior, las variables básicas para este trabajo estuvieron integradas por: la carga viva, el impacto debido a carga viva, la carga muerta, y la resistencia. En este trabajo solo se consideran puentes con sección compuesta a base de losa de concreto y vigas de acero.

El caso fundamental de diseño corresponde a un diseño por capacidad última en flexión y cortante que en los códigos: AASTHO LRFD (1994), AASTHO (1996), y OHBDC (1991); se denominan respectivamente: Diseño con factores de carga - Grupo I, Estado límite - Resistencia I, y Estado límite último - Combinación 1.

Para los análisis de confiabilidad, es esencial que cada una de las variables básicas haya sido previamente definida por sus: 1) coeficientes de variación, 2) factores de sesgo, y 3) valores nominales de diseño, correspondientes a cada puente y variable de diseño (momento o cortante). Por esto, el objetivo de este capítulo es presentar la información necesaria sobre carga viva e impacto, asimismo la información relacionada con la carga muerta y la resistencia.

En las secciones siguientes se describen las bases y procedimiento en que se obtiene la información respectiva a cada variable básica.

4.1. Carga viva e impacto

En el capítulo 3 se obtuvieron los coeficientes de variación poblacional esperados en veinte años (para todos los puentes, variables de diseño y extrapolaciones). Estos coeficientes están relacionados con la variable básica de carga viva, por lo que resta determinar los factores de sesgo y valores nominales de diseño. Los valores nominales de diseño resultan de analizar los diferentes MCVV propuestos, los factores de sesgo se obtienen de dividir la media poblacional esperada en veinte años y el valor nominal de diseño.

Considerando que en este trabajo se estudiaron dos tipos de escenarios de tránsito de vehículos, el primero relacionado con el tránsito uno a uno de vehículos pesados y el segundo con el congestionamiento del tránsito de uno o más vehículos ligeros y pesados, fue necesario considerar por separado el cálculo de factores de sesgo y valores nominales de diseño tomando en cuenta el tipo de escenario considerado. Con base en que el primer escenario induce solicitaciones adicionales debidas al efecto del impacto, mientras que el segundo participa únicamente con solicitaciones resultado de los vehículos sobre el puente.

Así, para el primer escenario se consideraron factores de sesgo y valores nominales de diseño debidos a carga viva e impacto respectivamente, mientras que para el segundo escenario solo se consideraron los debidos a carga viva. Es importante aclarar que la información relacionada con el impacto, se obtiene del considerar que la media del efecto dinámico es aproximadamente 0.17 veces la media poblacional de la carga viva esperada en veinte años y el coeficiente de variación es aproximadamente el mismo al esperado para carga viva en veinte años (de acuerdo con, Hwang y Novak, 1991, obtenida de la simulación del tránsito uno a uno de vehículos pesados sobre vigas de acero).

Para el segundo escenario de tránsito estudiado en este trabajo los factores de sesgo se basaron en considerar como valor nominal de diseño de carga viva la suma de los valores nominales de diseño de carga viva e impacto resultado de analizar cada MCVV propuesto para condiciones de congestionamiento de vehículos.

En el Apéndice B de este trabajo, se presentan:

- B.1 Los valores nominales de diseño respectivo a cada MCVV propuesto para México de acuerdo a la longitud de puente analizado y variable de diseño.
- B.2 Los factores de sesgo de carga viva e impacto para la extrapolación (1) y los factores de sesgo de carga viva para la extrapolación (3), obtenidos del considerar un TDPVP de 1587.
- B.3 La comparación de factores de sesgo de carga viva de la extrapolación (1) y (3), únicamente para un TDPVP de 1587, resultantes de utilizar los MCVV propuestos para el diseño de puentes en México.

media (μ), varianza (σ^2), y coeficiente de variación (C); como se expresa en las ecuaciones (4.4), a la (4.6).

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 + \dots + \mu_n, \quad (4.4)$$

$$\sigma^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \dots + \sigma_n^2, \quad (4.5)$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 + \dots + C_n^2, \quad (4.6)$$

donde:

$$C = \sqrt{\frac{\sigma^2}{\mu^2}}. \quad (4.7)$$

Por lo que, para el formato del código AASTHO LRFD (1994) se establece lo siguiente:

$$\bar{D}_C = \bar{D}_{FM} + \bar{D}_{CP}, \quad (4.8)$$

$$\sigma_C^2 = \sigma_{FM}^2 + \sigma_{CP}^2, \quad (4.9)$$

$$C_C = \sqrt{\frac{\sigma_{FM}^2}{\mu_{FM}^2} + \frac{\sigma_{CP}^2}{\mu_{CP}^2}} = \sqrt{C_{FM}^2 + C_{CP}^2}, \quad (4.10)$$

así también,

$$\lambda_C = \frac{\bar{D}_C}{Dn_C}, \quad (4.11)$$

$$Dn_C = Dn_{FM} + Dn_{CP}, \quad (4.12)$$

ya que de la tabla (4.1) se conoce:

$$\lambda_{FM} = \frac{\bar{D}_{FM}}{Dn_{FM}}, \quad (4.13)$$

$$\lambda_{CP} = \frac{\bar{D}_{CP}}{Dn_{CP}}, \quad (4.14)$$

$$Dn_{FM} = D_C \cdot 0.20, \quad (4.15)$$

$$Dn_{CP} = D_C \cdot 0.60, \quad (4.16)$$

despejando las ecuaciones (4.13) y (4.14) y sustituyendo en la ecuación (4.11) se obtiene:

$$\lambda_C = \frac{\bar{D}_C}{Dn_C} = \frac{\lambda_{FM} \cdot Dn_{FM} + \lambda_{CP} \cdot Dn_{CP}}{Dn_{FM} + Dn_{CP}} = \frac{1.03 \cdot D_C \cdot 0.20 + 1.05 \cdot D_C \cdot 0.60}{D_C \cdot 0.20 + D_C \cdot 0.60}, \quad (4.17)$$

y resolviendo la ecuación (4.17).

$$\lambda_C = \frac{0.836 \cdot \beta_C}{0.80 \beta_C} = 1.045. \quad (4.18)$$

Para obtener el (C_c) se sustituyen directamente los valores de la tabla (4.1) en la ecuación (4.10), lo que conduce a,

$$C_c = \sqrt{0.04^2 + 0.08^2} = 0.089. \quad (4.19)$$

Para el formato establecido por el código AASTHO (1996) se procede de forma similar. En las tablas (4.2) y (4.3) se resumen los factores de sesgo y coeficientes de variación respectivos a cada componente que integra la variable básica de carga muerta de acuerdo al formato establecido por los códigos AASTHO LRFD (1994) y AASTHO (1996).

Tabla 4.2 Parámetros estadísticos de carga muerta para formato AASTHO LRFD (1994).

| Componente | P_T | λ_{D_C, D_w} | C_{D_C, D_w} |
|----------------------------------|-------|----------------------|----------------|
| Elementos estructurales D_C | 80 | 1.045 | 0.089 |
| Superficie de asfalto D_w | 20 | 1.0 | 0.25 |

Tabla 4.3 Parámetros estadísticos de carga muerta para formato AASTHO (1996).

| Componente | P_T | λ_D | C_D |
|---------------------|-------|-------------|-------|
| Carga muerta D | 100 | 1.036 | 0.265 |

Para determinar los valores nominales respectivos a cada componente que integra la variable básica de carga muerta, se parte de conocer el valor nominal de diseño debido a carga muerta (D_n) mediante la ecuación (4.20) propuesta por Hansell y Viest (1971).

$$D_n = 0.0132 \cdot L(1 + I) \cdot long, \quad (4.20)$$

Donde L es el valor nominal de diseño debido a carga viva (x_{nL}); I es el valor nominal de diseño debido al impacto (x_{ni}) y $long$ es la longitud del puente en pies.

La ecuación (4.20) es resultado (Hansell y Viest, 1971) de relacionar los valores nominales de diseño debidos a carga viva e impacto (resultantes de analizar el MCVV propuesto por el código AASTHO, 1968) con los valores nominales debidos a carga muerta en puentes de acero existentes.

En este trabajo se justificó el uso de la ecuación (4.20) con el fin de predecir los valores nominales de diseño respectivos a cada componente que integra la variable básica de carga muerta, esto mediante el porcentaje que representa respectivamente del total (P_T) según se encuentre establecido en las tablas (4.1), (4.2) y (4.3), para los códigos: OHBDC (1991), AASTHO LRFD (1994), y AASTHO (1996), respectivamente. Asumiendo que la ecuación (4.20) es válida para ambas variables de diseño (momentos y cortantes máximos absolutos)

5. Confiabilidad estructural en puentes

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.

Actualmente se pueden ver dos vertientes en el tratamiento de la seguridad estructural en los códigos, la primera resulta ser una aproximación semi-probabilística y la segunda tiene que ver con alguno de los llamados métodos análisis de confiabilidad de segundos momentos.

En una aproximación semi-probabilística, la seguridad de la estructura "se garantiza" mediante la definición de las cargas de diseño y resistencias las cuales individualmente tienen una probabilidad suficientemente pequeña de ocurrir de aquella probabilidad combinada de carga excediendo la capacidad de carga en cualquier parte de la estructura que se considera ser improbable. Sin embargo, al no ser abordados explícitamente cálculos de confiabilidad, los niveles de seguridad en las diferentes estructuras no se conocen. En contraste, los métodos de análisis de segundos momentos intentan determinar la confiabilidad de una estructura o componente estructural, en términos de un índice de confiabilidad hipotético. Así, se obtiene un estimado aceptable de probabilidad de ocurrencia de cada estado límite durante la vida útil de la estructura. Al mismo tiempo estos métodos permiten calcular los apropiados factores parciales de seguridad, con el objetivo de especificar en una situación de diseño un nivel de seguridad deseado (índice de confiabilidad objetivo).

El desarrollo histórico de la teoría de confiabilidad estructural se divide en tres periodos, denominado uno de ellos periodo de transición; el primero abarca los años de 1920 a 1960, seguida por el periodo de transición de 1967 a 1974 y el tercer periodo de 1974 a 1984 (Madsen *et al* 1986).

El primer periodo fue el arduo y muy lento comienzo, estuvo concentrado en establecer y desarrollar conceptos básicos relacionados con eventos aleatorios estructurales partiendo de nociones clásicas de ingeniería estructural. Hasta 1960 este trabajo fue ignorado debido a que en ese tiempo el principal cuerpo de la ingeniería estructural se encontraba ocupado en el desarrollo de otros temas de mayor interés.

Durante el periodo de transición hubo un rápido crecimiento en el interés académico sobre la teoría de confiabilidad estructural así como la aceptación por parte de ingenieros del diseño estructural con bases probabilísticas. Como resultado de este periodo, la sugerencia de utilizar el formato de segundos momentos en códigos de diseño estructural.

En el tercer periodo, se logran superar todas las limitantes teóricas y prácticas logrando que los métodos de confiabilidad de segundos momentos fueran claros, por lo que muchos códigos en corto tiempo fueron desarrollados implementando la teoría de confiabilidad, como ejemplo: el diseño por resistencia del código de concreto del ACI; el de diseño por estados límite de los códigos de Inglaterra y Canadá; y el de diseño por factores de cargas y resistencia de las especificaciones de acero AISC.

Como resultado que la aplicación de los métodos de confiabilidad no interfiere con el uso del juicio y experiencias pasadas del ingeniero o introduce complejidades que posiblemente incrementan el error humano, por lo que reducen muchos aspectos del diseño estructural con bases probabilísticas a una rutina.

Lo más relevante en la implementación de la Confiabilidad Estructural al diseño de Puentes, ha sido la adopción del formato de diseño por factores de cargas y resistencia en la conversión del código AASTHO (1992) al AASTHO LRFD (1994). Además del uso de ésta en el código para Ontario, Canadá, de Diseño de Puentes Carreteros, desde su primer edición hasta la más reciente (OHBDC, 1991).

Los dos aspectos más importantes en un diseño por factores de cargas y resistencia son:

- 1) Que la estructura puede analizarse con métodos elásticos convencionales de distribución de fuerzas.
- 2) Que todos los factores de carga y resistencia sean tabulados de manera tal que el ingeniero no requiera de la teoría de confiabilidad o probabilidades de falla, cuando lleve a cabo su diseño o evaluación.

Un formato de diseño por factores de cargas y resistencia, ofrece notables ventajas sobre un diseño tradicional por esfuerzos permisibles. En un diseño por esfuerzos permisibles, la manera en que se revisa el diseño tiene la forma:

$$R_{S.F.} = D + L + W. \quad (5.1)$$

Donde R es la resistencia nominal; S.F. es el factor de seguridad especificado; D, L y W son las solicitaciones nominales: permanentes, transitorias y extraordinarias. De acuerdo a la nomenclatura de la ecuación (5.1) las solicitaciones son debidas a carga muerta, viva y viento respectivamente.

Como se puede observar, con solo un factor de seguridad, la confiabilidad puede variar dependiendo de las relaciones entre solicitaciones y de las incertidumbres en cada una de las ellas.

En un diseño por factores de carga y resistencia, el diseño se revisa mediante:

$$\phi R = \gamma_D D + \gamma_L L + \gamma_W W. \quad (5.2)$$

Donde R , D , L y W pueden ser los mismos valores nominales utilizados en la ecuación de diseño por esfuerzos permisibles (5.1); ϕ es el factor de reducción de capacidad o factor de resistencia; γ_D , γ_L y γ_W son los factores de carga respectivos a cada solicitación, los cuales, fueron previamente calibrados por los comités encargados de escribir los códigos, cuidando cumplir con una confiabilidad objetivo relacionada con el comportamiento requerido y basado en un determinado componente.

Es importante hacer notar que las bases de confiabilidad en que fueron determinados los factores parciales de seguridad son transparentes al usuario del código, logrando que el diseñador lleve a cabo cualquier diseño con factores de cargas y resistencia en su totalidad de forma determinista. A esta manera de aplicar los factores dentro de la teoría de confiabilidad se le conoce como formato de Nivel I, en contraste, un código con un formato de Nivel II o III requiere que el diseñador participe más profundamente en los análisis probabilistas.

5.1. Teoría de Confiabilidad

La formulación analítica del problema básico de confiabilidad estructural se puede ilustrar al considerar una población de estructuras sometidas a un sistema de fuerzas, donde la intensidad de las solicitaciones debidas a las fuerzas, S , esta representada con Y , y las resistencias de las estructuras, R , están representadas con X .

Del considerar que la falla en una estructura especifica se alcanza cuando la solicitación iguala o supera la resistencia de la misma, es posible establecer un expresión mediante la cual se identifique esta condición en función de Y y X . A esta expresión se le denomina ecuación de estado límite, que para este caso esta dada por la ecuación (5.3).

$$Z = X - Y, \quad (5.3)$$

La falla del sistema, en términos de probabilidad queda definida por $P(Z \leq 0) = F_Z(0)$, o bien en la notación más frecuente esta ecuación es $P(S > R) = P(Y > X)$.

El procedimiento para determinar la distribución acumulada de Z , necesaria para determinar la probabilidad de falla, empieza con la transformación de las funciones de densidad de probabilidad de X y Y al espacio de Y y Z , la relación entre los dos espacios esta dada por:

$$z = x - y \quad e \quad y = y, \quad (5.4)$$

$$x = y + z \quad e \quad y = y. \quad (5.5)$$

La función de densidad conjunta de Y y Z igualada con la de X e Y se expresa como:

$$f_{YZ}(y, z) = f_{XY}(y + z, y). \quad (5.6)$$

La función marginal de Z se encuentra integrando sobre ambos valores de Y y queda:

$$f_Z(z) = \int_{-\infty}^{\infty} f_{YZ}(y, z) dy = \int_{-\infty}^{\infty} f_{XY}(y + z, y) dy, \quad (5.7)$$

si X e Y son independientes, su función de densidad conjunta queda definida por:

$$f_Z(z) = \int_{-\infty}^{\infty} f_X(y + z) f_Y(y) dy. \quad (5.8)$$

La ecuación (5.8) denominada integral de convolución, define la función de densidad de probabilidad de Z . Este resultado puede ser expresado también por la distribución de probabilidad de Z como sigue:

$$F_Z(z) = \int_{-\infty}^z f_Z(w) dw = \int_{-\infty}^z \left[\int_{-\infty}^{\infty} f_X(y + w) f_Y(y) dy \right] dw, \quad (5.9)$$

$$= \int_{-\infty}^{\infty} \left[f_Y(y) \int_{-\infty}^{\infty} f_Y(y+w) dw \right] dy, \quad (5.10)$$

$$= \int_{-\infty}^{\infty} \left[f_Y(y) \int_{-\infty}^{y+z} f_X(v) dv \right] dy, \quad (5.11)$$

$$= \int_{-\infty}^{\infty} \left[f_Y(y) F_X(y+z) \right] dy. \quad (5.12)$$

La probabilidad de falla se determina evaluando $F_Z(0)$, lo cual se expresa como:

$$F_Z(0) = \int_{-\infty}^{\infty} f_Y(y) F_X(y) dy. \quad (5.13)$$

o bien como más frecuentemente se encuentra en la literatura:

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(x) F_R(x) dx, \quad (5.14)$$

donde: P_f representa la probabilidad de falla del sistema, $f_S(\cdot)$ la función de densidad de probabilidad asociada a la sollicitación, $F_R(\cdot)$ la distribución acumulada de probabilidad asociada a la resistencia, y x es la variable común.

La formulación en la que se determina la ecuación (5.14) es para cualquier tipo de función densidad y distribución de probabilidad asociada a cada una de las variables involucradas en el análisis, y es aplicable únicamente cuando el problema incluye dos variables aleatorias que sean independientes.

Un caso particular encontrado en la literatura relacionada a estos temas, es cuando ambas variables tienen distribución normal, lo que involucra que, haciendo uso de la propiedad que tiene cualquier combinación lineal de variables normales, es posible determinar el tipo de distribución y los parámetros estadísticos poblacionales asociadas a Z , como a continuación se describe.

Si X y Y son normales e independientes, la probabilidad de falla se puede expresar como:

$$P(Z \leq 0) = F_Z(0), \quad (5.15)$$

donde $Z = X - Y$, consecuentemente:

$$\mu_Z = E[Z] = \mu_X - \mu_Y, \quad (5.16)$$

y,

$$\sigma_Z^2 = Var[Z] = \sigma_X^2 + \sigma_Y^2, \quad (5.17)$$

donde μ_X y μ_Y son la media poblacional de la resistencia y sollicitación respectivamente, σ_X^2 y σ_Y^2 son las varianzas de la resistencia y sollicitación, μ_Z y σ_Z^2 son la media y varianza de Z .

Al ser X y Y normales, Z , una función lineal de X y Y , es también normal. Su función de distribución acumulada en términos de variable estándar esta dada por:

$$F(z) = \Phi\left(\frac{z - \mu_Z}{\sigma_Z}\right), \quad (5.18)$$

y la probabilidad de falla, en términos de la variable estándar, se expresa por:

$$F_Z(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta), \quad (5.19)$$

donde β es el índice de confiabilidad beta, el cual equivale al número de desviaciones estándar que se encuentra alejada la media de cero. En términos de los parámetros estadísticos poblacionales de las variables aleatorias quedaría:

$$\beta = \frac{\mu_X - \mu_Y}{\sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2}}, \quad (5.20)$$

o como más frecuentemente se conoce:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}. \quad (5.21)$$

Cabe mencionar que β representa por si misma la confiabilidad, es decir, si se evaluará:

$$R = \Phi(\beta), \quad (5.22)$$

se obtendría la probabilidad de no fallar y por tanto de su complemento a uno, la probabilidad de falla,

$$R = 1 - \Phi(-\beta), \quad (5.23)$$

por lo que,

$$\Omega = \Phi(-\beta) + \Phi(\beta) = 1. \quad (5.24)$$

La ecuación (5.19) también se puede escribir como:

$$F_z(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_z}{\sigma_z}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = \Phi(-\beta), \quad (5.25)$$

donde,

$$= \Phi\left(\frac{0 - (\mu_x - \mu_y)}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}}\right), \quad (5.26)$$

$$= \Phi\left(\frac{\mu_y - \mu_x}{\sqrt{\sigma_y^2 + \sigma_x^2}}\right). \quad (5.27)$$

La ecuación (5.27) se encuentra con frecuencia en la literatura como:

$$P_f = \Phi\left(\frac{\mu_S - \mu_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right), \quad (5.28)$$

donde P_f es la probabilidad de falla; μ_S y μ_R son respectivamente la media poblacional de la sollicitación y resistencia; σ_S y σ_R son la desviación estándar poblacional de la sollicitación y resistencia.

En este trabajo, como ejemplo numérico de un análisis de confiabilidad estructural se planteó el mismo problema hipotético descrito al principio, esto es: un sistema estructural sometido a un sistema único de fuerzas; donde solo dos variables aleatorias están involucradas (resistencia y sollicitación), estas son independientes y se distribuyen normalmente. Sus parámetros estadísticos poblacionales se determinan en función de los años transcurridos (A) al evaluar las ecuaciones (3.22) y (3.23). Donde las funciones de densidad de probabilidad, $f_N(x)$, respectivas a la sollicitación y resistencia se obtienen de las ecuaciones (3.21) y (5.29).

$$f_N(x) = N[1 - F(x)]^{N-1} f(x), \quad (5.29)$$

Para este ejemplo se consideró,

$$N = A. \quad (5.30)$$

Las funciones $f(x)$ y $F(x)$ correspondientes al primer año, se obtienen de utilizar para la sollicitación una media y desviación estándar poblacional de 45 ton. y 98 ton., respectivamente; para la resistencia se obtienen de una media y desviación estándar poblacional de 92.25 ton. y 6.5 ton., respectivamente.

Como se puede observar, por conveniencia el ejemplo fue planteado de tal forma que fuera representativo e ilustrativo de un fenómeno cuyas variables cambian con el tiempo. La ecuación (5.29) representa la distribución de valores mínimos cuando el valor más pequeño de n observaciones previas pueda ser inferior en N subsecuentes observaciones, la cual es utilizada frecuentemente en estudios relacionados con la resistencia de materiales (Kennedy y Neville, 1982), en contraste de la ecuación (3.21) al aumentar (N) la media disminuye.

En la tabla (5.1) se muestran los resultados de evaluar las ecuaciones (3.21) y (5.29) para los casos cuando $A=1$ y $A=20$. En ella se tabula la media poblacional para la resistencia y la sollicitación. Respectivamente se presenta el coeficiente de variación ($C = \sigma/\mu$) el índice de confiabilidad beta y la correspondiente probabilidad de falla, resultante de evaluar las ecuaciones (5.21) y (5.28).

Tabla 5.1 Parámetros estadísticos poblacionales, índices de confiabilidad beta y probabilidad de falla en distintos intervalos de tiempo.

| A | μ_S | μ_R | cv_S | cv_R | β | P_f (%) |
|-----|---------|---------|--------|--------|---------|-----------|
| 1 | 45.0000 | 92.2500 | 0.2178 | 0.0705 | 4.018 | 0.00294 |
| 20 | 63.3013 | 80.1114 | 0.0813 | 0.0426 | 2.722 | 0.32399 |

De la tabla (5.1) es importante hacer notar como se aprecia en el valor de la media poblacional el aumento de las sollicitaciones con el tiempo, así como la degradación de la resistencia del sistema. En esta tabla también se observa como el coeficiente de variación disminuye para la carga y la resistencia, por lo que, finalmente el índice de confiabilidad beta disminuye y la probabilidad de falla aumenta.

Los dos casos antes mencionados, en las figuras 5.1 y 5.2 se ilustran en términos de la función de densidad de probabilidad $f_Z(z)$.

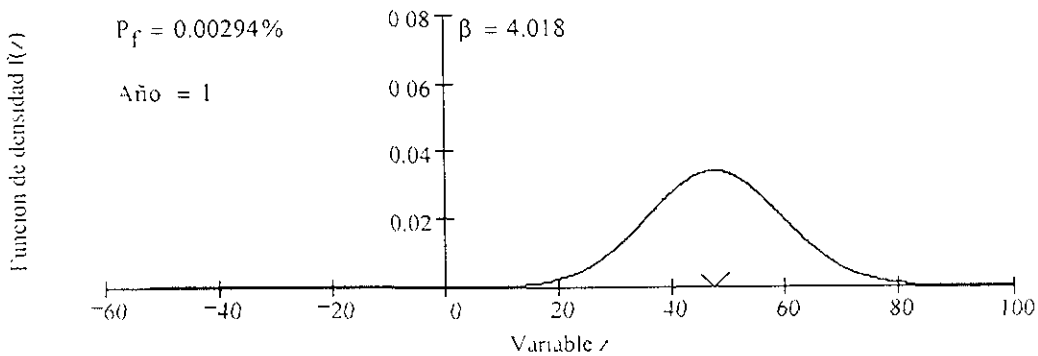


Figura 5.1 Función de densidad de probabilidad $f_Z(z)$ cuando $A=1$.

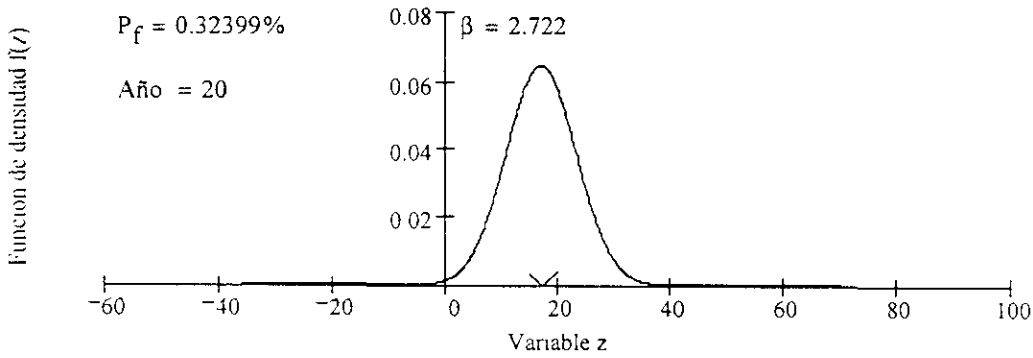


Figura 5.2 Función de densidad de probabilidad $f_Z(z)$ cuando $A = 20$.

Se puede observar que la función de densidad Z conforme transcurren los años se traslada hacia cero por lo que la distancia que separa a la μ_z de cero es menor y el área bajo la curva de la función $f_z(z)$ donde $Z \leq 0$ es mayor.

Lo anterior es evidente al evaluar la ecuación (5.19) para distintos valores del índice de confiabilidad β .

Como ilustración en la figura 5.3 se muestran las probabilidades de falla para distintos valores de índice de confiabilidad β .

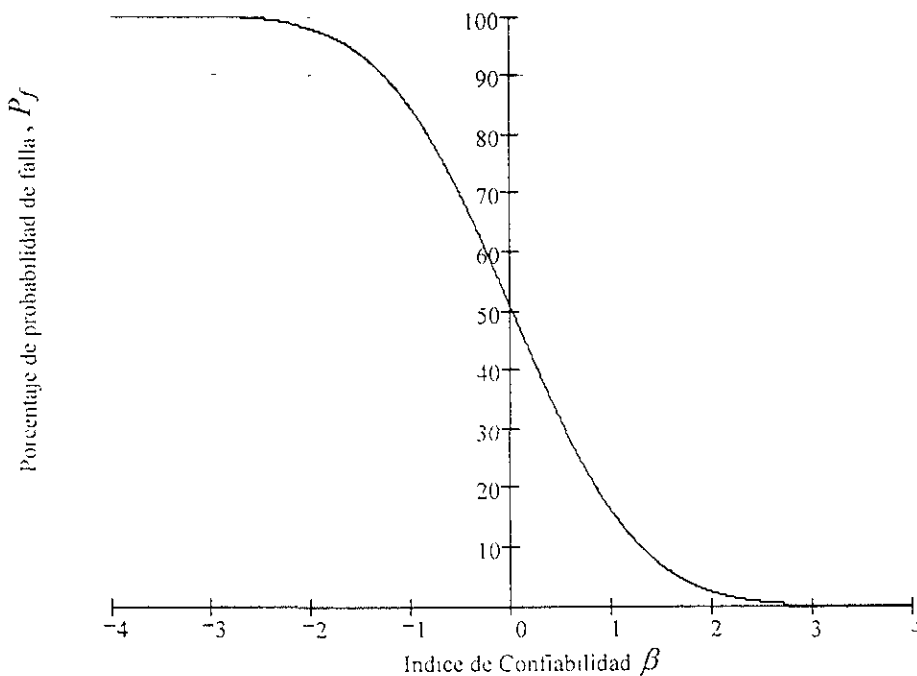
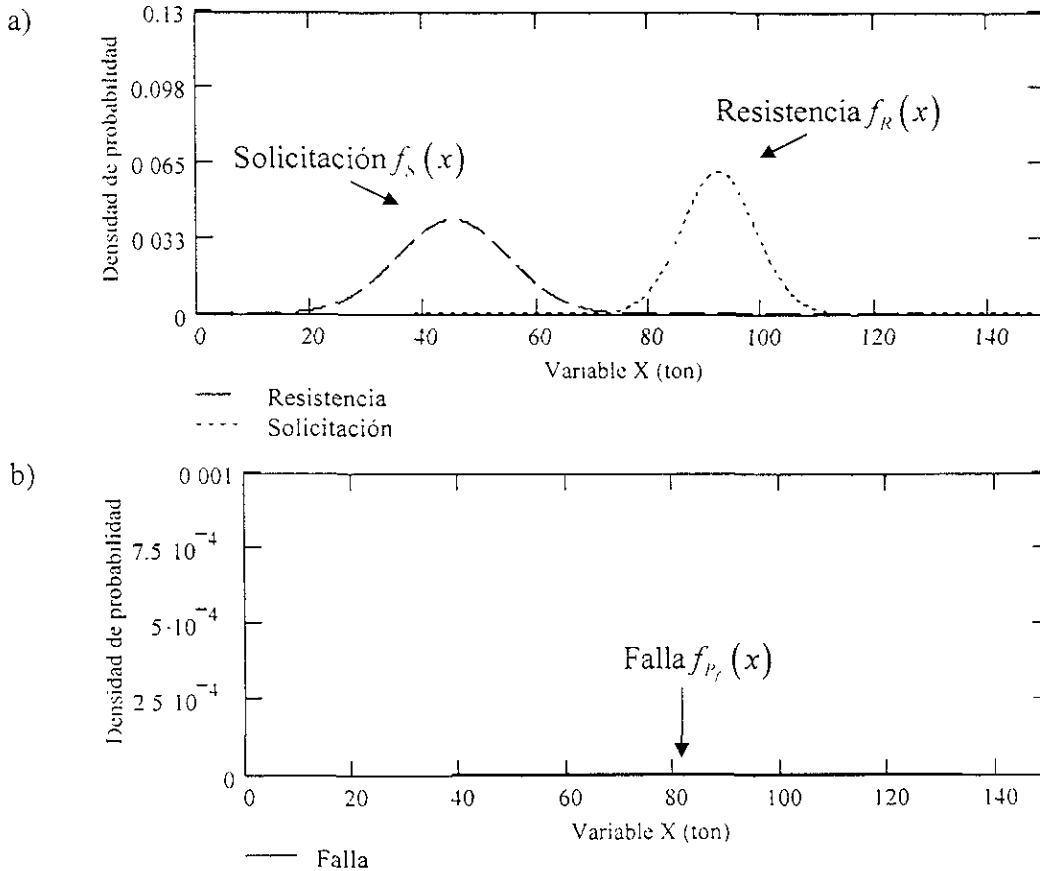


Figura 5.3 Índices de confiabilidad β y correspondientes probabilidades de falla.

Otra manera de presentar el problema básico de la confiabilidad estructural, siguiendo el ejemplo numérico, es con las figuras 5.4 y 5.5. En ellas se grafican, para los casos en que $A=1$ y $A=20$, las funciones de densidad de probabilidad asociadas a cada variable aleatoria. Además de la función de densidad de probabilidad de falla, que resulta de evaluar únicamente el integrando de la ecuación (5.14), $f_{p_f}(x) = f_S(x) F_R(x)$.



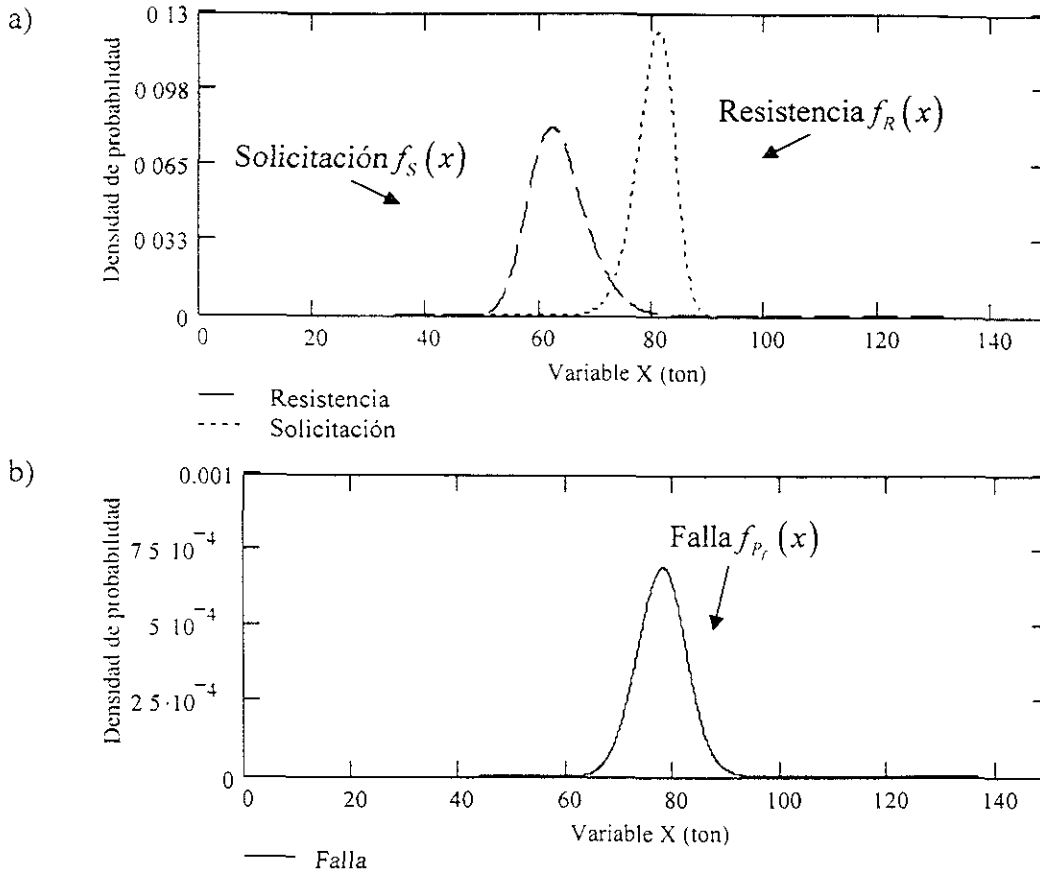


Figura 5.5 Funciones de densidad de probabilidad cuando $A = 20$.

Donde: a) $f_S(x)$, $f_{p_f}(x)$, y b) $f_R(x)$.

En estas figuras se observa como las funciones de densidad de probabilidad de la sollicitación y resistencia se van aproximando una con otra; resultado del modelo probabilista dado por las ecuaciones (3.21) y (5.29), asociado con la extrapolación de los parámetros estadísticos poblacionales en el tiempo. Al mismo tiempo que ocurre lo anterior, el área bajo la función de densidad de probabilidad de falla aumenta.

De lo anterior el problema básico en la confiabilidad estructural resulta ser el Análisis de Confiabilidad para Diseños Específicos, es decir, predecir la probabilidad de que una estructura falle durante su tiempo de vida útil o, bien, el tratar de determinar el nivel de confiabilidad de un diseño específico.

De manera análoga al problema básico de confiabilidad estructural se desprende el Diseño para un Nivel de Confiabilidad Específico, esto es, intentar que el diseño ha realizar garantice un nivel de seguridad durante un periodo de tiempo, tratando a su vez de que en diseños similares se logre obtener de manera uniforme una misma seguridad. Para lograr lo anterior es necesario se especifique un número de factores parciales de seguridad, también llamados factores de cargas y resistencia, relacionados con algunos valores característicos predefinidos de las variables básicas durante el diseño que pudieran estar asociados a una probabilidad específica de ser excedidos. Aunque realmente los factores parciales de

seguridad pueden ser calculados respecto a cualquier valor constante especificado, un ejemplo sería los valores nominales de diseño (Capítulo 4).

En la ecuación (5.31) se definen los factores parciales de seguridad como función del valor medio de cada variable, a estos suele conocerseles como factores centrales de seguridad.

$$\gamma_i = \frac{x_i^*}{m_i}, \quad (5.31)$$

donde: x_i^* son los llamados valores de diseño (aquellos donde la falla es más probable que ocurra), m_i son los valores medios de cada variable i , y γ_i son los factores parciales de seguridad respectivos.

En la ecuación (5.32) se define el cálculo de factores parciales de seguridad utilizando valores característicos.

$$\gamma_{k,i} = \frac{x_i^*}{x_{k,i}}, \quad (5.32)$$

donde $x_{k,i}$ son el valor característico de la variable X_i , como se explicó anteriormente, estos pueden estar asociados a una probabilidad de ser excedidos (ejemplo: el 5% en el caso de variables de resistencia y el 95% en el caso de variables de carga).

Es de notarse que los γ_i o $\gamma_{k,i}$ son multiplicativos, esto es:

$$x_i^* = \gamma_i m_i = \gamma_{k,i} x_{k,i}, \quad (5.33)$$

donde su objetivo es alejar o acercar un número de veces los valores medios o característicos de cada variable respecto de los valores donde la falla es más probable que ocurra, reduciendo o aumentando un valor γ_i o $\gamma_{k,i}$ garantizando que el nivel de seguridad sea el especificado.

Como se puede observar el cálculo de los factores parciales de seguridad, radica en el de los valores de diseño (también llamados puntos de falla) respectivos a cada variable X_i . Siendo los métodos de confiabilidad de Nivel II (sección 5.1.1.2) los encargados en determinar los valores de diseño, y los métodos de confiabilidad de Nivel I (sección 5.1.1.3) los encargados de calcular los factores parciales de seguridad.

5.1.1. Métodos de confiabilidad

Como se observó en la sección 5.1., los métodos de análisis de confiabilidad estructural pueden llegar a clasificarse en base al tipo de aproximación y la manera en que la confiabilidad es definida. Actualmente los métodos de análisis y diseños (para un nivel de seguridad específico) de confiabilidad estructural, tienden a caer dentro de tres categorías, denominadas nivel I, II y III (Moses y Verma, 1987). En las siguientes secciones se explica brevemente cada uno de ellos, estableciendo las diferencias y alcances entre uno y otro nivel; con el propósito de dar a entender el procedimiento necesario en cada una de las categorías.

Esta de mas el comentar que el tema relacionado a cada una de las categorías es extenso y complejo, además de que requiere de conocimientos en estadística y métodos numéricos. Por lo que, al final de cada sección se trató de dar a entender el procedimiento necesario así como los objetivos del mismo mediante ejemplos gráficos.

5.1.1.1 Nivel III

Resulta ser de las tres categorías el método de análisis de confiabilidad más complejo. Éste tiene que ver con la revisión de la seguridad en un análisis probabilista “exacto” de un sistema estructural completo, donde todas las variables de diseño se expresan en términos de sus funciones completas de distribución de probabilidad y su probabilidad de falla se calcula mediante la evaluación de la apropiada integral de convolución. Como se pudo observar de la sección 5.1 resulta compleja la formulación de cualquier integral de convolución para una ecuación de estado límite dada, al igual que su solución que se lleva a cabo mediante integración numérica multidimensional o el uso de técnicas Monte-Carlo, lo cual se resume en un consumo de tiempo de calculo considerable.

Es claro que este método no es adecuado para propósitos de diseños de confiabilidad estructural, debido a las dificultades teóricas y numéricas; no obstante, es utilizado en diseños de estructuras que por su naturaleza el nivel de seguridad es crítico o resulta particularmente importante el optimizar el diseño (ejemplo: plantas nucleares). Siendo su principal campo de acción, el revisar la validación y precisión de los métodos simplificados de nivel II y I en los análisis de confiabilidad de estructuras específicas.

Para interpretar lo anterior y siguiendo el ejemplo numérico descrito en la sección 5.1; en la figura 5.6, de considerar $A = 1$, se ilustran la vista tridimensional y de curvas de nivel (en el espacio de la variable básica) de la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{RS}(x, y)$ y la correspondiente frontera de falla $Z = 0$. De igual forma, en la figura 5.7, se ilustra lo anterior cuando $A = 20$.

Cabe mencionar que "espacio de la variable básica", se refiere a que la escala de las abscisas en las figuras corresponde a la utilizada por las variables básicas (x, y).

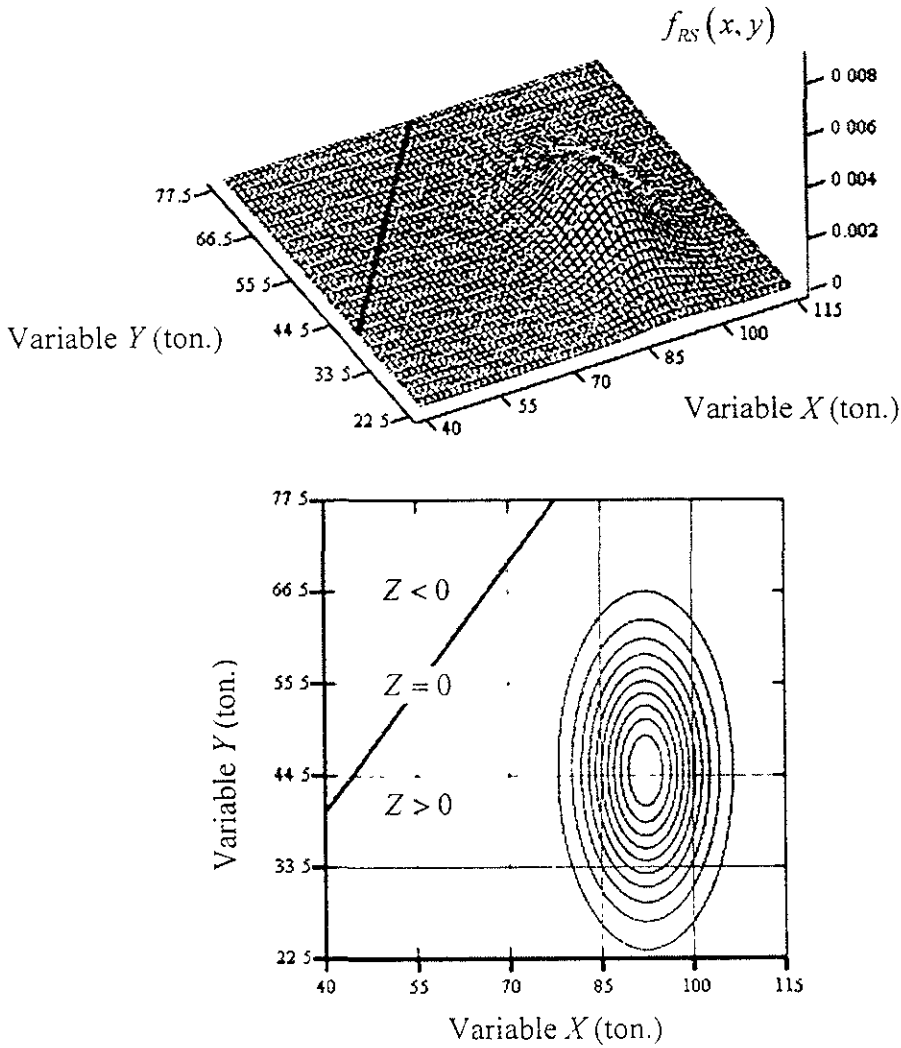


Figura 5.6 Vistas en el espacio de la variable básica de la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{RS}(x, y)$ y la frontera de falla $Z = 0$, cuando $A = 1$.

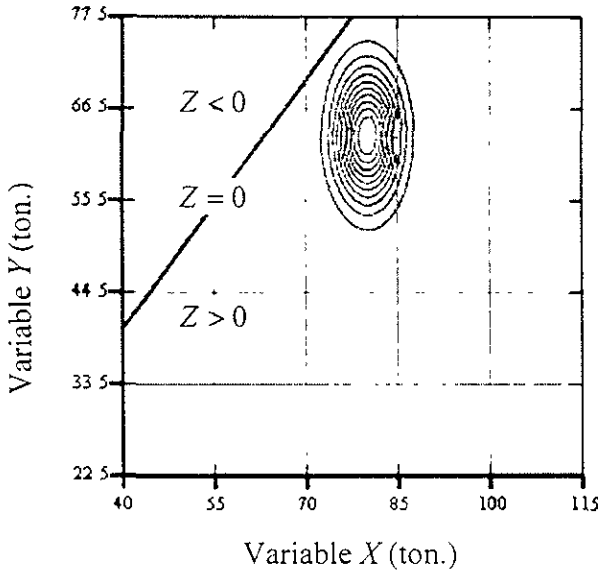
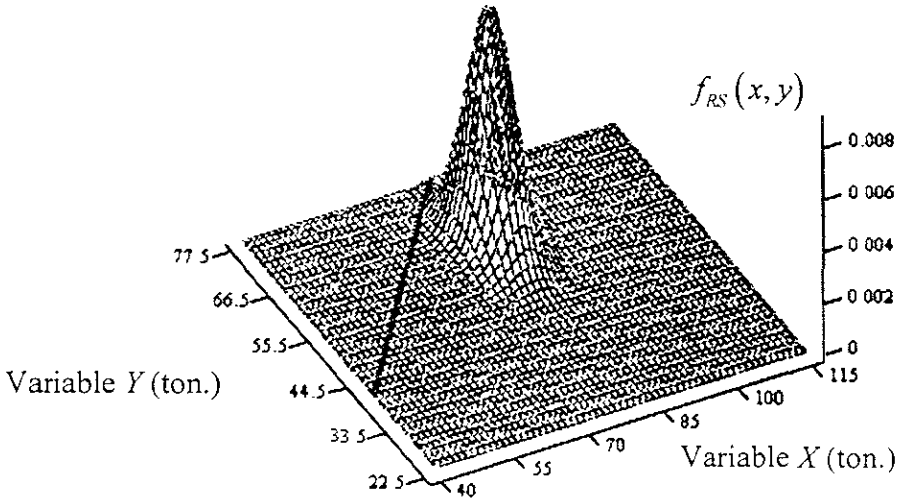


Figura 5.7 Vistas en el espacio de la variable básica de la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{RS}(x, y)$ y frontera de falla $Z = 0$, cuando $A = 20$.

De las figuras 5.6 y 5.7, se aprecia físicamente lo que la integral de convolución realiza, al observar que esta calcula el volumen bajo la función de densidad de probabilidad conjunta $f_{RS}(x, y)$ que se encuentra fuera de la región segura. Queda claro que: la región segura es la zona donde $Z > 0$, la región de falla es la zona en la cual $Z < 0$, y la frontera de falla es aquella donde se cumple que $Z = 0$.

También, en las figuras se observa que debido a que la ecuación de estado límite (5.3) es lineal, la frontera de falla resulta serlo también. Siendo que, en la mayoría de los problemas, por lo general no resulta serlo; lo cual, de utilizarse un método de nivel III, aumentaría el grado de dificultad en la solución.

5.1.1.2 Nivel II

Los métodos de Nivel II resultan ser los que más atención han logrado, son usados tanto para análisis como para diseños (para un nivel de seguridad específico) de confiabilidad estructural. Donde estos métodos tienen que ver solamente con la selección de un punto (o puntos) sobre la frontera de falla, definida ésta por la apropiada ecuación de estado límite.

Estos métodos tienen sus orígenes a finales de 1960 pero no fue sino hasta 1967 con los trabajos de: Cornell, Rosenblueth y Esteva, y Ravindra y otros; que estos métodos fueron tomados en serio en su desarrollo (CIRIA, 1977). Su principal interés fue el producir métodos simples pero racionales, para revisar la seguridad en estructuras con solo hacer uso de algunas mediciones estadísticas de las incertidumbres en las variables de diseño obteniendo con ellas un estimado de la seguridad estructural, sin recurrir a procedimientos complejos de integración que usaran distribuciones completas de probabilidad (Nivel III).

Durante el desarrollo de estos métodos el principal interés fue el lograr procedimientos que tomaran en cuenta:

- a) Las incertidumbres físicas y subjetivas en el modelo de diseño.
- b) La falta de inconsistencia o invariancia (ejemplo: que la confiabilidad obtenida de manejar sollicitaciones sea la misma al utilizar esfuerzos).
- c) Las obvias diferencias entre distribuciones de las variables de diseño (ejemplos: normal y distribuciones de extremos).
- d) Un uso relativamente simple.

Debido a que los primeros métodos de nivel II usaban solamente los momentos de primer y segundo orden de las variables aleatorias, estos empezaron a ser conocidos como métodos de segundos momentos. Actualmente se denominan métodos de primer orden, debido a que estos requieren de una aproximación (lineal) de primer orden sobre la frontera de falla en términos de las variables de diseño. Esto no quiere decir que no puedan ser usados para resolver problemas estructurales no lineales. Sino todo lo contrario, ya que su uso no involucran nuevos conceptos al considerar algún comportamiento no lineal en la ecuación de estado límite que por lo general es no lineal para la mayoría de situaciones, siendo el único problema a resolver el encontrar la correcta linealización en un punto (CIRIA, 1977).

Del desarrollo histórico de los métodos de nivel II, Rackwitz (CIRIA, 1977) ha distinguido tres principales clases, estas se describen como:

- 1.-Métodos de Valor Medio de Momentos de Primer y Segundo Orden.
- 2.-Métodos Avanzados de Momentos de Primer y Segundo Orden.
- 3.-Métodos Aproximados de Distribuciones Completas.

La primera clase mencionada no satisface los requisitos (a) y (b) al principio mencionado, pero ha servido como base teórica en el desarrollo de las clases más recientes. La segunda clase no satisface el requisito (b) aunque sus procedimientos son aplicables completamente a la tercera clase la cual cumple con todos los requisitos.

La clase de métodos utilizadas por este trabajo, además base teórica en el algoritmo que utiliza la herramienta de análisis utilizada (sección 5.2), son los Métodos Aproximados de Distribuciones Completas. La descripción del procedimiento de estos métodos se encuentra en el Apéndice C, secciones: C.1, C.2, y C.3, que describen respectivamente: el análisis de confiabilidad para diseños específicos, el diseño para un nivel de confiabilidad específico, el tratamiento de múltiples modos de falla.

Los métodos de nivel II en un diseño de confiabilidad hacen uso del mismo principio teórico y procedimiento utilizado en la sección 5.1.1.3. Por lo que, a continuación se dieron a entender el principio teórico y procedimiento utilizado por un método de confiabilidad nivel II cuando se lleva a cabo un análisis de confiabilidad.

Correspondiente al ejemplo numérico descrito en la sección 5.1 con un método de nivel II; En la figura 5.8, se ilustra para $A=1$ la vista tridimensional y de curvas de nivel (en el espacio de la variable estándar) de la función de densidad de probabilidad conjunta $f_Z(x,y)$ y la correspondiente frontera de falla $Z=0$. De igual forma, en la figura 5.9, se ilustra lo anterior cuando $A=20$.

Al respecto “*espacio de la variable estándar*”, se refiere a que la escala de las abscisas en las figuras corresponde a una transformación de coordenadas que resulta respectivamente a cada variable de dividir la resta de la variable básica y la media poblacional entre la desviación estándar poblacional. Esto con el objeto de obtener una función de densidad de probabilidad conjunta estándar $f_Z(x,y)$ donde cada variable posee media cero y desviación estándar unitaria. La transformación de la región de falla al espacio de la variable estándar se obtiene de la misma forma. Para mayor detalle de esta transformación consulte el ejemplo de la sección 5.1.1.3.

De las figuras 5.8 y 5.9, se observa que en un análisis de confiabilidad estructural los métodos de nivel II se basan principalmente en la localización del punto de falla sobre la región de falla más cercano al origen de la función de densidad de probabilidad conjunta, ya que de medir la distancia del origen de la función de densidad de probabilidad conjunta al punto más cercano de la región de falla se obtiene el equivalente índice de confiabilidad β .

El principio teórico de lo anterior se debe a que este punto define los valores de diseño que con mayor probabilidad llegarían a presentarse, debido a que se encuentran localizados en la ordenada más alta de la función de densidad de probabilidad conjunta que se intercepta con la región de falla, así también estos valores de diseño se obtienen considerando que todas las variables básicas incluidas tengan una misma probabilidad de no ser excedidas, es decir, $P(x_i^* \leq m_i - \alpha_i \beta \sigma_i) = \Phi(\beta)$.

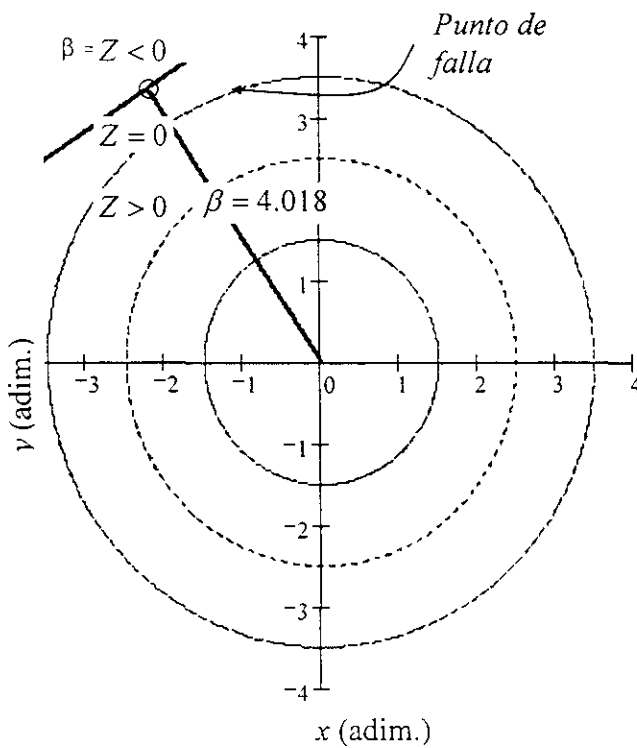
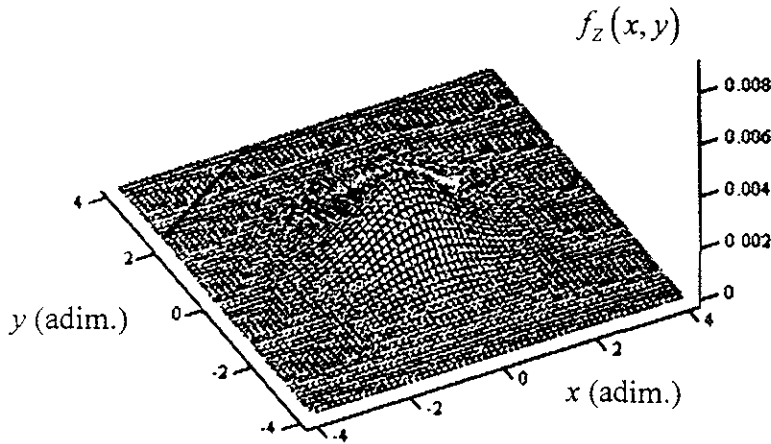


Figura 5.8 Vistas en el espacio de la variable estándar de la función de densidad de probabilidad conjunta $f_Z(x, y)$ y la frontera de falla $Z = 0$, cuando $A = 1$.

Cabe mencionar que los métodos de nivel II trabajan discretamente, es decir, realizan punto a punto las operaciones necesarias. Resulta simple de entender el procedimiento, por que el ejemplo así lo permite, no obstante, cuando las variables básicas tienen distribuciones de probabilidad no normal se realizan transformaciones equivalentes a la normal con el objetivo de continuar utilizando la formulación de distribuciones normales. En el caso de que la región de falla fuera no lineal, se realizan aproximaciones lineales sobre la frontera de falla, mediante la primera derivada parcial de la función de estado límite respectiva a cada variable básica que este siendo evaluada sobre la región de falla (CIRIA, 1977).

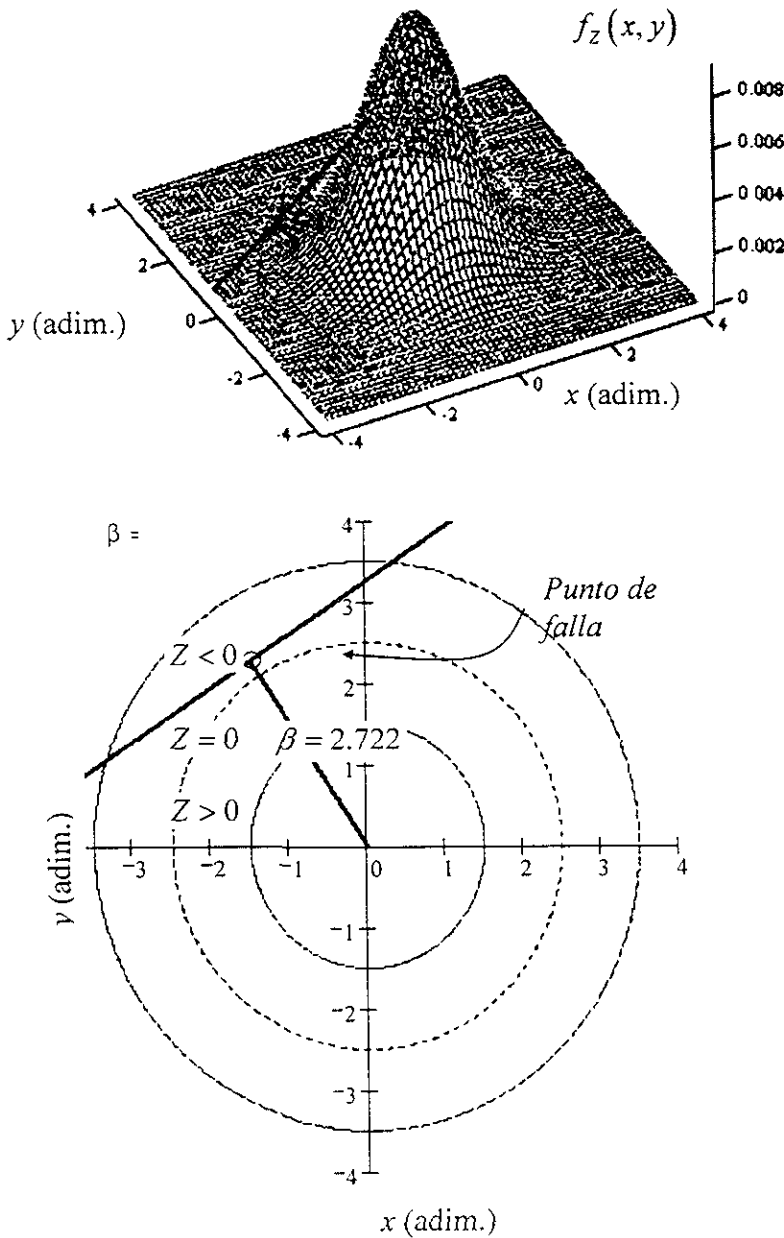


Figura 5.9 Vistas en el espacio de la variable estándar de la función de densidad de probabilidad conjunta $f_z(x, y)$ y la frontera de falla $Z = 0$, cuando $A = 20$.

De las figuras 5.8 y 5.9, se concluye que la región de falla se aproxima cuando el tiempo (A) aumenta; en contraste a lo sucedido en las figuras 5.6 y 5.7 que utilizan el espacio de la variable básica. También se comprobó que la distancia del punto más cercano al origen de la función de densidad de probabilidad conjunta en el espacio de la variable estándar, obtenida de utilizar un método de confiabilidad nivel II, equivale al índice de confiabilidad beta esto de comparar los resultados (tabla 5.1) obtenidos de utilizar la ecuación (5.20).

5.1.1.3 Nivel I

Es un método con el cual se logra que un diseño estructural garantice un nivel de seguridad específico al tipo de estructura, para lo cual se calculan los factores parciales de seguridad relacionados con cada una de las variables básicas incluidas en el diseño.

El cálculo de los factores parciales de seguridad depende principalmente de los valores de diseño (x_i^*), obtenidos siguiendo los pasos indicados en el Apéndice C, sección C.2, que finalmente son calculados con la ecuación (5.34).

$$x_i^* = m_i - \alpha_i \beta \sigma_i, \quad (5.34)$$

donde: m_i es la media de la variable básica X_i , σ_i es la desviación estándar de la variable básica X_i , β es el índice de confiabilidad beta dado, α_i son los cósenos directores que dependen de la frontera de falla definida por la ecuación de estado límite.

Los cósenos directores se obtienen con la siguiente expresión:

$$\alpha_i = \frac{g'_i(\underline{x}^*) \sigma_i}{\left[\sum_{j=1}^{j=n} (g'_j(\underline{x}^*) \sigma_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}}}, \quad (5.35)$$

donde,

$$g'_i(\underline{x}^*) = \frac{\partial g}{\partial x_i} \text{ evaluada sobre el punto } \underline{x}^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*),$$

y g representa la función de estado límite que resulta de,

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0, \quad (5.36)$$

que representa la ecuación de estado límite evaluada sobre la frontera de falla.

Como ilustración del método y siguiendo el ejemplo numérico de la sección 5.1,

$$Z = X - Y, \quad (5.37)$$

donde X y Y poseen distribución normal. De realizar la transformación al espacio de la variable estándar, utilizado en la sección anterior, la función de densidad de probabilidad conjunta $f_Z(u, v)$ queda definida por lo que el sistema de coordenadas descrito por,

$$x = \frac{X - \mu_x}{\sigma_x}, \quad (5.38)$$

y,

$$y = \frac{Y - \mu_y}{\sigma_y}, \quad (5.39)$$

la cual posee media cero y desviación estándar unitaria. Despejando X, Y , en las ecuaciones (5.38) y (5.39) respectivamente y sustituyendo sus valores en la ecuación (5.37), e igualando su resultado a cero obtenemos la función de estado límite,

$$g = \sigma_x \cdot x - \sigma_y \cdot y + \mu_x - \mu_y, \quad (5.40)$$

donde,

$$g'_x(x^*) = \sigma_x, \quad (5.41)$$

y,

$$g'_y(x^*) = -\sigma_y. \quad (5.42)$$

De resolver la expresión (5.35) y sustituir los valores correspondientes, transformados al espacio de la variable estándar, de la ecuación (5.34) obtenemos los valores de diseño,

$$x_1^* = -\alpha_1 \beta = \frac{-\sigma_x}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}} \cdot \beta, \quad (5.43)$$

y,

$$x_2^* = -\alpha_2 \beta = \frac{\sigma_y}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}} \cdot \beta, \quad (5.44)$$

donde el índice de confiabilidad β , para fines del ejemplo, lo obtenemos de evaluar la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{\mu_1 - \mu_2}{\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}}. \quad (5.45)$$

De proponer como valores nominales de diseño la media de la carga y resistencia, los factores parciales de seguridad se determinan a partir de.

$$\gamma_x = \frac{\mu_x + x_x^* \cdot \sigma_x}{\mu_x} \quad (5.46)$$

y,

$$\gamma_y = \frac{\mu_y + x_y^* \cdot \sigma_y}{\mu_y} \quad (5.47)$$

En la figura 5.10 podemos observar un índice de confiabilidad beta de 2.722 cuando los parámetros estadísticos poblacionales corresponden a un tiempo ($A = 20$). De especificar para el diseño un índice de confiabilidad β de 3.5, es necesario aumentar la media de la resistencia tantas veces como sea necesario hasta que el índice de confiabilidad beta alcanzado sea el especificado. Cabe señalar que durante cada aumento de la media de la resistencia, el valor correspondiente de la desviación estándar se obtiene de multiplicar la media aumentada por el coeficiente de variación que resulta cuando el tiempo ($A = 20$). Por lo que la frontera de falla se ve modificada en su pendiente en cada aumento, a diferencia de un análisis de confiabilidad donde los parámetros estadísticos poblacionales son los mismos a lo largo de procedimiento.

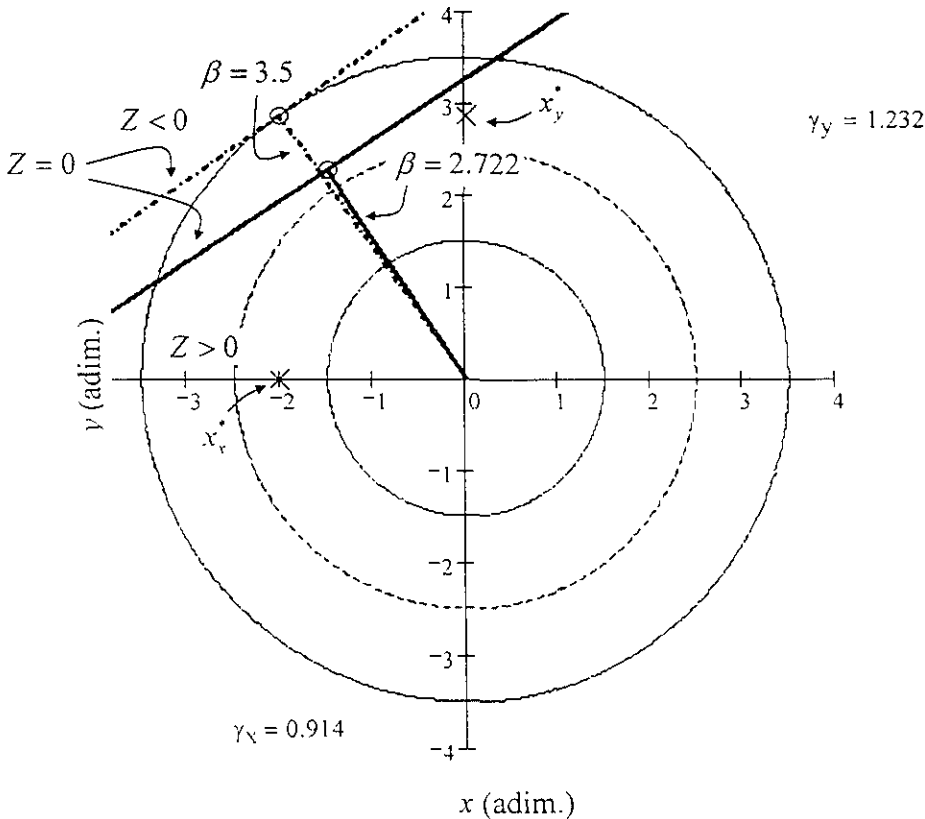


Figura 5.10 Vista en el espacio de la variable estándar de la función de densidad de probabilidad conjunta $f_2(x, y)$ y la frontera de falla $Z = 0$, cuando $A = 20$.

5.2. Herramienta de análisis

La herramienta utilizada para llevar a cabo los Análisis de Confiabilidad para Diseños Específicos y Diseños para un Nivel de Confiabilidad Específico (Análisis y Diseños de Confiabilidad) de este trabajo, fue el programa SRADP (Structural Reliability Analysis and Design Program) desarrollado originalmente por Ellingwood, B. *et al.*, (1980).

El algoritmo base del programa SRADP se presenta en el Apéndice C, secciones: C.1 y C.2. Esta aplicación se basa en métodos de confiabilidad de nivel II dentro de la clase Métodos Aproximados de Distribuciones Completas.

Con SRADP es posible resolver los siguientes problemas:

- 1) Cálculo del índice de confiabilidad β (análisis), para una situación de diseño definida por: un grupo de valores de cargas y resistencia nominales y una ecuación de estado límite.
- 2) Cálculo de los factores parciales de seguridad a ser aplicados a los valores nominales de cargas y resistencia en la ecuación de estado límite (diseño), dado el índice β , además del grupo de cargas y resistencia nominales

En estos problemas es posible, con SRADP, asociar a las cargas y resistencia las siguientes tipos de distribuciones de probabilidad:

Normal,
Lognormal,
Gamma,
Gumbel (Valores extremos Tipo I),
Frechet (Valores extremos Tipo II),
Weibull (Valores extremos Tipo III).

Adicionalmente, se pueden manejar las siguientes ecuaciones de estado límite:

$$X_1 \pm X_2 \pm X_3, \dots, \pm X_n = 0, \quad (5.48)$$

$$bX_1X_2 - X_3 = 0, \quad (5.49)$$

$$X_1 - (X_2t + 6X_3)/bt^2 = 0; 0 \leq X_3/X_2t \leq 1/6, \quad (5.50)$$

$$X_1 - \frac{2}{3} \frac{P}{b} \left(\frac{t}{2} - \frac{X_3}{X_2} \right) = 0; 1/6 < X_3/X_2t \leq 1/2, \quad (5.51)$$

Donde X_i son las variables básicas; y b, t son constantes del ancho y espesor respectivamente de un elemento estructural asociado al problema analizado.

La ecuación (5.48) es la más común de todas las ecuaciones de estado límite, su forma como se puede observar es lineal. Las restantes ecuaciones de estado límite son alternativas y de ser necesario el programa SRADP admite las modificaciones necesarias para añadir nuevas ecuaciones. La ecuación (5.49) puede ser utilizada en el caso de que se analicen elementos simples en tensión o flexión. Las ecuaciones (5.50) y (5.51) describen la resistencia de un muro de mampostería sin reforzamiento en compresión más flexión y pueden ser usadas para determinar el índice β en condiciones donde la carga vertical se encuentre a grandes excentricidades (un ejemplo de este uso estaría dado por los estribos de mampostería en un puente).

En esta investigación, la ecuación lineal de estado límite (5.48) fue usada para la mayoría de los cálculos de Análisis y Diseños de Confiabilidad. En el uso SRADP asume que la variable X_1 siempre será la resistencia; si se usa la versión del programa 1.2.b X_1 puede tener cualquiera de las distribuciones antes mencionadas. Cuando se selecciona la opción de diseño (DESIGN), las iteraciones se llevan a cabo sobre \bar{X}_1 , la media de la resistencia. Las variables X_2, X_3, \dots, X_n que representan a las cargas, pueden tener cualquiera de las seis distribuciones de probabilidad mencionadas no importa que versión de SRADP se utilice.

La información básica requerida para llevar a cabo cualquier Análisis o Diseño de Confiabilidad, utilizando SRADP, es: el tipo de distribución de probabilidad; el valor nominal, X_n ; la relación de la media y el valor nominal, \bar{X}/X_n ; y el coeficiente de variación, C ; para todas las variables básicas involucradas en el problema. Existen variables de entrada adicionales que describen el tamaño del problema (número de análisis o situaciones de diseño a ser consideradas) además de aquellas que ayudan a interpretar los resultados de salida (encabezados) entre otras. En el Apéndice C, sección C.4 se presenta una descripción detallada del contenido de un archivo de entrada en la utilización de SRADP v.1.2.b.

Debido a la cantidad de modificaciones hechas al código fuente de SRADP v.1.1.b., transcrito y modificado de su original por Salgado. (1999); en la presente investigación, por conveniencia en la verificación de la convergencia en las soluciones, en la interpretación de los resultados y su manejo entre programas para su post-procesado, fue necesario realizar modificaciones a los archivos de salida, auto generando en su utilización tres archivos de salida, los cuales tienen el mismo nombre que el archivo de entrada con extensiones: BTA, CHK y OUT. El primero de ellos resume los resultados finales de los análisis o diseños (Betas o Factores parciales de seguridad), mientras que CHK contiene un resumen global paso a paso en la convergencia del problema, OUT contiene un resumen de la información básica dada en el archivo de entrada además de los resultados obtenidos.

También entre las modificaciones al programa está la eliminación de limitaciones, como fue la cantidad de variables aleatorias que pueden ser manejadas durante problemas que utilicen la ecuación lineal de estado límite y de poder utilizar cualquiera de las seis distribuciones de probabilidad tanto para cargas como para resistencia, por lo anterior, a esta última versión de SRADP se le denominó como v.1.2.b.

La descripción de los archivos de entrada y la interpretación de los archivos de salida, se presenta en el Apéndice C, secciones: C.5 y C.6. Siguiendo el ejemplo numérico planteado, en la sección 5.1, se presentan el archivo de entrada y los de salida (.BTA, .CHK y .OUT) para un análisis cuando $A = 20$ con el objetivo de determinar el índice de confiabilidad β , así como el cálculo de los factores parciales de seguridad necesarios para que cuando $A = 20$ se obtenga un índice de confiabilidad beta objetivo de 3.5.

5.3. Propuestas

En este capítulo se presentan las propuestas respectivas a cada objetivo planteado que fueron motivo de este trabajo, asimismo se exponen las razones y observaciones teniendo como propósito la transparencia de las mismas.

En la sección 5.3.1, se presenta el Modelo de Cargas Vivas Vehiculares (MCVV) propuesto para el diseño de puentes en México, resultado de llevar a cabo análisis de confiabilidad estructural en diseños hipotéticos de puentes con MCVV propuestos como una opción para nuestro país.

La sección 5.3.2 presenta los factores de cargas y resistencia propuestos para la combinación de cargas básicas en un diseño por capacidad última denominado Resistencia I en el código AASTHO LRFD (1994), donde el factor de resistencia corresponde a puentes de sección compuesta a base de losa de concreto y vigas de acero.

La sección 5.3.3 presenta los factores de sitio propuestos, resultado de distintos análisis de confiabilidad, cada uno relacionado con una condición de tránsito vehicular que combina el TDPVP y un porcentaje de vehículos pesados en un sentido y carril.

Por último, la sección 5.3.4 presenta los factores de sesgo y coeficientes de variación de carga viva e impacto propuestos, con el propósito de que sean de utilidad en investigaciones futuras orientadas al análisis y diseño de confiabilidad estructural de puentes en México.

Relacionado con esta sección en el Apéndice C, se incluye:

- C.7 Los índices de confiabilidad β , de cada modo de falla del diseño hipotético de puentes, obtenidos de los análisis de confiabilidad con MCVV propuestos como una opción para México.
- C.8 Los factores de sesgo de carga viva resultantes de utilizar los MCVV propuestos como una opción para México.
- C.9 Los cocientes resultado de dividir los valores característicos entre los valores nominales de diseño de carga viva respectivos a cada MCVV propuesto como una opción para México.
- C.10 Observaciones al MCVV VCV y la utilización de factores de sitio

Del ejemplo numérico presentado en la sección 5.1, se concluye que el intervalo de tiempo en que puede ocurrir una carga específica está relacionada con la seguridad de la estructura. La cual se dice segura si soporta la carga durante su vida útil sin alcanzar la condición de estado límite en revisión.

Al determinar el estado probable de las solicitaciones en 20 años (capítulo 3) se establecen las condiciones a las cuales la estructura se encontrará sometida a partir de 20 años, del observar que la variación de los parámetros estadísticos poblacionales es poco significativa

(Apéndice A, sección A.11), lo cual se cumple siempre y cuando no se alteren con el tiempo de forma significativa las características de los vehículos.

Del entendido que la utilización de valores característicos durante el diseño ante cualquier condición de estado límite en revisión no garantiza un nivel de seguridad adecuado al tipo de estructura (Apéndice C, sección C.9), es necesario proponer un MCVV lo suficientemente representativo de las solicitaciones a presentarse en un rango de longitudes de puentes. Lo cual se deriva de la necesidad por mantener en el diseño un mismo nivel de seguridad para el rango de estructuras elegido; así también por conveniencia práctica debido a que solo se utiliza finalmente un MCVV, lo que evita recurrir a modelos específicos para cada condición de carga que se presente.

Para garantizar que cualquier diseño posea el nivel de seguridad adecuado al tipo de estructura y estado límite en revisión, es necesario determinar factores parciales de seguridad asociados a cada variable básica incluida en el diseño, los cuales son determinados a partir de un índice de confiabilidad β objetivo.

De los códigos analizados en este trabajo se concluye que la propuesta de factores parciales de seguridad, en códigos donde el formato de diseño es de Nivel I, está relacionada no solo a un tipo de puente (ejemplo: Puentes de sección compuesta de losa de concreto y vigas de acero). Por lo que de los diseños de confiabilidad estructural, los factores de carga son elegidos de tal forma que resulten aplicables a un grupo de estructuras bajo una misma combinación de cargas; mientras que los factores de resistencia se eligen de acuerdo al tipo de estructura garantizando que del diseño global se obtenga el nivel de seguridad deseado para el estado límite en revisión.

El índice de confiabilidad β objetivo está relacionado con el nivel de seguridad que se desea en el diseño global de la estructura ante un estado límite. Éste puede establecerse por razones económicas o puede estar basado en anteriores investigaciones sobre la confiabilidad reportada de puentes existentes donde la revisión ante un estado límite haya sido satisfactoria.

La razón económica para establecer un índice de confiabilidad β objetivo, queda fuera de los alcances de esta tesis, no obstante se basa en estudios de costo-beneficio (CIRIA, 1977), que involucra como variables para un tiempo dado el índice instantáneo de fracaso (o coeficiente de riesgo) y el costo de la estructura, donde estrictamente un diseño óptimo económicamente se logra cuando un incremento en la capacidad (costo) es igualmente balanceado por una reducción en el daño (riesgo).

El índice de confiabilidad β objetivo utilizado en este trabajo es de 3.5, la elección de este se basó en el estudio de confiabilidad estructural de una muestra representativa de 200 puentes existentes en los Estados Unidos (Nowak, 1995), puentes que fueron evaluados para una combinación básica de cargas en su estado límite de capacidad último.

5.3.1. Modelo de cargas vivas vehiculares

De los análisis de confiabilidad en diseños hipotéticos de puentes con MCVV propuestos como una opción para el diseño de puentes en México, se tuvo como resultado la propuesta del MCVV *HL-93* con base en que el MCVV a proponer cumpliera con lo siguiente:

- 1) Un índice de confiabilidad β global uniforme para las diferentes longitudes de puentes analizados, donde éste no estuviera muy alejado del índice de confiabilidad β objetivo.
- 2) Un uso simple además que sea familiar a la mayoría de los ingenieros dedicados a la práctica del diseño de puentes en México.

La figura 5.11 ilustra los índices de confiabilidad β globales, resultado de los distintos modos de falla a los cuales el puente estará sometido durante el diseño, respectivo a cada MCVV propuestos como una opción para México.

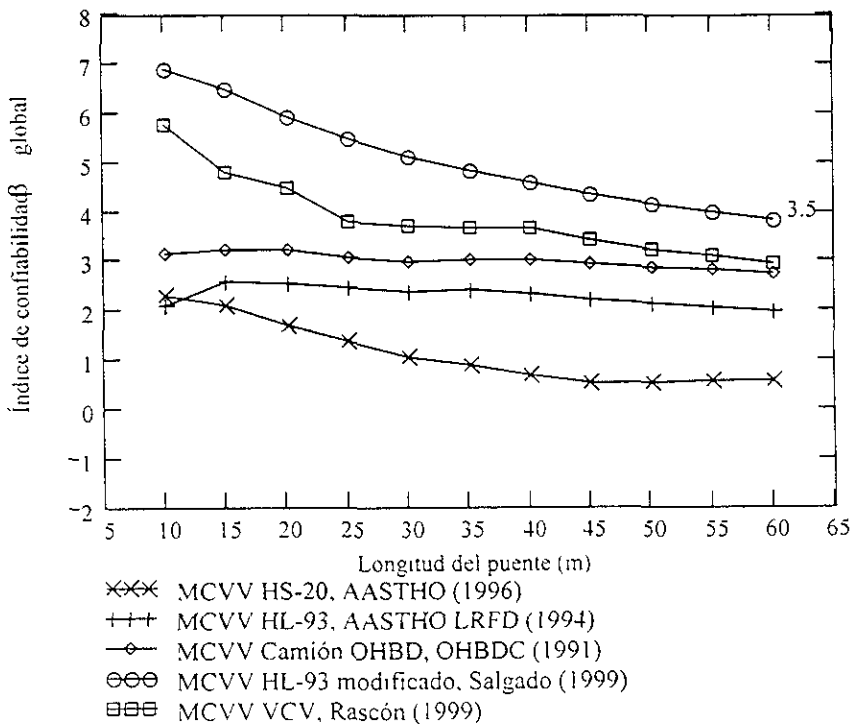


Figura 5.11 Índices de confiabilidad β globales de cada MCVV propuestos para México.

En la figura 5.11 se observa que el MCVV *camión OHBD* resulta ser la mejor de las opciones en relación con el primer requisito en un principio expuesto, no obstante este MCVV no es conocido por los ingenieros dedicados al diseño de puentes en México. Al considerar la necesidad de contar con un código mexicano para el diseño de puentes, las características (número de ejes, pesos por eje, y separación entre ejes) de este MCVV serían las más adecuadas. Cabe hacer la observación, que de proponerse este MCVV sería necesario volver a calibrar los factores de sitio propuestos (sección 5.3.3).

Para proponer el MCVV *HL-93* los parámetros estadísticos poblacionales utilizados en los análisis de confiabilidad, corresponden a una condición de tránsito vehicular dada por un TDPVP de 1587 y un porcentaje de vehículos pesados del 35 % en un carril y sentido. Con base en que aproximadamente esta condición de tránsito vehicular se relaciona con el MCVV que suele utilizarse para el diseño de puentes con el código OHBDC, (1991).

De la figura (5.11) se observa que los índices de confiabilidad β globales del MCVV propuesto no se aproximan al índice de confiabilidad β objetivo. Lo cual se corrige con la utilización de los factores de cargas y resistencia, y los factores de sitio, propuestos en las secciones siguientes.

De lo anterior resulta importante hacer la observación que un aumento en las cargas de un MCVV no refleja proporcionalmente un aumento en la seguridad global del diseño de un puente, a menos que las cargas del MCVV sean aumentadas considerablemente. Lo que tiene como resultado que los índices de confiabilidad β globales sean poco uniformes dentro del rango de longitudes de puentes analizados, como se puede observar en la figura (5.11) de los MCVV *HL-93 modificado* y *VCV*.

De lo anterior, se concluye que la manera correcta de que un diseño posea un nivel de seguridad específico al tipo de estructura y estado límite en revisión, se basa en la utilización de factores parciales de seguridad adecuados a cada variable básica incluida propuestos basándose en estudios de confiabilidad estructural. No obstante, también el modelo de cargas debe ser lo suficiente representativo, para que esto suceda los factores de sesgo y los coeficientes de variación deberían ser el mismo para el grupo de estructuras elegidas.

Como ejemplo de esto en la figura 5.12 se ilustra la comparación de los índices de confiabilidad β resultado de análisis de confiabilidad del modo de falla por flexión, obtenidos de utilizar el MCVV *HL-93* con y sin factores de cargas y resistencias.

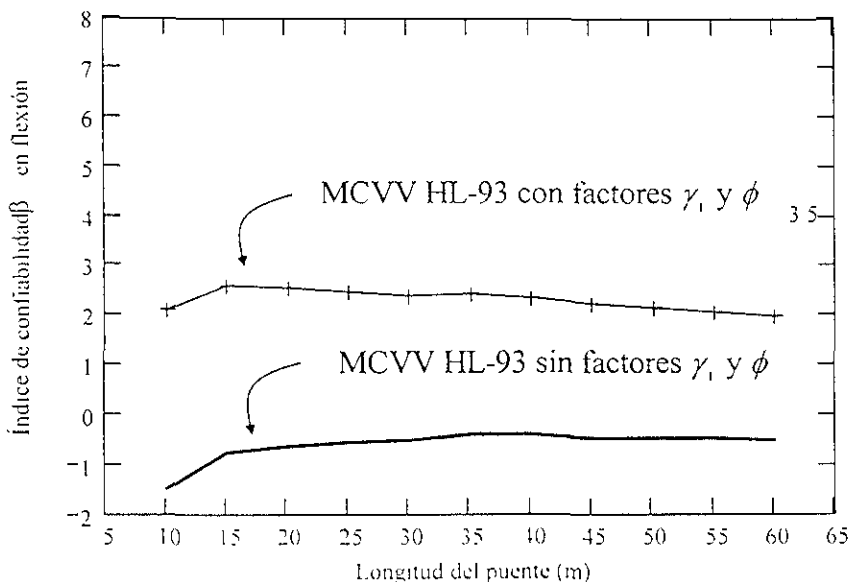


Figura 5.12 Índices de confiabilidad β del modo de falla por flexión de utilizar el MCVV *HL-93* con y sin factores de cargas y resistencia.

5.3.2. Factores de cargas y resistencia

Ya que en este trabajo el diseño estructural fue enfocado al diseño hipotético de puentes de sección compuesta de losa de concreto y vigas de acero, donde la revisión de estos diseños fue exclusiva de la capacidad última de puentes, la propuesta de factores de cargas y resistencia se realizó de los incluidos en el código AASTHO LRFD (1994) para su estado límite de Resistencia I. Esta propuesta consideró que los factores en el código AASTHO LRFD (1994), fueron elegidos como resultado de un estudio de confiabilidad estructural que involucró no sólo puentes del tipo y grupo analizados en este trabajo. No obstante, de la figura 5.11 se observa que aun utilizando los factores de cargas y resistencia incluidos por éste código, el índice de confiabilidad β global resultado de los análisis de confiabilidad se encuentra alejado del índice de confiabilidad β objetivo.

Del capítulo 4 y la ecuación (4.22), se concluye que la media de la resistencia a ser utilizada en un análisis de confiabilidad se obtiene de la suma de cargas nominales factorizadas. Por lo que cualquier aumento en todos los factores de cargas representa un aumento en la media de la resistencia, la cual produce en un análisis de confiabilidad un aumento del índice de confiabilidad β para cada modo de falla. Siendo los factores parciales de seguridad multiplicativos, se propuso por conveniencia la utilización del valor η incluido en el formato de diseño (ecuación 4.2) del código AASTHO LRFD (1994), para aumentar o reducir los niveles de seguridad a los adecuados según sean las solicitaciones resultado de una composición vehicular esperada en el sitio donde se encontrara ubicado el puente.

5.3.3. Factores de sitio

Los factores de sitio, fueron propuestos a partir de distintas calibraciones basadas en los resultados de los análisis de confiabilidad, cada uno relacionado con una condición de tránsito vehicular que combinan un TDPVP y un Porcentaje de Vehículos Pesados (PVP) en un carril y sentido.

El *factor de sitio* propuesto está relacionado con la ecuación (5.52), utilizada en el código AASTHO LRFD (1994) para determinar el valor de η que se usa en la revisión del diseño mediante la ecuación (4.2).

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95, \quad (5.52)$$

donde: η_D es el *factor de ductilidad*, η_R es el *factor de redundancia*, y η_I es el *factor de importancia operacional*.

En el código AASTHO LRFD (1994) los factores η_D y η_R hacen referencia a la resistencia del puente, mientras que el factor η_I a las consecuencias de que el puente quede fuera de servicio.

Teniendo como antecedente lo anterior, en este trabajo se propuso integrar el *factor de sitio* (η_S) en la ecuación (5.52), la cual finalmente toma la forma que se indica en la ecuación (5.53).

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \cdot \eta_S \geq 0.95. \quad (5.53)$$

Donde el valor de η_S se elige de los propuestos para México en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Factor de sitio para una combinación de TDPVP y PVP en un carril y sentido.

| Tránsito Diario Promedio de Vehículos Pesados | Factor de Sitio (η_S) | |
|---|------------------------------|-----------|
| | 35 % V.p. | 18 % V.p. |
| $3500 \geq \text{TDPVP} > 1587$ | 1.19 | 1.13 |
| $1587 \geq \text{TDPVP} > 1000$ | 1.16 | 1.10 |
| $1000 \geq \text{TDPVP} > 250$ | 1.14 | 1.08 |
| $250 \geq \text{TDPVP} > 50$ | 1.09 | 1.03 |
| $50 \geq \text{TDPVP}$ | 1.03 | 0.96 |

En la figura 5.13a, se ilustra como ejemplo la calibración del factor de sitio para la combinación de un 35 % de vehículos pesados cuando $1587 \geq \text{TDPVP} > 1000$. Comparando al mismo tiempo los índices de confiabilidad β globales resultado de seguir utilizando éste factor para las restantes condiciones de tránsito vehicular.

En la figura 5.13b, se ilustran los índices de confiabilidad β globales resultado de utilizar el correspondiente factor de sitio, para cada condición de tránsito vehicular que incluye un 35% de vehículos pesados en un carril y sentido.

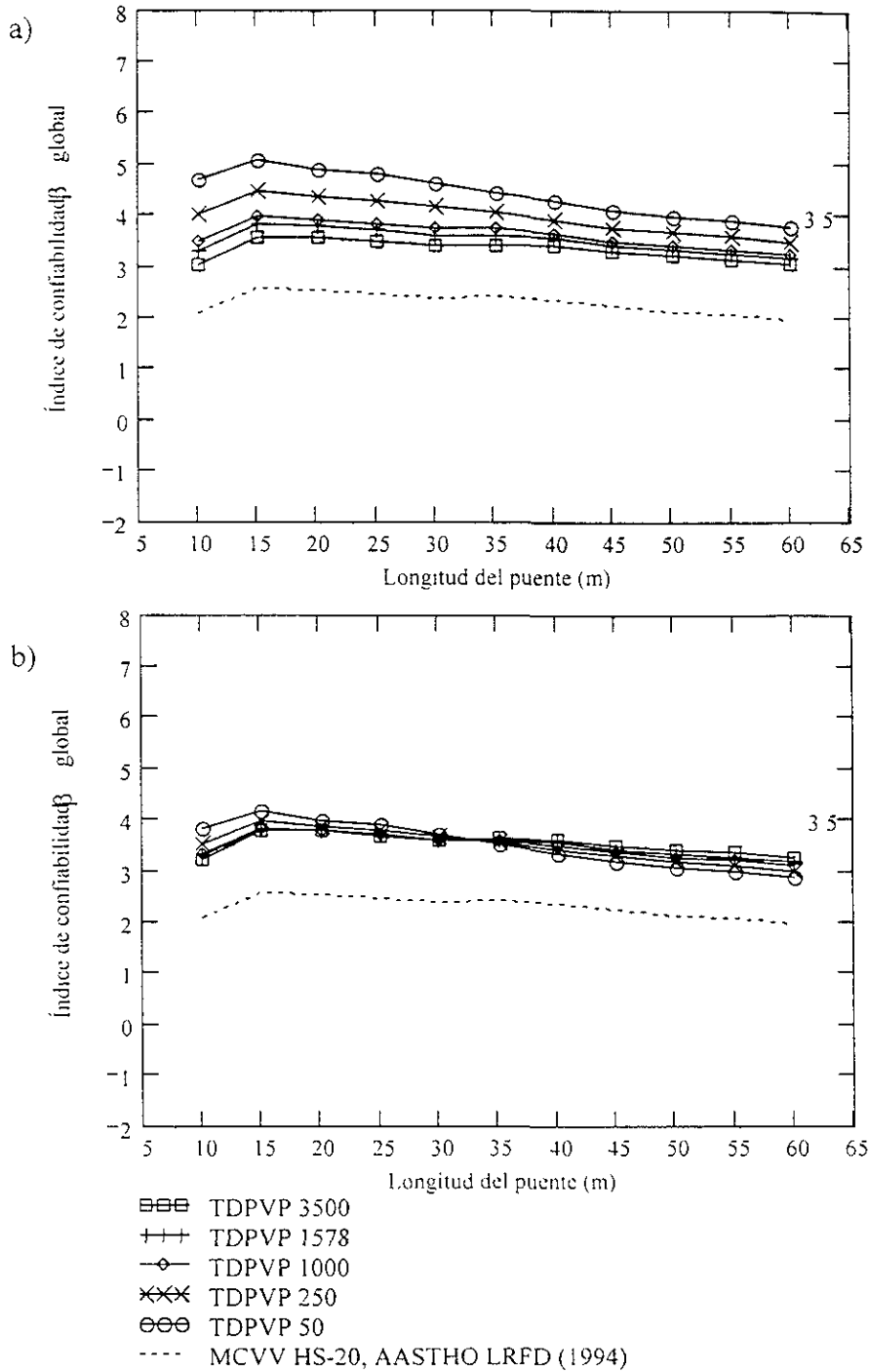


Figura 5.13 Índices de confiabilidad β globales utilizando factores de sitio.

De la determinación de los factores de sitio, es importante hacer la observación que se basó en la obtención de un valor promedio de 3.5 en los índices de confiabilidad β globales del grupo de estructuras analizadas.

5.3.4. Factores de sesgo y coeficientes de variación de carga viva e impacto

La propuesta de factores de sesgo y coeficientes de variación de carga viva e impacto, se debe a la necesidad por éstos en los estudios de confiabilidad estructural de puentes, donde el diseño en revisión incluye como variable básica la carga viva y el impacto.

La elección de estos valores en este trabajo se hizo con base en una extrapolación de parámetros estadísticos poblacionales a 20 años, utilizando como valores nominales de carga viva e impacto los resultantes de utilizar un MCVV HL-93 propuesto. La elección se basa en el *valor promedio de los máximos* resultantes de comparar los correspondientes factores de sesgo o coeficientes de variación resultado de los escenarios de tránsito uno a uno de vehículos pesados y el congestionamiento del tránsito de uno o más vehículos pesados o ligeros, sobre cada longitud de puente analizados.

La razón de elegir del *valor promedio de los máximos* se debe primero a que en el rango de estructuras elegidas de las extrapolaciones se presentan factores de sesgo y coeficientes de variación distintos, lo que en la práctica a futuro daría como resultado complicar los análisis y diseños de confiabilidad estructural en puentes. Los máximos de factores de sesgo o coeficientes de variación, se eligen considerando que de estos se obtienen los índices de confiabilidad β más pequeños de los análisis de confiabilidad.

Cabe hacer la observación que los análisis de confiabilidad realizados en este trabajo, fueron con factores de sesgo y coeficientes de variación de cada escenario de tránsito vehicular y puente analizado. De lo contrario no se hubieran presentado variaciones en los índices de confiabilidad β globales.

A continuación en las tablas 5.3 y 5.4, se presentan los factores de sesgo y coeficientes de variación de carga viva e impacto propuestos, con el propósito de que sean de utilidad en investigaciones futuras orientadas al análisis y diseño de confiabilidad estructural de puentes en México.

Tabla 5.3 λ y C de carga viva (L) e impacto (I) propuestos para un 35 % de vehículos pesados en un carril y sentido.

| TDPVP | Momento máximo absoluto | | | Cortante máximo absoluto | | |
|-------|-------------------------|--------------|--------------|--------------------------|--------------|--------------|
| | $C(L, I)$ | $\lambda(I)$ | $\lambda(L)$ | $C(L, I)$ | $\lambda(I)$ | $\lambda(L)$ |
| 3500 | 0.0884 | 1.1879 | 1.5274 | 0.0843 | 1.1201 | 1.4828 |
| 1875 | 0.0984 | 1.1186 | 1.4488 | 0.0938 | 1.0578 | 1.4073 |
| 1000 | 0.1053 | 1.0764 | 1.4021 | 0.1005 | 1.0198 | 1.3612 |
| 250 | 0.1337 | 0.9404 | 1.2509 | 0.1275 | 0.8968 | 1.2111 |
| 50 | 0.1929 | 0.7593 | 1.0518 | 0.1841 | 0.7314 | 1.0060 |

6. Conclusiones y recomendaciones

Durante este trabajo se establecieron de forma detallada, las etapas y procedimientos a seguir en el desarrollo de un Modelo de Carga Vivas Vehiculares (MCVV) para el diseño de puentes; donde la primera etapa resulta ser la más importante, debido a que de ella se obtienen los parámetros estadísticos poblacionales de las variables básicas de carga viva e impacto. Estos parámetros son de vital importancia durante la última de las etapas, que tiene como propósito el caracterizar las incertidumbres en el diseño de un puente.

De las etapas de este trabajo se obtiene:

1. La propuesta de un procedimiento para la simulación del tránsito de vehículos sobre puentes, a partir de una composición vehicular previamente especificada.
2. La manera en que se determinan los parámetros estadísticos poblacionales, la cual solo involucra la solución de un sistema de tres ecuaciones no lineales.
3. La propuesta de un procedimiento de extrapolación, para determinar los parámetros estadísticos poblacionales y valores característicos a un tiempo específico. Con este procedimiento es posible, obtener los correspondientes parámetros para una combinación de Tránsito Diario Promedio de Vehículos Pesados (TDPVP) y Porcentaje de Vehículos Pesados (PVP) en un carril y sentido.

De los resultados de este trabajo se proponen:

1. Un modelo de cargas igual al MCVV HL-93, incluido en el código AASTHO LRFD (1994), para el diseño de puentes en México.
2. Factores de cargas y resistencia, similares a los incluidos en el código AASTHO LRFD (1994) para ser utilizados en el diseño por estado límite denominado "Resistencia I". Donde la revisión está relacionada con una combinación de cargas básicas que considera el MCVV sin tomar en cuenta el efecto del viento, y los puentes son de sección compuesta a base de losa de concreto y vigas de acero.
3. Factores de sitio, que garantizan en el diseño de puentes del tipo y grupo de puentes analizados en este trabajo, el nivel adecuado de seguridad aplicando el mismo MCVV. La elección del factor de sitio corresponde a la condición de tránsito, que resulta de la combinar el TDPVP y PVP en un carril y un sentido.
4. Factores de sesgo y coeficientes de variación de carga viva e impacto, de utilidad en estudios de confiabilidad estructural de puentes en México, donde el diseño o revisión considera como variable básica la carga viva y el impacto.

6.1. Conclusiones

De las etapas, resultados y propuestas de este trabajo.

1. La forma en que son planteados los escenarios de tránsito de vehículos sobre puentes resulta ser conservadora, ya que los escenarios de tránsito son específicos de una condición que no se ha medido en términos de probabilidad, lo cual se ve reflejado al realizar las extrapolaciones. No obstante, por conveniencia en los trabajos relacionados con estos temas así se acostumbra.
2. Los factores de sesgo y coeficientes de variación de resistencia utilizados en este trabajo probablemente no son los adecuados, ya que estos fueron resultado de investigaciones en puentes existentes en el extranjero.
3. La obtención del factor de sesgo y coeficiente de variación de impacto en función de una fracción de la carga viva no ha sido suficientemente validada. No obstante, por conveniencia en los trabajos relacionados con estos temas así se acostumbra.
4. Es posible establecer para fines de diseño la diferencia entre puentes de pequeña, mediana y gran longitud. Esto de agrupar los puentes de pequeña longitud hasta los 10 metros, los de mediana longitud de los 15 metros a 30 metros, y los de gran longitud a partir de los 35 metros. Con base en los cambios significativos que tienen los índices de confiabilidad β globales entre los grupos de longitudes mencionado.
5. Los métodos de confiabilidad estructural auxilian en el proceso de toma de decisiones, como es el caso de la propuesta de factores de sitio, garantizando que los diseños de un grupo de puentes posean el nivel adecuado de seguridad.
6. Los alcances en la utilización de los factores de sitio puede hacerse aun en los tipos de puentes no analizados en este trabajo, siempre y cuando el diseño corresponda a la combinación de cargas básica que considera al modelo de cargas vivas vehiculares sin tomar en cuenta el efecto del viento.
La utilización de factores de sitio en diseños donde la combinación de cargas no corresponda a la combinación básica de cargas o que la longitud del puente no quede dentro del grupo de puentes analizados en este trabajo. Se presume es valida siempre y cuando el valor elegido de factor de sitio sea mayor a uno.
7. La utilización de los factores de sesgo y coeficientes de variación propuestos para carga viva e impacto, pueden ser aplicados directamente a estudios de Confiabilidad Estructural de diferentes tipos de puentes en México. Estos estudios tendrían como fin el evaluar la seguridad de puentes existentes en su estado límite por capacidad última en combinaciones de cargas y resistencia que involucren la carga viva e impacto como variables aleatorias. Para los estados límite no tratados en esta investigación se proporciono el procedimiento y parámetros necesarios para determinar los factores de sesgo y coeficientes de variación para cualquier periodo de retorno.

6.2. Recomendaciones

De las etapas, resultados y propuestas de este trabajo.

1. En futuras investigaciones relacionadas con el desarrollo de MCVV, se utilicen escenarios de tránsito vehicular con distancias entre vehículos variables para que estos reflejen condiciones de tránsito realistas y no basada en suposiciones.
2. En la simulación del escenario de tránsito con distancias entre vehículos variables se recomienda obtener, al mismo tiempo, el efecto del impacto. Para esto es necesario contar con la información de las propiedades dinámicas de los vehículos y proponer propiedades dinámicas y físicas reales de puentes existentes en México.
3. Se lleve a cabo una evaluación de la capacidad de puentes existentes en México, con el fin de proporcionar la información necesaria, para lograr proponer por medio de la confiabilidad estructural, estrategias para el diseño de nuevos puentes y reparación de los ya existentes.
4. Se establezcan MCVV particulares para puentes de pequeña, mediana y gran longitud, y de ser posible un solo MCVV que resulte sencillo de usar; procurando obtener, según sea el caso, un mismo factor de sesgo y coeficiente de variación de carga viva e impacto, con el propósito de que sean más uniformes los índices de confiabilidad β globales
5. Se repitan este tipo de investigaciones con una periodicidad no mayor a 6 años, que es cuando se cree existen cambios significativos en las características del tránsito así como del parque vehicular.
6. Se realicen los análisis necesarios para comprobar la utilización de factores de sitio en diseños donde la combinación de cargas no sea la básica y la longitud del puente no quede dentro del grupo de puentes analizados.
7. Llevar a cabo un estudio de costo-beneficio con el cual se determine un índice de confiabilidad β objetivo, ya que al no existir reportes en los cuales se presente un porcentaje (de puentes en México cuyo colapso sea atribuible a excesos de carga viva) superior al obtenido de evaluar el modelo *HL-93*, es posible llegar a suponer que el diseño ante capacidad última con el código AASTHO LRFD cumple con las necesidades de México, lo cual no sucede con el estado límite de servicio y fatiga donde si se ha observado una considerable cantidad de puentes cuyo comportamiento ante estos estados límite ha sido insatisfactorio.

De validarse lo anterior, será necesario recalcular los factores de sitio propuestos en esta investigación, ya que si se llegan a utilizar en una evaluación o un diseño por capacidad última se podría subestimar la resistencia o llegar a ocasionar un sobrediseño.

REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (1992). "Standard Specification for Highway Bridges" 15ed., E.U.A.
- American Association of State Highway and Transportation Officials Load and Resistance Factor Design, AASHTO LRFD (1994). "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications" 1ed., E.U.A.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (1996). "Standard Specification for Highway Bridges" 16ed., E.U.A.
- Ang, A. H-S. y Tang, W. H. (1975). "Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume I Basic Principles". Editorial John Wiley & Sons.
- Ang, A. H-S. y Tang, W. H. (1984). "Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume II Decision, Risk, and Reliability". Editorial John Wiley & Sons.
- Bakht, B. y Pinjarkar, S.G. (1989). "Review of Dynamic Testing of Highway Bridges". The Research and Development Branch TRB 880532, SRR-89-01. Ontario Ministry of Transportantion. Hon. Ed Fulthon, Minister. D.G. Hobbs, Deputy Minister.
- Barker, R. y Puckett, J. (1997). "Design of highway bridges. Based on AASHTO LRFD bridge design specification", John Wiley and Sons, Inc., EUA.
- Barousse, M. (1997). "Estudio Estadístico de Pesos y Dimensiones de Vehículos para el Análisis Estructural de Puentes". Tesis de Maestría (Estructuras), Facultad de Ingeniería, DEPI, UNAM, México.
- Barrera, F. (1991). "Estado Físico de la Red Federal Nacional". Memorias del Segundo Seminario Internacional de Pavimentos, Instituto Mexicano del Transporte; Querétaro, Qro.
- Benjamin, J. R. y Cornell, C. A. (1970). "Probability, Statistics, and Decisión for Civil Engineers". Editorial McGraw Hill.
- Borges. J. F. y Castanheta, M. (1968). "Curso 101, Structural Safety". Laboratorio Nacional de Ingenieria Civil, Lisboa, noviembre.
- Box. E. P., Hunter G., y Hunter J. S., (1999). "Estadística para Investigadores", "Introducción al Diseño de Experimentos, Análisis de Datos y Construcción de Modelos". Editoial Reverté, S.A.
- Buckland, P.G., McBryde, J. P., Navin, F.P.D. y Zidek, J.V. (1978). "Traffic loading of long span bridges". Transportation Research Record 665, Washington, D.C., Vol. 2, septiembre.

- Buckland, P.G. y Sexsmith, R.G. (1981). "A comparison of design loads for highway bridges". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 8, pp. 292-293.
- Construction Industry Research and Information Association, CIRIA (1977). "Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes". *CIRIA Report No. 63*, Londres.
- Chugani M. L., Samant A. R., y Michael C. (1998). "LabVIEW Signal Processing". Editorial Prentice Hall, Inc.
- Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones, DGPSTyC (1990). "Análisis de Accidentes en las Carreteras de los Corredores de Transporte Seleccionados". Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, D.F.
- Dirección General de la Policía Federal de Caminos y Puertos, DGPFCyP (1992). "Tablas Comparativas de Registros de Accidentes (1973-1992)". Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México.
- Ellingwood, B., Galambos, V. T., MacGregor, J. G., y Cornell C. A. (1980). "Development of a probability based load criterion for American National Standard A58". National Bureau of Standards, Washington D.C., NBS, Special Publication 577.
- Fernández, L. E. (1997). "Evaluación de las cargas vivas vehiculares sobre los puentes mexicanos". Tesis de Maestría (Estructuras), Facultad de Ingeniería, DEPMI, UNAM, México.
- Fossas, F. (1991). "Cargas vivas sobre puentes". Seminario Internacional sobre Puentes, Memoria, Instituto Mexicano del Transporte, octubre, México.
- Ghosn, M. y Moses, F. (1986). "Reliability Calibration of Bridge Design Code". *J. Struct. Div., ASCE*. 112 (4), 745-763.
- Greenshields, B.D. (1935). "A Study in Highway Capacity". Highway Research Board, Proceedings, Vol. 14.
- Hansell, W. C., y Viest, I. M. (1971). "Load factor design for steel highway bridges". *Engineering Journal*, Oct.
- Harman, D.J. y Davenport, A.G. (1979). "A statical approach to traffic loading on highway bridges". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 6, pp. 494-513.
- Hibbeler, R.C. (1997). "Análisis Estructural" 3a.ed., Editorial Prentice Hall Hispanoamericano, S.A.
- Hwang, E.S. y Nowak, A. (1991). "Simulation of Dynamic Loads for Bridges", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 5, pp. 1413-1434.

Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, IMT y SCT (1992). "Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan sobre las Carreteras Mexicanas, Análisis Estadístico del Peso y las Dimensiones de los Vehículos de Carga que Circulan por la Red Nacional de Carreteras. Estaciones Instaladas Durante 1991". Documento Técnico, No. 8; Querétaro, Qro.

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, INEGI (1993). "Producto Interno Bruto". Publicación trimestral, 1er Trimestre, Aguascalientes, Ags., México.

Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, IMT y SCT (1994^a). "Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan sobre las Carreteras Mexicanas, Impactos Económicos de la Reglamentación y el Control de Pesos de 1993". Publicación Técnica, No 51; Querétaro, Qro.

Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, IMT y SCT (1994^b). "Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan sobre las Carreteras Mexicanas, Análisis Estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en 1994". Documento Técnico, No. 18; Querétaro, Qro.

Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, IMT y SCT (1995). "Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan sobre las Carreteras Mexicanas, Análisis Estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en 1992 y 1993". Documento Técnico, No. 17; Querétaro, Qro.

Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, IMT y SCT (1999). "Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan sobre las Carreteras Mexicanas, Análisis Estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en 1995 y 1996". Documento Técnico, No. 20; Querétaro, Qro.

Kennedy, J. B. y Neville, A. M. (1982). "Estadística para Ciencias e Ingeniería". Segunda Edición, Editorial Harla.

Madsen, H. O., Krenk, S., y Lind, N. C. (1986). "Methods of Structural Safety". Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, 1986, pp. 151.

McCormac, J. C. (1983). "Análisis Estructural, 3a. Ed.". Editorial Harla, S.A. de C.V.

Ministry of Transportation and Communications, MTC, (1983). "Ontario Highway Bridge Design Code- Commentary". Tomo II; Ontario, Canada.

Morcos, S. y Grubb, M. (1995). "Curbing 'resistence' to new Lrfd specs". Publicación técnica, HDR Engineering Inc., Vol. 5, No. 2, enero.

Moses, F. y Verma, D. (1987). "Load Capacity Evaluation of Existing Bridges", National Cooperative Highway Research Program Report 301, Transportation Research Board, Diciembre; Washington, D.C.

- Nowak, A. (1993). "Live load model for highway bridges". *Structural Safety*, Vol. 13, pp. 53-66.
- Nowak, A. (1994). "Load model for bridge design code". *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, pp. 36-49.
- Nowak, A. (1995). "Calibration of LRFD bridge code". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 8, pp. 1245-1251, agosto.
- Ontario Highway Bridge Design Code, OHBDC (1991). "Ontario Highway Bridge Design Code". 3ed., Quality and Standards Division; Ministry of Transportation; Ontario, Canada.
- Rascón, O. A. (1999^a). "Modelo de cargas vivas vehiculares para diseño estructural de puentes en México". Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica, No. 118; Querétaro, Qro.
- Rascón, O. A. (1999^b). "Sistema de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes en carreteras alimentadoras". Instituto Mexicano del Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica, No. 130; Querétaro, Qro.
- Salgado, R. (1999). "Desarrollo de un Procedimiento para la Definición de Factores de Carga para Puentes en México". Tesis de Maestría (Estructuras), Facultad de Ingeniería, DEPI, UNAM, México.
- Schwar J. F. y Huarte J. P., (1975). "Statistical Methods in Traffic Engineering". Department of Civil Engineering, The Ohio State University, agosto.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (1980). "Modificación al Capítulo XI del Reglamento del Capítulo de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación que trata del peso y otras características de los vehículos". Diario Oficial de la Federación, 3 de octubre y 28 de noviembre, México.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (1984). "Normas de servicios técnicos" libro 2: Parte 2.01 Proyecto Geométrico, pp.7
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (1994^a). "Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal". Diario Oficial de la Federación, 24 de enero, México.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (1994^b). "Norma Oficial Mexicana (N.O.M.) NOM-012-SCT-2-1994 sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal". Diario Oficial de la Federación, 29 de noviembre, México.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (1996). "Modificación al Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que transitan

APENDICES

Apéndice A

A.1. Mediciones de las cargas vehiculares en México

La información necesaria para llevar a cabo las simulaciones (sección 3.1), fue obtenida del aforo realizado a finales del año 1993 por la Dirección General de Proyectos Servicios Técnicos y Concesiones (DGPSTyC) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y el Instituto Mexicano de Transporte (IMT) en el proyecto con nombre: "Estudios de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan sobre las carreteras nacionales", en el que sus objetivos fundamentales fueron: la identificación de los vehículos de acuerdo a una clasificación previamente definida, conocimiento del origen y destino, modelo del vehículo, tipo de carga, medidas (ancho, largo, alto y distancia entre ejes) y por último pesos por ejes; llevándose a cabo anualmente desde 1991, consistiendo en la ubicación de estaciones de aforo en distintos puntos estratégicos de algunos caminos importantes del país (IMT y SCT, 1992, 1994^b, 1995 y 1999)

Entre las consideraciones tomadas en la elección del año de aforo están: que es uno de los estudios realizados en el cual se ofrece la mayor cantidad de información y que fue el año en que se alcanzaron los mayores porcentajes de vehículos pesados con peso bruto excedido al reglamentario.

Cabe mencionar que la base de datos utilizada fue previamente filtrada eliminando así vehículos pesados en los cuales los pesos por eje y las dimensiones vehiculares registradas se encontraran fuera de la realidad, para lo cual se consultaron catálogos de fabricantes y reconstructores a quienes frecuentemente recurren los transportistas para incrementar la capacidad y dimensiones de sus vehículos (Vélez . 2000).

A continuación en la tabla A.1 se presentan las diferentes estaciones que pertenecen al aforo de 1993, entre la información que se muestra esta: el número de estación, nombre, tramo de carretera, kilometraje de ubicación, intervalo de fechas en que se realizó el aforo, sentido, así como la cantidad de días que representa el intervalo de duración y por último la cantidad de vehículos aforados. La información que se muestra fue directamente obtenida de los registros originales.

El sentido de circulación se utiliza para diferenciar con uno a los vehículos que transitan con dirección de circulación con cadenamiento creciente y con dos a los que transitan con dirección de circulación con cadenamiento decreciente.

Tabla A.1 Estaciones de aforo pertenecientes al estudio de pesos y dimensiones del año 1993 realizado por el IMT.

| No | Nombre | Ubicación | Km | Fecha de Realización | Sentido | Duración | Cantidad V.p. |
|-------|---------------|-----------------------------------|-----------|---------------------------|---------|----------|---------------|
| 14 | Singuilucan | Pirámides - Tulancingo | 75 + 000 | 2-Nov 1993 - 5-Nov 1993 | 1 | 4 | 5230 |
| | | | | | 2 | 4 | 5612 |
| 15 | El Abra | Cd. Valles - Tampico | 10 + 000 | 9-Nov 1993 - 12-Nov 1993 | 1 | 4 | 4973 |
| | | | | | 2 | 4 | 4391 |
| 16 | El Granero | Cd. Victoria - Matamoros | 183 + 200 | 16-Nov 1993 - 19-Nov 1993 | 1 | 4 | 5812 |
| | | | | | 2 | 4 | 4879 |
| 17 | Las Lajas | Monterrey - Reynosa | 115 + 500 | 23-Nov 1993 - 26-Nov 1993 | 1 | 4 | 5015 |
| | | | | | 2 | 4 | 5654 |
| 18 | CEVETA 29 | Cd. Victoria - Monterrey | 168 + 320 | 30-Nov 1993 - 1-Dic 1993 | 1 | 2 | 5654 |
| | | | | | 2 | 2 | 3614 |
| 19 | C.T.O | Cuencame - Torreon | 172 + 200 | 7-Dic 1993 - 10-Dic 1993 | 1 | 4 | 3451 |
| | | | | | 2 | 4 | 3703 |
| 20 | Las Espuelas | Mazatlan - Culiacan (cuota) | 6 + 900 | 25-Ene 1994 - 28-Ene 1994 | 1 | 4 | 3328 |
| | | | | | 2 | 4 | 2505 |
| 21 | Glorieta | Colima - Tecoman | 39 + 000 | 1-Feb 1994 - 4-Feb 1994 | 1 | 4 | 7312 |
| | | | | | 2 | 4 | 5707 |
| 22 | Jiquilpan | Jiquilpan - Sahuayo | 2 + 200 | 9-Feb 1994 - 11-Feb 1994 | 1 | 3 | 9139 |
| | | | | | 2 | 3 | 8957 |
| 23 | El Alamo | Morelia - Salamanca | 11 + 000 | 15-Feb 1994 - 18-Feb 1994 | 1 | 4 | 8807 |
| | | | | | 2 | 4 | 8323 |
| 24 | Caseta | Guadalajara - Zapotlanejo (cuota) | 21 + 000 | 22-Feb 1994 - 25-Feb 1994 | 1 | 4 | 1157 |
| | | | | | 2 | 4 | 3642 |
| 25 | Zapotlanejo | Guadalajara - Zapotlanejo (libre) | 81 + 000 | 1-Mar 1994 - 4-Mar 1994 | 1 | 4 | 10524 |
| | | | | | 2 | 4 | 10357 |
| 26 | Las Carolinas | Chihuahua - Cd. Juarez | 16 + 000 | 8-Mar 1994 - 11-Mar 1994 | 1 | 4 | 5179 |
| | | | | | 2 | 4 | 4791 |
| 27 | Jajalpa | Mexico - Toluca | 43 + 000 | 22-Mar 1994 - 25-Mar 1994 | 1 | 4 | 11245 |
| | | | | | 2 | 4 | 3622 |
| 28 | Asuncion | Huaquapan de Leon - Oaxaca | 174 + 800 | 19-Abr 1994 - 22-Abr 1994 | 1 | 4 | 11252 |
| | | | | | 2 | 4 | 7109 |
| Total | | | | | | 114 | 180944 |

Como se puede observar en la tabla A.1 no todas las estaciones fueron aforadas durante los cuatro días, existiendo casos con solo dos días, no obstante se consideró tomar en cuenta a todas las estaciones debido a que estas estaciones presentan cantidades de vehículos pesados tan grandes como aquellas estaciones en las cuales el aforo duró cuatro días.

Al final de la tabla se pueden ver el total de días que representa globalmente el aforo y el total de vehículos pesados que comprenden la base de datos, que son utilizados en la parte de extrapolación (sección 3.2.3).

A.2. Manual de usuario del programa S.L.O.B.S. v.1.0.a.

Para utilizar el programa, S.L.O.B.S. v.1.0.a., se debe hacer primero un archivo de parámetros, el cual contiene la información necesaria que le indica al programa que rutinas internas ejecutar, el nombre y extensión de este archivo puede ser cualquiera. El programa fue desarrollado pensando en distintas formas de realizar una simulación, a continuación únicamente se explican las opciones utilizadas durante este trabajo.

El archivo de parámetros se divide en 10 partes, cada una indicada con un título o bandera, las cuales pueden ir en cualquier orden dentro del archivo. El programa realiza una lectura del archivo antes de ejecutarse para determinar que este completo y no falte nada, de ser necesario avisa al usuario la falta de algún parámetro o equivocación en cuanto al formato dado a los parámetros.

Las partes se dividen en:

1. Ruta del archivo de salida. El título es “¿RUTA?”. En la línea siguiente al título se indica la cantidad de estaciones o archivos de entrada ha ser utilizado para la generación de trenes de carga. En las líneas siguientes se especifican las rutas en donde se crearán los archivos de salida, una por cada estación o archivo de entrada.
2. Tipo de puentes en los cuales se realizará el análisis. El título es “PUENTES”. En la línea siguiente se indica SIMPLES seguido de las líneas en las cuales se especifica la longitud de los puentes (inicial, final, incremento) las unidades deben ser en metros con números enteros, no se permiten fracciones.
3. El tipo de cargas a analizar. El título es “CARGAS”. En la línea siguiente se indica REALES. Lo que le dice al programa que leerá de un archivo las características de los vehículos pesados.
4. La composición vehicular deseada en la generación de los trenes de cargas. El título es “COMPOSICIÓN”, seguido de tres líneas en las cuales se especifica en números enteros los porcentajes respectivos a: vehículos pesados, automóviles y autobuses.
5. Las características de los automóviles y autobuses. El título es “AUTOMÓVIL” y “AUTOBÚS”. Seguido cada título de una línea en la cual se especifican las características, con el formato: número de ejes, pesos por ejes, separación entre ejes. Con valores respectivamente: enteros, reales y reales. Si los porcentajes en la composición son cero, no es necesario especificarlos y de encontrarse el programa no los toma en cuenta.
6. El tipo de filtro para los archivos de vehículos pesados. El título es “FILTRADO”. Debido a que en este trabajo los archivos fueron previamente filtrados se especifica al programa después del título “NINGUNO”.
7. La ruta y nombre del archivo de vehículos pesados. El título es “¿RyN?”. Seguido de una línea por cada estación o archivo de entrada ha ser utilizado para la generación de trenes de carga. En el archivo de vehículos pesados cada línea representa un vehículo, con el formato: número de ejes, pesos por ejes, separación entre ejes. Con valores enteros para todos. En el caso de pesos por ejes y separación

A.3. Ejemplo de calculo de MCMA con S.L.O.B.S. v.1.0.a.

Como ejemplo en la utilización de S.L.O.B.S. v.1.0.a., se simuló el paso de un vehículo T3-S2-R4 cuya configuración se ilustra en la figura A.1.

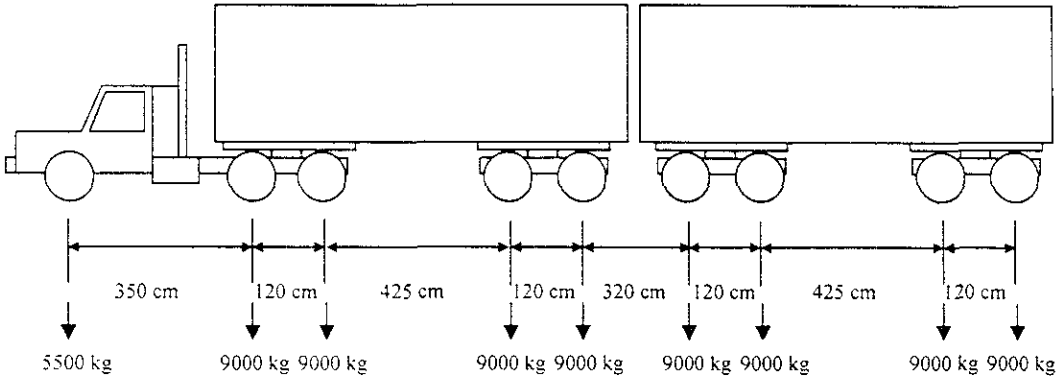


Figura A.1 Configuración del vehículo T3-S2-R4.

En la figura A.2 se ilustra el archivo de parámetros utilizado, en el se especifica un análisis de MCMA en puentes que van de 15 a 30 metros en incrementos de 1 metro, con una composición vehicular de: 100 % de vehículos pesados, 0 % Automóviles y 0 % Autobuses.

```

T3_S2_R4.TXT - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ayuda

¿RUTA?
1
C:\S_EJEMPLO\

PUENTES
SIMPLES
15
30
1

CARGAS
REALES

COMPOSICION
100 V.P
0 AUTOS
0 BUSES

FILTRADO
NINGUNO

¿RYN?
C:\EJEMPLO\VP_EJEMPLO.TXT

SEPARACION
SOSTENIDA
4.0

MEZCLADO
ESTATICO

MOMENTOS
CORTANTES
    
```

Figura A.2 Archivo de parámetros.

El archivo de vehículos pesados se ilustra en la figura A.3, como se puede observar en él se especifica un vehículo T3-S2-R4.

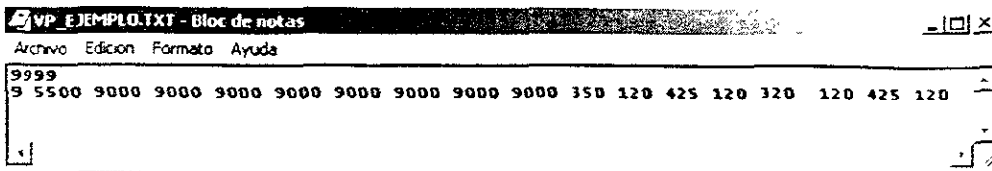


Figura A.3 Archivo de vehículos pesados.

En la figura A.4 se ilustra el desplegado en pantalla del proceso en ejecución al llevar acabo la simulación con programa S.L.O.B.S. v.1.0.a.

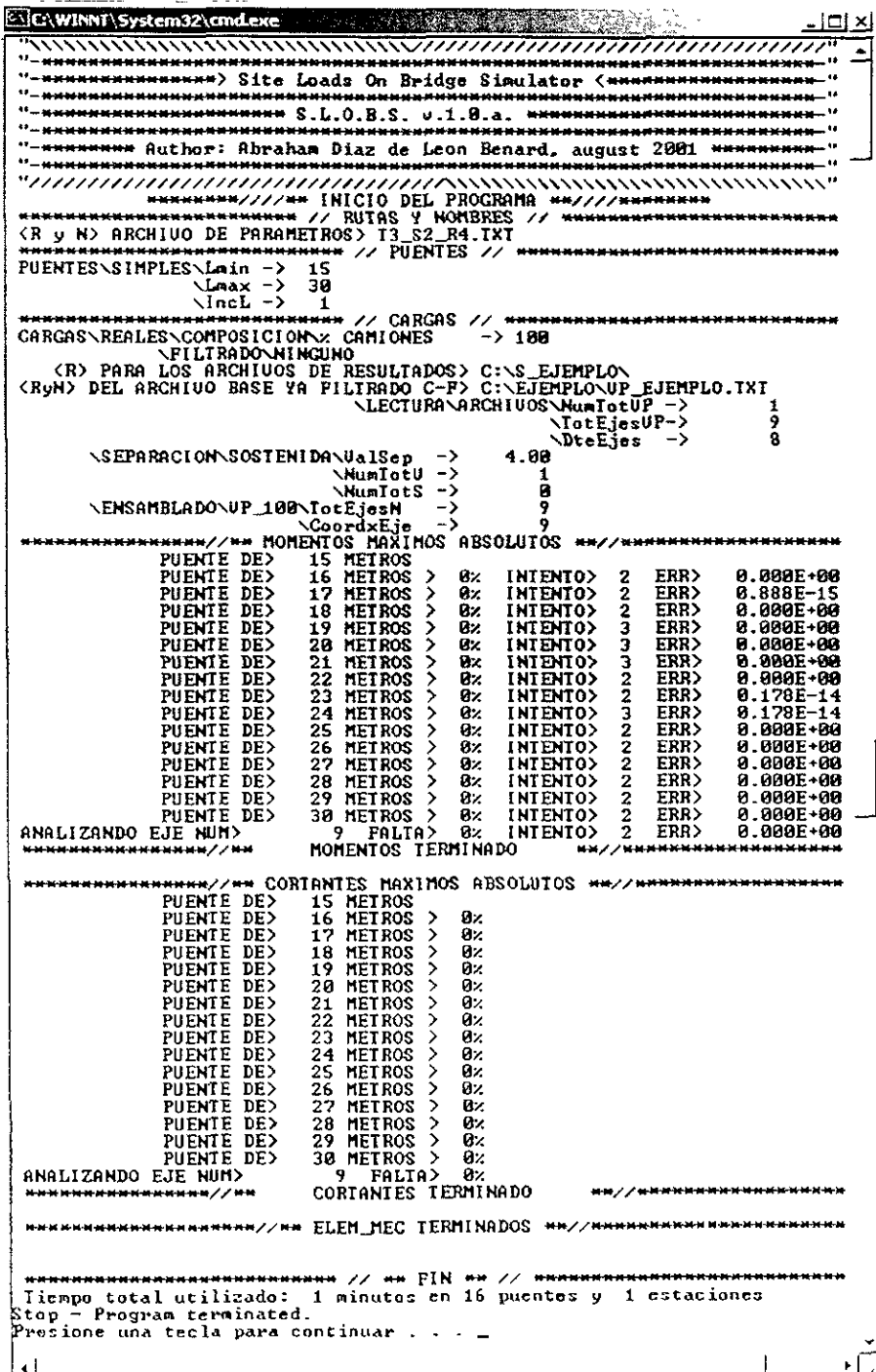


Figura A.4 Desplegado en pantalla al ejecutar S.L.O.B.S. v.1.0.a.

A.4. Máximos MCMA obtenidos en las simulaciones

Las figuras A.5 y A.6 ilustran los momentos y cortantes máximos de máximos absolutos obtenidos en las simulaciones: (1), (2) y (3), propuestas (sección 3.1), los cuales tienen carácter de informativos y no intervienen en los análisis y diseños de confiabilidad del capítulo 5, aunque, son utilizados durante la construcción de las distribuciones de densidad y acumulada de frecuencias de la sección 3.2.1. Los valores respectivos a cada simulación y puente, se encuentran en la sección A.8 de este mismo apéndice.

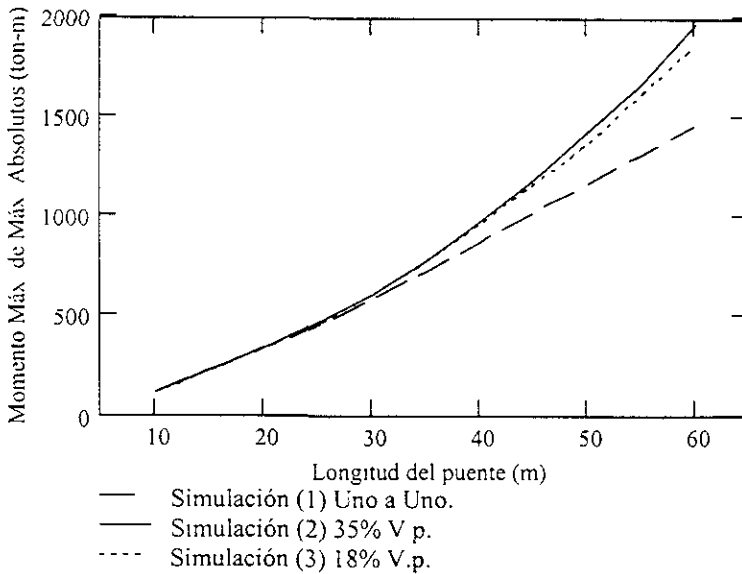


Figura A.5 Momentos Máximos de Máximos Absolutos obtenidos en las simulaciones.

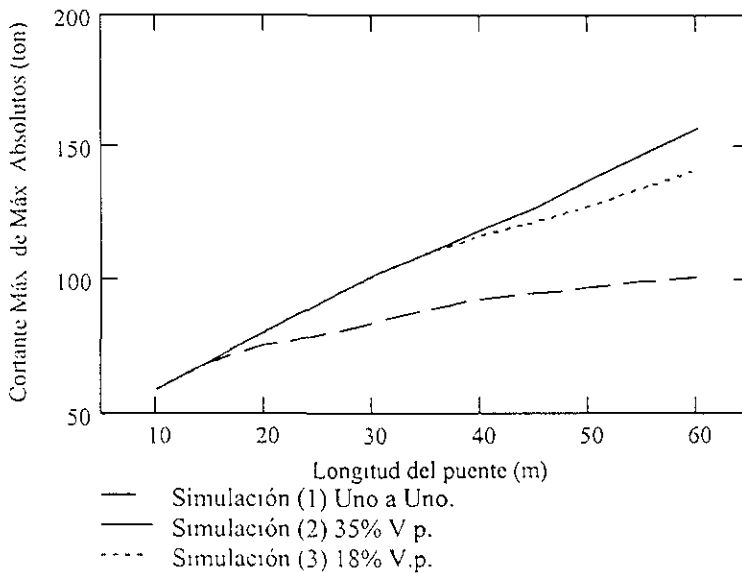


Figura A.6 Cortantes Máximos de Máximos Absolutos obtenidos en las simulaciones.

A.5. Obtención de parámetros estadísticos de la muestra

x_1, x_2, \dots, x_n Datos experimentales de la muestra obtenidos de una población. (A.1)

$x = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i$ Media o valor promedio (momento central de primer orden). (A.2)

$s = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - x)^2$ Desviación estándar (momento central de segundo orden). (A.3)

$c = \frac{s}{x}$ Coeficiente de variación. (A.4)

$m_3 = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - x)^3$ Momento central de tercer orden. (A.5)

$b_1 = \frac{m_3}{s^3}$ Coeficiente de sesgo. (A.6)

Mediante la adopción de los momentos centrales de la muestra como un estimado de los momentos centrales poblacionales en cada uno de los tipos de funciones de densidad y distribución de probabilidad, es posible obtener los parámetros estadísticos poblacionales estimados (Borges y Castanheta 1968).

A continuación se presenta la formulación necesaria para el cálculo de los parámetros estadísticos poblacionales estimados, necesarios para evaluar todos los tipos de funciones de densidad y distribución de probabilidad, utilizados en esta investigación, representando a estos con una tilde a su derecha.

- Normal

$\mu' = x,$ (A.7)

$\sigma' = s.$ (A.8)

- Lognormal

$\delta' = \sqrt{\ln(c^2 + 1)},$ (A.9)

$\beta' = x \cdot e^{\left\{ \begin{matrix} \delta'^2 \\ 2 \end{matrix} \right\}}.$ (A.10)

- Gamma

Los valores de α' y β' pueden ser obtenidos de la solución del sistema de ecuaciones no lineal descrito por las ecuaciones (A.11) y (A.12),

$x = \alpha' \cdot \beta',$ (A.11)

$s^2 = \alpha' \cdot \beta'^2.$ (A.12)

- Gumbel (extremos I máxima)

$$\alpha' = \frac{\pi}{6 \cdot s}, \quad (\text{A.13})$$

$$u' = x - \frac{\gamma}{\alpha'}. \quad (\text{A.14})$$

- Frechet (extremos II máxima)

Los valores de k' y β' pueden ser obtenidos de la solución del siguiente sistema de ecuaciones no lineal descrito por las ecuaciones (A.15) y (A.16),

$$x = \frac{1}{k'} \cdot \Gamma\left(1 - \frac{1}{\beta'}\right), \quad (\text{A.15})$$

$$s = \frac{1}{k'} \cdot \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{\beta'}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{\beta'}\right) \right]^{1/2}. \quad (\text{A.16})$$

- Weibull (extremos III mínimo)

En caso de no conocer a priori la estimación de alguno de los valores: ε' , k' y β' , éstos se pueden conocer primero determinando β' , mediante la solución de la ecuación (A.17).

$$b_1 = \frac{\Gamma\left(1 + \frac{3}{\beta'}\right) - 3 \cdot \Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta'}\right) \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta'}\right) + 2 \cdot \Gamma^3\left(1 + \frac{1}{\beta'}\right)}{\left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta'}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\beta'}\right) \right]^3}. \quad (\text{A.17})$$

Después se determina ε' y k' , de la solución del siguiente sistema de ecuaciones no lineal.

$$x = \varepsilon' + (k' - \varepsilon') \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta'}\right), \quad (\text{A.18})$$

$$s = (k' - \varepsilon') \cdot \left[\Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta'}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\beta'}\right) \right]^{1/2}. \quad (\text{A.19})$$

A.6. Obtención de distribuciones de densidad y acumulada de frecuencias

- Distribución de densidad de frecuencias

La construcción de la distribución de densidad de frecuencias implica, en un principio, determinar la cantidad de intervalos de clase (entre el valor más pequeño y grande encontrados en la muestra) que resulte ser el más adecuado, con el objetivo de que no afecte significativamente la forma de la distribución.

Para lograr lo anterior, se propuso utilizar la ecuación (A.20) la cual es mencionada y recomendada para este tipo de problemas, haciendo el comentario que la mejor cantidad de intervalos de clase para muestras grandes queda comprendido entre 10 y 20 (Benjamin y Cornell, 1970).

$$k = 1 + 3.322 \log(n), \quad (\text{A.20})$$

donde: k es la cantidad de intervalos de clase, n la cantidad de datos en la muestra, y \log es el logaritmo base 10.

Obtenida la cantidad de intervalos de clase, se debe conocer la longitud del intervalo de clase, para lo cual se utilizó la ecuación (A.21),

$$h = \frac{\text{rango}}{k}, \quad (\text{A.21})$$

donde: h es la longitud del intervalo de clase, rango es la diferencia del valor más grande y pequeño encontrados en la muestra ($\text{rango} = \text{mayor} - \text{menor}$), y k es la cantidad de intervalos de clase.

Con la longitud del intervalo de clase, se determinan los puntos precisos donde ocurren las divisiones de clase, mediante la ecuación (A.22),

$$\text{oni}_i = \text{menor} + h \cdot i, \quad (\text{A.22})$$

donde: oni_i , son los puntos precisos donde ocurren las divisiones de clase, i se evalúa de uno a k mas uno, menor es el valor más pequeño encontrado en la muestra, y h es la longitud del intervalo de clase.

Una vez determinados los puntos donde ocurren las divisiones de clase, es posible construir el histograma de frecuencias, con el cual además del intervalo de clase y la cantidad de datos en la muestra se obtiene la distribución de densidad de frecuencias. Para lo cual se divide la ordenada del histograma de frecuencias entre el producto que resulta de la longitud del intervalo de clase h y la suma de uno más la cantidad total de datos en la muestra. como a continuación se muestra en la ecuación (A.23).

$$f(x_i) = \frac{n^h_i}{h \cdot (n+1)}, \quad (\text{A.23})$$

donde: $f(x_i)$ es la ordenada de la distribución de densidad de frecuencias para el intervalo de clase i , n^h_i es el valor de la ordenada del histograma de frecuencias en el punto de clase i , h es la longitud del intervalo de clase obtenida, $(n+1)$ es la suma de uno más la cantidad total de elementos en la muestra; éste último, en el entendido de que las distribuciones de densidad de frecuencias obtenidas serán utilizadas sobre un papel de probabilidad (recomendaciones hechas en la bibliografía Ang y Tang, 1975); e i representa el número de punto de clase correspondiente en el calculo de la distribución, este se evalúa de uno a k que es la cantidad de intervalos de clase.

Los puntos de clase quedan comprendidos entre los puntos de división obtenidos por la longitud del intervalo de clase h . Se pueden obtener mediante la ecuación (A.24).

$$oic_e_i = oni_i + \frac{h}{2}, \quad (\text{A.24})$$

donde: oic_e_i son los valores de puntos de clase, h es la longitud del intervalo de clase, oni_i son los puntos precisos donde ocurren las divisiones de clase, e i se evalúa de uno a k .

- Distribución acumulada de frecuencias

La distribución acumulada de frecuencias se obtiene a partir de la distribución de densidad de frecuencias, con solo acumular las ordenadas de está, las cuales una vez acumuladas pasan ha ser los valores de las ordenadas de la distribución acumulada de frecuencias y sus abscisas los puntos de clase determinados anteriormente. En la ecuación (A.25) se expresa lo anterior.

$$F(x_i) = \sum_{i=1}^i f(x_i), \quad (\text{A.25})$$

donde: $F(x_i)$ es la ordenada de la distribución acumulada de frecuencias para el intervalo de clase i , $f(x_i)$ es la ordenada de la distribución de densidad de frecuencias para el intervalo de clase i ; e i es el intervalo de clase, se evalúa de uno hasta k que es la cantidad total de intervalos de clase.

A.7. Tipos de funciones de densidad y distribución de probabilidad

- Normal

La función de densidad de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.26),

$$f(x) = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot \sigma} \cdot e^{-\left(\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma}\right)} \quad (\text{A.26})$$

La función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.27),

$$F(x) = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot \sigma} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\left(\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma}\right)} dx, \quad (\text{A.27})$$

donde: μ es la media, σ es la desviación estándar, x es la variable aleatoria.

Utilizando la variable estándar¹⁸ $S = \frac{x-\mu}{\sigma}$ la función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.28),

$$F(S) = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \int_{-\infty}^S e^{-\left(\frac{(S)^2}{2}\right)} dS. \quad (\text{A.28})$$

- Lognormal

La función de densidad de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.29),

$$f(x) = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot \delta \cdot x} \cdot e^{-\left(\frac{\ln^2\left(\frac{x}{\beta}\right)}{2\delta^2}\right)} \quad (\text{A.29})$$

La función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.30),

$$F(x) = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot \delta} \cdot \int_{-\infty}^x \frac{1}{x} \cdot e^{-\left(\frac{\ln^2\left(\frac{x}{\beta}\right)}{2\delta^2}\right)} dx, \quad (\text{A.30})$$

donde:

¹⁸ El procedimiento en la obtención de la variable estándar respectiva a cada tipo de función de probabilidad puede consultarse en Ang, A. H.-S. y Tang, W. H. (1975)

$$\mu = \beta \cdot e^{\left(\frac{\sigma^2}{2}\right)}, \quad (\text{A.31})$$

$$\sigma = \beta \cdot \left[e^{\left(\frac{\sigma^2}{2}\right)} \cdot \left(e^{\left(\frac{\sigma^2}{2}\right)} - 1 \right) \right]^{1/2}, \quad (\text{A.32})$$

$$C = \left(e^{\left(\frac{\sigma^2}{2}\right)} - 1 \right)^{1/2}. \quad (\text{A.33})$$

Utilizando la variable estándar $S = \frac{\ln\left(\frac{x}{\beta}\right)}{\delta}$ la función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.34),

$$F(S) = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \int_{-\infty}^S e^{-\left(\frac{(S)^2}{2}\right)} dS. \quad (\text{A.34})$$

- Gamma

La función de densidad de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.35),

$$f(x) = \frac{1}{\beta^\alpha \cdot \Gamma(\alpha)} \cdot x^{(\alpha-1)} \cdot e^{-\left(\frac{x}{\beta}\right)}. \quad (\text{A.35})$$

La función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.36),

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\beta^\alpha \cdot \Gamma(\alpha)} \cdot x^{(\alpha-1)} \cdot e^{-\left(\frac{x}{\beta}\right)} dx, \quad (\text{A.36})$$

donde:

$$\mu = \alpha \cdot \beta, \quad (\text{A.37})$$

$$\sigma^2 = \alpha \cdot \beta^2. \quad (\text{A.38})$$

Utilizando la variable estándar $S = \frac{x}{\beta}$ la función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.39),

$$F(S) = \int_0^S \frac{S^{(\alpha-1)}}{\Gamma(\alpha)} \cdot e^{-S} dS. \quad (\text{A.39})$$

- Gumbel (extremos I máxima)

La función de densidad de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.40),

$$f(x) = \alpha \cdot e^{[-\alpha(x-u) - e^{-\alpha(x-u)}]}, \text{ donde } \alpha > 0. \quad (\text{A.40})$$

La función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.41),

$$F(x) = e^{[-e^{-\alpha(x-u)}]}, \quad (\text{A.41})$$

donde:

$$\mu = u + \frac{\gamma}{\alpha}, \quad (\text{A.42})$$

$$\sigma = \frac{\pi}{6 \cdot \alpha}, \quad (\text{A.43})$$

$$C = \frac{\pi}{\alpha \cdot u + \gamma}, \quad (\text{A.44})$$

$$\gamma = - \int_0^{\infty} e^{-x} \cdot \ln(x) dx, \quad (\text{A.45})$$

$$\gamma \approx 0.5772156649015... \text{ Constante de Euler.} \quad (\text{A.46})$$

Utilizando la variable estándar $S = \alpha \cdot (x - u)$ la función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.47),

$$F(S) = e^{-e^{-S}}, \quad (\text{A.47})$$

despejando la variable estándar de la expresión anterior resulta:

$$S = -\ln[-\ln(F(S))]. \quad (\text{A.48})$$

- Frechet (extremos dos máxima)

La función de densidad de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.49),

$$f(x) = \beta \cdot k \cdot (k \cdot x)^{-(\beta+1)} \cdot e^{[-(k \cdot x)^{-\beta}]}, \text{ donde } \beta > 0; x \geq 0; k > 0. \quad (\text{A.49})$$

La función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.50),

$$F(x) = e^{[-(k \cdot x)^{-\beta}]}, \quad (\text{A.50})$$

donde:

$$\mu = \frac{1}{k} \cdot \Gamma\left(1 - \frac{1}{\beta}\right), \tag{A.51}$$

$$\sigma = \frac{1}{k} \cdot \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{\beta}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{\beta}\right) \right]^{1/2}, \tag{A.52}$$

$$C = \left[\frac{\Gamma\left(1 - \frac{2}{\beta}\right)}{\Gamma^2\left(1 - \frac{1}{\beta}\right)} - 1 \right]^{1/2}, \tag{A.53}$$

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} x^{\alpha-1} \cdot e^{-x} dx, \text{ donde } \alpha > 0. \text{ Función Gamma.} \tag{A.54}$$

Utilizando la variable estándar $S = \beta \cdot \ln(k \cdot x)$ la función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.55),

$$F(S) = e^{-\left(e^{-S/\beta}\right)}, \tag{A.55}$$

despejando la variable estándar de la expresión anterior resulta:

$$S = -\ln\left[-\ln(F(S))\right]. \tag{A.56}$$

- Weibull (extremos tres mínimo)

La función de densidad de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.57),

$$f(x) = \frac{\beta}{k - \varepsilon} \cdot \left(\frac{x - \varepsilon}{k - \varepsilon}\right)^{\beta-1} \cdot e^{-\left[\frac{x - \varepsilon}{k - \varepsilon}\right]^{\beta}}, \text{ donde } \beta > 0; x \geq \varepsilon; k > \varepsilon \geq 0. \tag{A.57}$$

La función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación A.44,

$$F(x) = 1 - e^{-\left[\frac{x - \varepsilon}{k - \varepsilon}\right]^{\beta}}, \tag{A.58}$$

donde:

$$\mu = \varepsilon + (k - \varepsilon) \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right), \tag{A.59}$$

$$\sigma = (k - \varepsilon) \cdot \left[\Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \right]^{1/2}, \tag{A.60}$$

$$C = \frac{(k - \varepsilon) \cdot \left[\Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \right]^{1/2}}{\varepsilon + (k - \varepsilon) \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right)}, \quad (A.61)$$

$$\beta_1 = \frac{\Gamma\left(1 + \frac{3}{\beta}\right) - 3 \cdot \Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) + 2 \cdot \Gamma^3\left(1 + \frac{1}{\beta}\right)}{\left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \right]^{3/2}}, \quad (A.62)$$

$\beta_1 = \frac{\mu_3}{\sigma^3}$, donde: μ_3 Es el momento central de 3er orden, (A.63)

β_1 Es el coeficiente de sesgo. (A.64)

Utilizando la variable estándar $S = \beta \cdot \ln\left(\frac{x - \varepsilon}{k - \varepsilon}\right)$ la función de distribución de probabilidad queda descrita por la ecuación (A.65).

$$F(S) = 1 - e^{-e^{(S/\beta)}}, \quad (A.65)$$

despejando la variable estándar de la expresión anterior resulta:

$$S = \ln\left[-\ln(1 - F(S))\right]. \quad (A.66)$$

A.8. Resumen de resultados del estudio estadístico

A continuación en las tablas: A.5, a la A.10, encontrará un resumen de parámetros estadísticos de las muestras y parámetros estadísticos poblacionales estimados, también el valor del percentil o equivalente número de ordenada experimental, en que se obtuvo el mejor coeficiente de correlación, junto con el valor de este mismo y los parámetros estadísticos poblacionales, obtenidos de resolver el sistema de ecuaciones no lineal en los ajustes. Lo anterior para cada una de las simulaciones, variable aleatoria y puente analizado.

Parámetros (Estadísticos de la muestra = Poblacionales Estimados)

| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Número de datos en la muestra | 207022 | 250128 | 204257 | 202699 | 190561 | 200841 | 196422 | 190095 | 195584 | 183488 | 179558 |
| Cantidad de intervalos de clase | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 |
| Valor mínimo en la muestra | 16 0003 | 22 0001 | 43 0004 | 70 0001 | 84 0001 | 97 0035 | 97 0002 | 117 0093 | 113 0017 | 131 0029 | 144 0003 |
| Valor máximo en la muestra | 119 7079 | 221 3258 | 333 3902 | 461 9238 | 606 7853 | 774 3588 | 971 5892 | 1186 3604 | 1422 3382 | 1666 2038 | 1961 1699 |
| μ' | 43 9033 | 74 8332 | 123 9425 | 179 8336 | 234 4713 | 299 2186 | 357 7956 | 438 1052 | 512 2562 | 601 2562 | 700 5577 |
| σ' | 16 3324 | 30 9761 | 46 2389 | 56 8428 | 81 4772 | 108 2098 | 138 1962 | 168 6802 | 201 9853 | 238 8652 | 274 0352 |
| β' | 6 0758 | 12 8221 | 17 2502 | 17 9672 | 28 3128 | 39 1331 | 53 3774 | 64 9456 | 79 6439 | 94 8956 | 107 1936 |
| α' | 7 2260 | 5 8363 | 7 1850 | 10 0090 | 8 2815 | 7 6462 | 6 7031 | 6 7457 | 6 4318 | 6 3360 | 6 5354 |
| β' | 4 3980 | 4 0723 | 4 3889 | 4 9760 | 4 6273 | 4 4910 | 4 2790 | 4 2889 | 4 2156 | 4 1930 | 4 2400 |
| k' | 0 0273 | 0 0163 | 0 0097 | 0 0065 | 0 0050 | 0 0040 | 0 0034 | 0 0027 | 0 0024 | 0 0020 | 0 0017 |
| β' | 2 8299 | 2 5474 | 2 8945 | 3 4862 | 3 1189 | 3 0011 | 2 7891 | 2 8037 | 2 7308 | 2 7011 | 2 7523 |
| k' | 49 1305 | 84 1467 | 138 9188 | 199 8182 | 261 8326 | 334 9073 | 401 6763 | 491 8194 | 575 6329 | 675 7294 | 786 9255 |
| ε' | 1 2558 | 1 2169 | 0 7344 | 0 8499 | 2 3385 | 1 3867 | 1 5977 | 1 2989 | 1 3907 | 3 0099 | 2 5964 |

Error estándar de la estimación (adim.)

| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|--------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Tipo de Distribución de Probabilidad | 0.59 | 0.61 | 0.59 | 0.63 | 0.59 | 0.60 | 0.61 | 0.61 | 0.64 | 0.64 | 0.67 |
| Normal | 0.96 | 1.12 | 1.02 | 0.93 | 0.92 | 0.97 | 1.01 | 1.02 | 1.08 | 1.08 | 1.12 |
| Lognormal | 2.79 | 3.55 | 3.11 | 2.23 | 2.26 | 2.39 | 2.33 | 2.31 | 2.19 | 2.14 | 2.10 |
| Gamma | 2.31 | 2.91 | 2.53 | 2.06 | 1.98 | 2.04 | 2.01 | 2.00 | 1.92 | 1.88 | 1.87 |
| Extremos I Máximo | 2.79 | 3.42 | 2.98 | 2.63 | 2.46 | 2.50 | 2.51 | 2.51 | 2.49 | 2.44 | 2.49 |
| Extremos II Máximo | 0.41 | 0.46 | 0.39 | 0.37 | 0.31 | 0.28 | 0.28 | 0.28 | 0.30 | 0.30 | 0.30 |
| Extremos III Mínimo | | | | | | | | | | | |

Información en el cálculo de los parámetros estadísticos poblacionales

| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|-----------------------------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Número de dato experimental | 13 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 |
| Variable estándar "S" | 1.6748 | -1.7941 | -1.9449 | -2.2325 | -2.2179 | -2.4189 | -2.5467 | -2.5864 | -2.7988 | -2.0233 | -2.8918 |
| Percentil Optimo | 0.9952 | 0.1532 | 0.1332 | 0.1017 | 0.1031 | 0.0852 | 0.0754 | 0.0725 | 0.0591 | 0.1239 | 0.0540 |
| Variable aleatoria "X" | 84 42 | 27 26 | 50 66 | 80 32 | 97 76 | 114 84 | 120 03 | 145 16 | 147 47 | 252 26 | 191 84 |
| Coefficiente de correlación | 0 98 | 0 98 | 0 98 | 0 99 | 0 99 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| Pendiente "b" | 2 5003 | 2 3288 | 2 5972 | 2 9438 | 2 7365 | 2 6633 | 2 4906 | 2 5040 | 2 4205 | 2 4956 | 2 4183 |
| Ordenada al origen "a" | -9 4330 | -9 9653 | -12 5358 | -15 4330 | -15 0570 | -15 2775 | -14 7178 | -15 3162 | -15 1779 | -16 0917 | -15 9203 |
| X ₁ | 4 44 | 3 31 | 3 93 | 4 39 | 4 58 | 4 74 | 4 79 | 4 98 | 4 99 | 5 53 | 5 26 |
| X ₂ | 4 60 | 4 80 | 5 24 | 5 50 | 5 48 | 5 60 | 6 28 | 6 02 | 6 11 | 6 46 | 6 40 |
| X ₃ | 4 76 | 5 38 | 5 79 | 6 11 | 6 39 | 6 63 | 6 86 | 7 06 | 7 24 | 7 39 | 7 56 |

Parámetros estadísticos poblacionales

| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---------------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Unidad | (adim.) | (adim.) | (adim.) | (adim.) | (adim.) | (adim.) | (adim.) | (adim.) | (adim.) | (adim.) | (adim.) |
| β | 2 5003 | 2 3288 | 2 5972 | 2 9438 | 2 7365 | 2 6633 | 2 4906 | 2 5040 | 2 4205 | 2 4956 | 2 4183 |
| k | 43 4990 | 72 1744 | 124 8026 | 189 1580 | 245 2654 | 309 8980 | 368 4353 | 453 3363 | 528 7168 | 631 4174 | 722 9549 |
| ε | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 |

| Parámetros (Estadísticos de la muestra = Poblacionales Estimados) | PUENTE (m) | | | | | | | | | | |
|---|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| Número de datos en la muestra | 201937 | 230259 | 187561 | 192294 | 187569 | 211884 | 205947 | 204741 | 237862 | 210974 | 214167 |
| Cantidad de intervalos de clase | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 |
| Valor mínimo en la muestra | 16.0002 | 24.0001 | 47.0008 | 67.0010 | 75.0009 | 84.0022 | 93.0002 | 107.0012 | 104.0007 | 127.0070 | 145.0024 |
| Valor máximo en la muestra | 119.7477 | 221.3258 | 333.3902 | 451.1256 | 605.4691 | 774.3588 | 965.9252 | 1162.1289 | 1366.4027 | 1610.2721 | 1889.3144 |
| | 44.1708 | 74.7964 | 121.2664 | 169.8120 | 210.6183 | 259.9389 | 308.4442 | 366.4273 | 415.0814 | 481.8956 | 553.9224 |
| | 16.1537 | 30.0086 | 42.4682 | 55.5481 | 79.1285 | 104.0623 | 129.6482 | 157.4837 | 180.9504 | 214.4374 | 246.9837 |
| | 5.9076 | 12.0396 | 14.8726 | 18.1707 | 29.7283 | 41.6597 | 54.4949 | 67.6836 | 78.8834 | 95.4219 | 110.1254 |
| Gamma | 7.4769 | 6.2125 | 8.1537 | 9.3454 | 7.0848 | 6.2396 | 5.6601 | 5.4138 | 5.2620 | 5.0502 | 5.0299 |
| | 4.4538 | 4.1636 | 4.6003 | 4.8456 | 4.3663 | 4.1700 | 4.0288 | 3.9669 | 3.9281 | 3.8733 | 3.8680 |
| Ext II max | 0.0270 | 0.0162 | 0.0098 | 0.0069 | 0.0057 | 0.0047 | 0.0040 | 0.0034 | 0.0030 | 0.0026 | 0.0022 |
| | 2.6846 | 2.6182 | 3.1220 | 3.3148 | 2.8696 | 2.6812 | 2.5417 | 2.4748 | 2.4425 | 2.3927 | 2.3874 |
| Ext III min | 49.1890 | 83.9781 | 135.5343 | 188.9608 | 236.1318 | 292.2420 | 347.3686 | 412.8669 | 467.9526 | 543.6256 | 624.9052 |
| | 3.9341 | 1.7060 | 0.1640 | 2.6563 | 1.4023 | 1.0312 | 0.9392 | 1.7166 | 0.9287 | 0.0721 | 0.0701 |

Error estándar de la estimación (adim.)

| Tipo de Distribución de Probabilidad | PUENTE (m) | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| Normal | 0.60 | 0.59 | 0.56 | 0.63 | 0.56 | 0.54 | 0.55 | 0.55 | 0.63 | 0.62 | 0.62 |
| Lognormal | 0.98 | 1.08 | 0.93 | 0.86 | 0.85 | 0.87 | 0.86 | 0.85 | 0.87 | 0.83 | 0.84 |
| Gamma | 2.81 | 3.41 | 2.73 | 1.95 | 2.07 | 2.17 | 2.09 | 2.02 | 1.75 | 1.72 | 1.74 |
| Extremos I Máximo | 2.31 | 2.84 | 2.41 | 1.90 | 1.97 | 2.01 | 1.98 | 1.91 | 1.74 | 1.70 | 1.73 |
| Extremos II Máximo | 2.80 | 3.38 | 2.98 | 2.49 | 2.56 | 2.61 | 2.62 | 2.56 | 2.46 | 2.42 | 2.47 |
| Extremos III Mínimo | 0.44 | 0.43 | 0.36 | 0.39 | 0.32 | 0.28 | 0.27 | 0.26 | 0.30 | 0.28 | 0.28 |

Información en el cálculo de los parámetros estadísticos poblacionales

| Número de dato experimental | PUENTE (m) | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| Variable estándar "S" | -1.8792 | -1.7459 | -1.8566 | -2.0806 | -1.9673 | -2.0456 | -1.9995 | -2.0034 | -2.0724 | -1.9457 | -1.9449 |
| Percentil Optimo | 0.1416 | 0.1601 | 0.1446 | 0.1174 | 0.1305 | 0.1213 | 0.1266 | 0.1262 | 0.1183 | 0.1331 | 0.1332 |
| Variable aleatoria "X" | 18.74 | 29.21 | 54.55 | 77.13 | 88.97 | 102.18 | 115.97 | 134.79 | 137.24 | 166.05 | 190.39 |
| Coefficiente de correlación | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| Pendiente "b" | 2.5726 | 2.3792 | 2.6358 | 2.7729 | 2.4681 | 2.3510 | 2.2109 | 2.1676 | 2.0826 | 2.0587 | 2.0623 |
| Ordenada al origen "a" | -9.7790 | -10.2045 | -12.6730 | -14.3678 | -13.2968 | -13.1511 | -12.7058 | -12.8355 | -12.5822 | -12.7550 | -13.0665 |
| X ₁ | 2.93 | 3.37 | 4.00 | 4.35 | 4.49 | 4.63 | 4.75 | 4.90 | 4.92 | 5.11 | 5.25 |
| X ₂ | 3.85 | 4.30 | 4.60 | 5.56 | 5.83 | 5.62 | 6.27 | 6.45 | 6.60 | 6.23 | 6.92 |
| X ₃ | 4.76 | 5.38 | 5.79 | 6.09 | 6.38 | 6.63 | 6.85 | 7.03 | 7.20 | 7.36 | 7.51 |

Parámetros estadísticos poblacionales

| Ext III min | PUENTE (m) | | | | | | | | | | |
|-------------|------------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| | 2.5726 | 2.3792 | 2.6358 | 2.7729 | 2.4681 | 2.3510 | 2.2109 | 2.1676 | 2.0826 | 2.0587 | 2.0623 |
| | 44.7539 | 72.9046 | 122.4813 | 177.9335 | 218.6567 | 268.7796 | 313.2201 | 373.0266 | 420.5925 | 490.5917 | 564.4275 |
| | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

Parámetros (Estadísticos de la muestra = Poblacionales Estimados)

| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|
| Numero de datos en la muestra | 633252 | 646627 | 655410 | 657375 | 556785 | 557524 | 558181 | 558753 | 559338 | 559536 | |
| Cantidad de intervalos de clase | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 | |
| Valor mínimo en la muestra | 2 0002 | 2 0000 | 2 0000 | 2 0001 | 3 0001 | 3 0000 | 3 0000 | 3 0001 | 3 0001 | 3 0001 | 3 0000 |
| Valor máximo en la muestra | 58 8664 | 69 3804 | 75 2226 | 78 7279 | 83 5752 | 88 4415 | 92 0912 | 94 9298 | 97 2007 | 99 0588 | 100 6071 |
| | 9 1458 | 10 3523 | 11 0398 | 11 5917 | 13 7142 | 14 0293 | 14 2619 | 14 4434 | 14 5911 | 14 7134 | 14 8148 |
| | 7 1921 | 8 8396 | 9 8301 | 10 6524 | 11 3888 | 11 8437 | 12 1914 | 12 4672 | 12 6904 | 12 8743 | 13 0282 |
| | 5 6558 | 7 5480 | 8 7530 | 9 7891 | 9 4576 | 9 9985 | 10 4214 | 10 7613 | 11 0373 | 11 2650 | 11 4570 |
| Gamma | 1 6171 | 1 3715 | 1 2613 | 1 1841 | 1 4501 | 1 4031 | 1 3685 | 1 3422 | 1 3220 | 1 3061 | 1 2931 |
| | 2 7912 | 2 6914 | 2 6449 | 2 6117 | 2 7239 | 2 7045 | 2 6901 | 2 6791 | 2 6706 | 2 6639 | 2 6584 |
| Ext II max | 0 1532 | 0 1379 | 0 1305 | 0 1252 | 0 1034 | 0 1015 | 0 1001 | 0 0991 | 0 0982 | 0 0976 | 0 0970 |
| | 1 1849 | 1 1277 | 1 1076 | 1 0847 | 1 1124 | 1 0996 | 1 0892 | 1 0813 | 1 0753 | 1 0704 | 1 0663 |
| Ext III min | 9 6515 | 10 7961 | 11 4604 | 11 9555 | 14 2220 | 14 5005 | 14 6992 | 14 8530 | 14 9783 | 15 0816 | 15 1666 |
| | 0 6555 | 0 4029 | 0 1675 | 0 0472 | 1 0648 | 1 0222 | 0 9959 | 0 9734 | 0 9552 | 0 9418 | 0 9309 |

Error estándar de la estimación (adim.)

| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|--------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Tipo de Distribución de Probabilidad | 1.05 | 1.02 | 1.02 | 0.98 | 0.92 | 0.97 | 1.02 | 0.98 | 1.08 | 1.03 | 1.05 |
| Normal | 0.82 | 0.81 | 0.79 | 0.73 | 0.70 | 0.71 | 0.71 | 0.94 | 0.69 | 0.96 | 0.95 |
| Lognormal | 2.15 | 2.29 | 2.24 | 2.04 | 1.91 | 1.90 | 1.90 | 1.81 | 1.81 | 1.79 | 1.73 |
| Ganma | 1.78 | 1.80 | 1.73 | 1.57 | 1.52 | 1.49 | 1.46 | 1.37 | 1.35 | 1.32 | 1.27 |
| Extremos I Máximo | 3.12 | 3.03 | 2.90 | 2.60 | 2.51 | 2.54 | 2.57 | 2.47 | 2.49 | 2.49 | 2.42 |
| Extremos II Máximo | 0.27 | 0.28 | 0.27 | 0.26 | 0.26 | 0.26 | 0.26 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.24 |
| Extremos III Mínimo | | | | | | | | | | | |

Información en el cálculo de los parámetros estadísticos poblacionales

| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Número de dato experimental | 13 | 13 | 13 | 12 | 10 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 |
| Variable estándar "S" | 1 7645 | 1 6734 | 1 6248 | 1 4360 | 1 1712 | 1 3139 | 1 3325 | 1 3300 | 1 3486 | 1 3566 | 1 3536 |
| Percentil Optimo | 0 9971 | 0 9952 | 0 9938 | 0 9851 | 0 9603 | 0 9758 | 0 9774 | 0 9772 | 0 9788 | 0 9794 | 0 9792 |
| Variable aleatoria "X" | 35 93 | 42 48 | 46 05 | 44 17 | 39 64 | 46 00 | 48 00 | 49 00 | 50 50 | 51 50 | 52 00 |
| Coefficiente de correlación | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| Pendiente "b" | 1 7881 | 2 0409 | 2 1550 | 2 0861 | 1 9178 | 1 9643 | 1 9312 | 1 8895 | 1 8626 | 1 8445 | 1 8200 |
| Ordenada al origen "a" | -4 6212 | -5 9848 | -6 6643 | -6 5318 | -5 9719 | -6 2589 | -6 1857 | -6 0615 | -5 9895 | -5 9447 | -5 8678 |
| X ₁ | 3 58 | 3 75 | 3 83 | 3 79 | 3 68 | 3 83 | 3 87 | 3 89 | 3 92 | 3 94 | 3 95 |
| X ₂ | 3 85 | 3 99 | 4 10 | 4 14 | 4 14 | 4 20 | 4 24 | 4 26 | 4 24 | 4 26 | 4 27 |
| X ₃ | 4 05 | 4 23 | 4 31 | 4 35 | 4 41 | 4 47 | 4 51 | 4 53 | 4 56 | 4 58 | 4 59 |

Parámetros estadísticos poblacionales

| | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| β | 1 7881 | 2 0409 | 2 1550 | 2 0861 | 1 9178 | 1 9643 | 1 9312 | 1 8895 | 1 8626 | 1 8445 | 1 8200 |
| k | 13 2567 | 18 7740 | 22 0318 | 22 9001 | 22 5094 | 24 1982 | 24 6080 | 24 7303 | 24 9213 | 25 1031 | 25 1298 |
| ε | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 |

Ext III min

Parámetros (Estadísticos de la muestra = Poblacionales Estimados)

| | Unidad | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Numero de datos en la muestra | | 1321685 | 1807982 | 2047107 | 2163263 | 2285803 | 2407323 | 2479032 | 2535247 | 2542362 | 2580362 | 2604668 |
| Cantidad de intervalos de clase | | 22 | 22 | 22 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 |
| Valor mínimo en la muestra | (ton) | 7 0000 | 6 0000 | 6 0000 | 7 0000 | 7 0000 | 7 0001 | 7 0000 | 7 0001 | 8 0000 | 8 0000 | 8 0001 |
| Valor máximo en la muestra | (ton) | 58 8664 | 69 3804 | 80 6096 | 91 1286 | 101 2942 | 109 6667 | 118 5474 | 127 1413 | 137 3798 | 146 9976 | 156 6596 |
| | (ton) | 16 8730 | 18 3717 | 21 1979 | 24 3973 | 27 2531 | 29 9152 | 32 7996 | 35 7115 | 39 1079 | 42 0396 | 45 0956 |
| | (ton) | 5 9448 | 7 6987 | 9 3659 | 10 4136 | 11 6581 | 12 9656 | 14 1450 | 15 2860 | 16 0739 | 17 1551 | 18 1529 |
| | (ton) | 2 0945 | 3 2262 | 4 1382 | 4 4449 | 4 9870 | 5 6195 | 6 1001 | 6 5431 | 6 6066 | 7 0005 | 7 3073 |
| Gamma | (adim) | 8 0557 | 5 6946 | 5 1225 | 5 4889 | 5 4649 | 5 3235 | 5 3769 | 5 4579 | 5 9195 | 6 0052 | 6 1713 |
| | (adim) | 4 5794 | 4 0373 | 3 8921 | 3 9859 | 3 9798 | 3 9439 | 3 9575 | 3 9780 | 4 0927 | 4 1136 | 4 1537 |
| ExI II max | (ton)-1 | 0 0703 | 0 0665 | 0 0582 | 0 0503 | 0 0450 | 0 0411 | 0 0375 | 0 0344 | 0 0311 | 0 0289 | 0 0269 |
| | (adim) | 3 0183 | 2 4106 | 2 4011 | 2 3247 | 2 3271 | 2 3324 | 2 3958 | 2 4442 | 2 4116 | 2 4766 | 2 5440 |
| ExI III min | (ton) | 18 8390 | 20 6001 | 23 9010 | 27 3304 | 30 5393 | 33 5764 | 36 8755 | 40 1801 | 43 7618 | 47 1008 | 50 5488 |
| | (ton) | 0 4268 | 0 9572 | 0 0873 | 1 5948 | 1 7019 | 1 4406 | 0 9794 | 0 7036 | 2 7357 | 2 2854 | 2 0058 |

Error estándar de la estimación (adim.)

| | Unidad | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|--------------------------------------|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Tipo de Distribucion de Probabilidad | | 0 86 | 0 79 | 0 63 | 0 68 | 0 66 | 0 62 | 0 63 | 0 63 | 0 66 | 0 68 | 0 70 |
| Normal | | 0 98 | 0 89 | 1 01 | 1 00 | 1 05 | 1 07 | 1 09 | 1 13 | 1 13 | 1 15 | 1 20 |
| Lognormal | | 1 72 | 2 26 | 2 97 | 2 85 | 2 98 | 2 95 | 2 91 | 2 92 | 2 91 | 2 78 | 2 86 |
| Gamma | | 2 42 | 2 57 | 2 98 | 2 94 | 3 03 | 2 94 | 2 89 | 2 88 | 2 93 | 2 83 | 2 91 |
| Extremos I Maximo | | 3 67 | 3 75 | 4 05 | 4 04 | 4 10 | 3 94 | 3 87 | 3 86 | 3 94 | 3 83 | 3 93 |
| Extremos II Maximo | | 0 42 | 0 26 | 0 23 | 0 23 | 0 23 | 0 23 | 0 23 | 0 24 | 0 26 | 0 27 | 0 29 |
| Extremos III Minimo | | | | | | | | | | | | |

Información en el cálculo de los parámetros estadísticos poblacionales

| | Unidad | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Numero de dato experimental | | 4 | 2 | 1 | 3 | 3 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 2 |
| Variable estandar "S" | (adim.) | -0 6019 | -1 1357 | -2 0528 | -1 0887 | -1 2112 | -2 5043 | -2 6434 | -2 7588 | -2 1059 | -2 2174 | -2 3319 |
| Percentil Optimo | (adim) | 0 4218 | 0 2747 | 0 1205 | 0 2858 | 0 2576 | 0 0785 | 0 0686 | 0 0614 | 0 1146 | 0 1032 | 0 0925 |
| Variable aleatoria "X" | (ton) | 15 27 | 10 36 | 7 70 | 16 24 | 17 33 | 9 24 | 9 43 | 9 63 | 16 48 | 17 07 | 17 72 |
| Coefficiente de correlación | (adim) | 0 99 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| Pendiente "b" | (adim.) | 2 3257 | 2 1396 | 2 1246 | 2 2427 | 2 2653 | 2 2022 | 2 2097 | 2 2244 | 2 3513 | 2 3644 | 2 3956 |
| Ordenada al origen "a" | (adim.) | -6 5833 | -6 2700 | -6 5177 | -7 2640 | -7 5968 | -7 5477 | -7 7743 | -8 0152 | -8 7391 | -8 9614 | -9 2504 |
| X ₁ | Ln(ton) | 2 73 | 2 34 | 2 04 | 2 79 | 2 85 | 2 22 | 2 24 | 2 26 | 2 80 | 2 84 | 2 87 |
| X ₂ | Ln(ton) | 3 39 | 3 68 | 3 70 | 3 60 | 3 73 | 3 40 | 4 14 | 3 50 | 4 37 | 4 43 | 3 96 |
| X ₃ | Ln(ton) | 4 06 | 4 23 | 4 37 | 4 50 | 4 60 | 4 68 | 4 76 | 4 83 | 4 91 | 4 97 | 5 04 |

Parámetros estadísticos poblacionales

| | Unidad | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|--------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | (adim) | 2 3257 | 2 1396 | 2 1246 | 2 2427 | 2 2653 | 2 2022 | 2 2097 | 2 2244 | 2 3513 | 2 3644 | 2 3956 |
| ExI III min. | (ton) | 16 9565 | 18 7358 | 21 4930 | 25 5078 | 28 6058 | 30 7954 | 33 7253 | 36 7166 | 41 1298 | 44 2645 | 47 5360 |
| | (ton) | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 |

Parámetros (Estadísticos de la muestra = Poblacionales Estimados)

| | Unidad | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Número de datos en la muestra | | 1359291 | 1846818 | 2567931 | 2751671 | 3005399 | 3361261 | 3510540 | 3731885 | 3793818 | 4048000 | 4056334 |
| Cantidad de intervalos de clase | | 22 | 22 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 | 23 |
| Valor mínimo en la muestra | (ton) | 7 0000 | 7 0000 | 5 0000 | 6 0000 | 6 0000 | 6 0000 | 7 0000 | 7 0000 | 8 0000 | 8 0000 | 9 0000 |
| Valor máximo en la muestra | (ton) | 58 8664 | 69 3804 | 80 6096 | 91 1286 | 101 2942 | 109 6172 | 116 1439 | 121 3600 | 127 8059 | 134 4411 | 140 8333 |
| | (ton) | 16 4688 | 18 1414 | 18 2211 | 20 8940 | 22 6466 | 23 9269 | 25 8900 | 27 4775 | 29 8073 | 30 9022 | 33 3905 |
| | (ton) | 5 8975 | 6 8342 | 8 9973 | 9 6953 | 10 6988 | 11 7573 | 12 5237 | 13 4582 | 14 0584 | 15 1293 | 15 6231 |
| | (ton) | 2 1119 | 2 5745 | 4 4427 | 4 4989 | 5 0544 | 5 7773 | 6 0580 | 6 5917 | 6 6306 | 7 4071 | 7 3099 |
| Gamma | (adm) | 7 7982 | 7 0464 | 4 1014 | 4 6443 | 4 4806 | 4 1415 | 4 2737 | 4 1685 | 4 4954 | 4 1720 | 4 5678 |
| | (adm.) | 4 5241 | 4 3576 | 3 6148 | 3 7654 | 3 7208 | 3 6262 | 3 6634 | 3 6339 | 3 7249 | 3 6348 | 3 7446 |
| Ext II max | (ton)-1 | 0 0722 | 0 0661 | 0 0693 | 0 0597 | 0 0552 | 0 0527 | 0 0486 | 0 0459 | 0 0420 | 0 0408 | 0 0374 |
| | (adm) | 2 8408 | 2 0988 | 2 1239 | 2 1116 | 2 0607 | 1 9995 | 1 9096 | 1 9390 | 1 8955 | 1 9410 | 1 8999 |
| Ext III min | (ton) | 18 3602 | 19 9034 | 20 5671 | 23 4082 | 25 3561 | 26 8137 | 28 8111 | 30 6723 | 33 0577 | 34 4980 | 37 0128 |
| | (ton) | 1 0160 | 4 4879 | 0 0533 | 1 4181 | 1 6212 | 1 4396 | 2 9094 | 2 4400 | 4 1830 | 2 7289 | 4 8533 |

Error estándar de la estimación (adm.)

| | Unidad | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|--------------------------------------|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Tipo de Distribución de Probabilidad | | 0 99 | 1 19 | 0 83 | 0 97 | 0 92 | 0 92 | 0 92 | 0 93 | 0 95 | 0 90 | 0 92 |
| Normal | | 0 77 | 0 72 | 0 95 | 0 93 | 1 12 | 1 10 | 1 06 | 0 89 | 0 85 | 0 87 | 0 85 |
| Lognormal | | 1 62 | 1 03 | 2 61 | 2 39 | 2 51 | 2 34 | 2 23 | 2 08 | 1 92 | 2 06 | 1 92 |
| Gamma | | 2 37 | 2 06 | 2 74 | 2 69 | 2 79 | 2 59 | 2 51 | 2 33 | 2 22 | 2 28 | 2 22 |
| Extremos I Máximo | | 3 67 | 3 54 | 4 06 | 4 14 | 4 27 | 4 05 | 3 96 | 3 68 | 3 55 | 3 58 | 3 50 |
| Extremos II Máximo | | 0 39 | 0 27 | 0 22 | 0 24 | 0 24 | 0 23 | 0 22 | 0 22 | 0 23 | 0 21 | 0 22 |
| Extremos III Mínimo | | | | | | | | | | | | |

Información en el cálculo de los parámetros estadísticos poblacionales

| | Unidad | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|-----------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Número de dato experimental | | 4 | 12 | 1 | 3 | 3 | 1 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Variable estándar "S" | (adm) | -0 5225 | 1 7099 | -1 6541 | -0 7830 | -0 8483 | -1 7844 | -1 1081 | -1 8479 | -1 9583 | -1 8493 | -2 0096 |
| Percentil Óptimo | (adm) | 0 4474 | 0 9960 | 0 1741 | 0 3668 | 0 3483 | 0 1546 | 0 2812 | 0 1458 | 0 1316 | 0 1456 | 0 1254 |
| Variable aleatoria "X" | (ton) | 15 27 | 39 93 | 6 65 | 15 35 | 16 43 | 8 26 | 14 17 | 9 50 | 10 61 | 10 76 | 11 87 |
| Coefficiente de correlación | (adm) | 0 99 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 | 1 00 |
| Pendiente "b" | (adm) | 2 2563 | 1 8835 | 1 8616 | 2 0101 | 1 9768 | 1 8386 | 1 8884 | 1 8555 | 1 9182 | 1 8710 | 1 9453 |
| Ordenada al origen "a" | (adm) | -6 3093 | -5 2532 | -5 3926 | -6 1991 | -6 2431 | -5 8272 | -6 1752 | -6 1633 | -6 5569 | -6 4495 | -6 8846 |
| X ₁ | Ln(ton) | 2 73 | 3 69 | 1 89 | 2 73 | 2 80 | 2 11 | 2 65 | 2 25 | 2 36 | 2 38 | 2 47 |
| X ₂ | Ln(ton) | 3 39 | 3 99 | 3 13 | 4 43 | 4 06 | 3 39 | 4 20 | 4 17 | 4 22 | 3 70 | 4 32 |
| X ₃ | Ln(ton) | 4 06 | 4 23 | 4 37 | 4 50 | 4 60 | 4 68 | 4 74 | 4 78 | 4 83 | 4 88 | 4 93 |

Parámetros estadísticos poblacionales

| | Unidad | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|-------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | (adm) | 2 2563 | 1 8835 | 1 8616 | 2 0101 | 1 9768 | 1 8386 | 1 8884 | 1 8555 | 1 9182 | 1 8710 | 1 9453 |
| | (ton) | 16 3846 | 16 2656 | 18 1153 | 21 8450 | 23 5285 | 23 7902 | 26 3116 | 27 7055 | 30 5191 | 31 4100 | 34 4353 |
| Ext III min | (ton) | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 | 0 00 |

A.9. Factor de corrección F_c en las extrapolaciones

En las figuras (A.7) y (A.8) se ilustran respectivamente a los momentos y cortantes máximos absolutos, en las tres simulaciones, el número de intentos (solicitaciones) en las muestras iniciales (n_o) comparada contra el número de vehículos aforados (na). Así también se ilustra el factor de corrección (F_c) correspondiente a cada puente utilizado durante las cuatro extrapolaciones.

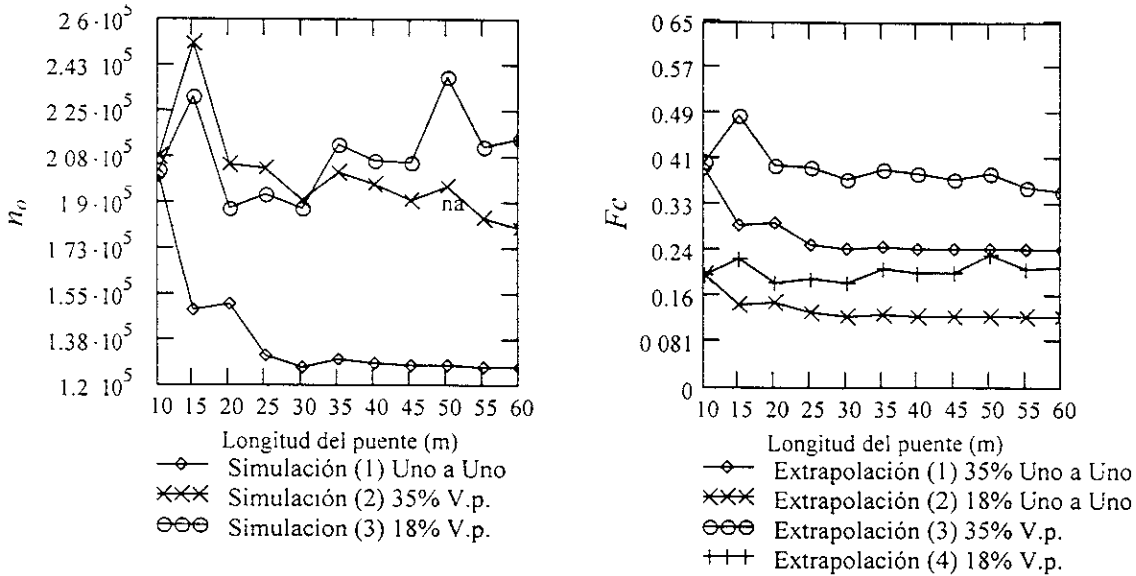


Figura A.7 Valores de n_o y F_c en relación con el momento máximo absoluto.

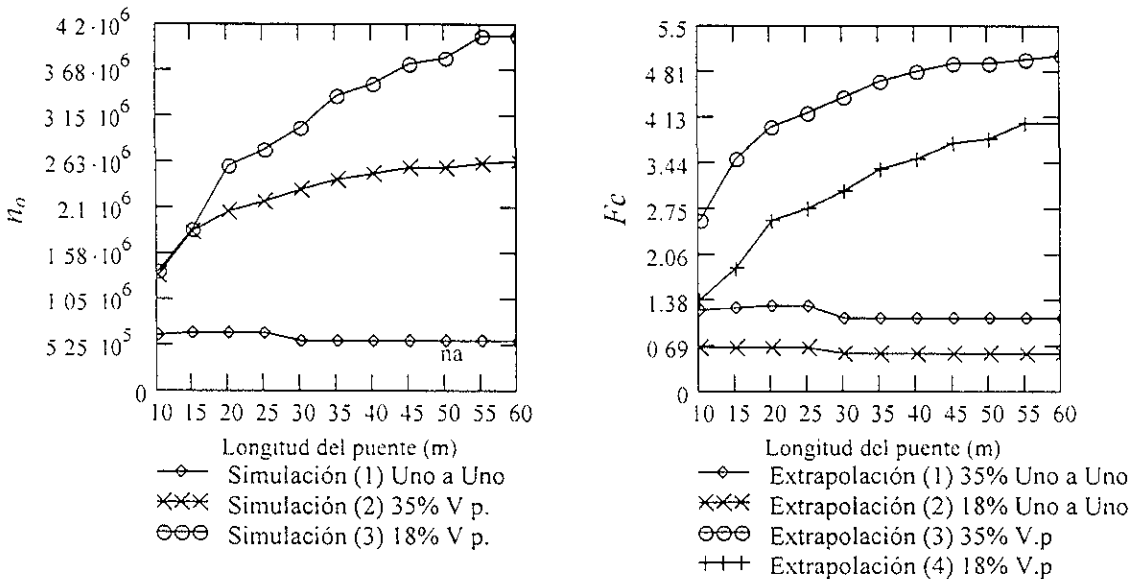


Figura A.8 Valores de n_o y F_c en relación con el cortante máximo absoluto.

Los valores de n_o se presentaron como “*número de datos en la muestra*” en las tablas: (A.5), a la (A.10), cabe mencionar que para el cálculo de F_c en el caso de la extrapolación (2) de la sección 3.2.3, se utiliza el número de datos en la muestra de la simulación (1).

De las figuras (A.7) y (A.8) es importante hacer notar que el tamaño de muestra inicial (n_o) y factor de corrección (F_c) son distintos de un puente a otro. Del comparar el número de vehículos aforados (na) con el número de datos en cada muestra (n_o) es posible observar una diferencia significativa entre ambos; por lo que, de utilizar directamente el número de vehículos en la muestra (na) para extrapolar, es decir de la $P(X > x_n) = 1 - F_N(x) = 1/na$ se asume que $t_r = na$ (Novak, 1994) donde $na \neq n_o + 1 = t_r$ (sección 3.2.3), se obtienen erróneas extrapolaciones de parámetros estadísticos poblacionales y valores característicos.

A.10. Parámetros estadísticos poblacionales de las extrapolaciones

En las tablas A.11, a la A.15 se muestran los parámetros estadísticos poblacionales extrapolados a un tiempo de 20 años, relacionados con cada una de las cuatro extrapolaciones para cada valor propuestos en este trabajo de *TDPVP*. Asimismo se muestran los valores característicos (x_N) pronosticados a 20 años para cada una de las cuatro extrapolaciones.

Tabla A.11 Parámetros poblacionales extrapolados para un TDPVP 3500.

| | Puente | Variable Momento Máx. Abs. | | | | Variable Cortante Máx. Abs. | | | |
|--|-----------|----------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------|----------|----------|----------|
| | | (1) | (2) | (3) | (4) | (1) | (2) | (3) | (4) |
| Media poblacion μ_{ix} (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 96 0761 | 88 0995 | 97 9712 | 91 8217 | 41 3065 | 37 3471 | 43 3104 | 37 5045 |
| | 15 | 168 8297 | 154 7461 | 172 5987 | 158 6188 | 50 7927 | 46 4924 | 48 4076 | 43 4684 |
| | 20 | 258 9925 | 238 1085 | 272 6853 | 246 9841 | 56 5377 | 51 9906 | 55 9062 | 48 9786 |
| | 25 | 361 4243 | 327 8927 | 376 8864 | 346 5324 | 60 6307 | 55 6024 | 63 0833 | 54 8583 |
| | 30 | 474 5004 | 429 1026 | 514 9377 | 462 5403 | 64 9295 | 59 1011 | 70 1080 | 60 0146 |
| | 35 | 587 5795 | 530 7749 | 664 0548 | 590 2824 | 68 0653 | 62 0915 | 77 4428 | 65 1297 |
| | 40 | 705 9822 | 637 1723 | 832 4430 | 723 1964 | 70 4622 | 64 1783 | 84 5441 | 70 1355 |
| | 45 | 823 4342 | 742 7751 | 1019 8016 | 875 8822 | 72 4818 | 65 8840 | 91 4826 | 75 1536 |
| | 50 | 941 9651 | 849 0313 | 1223 1877 | 1022 7433 | 74 1893 | 67 3445 | 97 5407 | 80 1172 |
| | 55 | 1059 1293 | 954 2223 | 1424 2978 | 1205 3638 | 75 5373 | 68 5042 | 104 4735 | 84 4978 |
| Desv. estandar poblacional σ_y (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 7 4793 | 8 1711 | 6 3298 | 6 8643 | 3 7629 | 4 0543 | 3 2408 | 3 6825 |
| | 15 | 13 2108 | 14 4267 | 11 9905 | 12 8433 | 4 0391 | 4 4049 | 3 6674 | 4 4725 |
| | 20 | 19 5334 | 21 3951 | 16 9481 | 18 0119 | 4 2521 | 4 6584 | 4 2662 | 5 1006 |
| | 25 | 31 7639 | 34 3382 | 20 6197 | 23 9990 | 4 7144 | 5 1509 | 4 5546 | 5 2793 |
| | 30 | 43 1373 | 46 4865 | 30 3457 | 36 0735 | 5 5036 | 5 9691 | 5 0102 | 5 8755 |
| | 35 | 54 0337 | 58 1655 | 40 2281 | 48 3808 | 5 6291 | 6 1184 | 5 6966 | 6 8698 |
| | 40 | 65 5088 | 70 4572 | 53 9964 | 63 1208 | 5 9301 | 6 4357 | 6 1973 | 7 1970 |
| | 45 | 76 8296 | 82 5891 | 65 7885 | 78 0137 | 6 2385 | 6 7569 | 6 6605 | 7 8529 |
| | 50 | 88 5884 | 95 1562 | 81 6876 | 94 9084 | 6 4804 | 7 0096 | 6 7101 | 8 0902 |
| | 55 | 100 0436 | 107 4149 | 92 1988 | 113 1854 | 6 6647 | 7 2022 | 7 1464 | 8 7541 |
| 60 | 112 0313 | 120 2030 | 111 8935 | 129 7824 | 6 8653 | 7 4095 | 7 4880 | 8 8764 | |
| Cof. de var. poblacional C_x (adim.) | 10 | 0 0778 | 0 0927 | 0 0646 | 0 0748 | 0 0911 | 0 1086 | 0 0748 | 0 0982 |
| | 15 | 0 0782 | 0 0932 | 0 0695 | 0 0810 | 0 0795 | 0 0947 | 0 0758 | 0 1029 |
| | 20 | 0 0754 | 0 0899 | 0 0622 | 0 0729 | 0 0752 | 0 0896 | 0 0763 | 0 1041 |
| | 25 | 0 0879 | 0 1047 | 0 0547 | 0 0693 | 0 0778 | 0 0926 | 0 0722 | 0 0962 |
| | 30 | 0 0909 | 0 1083 | 0 0589 | 0 0780 | 0 0848 | 0 1010 | 0 0715 | 0 0979 |
| | 35 | 0 0920 | 0 1096 | 0 0606 | 0 0820 | 0 0827 | 0 0985 | 0 0736 | 0 1055 |
| | 40 | 0 0928 | 0 1106 | 0 0649 | 0 0873 | 0 0842 | 0 1003 | 0 0733 | 0 1026 |
| | 45 | 0 0933 | 0 1112 | 0 0645 | 0 0891 | 0 0861 | 0 1026 | 0 0728 | 0 1045 |
| | 50 | 0 0940 | 0 1121 | 0 0668 | 0 0928 | 0 0873 | 0 1041 | 0 0688 | 0 1010 |
| | 55 | 0 0945 | 0 1126 | 0 0647 | 0 0939 | 0 0882 | 0 1051 | 0 0684 | 0 1036 |
| 60 | 0 0951 | 0 1134 | 0 0668 | 0 0937 | 0 0895 | 0 1066 | 0 0675 | 0 0995 | |
| Máxima de Máx. Abs. λ_y (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 150 0622 | 145 3138 | 142 2255 | 137 8317 | 71 7021 | 69 2159 | 69 4509 | 61 7684 |
| | 15 | 262 3017 | 253 8271 | 258 5714 | 246 7853 | 82 4238 | 79 9170 | 78 6079 | 80 3837 |
| | 20 | 396 3841 | 384 0340 | 390 3194 | 366 6012 | 89 4654 | 86 8883 | 91 3418 | 92 0199 |
| | 25 | 589 6820 | 568 2527 | 517 1978 | 504 7296 | 97 4061 | 94 5093 | 100 5664 | 98 5744 |
| | 30 | 785 9013 | 756 3403 | 722 8577 | 705 1012 | 108 2514 | 104 7252 | 111 3747 | 109 1363 |
| | 35 | 979 3987 | 942 2054 | 941 8252 | 921 4297 | 112 1264 | 108 5594 | 124 7940 | 124 1963 |
| | 40 | 1181 5063 | 1136 2183 | 1208 8840 | 1160 1293 | 117 0704 | 113 2835 | 136 1003 | 131 6489 |
| | 45 | 1381 7584 | 1328 5100 | 1477 0300 | 1418 0823 | 121 7772 | 117 7527 | 146 8767 | 142 8644 |
| | 50 | 1586 7403 | 1525 1166 | 1795 3462 | 1695 1661 | 125 5793 | 121 3703 | 152 6824 | 149 2236 |
| | 55 | 1787 8659 | 1718 1310 | 2063 9221 | 2003 0503 | 128 5194 | 124 1704 | 163 1788 | 160 1134 |
| 60 | 1995 0818 | 1916 7386 | 2453 2259 | 2299 7931 | 131 5118 | 127 0028 | 172 3172 | 164 9541 | |

Tabla A.12 Parámetros poblacionales extrapolados para un TDPVP 1587.

| | Puente | Variable Momento Máx. Abs. | | | | Variable Cortante Máx. Abs. | | | |
|--|--------|----------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------|----------|----------|----------|
| | | (1) | (2) | (3) | (4) | (1) | (2) | (3) | (4) |
| Media poblacional μ_N (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 91 1230 | 82.6176 | 93 7344 | 87 1495 | 38 8409 | 34 6616 | 41 1590 | 35 0509 |
| | 15 | 160 0837 | 145 0713 | 164 6043 | 149 9205 | 48 1215 | 43 5420 | 45 9748 | 40 4923 |
| | 20 | 246 0313 | 223 7215 | 261 3188 | 234 7062 | 53 7158 | 48 8575 | 53 0774 | 45 5879 |
| | 25 | 340 5580 | 305 0768 | 362 9745 | 330 1251 | 57 5084 | 52 1464 | 60 0533 | 51 3264 |
| | 30 | 446 2317 | 398 3043 | 494 5332 | 438 0505 | 61 3050 | 55 1230 | 66 7729 | 56 0891 |
| | 35 | 552 2001 | 492 2779 | 637 0411 | 557 5421 | 64 3520 | 58.0059 | 73 6572 | 60 5678 |
| | 40 | 663 1180 | 590 5771 | 796 3084 | 680 6634 | 66 5549 | 59 8868 | 80 4249 | 65 3453 |
| | 45 | 773.1833 | 688 1837 | 975 7632 | 823 3893 | 68 3776 | 61 3866 | 87 0538 | 69 9348 |
| | 50 | 884 0579 | 786 1778 | 1168 6064 | 959 0739 | 69 9304 | 62 6847 | 93 0645 | 74 7255 |
| | 55 | 993 7559 | 883 2997 | 1362 5916 | 1129 5005 | 71 1604 | 63 7203 | 99 7047 | 78 6760 |
| | 60 | 1104 5667 | 981 0208 | 1599 1212 | 1297 5929 | 72 2451 | 64 5977 | 105 9433 | 83 2600 |
| Desv. estandar poblacional σ_N (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 7 8954 | 8 7181 | 6 7397 | 7 4122 | 3 9387 | 4 2812 | 3 4277 | 3 4089 |
| | 15 | 13 9422 | 15 3875 | 12 7264 | 13 8108 | 4 2592 | 4 6936 | 3 8767 | 4 7403 |
| | 20 | 20 6524 | 22 8710 | 18 0747 | 19 4738 | 4 4963 | 4 9806 | 4 5080 | 5 4016 |
| | 25 | 33 3161 | 36 3504 | 22 0986 | 26 0114 | 4 9769 | 5 4961 | 4 8256 | 5 6197 |
| | 30 | 45 1582 | 49 0954 | 32 4314 | 38 8684 | 5.7841 | 6 3343 | 5 3109 | 6 2476 |
| | 35 | 56 5275 | 61 3801 | 42 9466 | 51 9907 | 5 9238 | 6 5032 | 6 0302 | 7 2688 |
| | 40 | 68 4960 | 74 3035 | 57 4834 | 67 5904 | 6 2347 | 6.8326 | 6 5613 | 7 6293 |
| | 45 | 80 3070 | 87 0634 | 70 0532 | 83 4388 | 6 5509 | 7 1629 | 7 0540 | 8 3143 |
| | 50 | 92 5545 | 100.2539 | 86 8538 | 101 2582 | 6 7993 | 7 4233 | 7 1251 | 8.5852 |
| | 55 | 104 4954 | 113.1335 | 98 1613 | 120 6702 | 6 9888 | 7 6222 | 7 5903 | 9 2738 |
| | 60 | 116 9673 | 126.5376 | 118.9649 | 138 3801 | 7 1935 | 7 8342 | 7 9579 | 9 4284 |
| Coeef. de var. poblacional C_N (adim.) | 10 | 0 0866 | 0 1055 | 0 0719 | 0 0851 | 0 1014 | 0 1235 | 0 0833 | 0 0973 |
| | 15 | 0 0871 | 0 1061 | 0 0773 | 0 0921 | 0 0885 | 0 1078 | 0 0843 | 0 1171 |
| | 20 | 0 0839 | 0 1022 | 0 0692 | 0 0830 | 0 0837 | 0 1019 | 0 0849 | 0 1185 |
| | 25 | 0 0978 | 0 1192 | 0 0609 | 0 0788 | 0 0865 | 0 1054 | 0 0804 | 0 1095 |
| | 30 | 0 1012 | 0 1233 | 0 0656 | 0 0887 | 0 0943 | 0 1149 | 0 0795 | 0 1114 |
| | 35 | 0 1024 | 0 1247 | 0 0674 | 0 0932 | 0 0921 | 0.1121 | 0 0819 | 0 1200 |
| | 40 | 0 1033 | 0 1258 | 0 0722 | 0 0993 | 0 0937 | 0 1141 | 0.0816 | 0 1168 |
| | 45 | 0 1039 | 0 1265 | 0 0718 | 0 1013 | 0 0958 | 0 1167 | 0.0810 | 0 1189 |
| | 50 | 0 1047 | 0 1275 | 0 0743 | 0 1056 | 0 0972 | 0 1184 | 0 0766 | 0 1149 |
| | 55 | 0 1052 | 0 1281 | 0 0720 | 0 1068 | 0 0982 | 0 1196 | 0 0761 | 0 1179 |
| | 60 | 0 1059 | 0 1290 | 0 0744 | 0 1066 | 0 0996 | 0 1213 | 0 0751 | 0 1132 |
| Máxima de Máx. Abs. λ_N (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 147 0797 | 142 2232 | 139 8703 | 135 4539 | 70 1384 | 67 6073 | 68 2420 | 60 6720 |
| | 15 | 256.9791 | 248 3092 | 254 0220 | 242 2186 | 80 8485 | 78 2892 | 77 2435 | 78 7037 |
| | 20 | 388 6290 | 375 9852 | 384 0904 | 360 4016 | 87 8463 | 85 2124 | 89 7545 | 90 1057 |
| | 25 | 576 2136 | 554 3432 | 509 9060 | 496 6241 | 95 5859 | 92 6271 | 98 9143 | 96 6803 |
| | 30 | 767 3180 | 737 1714 | 711 8645 | 692 3741 | 106 0347 | 102 4387 | 109.5677 | 107 0134 |
| | 35 | 956.0154 | 918 0967 | 927 1524 | 904 0962 | 109 8844 | 106 2449 | 122 7168 | 121 6149 |
| | 40 | 1153 0322 | 1106 8705 | 1188 7321 | 1136 8999 | 114 6899 | 110.8273 | 133 8457 | 128 9895 |
| | 45 | 1348 2780 | 1294 0095 | 1452 4966 | 1389 1165 | 119 2470 | 115 1440 | 144 4620 | 139 9364 |
| | 50 | 1547 9918 | 1485 1996 | 1764 5521 | 1659 4425 | 122 9329 | 118 6432 | 150 3070 | 146 2666 |
| | 55 | 1744 0158 | 1672 9660 | 2029 4618 | 1960 0685 | 125 7848 | 121 3534 | 160 6557 | 156 8715 |
| | 60 | 1945 8162 | 1866 0098 | 2410 9186 | 2250 5701 | 128 6763 | 124 0834 | 169 0884 | 161 7400 |

Tabla A.13 Parámetros poblacionales extrapolados para un TDPVP 1000.

| Puente | Variable Momento Máx. Abs. | | | | Variable Cortante Máx. Abs. | | | | |
|--|----------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------|----------|----------|----------|----------|
| | (1) | (2) | (3) | (4) | (1) | (2) | (3) | (4) | |
| Media poblacional μ_x (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 88 0867 | 79 2227 | 91 1175 | 84 2246 | 37 3408 | 33 0138 | 39 9242 | 33 7163 |
| | 15 | 154 7236 | 139 0813 | 159 6802 | 144 4955 | 46 4856 | 41 7170 | 44 4817 | 38 6601 |
| | 20 | 238 0750 | 214 7961 | 254 2881 | 227 0113 | 51 9834 | 46 9135 | 51 3418 | 43 5021 |
| | 25 | 327 8394 | 291 0463 | 354 3322 | 319 8193 | 55 5944 | 50 0060 | 58 1899 | 49 1436 |
| | 30 | 429 0305 | 379 4052 | 481 8885 | 422 7491 | 59 0918 | 52 6714 | 64 7211 | 53 6654 |
| | 35 | 530 6848 | 468 6718 | 620 3167 | 537 1344 | 62 0820 | 55 4843 | 71 3309 | 57 7638 |
| | 40 | 637 0632 | 562 0219 | 773 9926 | 654 2361 | 64 1683 | 57 2408 | 77 8933 | 62 3959 |
| | 45 | 742 6473 | 654 7400 | 948 5606 | 790 8085 | 65 8735 | 58 6174 | 84 3311 | 66 7251 |
| | 50 | 848 8840 | 747 6925 | 1134 9354 | 919 6437 | 67 3337 | 59 8181 | 90 3063 | 71 4025 |
| | 55 | 954 0561 | 839 8861 | 1324 4803 | 1082 5495 | 68 4930 | 60 7792 | 96 7656 | 75 0935 |
| | 60 | 1060 1503 | 932 4922 | 1553 0037 | 1243 7446 | 69 5021 | 61 5780 | 102 8598 | 79 6067 |
| Desv. estandar poblacional σ_x (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 8 1723 | 9 0901 | 7 0147 | 7 7897 | 4 0548 | 4 4337 | 3.5688 | 3 5657 |
| | 15 | 14 4288 | 16 0409 | 13 2188 | 14 4744 | 4 4055 | 4 8896 | 4 0161 | 4 9210 |
| | 20 | 21.3983 | 23 8770 | 18 8318 | 20 4823 | 4 6591 | 5 2002 | 4 6691 | 5 6046 |
| | 25 | 34 3426 | 37 7071 | 23 0970 | 27 4033 | 5 1517 | 5 7309 | 5 0066 | 5 8508 |
| | 30 | 46 4923 | 50 8498 | 33 8361 | 40 7897 | 5 9699 | 6 5812 | 5 5117 | 6 4997 |
| | 35 | 58 1726 | 63 5397 | 44 7753 | 54 4652 | 6 1193 | 6 7638 | 6 2528 | 7 5377 |
| | 40 | 70 4657 | 76 8855 | 59 8228 | 70 6427 | 6 4366 | 7 1011 | 6 8043 | 7 9211 |
| | 45 | 82 5990 | 90 0655 | 72 9150 | 87 1388 | 6 7578 | 7 4372 | 7 3167 | 8 6255 |
| | 50 | 95 1675 | 103 6721 | 90 3157 | 105 5773 | 7 0105 | 7 7025 | 7 4028 | 8 9199 |
| | 55 | 107.4275 | 116 9665 | 102 1618 | 125 7572 | 7 2031 | 7 9053 | 7.8875 | 9 6246 |
| | 60 | 120 2170 | 130 7810 | 123 7034 | 144 2242 | 7 4105 | 8 1202 | 8 2726 | 9 8021 |
| Coef. de var. poblacional C_x (adim.) | 10 | 0 0928 | 0.1147 | 0 0770 | 0 0925 | 0 1086 | 0.1343 | 0 0894 | 0 1058 |
| | 15 | 0.0933 | 0 1153 | 0 0828 | 0 1002 | 0 0948 | 0.1172 | 0 0903 | 0 1273 |
| | 20 | 0.0899 | 0 1112 | 0 0741 | 0 0902 | 0 0896 | 0 1108 | 0 0909 | 0 1288 |
| | 25 | 0 1048 | 0 1296 | 0 0652 | 0 0857 | 0 0927 | 0 1146 | 0 0860 | 0 1191 |
| | 30 | 0 1084 | 0 1340 | 0 0702 | 0 0965 | 0 1010 | 0 1249 | 0 0852 | 0 1211 |
| | 35 | 0 1096 | 0 1356 | 0 0722 | 0 1014 | 0 0986 | 0 1219 | 0 0877 | 0 1305 |
| | 40 | 0 1106 | 0 1368 | 0 0773 | 0.1080 | 0 1003 | 0 1241 | 0 0874 | 0 1269 |
| | 45 | 0 1112 | 0 1376 | 0.0769 | 0 1102 | 0.1026 | 0 1269 | 0 0868 | 0 1293 |
| | 50 | 0 1121 | 0 1387 | 0 0796 | 0 1148 | 0 1041 | 0 1288 | 0 0820 | 0 1249 |
| | 55 | 0 1126 | 0.1393 | 0 0771 | 0 1162 | 0 1052 | 0 1301 | 0 0815 | 0 1282 |
| | 60 | 0 1134 | 0 1402 | 0 0797 | 0 1160 | 0 1066 | 0 1319 | 0 0804 | 0 1231 |
| Maxima de Máx. Abs. ν_x (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 145 3065 | 140 3835 | 138 4663 | 134 0339 | 69 2121 | 66 6533 | 67 5241 | 60 0199 |
| | 15 | 253.8140 | 245 0237 | 251 3133 | 239 4948 | 79 9132 | 77 3217 | 76 4335 | 77 7073 |
| | 20 | 384.0149 | 371 1899 | 380 3753 | 356 6975 | 86 8843 | 84 2155 | 88 8124 | 88 9709 |
| | 25 | 568 2196 | 546 0777 | 505 5504 | 491 7781 | 94 5048 | 91 5080 | 97 9330 | 95 5561 |
| | 30 | 756.2946 | 725 7877 | 705 3033 | 684 7769 | 104 7198 | 101 0809 | 108 4944 | 105 7538 |
| | 35 | 942 1479 | 903 7832 | 918 3983 | 893 7584 | 108 5539 | 104 8699 | 121 4835 | 120 0853 |
| | 40 | 1136.1483 | 1089 4494 | 1176 7195 | 1123 0587 | 113 2776 | 109 3687 | 132 5069 | 127 4131 |
| | 45 | 1328 4277 | 1273 5320 | 1437 8705 | 1371 8627 | 117 7464 | 113 5954 | 143 0281 | 138 2014 |
| | 50 | 1525 0214 | 1461 5110 | 1746 2026 | 1638 1812 | 121 3638 | 117 0247 | 148 8954 | 144 5133 |
| | 55 | 1718 0232 | 1646 1654 | 2008 9177 | 1934 4892 | 124 1637 | 119 6818 | 159 1563 | 154 9502 |
| | 60 | 1916 6176 | 1835 9120 | 2385 7067 | 2221 2762 | 126 9958 | 122 3514 | 168 1250 | 159 8354 |

Tabla A.14 Parámetros poblacionales extrapolados para un TDPVP 250.

| | Puente | Variable Momento Máx. Abs. | | | | Variable Cortante Máx. Abs. | | | |
|--|-----------|----------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------|----------|----------|----------|
| | | (1) | (2) | (3) | (4) | (1) | (2) | (3) | (4) |
| Media poblacional μ_x (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 78 1971 | 67 9502 | 82 4794 | 74 3178 | 32 5185 | 27 6353 | 35 5218 | 29 2495 |
| | 15 | 137 2720 | 119 2027 | 143 5064 | 126 2475 | 41 1660 | 35 6703 | 39 6083 | 32 6433 |
| | 20 | 212 0974 | 185 0668 | 231 0230 | 200 8952 | 46 3256 | 40 4364 | 45 6801 | 36 6614 |
| | 25 | 286 8235 | 245 0601 | 325 5156 | 284 6970 | 49 3594 | 42 8981 | 52 0861 | 41 9235 |
| | 30 | 373 7234 | 317 7007 | 439 9086 | 371 1095 | 51 9326 | 44 6036 | 57 9949 | 45 6630 |
| | 35 | 461 5775 | 391 7021 | 564 8857 | 468 5655 | 54 7239 | 47 1641 | 63 7213 | 48 5808 |
| | 40 | 553 4429 | 469 0135 | 700 3509 | 565 9613 | 56 4434 | 48 5269 | 69 6098 | 52 7073 |
| | 45 | 644 6942 | 545 8801 | 858 7605 | 682 1924 | 57 7833 | 49 5199 | 75 4180 | 56 2023 |
| | 50 | 736 1355 | 622 5403 | 1024 0379 | 788 7289 | 58 9552 | 50.4161 | 81 2405 | 60 4674 |
| | 55 | 826.8511 | 698 7811 | 1198 6975 | 926.8520 | 59 8941 | 51 1437 | 87 1014 | 63 3374 |
| 60 | 917 9250 | 774 8953 | 1401 1228 | 1065 1415 | 60.6697 | 51 7006 | 92.7115 | 67 5658 | |
| Desv. estandar poblacional σ_x (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 9 2079 | 10 5308 | 8 0598 | 9 2925 | 4 4817 | 5 0095 | 4 0203 | 4 1795 |
| | 15 | 16 2476 | 18 5689 | 15 0787 | 17 0913 | 4 9516 | 5 6465 | 4 5389 | 5 6098 |
| | 20 | 24 1958 | 27 7902 | 21 7169 | 24 5078 | 5 2698 | 6 0550 | 5 2727 | 6 3764 |
| | 25 | 38 1344 | 42 8607 | 26 9356 | 32 9897 | 5 8053 | 6 6404 | 5 6880 | 6 7404 |
| | 30 | 51 4015 | 57 4735 | 39 2090 | 48 4002 | 6 6590 | 7 5247 | 6 2687 | 7 4682 |
| | 35 | 64.2185 | 71 6763 | 51 7568 | 64 2081 | 6 8461 | 7 7637 | 7.0897 | 8 5577 |
| | 40 | 77.6967 | 86 5972 | 68 7086 | 82 5628 | 7 1859 | 8.1285 | 7 7178 | 9 0337 |
| | 45 | 91 0085 | 101 3455 | 83 7898 | 101 5486 | 7 5236 | 8 4825 | 8 3051 | 9 8080 |
| | 50 | 104 7453 | 116 4957 | 103 4350 | 122 3004 | 7 7904 | 8 7640 | 8 4529 | 10 1990 |
| | 55 | 118 1697 | 131.3343 | 117 3597 | 145 4194 | 7 9945 | 8 9799 | 9 0115 | 10 9593 |
| 60 | 132 1125 | 146 6649 | 141 6591 | 166 8186 | 8 2101 | 9 2030 | 9 4643 | 11 2335 | |
| C oef. de var. poblacional C_N (adim.) | 10 | 0 1178 | 0 1550 | 0 0977 | 0 1250 | 0 1378 | 0 1813 | 0 1132 | 0 1429 |
| | 15 | 0 1184 | 0 1558 | 0 1051 | 0 1354 | 0.1203 | 0 1583 | 0 1146 | 0 1719 |
| | 20 | 0 1141 | 0 1502 | 0.0940 | 0 1220 | 0 1138 | 0 1497 | 0 1154 | 0 1739 |
| | 25 | 0 1330 | 0 1749 | 0 0827 | 0 1159 | 0 1176 | 0 1548 | 0 1092 | 0 1608 |
| | 30 | 0.1375 | 0 1809 | 0 0891 | 0 1304 | 0 1282 | 0 1687 | 0 1081 | 0 1635 |
| | 35 | 0 1391 | 0 1830 | 0 0916 | 0.1370 | 0 1251 | 0 1646 | 0 1113 | 0 1762 |
| | 40 | 0 1404 | 0 1846 | 0 0981 | 0 1459 | 0 1273 | 0 1675 | 0 1109 | 0 1714 |
| | 45 | 0 1412 | 0 1857 | 0 0976 | 0 1489 | 0 1302 | 0 1713 | 0 1101 | 0 1745 |
| | 50 | 0 1423 | 0 1871 | 0 1010 | 0 1551 | 0.1321 | 0 1738 | 0 1040 | 0 1687 |
| | 55 | 0 1429 | 0 1879 | 0 0979 | 0 1569 | 0 1335 | 0 1756 | 0 1035 | 0 1730 |
| 60 | 0 1439 | 0 1893 | 0 1011 | 0 1566 | 0 1353 | 0 1780 | 0 1021 | 0 1663 | |
| Máxima de Máx. Abs. x_v (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 139 8391 | 134 6991 | 134 1194 | 129 6237 | 66 3716 | 63 7239 | 65 3142 | 58 0073 |
| | 15 | 244 0515 | 234.8683 | 242 9423 | 231 0530 | 77 0356 | 74 3396 | 73 9420 | 74 6474 |
| | 20 | 369 7705 | 356 3536 | 368 8639 | 345 1859 | 83 9207 | 81 1388 | 85 9154 | 85 4885 |
| | 25 | 543 6344 | 520 6088 | 492.0220 | 476 7027 | 91 1771 | 88 0571 | 94 9124 | 92.0997 |
| | 30 | 722 4236 | 690 7449 | 684 9490 | 661 2015 | 100 6797 | 96 9021 | 105 1899 | 101 8832 |
| | 35 | 899 5538 | 859 7390 | 891 2587 | 861 7226 | 104 4635 | 100 6354 | 117.6889 | 115 3939 |
| | 40 | 1084 3022 | 1035 8570 | 1139 5266 | 1080 2288 | 108 9376 | 104 8786 | 128 3879 | 122 5750 |
| | 45 | 1267 4821 | 1210 5483 | 1392 5783 | 1318 4996 | 113 1379 | 108 8313 | 138.6159 | 132 8791 |
| | 50 | 1454 5129 | 1388 6686 | 1689 4243 | 1572.5105 | 116 5465 | 112 0476 | 144 5469 | 139 1310 |
| | 55 | 1638 2483 | 1563 7650 | 1945 3000 | 1855 4893 | 119 1881 | 114 5430 | 154 5369 | 149 0561 |
| 60 | 1827 0216 | 1743 3953 | 2307 6841 | 2130 8021 | 121 8398 | 117 0290 | 163 3110 | 153 9840 | |

Tabla A.15 Parámetros poblacionales extrapolados para un TDPVP 50.

| | Puente | Variable Momento Máx. Abs. | | | | Variable Cortante Máx. Abs. | | | |
|---|-----------|----------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------|----------|----------|----------|
| | | (1) | (2) | (3) | (4) | (1) | (2) | (3) | (4) |
| Media poblacional μ_w (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 64 7070 | 51 9932 | 70 3661 | 59 6507 | 26 1166 | 20 3067 | 29 5975 | 22 8119 |
| | 15 | 113 4868 | 91 0962 | 121 0562 | 99 6509 | 33 9348 | 27 1525 | 32 9318 | 24 3333 |
| | 20 | 176 4838 | 142 6823 | 198 2280 | 162 0498 | 38 5658 | 31 1963 | 37 9326 | 27 2418 |
| | 25 | 232 0166 | 181 8255 | 284 2459 | 231 9633 | 40 8528 | 32 8336 | 43 6618 | 31 7895 |
| | 30 | 300 2731 | 233 5807 | 380 3264 | 295 2784 | 42 3051 | 33 4098 | 48 6974 | 34 4765 |
| | 35 | 369 9949 | 287 0833 | 486 4875 | 368 8735 | 44 7869 | 35 5515 | 53 2486 | 35 9762 |
| | 40 | 442 8136 | 342 8917 | 597 1372 | 439 3067 | 46 0422 | 36 4156 | 58 2036 | 39 3171 |
| | 45 | 515 2369 | 398 4770 | 732 8057 | 527 0403 | 46 9329 | 36 9450 | 63 1321 | 41 7246 |
| | 50 | 587 3475 | 453 4314 | 869 2345 | 603 4318 | 47 7473 | 37 4678 | 68 6388 | 45 2947 |
| | 55 | 659 1251 | 508 3376 | 1022 3554 | 707 0720 | 48 4120 | 37 9071 | 73 6567 | 47 1283 |
| 60 | 730 6456 | 562 5920 | 1189 1384 | 812 9247 | 48 9052 | 38 1790 | 78 5665 | 50 8002 | |
| Dev. estandar poblacional σ_w (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 11 0066 | 13 0996 | 9 9456 | 12 1893 | 5 1940 | 5 9605 | 4 8403 | 5 3099 |
| | 15 | 19 4031 | 23 0667 | 18 3889 | 22 0055 | 5 8956 | 6 9838 | 5 4525 | 6 7803 |
| | 20 | 29 0896 | 34 8594 | 26 9594 | 32 3264 | 6 3389 | 7 6008 | 6 3257 | 7 6801 |
| | 25 | 44 5236 | 51 5400 | 34 0576 | 44 0054 | 6 9408 | 8 2628 | 6 8913 | 8 3013 |
| | 30 | 59 5949 | 68 4249 | 49 0609 | 62 8731 | 7 8314 | 9 1432 | 7 6083 | 9 1542 |
| | 35 | 74 2754 | 85 0409 | 64 4994 | 82 4264 | 8 0903 | 9 4993 | 8 5616 | 10 2691 |
| | 40 | 89 6929 | 102 4650 | 84 7322 | 104 3434 | 8 4629 | 9 8969 | 9 3259 | 10 9270 |
| | 45 | 104 9364 | 119 7152 | 103 4195 | 127 6708 | 8 8213 | 10 2621 | 10 0474 | 11 8017 |
| | 50 | 120 5703 | 137 2792 | 126 9641 | 152 1120 | 9 1070 | 10 5575 | 10 3254 | 12 3934 |
| | 55 | 135 8946 | 154 5580 | 144 7757 | 180 2942 | 9 3264 | 10 7861 | 11 0181 | 13 2199 |
| 60 | 151 6976 | 172 2268 | 173 8564 | 206 9252 | 9 5510 | 11 0094 | 11 5972 | 13 7063 | |
| C oef. de var. poblacional C_w (adim.) | 10 | 0.1701 | 0.2519 | 0.1413 | 0.2043 | 0.1989 | 0.2935 | 0.1635 | 0.2328 |
| | 15 | 0.1710 | 0.2532 | 0.1519 | 0.2208 | 0.1737 | 0.2572 | 0.1656 | 0.2786 |
| | 20 | 0.1648 | 0.2443 | 0.1360 | 0.1995 | 0.1644 | 0.2436 | 0.1668 | 0.2819 |
| | 25 | 0.1919 | 0.2835 | 0.1198 | 0.1897 | 0.1699 | 0.2517 | 0.1578 | 0.2611 |
| | 30 | 0.1985 | 0.2929 | 0.1290 | 0.2129 | 0.1851 | 0.2737 | 0.1562 | 0.2655 |
| | 35 | 0.2007 | 0.2962 | 0.1326 | 0.2235 | 0.1806 | 0.2672 | 0.1608 | 0.2854 |
| | 40 | 0.2026 | 0.2988 | 0.1419 | 0.2375 | 0.1838 | 0.2718 | 0.1602 | 0.2779 |
| | 45 | 0.2037 | 0.3004 | 0.1411 | 0.2422 | 0.1880 | 0.2778 | 0.1591 | 0.2828 |
| | 50 | 0.2053 | 0.3028 | 0.1461 | 0.2521 | 0.1907 | 0.2818 | 0.1504 | 0.2736 |
| | 55 | 0.2062 | 0.3040 | 0.1416 | 0.2550 | 0.1926 | 0.2845 | 0.1496 | 0.2805 |
| 60 | 0.2076 | 0.3061 | 0.1462 | 0.2545 | 0.1953 | 0.2884 | 0.1476 | 0.2698 | |
| Maxima de Máx. Abs. X_y (Mom. en ton-m, Cor. en ton.) | 10 | 133 1859 | 127 7549 | 128 7918 | 124 1880 | 62 9487 | 60 1837 | 62 6341 | 55 5547 |
| | 15 | 232 1638 | 222 4528 | 232 7160 | 220 6852 | 73 5478 | 70 7133 | 70 9238 | 70 9497 |
| | 20 | 352 3988 | 338 1855 | 354 7355 | 330 9804 | 80 3207 | 77 3886 | 82 4078 | 81 2854 |
| | 25 | 513 8467 | 489 6392 | 475 3494 | 458 0669 | 87 1403 | 83 8566 | 91 2485 | 87 9149 |
| | 30 | 681 4497 | 648 2059 | 659 9172 | 632 1825 | 95 7940 | 91 8329 | 101 1808 | 97 2011 |
| | 35 | 848 0608 | 806 3108 | 857 9187 | 822 3858 | 99 5118 | 95 4928 | 113 0902 | 109 7381 |
| | 40 | 1021 6509 | 970 8762 | 1093 9408 | 1027 7708 | 103 6877 | 99 4300 | 123 3958 | 116 7360 |
| | 45 | 1193 8555 | 1134 2035 | 1337 0487 | 1253 1972 | 107 5685 | 103 0562 | 133 2675 | 126 4617 |
| | 50 | 1369 3677 | 1300 4123 | 1619 9058 | 1492 3342 | 110 7288 | 106 0185 | 139 2658 | 132 6318 |
| | 55 | 1541 9345 | 1463 9520 | 1867 3030 | 1759 0541 | 113 1818 | 108 3210 | 148 9259 | 141 9477 |
| 60 | 1718 8902 | 1631 3727 | 2212 1313 | 2020 3565 | 115 6197 | 110 5891 | 157 4601 | 146 9154 | |

A.11. Ejemplo de una extrapolación de parámetros estadísticos poblacionales

En las figuras A.9, A.10 y A.11, como ejemplo se ilustra la variación en el tiempo de: 1) la media poblacional (μ_v) junto al valor característico (x_v), 2) la desviación estándar poblacional (σ_v), y 3) el coeficiente de variación poblacional (C_v), respectivamente. Éstos resultados corresponden a las primeras dos extrapolaciones siendo la variable de diseño el momento máximo absoluto en un puente que tiene una longitud de 15 metros.

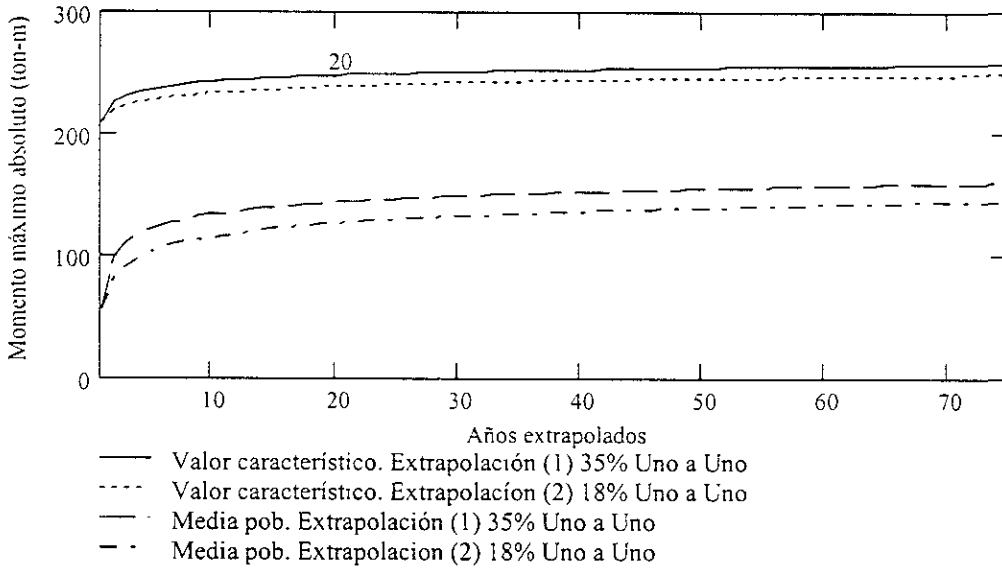


Figura A.9 Tendencia en el tiempo de la media poblacional junto al valor característico.

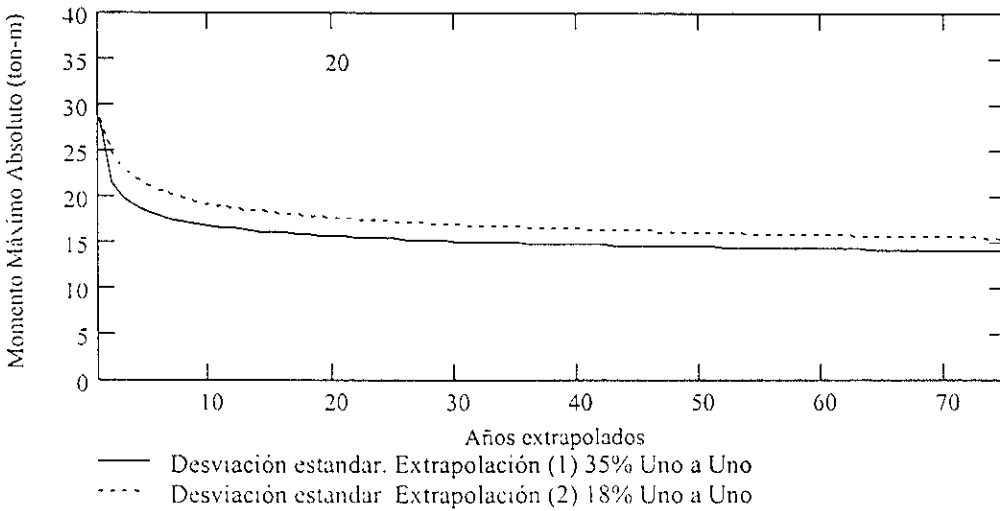


Figura A.10 Tendencia en el tiempo de la desviación estándar poblacional.

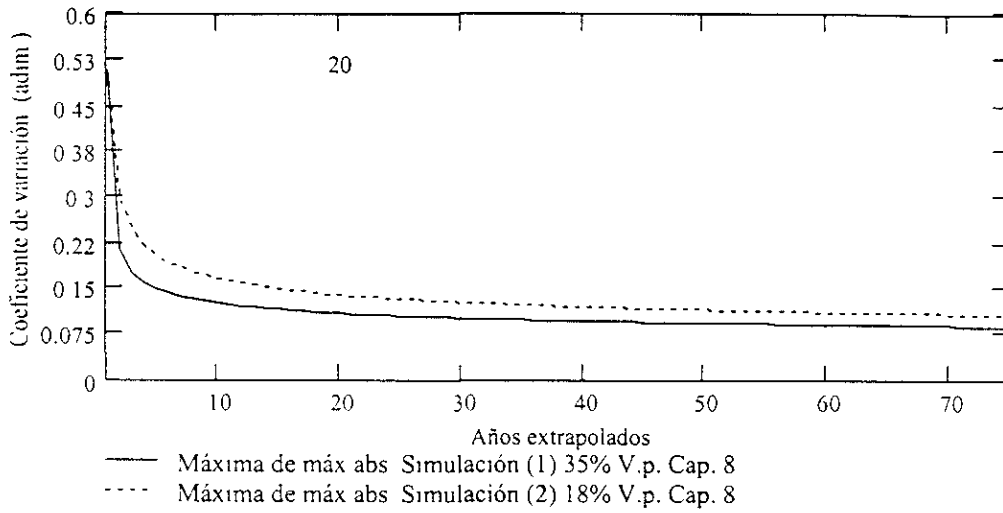


Figura A.11 Tendencia en el tiempo del coeficiente de variación poblacional.

En las figuras A.12 y A.13, se ilustra la variación porcentual en años sucesivos de la media poblacional (μ_v) y valor característico (x_v), respectivamente; utilizando para su obtención la ecuación (A.67).

$$V_{\%} = \left[\frac{y_{i+1} - y_i}{y_i} \right] \cdot 100, \tag{A.67}$$

donde: $V_{\%}$ representa la variación porcentual; i los años; e y el valor de la media o valor característico, según sea el caso.

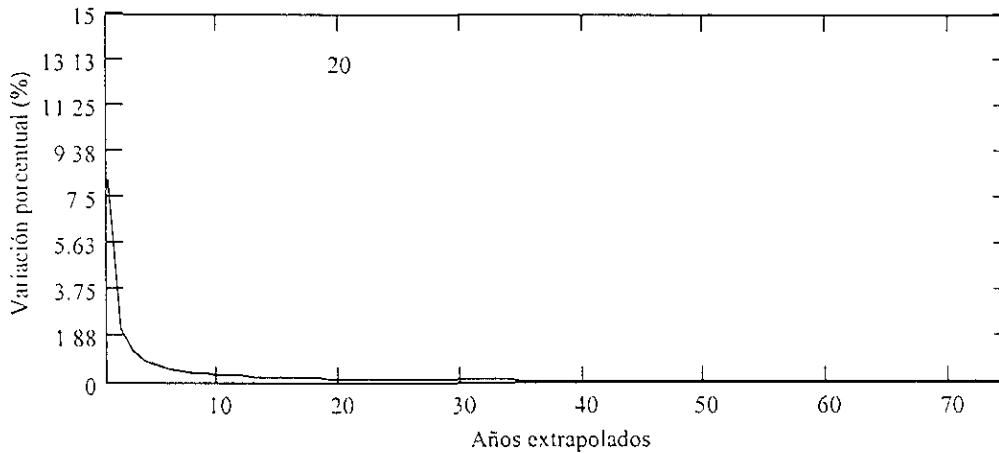


Figura A.12 Tendencia en el tiempo de la variación porcentual de la media poblacional.

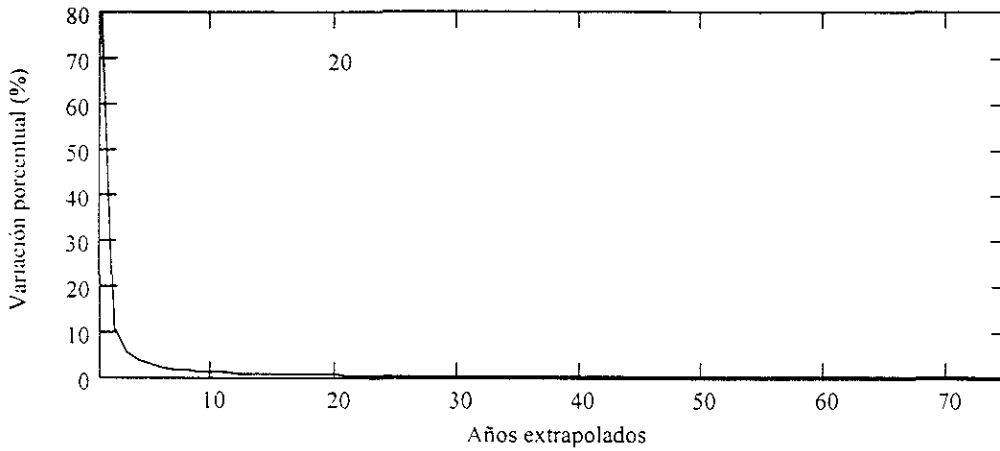


Figura A.13 Tendencia en el tiempo de la variación porcentual del valor característico.

De las figuras A.12 y A.13 se puede concluir que resulta razonable que la extrapolación se realice a 20 años ya que la variación porcentual de la media poblacional y el valor característico extrapolado es aproximadamente cero. Cabe hacer la observación que supuestamente los MCVV propuestos en los códigos AAHSTO LRFD (1994) y AASTHO (1996) son resultado de extrapolaciones a un tiempo de 75 años.

Apéndice B

B.1. Valores nominales de diseño de cada MCVV propuesto para México

En las tablas B.1 y B.2 se indican los valores nominales de diseño de carga viva e impacto correspondientes a los diferentes MCVV propuestos para el diseño de puentes en México.

Tabla B.1 Valores nominales de diseño por flexión en puentes simplemente apoyados (momentos máximos absolutos, ton-m).

| MCVV | HS-20 | | HL-93 | | Camión OHBD | | HL-93 mod. | | VCV | |
|------|----------|----------|----------|----------|-------------|----------|------------|----------|-----------|----------|
| | X_{nL} | X_{nI} | X_{nL} | X_{nI} | X_{nL} | X_{nI} | X_{nL} | X_{nI} | X_{nL} | X_{nI} |
| 10 | 47 9921 | 14 3976 | 57 4106 | 15 0350 | 76 0725 | 19 0181 | 148.2878 | 37 1993 | 98 7500 | 30 5250 |
| 15 | 84 8365 | 24 3531 | 112 6535 | 28 3770 | 137 6474 | 34 4118 | 291 4234 | 69 7646 | 152.8125 | 45 7875 |
| 20 | 125 3845 | 32 8966 | 174 5272 | 41 9520 | 211 1951 | 52 7988 | 455 0019 | 103 2081 | 231 5607 | 68 1650 |
| 25 | 166.0429 | 40 1133 | 242 4429 | 55 5655 | 284 8947 | 71 2237 | 636 6410 | 136 7439 | 286 9358 | 81 7982 |
| 30 | 206 7564 | 46 2831 | 316 3422 | 69 1984 | 382 0235 | 78 2934 | 836 2010 | 170 3257 | 384 2278 | 108 2327 |
| 35 | 247 5014 | 51 6157 | 396 1998 | 82 8423 | 488 5675 | 98 7137 | 1053 6221 | 203 9339 | 485.3292 | 134 8930 |
| 40 | 288.2661 | 56 2695 | 482 0034 | 96.4931 | 601 7168 | 119 8292 | 1288 8743 | 237.5585 | 624 7458 | 173 1661 |
| 45 | 332 9325 | 61 0793 | 573 7459 | 110.1485 | 721 3945 | 141 6205 | 1541 9410 | 271 1941 | 732 9477 | 200.1071 |
| 50 | 399.6875 | 69 1658 | 671 4231 | 123 8071 | 847 5547 | 164 0762 | 1812 8123 | 304 8374 | 844.4467 | 227 1049 |
| 55 | 472 3950 | 77 3586 | 775 0325 | 137 4681 | 980 1681 | 187 1889 | 2101 4817 | 338 4863 | 959 1958 | 254 1440 |
| 60 | 551 0550 | 85 6417 | 884 5721 | 151 1308 | 1119 2150 | 210 9538 | 2407 9451 | 372 1394 | 1077 1639 | 281 2141 |

Tabla B.2 Valores nominales de diseño por cortante en puentes simplemente apoyados (cortantes máximos absolutos, ton).

| MCVV | HS-20 | | HL-93 | | Camión OHBD | | HL-93 mod. | | VCV | |
|------|----------|----------|----------|----------|-------------|----------|------------|----------|----------|----------|
| | X_{nL} | X_{nI} | X_{nL} | X_{nI} | X_{nL} | X_{nI} | X_{nL} | X_{nI} | X_{nL} | X_{nI} |
| 10 | 23 3619 | 7.0086 | 28 4552 | 7 8260 | 36 3825 | 9 0956 | 72 4537 | 19 2155 | 41 9000 | 13 0020 |
| 15 | 26 4610 | 7 5958 | 33 9678 | 8 8631 | 42 5823 | 10 6456 | 87 3679 | 21 7900 | 50 6833 | 15 4880 |
| 20 | 28 0105 | 7 3490 | 37 9091 | 9 3816 | 49 2715 | 12 3179 | 98 3813 | 23 0773 | 56 7000 | 17 0610 |
| 25 | 28 9402 | 6 9915 | 41 2219 | 9 6927 | 53 2850 | 13 3212 | 107 8344 | 23 8497 | 60 8100 | 18 0048 |
| 30 | 29 5600 | 6 6171 | 44 2204 | 9 9001 | 55 9606 | 13 9902 | 116 5072 | 24 3646 | 63 9667 | 18 6340 |
| 35 | 30 0027 | 6 2570 | 47 0394 | 10 0483 | 58 3617 | 11 9129 | 124 7343 | 24 7324 | 66 5786 | 19 0834 |
| 40 | 30 8420 | 6 0204 | 49 7461 | 10 1594 | 61 9151 | 12 4188 | 132 6827 | 25 0083 | 68 8500 | 19 4205 |
| 45 | 33 2230 | 6 0950 | 52 3779 | 10 2458 | 65 6454 | 12 9689 | 140 4453 | 25 2228 | 70 8944 | 19 6827 |
| 50 | 35 6040 | 6.1613 | 54 9574 | 10 3150 | 69 2081 | 13 4770 | 148 0779 | 25 3945 | 72 7800 | 19 8924 |
| 55 | 37 9850 | 6 2204 | 57 4989 | 10 3715 | 72 5866 | 13 9392 | 155 6160 | 25.5349 | 74 5500 | 20 0640 |
| 60 | 40 3660 | 6 2734 | 60 0117 | 10 4187 | 75 8271 | 14 3668 | 163 0831 | 25 6519 | 76 2333 | 20 2070 |

B.2. Factores de sesgo de carga viva e impacto de las extrapolaciones (1) y (3)

Como ejemplo en las tablas B.3 y B.4, se indican los valores de factores de sesgo de carga viva e impacto para la extrapolación (1), así como los valores de factores de sesgo de carga viva para la extrapolación (3), para un TDPVP igual a 1587. Ambos, son resultado de utilizar como valores nominales de diseño los obtenidos de los MCVV propuestos para el diseño de puentes en México.

Tabla B.3 Factores de sesgo de carga viva e impacto resultantes para un TDPVP de 1587.

| Puente | Momento máximo absoluto | | | Cortante máximo absoluto | | | |
|------------------|-------------------------|-------------|-------------|--------------------------|-------------|-------------|--------|
| | (1) | | (3) | (1) | | (3) | |
| | λ_L | λ_I | λ_L | λ_L | λ_I | λ_L | |
| MCVV HS-20 | 10 | 1 8987 | 1 0759 | 1 5024 | 1 6626 | 0 9421 | 1 3552 |
| | 15 | 1 8870 | 1 1175 | 1 5075 | 1 8186 | 1 0770 | 1 3499 |
| | 20 | 1 9622 | 1 2714 | 1 6510 | 1 9177 | 1 2426 | 1 5011 |
| | 25 | 2 0510 | 1 4433 | 1 7607 | 1 9871 | 1 3983 | 1 6713 |
| | 30 | 2 1582 | 1 6390 | 1 9544 | 2 0739 | 1 5750 | 1 8457 |
| | 35 | 2 2311 | 1 8187 | 2 1297 | 2 1449 | 1 7484 | 2 0314 |
| | 40 | 2 3004 | 2 0034 | 2 3113 | 2 1579 | 1 8793 | 2 1818 |
| | 45 | 2 3223 | 2 1520 | 2 4765 | 2 0581 | 1 9072 | 2 2141 |
| | 50 | 2 2119 | 2 1729 | 2 4925 | 1 9641 | 1 9295 | 2 2283 |
| | 55 | 2 1037 | 2 1838 | 2 4785 | 1 8734 | 1 9448 | 2 2555 |
| | 60 | 2 0045 | 2 1926 | 2 5116 | 1 7898 | 1 9577 | 2 2715 |
| MCVV HL-93 | 10 | 1 5872 | 1 0303 | 1 2939 | 1 3650 | 0 8437 | 1 1344 |
| | 15 | 1 4210 | 0 9590 | 1 1672 | 1 4167 | 0 9230 | 1 0734 |
| | 20 | 1 4097 | 0 9970 | 1 2071 | 1 4170 | 0 9734 | 1 1224 |
| | 25 | 1 4047 | 1 0419 | 1 2180 | 1 3951 | 1 0086 | 1 1795 |
| | 30 | 1 4106 | 1 0963 | 1 2827 | 1 3863 | 1 0527 | 1 2338 |
| | 35 | 1 3937 | 1 1332 | 1 3298 | 1 3680 | 1 0887 | 1 2902 |
| | 40 | 1 3758 | 1 1683 | 1 3765 | 1 3379 | 1 1137 | 1 3425 |
| | 45 | 1 3476 | 1 1933 | 1 4268 | 1 3055 | 1 1345 | 1 3901 |
| | 50 | 1 3167 | 1 2139 | 1 4695 | 1 2724 | 1 1525 | 1 4258 |
| | 55 | 1 2822 | 1 2289 | 1 4933 | 1 2376 | 1 1664 | 1 4690 |
| | 60 | 1 2487 | 1 2425 | 1 5440 | 1 2038 | 1 1788 | 1 5042 |
| MCVV Camión OHRD | 10 | 1 1978 | 0 8145 | 0 9857 | 1 0676 | 0 7259 | 0 9050 |
| | 15 | 1 1630 | 0 7908 | 0 9567 | 1 1301 | 0 7685 | 0 8637 |
| | 20 | 1 1649 | 0 7922 | 0 9899 | 1 0902 | 0 7413 | 0 8618 |
| | 25 | 1 1954 | 0 8129 | 1 0193 | 1 0793 | 0 7339 | 0 9016 |
| | 30 | 1 1681 | 0 9689 | 1 0743 | 1 0955 | 0 7449 | 0 9546 |
| | 35 | 1 1302 | 0 9510 | 1 0847 | 1 1026 | 0 9183 | 1 0481 |
| | 40 | 1 1020 | 0 9408 | 1 1036 | 1 0749 | 0 9111 | 1 0819 |
| | 45 | 1 0718 | 0 9281 | 1 1306 | 1 0416 | 0 8963 | 1 1074 |
| | 50 | 1 0431 | 0 9160 | 1 1552 | 1 0104 | 0 8821 | 1 1255 |
| | 55 | 1 0139 | 0 9025 | 1 1672 | 0 9804 | 0 8679 | 1 1523 |
| | 60 | 0 9869 | 0 8901 | 1 2022 | 0 9528 | 0 8549 | 1 1746 |

Tabla B.4 Factores de sesgo de carga viva e impacto resultantes para un TDPVP de 1587

| Puente | Momento máximo absoluto | | | Cortante máximo absoluto | | | |
|-----------------------|-------------------------|-------------|-------------|--------------------------|-------------|-------------|--------|
| | (1) | | (3) | (1) | | (3) | |
| | λ_L | λ_I | λ_L | λ_L | λ_I | λ_L | |
| MCVV HL-93 modificado | 10 | 0.6145 | 0.4164 | 0.5053 | 0.5361 | 0.3436 | 0.4490 |
| | 15 | 0.5493 | 0.3901 | 0.4557 | 0.5508 | 0.3754 | 0.4212 |
| | 20 | 0.5407 | 0.4053 | 0.4681 | 0.5460 | 0.3957 | 0.4370 |
| | 25 | 0.5349 | 0.4234 | 0.4693 | 0.5333 | 0.4099 | 0.4560 |
| | 30 | 0.5336 | 0.4454 | 0.4913 | 0.5262 | 0.4277 | 0.4740 |
| | 35 | 0.5241 | 0.4603 | 0.5066 | 0.5159 | 0.4423 | 0.4928 |
| | 40 | 0.5145 | 0.4745 | 0.5217 | 0.5016 | 0.4524 | 0.5100 |
| | 45 | 0.5014 | 0.4847 | 0.5382 | 0.4869 | 0.4609 | 0.5255 |
| | 50 | 0.4877 | 0.4930 | 0.5518 | 0.4723 | 0.4681 | 0.5365 |
| | 55 | 0.4729 | 0.4991 | 0.5584 | 0.4573 | 0.4738 | 0.5504 |
| | 60 | 0.4587 | 0.5046 | 0.5752 | 0.4430 | 0.4788 | 0.5613 |
| MCVV VCV | 10 | 0.9228 | 0.5075 | 0.7251 | 0.9270 | 0.5078 | 0.7497 |
| | 15 | 1.0476 | 0.5944 | 0.8288 | 0.9495 | 0.5282 | 0.6948 |
| | 20 | 1.0625 | 0.6136 | 0.8719 | 0.9474 | 0.5352 | 0.7196 |
| | 25 | 1.1869 | 0.7078 | 0.9844 | 0.9457 | 0.5430 | 0.7620 |
| | 30 | 1.1614 | 0.7009 | 1.0042 | 0.9584 | 0.5593 | 0.8084 |
| | 35 | 1.1378 | 0.6959 | 1.0271 | 0.9666 | 0.5733 | 0.8599 |
| | 40 | 1.0614 | 0.6510 | 0.9980 | 0.9667 | 0.5826 | 0.9111 |
| | 45 | 1.0549 | 0.6569 | 1.0458 | 0.9645 | 0.5906 | 0.9611 |
| | 50 | 1.0469 | 0.6618 | 1.0906 | 0.9608 | 0.5976 | 1.0042 |
| | 55 | 1.0360 | 0.6647 | 1.1230 | 0.9545 | 0.6029 | 1.0538 |
| | 60 | 1.0254 | 0.6677 | 1.1772 | 0.9477 | 0.6078 | 1.0985 |

B.3. Comparación de factores de sesgo de carga viva de las extrapolaciones (1) y (3)

En la figura B.1, como ejemplo se ilustra el factor de sesgo de carga viva obtenido de dividir la media poblacional esperada en veinte años (para un TDPVP de 1587) y el valor nominal de diseño para cada MCVV propuesto (*HS-20*, *HL-93*, *Camión OHBD*, *HL-93 modificado*, y *VCV*) como una opción para ser usados en el diseño de puentes en México. Donde (a) corresponde a la variable de diseño por flexión y (b) por cortante.

Las ordenadas de la figura B.1 se basan en el caso más desfavorable que corresponde al mayor factor de sesgo, obtenido éste de comparar los factores de sesgo resultantes para un mismo puente en las simulaciones (1) y (3).

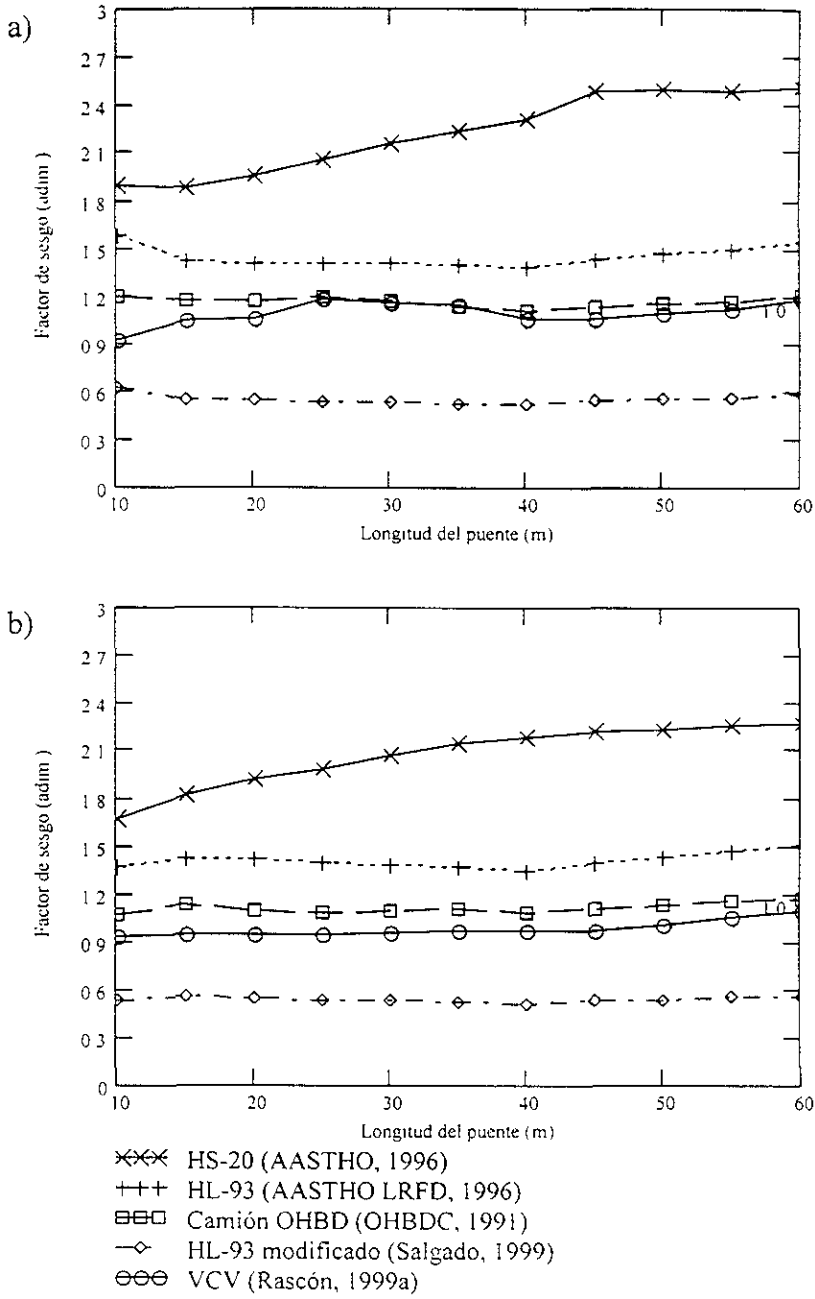


Figura B.1 Factores de sesgo obtenidos de utilizar los MCVV propuestos para el diseño de puentes en México.

Apéndice C

C.1. Análisis de confiabilidad para diseños específicos

El procedimiento necesario para un análisis de confiabilidad para un diseño específico en un modo de falla específico se describe en los pasos siguientes.

1. Defina la función de estado límite para el diseño y el modo de falla específicos, en términos de un número relevante de variables básicas X_i y de ser necesarias un número de constantes de diseño C_i .

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n, C_1, C_2, \dots) > 0. \quad (C.1)$$

La región de falla que divide la región segura de la región de falla, se obtiene de igualar la ecuación (C.1) con cero y resolverla para X .

2. Elija un valor inicial para el índice de seguridad β (ejemplo $\beta = 3$).
3. Asigne los valores iniciales de diseño de las variables básicas x_i^* igual a los valores medios m_i :

$$x_i^* = m_i \quad \forall i. \quad (C.2)$$

4. Calcule las derivadas parciales $a_i = \partial g / \partial x_i \quad \forall i$ en el punto definido por,

$$\underline{x}^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*). \quad (C.3)$$

5. Si las variables X_i no son normalmente distribuidas, calcule los parámetros σ_i^N y m_i^N de una distribución normal equivalente que tenga: la misma densidad de probabilidad y la misma probabilidad acumulativa; como en la variable básica original para el valor $X_i = x_i^*$ utilizando las ecuaciones (C.4) y (C.5),

$$\sigma_i^N = \frac{f^N \left[\Phi^{-1} \left(F_{x_i} (x_i^*) \right) \right]}{f_{x_i} (x_i^*)}, \quad (C.4)$$

$$m_i^N = x_i^* - \Phi^{-1} \left(F_{x_i} (x_i^*) \right) \sigma_i^N, \quad (C.5)$$

donde: $F_{x_i} (x_i^*)$ es la probabilidad acumulada de X_i en x_i^* ; $f_{x_i} (x_i^*)$ es la densidad de probabilidad de X_i en x_i^* ; $\Phi^{-1}(\cdot)$ es la función inversa de la distribución normal; $f^N(\cdot)$ es la función de densidad normal estándar.

6. Calcule los factores de sensibilidad (cosenos directores) $\alpha_i \quad \forall i$ donde

$$\alpha_i = \frac{a_i \sigma_i^N}{\left[\sum_{j=1}^{j=n} (a_j \sigma_j^N)^2 \right]^{1/2}}, \quad (C.6)$$

donde: σ_i^N es la desviación estándar de la variable básica original si ésta es normalmente distribuida, o si no lo es el valor dado por la ecuación (C.4).

7. Calcule nuevos valores de x_i^* de

$$x_i^* = m_i^N - \alpha_i \beta \sigma_i^N \quad \forall i. \quad (C.7)$$

Donde m_i^N y σ_i^N son respectivamente la media y desviación estándar originales de la variable básica si estas son normalmente distribuidas, o de lo contrario sus valores serán los obtenidos de las ecuaciones (C.5) y (C.4) respectivamente.

8. Repitan los pasos (4) al (7) hasta que la convergencia alcance los límites especificados, y así obtener los valores internos de x_i^N .
9. Evalúe $Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$.

10. Evalúe numéricamente $\partial\beta/\partial Z$ y calcule un mejor valor de β con,

$$\beta_{n+1} = \beta_n - Z_n \partial\beta/\partial Z. \quad (C.8)$$

Repita los pasos (4) al (10) hasta que $Z = 0$ con un especificado límite.

11. Calcule la probabilidad de falla hipotética de,

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad (C.9)$$

y su correspondiente confiabilidad con,

$$R = 1 - P_f. \quad (C.10)$$

Este procedimiento es solamente aplicable a una sola combinación de cargas. Si se tienen k cargas que varían con el tiempo, y sucesivas k combinaciones de cargas críticas a ser consideradas, el procedimiento descrito en los pasos (3) al (10) debe repetirse k veces usando las distribuciones transformadas apropiadas en cada carga que varíe con el tiempo, arrojando para cada valor de k un índice de confiabilidad β y el paso (11) antes descrito queda sustituido por:

- 11a. Estimar la probabilidad de falla total, considerando todas las posibles combinaciones de carga con:

$$P_f = \sum_{j=1}^{j=k} \Phi(-\beta), \quad (C.11)$$

así como su correspondiente confiabilidad con la ecuación (C.10).

Cabe señalar que la velocidad de convergencia de este procedimiento iterativo es rápida y su aplicación es general.

C.2. Diseños para un nivel de confiabilidad específico

Si se desea diseñar una estructura en particular para una confiabilidad objetivo dada, es necesario determinar los factores parciales de seguridad respectivos a cada variable básica incluida en el diseño. El procedimiento para determinar estos factores es aproximadamente el mismo al mostrado en la sección anterior con algunas excepciones. La estructura o elemento estructural primero deberá ser adecuado acorde con cualquier regla apropiada de diseño, y entonces uno de los parámetros seleccionado, Θ , puede ajustarse para obtener la confiabilidad objetivo (por lo general suele ser el valor medio de alguna de las variables básicas, lo más común es la de resistencia).

De llevar a cabo el procedimiento descrito en la sección anterior hasta el paso (9), el paso (2) queda remplazado por:

2a. Calcule el índice de confiabilidad usando la relación:

$$\beta_r = \Phi^{-1}(1 - R_r). \tag{C.12}$$

Donde R_r es la confiabilidad, $\Phi^{-1}(\cdot)$ es la función inversa de la distribución normal.

Mientras que los pasos (10) al (11) son remplazados por:

10a. Modifique el parámetro de diseño Θ y repita los pasos (4) al (10a) hasta que $Z = 0$ quede dentro de los límites especificados.

De los valores finales de x_i^* que definen los valores de diseño correspondientes al punto de falla localizado sobre la frontera de falla en el espacio de las variables básicas,

$$\underline{x}^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*), \tag{C.13}$$

se calculan los factores parciales de seguridad en función de los valores nominales de diseño X_i propuestos para cada variable para el diseño, de utilizar la expresión (E.b.3).

$$\gamma_i = \frac{x_i^*}{x_i}. \tag{C.14}$$

C.3. Tratamiento de múltiples modos de falla

Si una estructura o elemento estructural esta sujeto a un número, ℓ , de posibles modos de falla (ejemplo: flexión y cortante) la confiabilidad global en un diseño estructural particular deberá ser estimado utilizando la relación aproximada,

$$R = 1 - \sum_{k=1}^{K=\ell} \Phi(-\beta_k). \tag{C.15}$$

Donde β_k es el índice de confiabilidad asociado con el k-esimo modo de falla obtenido de los pasos 1 al 10 anteriormente descritos; generalmente para cada posible modo de falla es necesario especificar una función de estado límite diferente.

Para propósitos de diseño con una confiabilidad objetivo específica, es necesario modificar el parámetro de diseño, Θ , o un número de tales parámetros, de tal manera que R definida por la ecuación (C.15) sea igual a la confiabilidad objetivo.

C.4. Manual de usuario del programa SRADP v.1.2.b.

En este inciso se presenta la descripción detallada del contenido en un archivo de datos de entrada, en la utilización de SRADP v.1.2.b. En esta descripción (n) representa el número de línea en el archivo de entrada.

- (1) $NCASES$
- (2) Encabezado del problema – Un máximo de 72 caracteres.
- (3) $PROB \ N \ NG \ NLRFD \ BTA \ B \ T$
- (4) $(TYPE)_i \ (DIST)_i \ (\bar{X}/X_n)_i \ (C)_i$
 $\vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \vdots$
 (N líneas , una por cada variable X)
 $\vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \vdots$
- ($N+1$) $X_{n_1} \ X_{n_2} \ X_{n_3} \ \dots \ X_{n_n}$
 $\vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \dots \quad \quad \quad \vdots$
 ($NLRFD$ líneas, una por cada situación de diseño)
 $\vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \dots \quad \quad \quad \vdots$
- ($N + NLRFD + 1$) Pueden repetirse las líneas (2)–($N + 1$) un total de $NCASES$

Donde:

- $NCASES$ = Número de problemas, donde un problema esta definido por un grupo de variables X y sus parámetros estadísticos (no hay límite)
- $PROB$ = $ANALYS$ - Calcula β para una situación de diseño.
 = $DESIGN$ - Calcula los factores parciales para cada una de las variables X dada una β .
- N = Número de variables X en la ecuación de estado límite.
- NG = Asignación del tipo de ecuación de estado límite.
 = 1 corresponde a la ecuación (5.48)
 = 2 corresponde a la ecuación (5.49)
 = 3 corresponde a la ecuación (5.50)
 = 4 corresponde a la ecuación (5.51)
- $NLRFD$ = Número de situaciones de diseño en el problema (no hay límite)
- BTA = Índice de confiabilidad β . Si $PROB = ANALYS$, BTA es un valor inicial esperado en la solución de $g(\beta) = 0$; si $PROB = DESIGN$, BTA es la confiabilidad objetivo en la determinación de los factores parciales de seguridad.
- B, T = Constantes. Si $NG = 1$, estos no son necesarios. Si $NG = 2$, B es la constante apropiada en la ecuación (5.49). Si $NG = 3$, B, T = Ancho y espesor respectivamente de un muro de mampostería, problema que se describe en la sección 5.2.

- $(TYPE)_i$ = Descripción de referencia del usuario para la variable X_i , Un máximo de 6 caracteres.
- $(DIST)_i$ = Distribución de probabilidad de X_i
= *NORMAL* - Distribución Normal
= *LOGNOR* - Distribución Lognormal
= *GAMMA* - Distribución Gamma
= *GUMBEL* - Valores extremos Tipo I
= *FRECHE* - Valores extremos Tipo II
= *WEIBUL* - Valores extremos Tipo III
- $(\bar{X}/X_n)_i$ = Relación de la media y el valor nominal (factor de sesgo)
- $(C)_i$ = Coeficiente de variación
- $X_{n_1}, X_{n_2}, X_{n_3}, \dots, X_{n_i}$ = Valores nominales de resistencia y cargas que definen cada situación de diseño.

C.5. Ejemplo del programa SRADP v.1.2.b. en un Análisis de Confiabilidad

Siguiendo el ejemplo numérico planteado en la sección 5.1., se presentan el archivo de entrada y los de salida (.BTA, .CHK y .OUT) correspondiente a un análisis utilizando la información básica cuando $A = 20$ con el objetivo de determinar el índice de confiabilidad beta utilizando el programa SRADP v.1.2.b.

En la figura C.1 se ilustra el archivo de entrada, mientras que en la figura C.2 se ilustra los mensajes durante la ejecución del programa.

```

ANALYS_A_20.txt - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ayuda

1
* Ejemplo numerico cuando A = 20 *
ANALYS 2 1 1 3 5
RESIST NORMAL 1 0.0426
MUERTA NORMAL 1 0.0813
80.1114 63.3013
    
```

Figura C.1 Archivo de entrada para un Análisis cuando $A = 20$.

```

C:\WINNT\System32\cmd.exe

*****> Structural Reliability Analysis and Design Program <*****
***** S.R.A.D.P. v.1.2.b. *****
***** Author: Bruce Ellingwood et. al., June 1980 *****
***** Modified: Abraham Diaz de Leon Benard, august 2001 *****
*****<*****

****>PROGRAMA DE ANALISIS DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL<****

NOMBRE DEL ARCHIVO DE ENTRADA>ANALYS_A_20.TXT

EJECUTANDO EL ANALISIS DE TIPO -ANALYS
CASO ---> 1
Ejemplo numerico cuando A = 20
  BETA    P.F.
  2.72    0.32
SITUACION 1 TERMINADO

EL PROCESO HA TERMINADO, TOTAL DE CASOS = 1 -----> FIN

Presione una tecla para continuar . . .
    
```

Figura C.2 Análisis con SRADP v.1.2.b. cuando $A = 20$.

Como se puede observar de la figura C.2, resulta sencillo identificar el índice de confiabilidad beta, así como el porcentaje de probabilidad de falla correspondiente, sin la necesidad de revisar alguno de los archivos de salida.

En la figura C.3 se ilustra el contenido del archivo de salida .BTA, en el se encuentra un resumen de los casos y situaciones del análisis realizado, así como los índices de confiabilidad beta obtenidos con su respectiva probabilidad de falla. En este caso, debido a la sencillez de problema, no se aprecia el formato que este ha tomado. En los análisis realizados para esta investigación fue de suma importancia el formato de éste, ya que era necesario ligar los archivos de salida para su post-procesado, debido a la gran cantidad de información y la posibilidad de utilizar herramientas como Mathcad v.2001.

```

ANALYS_A_20.BTA - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ayuda
===== = RESULTADOS = =====
CASO 1 SITUACION 1 DESIGN CON BETA = 2.72 PROBABILIDAD DE FALLA = 0.32 %
    
```

Figura C.3 Archivo .BTA del Análisis cuando A = 20.

En la figura C.4 se ilustra el contenido del archivo .OUT, en él se pueden comparar de forma rápida la información básica del archivo de entrada con la utilizada durante la ejecución del programa además de mostrar los valores de diseño correspondientes al punto de falla, para cada caso y situación de análisis llevado a cabo.

```

ANALYS_A_20.OUT - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ayuda
EN TOTAL = 1 CASOS
=====
CASO N. - 1
----->ENTRADA<-----
SITUACION N. - 1
t.v.b. t.dist.  Xn      media  desv.st  u(i)    k(i)
RESIST NORMAL  80.1114  80.1114  3.412  0.0000  0.0000
MUERTA NORMAL  63.3013  63.3013  5.146  0.0000  0.0000
----->RESULTADOS<-----
DESIGN CON BETA = 2.72 PROBABILIDAD DE FALLA = 0.32 %
t.v.b. t.dist.  x*      Xn      media  desv.st  In/Xn  u(i)    k(i)
RESIST NORMAL  74.9770  80.1114  80.1114  3.4127  1.0000  0.0000  0.0000
MUERTA NORMAL  74.9770  63.3013  63.3013  5.1464  1.0000  0.0000  0.0000
    
```

Figura C.4 Archivo .OUT del Análisis cuando A = 20.

En la figura C.5 se ilustra el contenido del archivo .CHK, en él se presenta un resumen global del seguimiento del algoritmo conforme se ejecuta el programa SRADP. Este archivo fue creado con la intención de identificar (de ocurrir) errores en la ejecución del programa así como los mismos durante la convergencia de la solución de alguna situación relacionada con un caso.

Debido a la complejidad de problemas que SRADP es capaz de resolver, el formato de salida de este archivo se presenta por caso y situación conforme se ejecuta el análisis. Desplegando al inicio de cada caso la información básica de entrada que utilizaran las situaciones durante su ejecución, seguido para cada situación presentara la información básica utilizada realmente así como el seguimiento del algoritmo conforme cada situación se resuelve, donde finalmente terminadas las situaciones presenta un resumen del resultado por caso analizado.

Del seguimiento del algoritmo en el archivo .CHK es posible observar el nivel de aproximación logrado según sea el caso (cuando estabiliza el vector al punto de falla sobre la región de falla o cuando optimiza beta al origen de la función de probabilidad conjunta) y verificar al mismo tiempo la rapidez de convergencia de la solución al observar el número de pasos realizados.

```

ANALYS_A_20.CHK - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ayuda
EN TOTAL = 1 CASOS
*****
CASO N.- 1
***** ->ENTRADA<- *****
Ejemplo numerico cuando A = 20
PROB      N      NG      NLRED      BTA
ANALYS    2      1      1      3.500
TIPO      DIST
RESIST    NORMAL  1 0000000  0 0426000
MUERTA    NORMAL  1 0000000  0 0813000
SITUACION N.- 1
***** ->PARAMETROS<- *****
t.v.b.  t.dist.  Xn      media  desv.st  u(i)    k(i)
RESIST  NORMAL  80.1114  80.1114  3.412  0.0000  0.0000
MUERTA  NORMAL  63.3013  63.3013  5.146  0.0000  0.0000
***** ->ANALISIS DE CONFIABILIDAD<- *****
PASO 1 -> CALCULO DE PARAMETROS ESTADISTICOS *** TERMINADO ***
PASO 2 -> INICIALIZANDO BETA Y PUNTOS DE FALLA *** TERMINADO ***
PASO 3 -> DERIV. PARC. DE Xn Y EVALUANDO G(X*) *** TERMINADO ***
PASO 4 -> DESV. Y MEDIAS EQUIVALENTES NORMALES *** TERMINADO ***
PASO 5 -> COSENO DIRECTORES AL PUNTO DE FALLA *** TERMINADO ***
Beta= 3.50 G = 16.81 paso n. 1 ERR-> 8.98 % V.B n. 1
Beta= 3.50 G = -4.80 paso n. 2 ERR-> 0.00 % V.B n. 2
PASO 6 -> VECT. DEL PUNTO DE FALLA ESTABILIZADO *** TERMINADO ***
Beta= 3.50 G = -4.80 paso n. 0
Beta= 2.72 G = 0.00 paso n. 1 Z=dB/dZ-> 0.78
Beta= 2.72 G = 0.00 paso n. 2 Z=dB/dZ-> 0.78
Beta= 2.72 G = 0.00 paso n. 1
PASO 3 -> DERIV. PARC. DE Xn Y EVALUANDO G(X*) *** TERMINADO ***
PASO 4 -> DESV. Y MEDIAS EQUIVALENTES NORMALES *** TERMINADO ***
PASO 5 -> COSENO DIRECTORES AL PUNTO DE FALLA *** TERMINADO ***
Beta= 2.72 G = 0.00 paso n. 1 ERR-> 0.00 % V.B n. 2
PASO 6 -> VECT. DEL PUNTO DE FALLA ESTABILIZADO *** TERMINADO ***
Beta= 2.72 G = 0.00 paso n. 0
Beta= 2.72 G = 0.00 paso n. 1 Z=dB/dZ-> 0.00
Beta= 2.72 G = 0.00 paso n. 2 ERR-> 0.00%
PASO 7 -> CAL. DE BETA Y PROBABILIDAD DE FALLA *** TERMINADO ***
***** ->RESULTADOS<- *****
DESIGN CON BETA = 2.72 PROBABILIDAD DE FALLA = 0.32 %
t.v.b.  t.dist.  x*      Xn      media  desv.st  Xn/Xn  u(i)  k(i)
RESIST  NORMAL  74.9770  80.1114  80.1114  3.4127  1.0000  0.0000  0.0000
MUERTA  NORMAL  74.9770  63.3013  63.3013  5.1464  1.0000  0.0000  0.0000
*****

```

Figura C.5 Archivo .CHK del Análisis cuando A = 20.

Debido a la manera como se manejan los términos “casos” y “situaciones” en el programa SRADP puede resultar confuso, se definen como situaciones a los distintos modos de falla (ejemplo: cortante, flexión). Un caso representa un conjunto de situaciones o modos de falla, siendo el resultado final de un índice de confiabilidad beta global representativo del diseño analizado obtenido de la transformar la suma de las probabilidades de falla de cada modo de falla al correspondiente índice de confiabilidad beta (véase la sección C.3 de este mismo Apéndice).

Con SRADP lo anterior se lleva a cabo en una misma ejecución del programa, siempre y cuando, la información básica del caso sea la misma para cada situación de análisis. En los análisis realizados en este trabajo, no se considero similar la información básica de cada caso (puente de cierta longitud) para las distintas situaciones como frecuentemente se acostumbra, debido a la posibilidad de incurrir en un error en los análisis (véase el sección 5.3.4). Por lo que se analizaron las situaciones (Momento o Cortante) por separado

considerando éstas casos separados, y de los resultados con ayuda de Mathcad v.2001 se calcularon los índices de confiabilidad beta globales para cada puente.

C.6. Ejemplo del programa SRADP v.1.2.b. en un Diseño de Confiabilidad

El lograr que un diseño estructural garantice una seguridad específica durante un intervalo de tiempo, involucra la aplicación de factores parciales de seguridad a cada una de las variables básicas incluidas en el diseño.

En este inciso se trata el mismo ejemplo numérico resuelto en la sección 5.1.1.3 cuando se explica el método de confiabilidad Nivel I. Donde se eligen como valores nominales de diseño la media poblacional resultado de una extrapolación a 20 años de las cargas y resistencias; por lo que en el archivo de entrada (Figura C.6) de éste problema, para ambas variables básicas se tiene un valor de uno en el factor de sesgo, \bar{X}/X_n . Como se puede observar la única modificación en el archivo de entrada ha sido el cambiar el tipo de problema de *ANALYS* por *DESIGN*.

En la figura C.6 se ilustra el archivo de entrada utilizado para el diseño antes especificado, seguido por la figura C.7 que ilustra los mensajes en pantalla durante la ejecución del programa SRADP v.1.2.b.

```

DESIGN_A_20.txt - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ayuda

1
Ejemplo numerico cuando A = 20
DESIGN 2 1 1 3.5
RESIST NORMAL 1. 0.0426
MUERTA NORMAL 1. 0.0813
80.1114 63 3013
    
```

Figura C.6 Archivo de entrada para un Diseño cuando A = 20.

```

C:\WINNT\System32\cmd.exe
*****> Structural Reliability Analysis and Design Program <*****
***** S.R.A.D.P. v.1.2.b. *****
***** Author: Bruce Ellingwood et. al., June 1980 *****
***** Modified: Abraham Diaz de Leon Benard, August 2001 *****
*****>PROGRAMA DE ANALISIS DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL<****
NOMBRE DEL ARCHIVO DE ENTRADA>DESIGN_A_20.TXT

EJECUTANDO EL ANALISIS DE TIPO =DESIGN
CASO ---> 1
Ejemplo numerico cuando A = 20
DESIGN CON BETA = 3.50 PROBABILIDAD DE FALLA = 0.02 %
t.v.b. t.dist. x* Xn f.p.s.
RESIST NORMAL 78.0168 85.3560 0.914
MUERTA NORMAL 78.0119 63.3013 1.232

SITUACION 1 TERMINADO
EL PROCESO HA TERMINADO, TOTAL DE CASOS = 1 -----> FIN
    
```

Figura C.7 Diseño con SRADP v.1.2.b. cuando A = 20.

Como se puede observar de la figura C.7, son necesarios factores parciales de seguridad para la resistencia y carga con valores de 0.914 y 1.232, respectivamente. Además de resultar para ambas variables básicas los mismo puntos de falla, también se puede observar como el valor nominal de la resistencia fue modificado para alcanzar el nivel de seguridad especificado en un principio. Esto último de lo explicado en la sección 5.1.1.3, donde el parámetro a ser modificado a lo largo del diseño es la media de la resistencia; lo cual se logra entender desde el punto de vista que trae consigo el formato de diseño con factores parciales de seguridad (ecuación 5.2). Que tiene como objetivo el hacer evidente que por lo menos la resistencia debe satisfacer la división de la suma de la combinación de cargas factorizadas entre el factor de resistencia, lo cual aumenta el valor nominal de resistencia propuesto al verdadero utilizado finalmente durante el diseño garantizando para éste la seguridad especificada. Lo anterior se puede observar en la figura C.9.

El la figura C.8 se ilustra el contenido del archivo .BTA, en el se resumen en forma ordenada por caso y situación los factores parciales obtenidos para cada variable básica incluida en el diseño.

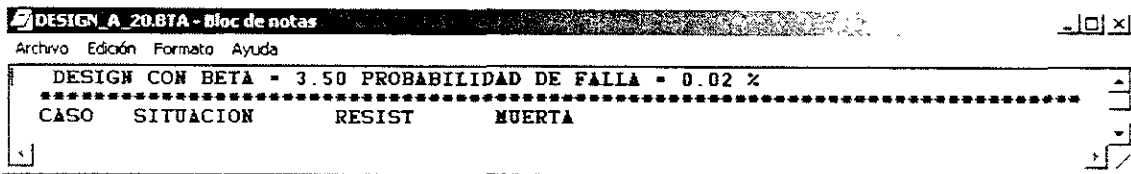


Figura C.8 Archivo .BTA del Diseño cuando A = 20.

En la figura C.9 se ilustra el contenido del archivo .OUT, en el se resume la información básica del archivo de entrada así como los resultados de manera similar a un análisis realizado con SRADP.

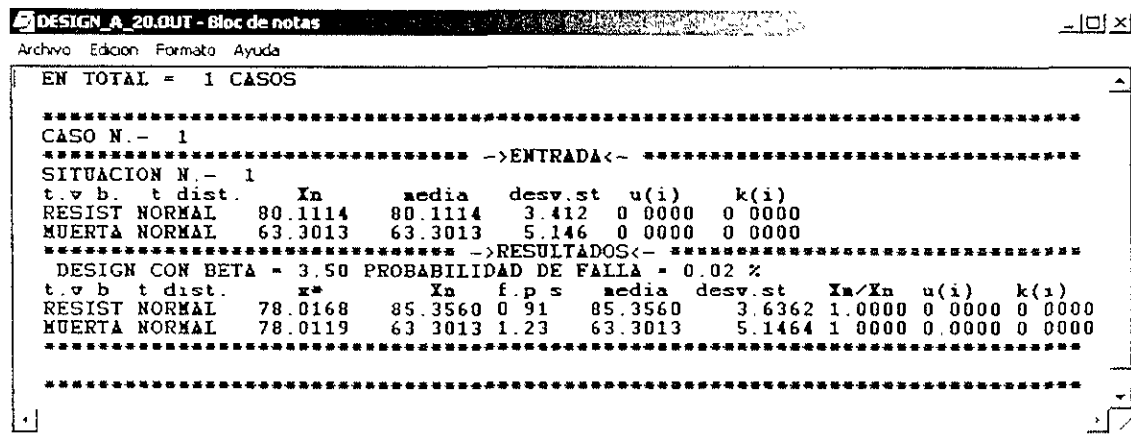


Figura C.9 Archivo .OUT del Diseño cuando A = 20.

En la figura C.10 se ilustra el contenido del archivo .CHK cuando se resuelve un problema de diseño. En contraste al obtenido de un análisis, este presenta un número mayor de iteraciones en el calculo de los factores parciales de seguridad; debido a que la optimización se lleva acabo en la búsqueda del valor nominal de resistencia en combinación con las otras variables nominales de diseño que logren que la función

$g(\cdot) = 0$, lo cual se realiza a prueba y error con aumentos y disminuciones del 10% del valor nominal de la resistencia, según sea el caso, cuando se evalúa la función de estado límite localizando así el vector de falla sobre la frontera de falla.

```

DESIGN_A_20.CHK - Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ayuda
EM TOTAL = 1 CASOS
*****
CASO N.- 1
***** ->ENTRADA<- *****
Ejemplo numerico cuando A = 20
PROB      N      NG      MLRFD      BTA
DESIGN    2      1      1      3 500
TIPO      DIST
RESIST    NORMAL      1 0000000      0 0426000
MUERTA    NORMAL      1 0000000      0 0813000
SITUACION N.- 1
***** ->PARAMETROS<- *****
t.v.b.  t.dist.  Xn      media  desv.st  u(i)  k(i)
RESIST  NORMAL  80.1114  80.1114  3.412  0.0000  0.0000
MUERTA  NORMAL  63.3013  63.3013  5.146  0.0000  0.0000
***** ->ANALISIS DE CONFIABILIDAD<- *****
PASO 1 -> CALCULO DE PARAMETROS ESTADISTICOS *** TERMINADO ***
PASO 2 -> INICIALIZANDO BETA Y PUNTOS DE FALLA *** TERMINADO ***
PASO 3 -> DERIV. PARC. DE Xn Y EVALUANDO G(X*) *** TERMINADO ***
PASO 4 -> DESV. Y MEDIAS EQUIVALENTES NORMALES *** TERMINADO ***
PASO 5 -> COSENOs DIRECTORES AL PUNTO DE FALLA *** TERMINADO ***
Beta= 3.50 G = 16.81 paso n. 1 ERR-> 8.98 % V.B n. 1
Beta= 3.50 G = -4.80 paso n. 2 ERR-> 0.00 % V.B n. 2
PASO 6 -> VECT. DEL PUNTO DE FALLA ESTABILIZADO *** TERMINADO ***
Beta= 3.50 G = -4.80 paso n. 1
PASO 3 -> DERIV. PARC. DE Xn Y EVALUANDO G(X*) *** TERMINADO ***
PASO 4 -> DESV. Y MEDIAS EQUIVALENTES NORMALES *** TERMINADO ***
PASO 5 -> COSENOs DIRECTORES AL PUNTO DE FALLA *** TERMINADO ***
Beta= 3.50 G = -4.80 paso n. 1 ERR-> 8.55 % V.B n. 1
Beta= 3.50 G = 2.53 paso n. 2 ERR-> 0.00 % V.B n. 2
PASO 6 -> VECT. DEL PUNTO DE FALLA ESTABILIZADO *** TERMINADO ***
Beta= 3.50 G = 2.53 paso n. 2 ERR-> 3.23%
PASO 3 -> DERIV. PARC. DE Xn Y EVALUANDO G(X*) *** TERMINADO ***
PASO 4 -> DESV. Y MEDIAS EQUIVALENTES NORMALES *** TERMINADO ***
PASO 5 -> COSENOs DIRECTORES AL PUNTO DE FALLA *** TERMINADO ***
Beta= 3.50 G = 2.53 paso n. 1 ERR-> 3.03 % V.B n. 1
Beta= 3.50 G = 0.00 paso n. 2 ERR-> 0.00 % V.B n. 2
PASO 6 -> VECT. DEL PUNTO DE FALLA ESTABILIZADO *** TERMINADO ***
Beta= 3.50 G = 0.00 paso n. 2 ERR-> 0.01%
PASO 7 -> CAL. FACTORES PARCIALES DE SEGURIDAD *** TERMINADO ***
***** ->RESULTADOS<- *****
DESIGN CON BETA = 3.50 PROBABILIDAD DE FALLA = 0.02 %
t.v.b.  t.dist.  x*      Xn      f.p.s.  media  desv.st  Xn/Xn  u(i)  k(i)
RESIST  NORMAL  78.0168  85.3560  0.91  85.3560  3.6362  1.0000  0.0000  0.0000
MUERTA  NORMAL  78.0119  63.3013  1.23  63.3013  5.1464  1.0000  0.0000  0.0000
*****

```

Figura C.10 Archivo .CHK del Diseño cuando A = 20.

C.7. Índices de confiabilidad beta relacionados a cada modo de falla

En la figura C.11 se ilustran los índices de confiabilidad β , correspondientes a un diseño donde los modos de falla son por flexión (a) y por cortante (b), resultantes de utilizar cada MCVV propuestos como una opción para México.

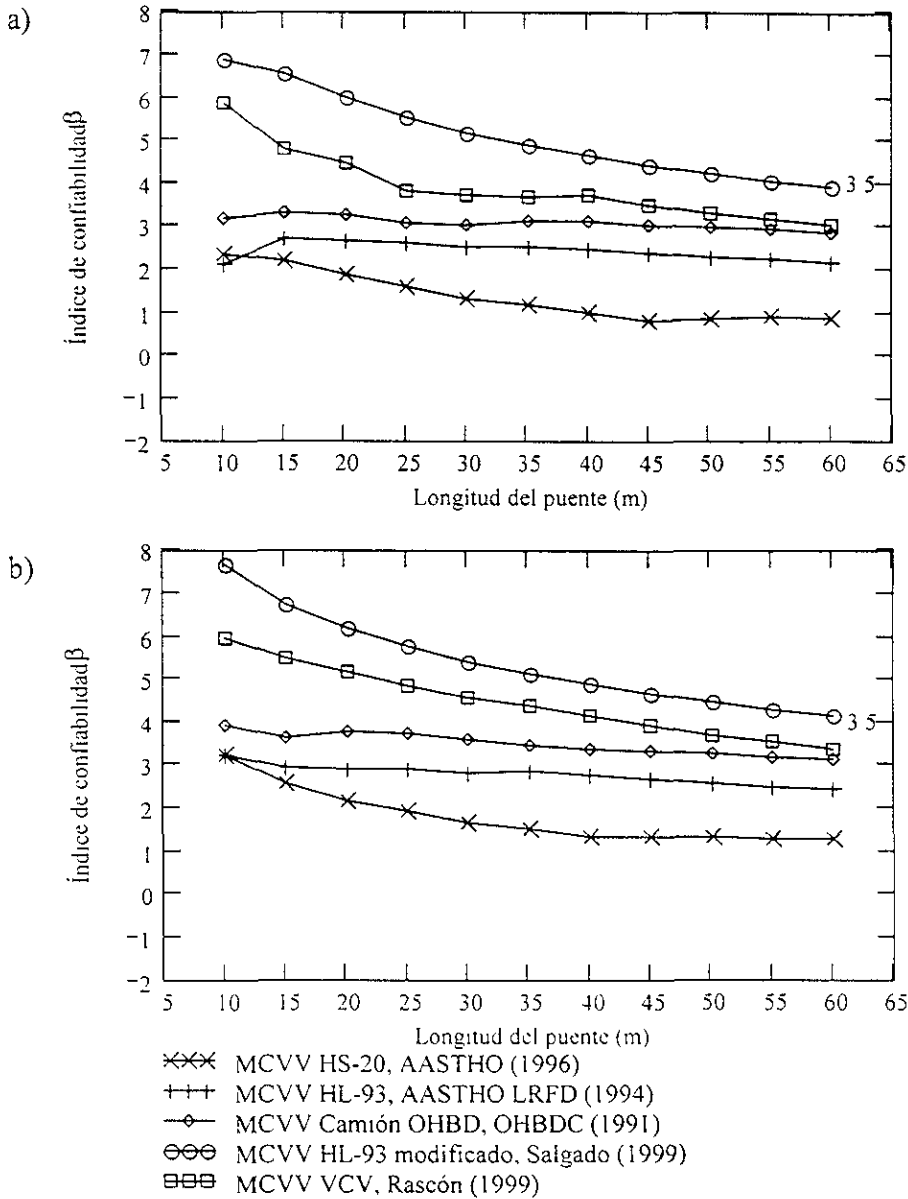


Figura C.11 Índices de confiabilidad β respectivo a cada modo de falla resultado de cada MCVV propuestos para México cuando TDPVP es 1587 y el PVP es 35 %.

En ésta figura, los índices de confiabilidad β corresponden al mínimo obtenido de comparar los resultantes de los análisis de confiabilidad llevados a cabo con parámetros estadísticos poblacionales de las extrapolaciones (1) y (3), siendo la condición de tránsito

vehicular dada por un TDPVP de 1587 y un porcentaje de vehículos pesados del 35 % en un carril y sentido.

Como ejemplo de lo anterior, la figura C.12 ilustra los índices de confiabilidad β para el modo de falla por flexión (a) y por cortante (b), obtenidos de utilizar el MCVV HL93 para las extrapolaciones (1) y (3); donde la extrapolación (1) corresponde al escenario de tránsito uno a uno de vehículos pesados, mientras que la extrapolación (3) corresponde al congestionamiento del tránsito de uno o más vehículos ligeros o pesados.

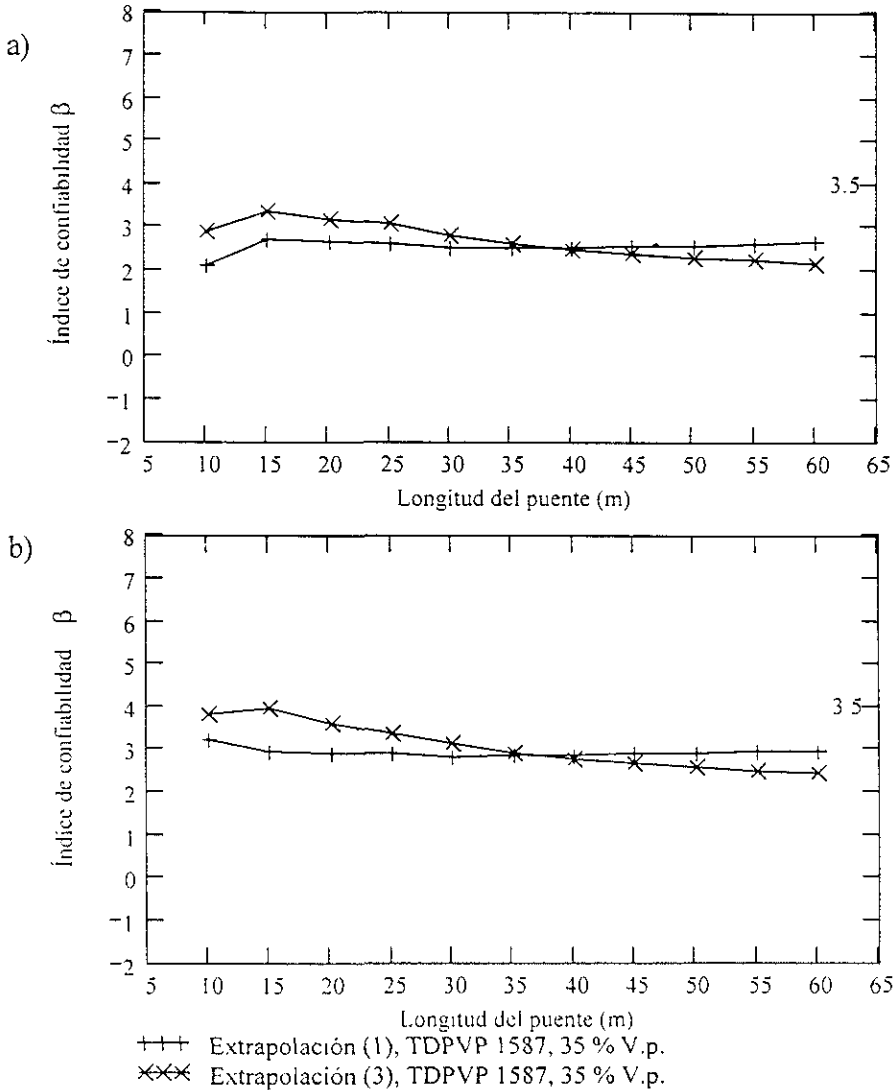


Figura C.12 Índices de confiabilidad β de las extrapolaciones (1) y (3) respectivo a cada modo de falla resultado de utilizar el MCVV HL-93 cuando TDPVP es 1587 y el PVP es 35 %.

C.8. Factores de sesgo de carga viva de cada MCVV propuesto para México

En la figura C.13 se ilustran los factores de carga viva, correspondientes a las variables de diseño por flexión (a) y por cortante (b), resultantes de utilizar cada MCVV propuestos como una opción para México.

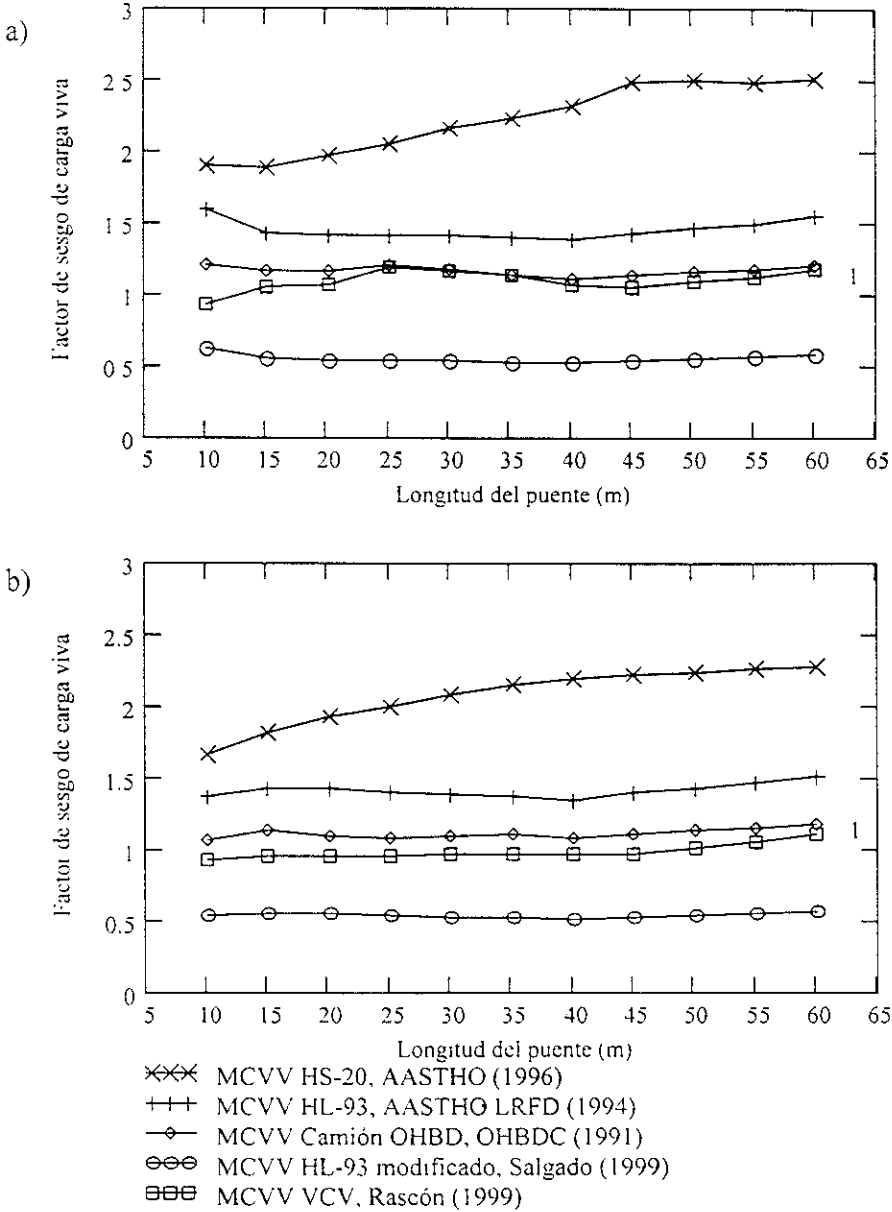


Figura C.13 Factores de sesgo de carga viva respectivo a cada variable de diseño resultado de cada MCVV propuestos para México cuando TDPVP es 1587 y el PVP es 35 %.

En ésta figura, los factores de sesgo de carga viva corresponden al máximo obtenido de comparar los resultantes de utilizar la media poblacional pronosticada en 20 años de carga

viva de las extrapolaciones (1) y (3), siendo la condición de tránsito vehicular dada por un TDPVP de 1587 y un porcentaje de vehículos pesados del 35 % en un carril y sentido.

Como ejemplo de lo anterior, la figura C.14 ilustra los factores de sesgo para la variable de diseño por flexión (a) y por cortante (b), obtenidos de utilizar el MCVV HL93, para las extrapolaciones (1) y (3); donde la extrapolación (1) corresponde al escenario de tránsito uno a uno de vehículos pesados, mientras que la extrapolación (3) corresponde al congestionamiento del tránsito de uno o más vehículos ligeros o pesados.

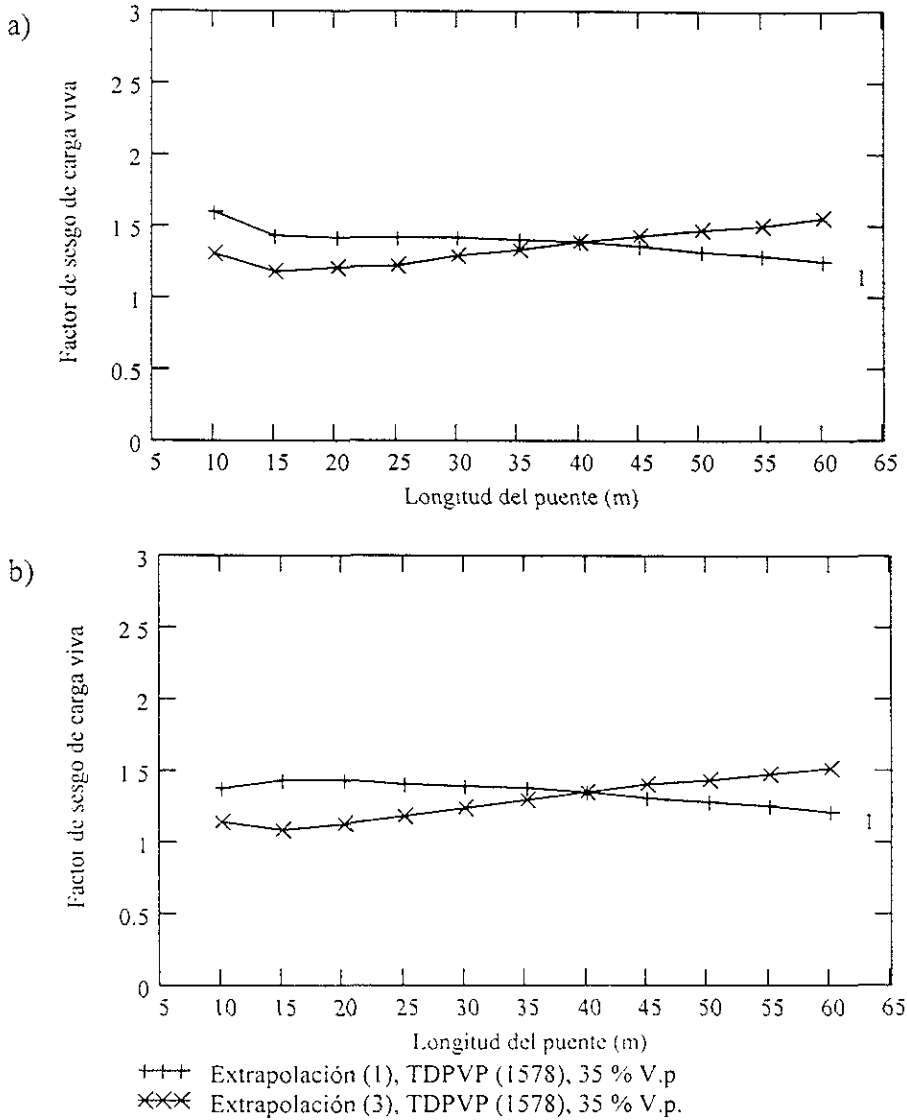


Figura C.14 Factores de sesgo de las extrapolaciones (1) y (3) respectivo a cada variable de diseño resultado de utilizar el MCVV HL-93 cuando TDPVP es 1587 y el PVP es 35 %.

C.9. Cociente del valor nominal de diseño y valor característico de carga viva

Del conocimiento que algunos MCVV son propuestos de ajustes sobre los valores característicos (x_N). En la figura C.15, se ilustra el cociente obtenido de dividir el valor característico entre el valor nominal de diseño (x_n) de carga viva, resultado de cada MCVV recomendado como una posible opción para ser usados en el diseño de puentes en México.

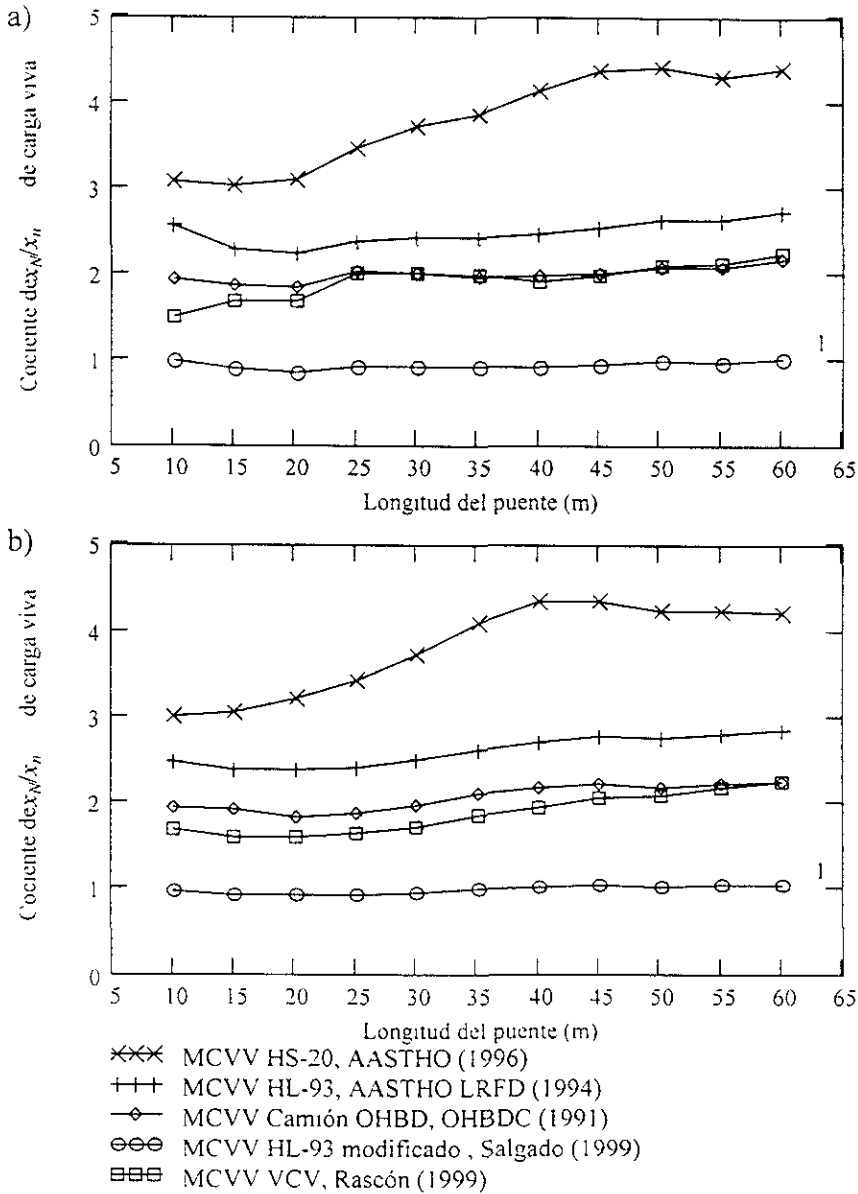


Figura C.15 Cocientes de (x_N / x_n) de carga viva respectivo a cada variable de diseño resultado de cada MCVV propuestos para México cuando TDPVP es 1587 y el PVP es 35 %.

En ésta figura, (a) corresponde a la variable de diseño por flexión y (b) por cortante. Al igual que en la sección anterior las ordenadas de la figura C.15 se basaron en el caso más

desfavorable, que corresponde al mayor de los cocientes, obtenidos de comparar los resultantes para un mismo puente en las extrapolaciones (1) y (3). Siendo la condición de tránsito vehicular (de donde provienen los valores característicos, x_N) dada por un TDPVP de 1587 y un porcentaje de vehículos pesados del 35 % en un carril y sentido.

En la figura C.15 podemos observar que el MCVV *HL-93 modificado* es el que mejor representa un ajuste de valores característicos, en el entendido que este se logra cuando el cociente toma valores muy cercanos a uno. No obstante, de la sección 5.3.1 se observa que éste MCVV resulta ser conservador ya que de los resultados de los análisis de confiabilidad se presentaron índices de confiabilidad β globales por arriba del índice de confiabilidad β objetivo de 3.5.

Cabe hacer la observación que el MCVV VCV se asemeja al MCVV camión OHBD. No obstante el MCVV VCV presenta variaciones significativas en el grupo de estructuras elegidas, las cuales se ven reflejadas en los factores de sesgo al igual que en los índices de confiabilidad β globales. De los resultados de los análisis de confiabilidad relacionados con el MCVV VCV (sección 5.3.1), los índices de confiabilidad β globales en puentes de longitudes inferiores a 25 metros se encuentran alejados del índice de confiabilidad β objetivo, se concluye que la manera en la que se propusieron los factores de carga viva para el MCVV VCV en todos los estados límite del código AASTHO LRFD (1994) no fue la adecuada.

C.10. Observaciones al MCVV VCV y la utilización de factores de sitio

A continuación en la figura C.16, se presenta un acercamiento a la figura 5.13b que permite apreciar mejor los resultados. Se recuerda que estos resultados corresponden a una composición de un 35% de vehículos pesados. De la figura C.16 se concluye que el tratar de abarcar un grupo de estructuras y todas las condiciones de tránsito con una sola configuración de MCVV puede no resultar económico, se requiere un estudio de costo-beneficio para determinar el impacto que esto tiene.

En la figura C.17, se comparan los índices de confiabilidad β globales resultantes de utilizar los MCVV propuestos para México y el MCVV HL-93 con factores de sitio para las condiciones de TDPVP de 3500, y 50. Se puede observar que el MCVV VCV podría considerarse bueno a partir de los 25 metros, no obstante, la revisión de este MCVV solo se realizó para el estado límite por capacidad última en una combinación básica de cargas utilizando la configuración de cargas y el factor de carga viva para caminos tipo como A, B y C. Por lo que, se recomienda (si se pretende adoptar este modelo para fines de diseño o evaluación de puentes) estudiar esta propuesta con mayor detalle para otros estados límite y combinaciones de carga, asimismo la configuración de cargas y el factor de carga viva propuestos para los caminos tipo D. La utilización del MCVV VCV en la evaluación de puentes inferiores a 25 metros traería como resultado el que se subestimara la resistencia, como se puede observar de la figura C.17, al reportarse índices de confiabilidad β globales significativamente superiores al índice de confiabilidad β objetivo.