



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ciencias (Estructuras)

CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE MODELO DE PREDICCIÓN DE VIDA ÚTIL A FATIGA PARA PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO

Opción de titulación  
**Tesis**

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de Maestría en Ciencias (Estructuras)

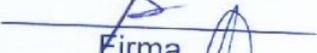
**Presenta:**  
Jesús Justo Álvarez Calderón

Dirigido por:  
Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández  
Presidente

  
Firma

Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras  
Secretario

  
Firma

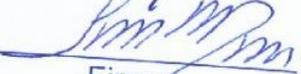
Dr. Jaime Moisés Horta Rangel  
Vocal

  
Firma

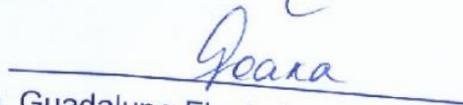
Dr. Carlos Santiago López Cajún  
Suplente

  
Firma

Dr. José Luis Reyes Araiza  
Suplente

  
Firma

  
Dr. Aurelio Domínguez González  
Director de la Facultad de Ingeniería

  
Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña  
Directora de Investigación y Posgrado

## RESUMEN

Los puentes son elementos muy importantes en la red carretera, por lo tanto el estado y las condiciones estructurales deben ser evaluados para ofrecer confiabilidad y seguridad a los usuarios. El propósito de este trabajo de investigación es el calibrar y validar el modelo sistematizado de predicción de vida útil a fatiga para puentes de edad avanzada con vigas de concreto presforzado simplemente apoyadas y de sección continua. Este modelo es un módulo que se adicionará a los ya existentes del software denominado DEEFEP (Diagnostico Estadístico, Efectos de fatiga y Extremos en puentes), el cual ha sido desarrollado por varios estudiantes y profesores de la Facultad de Ingeniería de la UAQ, basándose en los efectos de fatiga de los cables de presfuerzo y la propagación de grietas en el concreto. Para la calibración y validación se tomaron tres casos de estudio de puentes reales que fueron reforzados por inminente peligro de colapso ante fallas relacionadas con la fatiga, a los cuales se les aplicó la metodología del modelo de predicción. Para conocer las cargas vehiculares o cargas cíclicas que son las responsables de producir el efecto de fatiga sobre las vigas del puente, se realiza la simulación de escenarios de tráfico por el método Monte Carlo utilizando el módulo de tráfico simulado del DEEFEP y los datos viales de clasificación por tipo de vehículo y tránsito promedio diario anual (TPDA) de 1979 de las estaciones de pesaje estático más cercanas a los puentes.

**(Palabras clave:** calibración y validación, fatiga, concreto presforzado, agrietamiento, vida útil)

## SUMMARY

Bridges are a very important element in the road network, therefore their conditions and structural health is something that must be assessed in order to provide reliability and safety to the user. The purpose of this work is to calibrate and validate a systematized model for prediction of fatigue life in aged bridges made of prestressed concrete girders simply supported and with continuous section. This module will be added to the existing modules of the software called DEEFEP (Statistical Diagnostic, Fatigue Effects and Extremes in Bridges), that has been developed by several students and professors in this school of Engineering of UAQ, based on the fatigue effects of the prestressed cables and propagation of cracking in concrete. For calibration and validation three real bridges that were reinforced for their imminent collapse danger due to fatigue-related failures were analyzed using the prediction methodology of the model. For vehicle or cycling loads that are the responsible of the fatigue effects into the girders, traffic simulation is performed using the traffic module DEEFEP based on Monte Carlo Method and using road vehicle classification data taken from static weighing stations closest to the bridges, of the year 1979.

**(Key words:** calibration and validation, fatigue, prestressed concrete, cracking, useful life)

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca de manutención otorgada, la cual ha sido fundamental para la elaboración de esta tesis.

Agradezco al igual al Centro SCT de Querétaro y a Caminos y Puentes Federales (CAPUFE) por la información tan valiosa otorgada para la elaboración de este trabajo de investigación.

Agradezco a mi asesor de tesis el Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández por sus valiosos consejos y el tiempo prestado, de la misma manera al Dr. Moisés Guadalupe Arroyo Contreras por sus asesorías este trabajo.

## TABLA DE CONTENIDOS

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>10</b>
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA .....	11
1.2 JUSTIFICACIÓN .....	13
1.3 HIPÓTESIS.....	16
1.4 OBJETIVO GENERAL.....	16
1.5 OBJETIVOS PARTICULARES.....	16
<b>2. ANTECEDENTES</b> .....	<b>18</b>
2.1 SIMULACIÓN DE ESCENARIOS DE TRÁFICO .....	19
2.2 MÉTODOS DE PREDICCIÓN DE VIDA ÚTIL POR FATIGA EN PUENTES.....	20
2.3 EL SOFTWARE DEEFEP (DIAGNÓSTICO ESTADÍSTICO, EFECTOS DE FATIGA Y EXTREMOS EN PUENTES) 22	
2.4 MARCO TEÓRICO .....	23
2.41 <i>ESFUERZOS ELÁSTICOS POR FLEXIÓN EN VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO</i> .....	23
2.42 <i>CARGA DE AGRIETAMIENTO EN VIGAS PRESFORZADAS</i> .....	26
2.43 <i>ESFUERZOS DE FLEXIÓN DESPUÉS DEL AGRIETAMIENTO</i> .....	28
2.44 <i>MODELOS DE PROPAGACIÓN DE GRIETAS</i> .....	33
2.45 <i>MÉTODOS DE CALIBRACIÓN O AJUSTE DE VARIABLES (REGRESIÓN LINEAL SIMPLE)</i> .....	39
<b>3. METODOLOGÍA</b> .....	<b>43</b>
3.1 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN DE LOS PUENTES.....	44
3.2 GENERACIÓN DE ESCENARIOS DE TRÁFICO .....	45
3.3 CÁLCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS VIVAS.....	47
3.4 EVALUACIÓN DE VIDA ÚTIL .....	48
3.5 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO. ....	50
<b>4. CASOS DE ESTUDIO</b> .....	<b>53</b>
4.1 PUENTE PSV ENTRONQUE A PACHUCA.....	53
4.2 PUENTE P.S.F.F.C.C.....	63
<b>5. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CALIBRACIÓN DEL MODELO</b> .....	<b>71</b>
<b>6. VALIDACIÓN DEL MODELO</b> .....	<b>81</b>

6.1.	PUENTE VILLA CORREGIDORA .....	81
7.	CONCLUSIONES .....	93
8.	REFERENCIAS.....	95

## ÍNDICE DE FIGURAS

1.1. Movimiento domestico de carga por modo de transporte en 2013 (Pag. 75, IMT, Manual estadístico del sector transporte, 2013)	11
1.2 Evolución del movimiento domestico de carga por modo (Pag. 78, IMT, Manual estadístico del sector transporte, 2013).	12
1.3 Número de puentes según su año de construcción (Pag. 7, IMT, Análisis de deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes, 2013)	14
1.4 Tendencias en la construcción de puentes en México por tipo de superestructura (Pag. 6, IMT, Análisis de deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes, 2013)	14
2.1 Bases para el análisis de la sección agrietada, Nilson (1997).	29
3.1 Módulos del DEEFEP	43
3.2 Pantalla de ingreso de datos anuales en el módulo de tráfico simulado	46
3.3 Diagrama general del modelo interacción tráfico-puente del DEEFEP	47
3.4 Pantalla de ingreso de datos módulo de agrietamiento parcial	48
3.5 Pantalla de ingreso de datos al módulo de efectos de fatiga	49
3.6 Cálculo de esfuerzos con crecimiento de grieta	51
3.7 Ruta de ingreso para el cálculo de esfuerzos con crecimiento de grieta en DEEFEP	52
4.1.1 Sección transversal de la superestructura del puente entronque a Pachuca	53
4.1.2 Ingreso de datos al DEEFEP para la generación de escenarios de tráfico del año 1979 del Puente Entronque Pachuca	55
4.1.3 Histograma de frecuencias y pesos del tráfico simulado para el puente entronque Pachuca para el año 1979	55
4.1.4 Ingreso de datos en módulo interacción tráfico-puente para el puente entronque Pachuca	56
4.1.5 Propiedades mecánicas del puente entronque Pachuca	57
4.1.6 Cargas muertas sobre el puente entronque Pachuca	58
4.1.7 Datos para el cálculo de pérdidas de presfuerzo del puente entronque Pachuca	58
4.1.8 Área de acero de refuerzo y de presfuerzo del puente entronque Pachuca	59
4.1.9 Sección transversal de las vigas tipo AASHTO I puente entronque Pachuca	59
4.1.10 Factor de carga del puente entronque a Pachuca	60
4.1.11 Histograma de esfuerzos del puente entronque a Pachuca	61
4.1.12 Cálculo de la vida útil del puente entronque a Pachuca	62
4.2.1 Sección transversal de la superestructura del puente P.S.F.F.C.C.	63
4.2.2 Ingreso de datos en módulo interacción tráfico-puente para el puente P.S.F.F.C.C	65
4.2.3 Propiedades mecánicas del puente P.S.F.F.C.C.	66
4.2.4 Cargas muertas sobre el puente P.S.F.F.C.C.	66
4.2.5 Datos para el cálculo de pérdidas de presfuerzo del puente P.S.F.F.C.C.	67

4.2.6 Área de acero de refuerzo y de presfuerzo del puente P.S.F.F.C.C.	67
4.2.7 Sección transversal de las vigas tipo AASHTO I puente P.S.F.F.C.C.	68
4.2.8 Factor de carga del puente P.S.F.F.C.C.	68
4.2.9 Histograma de esfuerzos del puente P.S.F.F.C.C.	70
4.2.10 Cálculo de la vida útil del puente P.S.F.F.C.C.	70
5.1.1 Histograma de frecuencias y pesos del tráfico simulado modificado (Mendoza et al, 1992) para el puente entronque Pachuca y PSFFCC para el año 1979	73
5.1.2 Histograma de frecuencias y pesos del tráfico simulado modificado (Fernández y Ayala, 1999) para el puente entronque Pachuca y PSFFCC para el año 1979	74
5.1.3 Histograma de esfuerzos en puente P.S.F.F.C.C. carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100, con datos Mendoza et al, 1992	77
5.1.4 Histograma de esfuerzos en puente P.S.F.F.C.C. carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100, con datos Fernández y Ayala, 1999	78
5.1.5 Histograma de esfuerzos en Puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700, con datos Mendoza et al, 1992	78
5.1.6 Histograma de esfuerzos en Puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700, con datos Fernández y Ayala, 1999	79
6.1.1 Sección transversal de la superestructura del puente Villa Corregidora	81
6.1.2 Ingreso de datos al DEEFEP para la generación de escenarios de tráfico del año 1979 del Puente Villa Corregidora	83
6.1.3 Histograma de frecuencias y pesos del tráfico simulado para el puente Villa Corregidora para el año 1979	84
6.1.4 Ingreso de datos en módulo interacción tráfico-puente para el puente Villa Corregidora y resultad de momentos por cargas vivas	85
6.1.5 Propiedades mecánicas del puente Villa Corregidora	86
6.1.6 Cargas muertas sobre el puente Villa Corregidora	87
6.1.7 Datos para el cálculo de pérdidas de presfuerzo del puente Villa Corregidora	87
6.1.8 Área de acero de refuerzo y de presfuerzo del puente Villa Corregidora	88
6.1.9 Sección transversal de la viga tipo Doble T puente Villa Corregidora	88
6.1.10 Factor de carga del puente entronque a Pachuca	89
6.1.11 Histograma de esfuerzos del puente Villa Corregidora	90
6.1.12 Cálculo vida útil de puente Villa Corregidora	91

## ÍNDICE DE TABLAS

4.1.- Datos viales obtenidos de la estación Puente San Juan del Rio km 164.10 de las publicaciones anuales de la S.C.T., 1979.	54
4.2.- Ingreso de propiedades geométricas del puente entronque Pachuca	57
4.3.- Ingreso de propiedades geométricas del puente entronque P.S.F.F.C.C.	65
5.0.- Comparativa de resultados aplicando la metodología del DEEFEP	71
5.1.- Pesos mínimo y máximo reportado de vehículo C2, Mendoza et al, 1992.	72
5.2.- Pesos medio de vehículo C2, Fernández y Ayala, 1999.	72
5.3.- Cálculos de $\Delta P$ y $\Delta P$ over utilizando las medianas de carga para puente entronque a Pachuca con datos de Mendoza et al, 1992	75
5.4.- Cálculos de $\Delta P$ y $\Delta P$ over utilizando las medianas de carga para puente entronque a Pachuca con datos de Fernández y Ayala, 1999	75
5.5.- Cálculos de $\Delta P$ y $\Delta P$ over utilizando las medianas de carga para puente P.S.F.F.C.C. con datos de Mendoza et al, 1992	76
5.6.-Cálculos de $\Delta P$ y $\Delta P$ over utilizando las medianas de carga para puente P.S.F.F.C.C. con datos de Fernández y Ayala, 1999	76
5.7.- Resultados obtenidos con la calibración del modelo	79
5.8.- Porcentajes de diferencia con modelo calibrado	80
6.1.- Datos viales obtenidos de la estación Villa del Pueblito km 5.02 de las publicaciones anuales de la S.C.T., 1979.	82
6.2.- Ingreso de propiedades geométricas del puente Villa Corregidora	86
Tabla 6.3.- Comparativa final de porcentajes de errores de predicción del modelo en los puentes en estudio.	92

## 1. INTRODUCCIÓN

El análisis de la vida útil de los puentes cobra suma importancia, ya que forman parte de las redes carreteras que diariamente son utilizadas por los usuarios, resultando necesaria su inspección para conocer las condiciones estructurales de los elementos que soportan diariamente las cargas vehiculares.

A través de los años, la estructura de los puentes sufre daños de manera gradual, siendo la fatiga y las condiciones ambientales los principales causantes del decremento en la resistencia de los elementos del puente. (Crespo *et al*, 2013)

El presente trabajo de investigación se enfoca en el daño que sufren las vigas de concreto presforzado que forman parte de los puentes carreteros, ante la aplicación de cargas cíclicas o repetitivas como lo son las producidas por las cargas vehiculares, es decir el fenómeno de fatiga que se presenta en los cables de presfuerzo. Además, se muestra el desarrollo de la calibración y la validación del modelo de predicción de vida útil a fatiga del módulo de concreto presforzado del DEEFEP (Diagnóstico Estadístico, Efectos de Fatiga y Extremos en Puentes) que toma en cuenta los efectos del agrietamiento o la velocidad de propagación de grietas ante la aplicación de cargas normales y sobrecargas (Gómez, 2016a). La calibración se realizó tomando dos casos de puentes reales que fueron intervenidos por inminente peligro de colapso por flexión debido a la fatiga y se validó con la aplicación de la misma metodología a un tercer puente real del cual se conocía su vida útil.

Otra de las aportaciones al software DEEFEP es la inclusión y sistematización dentro del menú de concreto presforzado del tipo de trabe en doble T, con la cual se amplía la cobertura del tipo de puentes de concreto presforzado que puede analizar el programa.

## 1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En México se tiene estimado que existen 6,854 puentes en la red federal de carreteras, de los cuales más del 57% de ellos (3,700) cuenta con más de 40 años de servicio (García et.al., 2013) y están próximos a alcanzar su vida útil, por lo que resulta necesario conocer las condiciones estructurales de dichos puentes. Uno de los fenómenos que afecta la vida útil de los puentes es la fatiga (Crespo *et al*, 2013) y es producida por las cargas vehiculares, por lo tanto la relación entre las variables de tráfico y fatiga toma suma importancia en el desarrollo de esta investigación.

Según con información del Instituto Mexicano del Transporte en su Manual Estadístico del sector Transporte del 2013 el 83.8 % del movimiento doméstico de carga por modo de transporte corresponde al transporte por carretera y su crecimiento en comparación con el 2012 es del 3%, esto nos indica la importancia que tiene la red carretera a nivel nacional.

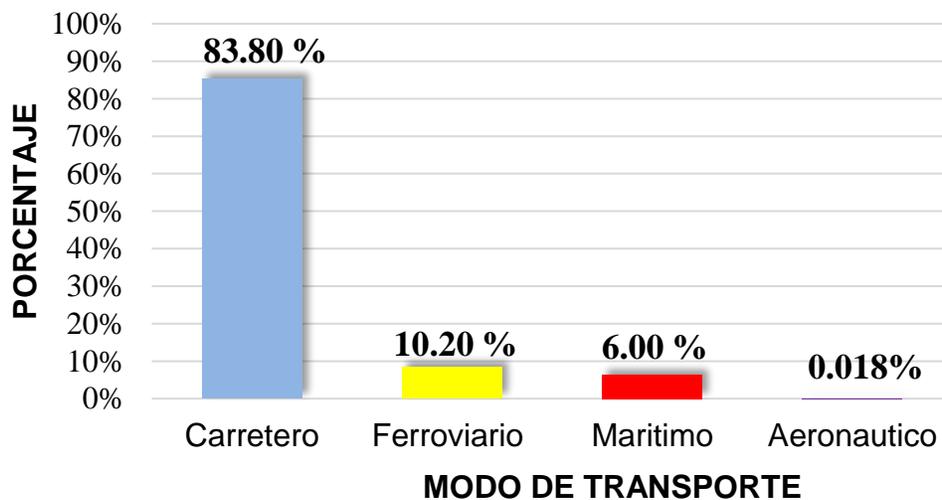
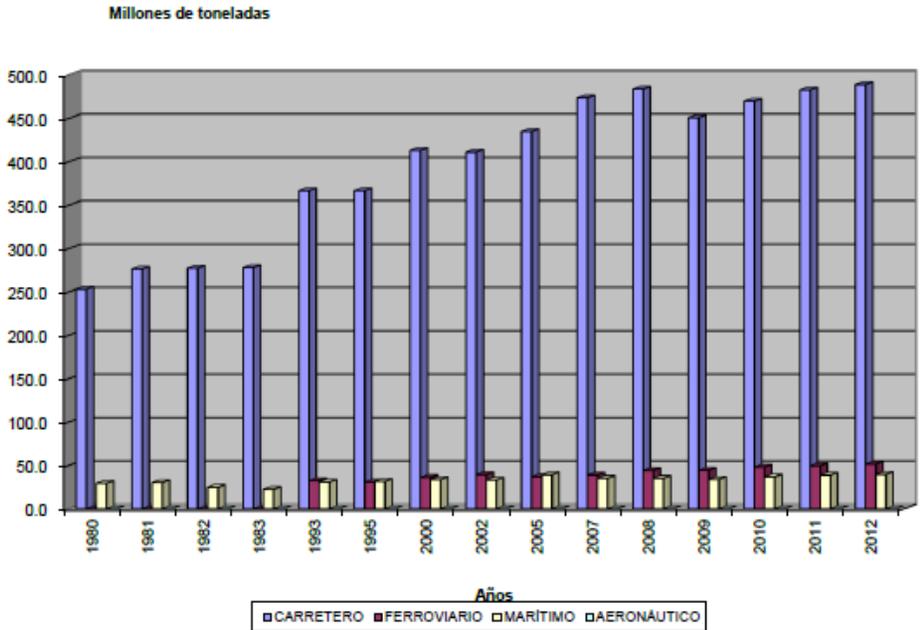


Figura 1.1. Movimiento domestico de carga por modo de transporte en 2013 (Pag. 75, IMT, Manual estadístico del sector transporte, 2013).

Es importante mencionar que ante el crecimiento de la población y al desarrollo económico, las demandas de mercancías al igual incrementan, por tal motivo el transporte carretero en México ha evolucionado constantemente, es así como

vehículos más pesados aparecen frecuentemente y por esta situación los vehículos utilizados con anterioridad para el diseño de los puentes según normativa de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes han dejado de ser representativos del tráfico que circula actualmente por las carreteras federales (Medina 2014), quedando rebasadas por las cargas vehiculares actuales y que por consiguiente deterioran en mayor magnitud la estructura de los puentes.



**Figura 1.2 Evolución del movimiento domestico de carga por modo (Pag. 78, IMT, Manual estadístico del sector transporte, 2013).**

El problema que se plantea, radica en el efecto que tiene la fatiga en las vigas de los puentes de concreto presforzado ante cargas repetitivas o cíclicas de tráfico pesado, ya que la acción del tráfico es el efecto más importante en el deterioro por fatiga de un puente (Crespo y Casas, 1997). Por lo tanto, la relación entre las variables de escenarios de tráfico y su evolución, el comportamiento y degradación del concreto por evolución del agrietamiento y el efecto de la fatiga en los cables de presfuerzo son las variables a considerar, usando por su puesto la metodología propuesta, aplicándola y comparándola con estructuras de puentes reales, que han

sido reforzados o intervenidos por el deterioro causado por las fuerzas o esfuerzos de tensión.

Cabe mencionar que el modelo matemático para la predicción de la vida útil por fatiga de los puentes es hasta el momento analítica, siendo en este trabajo donde se acoplaran las cargas virtuales generadas por la simulación de escenarios de tráfico vehicular pesado representativo en México propuesto por Gómez (2016a), con el modelo de predicción de vida útil para puentes de concreto presforzado mejorado Gómez (2016b) y se comparará la certeza de predicción del modelo, analizando puentes carreteros existentes dañados por el efecto de la fatiga y calibrando el modelo en relación a las discrepancias que se encuentren.

## 1.2 JUSTIFICACIÓN

Los puentes son estructuras fundamentales en los sistemas de carreteras, por lo que su correcto y continuo comportamiento es primordial. El colapso de un puente o su mal funcionamiento puede causar desde congestión vehicular hasta la fractura de diversas actividades económicas, con pérdidas humanas irreparables y pérdidas económicas millonarias (Gómez et al., 2006).

Es importante mencionar que gran parte de los puentes que existen en la red carretera del país se están haciendo viejos, como antes se había mencionado el 57% del total de puentes del país cuenta con más de 40 años de servicio y es necesario el contar con una herramienta fiable que evalúe el comportamiento de las vigas en relación a la fatiga, ya que las condiciones de diseño de dichos puentes son muy diferentes a las condiciones actuales de carga vehicular.

Además, cabe señalar el uso del concreto presforzado ha tenido una tendencia a la alza desde hace aproximadamente 30 años, uno de los principales componentes de este tipo de puentes son los torones de acero, por lo que también el uso de éstos va en aumento, mientras que las estructuras de concreto reforzado cada vez son construidas en menor medida (García et.al., 2013).

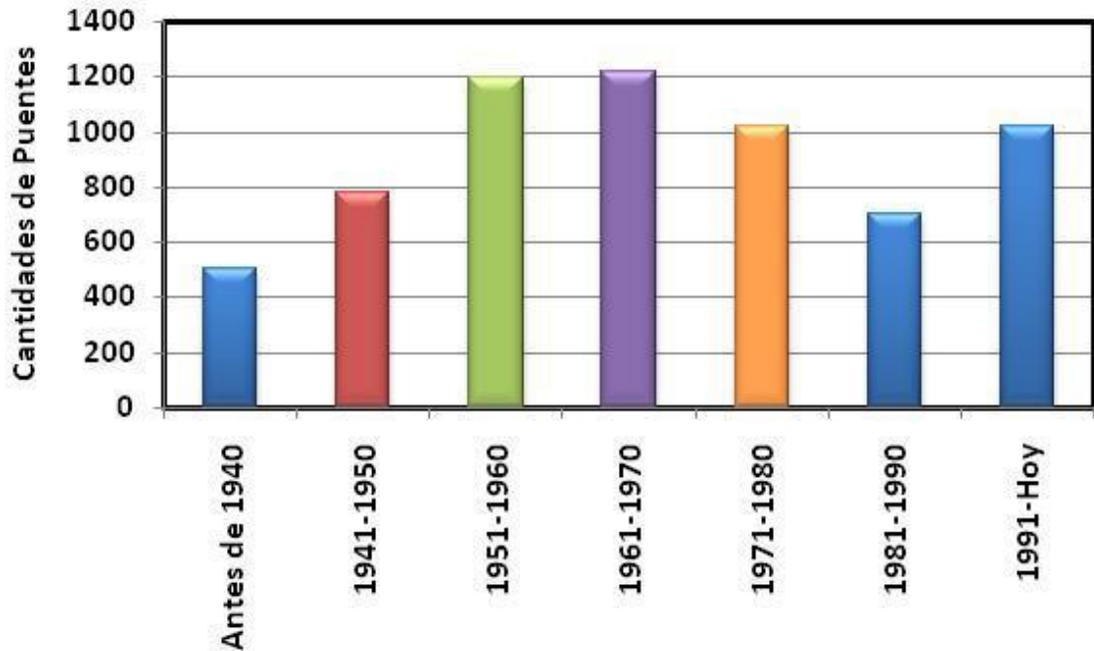


Figura 1.3 Número de puentes según su año de construcción (Pag. 7, IMT, Análisis de deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes, 2013)

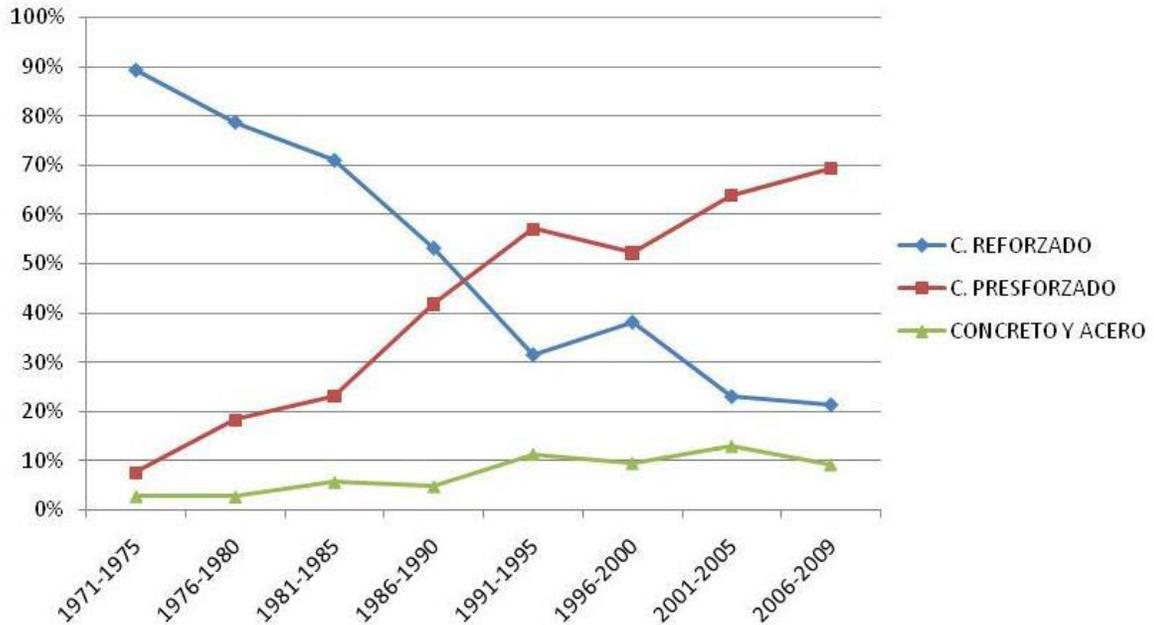


Figura 1.4 Tendencias en la construcción de puentes en México por tipo de superestructura (Pag. 6, IMT, Análisis de deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes, 2013)

Actualmente la Secretaría de Comunicaciones y Transportes evalúa el estado de los puentes en el país, esta evaluación, específicamente desarrollada por la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC), se ejecuta mediante la aplicación del modelo denominado SIPUMEX (Sistema de Puentes de México), el cual consiste de dos etapas; una principal y simplificada y otra secundaria o especial. La primera etapa del procedimiento aplicado por la SCT es una evaluación subjetiva de cada estructura, en función de la cuantificación de las condiciones de diferentes parámetros, donde se indican características geométricas y estructurales básicas, ubicación de la estructura, estado físico general y tráfico que soportan. A partir de esta evaluación se asigna una calificación global al puente entre cero y cinco, que cualitativamente muestra las condiciones de reparación y mantenimiento. Las inspecciones visuales de los puentes se realizan por personal de la Secretaría, en términos generales cada dos años. En cuanto a la inspección especial, SIPUMEX propone combinar la evaluación visual de la estructura con métodos de estimación de la capacidad y demanda de la estructura. (Gómez et.al., 2006)

Aunque actualmente existen métodos no destructivos para la estimación de la capacidad estructural de los puentes (Kasifh ur Reheman et.al.,2015) tales como métodos audio-visuales, electromagnéticos, de onda de esfuerzo, deterministas, estos métodos son poco viables debido a que en esta etapa es importante la localización y selección de los elementos representativos de la estructura para estimar su comportamiento global, requiriendo que la parte dañada sea accesible, además de que se requiere personal técnico calificado para realizar las evaluaciones.

Con la calibración y validación del modelo, se tendrá una herramienta alternativa, que nos permitirá realizar la evaluación y la predicción de la vida útil o restante de puentes de concreto presforzado a través del uso de una metodología analítica basada en el estudio y efecto de la fatiga y el agrietamiento de los elementos principales de concreto presforzado.

### **1.3 HIPÓTESIS**

Es posible validar y calibrar un modelo matemático de predicción de vida útil basado en efectos de fatiga aplicando la metodología analítica y la simulación de tráficos del DEEFEP (Diagnóstico estadístico, efectos de fatiga y extremos en puentes) a tres puentes de concreto presforzado que hayan presentado fallas por fatiga.

### **1.4 OBJETIVO GENERAL**

Validar y calibrar el modelo matemático de predicción de vida útil por el efecto de fatiga para puentes de concreto presforzado, simulando escenarios de tráfico, calculando los esfuerzos y la fatiga en los cables de presfuerzo tomando en cuenta la evolución del agrietamiento, en tres estructuras reales de puentes que hayan sido intervenidos o reforzados por la disminución de su capacidad debido a la fatiga, comparando los resultados obtenidos por el modelo matemático con la vida útil real de la estructura del puente.

### **1.5 OBJETIVOS PARTICULARES**

- Generar escenarios de tráfico de los lugares donde se ubiquen los puentes en estudio, para la obtención de las cargas vehiculares (cargas vivas) actuantes sobre la estructura.
- Calcular los rangos de esfuerzos a los que se somete el cable de presfuerzo de la estructura de los puentes, usando los momentos producidos por la carga viva simulada (vehículos) y el peso propio definido por la topología particular de cada puente, usando el modelo que toma en cuenta la evolución del agrietamiento.
- Evaluar la vida útil de cada puente en estudio, considerando el Histograma de Esfuerzos calculado, aplicando el modelo matemático de predicción de vida útil por fatiga del cable de presfuerzo.

- Calibrar y validar el modelo de predicción con base en los resultados obtenidos mediante la identificación de las divergencias del modelo de predicción comparado con la edad en la que el puente fue intervenido por la falla a fatiga.

## 2. ANTECEDENTES

A través de los años varios han sido los investigadores que se han dado a la tarea de cuantificar los daños que produce la fatiga en diversos tipos de puentes carreteros, así como la predicción de vida útil de dichos puentes.

Para este trabajo es de suma importancia conocer la relación que existe entre las cargas vehiculares y el efecto de fatiga en las vigas de concreto presforzado, es por eso que en este apartado se mencionan antecedentes relativos a la generación de escenarios de tráfico, donde por supuesto los más importantes son los que usan datos estadísticos y simulación aleatoria a través de computadoras.

Por otro lado, la predicción de vida útil de un puente a fatiga también ya ha sido ampliamente analizada y por tal motivo se mencionan algunos trabajos de modelación analítica y de elementos finitos que se han realizado en puentes de acero, concreto reforzado y en puentes de concreto presforzado.

Otra parte fundamental y que es necesario mencionar, es el desarrollo del software DEEFEP (Diagnóstico estadístico, efectos de fatiga y extremos en puentes), creado por el área de estructuras de la División de Investigación y Posgrado de la Facultad de Ingeniería al cual se le realizaron las mejoras de calibración para su predicción.

Se incluye además el marco teórico, que es la base científica para la realización de este trabajo de investigación. En este apartado es fundamental el conocimiento del comportamiento de las vigas de concreto presforzado, por este motivo se mencionan los esfuerzos a los que están expuestas las vigas en estudio, la propagación de las grietas y su efecto en el estado de esfuerzos del cable de presfuerzo, así como los métodos estadísticos de ajuste o calibración de variables.

## 2.1 SIMULACIÓN DE ESCENARIOS DE TRÁFICO

La acción del tráfico es el efecto más importante en el deterioro a fatiga de un puente de claro corto o mediano, además representa la mayor contribución al valor total de las acciones externas para el análisis del estado último de diseño (Crespo y Casas 1997). Por lo tanto, resulta necesaria la medición de dichas cargas vehiculares, siendo los métodos estadísticos los más usados.

Crespo y Casas (1997) desarrollaron un método para medición de cargas vehiculares, basados en un algoritmo que simula el flujo continuo de tráfico en puentes y en otro algoritmo que extrapola los efectos máximos en intervalos cortos a largos periodos de retorno, dando una herramienta válida para el análisis de los estados límite de servicio y ultimo como es flexión, fatiga y agrietamiento.

La capacidad de medir el peso de los vehículos en movimiento sobre las carreteras se ha llegado a conocer como WIM (Weigh-in-motion) por sus siglas en el idioma inglés, estos datos pueden ser analizados para entender el comportamiento real de tráfico en comparación con las cargas vivas de diseño, calculando los momentos flexionantes extremos diariamente en puentes con apoyos simples de 5 a 40 metros de claro (Miao y Chan, 2002). Sin embargo, en México no se cuenta con dispositivos para la medición de pesaje dinámico y por lo tanto se realizan simulaciones de escenarios de tráfico.

Moreno (2016a) en su tesis de maestría, propuso la metodología usando el método de Montecarlo, para la simulación de escenarios de tráfico vehicular pesado representativo en México, usando como variable de calibración datos WIM de vialidades francesas y además datos de aforos vehiculares, estaciones estáticas de pesaje e información de los fabricantes de los vehículos pesados que circulan en México. Esta simulación es una herramienta con la cual se pueden calcular los momentos flexionantes y los esfuerzos causados por las cargas vivas.

## 2.2 MÉTODOS DE PREDICCIÓN DE VIDA ÚTIL POR FATIGA EN PUENTES

Kashefi *et al.* (2010) evaluaron la vida útil restante de un puente con cubierta y vigas de acero en la ciudad de Teherán en donde mencionan que el fenómeno de fatiga parece ser una gran preocupación a tomar en cuenta debido a que no existen métodos teóricos que permitan evaluar de manera precisa la vida útil restante de los puentes. En su trabajo realizaron mediciones de esfuerzos sobre el puente con sensores en puntos críticos de fatiga como el centro del claro de las vigas durante un periodo de 8 días bajo condiciones normales de tráfico en la ciudad y además realizaron pruebas de laboratorio con muestras tomadas de vigas de puentes desmontados de puntos críticos de fatiga, en sus resultados obtienen que la vida restante a fatiga de las vigas estudiadas en campo es infinita derivado que las cargas vehiculares resultaron por debajo de las de diseño y la vida restante en las muestras de laboratorio arrojaron que los elementos no eran aptos para futuros servicios.

Emoto *et al.* (2014) realizaron la evaluación del desempeño y la predicción de la vida restante de un puente de concreto reforzado, construido en 1941 en Japón “SK Bridge” mediante simple inspección visual de expertos donde revisaron detalles como el agrietamiento, cavidades, astillamiento y cal libre en vigas principales y sistemas de piso y basándose en estos resultados utilizaron un sistema creado por los propios autores BREX (Bridge Rating Expert System) de predicción de la vida restante mediante la evaluación del deterioro de dichos elementos del puente. Sus resultados mostraron que la vida restante de servicio de los elementos estructurales fue menos de 10 años, sin embargo mencionan que la selección de datos es una parte importante ya que influye de manera considerable en la evaluación de las condiciones estructurales y no se incluye una metodología para su selección, además a que los profesionales que realizan la inspección visual dieron diferentes puntuaciones a los mismos elementos revisados.

Otro método de predicción de la vida restante para un puente antiguo es que el revisaron Widyawati *et al.* (2014), mediante la obtención de especímenes o núcleos

de concreto pertenecientes a algunas partes de las vigas principales, losas de cubiertas y pilares, del cual evaluó la resistencia a la compresión, la profundidad de carbonatación y el ion cloruro para la determinación de la vida restante. El concepto de tiempo restante de vida lo basa en el método de profundidad de carbonatación y fue evaluado en términos del progreso en el deterioro en el tiempo debido a la carbonatación misma que contribuye a la corrosión del acero de refuerzo.

Sousa *et al.* (2013) proponen la evaluación y predicción a largo plazo de puentes de concreto presfuerzo, mediante una metodología basada en un modelo de Elementos finitos, con el cual se analiza el comportamiento de los elementos tomando en cuenta la evolución de la resistencia a la compresión del concreto, el módulo de elasticidad, la contracción, deformaciones de fluencia del concreto y los cables de presfuerzo. El modelo numérico implementado fue calibrado con mediciones de un sistema de monitoreo, hechas durante la fase de construcción y con la prueba de carga del Puente Lezíria ubicado en el Rio Tagus en Portugal donde las propiedades efectivas mecánicas y las dependientes del tiempo del concreto y cables de presfuerzo fueron consideradas. El modelo muestra una buena correlación entre los resultados numéricos y los experimentales y es gracias a los datos recolectados durante la etapa de construcción los cuales no están disponibles en la etapa de diseño.

Por otro lado, Crespo *et al* (2013) realizaron el análisis del deterioro estructural por fatiga en puentes de concreto reforzado, donde propusieron una metodología que les permitió determinar la capacidad de carga, el efecto de fatiga y a su vez estimar la vida útil de los puentes. Utilizaron un modelo de elementos finitos para el cálculo de la distribución de esfuerzos y el deterioro estructural por medio del crecimiento de grietas en la zona más esforzada de la estructura. Del modelo de fatiga utilizado y la distribución de defectos resultantes, observaron que los defectos de tamaño no crítico sufría cambios poco significativos con el tiempo debido a que los defectos de tamaño grande evolucionaban a grandes grietas en poco tiempo.

Rodríguez *et al* (2009), trabajaron en el diseño de un modelo para el pronóstico del deterioro por fatiga de un puente tipo de concreto presforzado, en este trabajo determinaron la correlación entre el agrietamiento, el factor de impacto, el tráfico vehicular y el deterioro que se genera en el acero de presfuerzo, utilizando un puente representativo modelado con elementos finitos. Aunque el modelo proporciona resultados aceptables, el cálculo de esfuerzos y momentos flexionantes producidos por cargas vivas dependen del grado de calibración del modelo y de los métodos numéricos utilizados para resolver el sistema estructural y además requiere un alto consumo de tiempo de cómputo, por lo que recomienda considerar otros métodos aproximados basados en líneas de influencia.

### **2.3 EL SOFTWARE DEEFEP (Diagnóstico estadístico, efectos de fatiga y extremos en puentes)**

El DEEFEP (Diagnostico Estadístico, Efectos de Fatiga y Extremos en puentes) es un programa de software sistematizado, desarrollado en la DIPFI-UAQ (División de Investigación y Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro, donde Bárcenas (2011) elaboró un modelo sistematizado que evalúa la vida a fatiga en puentes de acero, utilizando datos de pesaje dinámico WIM con los cuales calculó por medio de líneas de influencia los esfuerzos, realizando el conteo de esfuerzos por medio del método de Rainflow y la predicción de la vida a fatiga por medio de la aplicación de la Regla de Miner.

Herrada (2013) a su vez sistematizo las superficies de influencia considerando los efectos del tráfico actuando simultáneamente en varios carriles y además incluye un módulo para el tratamiento de datos de los archivos de registro de tráfico.

Por su parte Medina (2014) tomando en cuenta la información de Bárcenas y Herrada propuso y sistematizo la metodología para la evaluación de la vida a fatiga de los cables presforzados de las vigas de puentes de concreto presforzado, tomando en cuenta la sección transversal sin agrietar y totalmente agrietada

Moreno (2016b) en su tesis de maestría incorporó el módulo de fatiga con agrietamiento parcial en el cual consideran el aumento del esfuerzo en el cable de acero presforzado debido a la degradación del concreto por la evolución del agrietamiento ante esfuerzos de tensión, con el cual se mejoró la predicción de la vida útil por fatiga y agrego además otro módulo para el cálculo de efectos extremos de cargas tomando en cuenta la capacidad última de la estructura.

## **2.4 MARCO TEÓRICO**

En este subcapítulo se explican de manera específica la fundamentación teórica en la que se basa el trabajo.

Para conocer el comportamiento de las vigas de concreto presforzado ante la aplicación de cargas vivas (vehiculares), cargas muertas y peso propio, se presenta la forma de cálculo de los esfuerzos de flexión cuando la sección transversal de la viga se encuentra sin agrietar, así como también se muestra el desarrollo para el cálculo de la carga de agrietamiento y los esfuerzos en el concreto y el cable de presfuerzo cuando la sección transversal se agrieta.

Asimismo, se plantea el modelo de propagación de grietas y el efecto que esta tiene en el cálculo de los esfuerzos ante su crecimiento.

Además, se establece el método de ajuste estadístico que se para la calibración de variables del modelo de propagación de grietas.

### ***2.41 Esfuerzos elásticos por flexión en vigas de concreto presforzado***

Como antes se ha mencionado, para llevar a cabo el trabajo es necesario conocer las variables que se estudiarán, por tal motivo uno de los aspectos fundamentales a estudiar es el comportamiento a flexión de las vigas de concreto presforzado que sostienen el sistema de piso de los puentes, así dentro de este estudio es importante conocer las condiciones antes las cuales se presenta el agrietamiento en el concreto y el comportamiento del concreto ante el crecimiento o propagación de las grietas en la sección transversal de las vigas. Por otro lado

también es importante conocer los esfuerzos de tensión que se presentan en los cables de presfuerzo ante las cargas aplicadas y el efecto de la fatiga en dichos cables.

En la realización del análisis por flexión de una viga de concreto presforzado, las dimensiones del acero y del concreto, así como la magnitud y línea de acción de la fuerza efectiva pretensora son generalmente conocidas. Si se dan las cargas, es posible que se desee calcular los esfuerzos resultantes y compararlos con los respectivos esfuerzos permisibles. Alternativamente, si se conocen los esfuerzos permisibles, es posible calcular las cargas máximas que pueden tomarse sin exceder los esfuerzos permisibles. (Nilson, 1997).

Para el análisis se necesita la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

1. Presfuerzo inicial: Inmediatamente después de la transferencia, cuando solo  $P_i$  (fuerza pretensora inicial) actúa en el concreto.
2. Presfuerzo inicial más peso propio del miembro.
3. Presfuerzo inicial más la totalidad de la carga muerta.
4. Presfuerzo efectivo ( $P_e$ ), después de ocurridas las pérdidas, más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas.
5. Carga última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

Siempre que la viga permanezca sin agrietarse y que tanto el concreto como el acero sean esforzados en el rango elástico, los esfuerzos en el concreto pueden hallarse usando conocidas ecuaciones de la mecánica, basadas en el comportamiento elástico.

Si el miembro se sujeta únicamente a la fuerza pretensora inicial  $P_i$ , el esfuerzo en el concreto  $f_1$  en la cara superior del miembro y  $f_2$  en la cara inferior, puede encontrarse mediante la superposición de los efectos axial y de flexión:

$$f_1 = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 - \frac{ec_1}{r^2} \right) \quad (1)$$

$$f_2 = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 + \frac{ec_2}{r^2} \right) \quad (2)$$

Donde:

$e$  = excentricidad del tendón medida hacia abajo desde el centroide,

$A_c$  = área de la sección transversal del concreto,

$I_c$  = momento de inercia de la sección y

$r^2 = I_c/A_c$ . el radio de giro

Casi nunca el presfuerzo inicial  $P_i$  actúa solo, en la mayoría de los casos prácticos, con el tendón debajo del centroide de concreto, la viga se deflexionará hacia arriba debido al momento de flexión causado por el presfuerzo. Entonces se soportará por las cimbras o por las camas de colado sobre todo en los extremos, y la carga muerta de la viga misma, causará momentos  $M_0$  que se superpondrán inmediatamente. Consecuentemente, en el estado inicial de carga, inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora, los esfuerzos en el concreto en las superficies superior e inferior valen:

$$f_1 = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 - \frac{ec_1}{r^2} \right) - \frac{M_0}{S_1} \quad (3)$$

$$f_2 = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 + \frac{ec_2}{r^2} \right) + \frac{M_0}{S_2} \quad (4)$$

Donde:

$M_0$  = momento flector debido al peso del miembro,

$S_1$  = módulo de sección con respecto a la superficie superior de la viga y

$S_2$  = módulo de sección con respecto a la superficie inferior de la viga.

Las cargas vivas aplicadas son generalmente superpuestas lo suficientemente después como para que hayan ocurrido la mayor parte de las pérdidas del presfuerzo. En consecuencia, el siguiente estado de carga de interés es el correspondiente a la totalidad de las cargas de servicio, cuando actúa la fuerza pretensora efectiva  $P_e$  con los momentos debidos al peso propio  $M_0$ , a la carga muerta  $M_d$  y a la carga viva  $M_l$ . Los esfuerzos resultantes son:

$$f_1 = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 - \frac{ec_1}{r^2} \right) - \frac{M_t}{S_1} \quad (5)$$

$$f_2 = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 - \frac{ec_2}{r^2} \right) + \frac{M_t}{S_2} \quad (6)$$

Donde

$M_t$  = momento total debido al peso propio, a la carga muerta y a la carga viva

$M_t = M_0 + M_d + M_l$ .

#### **2.42 Carga de agrietamiento en vigas presforzadas**

La carga de agrietamiento representa el límite de validez de aquellas ecuaciones para los esfuerzos elásticos en el concreto que se basan en una sección transversal homogénea.

La predicción de la carga de agrietamiento puede ser necesaria por cualquiera de las siguientes razones:

1. La deflexión es afectada por la reducción en la rigidez a la flexión que acompaña al agrietamiento.

2. Después de que se agrieta la viga, el acero de presfuerzo es más vulnerable a la corrosión.
3. El agrietamiento reduce la resistencia por fatiga de las vigas, debido a los mayores niveles de esfuerzo experimentado por el acero de presfuerzo cerca de las grietas.
4. Las grietas pueden ser estéticamente objetables en algunos casos.
5. En el caso de recipientes que contienen líquidos, después del agrietamiento las fugas aumentan su posibilidad de ocurrencia.

El cambio en el esfuerzo de la cara inferior al aplicarse el momento de agrietamiento debe de ser tal que venza a la pre-compresión inicial debida al presfuerzo e introduzca un esfuerzo de tensión igual al módulo de ruptura. (Nilson, 1997)

El momento que produce el agrietamiento en una viga típica, puede encontrarse mediante:

$$M_{cr} = f'_r S_2 + P_e \left( \frac{r^2}{c_2} + e \right) \quad (7)$$

Donde:

$M_{cr}$  = momento total de agrietamiento (incluyendo al momento debido al peso propio, así como al de las cargas muertas y vivas).

$f'_r$  = módulo de ruptura.

$S_2$  = Módulo de sección elástico con respecto a la fibra inferior

$P_e$  = Fuerza pretensora efectiva

$r^2$  = radio de giro de la sección transversal

$c_2$ = distancia del centroide de la sección a la fibra inferior

$e$ = Excentricidad del acero de presfuerzo

### **2.43 Esfuerzos de flexión después del agrietamiento**

Mientras que los esfuerzos bajo cargas de servicio en secciones agrietadas pueden en forma apropiada considerarse de poca importancia, si esta tuviera que sobrecargarse, el cálculo de los esfuerzos puede requerirse por varias razones:

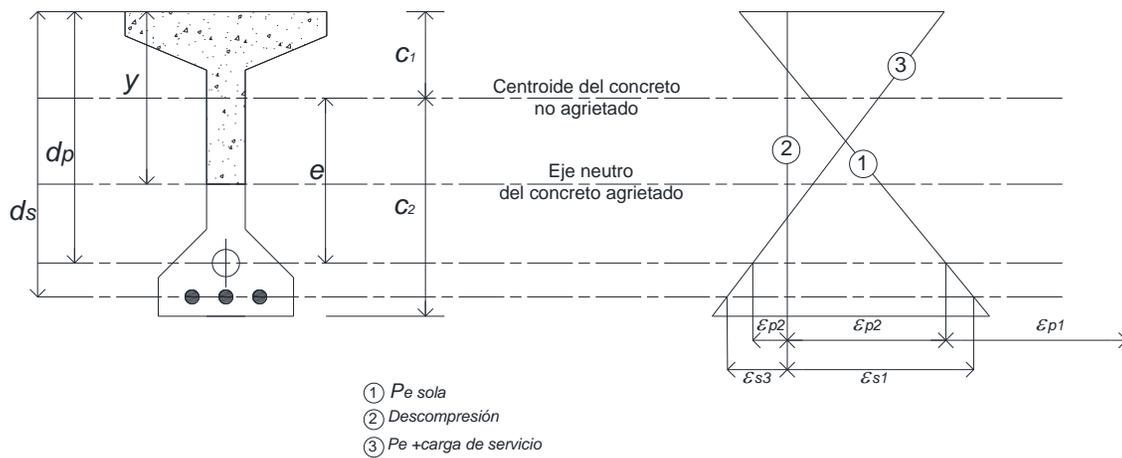
1. Para los miembros presforzados, los anchos de grietas bajo cargas de servicio se relacionan con el incremento en el esfuerzo en el acero después de pasar el estado de descompresión del concreto, en consecuencia, se deben conocer el esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio, así como los esfuerzos en la descompresión.
2. Un cálculo exacto de las deflexiones tanto elásticas como por escurrimiento plástico bajo cargas de servicio requiere que las curvaturas se basen en distribuciones de esfuerzo deformación reales, no nominales.
3. Si la fatiga es un factor en el diseño, se necesitan determinar los rangos de esfuerzos reales tanto en el concreto como en el acero.
4. Puede ser necesario calcular los esfuerzos con la sección agrietada para demostrar su conformidad con los códigos de diseño.

En el caso de una viga ordinaria de concreto reforzado, el cálculo de los esfuerzos de una sección agrietada es sencilla, el concepto de la sección transformada permite el uso de las ecuaciones conocidas de la mecánica en vigas homogéneas y elásticas para localizar el eje neutro, las propiedades de la sección y el cálculo de los esfuerzos , sin embargo en las vigas de concreto presforzado agrietadas, la ubicación del eje neutro y las propiedades de la sección efectiva dependen no sólo de la geometría de la sección transversal y de las propiedades del material, sino también de la fuerza pretensora axial y de la carga. La fuerza axial

no es constante después del agrietamiento, depende de la carga y de las propiedades de la sección.

Se supone que el miembro se ha agrietado, que tanto el concreto como el acero se han esforzado solamente dentro de sus rangos elásticos y que puede despreciarse la contribución del concreto a la tensión.

Se consideran las deformaciones y esfuerzos en el concreto y en el acero bajo varios niveles de carga, algunos de los cuales no son experimentados, pero se consideran por convenir a los cálculos (Nilson, 1997).



**Figura 2.1 Bases para el análisis de la sección agrietada, Nilson (1997).**

El primer estado de carga corresponde a la fuerza pretensora efectiva  $P_e$  sola. En este estado el esfuerzo es:

$$f_{p1} = f_{pe} = \frac{P_e}{A_p} \quad (8)$$

Donde:

$A_p$  = área del tendón de presfuerzo

Suponiendo una adherencia perfecta entre los dos materiales, la deformación en compresión de la varilla de refuerzo en este estado, es la misma que la del concreto al mismo nivel. En consecuencia, la varilla de refuerzo esta inicialmente sujeta a un esfuerzo de compresión:

$$f_{s1} = -E_s \varepsilon_{s2} \quad (9)$$

Donde

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero de refuerzo y

$\varepsilon_{s2}$  = deformación unitaria del acero.

En la segunda etapa se considera un estado de carga ficticio correspondiente a una descompresión completa en el concreto en la cual la deformación del concreto es nula a través de toda la profundidad.

La compatibilidad de la deformación del concreto y el acero requiere que los cambios de esfuerzo en el tendón y en las varillas de refuerzo a medida que la viga pasa del primer estado al segundo sean:

$$f_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad (10)$$

Donde

$\varepsilon_{p2}$  = deformación unitaria del acero de presfuerzo en la etapa dos y

$E_p$  = módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

El cambio en la deformación en el tendón es el mismo que el del concreto al mismo nivel y se puede calcular con base en las propiedades de una sección de concreto sin agrietar.

$$\varepsilon_{p2} = \frac{P_e}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) \quad (11)$$

Después de lo cual se puede encontrar  $f_{p2}$  en la ecuación 10

La fuerza total en el cable de presfuerzo es la suma del esfuerzo de la primera y segunda etapa

$$F = A_p (f_{p1} + f_{p2}) \quad (12)$$

En el tercer estado de carga a diferencia del método utilizado por Nilson (1997) se utiliza el método propuesto por Mast (1998), ya que en este método se toma en cuenta la sección de la losa y la sección transversal de la viga, el cual consiste en los siguientes pasos:

1. Se calculan los esfuerzos en la fibra superior e inferior de la losa como si esta formara parte de la sección cuando se aplica el presfuerzo. Los esfuerzos se calculan con las propiedades de la sección simple y las fuerzas aplicadas en ese instante (fuerza de descompresión, momento por peso propio y momento por losa)

$$f_{pl,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc} e_{ss} (c_{1,ss} + h_l)}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp} (c_{1,ss} + h_l)}{I_{c,ss}} \quad (13)$$

$$f_{1,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc} e_{ss} c_{1,ss}}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp} c_{1,ss}}{I_{c,ss}} \quad (14)$$

$$f_{2,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc} e_{ss} c_{2,ss}}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp} c_{2,ss}}{I_{c,ss}} \quad (15)$$

Donde

$F_{desc}$  = fuerza de descompresión,

$M_{pp}$  = momento por peso propio,

$A_{c,ss}$  = área de la sección simple sin agrietar,

$I_{c,ss}$  = momento de inercia de la sección simple no agrietada,

$e_{ss}$  = excentricidad del cable de presfuerzo en sección simple,

$h_l$  = peralte de la losa,

$c_{1,ss}$  y  $c_{2,ss}$  = son la distancia de la fibra superior e inferior de la trabe al centroide de la sección simple no agrietada respectivamente.

2. Con los esfuerzos obtenidos en la etapa anterior se calcula la fuerza  $F$  ficticia aplicada en la losa y su punto de aplicación:

$$F = b_{eq} h_l \left( \frac{f_{pl,ss} + f_{1,ss}}{2} \right) \quad (16)$$

$$Y_F = \left( \frac{2f_{1,ss} + f_{pl,ss}}{3(f_{1,ss} + f_{pl,ss})} \right) h_l \quad (17)$$

Donde

$f_{pl,ss}$  = esfuerzo en la fibra superior de la losa y

$f_{1,ss}$  = esfuerzo en la fibra inferior de la losa.

3. Se obtiene una fuerza  $P_{eq}$  y su punto de aplicación, la cual es equivalente a las fuerzas de presfuerzo  $F_{desc}$  y la fuerza ficticia  $F$

$$P_{eq} = F + F_{desc} \quad (18)$$

$$Y_{Peq} = \left( \frac{FY_F + F_{desc} d_p}{P_{eq}} \right) \quad (19)$$

Donde

$Y_F$  = ubicación de la fuerza  $F$  respecto a la fibra superior de la sección compuesta y

$d_p$  = ubicación del centroide del acero de presfuerzo respecto a la fibra superior de la sección compuesta.

4. Se transforma el área de acero de refuerzo y el acero de presfuerzo en área de concreto

5. Se propone una profundidad del eje neutro y se calculan las propiedades de la sección agrietada ( $I_{cr}$ ,  $A_{cr}$ ,  $c_{1cr}$ ).

6. Se ubica la fuerza  $P_{eq}$  en el centroide de la sección agrietada transformada y se obtiene el momento interno restando el momento causado por el cambio de ubicación de la fuerza  $P_{eq}$  del momento externo.

7. Se calculan los esfuerzos en el eje neutro propuesto con la fuerza equivalente, el momento interno y las propiedades de la sección compuesta agrietada.

$$M_{int} = M_{ext} - P_{eq} (Y_{Peq} - c_{1cr,sc}) \quad (20)$$

Donde

$M_{ext}$  = momento externo causado por las cargas muertas, vivas y peso propio,

$Y_{Peq}$  = ubicación de la fuerza  $P_{eq}$  respecto a la fibra superior de la sección compuesta,

$c_{1cr,sc}$  = distancia del centroide a la fibra superior de la sección compuesta agrietada y

$P_{eq}$  = la fuerza equivalente.

8. Si el esfuerzo calculado en el eje neutro propuesto es igual a cero se llega a la solución, en caso contrario se propone otro eje neutro y se repiten los pasos 5 a 7 hasta llegar a la solución.

9. Se calcula el esfuerzo en el centroide del acero de presfuerzo mediante la siguiente ecuación.

$$f_{p3} = n_p \left( \frac{P_{eq}}{A_{cr,sc}} + \frac{M_{int} (d_p - c_{1cr,sc})}{I_{cr,sc}} \right) \quad (21)$$

Donde

$n_p$  = relación de los módulos de elasticidad del acero de presfuerzo y el concreto.

#### **2.44 Modelos de propagación de grietas**

El modelo más usado es el de Paris (1963) para expresar el crecimiento de grietas causadas por cargas cíclicas de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K_I)^m \quad (22)$$

Donde:

$a$  = longitud de la grieta.

$N$  = número de ciclos.

$C$  = parámetro del crecimiento de grieta por ciclo de carga.

$m$  = constante del material.

$\Delta K_I$  = amplitud cíclica del factor de intensidad de esfuerzos.  $\Delta K_I = K_{\text{máx}} - K_{\text{min}}$

Integrando la ecuación anterior es posible calcular el tamaño de la grieta conociendo el número de ciclos y un valor inicial de la grieta. Es preciso indicar que el número de ciclos se relaciona directamente con el tiempo de servicio del elemento.

Por otro lado, es posible calcular también el número de ciclos para que una grieta pase de un tamaño  $a_0$ , a un límite  $a_f$ .

$$N = \int_{a_0}^{a_f} \frac{da}{C\Delta K_I^m} \quad (23)$$

Este número de ciclos permite estimar la vida útil o remanente del componente para determinadas condiciones de operación y un tamaño de grieta inicial,  $a_0$ .

Recientemente Ray y Chandra (2012) propusieron un modelo analítico basado en los principios de leyes de escalamiento o ley de potencia y análisis dimensional para establecer las relaciones entre diferentes cantidades. El modelo analítico toma

en cuenta que no todos los factores del fenómeno a estudiar pueden ser integrados y por tal motivo el modelo se basa en la solución de auto similitud del análisis dimensional.

El modelo propuesto es una revisión y modificación de Ray y Chandra (2011), en donde se consideran los efectos de la variación de la amplitud de la carga.

La velocidad de propagación de grieta  $da/dN$  en el rango de amplitud intermedia depende de los siguientes parámetros:

$$\frac{da}{dN} = \Phi(\Delta G, G_f, \sigma_t, R, a, D, \omega, t) \quad (24)$$

En la ecuación mencionada las variables consideradas son la longitud de grieta ( $a$ ), la relación de carga ( $R$ ), frecuencia de carga ( $\omega$ ), tiempo ( $t$ ), altura de la viga ( $D$ ), resistencia del concreto a la tracción ( $\sigma_t$ ), la resistencia del concreto a la fractura ( $G_f$ ) y el parámetro de carga es introducido como la tasa de liberación de energía ( $\Delta G$ ). Considerando un estado no explícito de tiempo dependencia y que los parámetros  $\sigma_t$  y  $G_f$  tienen dimensiones físicas independientes, el análisis dimensional nos da:

$$\frac{da}{dN} = \left( \frac{G_f}{\sigma_t} \right) \Phi \left( \frac{\Delta G}{G_f}, \frac{\sigma_t}{G_f} a, \frac{\sigma_t}{G_f} D, R \right) \quad (25)$$

Donde las cantidades no dimensionales son:

$$\Pi_1 = \frac{\Delta G}{G_f}, \Pi_2 = \frac{\sigma_t}{G_f} a, \Pi_3 = \frac{\sigma_t}{G_f} D, \Pi_4 = R \quad (26)$$

Ahora asumiendo incompleta auto similitud en los parámetros  $\Pi_1$  y  $\Pi_2$ , la ecuación puede ser escrita de la siguiente manera:

$$\frac{da}{dN} = \left( \frac{G_f}{\sigma_t} \right) \left( \frac{\Delta G}{G_f} \right)^{\gamma_1} \left( \frac{\sigma_t}{G_f} a \right)^{\gamma_2} \Phi_2(\Pi_3, \Pi_4) \quad (27)$$

Aquí los exponentes  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  así como el parámetro adimensional  $\Phi_2$  no pueden ser determinados por un análisis dimensional solo, estos parámetros fueron calculados a partir de un proceso de ajuste usando datos experimentales disponibles a través de un estudio de calibración.

El modelo antes descrito ha sido mejorado para obtener el incremento en la tasa de propagación de grieta debido a la aplicación de la amplitud de carga variable. El incremento en la velocidad de propagación de la grieta debido a la sobrecarga es fuertemente dependiente de la zona de proceso por delante de la punta de la grieta, este comportamiento sugiere que el incremento en la propagación de la grieta es también influenciado por la resistencia del concreto a la fractura  $G_f$ . Además otros parámetros como el máximo valor de liberación de energía  $G_{max}$  y la longitud de grieta  $a_{over}$ , los cuales afectan directamente, tiene que ser tomados en consideración.  $G_{max}$  es el parámetro de carga, calculado por la carga aplicada que genera la amplitud más alta de esfuerzo,  $a_{over}$  puede ser definida como la longitud de la grieta hasta la aplicación del aumento de tensión.

$\Delta G_1$  es considerada la principal fuerza para la propagación de la grieta y puede definirse como la variación en la liberación de energía en el ciclo de sobre carga y carga normal y se expresa de la siguiente forma:

$$\Delta G_1 = \Delta G_{over} - \Delta G_{normal} \quad (28)$$

Aplicando el procedimiento de análisis dimensional al problema de crecimiento de grieta, la tasa de crecimiento y sus variables puede escribirse de la siguiente forma:

$$\frac{da}{dN} = f(\Delta G_1, G_f, G_{\max}, a_{over}) \quad (29)$$

Considerando que  $G_f$  y  $a_{over}$  tienen dimensiones físicas independientes y aplicando el teorema de Buckingham  $\Pi$  el número de argumentos se reduce a dos:

$$\frac{da}{dN} = a_{over} \left( \frac{\Delta G_1}{G_f}, \frac{G_{\max}}{G_f} \right) \quad (30)$$

Donde las cantidades no dimensionales son:

$$\Pi_5 = \frac{\Delta G_1}{G_f}, \Pi_6 = \frac{G_{\max}}{G_f} \quad (31)$$

De acuerdo con datos experimentales se ha observado que el valor de  $\Delta G_1/G_f$  es muy pequeño, menos que 1, además la suposición de completa auto similitud en  $\Pi_5$  hará el crecimiento de grieta independiente del parámetro de carga  $\Delta G_1$ . Por lo tanto se considera auto similitud incompleta en  $\Pi_5$  y la ecuación 30 toma la forma:

$$\frac{da}{dN} = a_{over} \left( \frac{\Delta G_1}{G_f} \right)^{\beta_1} f_1 \left( \frac{G_{\max}}{G_f} \right) \quad (32)$$

Así la tasa de crecimiento de grieta en una estructura sujeta a cargas con variación en la amplitud de esfuerzo puede predecirse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{da}{dN} = \left( \frac{G_f}{\sigma_t} \right) \left( \frac{\Delta G}{G_f} \right)^{\gamma_1} \left( \frac{\sigma_t}{G_f} a \right)^{\gamma_2} \Phi_2(\Pi_3, \Pi_4) + a_{over} \left( \frac{\Delta G_1}{G_f} \right)^{\beta_1} f_1 \left( \frac{G_{max}}{G_f} \right) \quad (33)$$

Los valores de  $\gamma_1, \gamma_2, \Phi_2, \beta_1$  y  $f_1$  fueron calculados a través de un estudio de calibración con datos experimentales disponibles.

Los valores más apropiados para  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  son 1.96 y 0.0534, el valor de  $\Phi_2$  es función del tamaño estructural  $\Pi_3$ , por lo tanto, la ecuación que mejor ajusta dicha relación es la siguiente:

$$\Phi = P_1 \{ \text{Log}(\Pi_3) \}^3 + P_2 \{ \text{Log}(\Pi_3) \}^2 + P_3 \{ \text{Log}(\Pi_3) \} + P_4 \quad (34)$$

Donde los valores de P1 a P4 resultan ser -5.64, 77.50, -352.32, 533.98 respectivamente.

Para la segunda parte de la ecuación 33, el valor más apropiado de  $\beta_1$  resulta ser 1.11 y se observa que los mejores resultados pueden ser obtenidos durante la fase de aceleración de sobrecarga, cuando la cantidad  $G_{max}/G_f$  es expresada en forma de ley de potencia  $(G_{max}/G_f)^{\beta_2}$  siendo el valor de  $\beta_2=1.36$

Por otro lado, en el modelo propuesto el valor de  $\Delta G$  es considerado como un parámetro de carga. Usando conceptos de mecánica de fractura elástica lineal, este parámetro está relacionado con el rango del factor de intensidad de tensión y se puede escribir:

$$\Delta G = \frac{\Delta K^2}{E} \quad (35)$$

Donde E se refiere al módulo de elasticidad. De acuerdo al concepto mecánica de fractura elástica lineal para un espécimen compacto a tensión, la ecuación que

relaciona el rango del factor de intensidad de tensión y la carga aplicada, la geometría del espécimen y el tamaño de grieta está dado por:

$$\Delta K = \frac{\Delta P}{BD^{1/2}} f(\alpha) \quad (36)$$

Donde:

$\alpha = a/D$  es la profundidad relativa de grieta

B= ancho de la viga de la fibra inferior

$\Delta P$ = cambio en la magnitud de carga durante un ciclo

$f(\alpha)$ = función de geometría estructural

La función de geometría estructural está dada por la siguiente expresión:

$$f(\alpha) = \frac{(2 + \alpha)(0.886 + 4.64\alpha - 13.22\alpha^2 + 14.72\alpha^3 - 5.6\alpha^4)}{(1 - \alpha^{3/2})} \quad (37)$$

#### **2.45 Métodos de calibración o ajuste de variables (Regresión lineal simple)**

A menudo se requiere resolver problemas que implican conjuntos de variables de las cuales se sabe que tienen alguna relación inherente entre sí, una forma razonable de relación entre la respuesta  $Y$  y el regresor  $x$  es la relación lineal (Walpole *et al*, 2012):

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x \quad (37)$$

En la que por supuesto  $\beta_0$  es la intersección y  $\beta_1$  es la pendiente

Si esta relación es exacta y no contiene ningún componente aleatorio o probabilístico, entonces se trata de una relación determinista entre dos variables.

Sin embargo, muchos otros fenómenos científicos y de ingeniería la relación no es determinista, es decir una  $x$  dada no siempre produce el mismo valor de  $Y$ .

Generalmente los problemas importantes son de naturaleza probabilística, toda vez que la relación anterior no puede considerarse exacta, por este motivo el concepto de regresión se refiere a encontrar la mejor relación entre  $Y$  y  $x$  cuantificando la fuerza de esa relación y empleando métodos que permitan predecir los valores de la respuesta dados los valores del regresor  $x$ .

En ocasiones habrá más de un regresor, es decir más de una variable independiente que ayude a explicar a  $Y$

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 \quad (38)$$

El análisis resultante se denomina regresión múltiple, en tanto que el análisis del caso con un solo regresor se denomina regresión simple.

La finalidad de una ecuación de regresión es estimar los valores de una variable con base en los valores conocidos de la otra. Otra forma de emplear una ecuación de regresión es para explicar los valores de una variable en términos de otra. El análisis de regresión únicamente indica que relación matemática podría haber, de existir una.

La regresión lineal simple comprende el intento de desarrollar una línea recta o ecuación matemática lineal que describa la relación entre dos variables.

### **Modelo de regresión lineal simple**

Un análisis de la relación entre  $x$  y  $y$  requiere el planteamiento de un modelo estadístico. Con frecuencia se utiliza un modelo como representación de un ideal que define como percibimos que el sistema generó los datos. El modelo debe incluir al conjunto  $\{(x_i, y_i); i=1, 2, \dots, n\}$  de datos que implica  $n$  pares de valores  $(x, y)$ , sin olvidar que también se incluye el componente aleatorio. La base para el uso de un modelo estadístico se relaciona con la manera en que la variable aleatoria  $Y$  cambia

con  $x$  y el componente aleatorio. La respuesta  $Y$  se relaciona con la variable dependiente  $x$  a través de la ecuación:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x + \varepsilon \quad (39)$$

En el cual  $\beta_0$  y  $\beta_1$  son parámetros desconocidos de la intersección y la pendiente y  $\varepsilon$  es una variable aleatoria que se supone está distribuida con  $E(\varepsilon)=0$  y  $Var(\varepsilon)=\sigma^2$ , es común que el valor de  $\sigma^2$  se le denomine varianza del error o varianza residual.

### **La recta de regresión ajustada**

Un aspecto importante del análisis de regresión es, en términos sencillos, estimar los parámetros de  $\beta_0$  y  $\beta_1$ , los llamados coeficientes de regresión.

Suponiendo que se denota los estimados  $b_0$  para  $\beta_0$  y  $b_1$  para  $\beta_1$ , entonces la recta de regresión ajustada o estimada está dada por:

$$\tilde{y} = b_0 + b_1 x \quad (40)$$

Donde  $\tilde{y}$  es el valor pronosticado o ajustado.

Es evidente que la recta ajustada es un estimado de la verdadera recta de regresión. Se espera que la recta ajustada este más cerca de la verdadera línea de regresión cuando se dispone de una gran cantidad de datos.

### **Mínimos cuadrados y el modelo ajustado.**

Antes de analizar el método de estimación de los mínimos cuadrados es importante presentar el concepto de residual. En esencia, un residual es un error en el ajuste del modelo  $\tilde{y}=b_0+b_1x$

Dado un conjunto de datos de regresión  $\{(x_i, y_i); i=1, 2, \dots, n\}$  y un modelo ajustado  $y_i=b_0+b_1x$  el  $i$ -ésimo residual  $e_i$  es dado por  $y_i - \tilde{y}_i$ ,  $i=1, 2, \dots, n$ . es evidente que si un conjunto de  $n$  residuales es grande, entonces el ajuste del modelo es bueno. Los residuales pequeños son indicadores de un ajuste adecuado. Otra relación interesante

Se deben de calcular los valores  $b_0$  y  $b_1$ , los estimados de  $\beta_0$  y  $\beta_1$ , de manera que la suma de los cuadrados de los residuales sea mínima. La suma residual de los cuadrados con frecuencia se denomina suma de los cuadrados del error respecto a la recta de regresión y se denota como SCE. Este procedimiento de minimización para estimar los parámetros se denomina método de mínimos cuadrados y por lo tanto se debe calcular  $a$  y  $b$  para minimizar

$$SCE = \sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - b_0 - b_1 x_i)^2 \quad (41)$$

Dada la muestra  $\{(x_i, y_i); i=1, 2, \dots, n\}$  los estimados  $b_0$  y  $b_1$  de los mínimos cuadrados de los coeficientes de regresión  $\beta_0$  y  $\beta_1$  se calcula mediante las fórmulas siguientes:

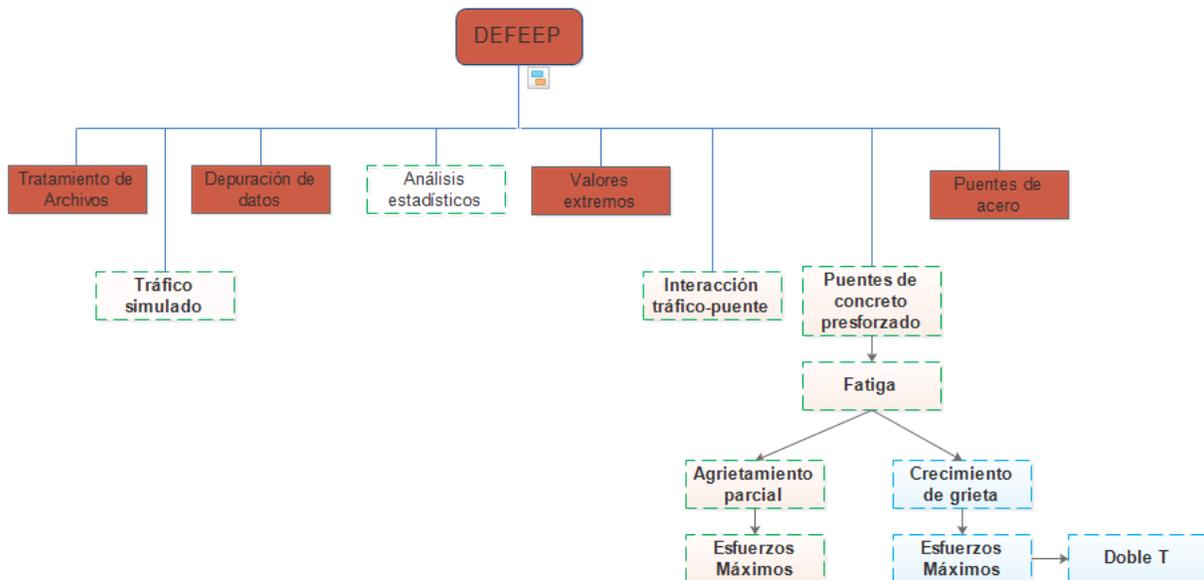
$$b_1 = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right) \left( \sum_{i=1}^n y_i \right)}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right)^2} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (42)$$

$$b_0 = \frac{\sum_{i=1}^n y_i - \sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (43)$$

### 3. METODOLOGÍA

En este apartado se presenta la metodología con la cual se calibra y se valida el modelo matemático de predicción de vida útil a fatiga para puentes de concreto presforzado que considera la degradación del concreto por la propagación de grietas en la sección de las trabes y que se encuentra en el software DEEFEP.

El programa sistematizado DEEFEP cuenta con cuatro etapas previas como se mencionó en el apartado de antecedentes, en este trabajo se utilizan únicamente los módulos de Tráfico simulado Moreno (2016a), el de interacción tráfico-puente Herrada (2013), el de agrietamiento parcial por fatiga Moreno (2016b) y el de “Crecimiento de grieta” que se incluye en el presente trabajo de acuerdo con la figura 3.1



**Figura 3.1 Módulos del DEEFEP**

El modelo que se calibra, es el de agrietamiento parcial por fatiga, para lo cual se agrega un nuevo submenú denominado “Crecimiento de grieta”, el cual representa de forma más realista el comportamiento a flexión de las vigas de concreto presforzado simplemente apoyadas y de sección continua, ya que no solo considera la sección agrietada y totalmente agrietada, sino que considera

secciones intermedias o parcialmente agrietadas que aparecen al presentarse una sobrecarga y donde se calculan los esfuerzos en el cable de presfuerzo.

De manera general la metodología para alcanzar los objetivos es la siguiente:

1. Recabar información sobre puentes
2. Generar escenarios de tráfico simulados para obtener cargas vivas
3. Cálculo de esfuerzos por cargas vivas, cargas muertas y peso propio utilizando el modelo de Agrietamiento parcial por fatiga.
4. Evaluación de vida útil con módulo de agrietamiento parcial por fatiga.
5. Calibración y validación del modelo.

Las aportaciones al software DEEFEP es la inclusión del nuevo módulo denominado “Crecimiento de grieta” con el cual se le da un tratamiento al cálculo de los esfuerzos más apegado a la realidad, ya que se realiza en el rango elástico lineal de acuerdo con las cargas simuladas por el mismo software, tomando en cuenta el cambio de sección transversal de las vigas de concreto presforzado en cada crecimiento de grieta. Otra de las aportaciones al software es la inclusión al módulo de “Esfuerzos máximos” del tipo de sección doble T en el tipo de vigas a analizar, donde se le dará además del nuevo tratamiento de esfuerzos del submenú “Crecimiento de grieta”, el tratamiento ya existente para que arroje los cálculos referentes a los esfuerzos y la vida útil de los puentes que cuente con este tipo de vigas.

### **3.1 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN DE LOS PUENTES**

Para la calibración del modelo de predicción de vida útil a fatiga de las vigas de presfuerzo, se contempla que la mejor manera de realizarlo es aplicando la metodología existente a puentes reales que hubiesen presentado inminente peligro de colapso por fallas relacionadas con los esfuerzos de tensión en la fibra inferior de las vigas, relacionadas con la fatiga producida por la carga vehicular. Por este motivo se toman como caso de estudio, las vigas presforzadas simplemente

apoyadas de sección continua de tres puentes, en las que dichas vigas fueron reforzadas con fibras de carbono ya que presentaban daños debido a las cargas cíclicas producidas por los vehículos y a las sobrecargas.

Para obtener la información concerniente a las estructuras a analizar, se realiza visita a las instalaciones de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) de Querétaro en la residencia general de Puentes y a Caminos y Puentes Federales (CAPUFE) para solicitar dicha información.

De los puentes en estudio se requiere de los planos estructurales, de donde se obtienen las propiedades geométricas de las vigas como son la sección transversal y la longitud, las propiedades mecánicas de los materiales usados y el armado del acero convencional y del acero de presfuerzo.

Además del sistema SIPUMEX (Sistema de Puentes de México) se solicita el historial de los puentes, con el objeto de conocer las fechas de construcción y puesta en operación de cada uno de los puentes de estudio, así como la fecha de reparación a tensión de las vigas con las fibras de carbono, ya que se considera la vida útil como la edad entre la puesta en operación y la fecha en que se realizó la reparación mayor de las vigas.

Por otro lado, se requiere también de la ubicación física de cada uno de los puentes y los datos viales de las estaciones de pesaje estático más cercanas, dichos datos deberán contener el tránsito diario promedio anual, así como los porcentajes y la clasificación por tipo de vehículo.

### **3.2 GENERACIÓN DE ESCENARIOS DE TRÁFICO**

Usando el software DEEFEP, se entra al módulo de Tráfico simulado donde se ingresan los datos viales donde se aprovecha los parámetros estadísticos reportados por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes de los flujos anuales vehiculares pesados de las clases de vehículos, porcentaje por clases en el aforo y pesos estáticos, que alimentan los datos de entrada del simulador.

Con la información antes descrita el módulo simula mediante el método de Montecarlo números aleatorios para la generación de vehículos pesados, determinando para cada vehículo, la clase, fecha y hora de entrada, número de ejes, interdistancia entre ejes, pesos por eje y velocidad, hasta generar el escenario de tráfico de la carretera de interés y lo genera en un archivo con extensión txt el cual puede ser tratado con posterioridad en los cálculos de esfuerzos por carga viva.

Las simulaciones se realizan para obtener escenarios de tráfico con duración de 30 días para cada uno de los puentes en estudio.

Calcular Rangos.

No. Vehiculos:

No. Dias.:

Fecha: 02/03/17

Hora: 00:00:00

Metodo 1.  Metodo 2

(%) Clases Vehiculares

B C2 C3 T3S2 T3S3 T3S2R4 Otros TDPA. Poisson

Tiempo Promedio de ambo entre vehiculos (seg)

Cargar Archivo(Excel) Generar Archivo (txt)

Guardado en:

**Figura 3.2 Pantalla de ingreso de datos anuales en el módulo de tráfico simulado**

Esta generación de escenarios de tráfico nos arrojará las cargas a las que la estructura de los puentes se someterá en el análisis de momentos flexionantes causados por carga viva.

### 3.3 CÁLCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS VIVAS

Para realizar el cálculo de momentos flexionantes producidos por cargas vivas, se ingresa al módulo denominado interacción tráfico-puente mostrado en la figura 3.1, aquí se requerirá de los datos obtenidos por el simulador de tráfico de cada uno de los puentes en estudio (archivo con extensión txt.)

El programa calcula mediante el método de líneas de influencia el comportamiento a la flexión de las vigas del puente ante las cargas vehiculares, es decir que arrojará los momentos flexionantes producidos por las cargas vivas a diferentes posiciones del claro de las vigas.

Dentro del mismo módulo se aplica el método Rain Flow que se encuentra con el que se calculan los rangos de esfuerzos  $S_r$  producidos por lo momentos flexionantes en la sección de las vigas, que para el caso que nos compete se tomará con módulo de sección unitaria para el manejo de los datos en el siguiente módulo.

A partir del conteo de ciclos se realizará la clasificación de la amplitud de esfuerzo y de las veces que se presenta esta amplitud, obteniendo así los histogramas de Rain Flow de donde interesan los valores de esfuerzo máximo, mínimo y el valor medio.

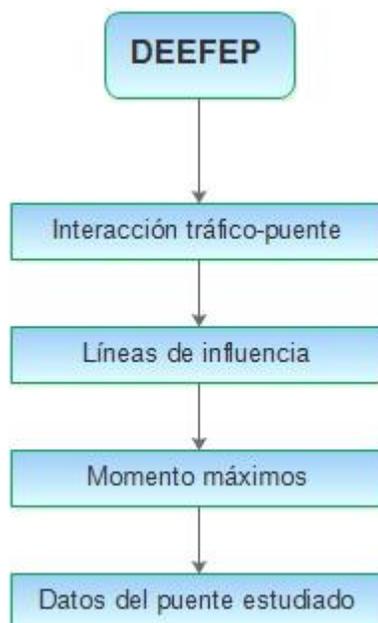


Figura 3.3 Diagrama general del modelo interacción tráfico-puente del DEEFEP.

### 3.4 EVALUACIÓN DE VIDA ÚTIL

Para la predicción de vida útil a fatiga se ingresará al módulo de puentes de concreto presforzado → fatiga → agrietamiento parcial, como se muestra en la figura 3.1

El sistema para iniciar los cálculos debe de alimentarse con los datos geométricos de la sección transversal y de la longitud de claros, además de las propiedades mecánicas del concreto de las vigas y losas, del acero de refuerzo ordinario y del acero del cable de presfuerzo por cada uno de los puentes en estudio. (Figura 3.4)

Abrir Guardar Cálculos

Propiedades geométricas

Longitud del claro (mm):

Peralte de losa (mm):

Separación entre traveses (mm):

Longitud del volado (mm):

Tipo de sección de trabe:

Ubicación de la trabe:

Acero de refuerzo y presfuerzo

Área del acero de refuerzo (mm<sup>2</sup>):

Área de un torón (mm<sup>2</sup>):

Número de torones:

Área del acero de presfuerzo (mm<sup>2</sup>):

Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):

Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):

Esfuerzo de tensado inicial (MPa):

Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):

Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):

Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):

Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):

Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):

Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):

Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):

Cargas muertas

Peso volumétrico del concreto (N/mm<sup>3</sup>):

Carga distribuida por peso muerto (N/mm):

Pérdidas de presfuerzo

Vida del puente (días):

Promedio de la humedad relativa ambiental (%):

Sección transversal de la trabe

AASHTO

B1:  D1:

B2:  D2:

B3:  D3:

Cajón

b:

bfb:

bw:

Esfuerzos en el cable de presfuerzo

Figura 3.4 Pantalla de ingreso de datos módulo de agrietamiento parcial

Este módulo realiza el cálculo de los esfuerzos producidos por los momentos flexionantes por carga muerta y peso propio y además agrega los producidos por las cargas vivas previamente calculados.

El programa realiza una comparativa entre los esfuerzos producidos por los momentos flexionantes totales con el módulo de ruptura en la fibra inferior de la viga, para determinar si la sección presenta agrietamiento. En caso que el esfuerzo producido sea menor que el esfuerzo de ruptura, el programa realiza los cálculos de esfuerzos el cable de presfuerzo en el rango elástico como sección sin agrietar, en caso contrario aplica el método de Mast (1998) con el que calcula los esfuerzos con sección agrietada, en esta etapa el programa genera un archivo denominado Rango\_Esfuerzos.txt

Posteriormente se utiliza el archivo Rango\_Esfuerzos, entrando al módulo Análisis estadísticos → Distribuciones probabilísticas → Análisis de 1 archivo y valores extremos, donde el programa genera el histograma de esfuerzos que es necesario ingresar dentro del módulo del cálculo de fatiga.

Regla de daño acumulado de Miner

Archivo

Vida a fatiga

Vida actual (Años): 0.00

Fracción de año del archivo: 0

Curva S-N: [dropdown]

¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?: [dropdown]

Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa): [input]

Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa): [input]

Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa): [input]

Número de Miner (D): [input]

Vida remanente a fatiga (Años): [input]

Factores para la resistencia a fatiga

Factor de superficie (Ka): [input]

Factor de tamaño (Kb): 1.0 [dropdown]

Factor de confiabilidad (Kc): 1.0 [dropdown]

Factor de temperatura (Kd): 1.0 [dropdown]

Factor de efectos varios (Ke): [input]

Factor de carga (Kcar): 1.0 [dropdown]

Figura 3.5 Pantalla de ingreso de datos al módulo de efectos de fatiga

El proceso para el cálculo de fatiga considerando el agrietamiento es el siguiente:

Se calcula un tamaño inicial de grieta mediante la variación lineal de la diferencia de esfuerzos de ruptura y el primer esfuerzo que genera agrietamiento tomando como referencia la altura total de la viga.

Una vez que se identificó el primer esfuerzo que genera el agrietamiento el programa sigue verificando esfuerzos de magnitudes mayores que produzcan un aumento en la longitud de grieta, así el tamaño final de la grieta es la producida por el esfuerzo máximo mediante variación lineal de esfuerzos.

La tasa de propagación de grietas se obtiene mediante el modelo de Ray y Chandra (2012) con el cual se calcula el número de ciclos para alcanzar la grieta final.

Considerando la sección agrietada y usando el método iterativo de Mast (1998), se realiza el cálculo para obtener el eje neutro de la sección y así mediante la transformación de áreas por la relación de módulos de elasticidad y las propiedades de la sección, se calculan los esfuerzos en el acero de presfuerzo provocado por las cargas vehiculares y las cargas muertas.

Para calcular el número de ciclos a la falla del cable de presfuerzo se utiliza la curva S-N de Hangerberg (2004), estos ciclos se suman a los ciclos para alcanzar la grieta final y mediante la Regla de daño acumulado de Miner se calcula la predicción de vida útil en años de los puentes.

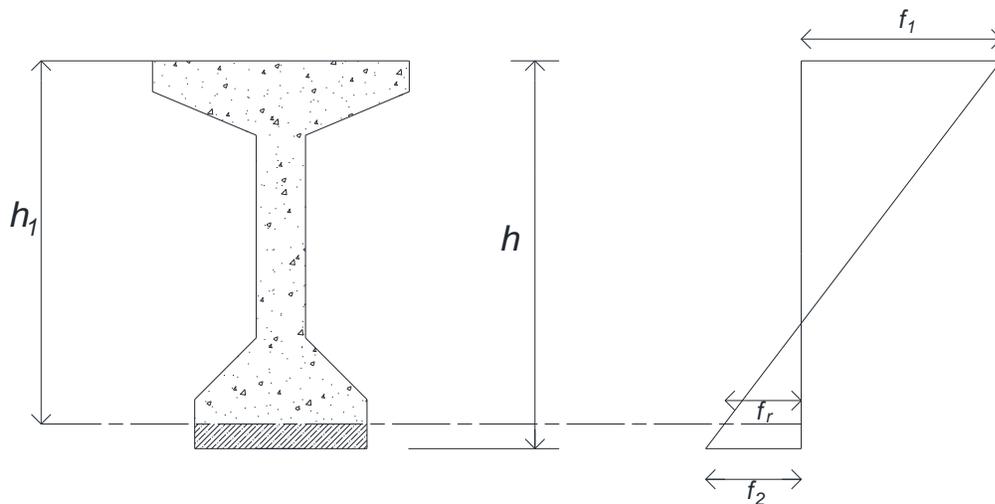
### **3.5 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO.**

Derivado de la revisión de los resultados obtenidos a los casos de estudio, se realizará una comparativa entre la vida útil calculada por el programa y la vida útil considerada como real del puente, la cual es la diferencia entre la fecha de su puesta en operación y la fecha de la reparación mayor de las vigas por las fallas a flexión.

De dicha comparativa se obtendrá una diferencia en años de lo calculado por el programa y lo estimado real, lo cual se traducirá en términos de la fatiga en ciclos de carga para alcanzar tanto la fatiga en el acero de presfuerzo como el crecimiento de la grieta hasta su longitud final.

Uno de los parámetros a revisar serán las cargas que genera el simulador de tráfico, con el objeto de comparar si existe coherencia con las cargas que transitaban en el año que se está simulando.

Por otro lado, el cálculo de esfuerzos se modificará a un sistema lineal elástico considerando el crecimiento de la grieta y disminuyendo la altura de la viga, cada vez que se presente un esfuerzo mayor al de ruptura para considerar esfuerzos con sección variable o de agrietamiento parcial con crecimiento de grieta. Este cálculo se incluirá en un menú denominado “Crecimiento de grieta” (Figura 3.6) y arrojará esfuerzos en el cable de presfuerzo más apegados a la realidad, ya que normalmente ante las cargas que transitan por los puentes, las vigas trabajan en el rango elástico lineal.



**Figura 3.6 Cálculo de esfuerzos con crecimiento de grieta**



**Figura 3.7 Ruta de ingreso para el cálculo de esfuerzos con crecimiento de grieta en DEEFEP**

Otro de los factores importantes a revisar es el número de ciclos generados por año, que dependerán en gran manera del tránsito diario promedio anual reportado por la SCT en sus estaciones de pesaje.

Con relación al modelo de crecimiento de grieta, existen dos parámetros denominados cambio en el ciclo de carga normal  $\Delta P$  y cambio en el ciclo de sobrecarga  $\Delta P$  over, ambos parámetros dependen de la aleatoriedad del simulador de tráfico y por lo tanto son muy susceptibles a cambios en los resultados del modelo.

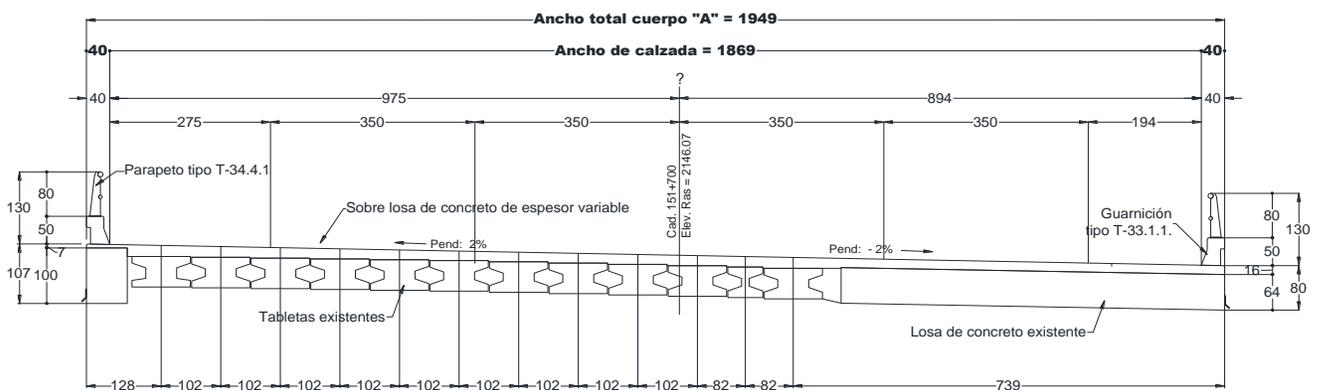
Para realizar la validación de la calibración, se aplicará la metodología modificada a un puente en estudio con diferentes características geométricas, de refuerzo, de ubicación y de clasificación vehicular, donde derivado de la revisión se generarán tablas comparativas mostrando las discrepancias que se observen en cuanto a la vida útil calculada con la conocida real.

#### 4. CASOS DE ESTUDIO.

Para cumplir con los objetivos planteados se tomaron los casos de tres puentes que fueron intervenidos por fallas relacionadas con la fatiga y flexión de las vigas de concreto presforzado, los cuales fueron proporcionados por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) a través de la Residencia de Conservación de Puentes y por la dependencia Caminos y Puentes Federales (CAPUFE).

##### 4.1 Puente PSV entronque a Pachuca

El primer caso de estudio es el puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700, el cual consta de columnas de estribos de mampostería y con un ancho total en el cuerpo A de 19.49 metros con un total de tres carriles, cuenta con un claro de 12.92 metros de longitud. La superestructura es mixta y consta de losa de concreto reforzada y trabes presforzadas del tipo AASHTO I armadas con acero de refuerzo convencional y con acero de presfuerzo.



**Figura 4.1.1 Sección transversal de la superestructura del puente entronque a Pachuca**

Este puente según información de la SIPUMEX (Sistema de puentes de México) fue construido en el año de 1965 y la fecha de reparación mayor de las vigas y del

sistema de losa se realizó en el año 2010, por lo tanto la vida útil conocida de este puente es de 45 años.

Con relación a la información de datos viales, para el año de 1979 se cuenta con la información de la tabla 4.1, información que fue proporcionada por la SCT de la estación de pesaje estático llamada Puente San Juan del Río ubicada en el km 164.10

**Tabla 4.1.- Datos viales obtenidos de la estación Puente San Juan del Río km 164.10 de las publicaciones anuales de la S.C.T., 1979.**

TDPA	Clasificación vehicular en porcentaje						
	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS
13,150	15	27	0	0	0	0	0

Entrando al módulo de tráfico simulado del DEEFEP, se realizan las simulaciones para obtener los escenarios de tráfico para una duración de 30 días.

El módulo de tráfico simulado aprovecha los parámetros estadísticos reportados por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes de los datos viales de acuerdo con las clases de vehículos, porcentaje por clases en el aforo y pesos estáticos, que alimentan los datos de entrada del simulador. (Figura 4.1.2)

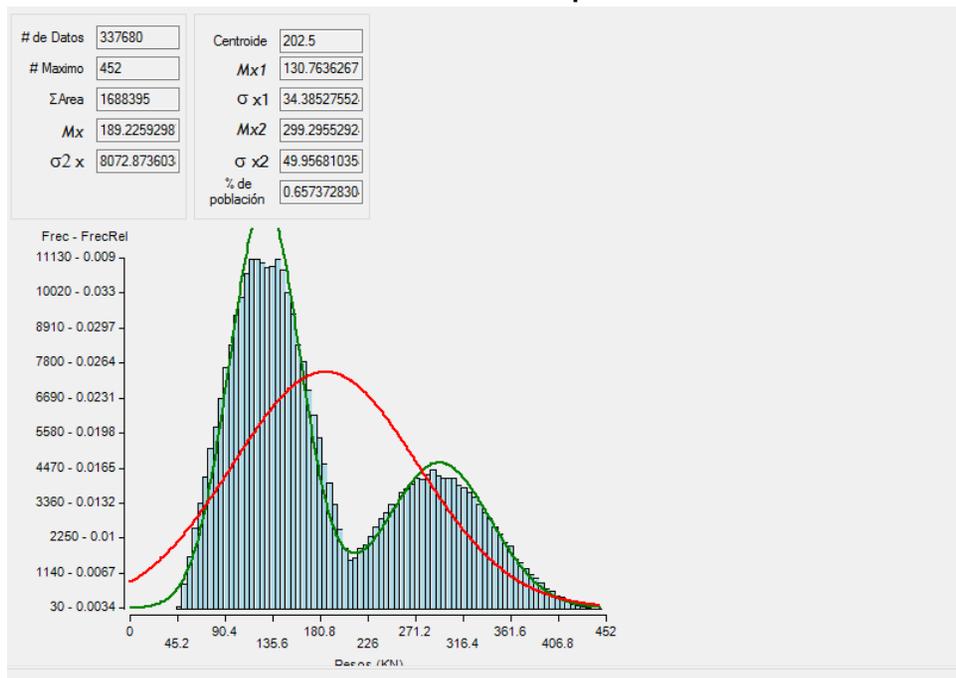
Con la información antes descrita el módulo simula mediante el método de Montecarlo números aleatorios para la generación de vehículos pesados, determinando para cada vehículo, la clase, fecha y hora de entrada, número de ejes, interdistancia entre ejes, pesos por eje y velocidad, hasta generar el escenario de tráfico de la carretera de interés.

Con esta información se generaron 337,680 datos sobre vehículos, mediante la cual se obtuvieron los histogramas y gráficas de frecuencia y peso de dichos vehículos, encontrando de acuerdo con una distribución bimodal que los pesos que

presentan mayor frecuencia son de 130.76 KN y 299.29 como se muestra en la figura 4.1.3

La información generada por parte del DEEFEP es un archivo del tipo txt., y se guarda ya que posteriormente se utiliza para obtener los momentos que generan las cargas vivas.

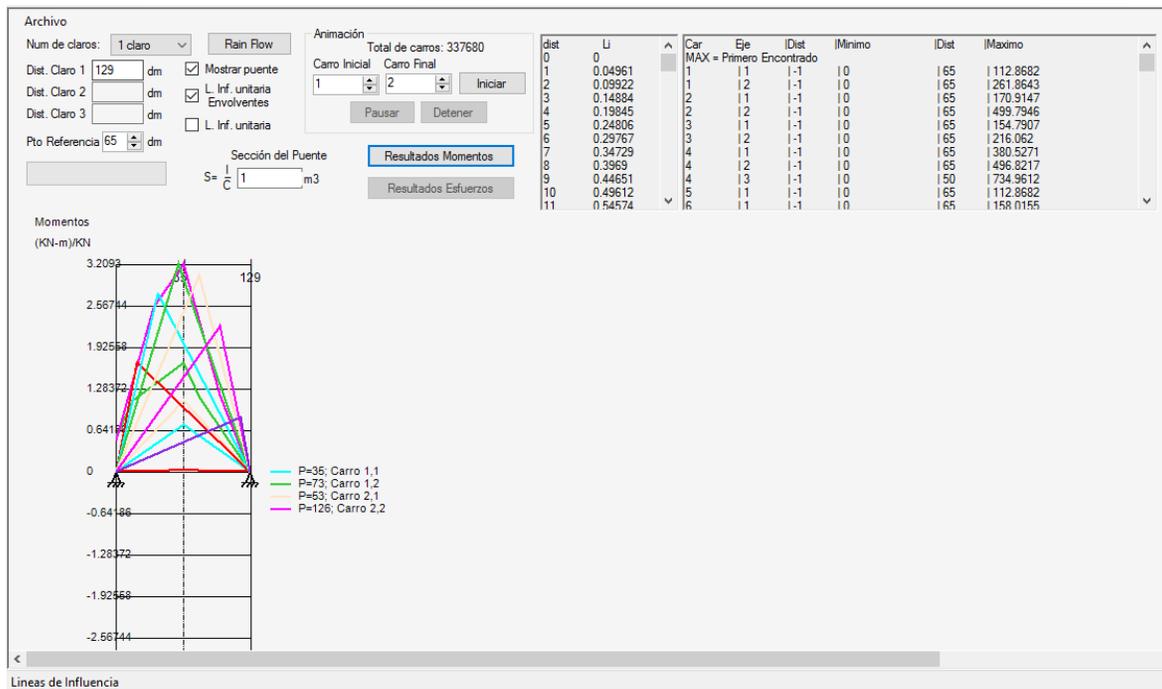
**Figura 4.1.2 Ingreso de datos al DEEFEP para la generación de escenarios de tráfico del año 1979 del Puente Entronque Pachuca**



**Figura 4.1.3 Histograma de frecuencias y pesos del tráfico simulado para el puente entronque Pachuca para el año 1979**

Utilizando el módulo de interacción tráfico – puente, se ingresaron los datos del puente relativos al número de claros que para este caso es uno y a la longitud en decímetros 129 dm, en la pestaña de “Archivo” se establece la carpeta donde se almacenará el archivo que genera el programa denominado Maximos.txt que arrojará los momentos producidos por las cargas de tráfico simuladas y en esa misma pestaña se abre el archivo con extensión .txt que contiene los datos del tráfico simulado.

Activando las casillas de “Mostrar puente” y “L. inf. Unitaria envolventes”, el programa muestra los diagramas de momentos de los primeros 11 vehículos (Figura 4.1.4), posteriormente volviendo a colocar el número uno en la casilla “Sección de Puente” se activan los botones de “Resultado Momentos” y “Resultados Esfuerzos”. Presionando el botón “Resultado Momentos”, “Resultado Esfuerzos” y “Rain Flow” el módulo genera el archivo denominado Máximos txt. y lo coloca en la ruta que se estableció en el párrafo anterior.



**Figura 4.1.4 Ingreso de datos en módulo interacción tráfico-puente para el puente entronque Pachuca**

Ingresando al módulo “Puentes de concreto presforzado” → Fatiga → Agrietamiento parcial → Esfuerzos máximos, se ingresan los datos concernientes a la viga que se analiza, en este caso es una viga intermedia y los primeros datos de entrada son los mostrados en la tabla 4.2, que son las propiedades geométricas de la sección.

**Tabla 4.2.- Ingreso de propiedades geométricas del puente entronque Pachuca**

Propiedades geométricas	
Longitud de claro (mm)	12920
Peralte de losa (mm)	180
Separación entre trabes (mm)	1200
Longitud de volado (mm)	1280
Tipo de sección de trabe	AASHTO I
Ubicación de la trabe	Interna

Posteriormente se ingresaron los datos relativos a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados como se muestra en la figura 4.1.5

Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):	34.4
Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):	24.51
Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):	411.87
Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	1723
Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):	27728
Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):	23435
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):	199948
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):	186159

**Figura 4.1.5 Propiedades mecánicas del puente entronque Pachuca**

A continuación, se ingresaron los datos relativos a cargas muertas, donde se coloca el peso volumétrico del concreto y la carga distribuida por peso muerto, en donde se incluye el peso de la carpeta asfáltica, parapeto y guarnición de concreto. (Figura 4.1.6).

Cargas muertas	
Peso volumétrico del concreto (N/mm <sup>3</sup> ):	0.0000235363
Carga distribuida por peso muerto (N/mm):	11.20

**Figura 4.1.6 Cargas muertas sobre el puente entronque Pachuca**

Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo se ingresaron los datos correspondientes al tipo de acero utilizado, que en este caso es acero tipo 250, la vida útil en días hasta la fecha donde se generó el escenario de tráfico, la humedad relativa del lugar y el perímetro de la sección analizada. (Figura 4.1.7)

Pérdidas de presfuerzo	
Vida del puente (días):	5110
Promedio de la humedad relativa ambiental (%):	71
Factor K <sub>re</sub> :	18500
Factor J:	0.14
Perímetro de la sección (mm):	3100

**Figura 4.1.7 Datos para el cálculo de pérdidas de presfuerzo del puente entronque Pachuca**

Enseguida se ingresaron los datos correspondientes al acero de refuerzo y acero de presfuerzo de la viga a analizar, así como sus correspondientes datos geométricos. (Figura 4.1.8 y 4.1.9).

Acero de refuerzo y presfuerzo

Área del acero de refuerzo (mm <sup>2</sup> ):	2628
Área de un torón (mm <sup>2</sup> ):	92.90
Número de torones:	13
Área del acero de presfuerzo (mm <sup>2</sup> ):	1207.7
Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):	50
Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):	100
Esfuerzo de tensado inicial (MPa):	1292.80

Figura 4.1.8 Área de acero de refuerzo y de presfuerzo del puente entronque Pachuca

Sección transversal de la trabe

AASHTO		Cajón			
B1:	600	D1:	650	b:	<input type="text"/>
B2:	600	D2:	100	bfb:	<input type="text"/>
B3:	140	D3:	<input type="text"/>	bw:	<input type="text"/>
B4:	230	D4:	100	tft:	<input type="text"/>
B5:	<input type="text"/>	D5:	100	tfb:	<input type="text"/>
B6:	230	D6:	100	h:	<input type="text"/>

Figura 4.1.9 Sección transversal de las vigas tipo AASHTO I puente entronque Pachuca

Posteriormente se ingresaron los datos del factor de concentración de cargas, donde de la pestaña se elige la opción b colocando el factor de carga igual a 1 (Figura 4.1.10)

Factor de concentración de carga

Opción elegida:

a) Factor de concentración de carga (AASHTO)

Número de camiles cargados:

Número de traveses:

Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la trabe analizada (cm):

Momento de inercia del conjunto de traveses (cm<sup>4</sup>):

Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las traveses (cm):

Excentricidad del vehículo 2 respecto al centroide de las traveses (cm):

Factor de concentración de carga:

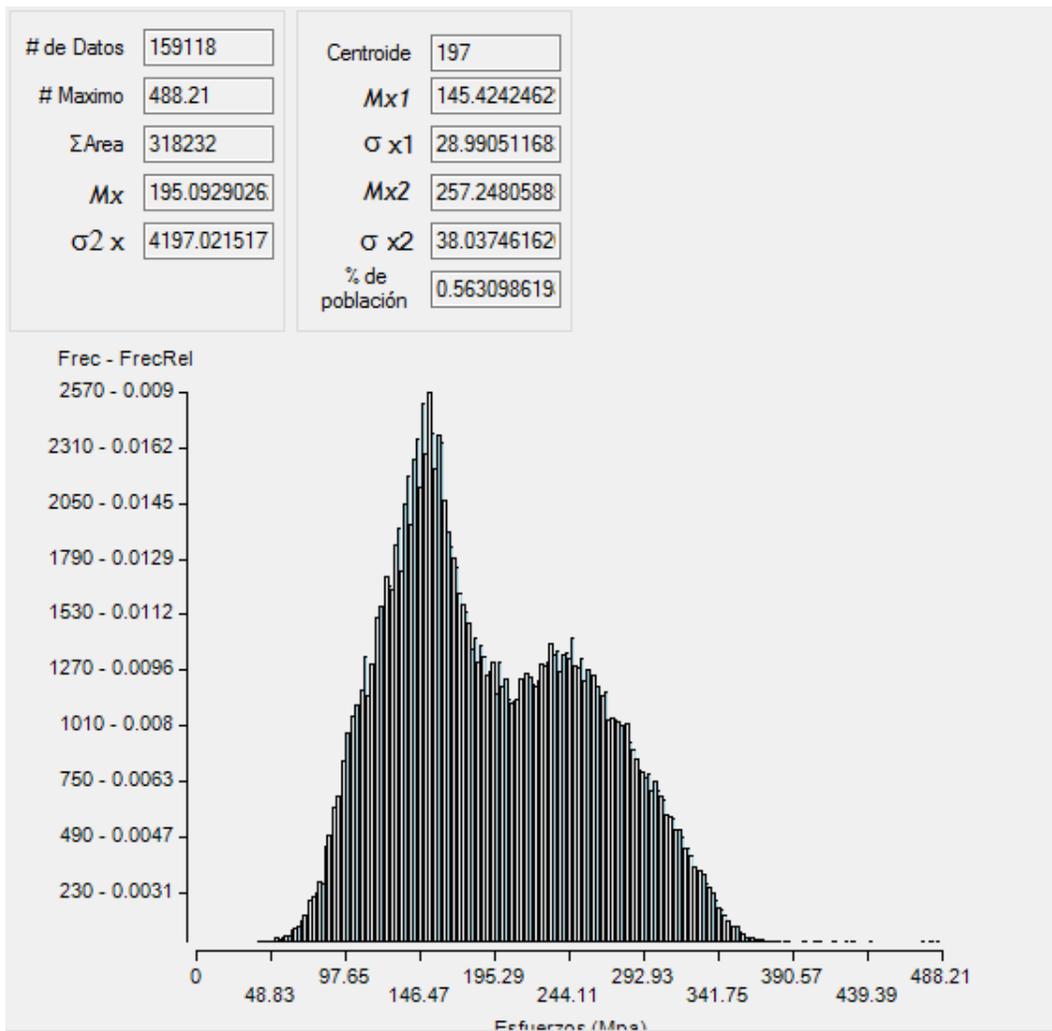
b) De inspección directa

Factor de concentración de carga:

**Figura 4.1.10 Factor de carga del puente entronque a Pachuca**

Después de colocar todos los datos del puente correspondiente, se agrega el nombre del puente, que en este caso se optó por el nombre de “Entronque Pachuca”, para posteriormente en la pestaña “Archivo” se estableció primeramente la ruta donde se guardó el archivo de esfuerzos denominado “Rango\_ esfuerzos.txt” y ahí mismo se abrió el archivo de momentos denominado “Máximos.txt”, posteriormente el programa genera los rangos de esfuerzos de la viga analizada.

Entrando al módulo de “Análisis estadístico” → Análisis de 1 archivo y valores extremos se abrió el archivo “Rango\_Esfuerzos.txt” mediante el cual se genera el histograma de esfuerzos denominado “Histograma.txt”, donde en la casilla de “Columna a leer” se coloca el número 1 y en la casilla “Rango” se coloca el número 2. (Figura 4.1.11).



**Figura 4.1.11 Histograma de esfuerzos del puente entronque a Pachuca**

Luego de realizar lo anterior se ingresó al módulo “Puentes de concreto presforzado” → Fatiga → Agrietamiento parcial → Efectos de fatiga → Regla Miner donde se ingresaron únicamente los datos relativos a la fracción del año de archivo en inverso, que es el número de días de registro del escenarios de tráfico generado, en este caso es de 30 días entre 250 días, lo cual arrojó 8.33333, la curva utilizada para la predicción fue Hangenberger, en relación a los factores de resistencia a fatiga se colocó el número 1 para todos. (Figura 4.1.12).

**Figura 4.1.12 Cálculo de la vida útil del puente entronque a Pachuca**

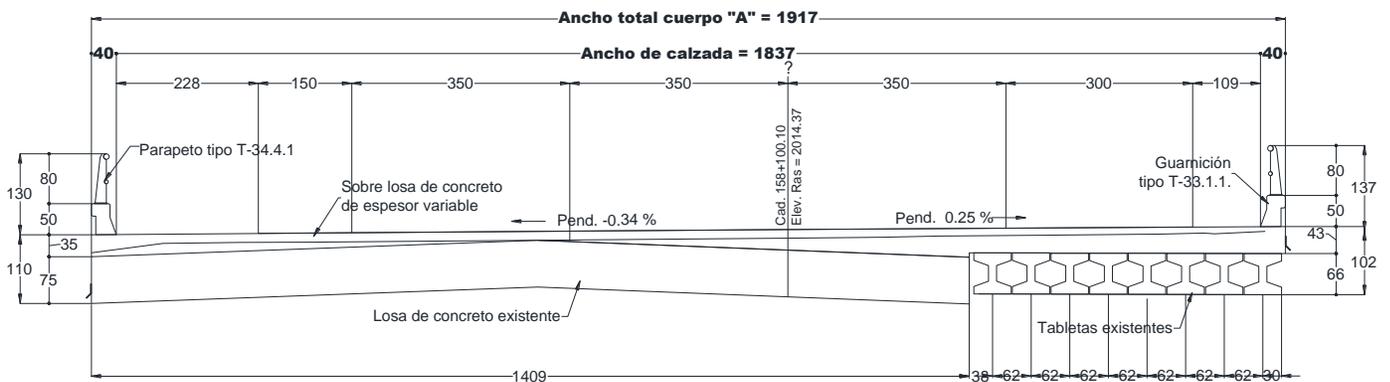
La vida útil calculada para la viga analizada de este puente por el programa fue de 0.93 años.

Lo anterior nos arroja una vida útil total de la viga analizada de 14.93 años, es decir que, en comparación con la vida real de la estructura, existe una diferencia en años de 30.07 años.

## 4.2 Puente P.S.F.F.C.C.

El segundo caso de estudio es el puente P.S.F.F.C.C. ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100, el cual consta de columnas de concreto y que cuenta con un ancho total en el cuerpo A de 19.17 metros con un total de tres carriles, cuenta con tres claros de longitud distinta, 7.70, 14.96 y 6.80 metros respectivamente. La superestructura es mixta y consta de losa de concreto reforzada y travesaños presforzados del tipo AASHTO I armados con acero de refuerzo convencional y con acero de presfuerzo.

Este puente fue construido en el año de 1965 y la fecha de reparación mayor de las vigas y del sistema de losa se realizó en el año 2010, por lo que cuenta con una vida útil de 45 años



**Figura 4.2.1 Sección transversal de la superestructura del puente P.S.F.F.C.C.**

Con relación a la información de datos viales, para el año de 1979 se cuenta con la información de la tabla 4.1, ya que se utilizó la misma estación de pesaje estático, al ser la más cercana a la ubicación del puente.

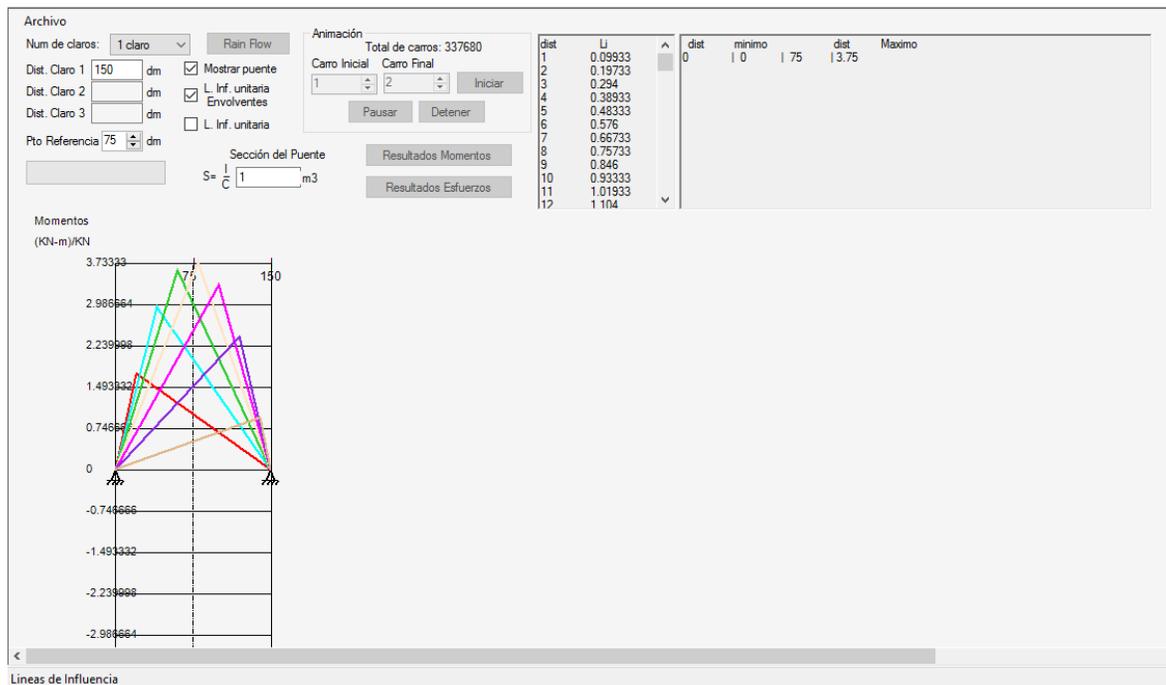
Entrando al módulo de tráfico simulado del DEEFEP, se realizan las simulaciones para obtener los escenarios de tráfico para una duración de 30 días.

Con esta información se generaron 337,680 datos sobre vehículos, mediante la cual se obtuvieron los histogramas y gráficas de frecuencia y peso de dichos vehículos, encontrando de acuerdo con una distribución bimodal que los pesos que presentan mayor frecuencia son de 130.76 KN y 299.29 como se muestra en la figura 4.1.3

La información generada por parte del DEEFEP es un archivo del tipo txt., y se guarda ya que posteriormente se utiliza para obtener los momentos que generan las cargas vivas.

Utilizando el módulo de interacción tráfico – puente, se ingresaron los datos del puente relativos al número de claros que para este caso son tres y a la longitud en decímetros son las siguientes respectivamente 77 dm, 149.6 dm y 68 dm, en la pestaña de “Archivo” se establece la carpeta donde se almacenará el archivo que genera el programa denominado Maximos.txt que arrojará los momentos producidos por las cargas de tráfico simuladas y en esa misma pestaña se abre el archivo con extensión .txt que contiene los datos del tráfico simulado.

Activando las casillas de “Mostrar puente” y “L. inf. Unitaria envolventes”, el programa muestra los diagramas de momentos de los primeros 11 vehículos (Figura 4.2.2), posteriormente volviendo a colocar el número uno en la casilla “Sección de Puente” se activan los botones de “Resultado Momentos” y “Resultados Esfuerzos”. Presionando el botón “Resultado Momentos”, “Resultado Esfuerzos” y “Rain Flow” el módulo genera el archivo denominado Máximos txt. y lo coloca en la ruta que se estableció en el párrafo anterior.



**Figura 4.2.2 Ingreso de datos en módulo interacción tráfico-puente para el puente P.S.F.F.C.C.**

Ingresando al módulo “Puentes de concreto presforzado” → Fatiga → Agrietamiento parcial → Esfuerzos máximos, se ingresan los datos concernientes a la viga que se analiza, en este caso es una viga intermedia y los primeros datos de entrada son los mostrados en la tabla 4.3, que son las propiedades geométricas de la sección.

**Tabla 4.3.- Ingreso de propiedades geométricas del puente entronque P.S.F.F.C.C.**

Propiedades geométricas	
Longitud de claro (mm)	15,000
Peralte de losa (mm)	410
Separación entre trabes (mm)	620
Longitud de volado (mm)	300
Tipo de sección de trabe	AASHTO I
Ubicación de la trabe	Interna

Posteriormente se ingresaron los datos relativos a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados como se muestra en la figura 4.2.3

Propiedades mecánicas de los materiales	
Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):	34.4
Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):	24.51
Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):	411.87
Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	1723
Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):	27728
Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):	23435
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):	199948
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):	186159

**Figura 4.2.3 Propiedades mecánicas del puente P.S.F.F.C.C.**

A continuación, se ingresaron los datos relativos a cargas muertas, donde se coloca el peso volumétrico del concreto y la carga distribuida por peso muerto, en donde se incluye el peso de la carpeta asfáltica, parapeto y guarnición de concreto. (Figura 4.2.4).

Cargas muertas	
Peso volumétrico del concreto (N/mm <sup>3</sup> ):	0.0000235363
Carga distribuida por peso muerto (N/mm):	11.20

**Figura 4.2.4 Cargas muertas sobre el puente P.S.F.F.C.C.**

Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo se ingresaron los datos correspondientes al tipo de acero utilizado, que en este caso es acero tipo 250, la vida útil en días hasta la fecha donde se generó el escenario de tráfico, la humedad relativa del lugar y el perímetro de la sección analizada. (Figura 4.2.5)

Pérdidas de presfuerzo	
Vida del puente (días):	5110
Promedio de la humedad relativa ambiental (%):	71
Factor Kre:	18500
Factor J:	0.14
Perímetro de la sección (mm):	3180

**Figura 4.2.5 Datos para el cálculo de pérdidas de presfuerzo del puente P.S.F.F.C.C.**

Enseguida se ingresaron los datos correspondientes al acero de refuerzo y acero de presfuerzo de la viga a analizar, así como sus correspondientes datos geométricos. (Figura 4.2.6 y 4.2.7).

Acero de refuerzo y presfuerzo	
Área del acero de refuerzo (mm <sup>2</sup> ):	2628
Área de un torón (mm <sup>2</sup> ):	92.90
Número de torones:	13
Área del acero de presfuerzo (mm <sup>2</sup> ):	1207.7
Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):	50
Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):	100
Esfuerzo de tensado inicial (MPa):	1292.80

**Figura 4.2.6 Área de acero de refuerzo y de presfuerzo del puente P.S.F.F.C.C.**

Sección transversal de la trabe

Diagrama de la sección transversal de la trabe con las siguientes dimensiones etiquetadas:

- B1: Ancho superior
- B2: Ancho inferior
- B3: Ancho del alma
- B4: Espesor del alma
- B6: Espesor del flange inferior
- D1: Altura total
- D2: Altura del flange superior
- D3: Altura del alma
- D4: Altura del flange superior desde el eje central
- D5: Altura del flange inferior desde el eje central
- D6: Altura del flange inferior

AASHTO		Cajón			
B1:	600	D1:	650	b:	<input type="text"/>
B2:	600	D2:	120	bfb:	<input type="text"/>
B3:	130	D3:	<input type="text"/>	bw:	<input type="text"/>
B4:	240	D4:	80	tft:	<input type="text"/>
B5:	<input type="text"/>	D5:	80	tfb:	<input type="text"/>
B6:	240	D6:	120	h:	<input type="text"/>

Figura 4.2.7 Sección transversal de las vigas tipo AASHTO I puente P.S.F.F.C.C.

Factor de concentración de carga

Opción elegida:

a) Factor de concentración de carga (AASHTO)

Número de camiles cargados:

Número de traves:

Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la trabe analizada (cm):

Momento de inercia del conjunto de traves (cm<sup>4</sup>):

Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las traves (cm):

Excentricidad del vehículo 2 respecto al centroide de las traves (cm):

Factor de concentración de carga:

b) De inspección directa

Factor de concentración de carga:

Figura 4.2.8 Factor de carga del puente P.S.F.F.C.C.

Posteriormente se ingresaron los datos del factor de concentración de cargas, donde de la pestaña se elige la opción b colocando el factor de carga igual a 1 (Figura 4.2.8)

Después de colocar todos los datos del puente correspondiente, se agrega el nombre del puente, que en este caso se optó por el nombre de “P.S.F.F.C.C.”, para posteriormente en la pestaña “Archivo” se estableció primeramente la ruta donde se guardó el archivo de esfuerzos denominado “Rango\_ esfuerzos.txt” y ahí mismo se abrió el archivo de momentos denominado “Máximos.txt”, posteriormente el programa genera los rangos de esfuerzos de la viga analizada.

Entrando al módulo de “Análisis estadístico” → Análisis de 1 archivo y valores extremos se abrió el archivo “Rango\_Esfuerzos.txt” mediante el cual se genera el histograma de esfuerzos denominado “Histograma.txt”, donde en la casilla de “Columna a leer” se coloca el número 1 y en la casilla “Rango” se coloca el número 2. (Figura 4.2.9).

Luego de realizar lo anterior se ingresó al módulo “Puentes de concreto presforzado” → Fatiga → Agrietamiento parcial → Efectos de fatiga → Regla Miner donde se ingresaron únicamente los datos relativos a la fracción del año de archivo 8.33333, la curva utilizada para la predicción fue Hangenberger, en relación a los factores de resistencia a fatiga se colocó el número 1 para todos. (Figura 4.2.10).

La vida útil calculada para la viga analizada de este puente por el programa fue de 1.55 años.

Lo anterior nos arroja una vida útil total de la viga analizada de 15.55 años, es decir que, en comparación con la vida real de la estructura, existe una diferencia en años de 29.45 años.

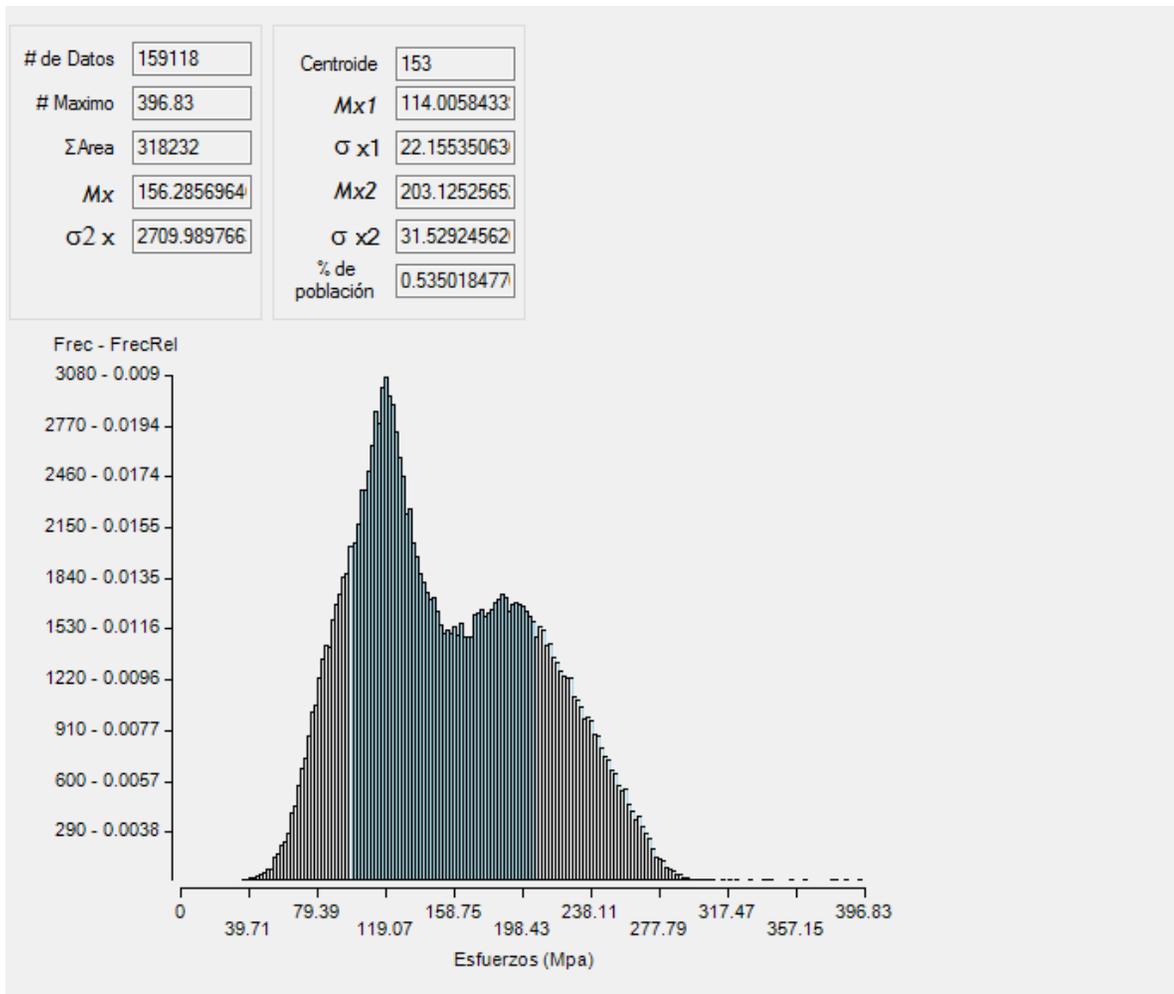


Figura 4.2.9 Histograma de esfuerzos del puente P.S.F.F.C.C.

Regla de daño acumulado de Miner

Archivo

Vida a fatiga

Vida actual (Años): 0.00

Fracción de año del archivo: 8.33333

Curva S-N: Hangenberger

¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?: No

Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa):

Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):

Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):

Número de Miner (D): 0.077318546755

Vida remanente a fatiga (Años): 1.55

Factores para la resistencia a fatiga

Factor de superficie (Ka): 1

Factor de tamaño (Kb): 1.0

Factor de confiabilidad (Kc): 1.0

Factor de temperatura (Kd): 1.0

Factor de efectos varios (Ke): 1

Factor de carga (Kcar): 1.0

Figura 4.2.10 Cálculo de la vida útil del puente P.S.F.F.C.C.

## 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CALIBRACIÓN DEL MODELO.

De la aplicación de la metodología DEEFEP a los puentes en estudio, se observa que existe una diferencia considerable entre la vida útil calculada y la real de acuerdo con las fechas de reparación mayor de los puentes. (Tabla 5.0)

Para el Puente entronque a Pachuca existe una diferencia en años de 30.07 y del mismo modo la diferencia del Puente PSFFCC es de 29.45 años.

**Tabla 5.0.- Comparativa de resultados aplicando la metodología del DEEFEP**

<b>Nombre de Puente</b>	<b>Vida útil calculada (Hangenberg)</b>	<b>Vida útil hasta reparación</b>	<b>Diferencia en años</b>	<b>Porcentaje de diferencia</b>
Puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700	14.93	45	30.07	67%
P.S.F.F.C.C. carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100	15.55	45	29.45	65%

En la aplicación de la metodología del DEEFEP, se observa que en el módulo “tráfico simulado”, el programa una vez alimentado con la información correspondiente a las clases de vehículos y al tránsito diario promedio anual, generó vehículos con pesos desde 49 kN hasta un máximo de 452 kN.

Los pesos que generó el simulador de tráfico no son coherentes con los pesos que circulaban durante 1979 y esta situación es debida a que el simulador de tráfico se programó utilizando las estadísticas de pesos y dimensiones de vehículos más actuales reportadas (Gutiérrez y Mendoza, 2004).

Derivado de lo descrito en el párrafo anterior, se realizó una investigación para obtener pesos y dimensiones correspondientes a las fechas en que se realizan las simulaciones de tráfico, encontrando que este tipo de estudios, se inició en el año de 1991 por el Instituto Mexicano del Transporte.

Por tal motivo y con la información obtenida por (Mendoza *et al*, 1992) y (Fernández y Ayala, 1999) se realizó la modificación de las cargas para obtener una nueva simulación de tráfico y poder realizar la evaluación de los puentes de nueva cuenta. (Tabla 5.1 y 5.2)

**Tabla 5.1.- Pesos mínimo y máximo reportado de vehículo C2, Mendoza et al, 1992.**

<b>Clasificación de vehículo</b>	<b>Peso bruto promedio del vehículo vacío (kN)</b>	<b>Peso bruto promedio del vehículo sobrecargado (kN)</b>
C2	39.22	225.55

**Tabla 5.2.- Pesos medio de vehículo C2, Fernández y Ayala, 1999.**

<b>Clasificación de vehículo</b>	<b>Media en peso (kN)</b>
C2	77.14

Cabe mencionar que se realizaron dos simulaciones para cada uno de los puentes, es decir, en el caso de la tabla 5.1, se modificaron los límites de peso máximo y mínimo del vehículo tipo C2 y se realizó la simulación y por otro lado se modificó de acuerdo con la tabla 5.2 la media en peso del vehículo C2 y se tomó en cuenta la desviación estándar y el coeficiente de variación que el programa ya tiene calculado.

De acuerdo con la modificación, los pesos máximos reportados en la simulación de tráfico son de 234 kN y 235 kN respectivamente, siendo estos resultados más coherentes.

Con esta información se generaron 165,690 datos sobre vehículos, mediante la cual se obtuvieron los histogramas y gráficas de frecuencia y peso de dichos vehículos, encontrando de acuerdo con una distribución bimodal que los pesos que presentan mayor frecuencia son de 152.20 kN y 181.25 kN como se muestra en la figura 5.1.1, para el caso de los datos de la tabla 5.1.

De igual forma para el caso de la tabla 5.2, se generaron 165,690 datos sobre vehículos y el histograma, gráfica de frecuencia y pesos muestra que los pesos de mayor frecuencia son de 127.24 kN y 186.80 kN de acuerdo a la distribución bimodal. (Figura 5.1.2)

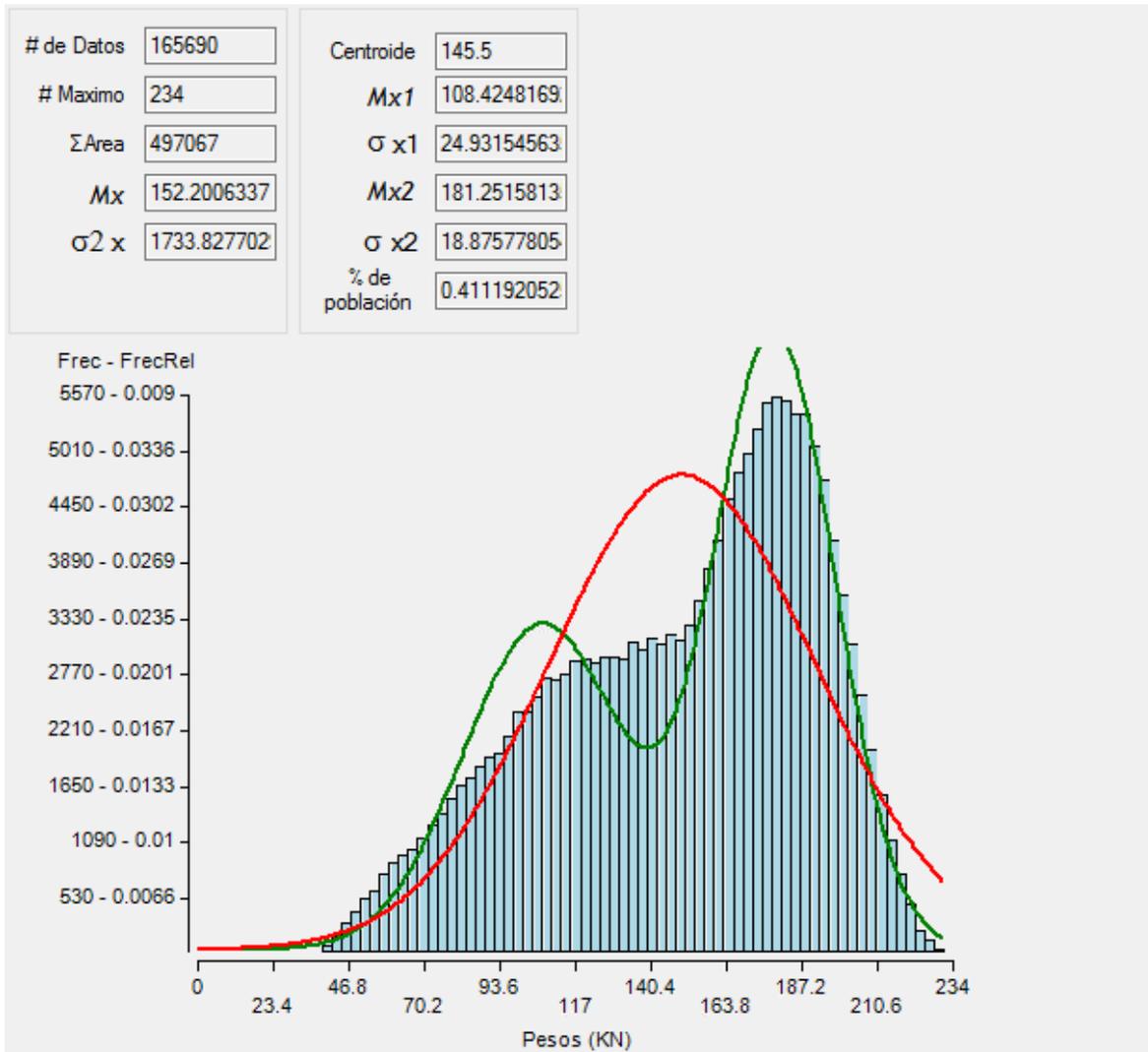
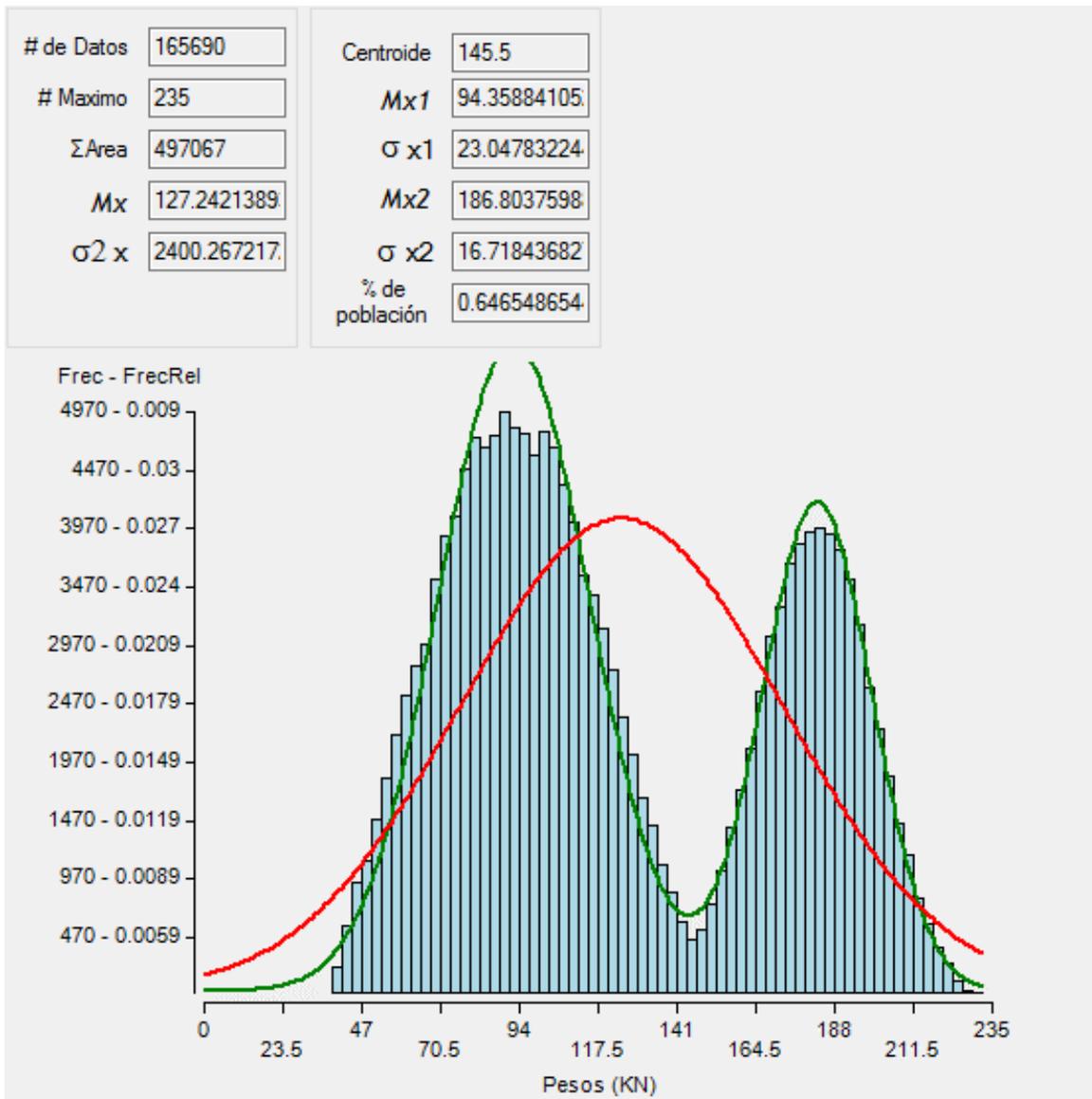


Figura 5.1.1 Histograma de frecuencias y pesos del tráfico simulado modificado (Mendoza et al, 1992) para el puente entronque Pachuca y PSFFCC para el año 1979



**Figura 5.1.2 Histograma de frecuencias y pesos del tráfico simulado modificado (Fernández y Ayala, 1999) para el puente entronque Pachuca y PSFFCC para el año 1979**

Otro aspecto que es de suma importancia dentro del modelo propuesto es el descrito en el apartado 2.44, de forma más precisa en la ecuación 35 correspondiente al término denominado  $\Delta G$  y  $\Delta G1$ , mismos que a su vez dependen del término  $\Delta P$  y  $\Delta P_{over}$  que son las diferencias entre ciclos de peso normal y la de la sobrecarga.

Estos parámetros  $\Delta P$  y  $\Delta P_{over}$  dentro del modelo deben de tener una variación de amplitud constante, sin embargo y debido a la aleatoriedad del simulador de tráfico y a la forma en que se encuentra programado el código para el cálculo de estos valores, no se realiza de esa manera. Es por eso que una de las modificaciones que se realizan son las de obtener la mediana de pesos para el caso de vehículos que no generan agrietamiento en la viga y una mediana de pesos que generan agrietamiento. De esta forma se evitan variaciones sustanciales en el modelo.

Dentro de la tabla 5.3, 5.4, 5.5 y 5.6 se observan las medianas en peso obtenidas del archivo con extensión txt que generó el programa para la simulación de tráfico, con las cuales se modificó el cálculo de los parámetros  $\Delta P$  y  $\Delta P_{over}$

**Tabla 5.3.- Cálculos de  $\Delta P$  y  $\Delta P_{over}$  utilizando las medianas de carga para puente entronque a Pachuca con datos de Mendoza et al, 1992**

Tipo de carga	Peso de primer vehículo que agrieta (kN)	Peso del vehículo más pesado (kN)	Mediana de peso (kN)	$\Delta P$ (kN)	$\Delta P_{over}$ (kN)
Carga normal	209.00	-	124.50	84.50	
Sobrecarga	-	234.00	221.50		12.50

**Tabla 5.4.- Cálculos de  $\Delta P$  y  $\Delta P_{over}$  utilizando las medianas de carga para puente entronque a Pachuca con datos de Fernández y Ayala, 1999**

Tipo de carga	Peso de primer vehículo que agrieta (kN)	Peso del vehículo más pesado (kN)	Mediana de peso (kN)	$\Delta P$ (kN)	$\Delta P_{over}$ (kN)
Carga normal	204.00	-	122.00	82.00	
Sobrecarga	-	234.00	219.00		15.00

**Tabla 5.5.- Cálculos de  $\Delta P$  y  $\Delta P$  over utilizando las medianas de carga para puente  
P.S.F.F.C.C. con datos de Mendoza et al, 1992**

Tipo de carga	Peso de primer vehículo que agrieta (kN)	Peso del vehículo más pesado (kN)	Mediana de peso (kN)	$\Delta P$ (kN)	$\Delta P$ over(kN)
Carga normal	185.00	-	112.50	72.50	
Sobrecarga	-	234.00	209.35		24.50

**Tabla 5.6.- Cálculos de  $\Delta P$  y  $\Delta P$  over utilizando las medianas de carga para puente  
P.S.F.F.C.C. con datos de Fernández y Ayala, 1999**

Tipo de carga	Peso de primer vehículo que agrieta (kN)	Peso del vehículo más pesado (kN)	Mediana de peso (kN)	$\Delta P$ (kN)	$\Delta P$ over(kN)
Carga normal	179.00	-	109.50	69.50	
Sobrecarga	-	235.00	207.00		28.00

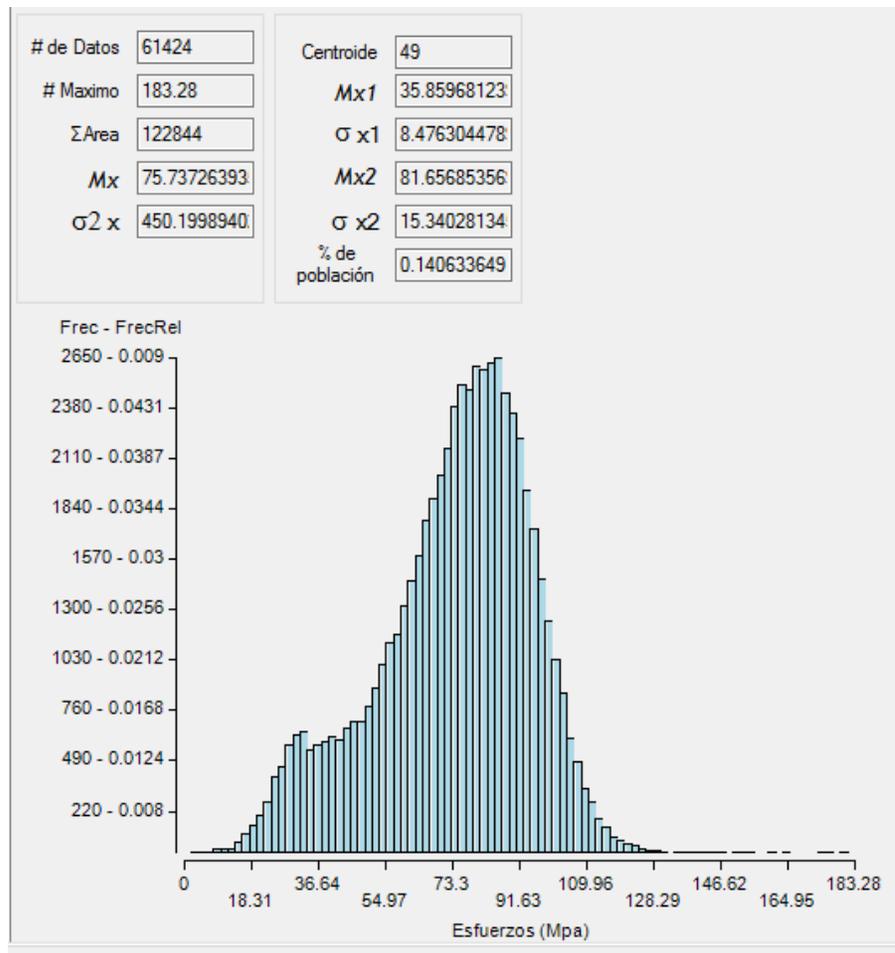
Por otro lado, también es de suma importancia el obtener el número de ciclos por año que se presentan de acuerdo con el tránsito diario promedio anual, ya que el modelo no incluía este resultado para la comparativa en cuanto al número de ciclos a la falla y el número de ciclos por año, por este motivo se incluyó el cálculo dentro del programa de este factor que es de suma importancia para el cálculo de vida útil de los puentes en estudio.

Así para el caso de los puentes de entronque a Pachuca y de PSFFCC el número de vehículos calculados por año es de 4,799,750 que es el resultado de la multiplicación del TDPA 13,150 por 365 días por año.

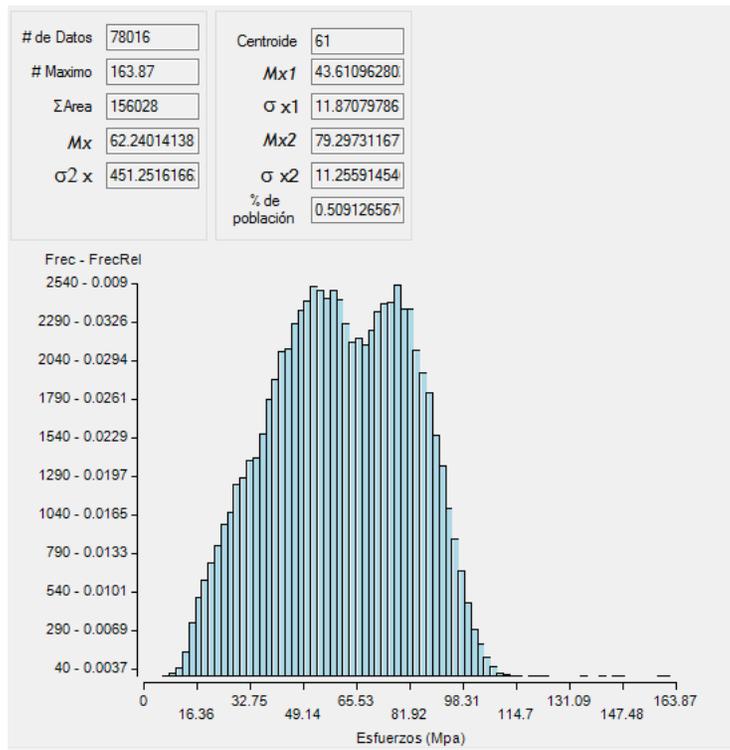
Este resultado también es una de las modificaciones que se realizan al módulo de agrietamiento parcial.

Para el caso de los esfuerzos con el nuevo módulo, se programó dentro del software el cálculo de esfuerzos en el rango elástico, donde cada vez que el módulo de ruptura del concreto es sobrepasado debido a las cargas vivas producidas por los vehículos simulados, la grieta crece y por lo tanto el área de la sección transversal decrece.

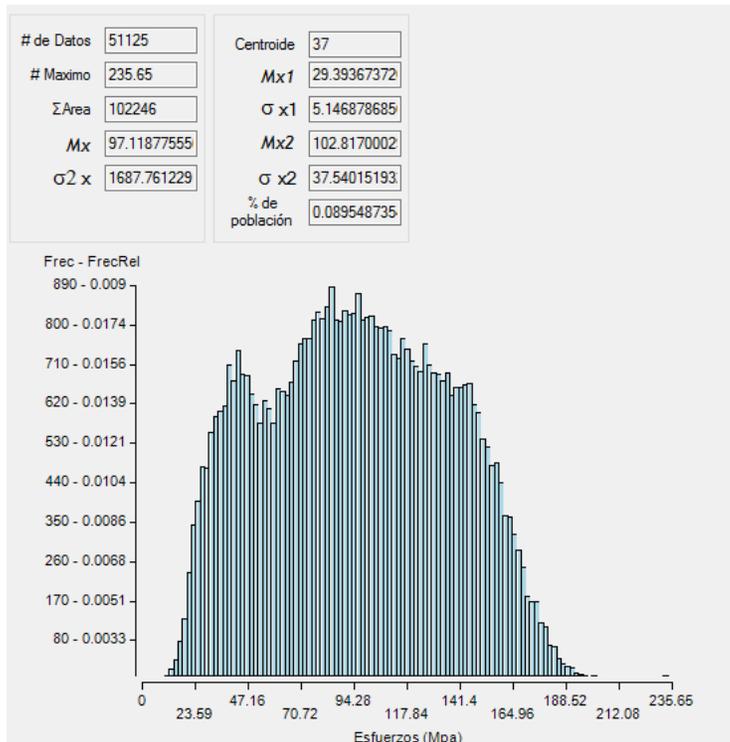
De este modo el cálculo de los esfuerzos se asemeja más a las condiciones de servicio de los puentes carreteros y genera de mejor forma el rango de esfuerzos a los que está sometido el cable de presfuerzo de las vigas. (Figura 5.1.3, 5.1.4, 5.1.5 y 5.1.6)



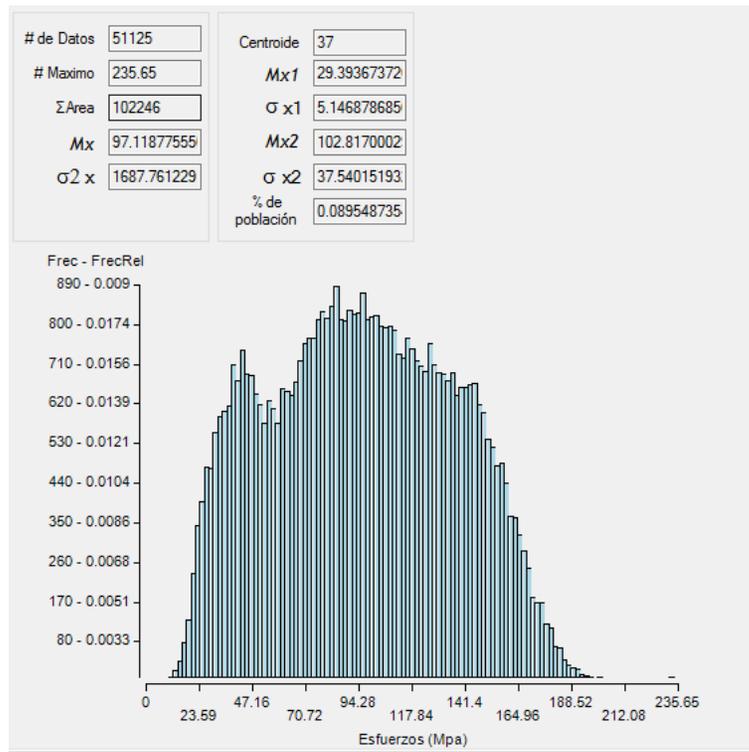
**Figura 5.1.3 Histograma de esfuerzos en puente P.S.F.F.C.C. carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100, con datos Mendoza et al, 1992**



**Figura 5.1.4 Histograma de esfuerzos en puente P.S.F.F.C.C. carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100, con datos Fernández y Ayala, 1999**



**Figura 5.1.5 Histograma de esfuerzos en Puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700, con datos Mendoza et al, 1992**



**Figura 5.1.6 Histograma de esfuerzos en Puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700, con datos Fernández y Ayala, 1999**

Una vez realizados los anteriores cambios, el resultado de la vida útil de los puentes en estudio se observan en la tabla 5.7 de este documento.

**Tabla 5.7.- Resultados obtenidos con la calibración del modelo**

<b>Nombre de Puente</b>	<b>Vida útil calculada (Mendoza et al, 1992)</b>	<b>Vida útil calculada (Fernández y Ayala, 1999)</b>	<b>Vida útil hasta reparación</b>	<b>Diferencia en años (Mendoza et al, 1992)</b>	<b>Diferencia en años (Fernández y Ayala, 1999)</b>
Puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700	38.82	47.23	45	-6.18	2.23
P.S.F.F.C.C. carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100	39.81	52.37	45	-5.19	7.37

**Tabla 5.8.- Porcentajes de diferencia con modelo calibrado**

<b>Nombre de Puente</b>	<b>Porcentaje de diferencia (Mendoza et al, 1992)</b>	<b>Porcentaje de diferencia (Fernández y Ayala, 1999)</b>
Puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700	-13.73 %	4.95%
P.S.F.F.C.C. carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100	11.53%	16.37%

## 6. VALIDACIÓN DEL MODELO

Para realizar la validación del modelo se aplica la metodología a otro puente con características de sección transversal y tráfico distinto al analizado para la calibración.

### 6.1. Puente Villa Corregidora

Para este caso de estudio, se integró dentro del programa la sección tipo doble T, ya que el programa no contaba con este tipo de viga, dicha sección se ingresó en el módulo de “Puentes de concreto presforzado → Fatiga → Agrietamiento parcial → Esfuerzos máximos” y aparece como una de las opciones dentro de la pestaña de “Tipo de sección de trabe”.

El puente Villa Corregidora está ubicado en la carretera Querétaro-Irapuato en el kilómetro 7+200, el cual consta de columnas de estribos de mampostería y con un ancho total en el cuerpo A de 7.50 metros con un total de dos carriles, cuenta con tres claros, con una longitud de claro de 9.67, 9.94 y 9.97 metros de longitud respectivamente. La superestructura es a base de vigas doble T presforzadas simplemente apoyadas y losa de concreto reforzada armadas con acero de refuerzo convencional y con acero de presfuerzo.

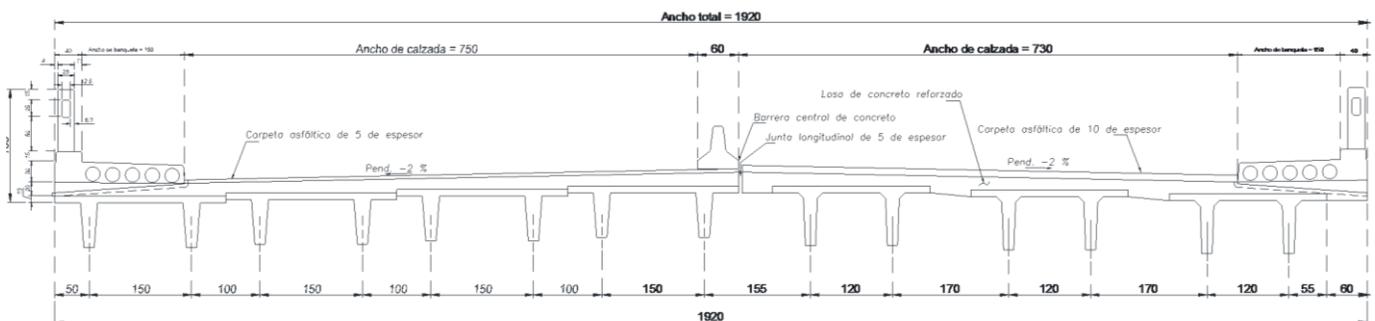


Figura 6.1.1 Sección transversal de la superestructura del puente Villa Corregidora

Para este puente se analiza la viga central del claro más largo al ser vigas simplemente apoyadas.

Este puente según información de la SIPUMEX (Sistema de puentes de México) fue construido en el año de 1965 y la fecha de reparación mayor de las vigas y del sistema de losa se realizó en el año 2004, por lo tanto la vida útil conocida de este puente es de 39 años.

Con relación a la información de datos viales, para el año de 1979 se cuenta con la información de la tabla 6.1, información que fue proporcionada por la SCT de la estación de pesaje estático llamada Villa del pueblito ubicada en el km 5.02

**Tabla 6.1.- Datos viales obtenidos de la estación Villa del Pueblito km 5.02 de las publicaciones anuales de la S.C.T., 1979.**

TDPA	Clasificación vehicular en porcentaje						
	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS
11,050	3	30	0	0	0	0	0

Entrando al módulo de tráfico simulado del DEEFEP, se realizan las simulaciones para obtener los escenarios de tráfico para una duración de 30 días.

Cabe señalar, que para realizar las simulaciones se utiliza las cargas para vehículo tipo C2 de la tabla 5.2 (Fernández y Ayala, 1992), ya que fueron las que menor diferencia arrojaron respecto a los años de vida útil en la calibración.

El módulo de tráfico simulado aprovecha los parámetros estadísticos reportados por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes de los datos viales de acuerdo con las clases de vehículos, porcentaje por clases en el aforo y pesos estáticos, que alimentan los datos de entrada del simulador. (Figura 6.1.2)

Con la información antes descrita el módulo simula mediante el método de Montecarlo números aleatorios para la generación de vehículos pesados,

determinando para cada vehículo, la clase, fecha y hora de entrada, número de ejes, interdistancia entre ejes, pesos por eje y velocidad, hasta generar el escenario de tráfico de la carretera de interés.

Con esta información se generaron 109,395 datos sobre vehículos, mediante la cual se obtuvieron los histogramas y gráficas de frecuencia y peso de dichos vehículos, encontrando de acuerdo con una distribución bimodal que los pesos que presentan mayor frecuencia son de 103.13 kN y 191.58 kN como se muestra en la figura 6.1.3 Así también el vehículo más pesado que arrojó la simulación es de 234 kN y el más liviano de 40 kN

La información generada por parte del DEEFEP es un archivo del tipo txt., y se guarda ya que posteriormente se utiliza para obtener los momentos que generan las cargas vivas.

Calcular Rangos.

No. Vehículos:

No. Dias.:

Fecha:

Hora:

Metodo 1.  Metodo 2

(%) Clases Vehiculares

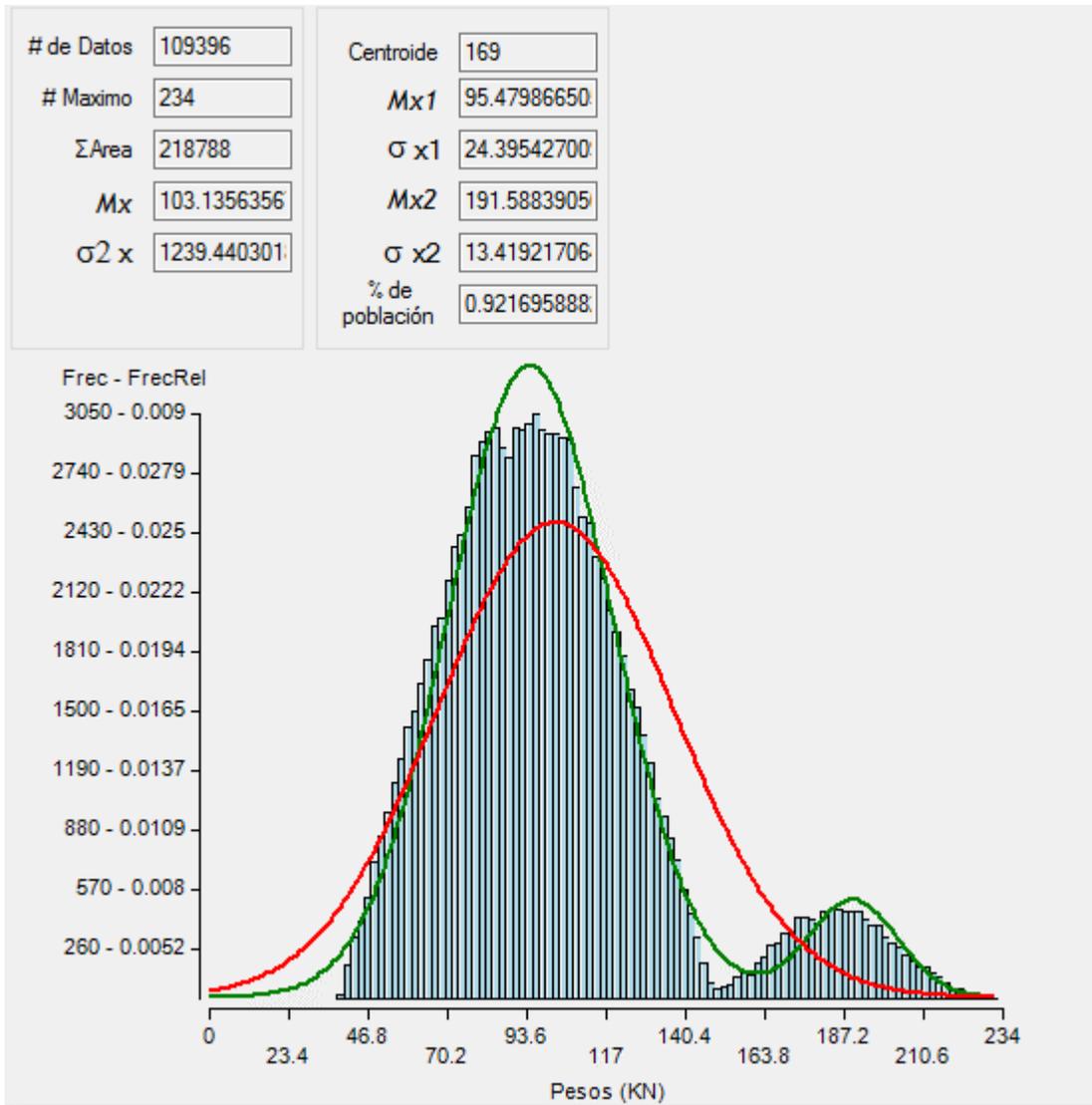
<input type="text" value="3"/>	<input type="text" value="30"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="11050"/>	<input type="text" value="2"/>				
B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	Otros	TDPA.	Tiempo Promedio de ambo entre vehiculos (seg)

Cargar Archivo(Excel)

Generar Archivo (txt)

Guardado en:

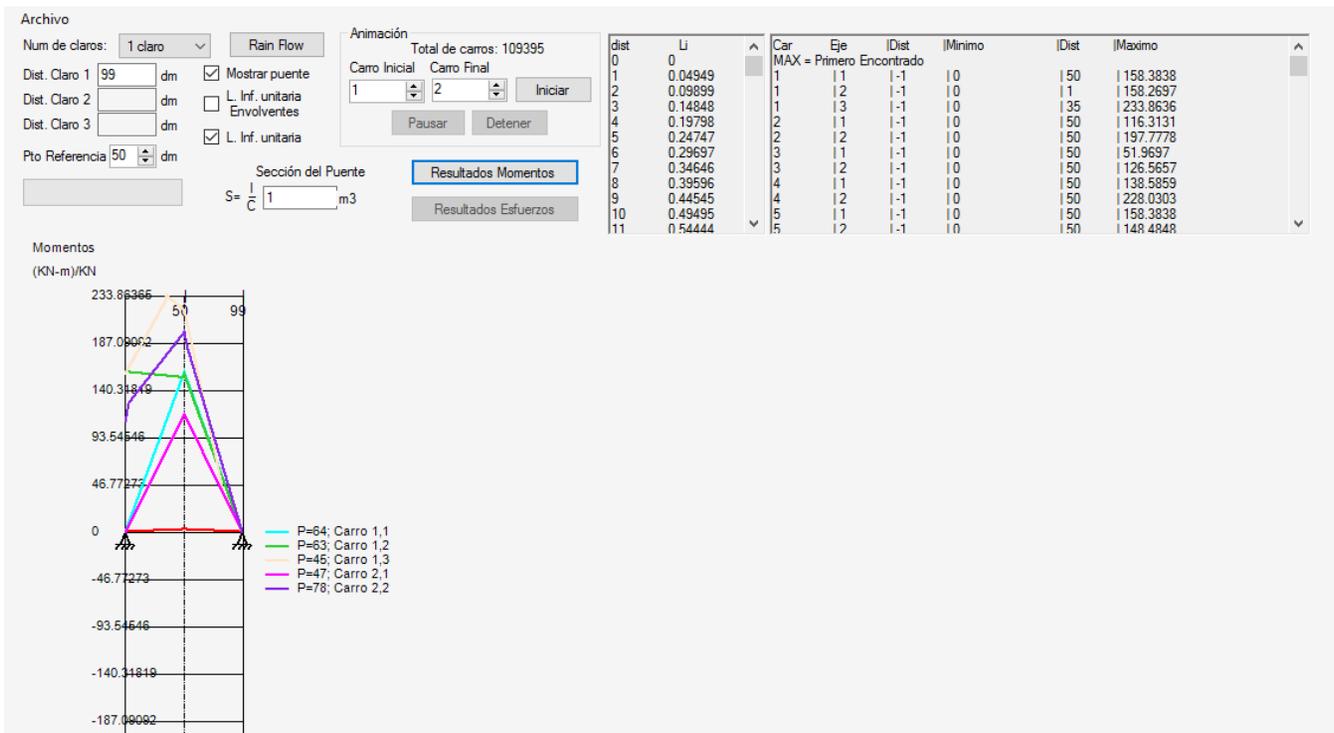
**Figura 6.1.2 Ingreso de datos al DEEFEP para la generación de escenarios de tráfico del año 1979 del Puente Villa Corregidora**



**Figura 6.1.3 Histograma de frecuencias y pesos del tráfico simulado para el puente Villa Corregidora para el año 1979**

Utilizando el módulo de interacción tráfico – puente, se ingresaron los datos del puente relativos al número de claros que para este caso es uno y a la longitud en decímetros 99.40 dm, en la pestaña de “Archivo” se establece la carpeta donde se almacenará el archivo que genera el programa denominado Maximos.txt que arrojará los momentos producidos por las cargas de tráfico simuladas y en esa misma pestaña se abre el archivo con extensión .txt que contiene los datos del tráfico simulado.

Activando las casillas de “Mostrar puente” y “L. inf. Unitaria envolventes”, el programa muestra los diagramas de momentos de los primeros 11 vehículos (Figura 6.1.4), posteriormente volviendo a colocar el número uno en la casilla “Sección de Puente” se activan los botones de “Resultado Momentos” y “Resultados Esfuerzos”. Presionando el botón “Resultado Momentos”, “Resultado Esfuerzos” y “Rain Flow” el módulo genera el archivo denominado Máximos.txt. y lo coloca en la ruta que se estableció en el párrafo anterior.



**Figura 6.1.4 Ingreso de datos en módulo interacción tráfico-puente para el puente Villa Corregidora y resultado de momentos por cargas vivas**

Ingresando al módulo “Puentes de concreto presforzado” → Fatiga → Agrietamiento parcial → Esfuerzos máximos, se ingresan los datos concernientes a la viga que se analiza, en este caso es una viga intermedia del tipo Doble T y los primeros datos de entrada son los mostrados en la tabla 6.2, que son las propiedades geométricas de la sección.

**Tabla 6.2.- Ingreso de propiedades geométricas del puente Villa Corregidora**

Propiedades geométricas	
Longitud de claro (mm)	9,940
Peralte de losa (mm)	200
Separación entre traveses (mm)	2500
Longitud de volado (mm)	500
Tipo de sección de trabe	Doble T
Ubicación de la trabe	Interna

Posteriormente se ingresaron los datos relativos a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados como se muestra en la figura 6.1.5

Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):	34.4
Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):	24.51
Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):	411.87
Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	1723
Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):	27728
Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):	23435
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):	199948
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):	186159

**Figura 6.1.5 Propiedades mecánicas del puente Villa Corregidora**

A continuación, se ingresaron los datos relativos a cargas muertas, donde se coloca el peso volumétrico del concreto y la carga distribuida por peso muerto, en donde se incluye el peso de la carpeta asfáltica, parapeto y guarnición de concreto. (Figura 6.1.6).

Cargas muertas	
Peso volumétrico del concreto (N/mm <sup>3</sup> ):	0.0000235363
Carga distribuida por peso muerto (N/mm):	11.20

**Figura 6.1.6 Cargas muertas sobre el puente Villa Corregidora**

Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo se ingresaron los datos correspondientes al tipo de acero utilizado, que en este caso es acero tipo 250, la vida útil en días hasta la fecha donde se generó el escenario de tráfico, la humedad relativa del lugar y el perímetro de la sección analizada. (Figura 6.1.7)

Pérdidas de presfuerzo	
Vida del puente (días):	5110
Promedio de la humedad relativa ambiental (%):	71
Factor Kre:	18500
Factor J:	0.14
Perímetro de la sección (mm):	7600

**Figura 6.1.7 Datos para el cálculo de pérdidas de presfuerzo del puente Villa Corregidora**

Enseguida se ingresaron los datos correspondientes al acero de refuerzo y acero de presfuerzo de la viga a analizar, así como sus correspondientes datos geométricos. (Figura 6.1.8 y 6.1.9).

Acero de refuerzo y presfuerzo

Área del acero de refuerzo (mm <sup>2</sup> ):	1140
Área de un torón (mm <sup>2</sup> ):	92.9
Número de torones:	8
Área del acero de presfuerzo (mm <sup>2</sup> ):	
Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):	55
Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):	127.5
Esfuerzo de tensado inicial (MPa):	1292.80

Figura 6.1.8 Área de acero de refuerzo y de presfuerzo del puente Villa Corregidora

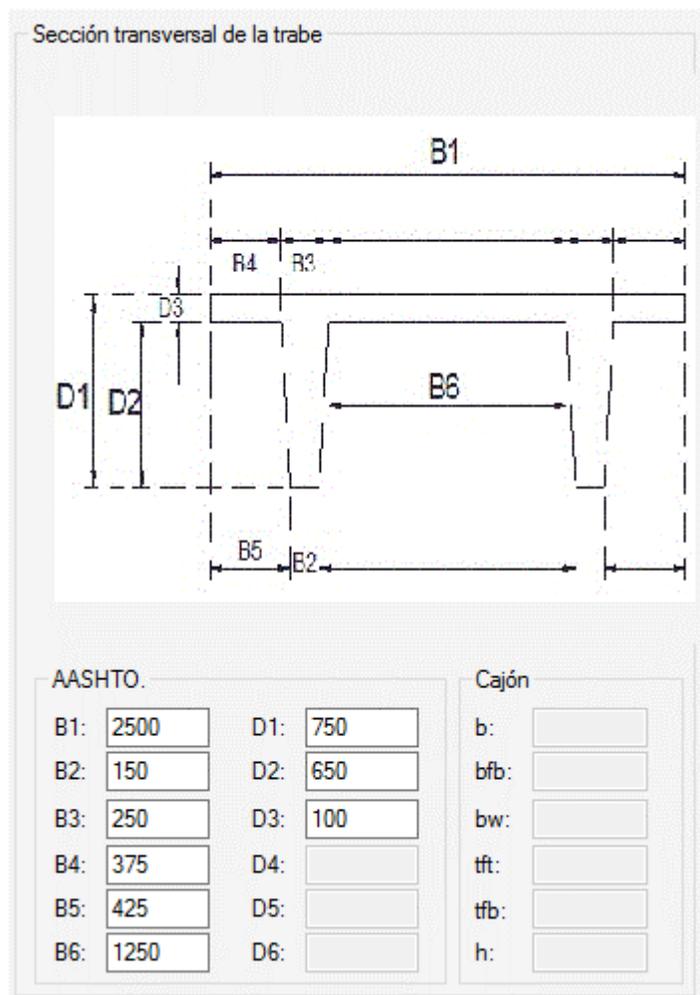


Figura 6.1.9 Sección transversal de la viga tipo Doble T puente Villa Corregidora

Posteriormente se ingresaron los datos del factor de concentración de cargas, donde de la pestaña se elige la opción b colocando el factor de carga igual a 1 (Figura 6.1.10)

The screenshot shows a software window titled "Factor de concentración de carga". It contains two main sections: "a) Factor de concentración de carga (AASHTO)" and "b) De inspección directa".

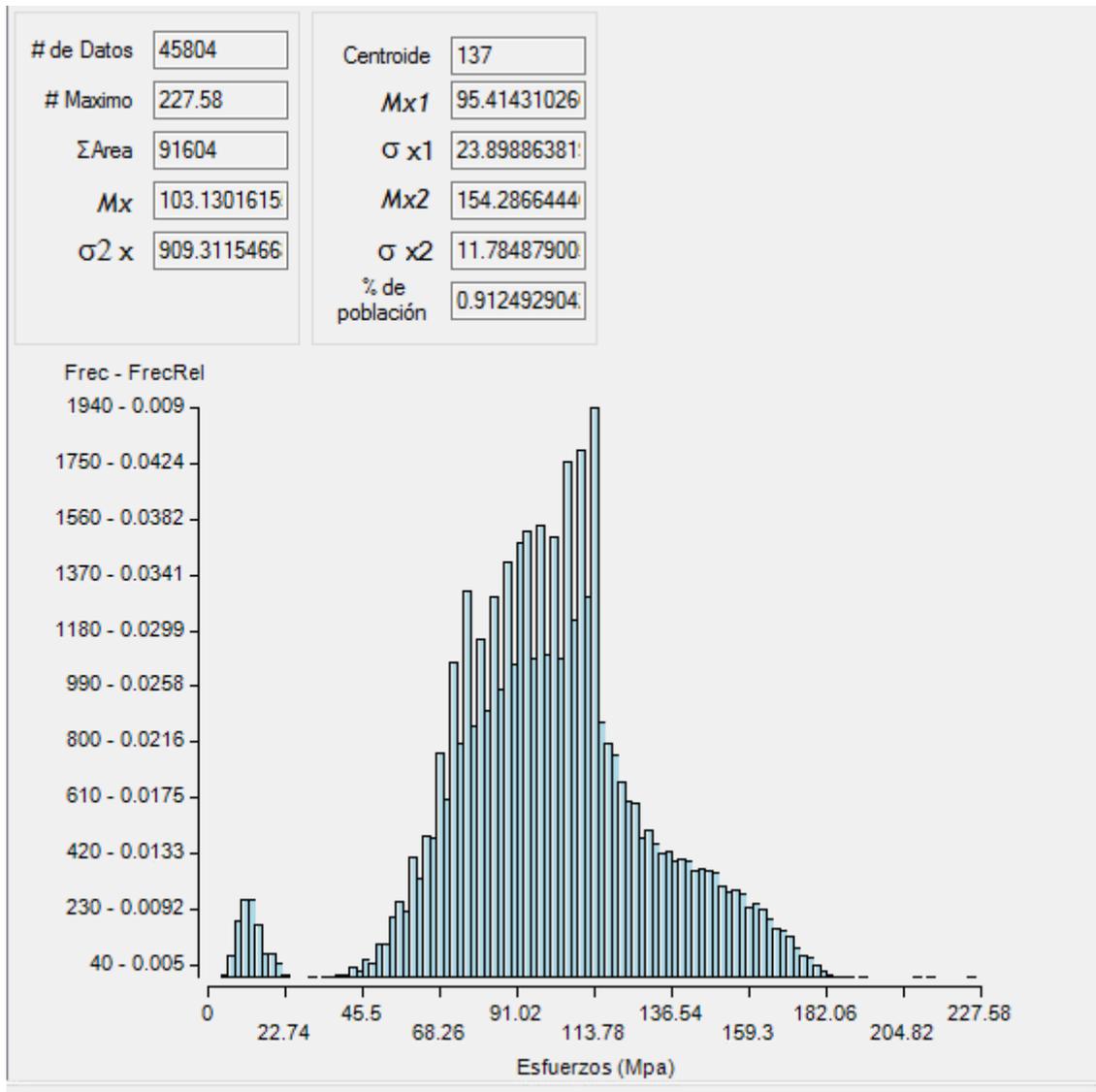
- Section a) Factor de concentración de carga (AASHTO):**
  - "Opción elegida:" dropdown menu with "b" selected.
  - "Número de carriles cargados:" dropdown menu with "1 Carril" selected.
  - "Número de traveses:" empty text input field.
  - "Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la trabe analizada (cm):" empty text input field.
  - "Momento de inercia del conjunto de traveses (cm<sup>4</sup>):" empty text input field.
  - "Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las traveses (cm):" empty text input field.
  - "Excentricidad del vehículo 2 respecto al centroide de las traveses (cm):" empty text input field.
  - "Factor de concentración de carga:" text input field containing "1".
- Section b) De inspección directa:**
  - "Factor de concentración de carga:" text input field containing "1".

**Figura 6.1.10 Factor de carga del puente entronque a Pachuca**

Después de colocar todos los datos del puente correspondiente, se agrega el nombre del puente, que en este caso se optó por el nombre de "Villa Corregidora", para posteriormente en la pestaña "Archivo" se estableció primeramente la ruta donde se guardó el archivo de esfuerzos denominado "Rango\_ esfuerzos.txt" y ahí mismo se abrió el archivo de momentos denominado "Máximos.txt", posteriormente el programa genera los rangos de esfuerzos de la viga analizada.

Entrando al módulo de "Análisis estadístico" → Análisis de 1 archivo y valores extremos se abrió el archivo "Rango\_Esfuerzos.txt" mediante el cual se genera el histograma de esfuerzos denominado "Histograma.txt", donde en la casilla de

“Columna a leer” se coloca el número 1 y en la casilla “Rango” se coloca el número 2. (Figura 6.1.11).



**Figura 6.1.11 Histograma de esfuerzos del puente Villa Corregidora**

Luego de realizar lo anterior se ingresó al módulo “Puentes de concreto presforzado” → Fatiga → Agrietamiento parcial → Efectos de fatiga → Regla Miner donde se ingresaron únicamente los datos relativos a la fracción del año de archivo en inverso, que es el número de días de registro del escenarios de tráfico generado, en este caso es de 30 días entre 250 días, lo cual arrojó 8.33333, la curva utilizada

para la predicción fue Hangenberger, en relación a los factores de resistencia a fatiga se colocó el número 1 para todos

Tratamiento de Archivos   Tráfico Simulado   Depuración de Datos   Analisis Estadísticos   Valores Extremos   Modelo de Interac

Archivo

Vida a fatiga		Factores para la resistencia a fatiga	
Vida actual (Años):	0.00	Factor de superficie (Ka):	1
Fracción de año del archivo:	8.3333333	Factor de tamaño (Kb):	1.0
Curva S-N:	Hangenberger	Factor de confiabilidad (Kc):	1.0
¿Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva?:	No	Factor de temperatura (Kd):	1.0
Esfuerzo medio de la curva S-N (MPa):		Factor de efectos varios (Ke):	1
Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):		Factor de carga (Kcar):	1.0
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):			
Número de Miner (D):	0.005367000736		
Vida remanente a fatiga (Años):	22.36		

**Figura 6.1.12 Cálculo vida útil de puente Villa Corregidora**

La vida útil calculada para la viga analizada de este puente por el programa fue de 36.36 años, lo cual en comparación con la vida útil del puente nos arroja una diferencia de 3.64 años, que en porcentaje es de 9.10 %.

Una vez concluida la validación del modelo se presenta de manera general en la tabla 6.3 los resultados de mejora en la predicción del modelo calibrado donde se observan las diferencias iniciales y la reducción del error del modelo por cada caso de las vigas de los puentes estudiados.

**Tabla 6.3.- Comparativa final de porcentajes de errores de predicción del modelo en los puentes en estudio.**

<b>Nombre de Puente</b>	<b>Vida útil calculada sin calibrar</b>	<b>Vida útil con calibración</b>	<b>Porcentaje de error inicial</b>	<b>Porcentaje de error final calibrado</b>
Puente PSV entronque Pachuca ubicado en la carretera México – Querétaro en el kilómetro 151+700	14.93	47.23	67%	4.95 %
P.S.F.F.C.C. carretera México – Querétaro en el kilómetro 158+100	15.55	52.37	65%	16.37%
Puente Villa Corregidora carretera Querétaro-Irapuato en el kilómetro 7+200	-	36.36	-	9.10 %

## 7. CONCLUSIONES

De la calibración se observó que uno de los aspectos fundamentales para que el software realice los cálculos lo más apegado a la realidad, es conocer correctamente la clasificación de los vehículos que pasan sobre el puente, en el caso de este trabajo de investigación se utilizó información de datos viales concernientes al año de 1979 por tratarse de un trabajo de calibración y validación, sin embargo y para el uso actual del software se deberá de estar en constante actualización de los pesos de los vehículos y la longitud entre ejes para realizar los pronósticos de nuevos puentes.

Es muy importante mencionar que para este trabajo se realizó una simulación de tráfico basada y calibrada con registros WIM (Weigh in motion) y además incluyendo información de registros de estaciones de pesaje de carreteras mexicanas, con el objetivo de simular pesaje de vehículos en movimiento para la obtención de las cargas vivas, ya que en México actualmente no se tienen los dispositivos necesarios para llevar a cabo este tipo de mediciones que son más exactos, a diferencia de países como Estados Unidos y países de la unión europea.

Con la creación del menú “Crecimiento de grieta” el cálculo de esfuerzos se apega más a la realidad, debido a que los puentes por lo general trabajan en el rango elástico y es por este motivo que el programa arroja mejores resultados en cuanto al predicción de vida útil restante de los puentes. La reducción del error de predicción entre el estado inicial del software y la calibración para fines prácticos es bastante aceptable, ya que el error máximo calculado es de un 16.37 por ciento.

Cabe señalar que el software tiene incluidas tres curvas S-N para el cálculo del número de ciclos a la falla por fatiga (Naaman, BPEL y Hangenberger), sin embargo la utilizada para la aplicación de la metodología en este trabajo de investigación es la de Hangenberger (2004), por el hecho que esta curva a diferencia de las otras dos, fue construida con especímenes de vigas en laboratorio con el cable

previamente esforzado, asemejando el comportamiento del cable de las vigas de concreto presforzado.

Derivado de la calibración de los términos  $\Delta P$ ,  $\Delta P$  over y el TDPA del modelo de crecimiento de grieta, se eliminó la susceptibilidad que tenía el programa de arrojar resultados desmesurados respecto al número de ciclos a la falla.

Con la validación del programa aplicándolo a un sistema diferente de superestructura (Doble T) y a diferentes datos viales carreteros, se observa que los resultados son acordes con la calibración, observándose un porcentaje de error cercano al obtenido en la estructura de los puentes utilizados para la calibración, con lo cual se verifica la confianza de la predicción del programa.

De forma general y debido al trabajo realizado en este proyecto, se observa significativamente una mejora en la predicción de la vida útil de los puentes estudiados a fatiga, en comparación con lo antes sistematizado en el software, no obstante, cabe señalar que el programa está limitado únicamente al estudio del fenómeno de fatiga, sin incluir las cuestiones ambientales y que son de suma importancia en el estudio de las condiciones estructurales de los puentes.

## 8. REFERENCIAS

Bárcenas, V. 2011. Desarrollo de un programa de cómputo para el análisis estadístico de cargas vehiculares en movimiento y sus efectos de fatiga en puentes de acero. Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro. México.

Crespo-Minguillón, C., and J. R. Casas. 1997. A comprehensive traffic load model for bridge safety checking. *Struct. Saf.* 19:339–359.

Crespo, S.E., F. Carrión, J. A. Quintana , A. Hernández, and J. A. López. 2013. Análisis del deterioro estructural por fatiga y prognosis de un puente típico de concreto utilizando simulación Montecarlo. Secretaría de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 379.Sanfandila, Querétaro. México.

Emoto, H., J. Takahashib, R. Widyawatic, and A. Miyamotoa. 2014. Performance evaluation and remaining life prediction of an aged bridge by J-BMS. *Procedia Eng.* 95:65–74.

Fernández L.E. and G.A. Ayala. 1999. Análisis y evaluación de las cargas vivas vehiculares en México y sus efectos en puentes. *Revista internacional de ingeniería de estructuras.* Ecuador, 1999-2000 Vól. 4-5 Núm. 2-1 , Pág. 1-22.

García, R. A., J. A. López, F. J. Carrión, M. Á. Pérez Lara, A. Hernández, J. A. Quintana, S. E. Crespo, and M. A. Montes. 2013. Análisis de deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes. Secretaría de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 385.Sanfandila, Querétaro. México.

Gómez, C., L. A. Barrera, and D. Miranda. 2006. Metodología de estimación preliminar de la vulnerabilidad de puentes basada en procedimientos de la secretaria de comunicaciones y transportes. XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Puerto Vallarta, Jalisco. México.

Gutiérrez J.L. and Mendoza A. 2004. Análisis estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en 2003. Secretaría de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, Documento Técnico No. 33, Sanfandila, Qro.

Hangenberg M.J. 2004. Consideration of strand fatigue for load rating prestressed. University of Texas at Austin. Austin. EUA.

Herrada J. 2013. Sistematización del análisis del comportamiento de puentes carreteros ante escenarios de tráfico pesado. Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro. México.

IMT. 2012. *Manual Estadístico del Sector Transporte*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro. México.

Kashefi, K., A. P. Zandi, and M. Zeinoddini. 2010. Fatigue life evaluation through field measurements and laboratory tests. *Procedia Eng.* 2:573–582.

Kashif Ur Rehman, S., Z. Ibrahim, S. A. Memon, and M. Jameel. 2016. Nondestructive test methods for concrete bridges: A review. *Constr. Build. Mater.* 107:58–86.

Mast, R. F. (1998). Analysis of cracked prestressed concrete sections: A practical

approach. PCI journal, 43(4), 80-91

Medina, J. 2014. Efectos de fatiga y extremos en puentes de concreto presforzado ante cargas de vehículos pesados. Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro. México.

Mendoza D.A., Cadena R.A., De Buen R. A., Domínguez P.L. and Rico R.A. 1992. Análisis estadístico del peso y las dimensiones de los vehículos de carga que circulan por la red nacional de carreteras. Estaciones instaladas durante 1991. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No.8, Sanfandila, Querétaro, México

Miao, T. J., and T. H. T. Chan. 2002. Bridge live load models from WIM data. Eng. Struct. 24:1071–1084.

Moreno, A. 2016a. Simulación de escenarios de tráfico pesado y calibración con cargas de diseño para puentes mexicanos, basado en Registros WIM franceses. Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro. México.

Moreno, B. 2016b. Efectos de la evolución del agrietamiento del concreto en la fatiga y extremos de puentes de concreto presforzado ante tráfico pesado. Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro. México.

Nilson A. 1997. *Diseño de estructuras de concreto presforzado*. Editorial Limusa. México.

Paris P. 1963. A critical analysis of crack propagation laws. Journal of Basic Engineering. Vol.85.

Ray, S., & Chandra Kishen, J. M. (2011). Fatigue crack propagation model and size effect in concrete using dimensional analysis. *Mechanics of Materials*, 43(2), 75–86. Bangalore.India.

Ray S. y Chandra J. M. 2012. Fatigue crack growth due to overloads in plain concrete using scaling laws. *Sadhana*. Vol. 37, Part 1, February, pp. 107–124. Bangalore. India.

Rodríguez, D., F.J. Carrión, S.E. Crespo, J. A. Quintana and H.M.Gasca. 2014. Diseño de un modelo para el pronóstico del deterioro por fatiga de un puente tipo de concreto presforzado. Secretaría de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 416. Sanfandila, Querétaro. México.

Sousa, H., J. Bento, and J. Figueiras. 2013. Construction assessment and long-term prediction of prestressed concrete bridges based on monitoring data. *Eng. Struct.* 52:26–37.

Walpole, Ronald E., Myers, Raymond H., Myers, S. L. (2012). *Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias*. Pearson educación.

Widyawati, R., J. Takahashi, H. Emoto, and A. Miyamoto. 2014. Remaining life prediction of an aged bridge based on concrete core test. *Procedia Eng.* 95:88–99.