



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ciencias (Estructuras)

**EFFECTOS DE FATIGA Y EXTREMOS EN PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO
ANTE CARGAS DE VEHICULOS PESADOS**

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ciencias (Estructuras)

Presenta:

José Luis Medina García

Dirigido por:

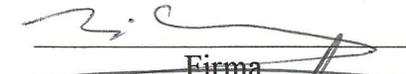
Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras

SINODALES

Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras
Presidente


Firma

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández
Secretario


Firma

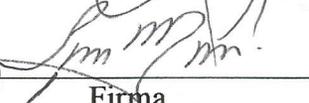
Dr. Carlos Santiago López Cajún
Vocal


Firma

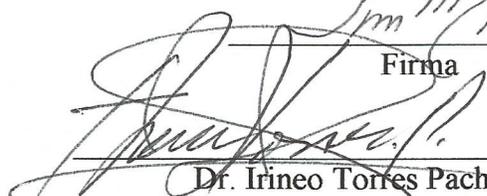
Dr. Eduardo Betanzo Quezada
Suplente


Firma

Dr. José Luis Reyes Araiza
Suplente


Firma


Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad de Ingeniería


Dr. Irineo Torres Pacheco
Director de Investigación y Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Febrero 2014
México

RESUMEN

Debido al constante desarrollo y crecimiento de la economía, la demanda del transporte de carga pesada ha presentado también un incremento tanto en el flujo vehicular como en la magnitud de las cargas que transportan, provocando una mayor exigencia en la infraestructura de las vías terrestres sobre las que transitan, diseñadas en su mayoría para cargas menores que las demandas actuales. Por lo anterior en este trabajo se propone en particular una metodología para evaluar la vida a fatiga de puentes de concreto presforzado retomando la experiencia de la metodología desarrollada para la evaluación ante fatiga de puentes de acero, misma que ha sido sistematizada a través del programa denominado "Diagnostico estadístico, efectos de fatiga y extremos en puentes ante cargas de tráfico pesado, DEEFEP" desarrollado en lenguaje C++ (Bárceñas, 2011 y Herrada 2013). La metodología propuesta se describe de la siguiente manera: a) se toman las cargas dinámicas de los vehículos pesados obtenidos mediante el pesaje en movimiento (Weigh in Motion, WIM); b) se obtienen los elementos mecánicos en secciones críticas a través de las líneas y/o superficies de influencia, c) se determinan los esfuerzos tanto en el concreto como en el cable de presfuerzo, realizando un conteo de rango de esfuerzos a través del método de Rainflow y utilizando la Curva S-N exclusiva para cables de presfuerzo se obtiene el número de ciclos límite a fatiga para los rangos de esfuerzos provocados en el puente por el escenario de tráfico utilizado, d) se obtiene la vida a fatiga aplicando la regla de daño acumulado de Miner. Se implementan los algoritmos que permitan la sistematización e integración de la metodología en el programa DEEFEP, desarrollado en un ambiente visual amigable con el usuario. Finalmente se realiza la evaluación de un puente francés y un puente mexicano con registros de pesaje dinámico de autopistas francesas.

Palabras clave. Fatiga, puente, concreto presforzado, cables de presfuerzo, WIM.

SUMMARY

Due to the development and the economy's growth demand a constant increase in heavy vehicle traffic has presented unfavorable behavior of the roads and highways that they use, designed mostly for lower loads than the current demands. Hence, in this work, we present a methodology to assess the fatigue life of the prestressed concrete bridges, retaking the experience in the development methodology for the assessment by fatigue in the steel bridges (Bárcenas, 2011 y Herrada, 2013). Such method is the systematized software called "Extreme statistical diagnose of the fatigue effects in prestressed concrete bridges caused by heavy vehicle loads" (Diagnóstico estadístico, efectos de fatiga y extremos en puentes ante cargas de tráfico pesado, DEEFEP) language programming development C++ (Bárcenas, 2011 y Herrada 2013). The proposed methodology is described as follows: a) it is taken the dynamic loads of the heavy vehicles obtained by means of the passing traffic (Weigh in Motion, WIM); b) through the influence lines or surfaces, we obtain the ultimate mechanical elements; c) at once, we determine the concrete stresses and the pre-stressed strands stresses, then, we apply a stresses cycle count by the Rainflow method, we use the S-N Curve exclusively for the prestressed strands for obtain a limit of fatigue cycle number for the stresses range caused on the bridge by traffic scenario used ; d) finally, we deduce the fatigue life applying the Miner cumulative damage rule. We implement the methodology's algorithms for systematization and integration into the software DEEFEP, developed in a friendly user visual environment. Finally, we evaluate a French bridge and a Mexican bridge with a French highway's WIM data.

Key words: Fatigue, bridge, prestressed concrete, prestressed strands, WIM.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por las enseñanzas a lo largo de mi vida que han sido fundamentales en mi desarrollo como ser humano y profesional.

A Yanet por su interminable hambre de conocimiento, una motivación para el término de este proyecto.

A mi asesor Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras por su tiempo, conocimiento y apoyo dedicado a esta investigación.

A los profesores de la DIPFI-UAQ, que tuve el placer de conocer, cuyas enseñanzas han fortalecido mi formación profesional.

Se agradece la aportación de información de registros de pesaje dinámico (WIM) del LCPC-Francia.

Se reconoce el apoyo del CONACYT, que ha permitido financiar parcialmente este trabajo.

ÍNDICE

RESUMEN	I
SUMMARY	II
AGRADECIMIENTOS	III
ÍNDICE	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Descripción del problema	2
1.2. Justificación	5
1.3. Hipótesis	8
1.4. Objetivo general	8
1.5. Objetivos particulares	8
1.6. Alcances	9
1.7. Limitaciones	9
2. ANTECEDENTES	11
2.1. Pesaje dinámico	12
2.2. Fenómeno de fatiga y efectos en puentes	14
2.3. Fatiga en concreto	15
2.4. Fatiga en elementos de presfuerzo	16
2.5. Evaluación de puentes en México	18
2.6. Sistematización de la metodología de diagnóstico	18
3. MARCO TEÓRICO	20
3.1. Líneas y superficies de influencia	20
3.2. Pérdidas de presfuerzo	22
3.2.1 Acortamiento elástico del concreto	22
3.2.2 Escurrimiento plástico del concreto	23
3.2.3 Contracción del concreto	24
3.2.4 Relajación del acero de presfuerzo	25
3.3. Secciones transversales de concreto presforzado en puentes	27
3.3.1 Sección compuesta	27
3.3.2 Sección transformada	28
3.3.3 Sección agrietada	29
3.4. Esfuerzos en el cable de presfuerzo bajo condiciones de servicio	29
3.4.1 Sección de concreto no agrietada	29
3.4.2 Sección de concreto agrietada	31
3.5. Fenómeno de fatiga en acero	38
3.5.1 Factores de resistencia a la fatiga	41
3.5.2 Parámetros de los esfuerzos cíclicos	44
3.5.3 Línea de Goodman	45
3.6. Fatiga en cables de presfuerzo	46
3.6.1 Curva S-N para acero de presfuerzo de Hangenberger	47
3.6.2 Curva S-N para acero de presfuerzo de Naaman y BPEL	49
3.6.1 Corrección de curvas S-N por factores de resistencia a fatiga (K)	50
3.7. Método de Rainflow	51
3.8. Regla de acumulación de daño de Miner	52
4. METODOLOGÍA PROPUESTA Y SISTEMATIZACIÓN	54
4.1. Metodología propuesta	55
4.2. Sistematización del cálculo de los esfuerzos en el acero de presfuerzo (sub-módulo 3A)	57
4.2.1 Funciones del sub-módulo 3A.	59

4.3.	Sistematización del cálculo de la fatiga en acero de presfuerzo (sub-módulo 3B).	62
4.3.1	Funciones del sub-módulo 3B.	63
5.	EJEMPLO DE APLICACIÓN Y RESULTADOS	64
5.1.	Comparativa de factores de concentración	64
5.2.	Ejemplo 1: VIPP Merlebach	66
5.2.1	Aplicación de la metodología al puente “Merlebach”	68
5.3.	Ejemplo 2: puente Procter and Gamble	78
5.3.1	Aplicación de la metodología al puente “Procter and Gamble”.	81
6.	CONCLUSIONES	91
7.	REFERENCIAS	94
APÉNDICE A. CATALOGO DE SECCIONES AASHTO Y CAJÓN		98
A.1.	Dimensiones geométricas de sección AASHTO	98
A.2.	Dimensiones geométricas de sección cajón	99
APÉNDICE B. SECCIONES EQUIVALENTES UTILIZADAS POR EL PROGRAMA PARA EL ANÁLISIS.		100
B.1.	Sección equivalente AASHTO	100
B.2.	Sección equivalente cajón	101
B.3	Introducción de otras secciones al programa	101
APÉNDICE C. AYUDA PARA EL MÓDULO DE FATIGA EN PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO.		103
APÉNDICE D. VARIACIÓN DE LAS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO EN EL TIEMPO		116
APÉNDICE E. MOMENTO ÚLTIMO RESISTENTE DE LA TRABE DEL PUENTE MERLEBACH		118
APÉNDICE F. CD CON EL PROGRAMA DEEFEP		121

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
2-1. Formato de registros WIM (Bárcenas, 2011). _____	13
2-2. Sensibilidad de la vida teórica en función de la curva S-N obtenidos por Jacob (1987). _____	17
3-1. Coeficientes K_{re} y J (PCI Design Handbook, 2004). _____	26
3-2. Factor de confiabilidad (K_c) (Vanegas, 2013). _____	43
5-1. Factores de concentración. _____	65
5-2. Datos geométricos del puente “Merlebach”. _____	66
5-3. Propiedades mecánicas de materiales del puente “Merlebach”. _____	67
5-4. Resumen de resultados para el puente “Merlebach”. _____	77
5-5. Datos geométricos del puente “Procter and Gamble”. _____	78
5-6. Propiedades mecánicas de materiales del puente “Procter and Gamble”. _____	80
5-7. Vida a fatiga para el puente Procter and Gamble con diversas curvas S-N y factores de concentración. _____	90
A-1. Dimensiones de las secciones tipo AASHTO en pulgadas (PCI Bridge Design Manual, 2003). ____	98
B-1. Propiedades geométricas de la sección AASHTO tipo III. _____	100
B-2. Propiedades geométricas de la sección Cajón de 1.15 m de peralte y 1.80 de ancho de patín superior. _____	101
B-3. Dimensiones para introducir otro tipo de secciones. _____	102
D-1. Porcentaje de pérdidas de presfuerzo para el puente “Procter and Gamble”. _____	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
1-1. Camiones de carga en circulación (Fig. 17.4, INEGI, 2011).	2
1-2. Movimiento domestico de carga por modo de transporte en 2009 (Pag. 93, IMT, 2011).	3
1-3. Momentos máximos para vehículos de diseño utilizados en México, normados por la SCT (Flores, 2000).	4
1-4. Edad de servicio de los puentes (SIPUMEX, 2010).	4
1-5. Calificación del daño en los puentes federales (SIPUMEX, 2010).	6
1-6. Porcentaje de puentes con calificación 3 y 4 (SIPUMEX, 2010).	7
1-7. Tipos de puentes de la red federal de carreteras (SIPUMEX, 2010).	7
1-8. Puentes construidos por década (SIPUMEX, 2010).	8
2-1. Pantalla de inicio del programa DEEFEP.	11
2-2. Curvas S-N usadas para evaluación a fatiga por Jacob (1987).	17
2-3. Metodología integral y estructura para el análisis y evaluación de puentes carreteros del programa DEFP (Bárcenas, 2011).	19
3-1. Línea de influencia creada por el programa DEEFEP.	20
3-2. a) Sección transversal simple de la trabe, b) Sección transversal compuesta y transformada de la trabe.	28
3-3. Bases para el análisis de la sección agrietada. a) Sección transversal agrietada. b) Deformaciones en el concreto y en el acero de presfuerzo en cada etapa (Nilson, 1997).	32
3-4. Esfuerzos y fuerzas en la sección compuesta transformada agrietada.	34
3-5. Esfuerzos ficticios en la losa por fuerza de descompresión y momento por peso propio.	34
3-6. Fuerza ficticia F y su sistema equivalente.	36
3-7. Esfuerzos provocados por la fuerza P_{eq} y el momento interno M_{int} .	37
3-8. Esfuerzos en el concreto en la sección agrietada.	38
3-9. Máquina para prueba de fatiga de viga rotatoria de R.R. Moore (Juvinal y Marshek, 2000).	40
3-10. Curva S-N típica para un material ferroso.	40
3-11. Factores de superficie para el acero, (Juvinal, 1967)	42
3-12. Parámetros de un esfuerzo cíclico: Esfuerzo máximo (S_{max}), esfuerzo mínimo (S_{min}), Amplitud de esfuerzo (S_a), Rango de esfuerzo (S_r) y Esfuerzo medio (S_m).	45
3-13. Diagrama de vida constante (Línea de Goodman).	46
3-14. Diagrama de prueba a fatiga (Heller, 2001).	48
3-15. Esfuerzos en la sección de concreto y en el cable de presfuerzo durante las pruebas cíclicas.	48
3-16. Curva S-N para acero de presfuerzo (Hangenberger, 2004).	49
3-17. Curvas S-N de Naaman y BPEL (Jacob, 1987).	50
3-18. Efecto del factor K en las curvas S-N.	51
3-19. Aplicación del método de Rainflow para el conteo de ciclos de esfuerzos (Bárcenas, 2011).	52
3-20. Acumulación de daño para diferentes rangos de esfuerzos (Eurocode 3, 2003).	53
4-1. Panorama general del programa DEEFEP para el análisis y evaluación de puentes carreteros.	54
4-2. Ventana principal del programa DEEFEP.	55
4-3. Metodología propuesta para predecir la vida a fatiga en puentes de concreto presforzado.	56
4-4. Diagrama de flujo para cálculo de los esfuerzos en el acero de presfuerzo.	58
4-5. Convención de signos.	61

4-6. Ventana principal del cálculo de los esfuerzos en el acero de presfuerzo (sub-módulo 3A).	61
4-7. Diagrama de flujo del cálculo de la fatiga en acero de presfuerzo.	62
4-8. Ventana principal del cálculo de la fatiga en acero de presfuerzo (sub-módulo 3B).	63
5-1. Método 1: Factor de concentración por reglamento AASHTO para el puente “Merlebach”.	64
5-2. Método 2: Factor de concentración por inspección directa para el puente “Merlebach”.	65
5-3. Método 3: Factor de concentración por línea de influencia para el puente “Merlebach”.	65
5-4. Sección transversal de la superestructura en cada claro (dimensiones en m), Puente “Merlebach”.	66
5-5. Corte longitudinal del puente (dimensiones en m), Puente “Merlebach”.	67
5-6. Sección transversal de la trabe (dimensiones en cm), Puente “Merlebach”.	67
5-7. Acero de presfuerzo y de refuerzo en la trabe (dimensiones en cm), Puente “Merlebach”.	68
5-8. Arreglo del acero de presfuerzo en la trabe (dimensiones en cm), Puente “Merlebach”.	68
5-9. Ubicación de la función para determinar las líneas de influencia.	69
5-10. Ventana donde se ubican los controles principales del módulo de líneas de influencia, Puente “Merlebach”.	69
5-11. Diagramas de momento para diferentes posiciones de la carga sobre la trabe, Puente “Merlebach”.	70
5-12. Envolventes de momento de los primeros 10 vehículos, Puente “Merlebach”.	70
5-13. Momentos resultantes máximos, Puente “Merlebach”.	71
5-14. Ubicación del sub-módulo para el cálculo de los esfuerzos en el acero de presfuerzo.	71
5-15. Cuadro para introducir las propiedades geométricas, Puente “Merlebach”.	71
5-16. Cuadro para introducir las propiedades mecánicas, Puente “Merlebach”.	72
5-17. Cuadro para introducir las áreas de acero de refuerzo y presfuerzo, así como su ubicación, Puente “Merlebach”.	72
5-18. Cuadro para introducir los datos necesarios para determinar las cargas permanentes, Puente “Merlebach”.	73
5-19. Cuadro para introducir los datos para determinar las pérdidas de presfuerzo, Puente “Merlebach”.	73
5-20. Cuadro para introducir las dimensiones de la sección transversal de la trabe, Puente “Merlebach”.	74
5-21. Cuadro para introducir el factor de concentración de cargas, Puente “Merlebach”.	74
5-22. Rangos de esfuerzos resultantes, Puente “Merlebach”.	75
5-23. Ubicación del módulo estadístico.	75
5-24. Histograma de rango de esfuerzos, Puente “Merlebach”.	76
5-25. Ubicación del módulo para el cálculo de la vida a fatiga para cables de presfuerzo.	76
5-26. Vida remanente a fatiga con la curva S-N de Hangenberger, Puente “Merlebach”.	77
5-27. Vehículo de diseño T3-S2-R4 Tipo I de un peso total de 72.5 toneladas.	78
5-28. Sección transversal de la superestructura (dimensiones en m), Puente “Procter and Gamble”.	79
5-29. Corte longitudinal del puente (dimensiones en m), Puente “Procter and Gamble”.	79
5-30. Sección transversal de la trabe (dimensiones en cm), Puente “Procter and Gamble”.	80
5-31. Acero de presfuerzo y de refuerzo en la trabe (dimensiones en cm), Puente “Procter and Gamble”.	81
5-32. Arreglo del acero de presfuerzo en la trabe (dimensiones en cm), Puente “Procter and Gamble”.	81
5-33. Ventana donde se ubican los controles principales del módulo de líneas de influencia, Puente “Procter and Gamble”.	82

5-34. Diagramas de momento para diferentes posiciones de la carga sobre la trabe, Puente “Procter and Gamble”.	82
5-35. Envolventes de momento de los primeros 10 vehículos, Puente “Procter and Gamble”.	83
5-36. Momentos resultantes máximos, Puente “Procter and Gamble”.	83
5-37. Cuadro para introducir las propiedades geométricas, Puente “Procter and Gamble”.	84
5-38. Cuadro para introducir las propiedades mecánicas, Puente “Procter and Gamble”.	84
5-39. Cuadro para introducir las áreas de acero de refuerzo y presfuerzo, así como su ubicación, Puente “Procter and Gamble”.	85
5-40. Cuadro para introducir los datos necesarios para determinar las cargas permanentes, Puente “Procter and Gamble”.	85
5-41. Cuadro para introducir los datos para determinar las pérdidas de presfuerzo, Puente “Procter and Gamble”.	85
5-42. Cuadro para introducir las dimensiones de la sección transversal de la trabe, Puente “Procter and Gamble”.	86
5-43. Dimensiones para determinar el factor de concentración de cargas, Puente “Procter and Gamble”.	87
5-44. Cuadro para introducir los datos para determinar el factor de concentración de cargas, Puente “Procter and Gamble”.	87
5-45. Variación del factor de concentración para cada trabe de la superestructura, Puente “Procter and Gamble”.	88
5-46. Rangos de esfuerzos resultantes con factor de concentración de 0.64, Puente “Procter and Gamble”.	88
5-47. Histograma de rango de esfuerzos, Puente “Procter and Gamble”.	89
5-48. Vida remanente a fatiga, Puente “Procter and Gamble”.	90
A-1. Dimensiones de sección ASSHTO.	98
A-2. Dimensiones de la sección cajón a ingresar en el software.	99
B-1. Equivalencia de la sección AASHTO.	100
B-2. Equivalencia de la sección Cajón.	101
D-1. Variación de las pérdidas de presfuerzo en el tiempo, Puente “Procter and Gamble”.	116
D-2. Historia total de rango de esfuerzos.	117
D-3. Historia de esfuerzos en el momento en que se presenta el agrietamiento.	117

1. INTRODUCCIÓN

La demanda de tráfico pesado que presentan actualmente un importante número de vías de comunicación conllevan un deterioro significativo de la infraestructura vial, los puentes como eslabón clave de éstas, se ven afectados y dañados en gran medida, dado que el deterioro estructural de estos elementos puede originar problemas más significativos se propone en este trabajo de investigación una metodología para determinar los efectos de las cargas cíclicas del tráfico vehicular pesado, en las trabes de concreto presforzado de puentes.

En México el 62% de los puentes tienen en servicio más de 30 años (SIPUMEX, 2010), tiempo en el que han estado sometidos a condiciones climáticas y de servicio adversas, resultando en condiciones estructurales actuales que difieren de las óptimas para su operación. Aunado a lo anterior las cargas vehiculares actuales difieren considerablemente en peso y configuración de las que se utilizaron para el diseño de estos puentes, por lo que el daño provocado por el paso de estas cargas debe ser mayor al esperado.

Es importante mencionar que el desarrollo de este trabajo se desprende de la línea de investigación: “Modelación analítica y experimental de sistemas físicos tipo puentes”, que viene siendo tratado por el Cuerpo Académico de Estructuras-Construcción-Transporte de la Facultad de Ingeniería. La tesis de Bárcenas (2011) es uno de los primeros trabajos donde se sistematiza la metodología de efectos de fatiga producidos por tráfico vehicular pesado en puentes de acero, obteniendo las cargas vivas de tráfico pesado del sistema de pesaje en movimiento (Weigh in motion, WIM) y aplicando un valor más preciso de las cargas a las que están sometidos estos puentes, en el conteo de ciclos de esfuerzos se utiliza el Método de Rainflow y para el daño acumulado se aplica la Regla de Daño Acumulado de Miner, ambos criterios están considerados en el Eurocode. Como una segunda etapa, Herrada (2013) sistematizo las superficies de influencia, que toman en consideración los efectos producidos por varios carriles simultáneamente. En estos trabajos ya sistematizados, se integra la metodología propuesta en esta tesis, como una tercera etapa de desarrollo del programa, permitiendo predecir la fatiga en puentes de concreto presforzado.

Adicionalmente para la evaluación de la fatiga se consideran las pérdidas de presfuerzo y las condiciones de agrietamiento en que pueda estar la sección de la trabe, ambas fundamentales para determinar los esfuerzos en el acero de presfuerzo, el cual rige el comportamiento a fatiga como lo demuestran investigaciones anteriores para el concreto presforzado.

Los recursos con que se dispone para la conservación de puentes son limitados por lo que deben de utilizarse eficientemente, para ello una herramienta de predicción probabilista que ayude a la evaluación de degradación estructural puede ser de gran utilidad. Por todo lo anterior en este trabajo se propone esta metodología para la evaluación de fatiga en puentes de concreto presforzado, sistematizada a través del software DEEFEP, con un entorno amigable y de fácil uso.

1.1. Descripción del problema

El transporte carretero, al ser un componente importante de la economía, ha tenido un crecimiento del 255% en los últimos 15 años (Figura 1-1). Cabe señalar que el movimiento de mercancías pesadas, se realiza principalmente a través de medios de transporte terrestre, como se muestra en la Figura 1-2, es decir a través de las carreteras y puentes federales, por lo que es importante conservar una infraestructura en buen estado.

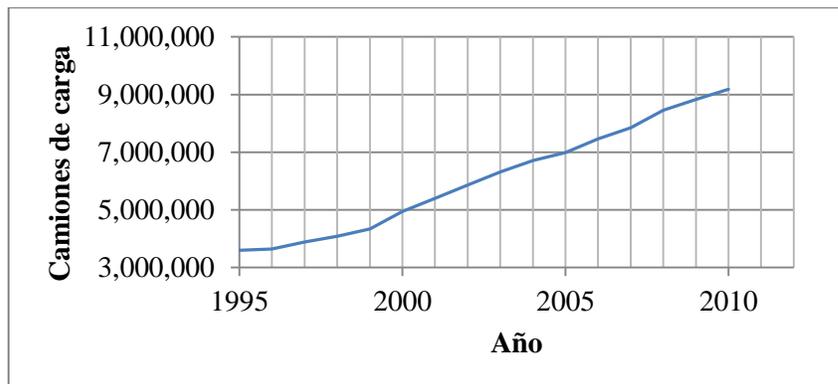


Figura 1-1. Camiones de carga en circulación (Fig. 17.4, INEGI, 2011).

Las cargas utilizadas para el diseño de los puentes son las que teóricamente producen los elementos mecánicos más desfavorables en la estructura, sin embargo no es posible utilizar estas cargas para la revisión ya que no son representativas del tráfico real (Getachew, 2003). Con el propósito de obtener el peso de los vehículos existen básculas estáticas para el pesaje del tráfico vehicular, desafortunadamente no es posible pesar la totalidad de los vehículos, además se desprecia el efecto del impacto por carga dinámica.

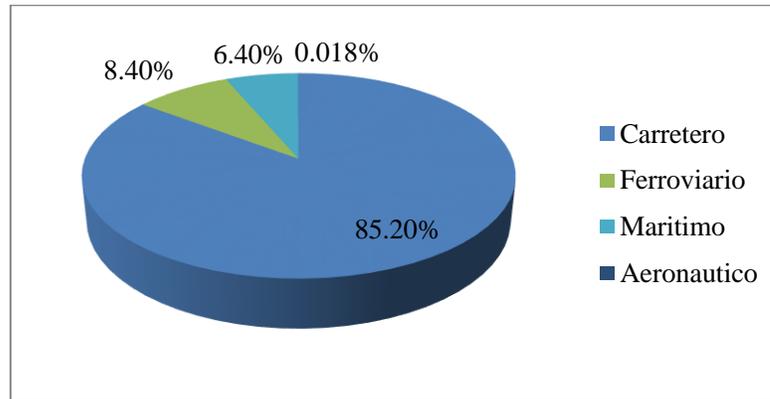


Figura 1-2. Movimiento domestico de carga por modo de transporte en 2009 (Pag. 93, IMT, 2011).

Por otra parte existen métodos de pesaje dinámico como lo es el Weigh in Motion (WIM), el cual obtiene datos reales de las cargas aplicadas medidos a través de sistemas de sensores y sus respectivos aditamentos, los datos con que se cuentan de las estaciones de pesaje dinámico sólo son de un periodo determinado de tiempo por lo que es necesario establecer un método estadístico y probabilístico para obtener las cargas aplicadas y esperadas durante la vida de servicio de un puente.

Los vehículos utilizados con anterioridad (Figura 1-3) para el diseño de los puentes como lo ha normado la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) han dejado de ser representativas del tráfico que circula actualmente por las carreteras federales, lo cual provoca un deterioro estructural más rápido que el esperado.

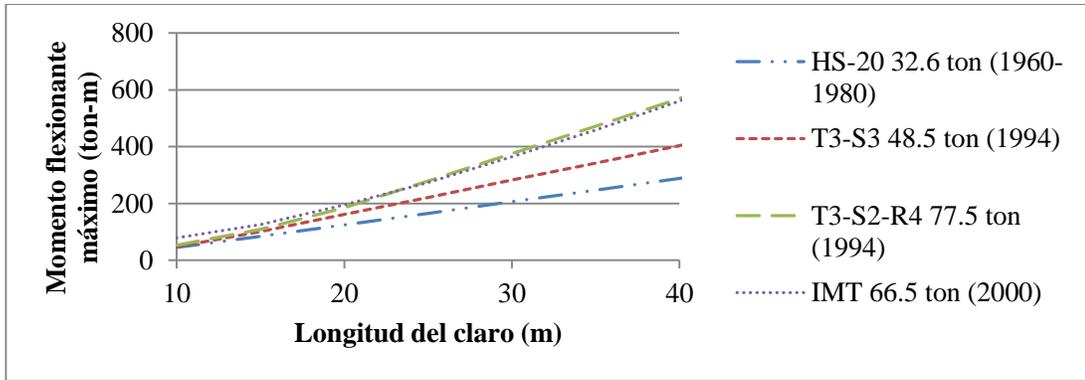


Figura 1-3. Momentos máximos para vehículos de diseño utilizados en México, normados por la SCT (Flores, 2000).

El comportamiento de las estructuras se va modificando por diversos factores con el paso del tiempo como se observa en la Figura 1-4 el 62% de los puentes federales tienen más de 30 años en servicio, las condiciones de sección no agrietada se modifican debido a la aplicación de cargas extremas por lo que es importante distinguir el estado de agrietamiento en que se encuentra la sección para obtener los esfuerzos a los que se somete la estructura más adecuados a la realidad.

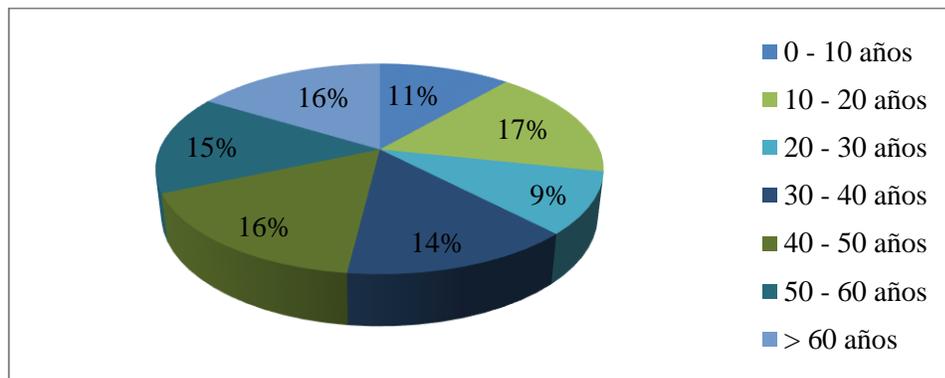


Figura 1-4. Edad de servicio de los puentes (SIPUMEX, 2010).

La fatiga es uno de los fenómenos de deterioro estructural importante menos estudiado en los puentes, ésta es causada por las cargas repetitivas vehiculares las cuales producen una falla bajo cargas inferiores a la resistencia estática, en puentes de concreto presforzado se puede presentar la falla por fatiga a compresión en el concreto o por fatiga a tensión en el acero de presfuerzo, con base en pruebas que se han realizado (Zanuy et al, 2011) se tiene el conocimiento

para considerar que la falla ocurrirá primero a tensión en el acero de presfuerzo por lo que se enfoca el análisis de fatiga en éste componente.

Para obtener el nivel de daño por fatiga de un puente con mejor aproximación es necesario conocer la historia de aplicación de cargas, magnitudes y secuencia de aplicación para poder generar el historial de ciclos de esfuerzos, estas cargas son muy variables por lo que se necesita evaluar el nivel de daño para cada rango de esfuerzos (S_r). Igualmente es necesario contar con los datos geométricos, de refuerzo, presfuerzo y fundamentalmente las propiedades mecánicas de los materiales las cuales tienen mucha variabilidad con las especificadas teóricamente debido a la heterogeneidad y técnicas de construcción de los puentes.

1.2. Justificación

Debido al constante desarrollo y el crecimiento de la economía, la demanda del transporte de carga pesada ha presentado también un incremento tanto en el flujo vehicular como en la magnitud de las cargas que transportan, provocando una mayor exigencia en la infraestructura de las vías terrestres sobre las que transitan que fueron diseñados para cargas inferiores (Flores, 2000). La infraestructura carretera cumple con una función vital en el desarrollo económico y social de un país, los puentes son un eslabón clave para que dicha función sea llevada adecuadamente.

Se han realizado varios estudios de cargas vehiculares y sus efectos en puentes, pero desafortunadamente en la mayor parte de éstos se ha dependido por un lado de programas o herramientas con bases que se desconocen (tipo cajas negras), por otro lado se utilizan varios programas para tratar los diferentes aspectos que implica el estudio (programas de análisis estadístico, de cálculo de líneas y superficies de influencia, de interacción carga-estructura, entre otros), además se extiende el tiempo de trabajo por el hecho de no sistematizar los procesos.

En Norte América no se han reportado fallas estructurales en puentes de concreto presforzado atribuidas a la fatiga (ACI 215, 1992), por ello no se ha propuesto en los reglamentos de diseño una metodología para evaluar la vida a fatiga en puentes de concreto presforzado, sin

embargo dadas las nuevas características de carga así como el diseño basado en esfuerzos mayores se recomienda determinar los daños que pudiera ocasionar la fatiga (ACI 215, 1992).

En el país el 62% de los puentes cuentan con un tiempo de operación mayor al de diseño dado que los requerimientos económicos para mantenimiento, reparación o sustitución son altos, es importante invertir adecuadamente únicamente en los puentes que presenten un mayor deterioro, debido a esto es prioritario contar con una herramienta para determinar el estado estructural en que se encuentran los puentes.

En México, la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes) y el IMT (Instituto Mexicano del Transporte) son los encargados de llevar el registro del estado en que se encuentran los puentes de la red carretera, esto la hacen a través del SIPUMEX (Sistema de Puentes de México) que les permite determinar los trabajos de conservación requeridos. Para el estado físico en que se encuentran los puentes se otorga una calificación desde cero (puentes que no requieren atención) a cinco (condición crítica de los puentes que requieren atención en el año en curso o en el siguiente), estas calificaciones se obtienen mediante inspecciones visuales por lo que es necesario adoptar otro enfoque para complementar esta evaluación, en la Figura 1-5 se muestran las calificaciones asignadas por SIPUMEX.

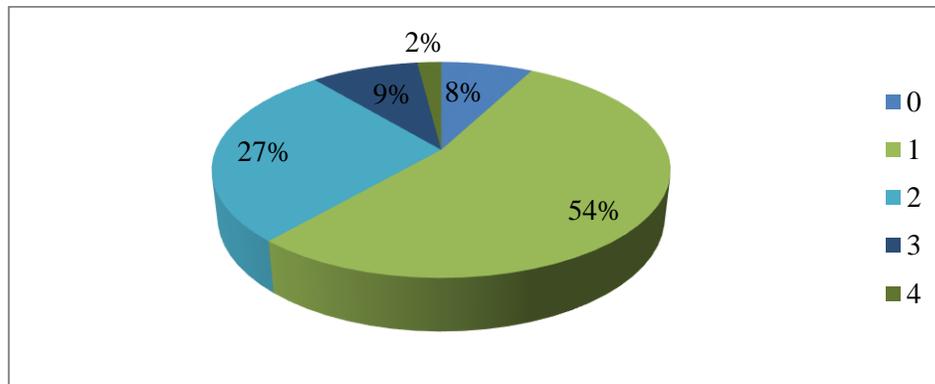


Figura 1-5. Calificación del daño en los puentes federales (SIPUMEX, 2010).

Con base en los datos proporcionados por SIPUMEX (Figura 1-6), se observa que el mayor número de puentes con calificación estructural de 3 y 4 (las más críticas antes del peligro

de colapso del puente), se concentran en edades de 30 a 70 años, lo cual puede interpretarse como una relación directa entre la edad del puente y el daño estructural.

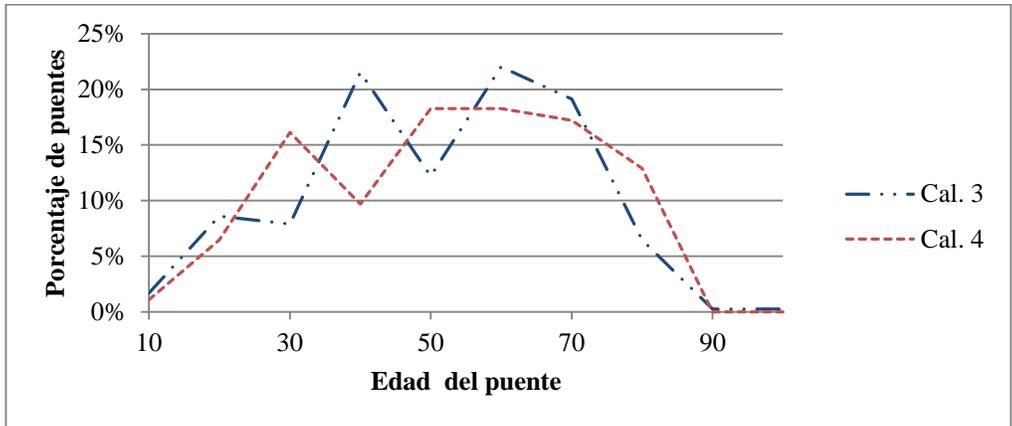


Figura 1-6. Porcentaje de puentes con calificación 3 y 4 (SIPUMEX, 2010).

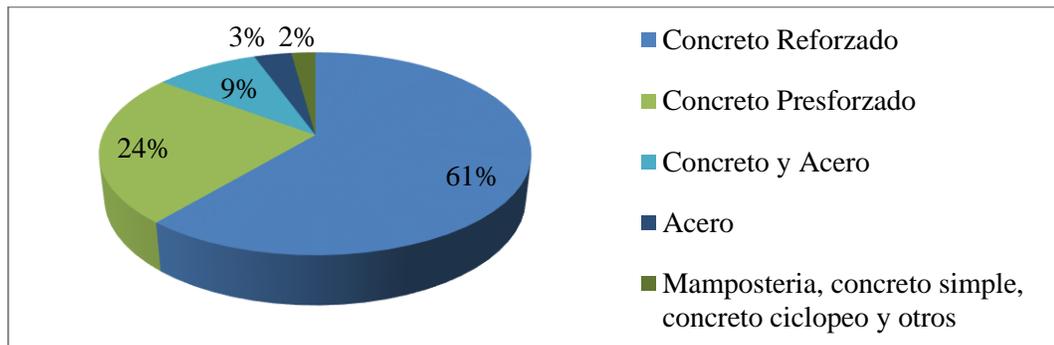


Figura 1-7. Tipos de puentes de la red federal de carreteras (SIPUMEX, 2010).

Se puede observar en la Figura 1-7 que los puentes de concreto presforzados no son los más numerosos en el país, sin embargo la tendencia que se muestra en la Figura 1-8 indica que en la construcción de nuevos puentes la mayoría son de concreto presforzado, por lo que se espera que su número aumente en el futuro y por lo tanto tendrá una mayor relevancia en la conservación de éstos.

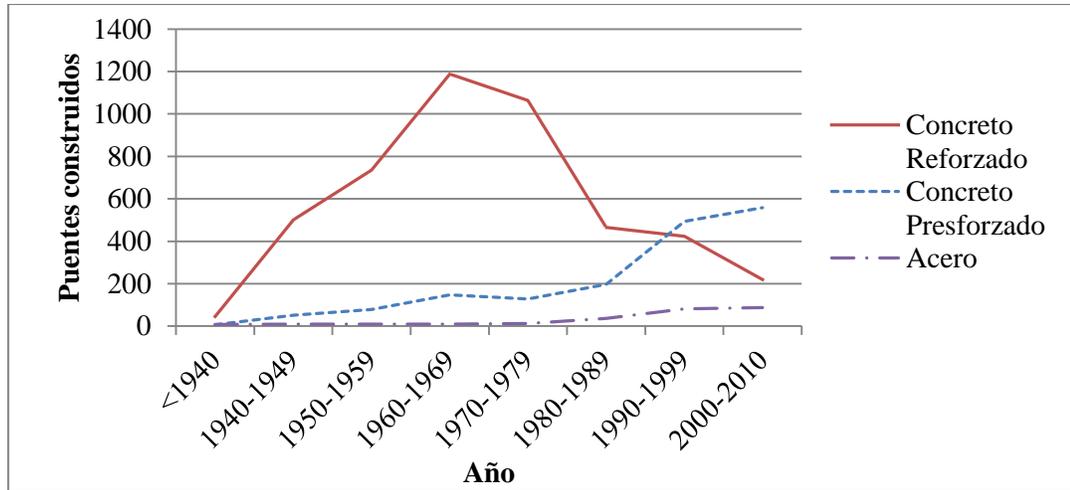


Figura 1-8. Puentes construidos por década (SIPUMEX, 2010).

1.3. Hipótesis

Se puede predecir analítica y probabilísticamente la vida ante fatiga de puentes de concreto presforzado producida por el tránsito de vehículos pesados basándose en los registros de pesaje dinámico (WIM), determinando las fuerzas y esfuerzos críticos a través de líneas y superficies de influencia, tratando la sección con un nivel de agrietamiento adecuado al estado de esfuerzos calculado y aplicando las curvas S-N para cables de presfuerzo.

1.4. Objetivo general

Proponer una metodología para la predicción de vida ante fatiga en puentes de concreto presforzado sometidos a cargas cíclicas de tráfico pesado, sistematizar el procedimiento e integrarlo en el programa DEEFEP.

1.5. Objetivos particulares

1. Sistematizar el cálculo de las propiedades geométricas de la sección transversal de las secciones más usadas en puentes en México.
2. Sistematizar el cálculo de los esfuerzos en el cable de presfuerzo.

3. Elaborar dos ejemplos de aplicación de la metodología de predicción sistematizada.
4. Elaborar los manuales de utilización de la metodología, módulos y ayudas, desarrollados en esta tesis para integrarse al programa DEEFEP.

1.6. Alcances

Los alcances de este trabajo de investigación son los siguientes:

- ~ Proponer una metodología para la predicción de vida a fatiga en puentes de concreto presforzado utilizando los fundamentos teóricos de la AASHTO LRFD 2007 y el reglamento utilizado para el diseño de puentes en México con base a las propiedades mecánicas de los materiales especificados en planos y de las cargas de vehículos que transitan sobre éstos.
- ~ Sistematizar los procedimientos necesarios para realizar el análisis integral de la fatiga en el programa desarrollado DEEFEP, adaptando los métodos útiles para la evaluación de fatiga en concreto presforzado sistematizados previamente; obteniendo una herramienta de fácil implementación para la evaluación de la fatiga en puentes de concreto presforzado.

1.7. Limitaciones

Las limitaciones de este trabajo de investigación son las siguientes:

- ~ La metodología propuesta, es aplicable para puentes cuya superestructura este compuesta, por un sistema de losa de concreto reforzado y trabes de concreto presforzado, con secciones “I” y secciones “cajón”, que cumplan con la normativa utilizada en México y la AASHTO. Sin embargo se pueden analizar puentes con sección transversal rectangular, “T”, “T” invertida y Nebraska, haciendo las consideraciones indicadas en el apéndice B.

- ~ Las curvas S-N elegidas para la evaluación no cuentan con un esfuerzo medio definido ya que fueron propuestas con base a pruebas de diversas investigaciones y no se cuentan con todos los datos para obtenerlas. Se propone agregar curvas realizadas en investigaciones posteriores con esfuerzo medio definido para considerar este efecto y obtener así una predicción más cercana a la realidad. En el capítulo 3 se indica el método de la Línea de Goodman para tomar en cuenta el efecto del esfuerzo medio, este método se incluye en el programa.
- ~ Dado que en México no se ha implementado un sistema de pesaje en movimiento, este trabajo se limita a indicar el camino a seguir para realizar la evaluación de puentes de concreto presforzado, por lo que se pueden aplicar escenarios de carga simulados que contengan las características de los vehículos que transitan la red de carreteras del país, esperando en un futuro se implemente el pesaje en movimiento (WIM).
- ~ Los efectos producidos por la vibración no están considerados en esta versión del programa debido a que es necesario realizar análisis más detallado de los efectos asociados al paso de cada vehículo pesado a través del puente, el método de elementos finitos se presenta como una opción. Sin embargo el incremento dinámico de la carga vehicular es considerado a través del uso del sistema WIM, es importante instalar estos sistemas sobre el puente y no antes, para medir las cargas directamente en el punto de interés.

2. ANTECEDENTES

En la UAQ Bárcenas (2011) desarrolló un programa denominado “DEFP” que sistematiza la metodología para evaluar la vida a fatiga en puentes de acero, el cual utiliza datos de pesaje dinámico Weigh in Motion (WIM) para obtener los esfuerzos a través de las líneas de influencia considerando principios elástico – lineales, realizando el conteo de esfuerzos a través del método de Rainflow y la aplicación de la Regla de Miner para la evaluación del daño acumulado y la predicción de la vida a fatiga en puentes de acero, esta metodología está basada las recomendaciones del código europeo “Eurocode”.

En este trabajo se dará un énfasis particular al tratamiento del fenómeno de fatiga en elementos de concreto presforzado y su impacto en el periodo de vida de los puentes. Además los modelos deducidos en este trabajo se sistematizaran e integraran en el programa DEEFEP, iniciado por Bárcenas (2011) y mejorado por Herrada (2013).



Figura 2-1. Pantalla de inicio del programa DEEFEP.

2.1. Pesaje dinámico

Europa es el lugar donde la implementación del pesaje en movimiento ha tenido mayor impacto, como ejemplo O'Brien (2001) menciona el proyecto denominado WAVE (Weighing-in-motion of Axles and Vehicles for Europe), donde se realiza el estudio de pesaje en movimiento en carreteras y puentes. El sistema de pesaje WAVE fue un proyecto terminado en junio de 1999 y su objetivo fue llevar a cabo el estudio de las vialidades europeas, facilitando el trabajo de los responsables de la restauración de carreteras a través de las siguientes acciones:

- ~ Mejorando el funcionamiento y la capacidad de los sistemas convencionales de WIM para estimar con precisión las cargas estáticas y las mediciones de las fuerzas de impacto dinámico por ejes, esto a través del uso de matrices de sensores cuyos resultados combinados pueden permitir la interacción dinámica entre el vehículo y el pavimento.
- ~ Desarrollando centros de recolección de datos con formatos comunes y procedimientos de garantía de calidad para facilitar el intercambio y la comparación de los datos de WIM en toda Europa, aumentando así la confianza de estos.
- ~ Realizando pruebas en los sistemas de pesaje para evaluar su durabilidad y rendimiento ante diferentes condiciones climáticas, especialmente en las regiones frías, donde los pavimentos se deforman y los sensores son susceptibles a la sal del deshielo.
- ~ Desarrollando métodos normalizados de calibración y aplicándolos para diferentes climas europeos y distintos tipos de sistemas de WIM.

Otros trabajos se han realizado en el IMT, como el publicado por Hernández y Fabela (2004) donde se describe el desarrollo de un dispositivo prototipo para estimar el peso de vehículos ligeros desplazándose a bajas velocidades. El diseño se basa en el concepto de flexión de placas en voladizo y en la aplicación de la técnica de extensometría. Los sensores de deformación comúnmente conocidos como galgas extensométricas se disponen en un arreglo denominado puente de Wheatstone. Este arreglo brinda ventajas que se traducen en un mejor

manejo de la señal eléctrica producida por cambios en la longitud de las galgas. El trabajo incluye pruebas con un prototipo preliminar simplificado de laboratorio y un prototipo con mayor capacidad de carga y mayor alcance de la instrumentación. Los resultados con el prototipo preliminar mostraron un buen comportamiento estático del diseño y de la instrumentación empleada validando los principios aplicados. El prototipo final mostró un buen comportamiento en condiciones de pesaje estático, así como dinámico con vehículos pequeños circulando a velocidades menores a 10 km/h independiente de la trayectoria del paso de las llantas sobre el dispositivo. Velocidades mayores así como el paso de vehículos de mayor peso y dimensiones produjeron un funcionamiento inadecuado del prototipo de pesaje.

El pesaje en movimiento (Weigh in motion, WIM) está definido por la *American Society for Testing and Materials* (ASTM E1318-02) como el proceso mediante el cual se realiza la medición de las fuerzas dinámicas de los neumáticos de un vehículo en movimiento y estimación de las correspondientes cargas por neumático del vehículo estático. Los sistemas WIM son capaces de estimar el peso bruto de un vehículo así como las cargas por eje o por grupo de ejes. Los datos obtenidos de los sistemas de pesaje en movimiento utilizados para alimentar el programa tienen la configuración mostrada en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1. Formato de registros WIM (Bárcenas, 2011).

<i>Datos por columna</i>	<i>Unidad</i>
<i>Encabezado</i>	-
<i>Día</i>	-
<i>Mes</i>	-
<i>Año</i>	-
<i>Hora</i>	-
<i>Minuto</i>	-
<i>Segundo</i>	-
<i>Centésima de segundo (segundo/100)</i>	-
<i>Velocidad</i>	<i>dm/s</i>
<i>Peso total del vehículo</i>	<i>kN</i>
<i>Longitud total del vehículo (del eje inicial al eje final)</i>	<i>dm</i>
<i>Numero de ejes</i>	
<i>Peso en el eje 1</i>	<i>kN</i>
<i>Longitud del eje 1 al eje 2</i>	<i>dm</i>

<i>Peso en el eje 2</i>	<i>kN</i>
<i>Longitud del eje 2 al eje 3</i>	<i>dm</i>
...	...
<i>Longitud del eje n-1 al eje n</i>	<i>dm</i>
<i>Peso en el eje n</i>	<i>kN</i>

2.2. Fenómeno de fatiga y efectos en puentes

Caprani et al (2008) realizaron un estudio teórico de las características y efectos del tráfico vehicular para algunos eventos de carga en puentes de claro corto y mediano. Mencionan que en los últimos años la evaluación de las cargas en puentes carreteros ha sido reconocida como un área con la que se puede ahorrar y evitar rehabilitaciones y reemplazos innecesarios. Además, en este trabajo se desarrolla un enfoque alternativo con métodos estadísticos para encontrar los efectos típicos, producto de las cargas vehiculares. Dentro del desarrollo muestra la aplicación de métodos de valores extremos para el cálculo de pesos máximos probables, y se utilizan datos reales para mostrar las diferencias entre las técnicas estadísticas convencionales y su enfoque que han planteado.

Przekop et al (2006) evalúan la calidad con que se estima la vida a fatiga teniendo una historia de esfuerzos amplia a través de un método para estructuras sometidas a vibraciones aleatorias y geoméricamente no lineales. Las magnitudes de los esfuerzos son obtenidas por medio del conteo de Rainflow, el cual proporciona estimaciones precisas para la predicción de la vida a fatiga. La resistencia a la fatiga se calcula utilizando los rangos de tensión adecuados para el material (curvas S-N) y un principio lineal de cálculo de daño acumulado (regla de Miner).

Asnachinda et al (2008) hacen el estudio de las cargas dinámicas de los ejes vehiculares que pasan a través de un puente de varios claros continuos. El objetivo de este trabajo fue desarrollar una técnica para la determinación de las cargas dinámicas por eje vehicular basándose en la respuesta del puente. El problema consiste en convertir dichas respuestas en cargas puntuales a través del tiempo y para ello se propone un método denominado USC. Con los resultados obtenidos se observa que la técnica USC efectivamente mejora la precisión del proceso, particularmente en la identificación de cargas por eje en un puente con apoyos intermedios. La comparación entre los momentos de flexión medidos y los calculados indica que

el enfoque es correcto. La precisión del cálculo de las cargas dinámicas en todos los casos que se estudiaron se encuentra dentro de un porcentaje de error relativo del 13%.

Estudios experimentales indican que la fatiga es un fenómeno aleatorio. Por lo tanto el estudio de ésta se basa en métodos probabilísticos. El análisis a fatiga implica un grado considerable de incertidumbre debido mayormente a las impredecibles condiciones futuras de carga, variabilidad de las propiedades de los materiales y el uso de modelos analíticos simplificados para predecir la respuesta estructural bajo condiciones de carga dada (Nowak y Al-Zaid, 1989).

2.3. Fatiga en concreto

Se han realizado varias pruebas experimentales en vigas de concreto reforzado sometido a fatiga. El resultado que generalmente se encontró en estas pruebas fue la falla por fatiga en el refuerzo de la viga, incluso ante casos en los que el concreto estaba altamente solicitado, lo cual a llevado a la conclusión ampliamente aceptada de que la capacidad redistributiva del concreto es tan grande que es muy improbable que se produzca el fallo por fatiga del concreto en compresión (Zanuy et al, 2011).

Es complicado encontrar pruebas donde se haya obtenido la falla por fatiga del concreto en compresión, una de estas pruebas (Hashem, 1986) se consiguió este modo de falla. Las vigas estaban especialmente diseñadas para buscar o descartar definitivamente la posibilidad de que el concreto falle por fatiga en vigas sometidas a flexión. Por ello las vigas tenían concreto de baja resistencia, alta cuantía de refuerzo y fueron sometidas a un nivel elevado de carga, parámetros bajo los cuales no se diseñan (Zanuy et al, 2011).

Investigaciones previas en la fatiga de vigas de concreto presforzado se han concentrado en el comportamiento a fatiga en los cables de presfuerzo (Hangenberger, 2004). La razón primaria para esto es que los ingenieros generalmente producen diseño donde la falla de fatiga del concreto no rige (Hangenberger, 2004). Los límites permisibles de esfuerzos a compresión

establecidos en los reglamentos están establecidos para disminuir la posibilidad que se presente la falla por fatiga en el concreto.

2.4. Fatiga en elementos de presfuerzo

Se han realizado varias pruebas en vigas de concreto presforzado como las hechas por Harajili y Naaman (1985) para determinar el comportamiento de estas ante la fatiga. Hangenberger (2004) realizó pruebas de fatiga en seis vigas de concreto presforzado con cables rectos, además considero los datos obtenidos en pruebas a fatiga en siete vigas de concreto presforzado con cables rectos realizadas por Overman (1984), pruebas que reportó Overman (1984) realizadas a cuarenta y un vigas entre las décadas del cincuenta y los setenta, pruebas realizadas a siete vigas por Muller y Dux (1994), pruebas en dieciséis vigas con cables inclinados realizadas por Muller y Dux (1994) y pruebas realizadas por Overman (1984) en cuatro vigas con cables inclinados, con estos datos dedujo una ecuación para obtener el número de ciclos para llegar a la falla de un cable a un determinado rango de esfuerzos, la cual es menos conservador que el modelo propuesto por Paulson et al (1983).

La especificación estándar provisional para puentes carreteros del 2002 de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) no incluye provisiones específicas para el diseño de las vigas de concreto presforzado basado en la fatiga en los cables de presfuerzo. Similarmente el Manual for Condition Evaluation of Bridges (MCEB) no provee criterios de evaluación basados en la fatiga en los cables de presfuerzo de vigas de concreto presforzado. Sin embargo las especificaciones para diseño de puentes provisionales del 2003 de la AASHTO Load and Resistance Factor Design (LRFD) provee requerimientos de fatiga para cables de presfuerzo en vigas de concreto presforzado, la cual establece que si el esfuerzo de tensión en la fibra inferior excede $3\sqrt{f_c'}$ en el estado de cargas de servicio, el rango de esfuerzos en el cable deberá estar limitado a 10 ksi y 18 ksi (Hangenberger, 2004).

Jacob et al (1887) evaluó un puente francés a fatiga mediante la aplicación de las curvas S-N indicadas en el reglamento francés para puentes de concreto presforzado (BPEL), realizando un conteo de ciclos a través del método de Rainflow y aplicando la regla de daño acumulado de

Miner, obteniendo resultados muy dispersos en función de las curvas utilizadas (Figura 2-2), los resultados se muestran en la Tabla 2-2.

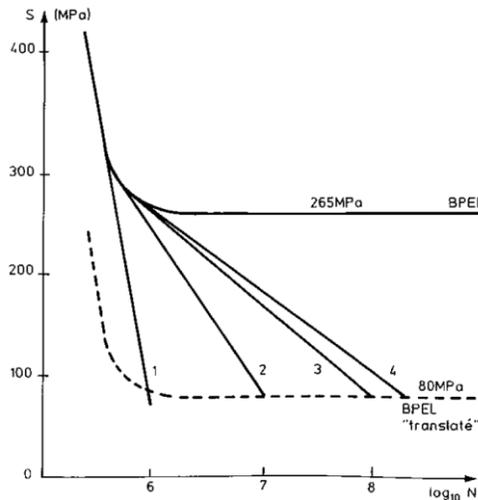


Figura 2-2. Curvas S-N usadas para evaluación a fatiga por Jacob (1987).

Finalmente concluye que los riesgos de ruptura por fatiga en cables de presfuerzo son excluidos dentro de un futuro próximo, para esa estructura en particular, así como investigaciones complementarias sobre el comportamiento en fatiga de cables en traveses y modelos de cálculo de fatiga más precisos, deberán permitir afinar los resultados, lo que demuestra que este tipo de estudios pueden ayudar a la decisión de mantenimiento y reparación de las estructuras.

Tabla 2-2. Sensibilidad de la vida teórica en función de la curva S-N obtenidos por Jacob (1987).

Curva	Vida (años)		
	Límite de fatiga 60 MPa	Límite de fatiga 80 MPa	Límite de fatiga 100 MPa
BPEL	Infinita	Infinita	Infinita
BPEL (trasladada)	98	398	1,548
Tangente 1	131	438	
Tangente 2	1,340	3,170	
Tangente 3	13,392	31,366	
Tangente 4	26,569	58,701	

2.5. Evaluación de puentes en México

Carrión et al (2003) presentan una síntesis de las técnicas de evaluación no destructiva más empleadas en el sector transporte. Se presentan varias técnicas de inspección de daño destructivas y no destructivas. Se analizan las diversas variantes de las técnicas, desatancando sus ventajas y desventajas, y se analiza su uso en un amplio contexto que incluye el diseño y los diferentes escenarios de falla que pudieran generarse. En el caso de puentes carreteros varias técnicas de inspección se han desarrollado en la última década dentro de las cuales y como se muestra se presentar sin ser excluyentes, el radar de penetración; los sensores magneto – resistivos; los sensores de corrosión, y las antenas electromagnéticas. En todos los casos se han obtenido resultados favorables, aunque es necesario mayor desarrollo e investigación.

Considerando las necesidades de conservación de puentes se propone un sistema de administración de puentes que no sólo contendría toda la información relevante del inventario de puentes, sino también incorporará módulos de estimación de capacidad de carga y vida útil basados en modelos probabilistas y deterministas según el tipo de puente. Igualmente se incorpora un módulo económico para la estimación de costos de rehabilitación, y otro módulo para la asignación de prioridades de conservación (Carrión et al, 2006).

Crespo (2011) propuso una metodología para evaluar la vida remanente a fatiga para un puente de dimensiones tipo, de concreto reforzado, generando escenarios de carga mediante simulación Monte Carlo basados en aforos vehiculares, aplicados a un modelo de elementos finitos determino los esfuerzos en la zonas críticas del puente a partir de los cuales aplicando los modelos de Paris y Slowik para determinar la probabilidad de que se desarrolle una grieta critica en una tiempo determinado.

2.6. Sistematización de la metodología de diagnostico

B. Jacob et al (1989) y Alan O'Connor (1991) presentan en sus publicaciones un programa llamado CASTOR, elaborado por SETRA para LCPC en Paris, Francia. Este programa realiza simulaciones utilizando registros de tráfico real y métodos analíticos para la evaluación

estructural de puentes. En el programa CASTOR es necesario generar e ingresar los datos de las líneas o superficies de influencia para poder hacer el análisis de fatiga. Los efectos son calculados con el principio de superposición lineal de cargas a medida que el programa mueve los registros de pesaje vehicular a lo largo de la estructura del puente, carril por carril, preservando los pesos y espacios de cada eje así como la distancia entre los vehículos registrados. Finalmente en el programa CASTOR se hace la evaluación de fatiga en estas estructuras a través del conteo de ciclos de esfuerzos con el método de Rainflow y la aplicación de la Regla de Miner, con lo cual se estima la vida remanente del puente.

Bárcenas (2011) integró y sistematizó parcialmente esta metodología a través del programa DEFP. En la Figura 2-3, se muestra un diagrama de bloques ilustrando los modelos de esta versión del programa.

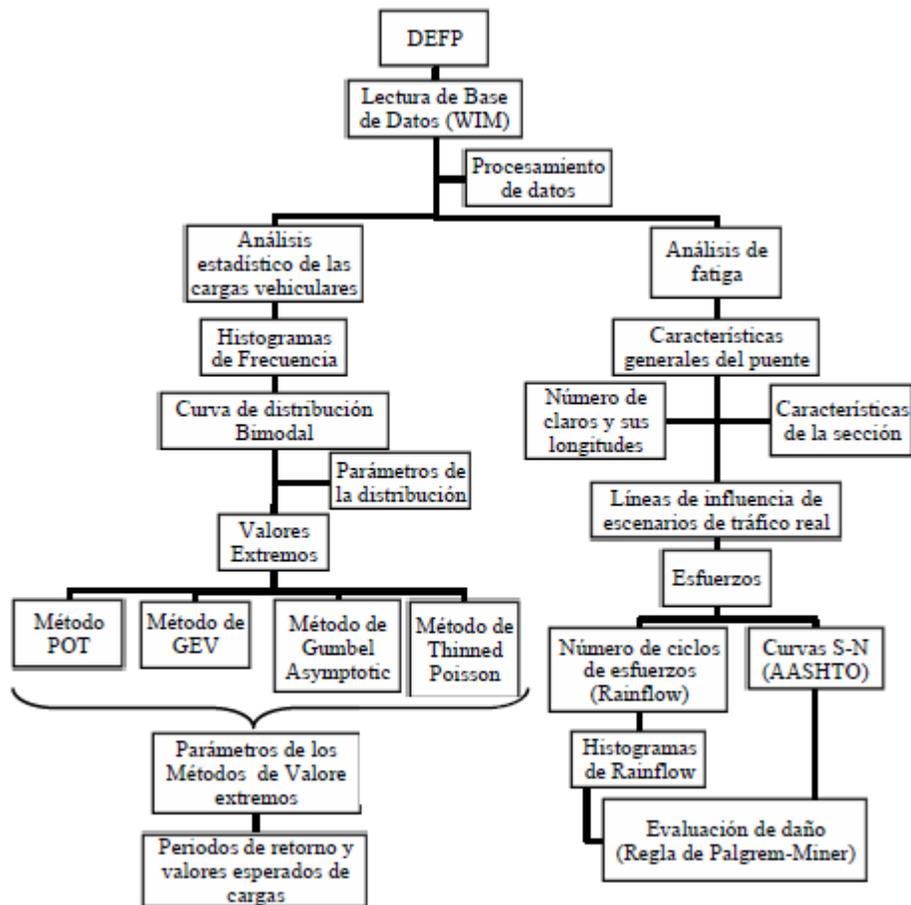


Figura 2-3. Metodología integral y estructura para el análisis y evaluación de puentes carreteros del programa DEFP (Bárcenas, 2011).

3. MARCO TEÓRICO

Como se indicó anteriormente fragmentos de la metodología propuesta son utilizadas para la evaluación a fatiga en diversos reglamentos, sin embargo existen diversos métodos para algunos de ellos, a continuación se presentan los que fueron elegidos para la sistematización en programa, así como métodos recomendados para utilizar en futuras actualizaciones del programa DEEFEP.

3.1. Líneas y superficies de influencia

Las líneas de influencia son un método analítico mediante el cual se pueden considerar efectos de las cargas móviles tratándolas como cargas estáticas, esto se logra al ubicar y desplazar en diferentes posiciones sobre la trabe las cargas puntuales por eje de los vehículos, obteniéndose los diagramas de los elementos mecánicos producidos. Mediante el trazado de la envolvente se obtiene el punto donde se producen los elementos mecánicos máximos, con ello se ubica y posteriormente analiza la sección más crítica.

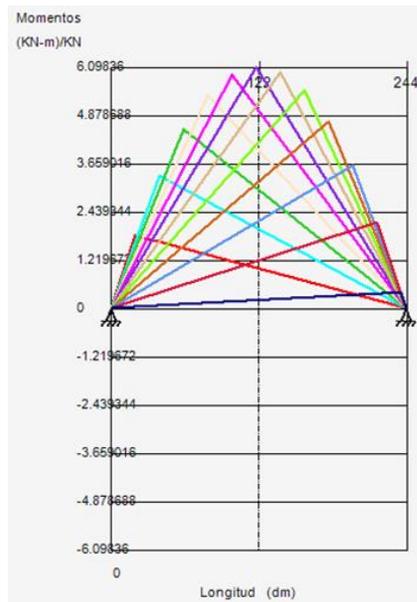


Figura 3-1. Línea de influencia creada por el programa DEEFEP.

En el programa DEEFEP, aplica el método de los tres momentos y la teoría elástico-lineal para determinar los elementos mecánicos en la trabe, sistematizados por Bárcenas (2011). Herrada (2012) implementó en el programa el método de superficies de influencia fundamentada en un análisis de la sección transversal de la superestructura, suponiendo una distribución lineal de la contribución de las cargas de cada vehículo que se presente simultáneamente sobre la trabe analizada (valido sobre todo para cuando se trata de sólo dos apoyos, en caso contrario se tiene que analizar la sección transversal también como una viga continua), este método es mencionado en la AASHTO LRFD C4.6.2.2.2d (2007). En esta etapa de desarrollo del programa solo aplica las superficies de influencia si la sección transversal del puente está compuesta por dos trabes y si se cuenta con información del tráfico vehicular de más de 1 carril. Debido a que el módulo de superficies de influencia está limitado para una sección con únicamente dos apoyos lo cual difiere de los casos generales de concreto presforzado, se puede utilizar también el factor de concentración de esfuerzos para determinar la influencia de cada carga vehicular sobre la trabe de estudio.

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum^{N_L} e}{\sum^{N_b} x^2} \quad \begin{array}{l} (3-1) \\ (C4.6.2.2.2d-1 \\ AASHTO) \end{array}$$

Donde:

R → reacción sobre la viga,

N_L → número de carriles cargados considerado,

e → excentricidad de un camión o una carga de carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas,

x → distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga,

X_{ext} → distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga analizada,

N_b → numero de vigas.

3.2. Pérdidas de presfuerzo

La fuerza pretensora en el cable de presfuerzo es variable en el tiempo debido a pérdidas, éstas se clasifican como instantáneas que son: acortamiento elástico del concreto; y pérdidas en el tiempo: contracción del concreto, escurrimiento plástico del concreto y relajamiento del acero. Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo se utiliza lo indicado en el PCI Design Handbook (2004). Las pérdidas totales quedan definidas por la ecuación (3-2) donde las pérdidas relativas al tiempo están en función de este.

$$T.L. = ES + CR(t) + SH(t) + RE(t) \quad (3-2)$$

(4.7.3.1 PCI)

Donde:

ES → pérdidas por acortamiento elástico del concreto,

CR → pérdidas por escurrimiento plástico del concreto en el tiempo,

SH → pérdidas por contracción del concreto en el tiempo,

RE → pérdidas por relajación del acero de presfuerzo en el tiempo.

3.2.1 Acortamiento elástico del concreto

Debido a la aplicación de una fuerza de compresión en el elemento de concreto (trasmitida por el cable presforzado por adherencia) éste presenta un acortamiento ya que trabaja dentro de su rango elástico lineal, el cual provoca una disminución en la deformación unitaria inicial del acero de presfuerzo, por lo que los esfuerzos en el acero disminuyen.

Para miembros con cables adheridos

$$ES = K_{es} E_p \frac{f_{cir}}{E_c} \quad (3-3)$$

(4.7.3.2 PCI)

Donde:

K_{es} → 1.0 para elementos pretensados,

K_{es} → 0.5 para elementos postensados,

E_p → módulo de elasticidad del acero de presfuerzo,

E_c → módulo de elasticidad del concreto de la trabe,

f_{cir} → esfuerzo en el centroide del acero de presfuerzo inmediatamente después de la aplicación de la fuerza de presfuerzo, definido por la ecuación (3-4).

$$f_{cir} = K_{cir} \left[\frac{P_i}{A_{c,ss}} + \frac{P_i e_{ss}^2}{I_{c,ss}} \right] - \frac{M_{pp} e_{ss}}{I_{c,ss}} \quad (3-4)$$

(4.7.3.3 PCI)

Donde:

K_{cir} → 0.9 para elementos pretensados (factor de seguridad),

P_i → fuerza de presfuerzo inicial,

e_{ss} → excentricidad del centroide del cable de presfuerzo en sección simple,

$A_{c,ss}$ → área de la sección simple,

$I_{c,ss}$ → momento de inercia de la sección simple,

M_{pp} → momento por peso propio y cargas permanentes actuantes al momento de aplicación de la carga de presfuerzo.

3.2.2 Ecurrimiento plástico del concreto

El escurrimiento plástico es un fenómeno relacionado con la aplicación de una carga. Se trata esencialmente de un fenómeno de deformación bajo carga continua debido a un reacomodo interno de las partículas que ocurre al mismo tiempo que la hidratación del cemento (Gonzales y Robles, 2005).

$$CR(t) = C_t \frac{E_p}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) \quad (3-5)$$

(4.7.3.4 PCI)

Donde:

C_t → coeficiente de escurrimiento plástico en función del tiempo, definido por la ecuación (3-6) (Hangenberger, 2004),

f_{cds} → esfuerzo en el centroide del acero de presfuerzo por cargas permanentes después de la aplicación de la fuerza de presfuerzo, definido por la ecuación (3-7).

$$C_t = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} C_u \quad (3-6)$$

Donde:

$C_u \rightarrow$ coeficiente de escurrimiento plástico ultimo = 2.35,

$t \rightarrow$ tiempo en días desde la aplicación de la fuerza de presfuerzo.

$$f_{cds} = \frac{M_{sd}e}{I_c} \quad (3-7)$$

(4.7.3.5 PCI)

Donde:

$e \rightarrow$ excentricidad del cable de presfuerzo,

$I_c \rightarrow$ momento de inercia de la sección,

$M_{sd} \rightarrow$ momento por peso propio y cargas permanentes actuantes después de la aplicación de la carga de presfuerzo.

3.2.3 Contracción del concreto

Las deformaciones por contracción se deben esencialmente a cambios en el contenido de agua del concreto a lo largo del tiempo, el agua de la mezcla se va evaporando e hidrata el cemento, esto produce cambios volumétricos en el elemento de concreto (Gonzales y Robles, 2005). Al encontrarse perfectamente adherido el concreto con el acero de presfuerzo este presenta de la misma manera una disminución en su deformación unitaria inicial, lo cual provoca una disminución de los esfuerzos en el acero de presfuerzo.

$$SH(t) = \varepsilon_{sh} K_{sh} E_p \left(1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (100 - R.H.) \quad (3-8)$$

(4.7.3.6 PCI)

Donde:

$K_{sh} \rightarrow$ 1.0 para elementos pretensados,

$V/S \rightarrow$ relación volumen – superficie,

$\varepsilon_{sh} \rightarrow$ deformación por contracción como función del tiempo, definida por la ecuación (3-9) (Hangenberger, 2004),

$R.H. \rightarrow$ promedio de la humedad relativa ambiental.

$$\varepsilon_{sh} = \frac{t}{35 + t} \varepsilon_{shu} \quad (3-9)$$

Donde:

$\varepsilon_{shu} \rightarrow$ deformación ultima por contracción del concreto = 8.2×10^{-6} ,

$t \rightarrow$ tiempo en días desde la aplicación de la fuerza de presfuerzo.

3.2.4 Relajación del acero de presfuerzo

La relajación del acero se produce cuando está sometido a una tensión constante, experimentando un reajuste y rompimiento interno de partículas.

$$RE(t) = [K_{re} - J(SH(t) + CR(t) + ES)]C \quad (3-10)$$

(4.7.3.7 PCI)

Donde:

$K_{re} \rightarrow$ coeficiente con valor de Tabla 3-1,

$J \rightarrow$ coeficiente con valor de Tabla 3-1,

$C \rightarrow$ coeficiente definido por las ecuaciones (3-11) a (3-15),

Para cables con relevo de esfuerzos

$$0.75 \geq \frac{f_{pi}}{f_{pu}} \geq 0.70:$$

$$C = 1 + 9 \left(\frac{f_{pi}}{f_{pu}} - 0.7 \right) \quad (3-11)$$

(4.7.3.8 PCI)

$$0.70 \geq \frac{f_{pi}}{f_{pu}} \geq 0.51:$$

$$C = \frac{\frac{f_{pi}}{f_{pu}}}{0.19147} \left(\frac{\frac{f_{pi}}{f_{pu}}}{0.85} - 0.55 \right) \quad (3-12)$$

(4.7.3.9 PCI)

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} < 0.51:$$

$$C = \frac{\frac{f_{pi}}{f_{pu}}}{3.83} \quad (3-13)$$

(4.7.3.10 PCI)

Para cables de baja relajación

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} \geq 0.54:$$

$$C = \frac{\frac{f_{pi}}{f_{pu}}}{0.2125} \left(\frac{\frac{f_{pi}}{f_{pu}}}{0.9} - 0.55 \right) \tag{3-14}$$

(4.7.3.11 PCI)

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} \leq 0.54:$$

$$C = \frac{\frac{f_{pi}}{f_{pu}}}{4.25} \tag{3-15}$$

(4.7.3.12 PCI)

Donde:

$f_{pi} \rightarrow P_i/A_p$,

$f_{pu} \rightarrow$ esfuerzo último del acero de presfuerzo.

Tabla 3-1. Coeficientes K_{re} y J (PCI Design Handbook, 2004).

<i>Tipo de tendón</i>	<i>K_{re} (psi)</i>	<i>J</i>
<i>Alambre o Cable relevado de esfuerzos Grado 270</i>	<i>20,000</i>	<i>0.15</i>
<i>Alambre o Cable relevado de esfuerzos Grado 250</i>	<i>18,500</i>	<i>0.14</i>
<i>Alambre relevado de esfuerzos Grado 240 o 235</i>	<i>17,600</i>	<i>0.13</i>
<i>Cable de baja relajación Grado 270</i>	<i>5,000</i>	<i>0.040</i>
<i>Cable de baja relajación Grado 250</i>	<i>4,630</i>	<i>0.037</i>
<i>Alambre de baja relajación Grado 240 o 235</i>	<i>4,400</i>	<i>0.035</i>
<i>Varilla relevada de esfuerzos Grado 145 o 160</i>	<i>6,000</i>	<i>0.050</i>

3.3. Secciones transversales de concreto presforzado en puentes

Para simplicidad en el análisis de las secciones de traveses en los puentes se considera sección de trabe y losa en conjunto (sección compuesta), de un solo material (sección transformada) y que en ocasiones puede estar agrietada (sección agrietada), las bases para estas consideraciones así como su aplicación son descritas a continuación.

3.3.1 Sección compuesta

La mayoría de las superestructuras de los puentes de concreto presforzado están compuestas por vigas "I" o cajón y sistemas de rodamiento o capa de compresión (losa) de concreto reforzado. Cuando la capa de compresión (losa) está adecuadamente unida o conectada con el elemento prefabricado de presfuerzo se puede considerar que la sección de la trabe y la capa de compresión (losa) trabajan integralmente, esta sección integrada se denomina sección transversal compuesta de la superestructura del puente. La consideración de que la sección plana permanece así después de ocurrida la flexión sigue siendo válida para el total del peralte de la sección compuesta en todas las etapas de carga hasta la capacidad última (PCI Bridge Design Manual, 2003). El ancho equivalente de la losa viene especificado en el AASHTO LRFD 4.6.2.6.1 (2007), el cual se calcula como se describe a continuación:

Para vigas interiores, el ancho efectivo se deberá tomar como el menor de los siguientes:

- a. Un cuarto de la longitud efectiva del claro.
- b. Doce veces el promedio del peralte promedio de la losa, más el mayor de el espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la trabe.
- c. El promedio de la separación entre las vigas.

Para vigas exteriores, el ancho efectivo se deberá tomar como la mitad del ancho efectivo de la viga interior adyacente más el menor de los siguientes:

- a. Un octavo de la longitud efectiva del claro.
- b. Seis veces el promedio del peralte efectivo de la losa, más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín superior de la trabe.
- c. El ancho del voladizo.

3.3.2 Sección transformada

La losa de concreto reforzado usualmente es de una resistencia a la compresión menor que el elemento de presfuerzo, por lo que el módulo de elasticidad también lo es. Para el análisis de la sección compuesta se transforma la losa en concreto de la viga equivalente para obtener una sección con propiedades de materiales uniformes, estas equivalencias se realizan a través de la relación de módulos, se realiza el mismo procedimiento para transformar el acero de presfuerzo y el acero de refuerzo en concreto de la viga equivalente, los cuales quedan definidos por las ecuaciones (3-16) a (3-18).

$$n_l = \frac{E_{cl}}{E_c} \quad (3-16)$$

$$n_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (3-17)$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (3-18)$$

Donde:

E_{cl} → módulo de elasticidad del concreto de la losa,

E_c → módulo de elasticidad del concreto de la trabe,

E_p → módulo de elasticidad del acero de presfuerzo,

E_s → módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

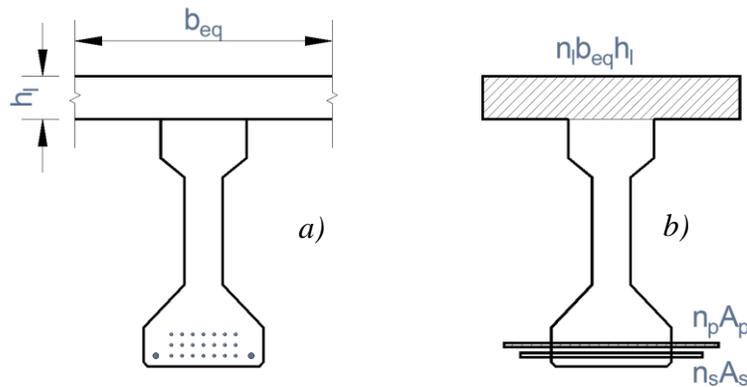


Figura 3-2. a) Sección transversal simple de la trabe, b) Sección transversal compuesta y transformada de la trabe.

3.3.3 Sección agrietada

El módulo de ruptura es una medida de la resistencia en tensión del concreto, el esfuerzo resistente a tensión indicada en el AASHTO LRFD (2007) está definida por la ecuación (3-19). Dado que se recomienda obtener este parámetro con base a pruebas, los reglamentos manejan valores diferentes, sin embargo los recomendados en el AASHTO LRFD (2007) y en el PCI Bridge Design Manual (2003) son muy similares.

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \quad \begin{array}{l} (3-19) \\ (5.4.2.6 \\ \text{AASHTO}) \end{array}$$

Donde:

f'_c → esfuerzo resistente a la compresión del concreto de la trabe.

3.4. Esfuerzos en el cable de presfuerzo bajo condiciones de servicio

Los variación del rango de esfuerzos en los cables de presfuerzo determinan la vida útil del elemento ante fatiga, para el caso en que la sección de concreto se agrieta los esfuerzos en el cable aumentan. A continuación se muestran los métodos que permiten determinar los esfuerzos para ambos casos.

3.4.1 Sección de concreto no agrietada

El análisis del comportamiento de elementos estructurales de presfuerzo se realiza aplicado la teoría elástica de vigas (elementos prismáticos) y considerando las hipótesis siguientes: la distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana; no existen corrimientos relativos de consideración entre el acero y el concreto que lo rodea y el concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales (Gonzales y Robles, 2005). Basado en esta teoría se obtiene la fórmula de esfuerzos de compresión y flexión, para determinar los esfuerzos elásticos en el concreto sin agrietar en (la ubicación) el centroide del acero de presfuerzo, esta queda definida por la ecuación (3-20). En esta ecuación se toma en cuenta que la losa no se encuentra bajo los efectos del presfuerzo.

$$f_{c,e} = \frac{P_e}{A_{c,ss}} + \frac{P_e e_{ss}^2}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp} e_{ss}}{I_{c,ss}} + \frac{M_{CM+CV} e_{sc}}{I_{c,sc}} \quad (3-20)$$

Donde:

P_e → fuerza de presfuerzo efectiva,

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

e_{sc} → excentricidad del cable de presfuerzo en sección compuesta,

$A_{c,ss}$ → área de la sección simple no agrietada,

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

$I_{c,sc}$ → momento de inercia de la sección compuesta no agrietada,

M_{pp} → momento por peso propio,

M_{CM+CV} → momento por cargas muertas y cargas vivas.

La determinación de los esfuerzos en el cable de presfuerzo en el rango elástico lineal en la sección no agrietada se obtiene mediante las deformaciones unitarias en el acero de presfuerzo. La primera deformación es por la aplicación de la fuerza pretensora en el cable, en esta etapa el acero tiene una esfuerzo inicial definido por la ecuación (3-21).

$$f_{p1} = f_{pe} = \frac{P_e}{A_p} \quad (3-21)$$

Donde:

P_e → fuerza de presfuerzo efectiva,

A_p → área del acero de presfuerzo.

La deformación del acero que se encuentra en el rango elástico lineal se obtiene mediante la ecuación (3-22).

$$\varepsilon_{p1} = \frac{f_{p1}}{E_p} \quad (3-22)$$

Donde:

f_{p1} → esfuerzo en el acero de presfuerzo debido a la fuerza pretensora,

E_p → módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

La segunda deformación es producida por las cargas totales, esta queda definida por la ecuación (3-23).

$$\varepsilon_{p2} = \frac{f_{c,e}}{E_c} \quad (3-23)$$

Donde:

$f_{c,e}$ → esfuerzo en el concreto a la profundidad (ubicación) del centroide del acero de presfuerzo,

E_c → módulo de elasticidad del concreto de la trabe.

Los esfuerzos en el acero de presfuerzo quedan definidos por la ecuación (3-24).

$$f_{ps} = E_p (\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{p2}) \quad (3-24)$$

Donde:

ε_{p1} → deformación unitaria en el acero de presfuerzo por fuerza pretensora,

ε_{p2} → deformación unitaria en el acero de presfuerzo por cargas totales,

E_p → módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

3.4.2 Sección de concreto agrietada

La trabe agrietada o en la que se presentan esfuerzos de tensión se puede considerar como parcialmente presforzada. Bajo el estado de la totalidad de cargas de servicio las vigas parcialmente presforzadas se agrietan, aunque por lo general tanto los esfuerzos en el concreto como en el acero permanecen dentro del rango elástico (Nilson, 1997).

Nilson (1997) presenta un método para calcular los esfuerzos en secciones agrietadas con la limitante que no es para secciones compuestas, por lo que sólo son válidas las primeras dos etapas de carga, para los esfuerzos en la tercera etapa se utilizara la técnica presentada por Mast (1998) para calcular los esfuerzos en la sección agrietada transformada y compuesta. Se toman las siguientes consideraciones: que la sección de concreto se encuentra agrietada; 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 tensión. El método consiste en tres etapas, las cuales son descritas a continuación.

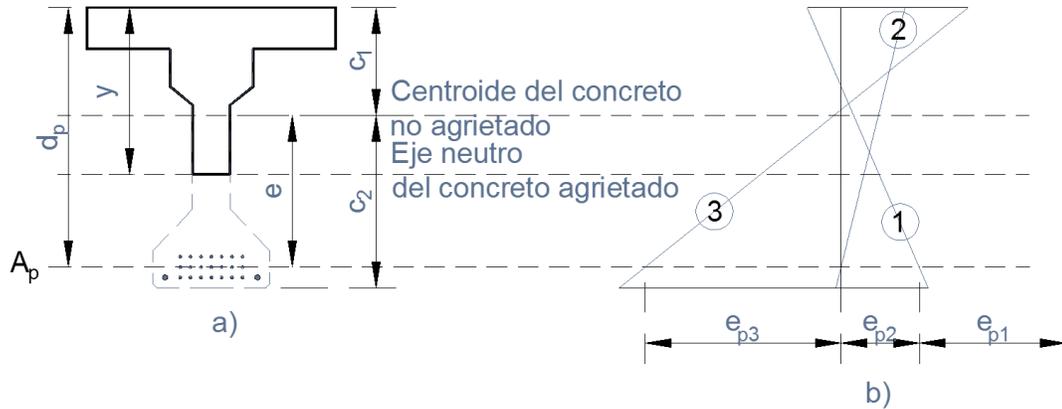


Figura 3-3. Bases para el análisis de la sección agrietada. a) Sección transversal agrietada. b) Deformaciones en el concreto y en el acero de presfuerzo en cada etapa (Nilson, 1997).

Etapa 1: La deformación 1 mostrada en la Figura 3-3 es el resultado de la aplicación únicamente de la fuerza de presfuerzo efectiva sobre el acero de presfuerzo, actuando únicamente esta. En esta etapa de carga el esfuerzo en el acero de presfuerzo queda definido por la ecuación (3-25).

$$f_{p1} = f_{pe} = \frac{P_e}{A_p} \quad (3-25)$$

Donde:

P_e → fuerza de presfuerzo efectiva,

A_p → área del acero de presfuerzo.

Etapa 2: la siguiente etapa de carga a considerar es un estado que corresponde a una descompresión completa, en la cual los esfuerzos en el centroide del acero de presfuerzo son nulos, esta deformación en el acero de presfuerzo está definida por la ecuación (3-26).

$$\varepsilon_{p2} = \frac{1}{E_c} \left(\frac{P_e}{A_{c,ss}} + \frac{P_e e_{ss}^2}{I_{c,ss}} \right) \quad (3-26)$$

Donde:

P_e → fuerza de presfuerzo efectiva,

$A_{c,ss}$ → área de la sección simple no agrietada,

E_c → módulo de elasticidad del concreto de la trabe,

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

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

El cambio de 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. Debido a la compatibilidad de deformación en el concreto y el acero de presfuerzo, el esfuerzo en el acero para esta etapa queda definido por la ecuación (3-27).

$$f_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad (3-27)$$

Donde:

ε_{p2} → deformación unitaria en el acero de presfuerzo en la etapa 2,

E_p → módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

La fuerza en el centroide del acero de presfuerzo hasta la etapa de descompresión queda definida por la ecuación (3-28).

$$F_{desc} = A_p (f_{p1} + f_{p2}) \quad (3-28)$$

Donde:

f_{p1} → esfuerzo en el acero de presfuerzo en la etapa 1,

f_{p2} → esfuerzo en el acero de presfuerzo en la etapa 2,

A_p → área del acero de presfuerzo.

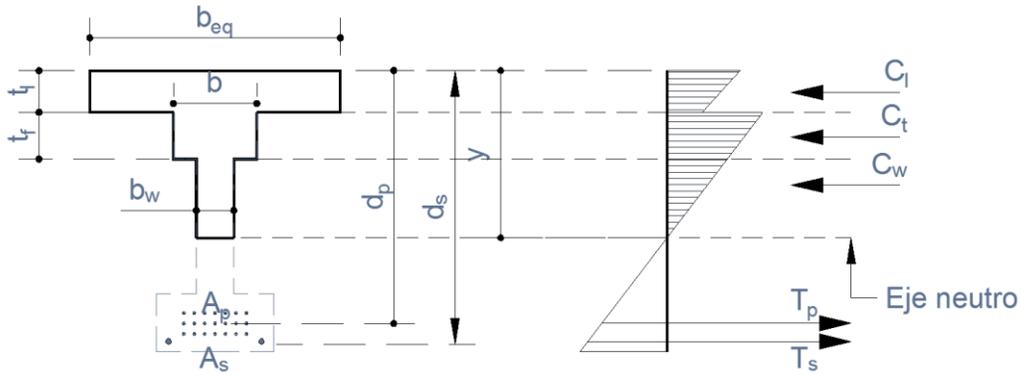


Figura 3-4. Esfuerzos y fuerzas en la sección compuesta transformada agrietada.

Etapa 3 (Mast, 1998): El método propuesto por Mast incluye hasta el cálculo de los esfuerzos de compresión en la sección compuesta, debido a que solo se necesita conocer el esfuerzo en el acero de presfuerzo los últimos pasos se omiten, el método 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, el cálculo de estos esfuerzos se realizan 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).

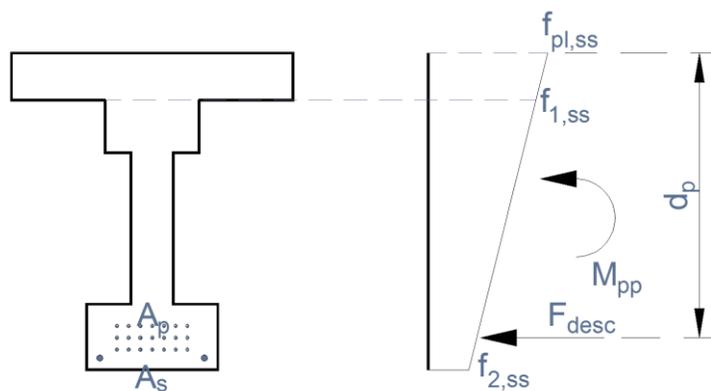


Figura 3-5. Esfuerzos ficticios en la losa por fuerza de descompresión y momento por peso propio.

$$f_{pl,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc} e_{ss} (c_{1c,ss} + h_l)}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp} (c_{1c,ss} + h_l)}{I_{c,ss}} \quad (3-29)$$

$$f_{1,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc} e_{ss} c_{1c,ss}}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp} c_{1c,ss}}{I_{c,ss}} \quad (3-30)$$

$$f_{2,ss} = \frac{F_{desc}}{A_{c,ss}} + \frac{F_{desc} e_{ss} c_{2c,ss}}{I_{c,ss}} + \frac{M_{pp} c_{2c,ss}}{I_{c,ss}} \quad (3-31)$$

Donde:

F_{desc} → fuerza de descompresión,

M_{pp} → momento por peso propio,

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

$A_{c,ss}$ → área de la sección simple no agrietada,

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

h_l → peralte de la losa,

$c_{1c,ss}$ → distancia de la fibra superior de la trabe al centroide de la sección simple no agrietada,

$c_{2c,ss}$ → distancia de la fibra inferior de la trabe al centroide de la sección simple no agrietada.

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

$$F = b_{eq} h_l \left(\frac{f_{pl,ss} + f_{1,ss}}{2} \right) \quad (3-32)$$

Donde:

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

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

$$y_F = \left(\frac{2f_{1,ss} + f_{pl,ss}}{3(f_{1,ss} + f_{pl,ss})} \right) h_l \quad (3-33)$$

Donde:

h_l → peralte 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 .

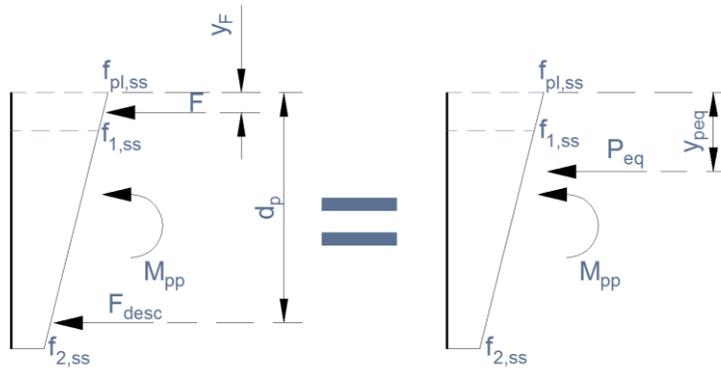


Figura 3-6. Fuerza ficticia F y su sistema equivalente.

$$P_{eq} = F + F_{desc} \quad (3-34)$$

Donde:

F → fuerza ficticia,

F_{desc} → fuerza de descompresión.

$$y_{Peq} = \frac{Fy_F + F_{desc}d_p}{P_{eq}} \quad (3-35)$$

Donde:

y_F → ubicación de la fuerza F respecto a la fibra superior de la sección compuesta.

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

4. Se transforma el área del 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} y c_{Icr}) con dicho eje neutro.
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.

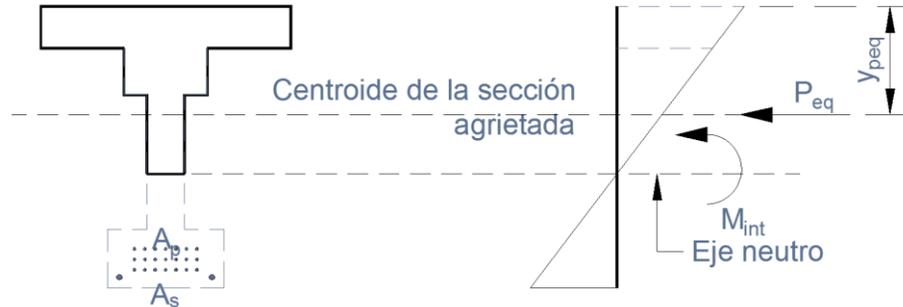


Figura 3-7. Esfuerzos provocados por la fuerza P_{eq} y el momento interno M_{int} .

$$M_{int} = M_{ext} - P_{eq}(y_{Peq} - c_{1cr,sc}) \quad (3-36)$$

Donde:

M_{ext} → momento externo, causado por las cargas muertas, cargas 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,

P_{eq} → fuerza equivalente.

8. Si el esfuerzo calculado en el eje neutro propuesto es igual a 0 se llega a la solución, en caso contrario se propone otro eje neutro y se repiten los pasos 5 a 7 hasta llegar la solución.
9. Se calcula el esfuerzo en el centroide del acero de presfuerzo.

$$f_{p3} = n_p \left(\frac{P_{eq}}{A_{cr,sc}} + \frac{M_{int}(d_p - c_{1cr,sc})}{I_{cr,sc}} \right) \quad (3-37)$$

Donde:

M_{int} → momento interno,

d_p → ubicación del centroide del acero de presfuerzo respecto a la fibra superior de la sección compuesta,

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

$A_{cr,sc}$ → área de la sección compuesta agrietada,

$I_{cr,sc}$ → momento de inercia de la sección compuesta agrietada,

P_{eq} → fuerza equivalente,

n_p → relación de módulos de elasticidad entre el acero de presfuerzo y el concreto de la trabe.

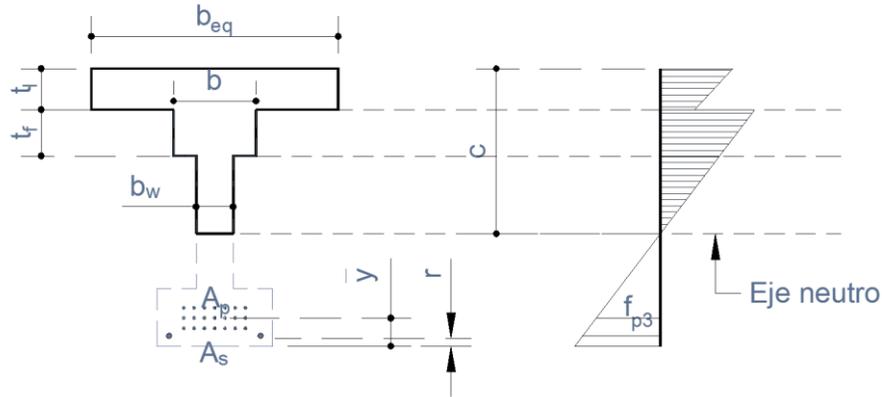


Figura 3-8. Esfuerzos en el concreto en la sección agrietada.

El esfuerzo total en el acero de presfuerzo queda definido por la ecuación (3-38).

$$f_p = f_{p1} + f_{p2} + f_{p3} \quad (3-38)$$

Donde:

f_{p1} → esfuerzo en el cable de presfuerzo en la etapa 1,

f_{p2} → esfuerzo en el cable de presfuerzo en la etapa 2,

f_{p3} → esfuerzo en el cable de presfuerzo en la etapa 3.

3.5. Fenómeno de fatiga en acero

El fenómeno de fatiga está definido principalmente por las siguientes características (Juvinall y Marshek, 2000):

1. La fatiga resulta de las deformaciones plásticas repetidas. La falla por fatiga no puede ocurrir sin fluencia plástica repetida.

2. La falla por fatiga ocurre después de miles o incluso millones de ciclos de fluencia diminuta que a menudo existe solo a nivel microscópico. La falla por fatiga puede ocurrir a niveles de esfuerzo muy por debajo del punto determinado convencionalmente de fluencia o del límite elástico.

En la ruptura por fatiga aparece una microgrieta, que crece a medida que se realizan ciclos de carga hasta alcanzar un tamaño tal que la sección residual es incapaz de soportar la carga máxima en el ciclo y finalmente la sección restante rompe de forma frágil o dúctil (Badiola, 2004).

La grieta se inicia en pequeños defectos o concentraciones de tensión; con cada ciclo de carga se produce un avance del frente de la grieta, de forma que la rotura se produce cuando la sección residual no soporta la carga estática (Badiola, 2004). Existe evidencia de que la iniciación del proceso de fatiga requiere de la superación local del límite elástico (a pesar de que macroscópicamente las tensiones sean inferiores al límite elástico) (Badiola, 2004).

Existen dos tipos de regímenes de fatiga: fatiga de bajo ciclaje, es cuando el elemento se somete a un número de ciclos de esfuerzo menor que aproximadamente 10^2 a 10^4 ciclos, y fatiga de alto ciclaje cuando la pieza es sometida un número de ciclos mayor a estos.

Se han estudiado tres modelos o teorías de falla a fatiga (Badiola, 2004): vida - esfuerzo, vida - deformación y mecánica de la fractura elástica lineal, cada uno de ellos tiene sus ventajas y desventajas. En esta investigación se utiliza el modelo de vida - esfuerzo, el cual es más adecuado para elementos sometidos a alto ciclaje, este método asume que la que la vida del espécimen de laboratorio usado para elaborar la *Curva S-N* o *Campo de Whöler* se puede relacionar con la vida de la estructura real.

Se utilizan varias pruebas para determinar la resistencia a fatiga, la más usada es la viga rotatoria de R.R. Moore, la cual reproduce las condiciones en las que trabajan la mayoría de las maquinas donde puede ocurrir fatiga. Esta prueba consiste en lo siguiente: se coloca el espécimen en la máquina de Moore, el cual es una barra de diámetro de 0.300", la cual es cargada

con un peso en el centro del claro, la barra comienza a rotar lo que provoca que se presenten alternativamente esfuerzos de compresión y tensión en la barra, provocando la falla por fatiga bajo condiciones de momento puro. Se colocan diferentes pesos para obtener diferentes niveles de esfuerzos en función de los resultados obtenidos se obtiene la curva S-N para el material probado (Juvinall y Marshek, 2000).

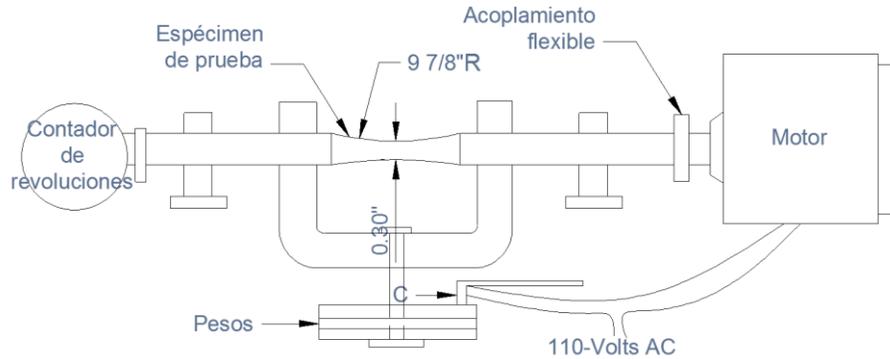


Figura 3-9. Máquina para prueba de fatiga de viga rotatoria de R.R. Moore (Juvinall y Marshek, 2000).

La intensidad del esfuerzo reversible que causa la falla después de un número determinado de ciclos se llama resistencia a fatiga correspondiente a ese número de ciclos. Numerosas pruebas han demostrado que los materiales ferrosos presentan un límite de resistencia definido como el nivel más alto de esfuerzos alternos que puede ser resistido indefinidamente sin causar la falla (Juvinall y Marshek, 2000).

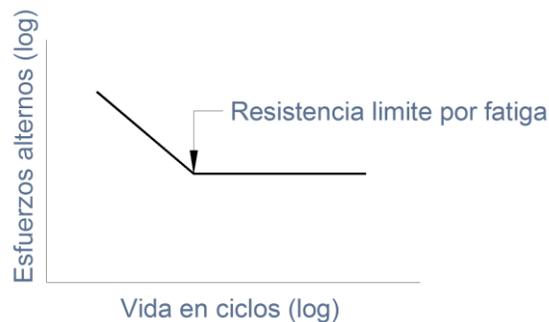


Figura 3-10. Curva S-N típica para un material ferroso.

3.5.1 Factores de resistencia a la fatiga

Las curvas S-N son obtenidas bajo condiciones especiales en laboratorio, para utilizarlas en aplicaciones prácticas se deben corregir por factores que representan las condiciones reales de los elementos evaluados, los factores mostrados a continuación están delimitados para el tipo de acero que se utiliza para el presfuerzo, los factores son los siguientes:

$$K = K_a K_b K_c K_d K_e K_{car} \quad (3-39)$$

Donde:

K_a → factor de superficie,

K_b → factor de tamaño,

K_c → factor de superficie,

K_d → factor de superficie,

K_e → factor de superficie,

K_{car} → factor de superficie,

Factor de superficie (K_a)

El estado superficial tiene efecto sobre la resistencia a la fatiga, dado que a mayor rugosidad de la superficie menor será la resistencia, ya que las irregularidades de la superficie actúan como pequeños concentradores de esfuerzos que pueden iniciar una grieta de manera más temprana (Vanegas, 2013). Para el caso de elementos pulidos a espejo $K_a = 1$, debido que este tipo de superficie es la que tienen las probetas para determinar el límite de fatiga, para el determinar el factor correspondiente se obtiene a partir de la Figura 3-11. Esto es aplicable para la mayoría de los aceros, para el caso del acero de presfuerzo las curvas son obtenidas en cables iguales a los usados en la práctica por lo que se usara el valor de 1, esta tabla se puede usar para considerar efectos de corrosión.

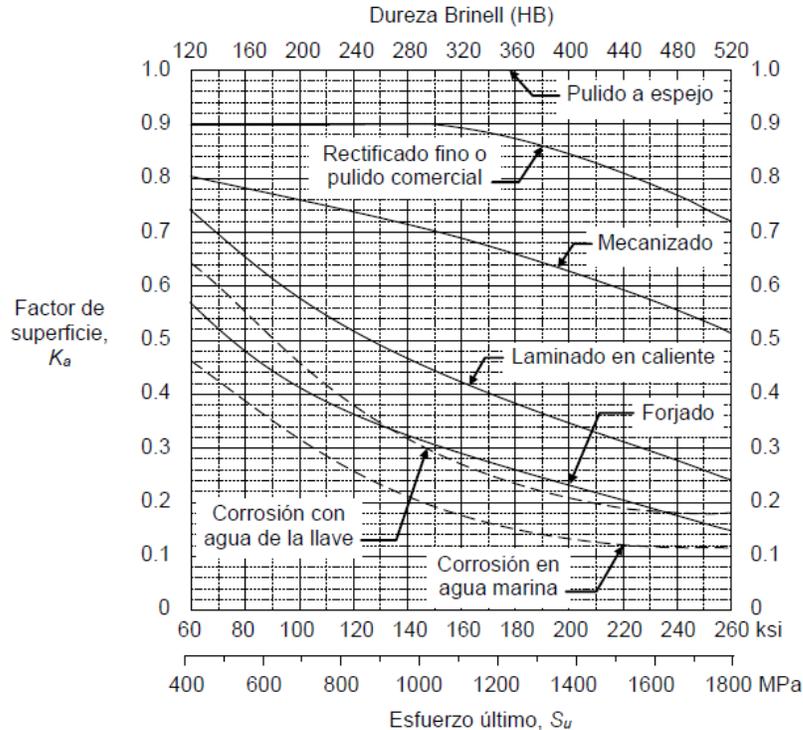


Figura 3-11. Factores de superficie para el acero, (Juvinal, 1967)

Factor de tamaño (K_b)

El tamaño del elemento influye en la resistencia de la siguiente manera, ya que a mayor tamaño de la pieza menor es su resistencia, aunque para carga axial no existe ese efecto (Vanegas, 2013). La pérdida de resistencia al aumentar el tamaño de la pieza se debe a que hay una mayor probabilidad de que exista un defecto en el volumen que soporta los mayores esfuerzos. Los datos experimentales sugieren que no existe efecto de tamaño para carga axial, por lo tanto el valor del factor es igual a 1 (Vanegas, 2013).

Factor de confiabilidad (K_c)

La teoría de fatiga se basa, en gran medida, en datos experimentales. Como la mayoría de las curvas y datos obtenidos corresponden a la tendencia “media” que siguen los puntos de ensayo, la confiabilidad de estos datos es del 50% (Vanegas, 2013). En la Tabla 3-2 se muestran los valores de K_c para diferentes valores de confiabilidad.

Tabla 3-2. Factor de confiabilidad (K_c) (Vanegas, 2013).

Confiabilidad (%)	50	90	99	99.9	99.99	99.999
K_c	1	0.897	0.814	0.753	0.702	0.659

Factor de temperatura (K_d)

De acuerdo a datos experimentales en los aceros, el límite de fatiga permanece más o menos constante entre la temperatura ambiente y 450°C , y comienza a reducirse rápidamente por encima de este valor (Vanegas, 2013).

$$\text{Si } T \leq 450^{\circ}\text{C} \quad K_d = 1 \quad (3-40)$$

$$\text{Si } 450^{\circ}\text{C} < T \leq 550^{\circ}\text{C} \quad K_d = 1 - (0.0058/^{\circ}\text{C})(T - 450^{\circ}\text{C}) \quad (3-41)$$

donde:

$T \rightarrow$ temperatura a la que se somete el elemento.

Factor de efectos varios (K_e)

Existen otros factores que modifican la resistencia a la fatiga de los materiales; los efectos no considerados por los otros factores quedan englobados en este factor, sin embargo no se cuenta con mucha información cuantitativa sobre dichos efectos, por lo que para poder considerarlos será necesario realizar pruebas, algunos de los efectos considerados son: corrosión, proceso de manufactura, esfuerzos residuales y recubrimientos, en ausencia de estos fenómenos se tomara el factor como igual a 1 (Vanegas, 2013).

Factor de carga (K_{car})

Este factor se aplica cuando se utilizan curvas S-N obtenidas a partir de pruebas de flexión giratoria, no es necesario aplicar este factor dado que las curvas S-N utilizadas en la

metodología propuesta son obtenidas a partir de pruebas en las que el elemento es sometido a carga axial.

3.5.2 Parámetros de los esfuerzos cíclicos

Las características de los esfuerzos cíclicos son las que se muestran en la Figura 3-12 y quedan definidos por las ecuaciones (3-42) a (3-44).

Esfuerzo medio (S_m)

En la práctica no se presentan situaciones donde el esfuerzo medio sea nulo, la presencia de este esfuerzo reduce la resistencia a fatiga del material.

$$S_m = \frac{S_{\max} + S_{\min}}{2} \quad (3-42)$$

donde:

S_{\max} → esfuerzo máximo,

S_{\min} → esfuerzo mínimo.

Rango de esfuerzo (S_r)

$$S_r = S_{\max} - S_{\min} \quad (3-43)$$

donde:

S_{\max} → esfuerzo máximo,

S_{\min} → esfuerzo mínimo.

Amplitud de esfuerzo (S_a)

$$S_a = \frac{S_r}{2} \quad (3-44)$$

donde:

S_r → rango de esfuerzo.

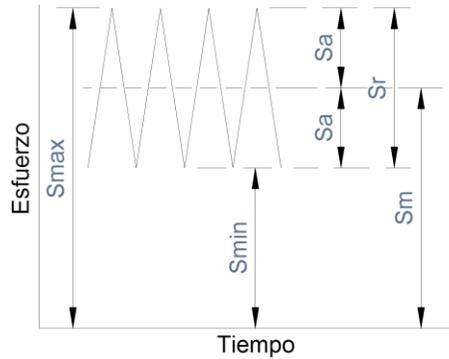


Figura 3-12. Parámetros de un esfuerzo cíclico: Esfuerzo máximo (S_{max}), esfuerzo mínimo (S_{min}), Amplitud de esfuerzo (S_a), Rango de esfuerzo (S_r) y Esfuerzo medio (S_m).

3.5.3 Línea de Goodman

Las curvas S-N son utilizadas para evaluar la vida a fatiga de diversos elementos, pero estas no pueden utilizarse directamente ya que son obtenidas bajo condiciones especiales de esfuerzo como lo son esfuerzos medios específicos, generalmente igual a cero por lo que es necesario incluir en la evaluación ecuaciones que consideren esfuerzos medios no nulos. Para esto se han propuesto varias líneas de falla entre ellos los siguientes: Línea o parábola de Gerber, Línea de Goodman y Línea de Soderberg. Para nuestro caso particular se propone usar el método de la línea de Goodman la cual es recomendada por el reglamento francés (BPEL), la línea de Goodman para aplicaciones de diseño queda definida por la ecuación (3-45).

$$\frac{S_m}{S_u} + \frac{S_a}{S'_e} = 1 \quad (3-45)$$

donde:

S_m → esfuerzo medio.

S_a → amplitud de esfuerzos.

S_u → esfuerzo último del material.

S'_e → esfuerzo limite a fatiga.

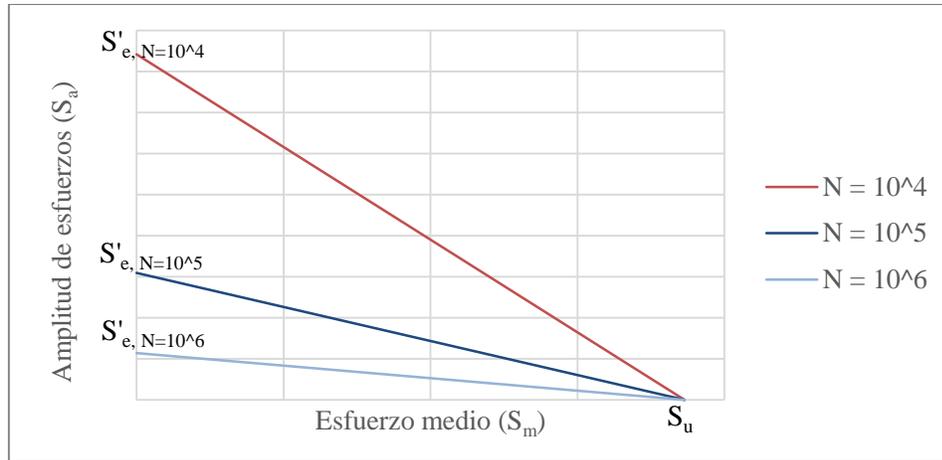


Figura 3-13. Diagrama de vida constante (Línea de Goodman).

Usualmente es un método usado para el diseño de elementos, más que para la revisión, sin embargo se puede usar si es interpretado adecuadamente. Primero definiremos el valor del esfuerzo medio (S_m) como la diferencia entre los esfuerzos medios aplicados al elemento y los de la curva S-N. Observando la ecuación (3-50) podemos deducir lo siguiente: cuando el valor del esfuerzo medio en la curva S-N y la presentada en el cable son iguales ($S_m = 0$), el límite para fatiga finita se mantiene igual, para el caso que existe una diferencia positiva ($S_m > 0$), el valor de S'_e aumentará, por lo que al ingresar el valor en la ecuación que define a la curva S-N el número de ciclos a la falla por fatiga disminuirá. De lo anterior podemos concluir que al someter al elemento a una amplitud de esfuerzos con un valor de esfuerzo medio mayor al de la curva S-N es equivalente a la aplicación de una amplitud de esfuerzos mayor y por lo tanto una disminución en la vida del elemento.

$$S'_e = \frac{S_a}{1 - \frac{S_m}{S_u}} \quad (3-46)$$

3.6. Fatiga en cables de presfuerzo

El estudio de fatiga en cables de presfuerzo no es basto, Paulson et al (1983) realizó pruebas cíclicas sobre cables de presfuerzo en el aire, retomando resultados de pruebas realizadas en la industria privada y con ello propuso una curva S-N, sin embargo ninguna de estas pruebas fue realizada en acero de presfuerzo embebido en una sección de concreto, por lo que

Hangenberger se propuso realizar estas, para obtener una curva S-N más apegada al comportamiento real de las trabes.

Jacob (1987) presenta curvas S-N establecidas en el reglamento francés (BPEL), así como un reducido número de curvas propuestas por otros autores, sin embargo las curvas del reglamento francés como la mayoría de las presentadas por otros autores son en torones al aire libre, para otorgarle mayor flexibilidad al programa y con el fin de realizar una comparativa se incluyen las curvas S-N de Hangenberger, Naaman y BPEL.

3.6.1 Curva S-N para acero de presfuerzo de Hangenberger

Hangenberger (2004) realizó pruebas de carga cíclica a 6 trabes de concreto presforzado de un cuarto de escala de un puente real estudiado. Las pruebas se realizaron con cargas similares a las condiciones que experimentan los puentes en servicio. En la Figura 3-14 se muestra el diagrama de aplicación de cargas, se realizó con este arreglo para que en la trabe se presentaran únicamente momentos flexionantes, evitando la presencia de la fuerza cortante, en la práctica las trabes se encuentran bajo condiciones de esfuerzos similares en el centro del claro.

Dado que es una trabe presforzada, el estado de esfuerzos al inicio de la prueba en el acero de presfuerzo es de tensión. Las cargas aplicadas sobre la trabe provocan esfuerzos de tensión en las fibras inferiores al eje neutro y compresión de las fibras superiores, el acero de presfuerzo al localizarse debajo del eje neutro es sometido a cargas de tensión axial únicamente. En la Figura 3-15 se ilustra el comportamiento de la sección de concreto y del acero de presfuerzo durante las pruebas.

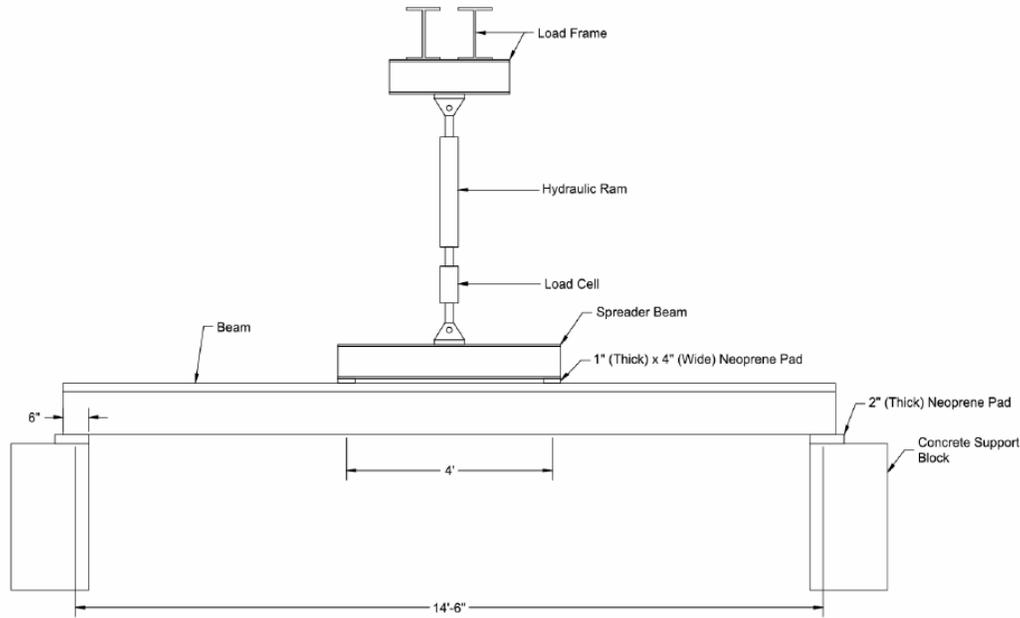


Figura 3-14. Diagrama de prueba a fatiga (Heller, 2001).

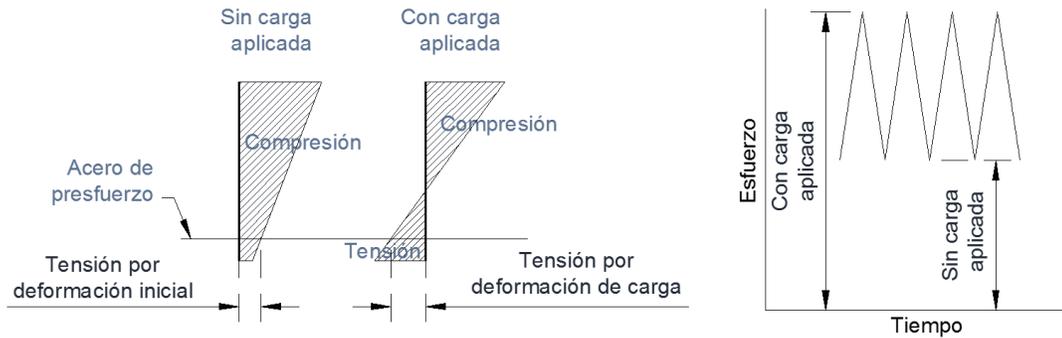


Figura 3-15. Esfuerzos en la sección de concreto y en el cable de presfuerzo durante las pruebas cíclicas.

Con base a los datos obtenidos en sus pruebas y retomando los datos reportados por Paulson et al (1983) Hangenberger propone la curva S-N mostrada en la Figura 3-16, la cual es más conservadora que las propuestas por Paulson et al (1983). Debido a que el esfuerzo medio de la curva S-N propuesta por Hangenberger no está definido y no se cuenta con la información suficiente para obtenerlo, se considera el esfuerzo medio de la curva igual al presentado en los puentes mexicanos ya que son diseñados bajo el mismo reglamento (AASHTO), por tanto la variación debe ser mínima. Esta curva S-N queda definida por la ecuación (3-47), con base a esto se puede observar que el límite de fatiga es de 34.5 MPa (5 ksi).

$$\text{Log}(N) = 10.728 - 2.3\text{Log}(S_r) \quad (3-47)$$

donde:

$N \rightarrow$ número de ciclos a la falla,

$S_r \rightarrow$ rango de esfuerzos.

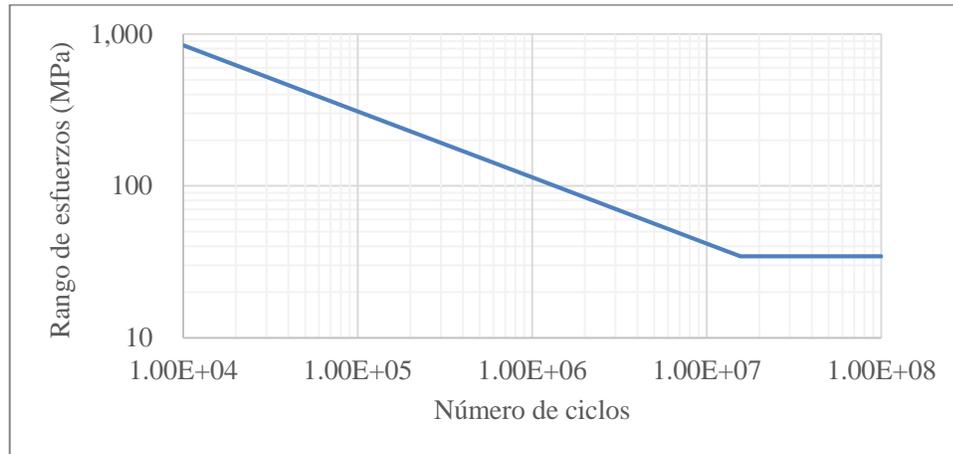


Figura 3-16. Curva S-N para acero de presfuerzo (Hangenberger, 2004).

3.6.2 Curva S-N para acero de presfuerzo de Naaman y BPEL

Se toman las siguientes curvas presentadas por Jacob (1987), la curva BPEL es la indicada en dicho reglamento, y la curva de Naaman fue propuesta basada en datos experimentales de diversos investigadores (Jacob, 1987), ambas curvas son con base a pruebas realizadas sobre torones en el aire. La ecuación de la curva S-N de BPEL se obtiene a partir de las gráficas mostradas en el reglamento. La ecuación (3-48) define la curva S-N de Naaman y la ecuación (3-49) la de BPEL.

$$\text{Log}(N) = 7.073 - 0.00464S_r \quad (3-48)$$

$$\text{Log}(N) = 9.362 - 0.00975S_r \quad (3-49)$$

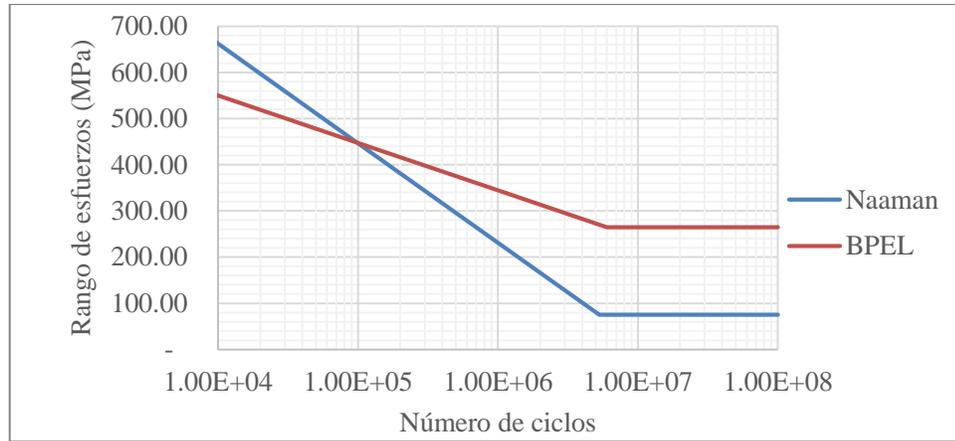


Figura 3-17. Curvas S-N de Naaman y BPEL (Jacob, 1987).

3.6.1 Corrección de curvas S-N por factores de resistencia a fatiga (K)

Las curvas S-N deben de corregirse a través de los factores de resistencia a fatiga, sin embargo la corrección de la curva no es aplicable para todo el intervalo, la resistencia a fatiga finita para ciclos menores a 10^3 no se ve afectada por los factores de resistencia (Vanegas, 2013), sin embargo para el número de ciclos donde se presenta el límite a fatiga ya se toman en cuenta, por lo que debe hacerse la corrección correspondiente de la ecuación representativa de la curva. A continuación se muestran las ecuaciones corregidas de las tres curvas utilizadas en el programa. En caso de que el factor de corrección sea igual a 1, las ecuaciones corregidas se mantienen igual a la ecuación sin corregir.

Hangenberger

$$\text{Log}(N) = \left(\frac{4.192}{\text{Log}(0.015K)} \right) (\text{Log}(S_r) - 3.36) + 3 \quad (3-50)$$

Naaman

$$\text{Log}(N) = \left(\frac{3.77}{65K - 877.80} \right) (S_r - 877.80) + 3 \quad (3-51)$$

BPEL

$$\text{Log}(N) = \left(\frac{3.78}{265K - 652.51} \right) (S_r - 652.51) + 3 \quad (3-52)$$

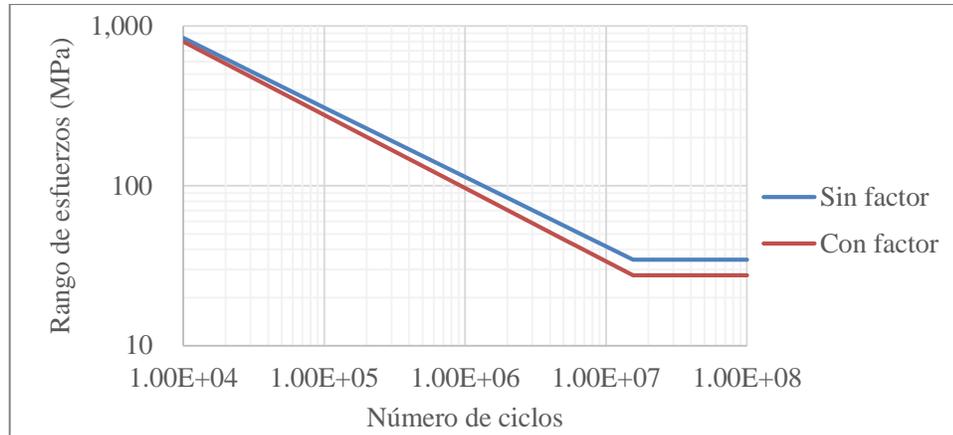


Figura 3-18. Efecto del factor K en las curvas S-N.

3.7. Método de Rainflow

Para predecir la vida de un componente sujeto a una historia de carga variable, es necesario reducir la compleja historia a un número de eventos los cuales pueden ser comparados con datos de pruebas de amplitud constante (García, 1990).

Existen métodos de conteo de ciclos que no consideran el orden en el cual los ciclos son aplicados. Debido a las relaciones no lineales entre esfuerzo y deformación, el orden en el cual los ciclos son aplicados tienen un efecto significativo en la respuesta esfuerzo – deformación de un material que se le está aplicando carga (García, 1990).

El método de Rainflow creado por Matsuishi y Endo es un método de conteo de ciclos el cual intenta identificar ciclos cerrados de histéresis en la respuesta esfuerzo-deformación de un material sujeto a carga cíclica (García, 1990).

Para la aplicación del método se utilizan las siguientes reglas mencionadas en el trabajo de García (1990). El primer paso es colocar el eje del tiempo de la gráfica vida – esfuerzo verticalmente y se deja caer una gota de lluvia.

Un flujo de lluvia es conducido a cada esfuerzo reversible en la historia y es permitido continuar el flujo a menos que:

- La lluvia que empezó en un punto máximo (pico) hasta que la caída se oponga un punto máximo más grande que desde el cual proviene,
- La lluvia empieza en un punto mínimo (valle) hasta que en la caída se oponga a un punto mínimo más grande (en magnitud) que desde el cual proviene, y
- Se encuentre con un flujo de lluvia previa.

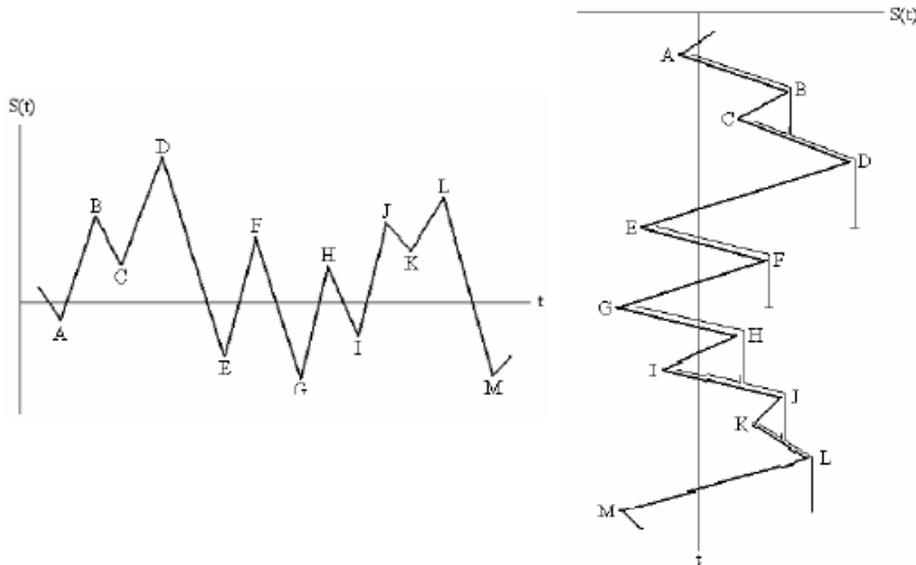


Figura 3-19. Aplicación del método de Rainflow para el conteo de ciclos de esfuerzos (Bárcenas, 2011).

A partir del conteo de ciclos se realiza la clasificación de la amplitud de esfuerzo y del número de veces que se presenta esta amplitud, obteniendo así los histogramas de Rainflow.

3.8. Regla de acumulación de daño de Miner

Dado que se presentan rangos de esfuerzos de valores variables es necesario aplicar la Regla de acumulación de daño de Miner, esta es una regla empírica no obstante, la regla de Miner aparece como método de cálculo a fatiga bajo cargas de amplitud variable en la mayor parte de las normas del mundo (López et al, 2006), la cual indica lo siguiente: el daño total en el elemento sujeto a fatiga es igual a la suma de los daños para cada nivel de rango de esfuerzos presentado en la estructura, queda definido por la ecuación (3-53).

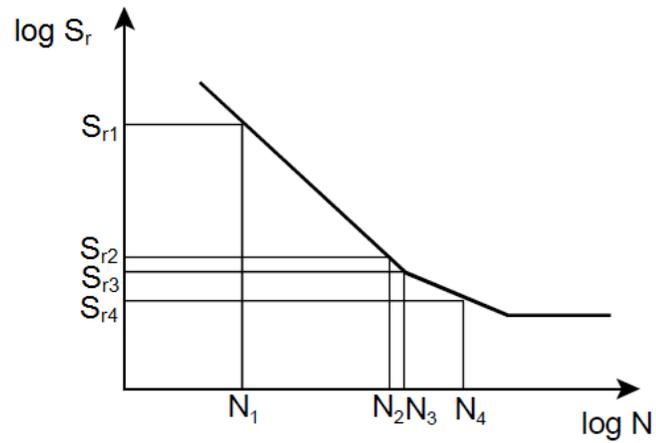


Figura 3-20. Acumulación de daño para diferentes rangos de esfuerzos (Eurocode 3, 2003).

Cuando el número de Miner es igual 1 indica que ha llegado al final de su vida útil por fatiga.

$$D = \sum_i^p \frac{n_i}{N_i} \quad (3-53)$$

donde:

D → número de Miner,

n_i → número de ciclos presentados en la estructura para un i rango de esfuerzos,

N_i → número de ciclos en el que ocurre la falla para un i rango de esfuerzos.

4. METODOLOGÍA PROPUESTA Y SISTEMATIZACIÓN

El programa DEEFEP, en su versión de desarrollo actual, cuenta con dos módulos, cuyas funciones vienen detalladas por Bárcenas (2011) y Herrada (2013). A manera de resumen, el módulo 1 realiza el análisis estadístico de las cargas vehiculares y el módulo 2 realiza la evaluación la vida a fatiga para puentes de acero. Dado que elementos de la metodología para la evaluación de puentes de acero son aplicables para puentes de concreto presforzado, se utilizaron estas herramientas ya sistematizadas, para el desarrollo del “Módulo 3: Fatiga en puentes de concreto presforzado”, quedando integrado el programa como se muestra en la Figura 4-1.

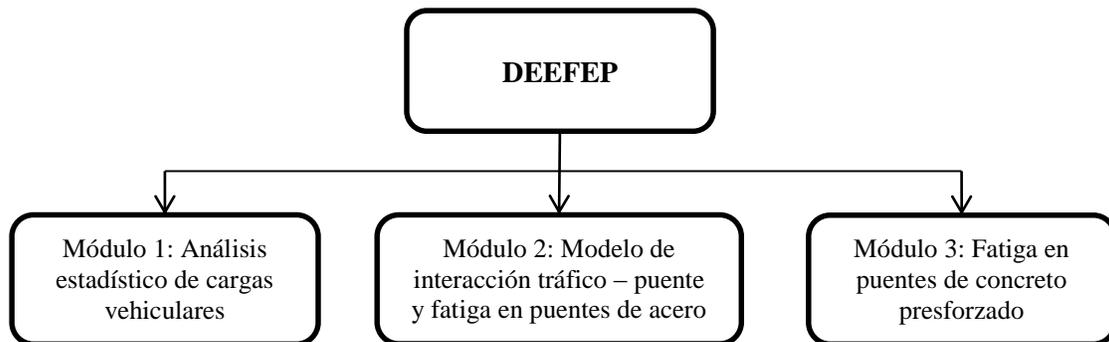


Figura 4-1. Panorama general del programa DEEFEP para el análisis y evaluación de puentes carreteros.

Con el propósito de que el uso del programa sea más amigable, se realizó una redistribución de los menús, agrupando la fatiga concerniente a puentes de acero en un menú, así como la metodología propuesta en esta tesis, para puentes de concreto presforzado, en otro menú (Figura 4-2).



Figura 4-2. Ventana principal del programa DEEFEP.

4.1. Metodología propuesta

En función de la literatura consultada, se propone la metodología mostrada en la Figura 4-3, para predecir la vida a fatiga en puentes de concreto presforzado. Los procesos enmarcados con línea punteada, ya se encontraban sistematizados en el programa DEEFEP (Herrada, 2013) en el módulo 2, por lo que se sistematizaron los restantes y se adaptaron al programa. Se sistematizaron dos sub-módulos, el sub-módulo 3A (enmarcado con línea de guion) para calcular los esfuerzos en cable de presfuerzo y el sub-módulo 3B (enmarcado con línea de guion - punto) para calcular la vida a fatiga en el cable de presfuerzo.

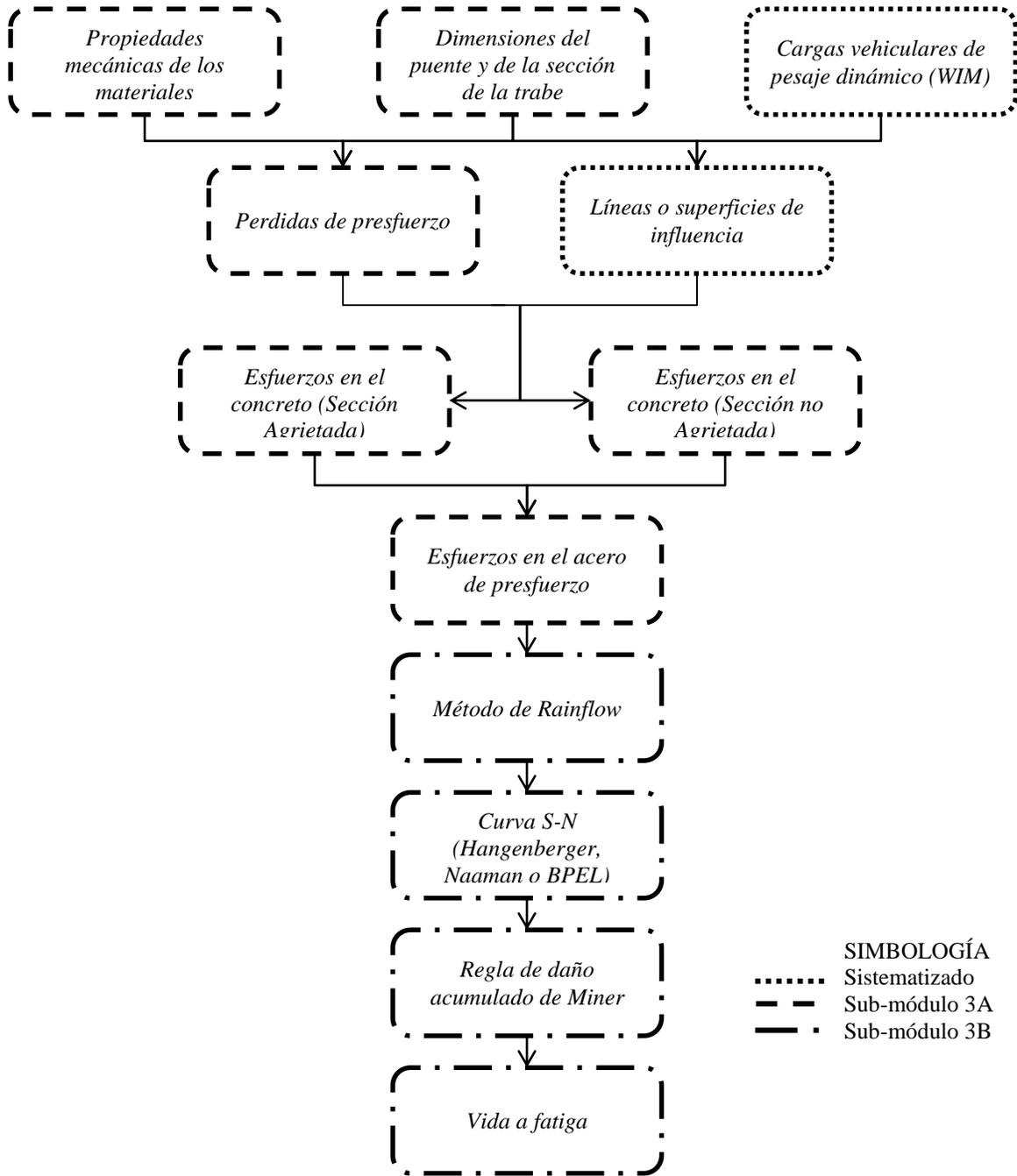


Figura 4-3. Metodología propuesta para predecir la vida a fatiga en puentes de concreto presforzado.

4.2. Sistematización del cálculo de los esfuerzos en el acero de presfuerzo (sub-módulo 3A)

La función principal de este sub-módulo, es determinar los esfuerzos en el acero de presfuerzo, tomando en cuenta las variables que intervienen en el proceso, tomando como base los momentos calculados con anterioridad, ya sea a partir de líneas o superficies de influencia.

En este sub-módulo, se determinan automáticamente las propiedades geométricas requeridas para el análisis, en la metodología para puentes de acero, que viene sistematizado en el programa el usuario ingresaba manualmente la propiedad requerida por el programa, pero debido a que existe la posibilidad de que se presenten grietas en la sección, con el paso del tiempo y de vehículos pesados, es fundamental contar con un algoritmo, que calcule las propiedades de la sección para cualquier estado en el que se encuentre.

Los tipos de secciones utilizadas en puentes es basto, pero, las secciones de uso más común son los perfiles "I" AASHTO y los Cajón, se muestra en el apéndice A un catálogo de estas secciones con sus dimensiones.

Para considerar las pérdidas, se obtiene la fuerza de presfuerzo efectivo actuante en el momento del análisis, en función de las pérdidas que se puedan presentar en el tiempo. Se propone utilizar las perdidas dependientes del tiempo presentadas en el PCI. En el módulo de líneas de influencia de la versión previa del programa, solo calcula los momentos por las cargas vivas, ya que el objetivo, es determinar los efectos de fatiga por cargas vivas, en el análisis de trabes de concreto presforzado, el momento provocado por el peso propio y la carga muerta, tienen mayor relevancia, sobretodo en el cálculo de las pérdidas de presfuerzo, por lo que en este módulo se incluye el cálculo de estos momentos.

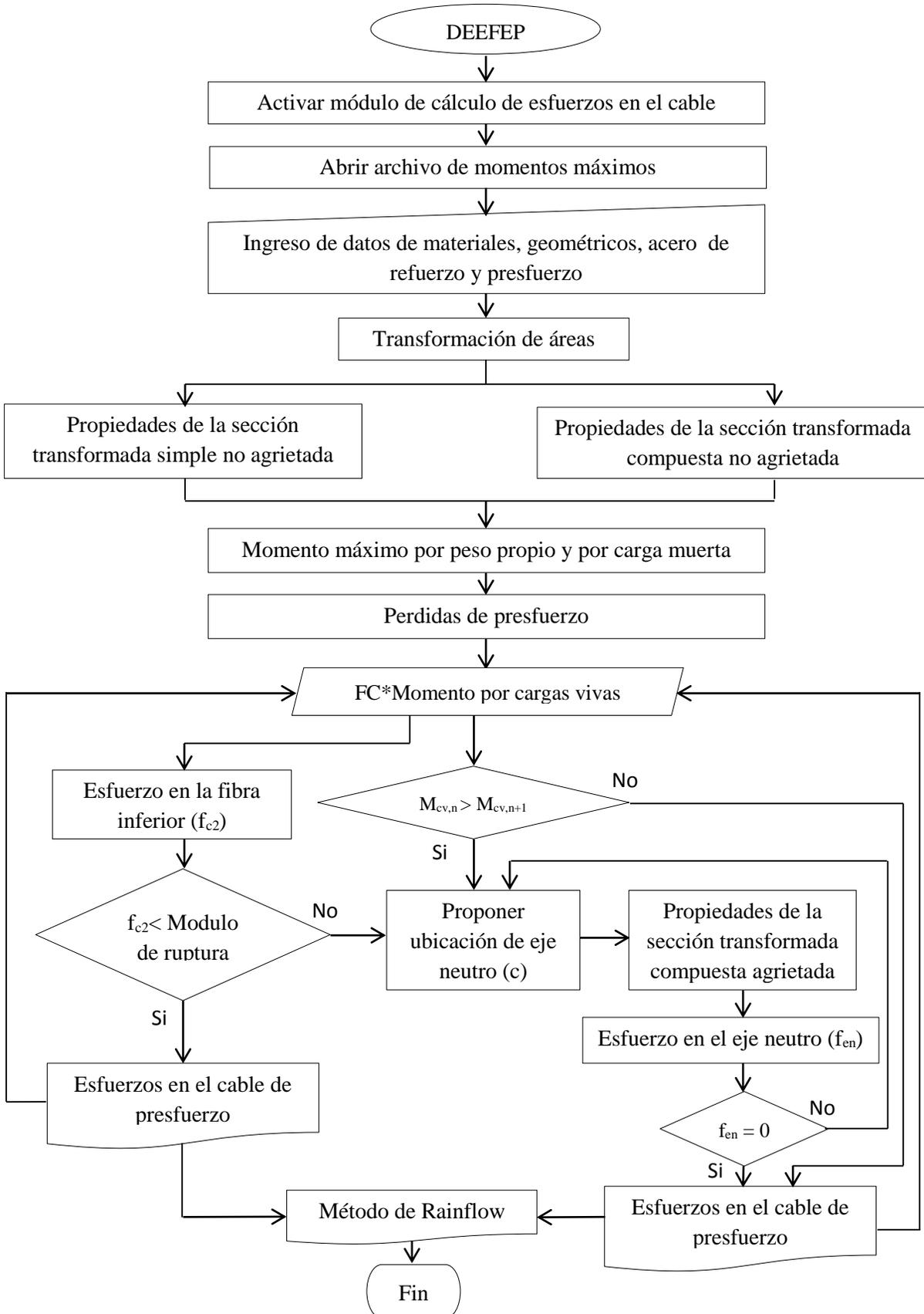


Figura 4-4. Diagrama de flujo para cálculo de los esfuerzos en el acero de presfuerzo.

4.2.1 Funciones del sub-módulo 3A.

Abrir archivo de momentos máximos. Abre el archivo generado por el módulo 2, que contiene los momentos máximos por el tráfico vehicular.

Ingreso de datos de materiales, geométricos y de presfuerzo. Se ingresan los datos mecánicos de los materiales: módulo elástico del concreto de la trabe, losa y del acero: presfuerzo y refuerzo y peso volumétrico del concreto; geometrías de la sección transversal del puente, de la trabe, longitud del claro; para el presfuerzo: área de acero de presfuerzo, refuerzo y su respectiva ubicación en la sección transversal.

Transformación de áreas. Con base a la relación de los módulos de elasticidad de cada material se transforman las áreas de concreto de losa, de acero de refuerzo y de acero de presfuerzo en área de concreto de la trabe.

Propiedades de la sección transformada simple no agrietada. Se obtienen las propiedades requeridas para el cálculo de los esfuerzos las cuales son: momento de inercia, área de la sección transversal, radio de giro y ubicación del centroide de la sección.

Propiedades de la sección transformada compuesta no agrietada. Se obtienen las propiedades requeridas para el cálculo de los esfuerzos las cuales son: momento de inercia, área de la sección transversal, radio de giro y ubicación del centroide de la sección.

Momento máximo por peso propio y por carga muerta. Calcula los momentos máximos por el peso propio de la trabe y por la carga muerta considerada, como lo son la losa, carpeta, parapetos y diafragmas.

Perdidas de presfuerzo. Se ingresan los siguientes datos: esfuerzo de tensado inicial, vida del puente en el momento del análisis, de la misma manera utilizara datos obtenidos del módulo de propiedades geométricas y del módulo de líneas o superficies de influencia. Los datos obtenidos de este módulo son: perdidas por acortamiento elástico del concreto, perdidas por

escurrimiento plástico del concreto, pérdidas por contracción del concreto, pérdidas por relajación del acero y fuerza de presfuerzo efectiva.

Esfuerzo en la fibra inferior (f_{c2}). Se obtiene el esfuerzo en la fibra más esforzada a tensión con el propósito de compararla con el módulo de ruptura del concreto para darle el tratamiento adecuado a la sección como agrietada o no agrietada.

Proponer ubicación de eje neutro (c). El programa propone una ubicación de eje neutro tentativa para la primera iteración hasta encontrar la ubicación que equilibre la sección.

Propiedades de la sección transformada compuesta agrietada. Se obtienen las propiedades requeridas para el cálculo de los esfuerzos las cuales son: momento de inercia, área de la sección transversal, radio de giro y ubicación del centroide de la sección.

Esfuerzo en el eje neutro (f_{en}). Se obtiene el esfuerzo en el eje neutro con el fin de verificar que este sea igual a cero, por lo que la sección está equilibrada y la profundidad del eje neutro propuesto es correcta, por lo que se pueden calcular los esfuerzos en el cable.

Esfuerzos en el cable de presfuerzo. Se obtiene el esfuerzo en el cable de presfuerzo provocado por las cargas vehiculares y la carga muerta.

En el cálculo de los esfuerzos, se utiliza la convención mostrada en la Figura 4-5. Tanto para sección no agrietada, como agrietada. Se hace una excepción en las dos primeras etapas de la sección agrietada, donde los esfuerzos a tensión se consideran positivos, de la misma forma los esfuerzos obtenidos en el cable a tensión (negativos) se convierten en positivos para que coincida con la convención utilizada en las primeras dos etapas. Se realiza el mismo cambio de convención para el esfuerzo obtenido con sección sin agrietar, estas convenciones se toman por facilidad de cálculo y programación.

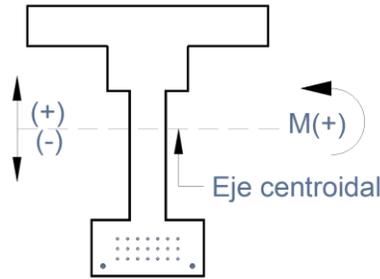


Figura 4-5. Convención de signos.

Método de Rainflow. Aplicando el método de Rainflow se obtienen los rangos de esfuerzos que se presentan en el acero de presfuerzo.

Factor de concentración de carga (FC). Se calcula el factor de concentración de carga indicado en el AASHTO LRFD o se ingresa directamente.

Propiedades geométricas

Longitud del claro (mm): 32400
 Peralte de losa (mm): 180
 Separación entre traveses (mm): 3500
 Longitud del volado (mm): 0
 Tipo de sección de trabe: AASHTO I-V
 Ubicación de la trabe: Interna

Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa): 36
 Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa): 36
 Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa): 0
 Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa): 1650
 Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa): 42000
 Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa): 42000
 Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa): 0
 Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa): 210000

Cargas muertas

Peso volumétrico del concreto (N/mm³): 0.0000235363
 Carga distribuida por peso muerto (N/mm): 11.12

Pérdidas de presfuerzo

Vida del puente (días): 16425
 Promedio de la humedad relativa ambiental (%): 80
 Factor K_{re}: 200000
 Factor J: 0.15
 Perímetro de la sección (mm): 7549

Acero de refuerzo y presfuerzo

Área del acero de refuerzo (mm²): 0
 Área de un torón (mm²): 603.2
 Número de torones: 9
 Área del acero de presfuerzo (mm²): 5428.8
 Recubrimiento del acero de refuerzo (mm): 0
 Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm): 85
 Esfuerzo de tensado inicial (MPa): 1304

Tabla de resultados

Sr	12.93
Sr	18.95
Sr	19.78
Sr	11.82
Sr	13.35
Sr	8.15
Sr	13.95
Sr	21.17
K _c	19.78

Se presenta agrietamiento en la sección de la trabe: Si se presenta
 Esfuerzo medio S_m: 848.522641816

Factor de concentración de carga

Opción elegida: b
 a) Factor de concentración de carga (AASHTO)
 Número de carriles cargados: 1 Camil
 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 (cm⁴):
 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: 1
 b) De inspección directa
 Factor de concentración de carga: 1

Sección transversal de la trabe

AASHTO

B1: 1500 D1: 2074
 B2: 650 D2: 194
 B3: 180 D3:
 B4: 160 D4: 280
 B5: D5: 300
 B6: 235 D6: 200

Cajón

b:
 bfb:
 bwb:
 tft:
 h:

Guardar archivos de salida en: C:\Users\Luis\Desktop

Figura 4-6. Ventana principal del cálculo de los esfuerzos en el acero de presfuerzo (sub-módulo 3A).

4.3. Sistematización del cálculo de la fatiga en acero de presfuerzo (sub-módulo 3B).

La función de este sub-módulo, es obtener el número de ciclos necesarios para llegar a la falla, para los esfuerzos que se presenten en el cable de presfuerzo, mediante el uso de la Curva S-N y la regla de daño acumulado de Miner. En el sub-módulo 3A se obtienen los esfuerzos máximos y mínimos que se presentan en el cable de presfuerzo, utilizando la función estadística del programa, se obtiene el histograma de rango de esfuerzos, el cual es utilizado por este módulo.

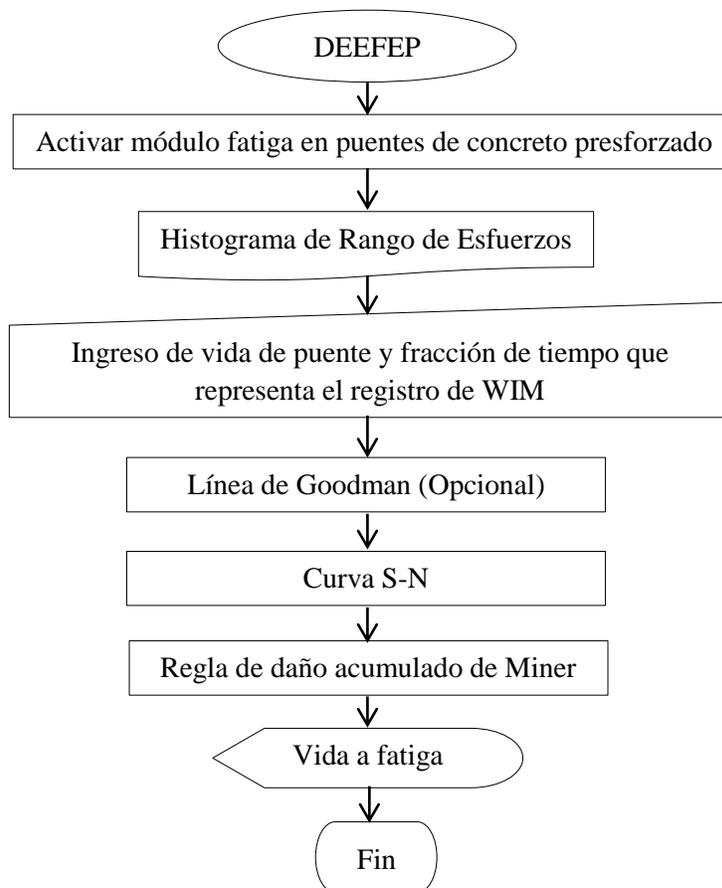


Figura 4-7. Diagrama de flujo del cálculo de la fatiga en acero de presfuerzo.

4.3.1 Funciones del sub-módulo 3B.

Ingreso de vida de puente y fracción de tiempo que representa el registro de WIM.

Se ingresa la fracción correspondiente a la duración del registro de WIM con el que se cuenta relativo a un año.

Línea de Goodman (opcional). Se aplicara esta corrección en caso de conocer el esfuerzo medio de la curva S-N usada para la evaluación.

Curva S-N. Con base a los rangos de esfuerzos presentados en la estructura compilados en un histograma y tomando en cuenta la curva S-N (Hangenberger, Naaman o BPEL) elegida por el usuario se obtiene los ciclos a la falla para su respectivo rango presentado.

Regla de daño acumulado de Miner. Se determina el daño para cada rango de esfuerzo presentado mediante la regla de daño acumulado, obteniendo el número de Miner.

Vida a fatiga. Con base al número de Miner determinado, este se correlaciona con el periodo de duración del registro de WIM, por lo que se extrapola y se obtiene la vida a fatiga en años aplicando un tráfico vehicular similar.

Figura 4-8. Ventana principal del cálculo de la fatiga en acero de presfuerzo (sub-módulo 3B).

5. EJEMPLO DE APLICACIÓN Y RESULTADOS

Con el propósito de ilustrar la aplicación de la metodología propuesta, se evaluó ante fatiga dos puentes, el primero francés, construido en 1968, y el segundo mexicano, sometidos a registros de tráfico vehicular francés (WIM), proporcionados por LCPC, dado que no existen registros de WIM mexicanos. Se eligió un puente de edad avanzada diseñado con vehículos de diseño que han quedado obsoletos respecto al tráfico actual, así como un puente actual diseñado con la normativa vigente en México.

5.1. Comparativa de factores de concentración

La carga correspondiente a cada trabe en la sección se puede calcular mediante varios métodos: en el capítulo 3 se muestra el indicado en el reglamento AASHTO, otra opción es por inspección directa, al identificar el paso de un vehículo sobre una trabe específica, el método más exacto para conocer las reacciones en cada trabe es a través de una línea de influencia transversal. En el programa están sistematizados los primeros dos métodos, el tercero se calculó en SAP2000 debido a la limitante actual del programa, el cual calcula líneas de influencia de máximo cuatro apoyos.

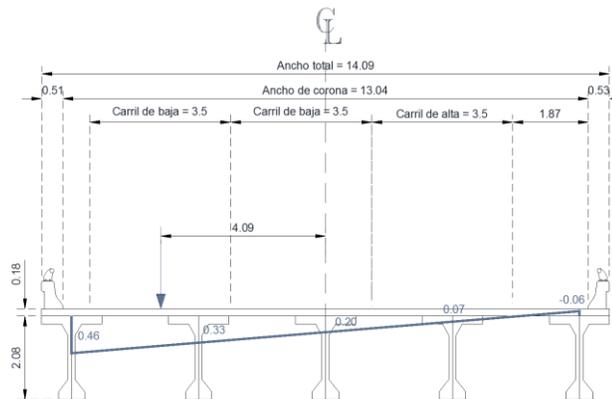


Figura 5-1. Método 1: Factor de concentración por reglamento AASHTO para el puente “Merlebach”.

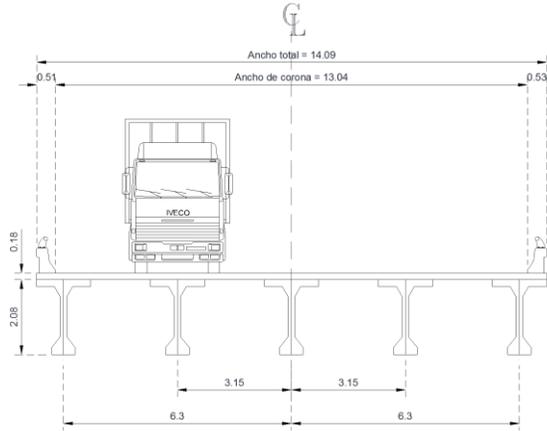


Figura 5-2. Método 2: Factor de concentración por inspección directa para el puente “Merlebach.”

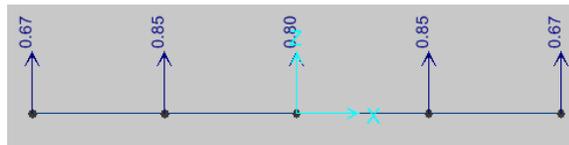


Figura 5-3. Método 3: Factor de concentración por línea de influencia para el puente “Merlebach.”

Considerando el factor de concentración obtenido mediante el método 3 como el más cercano a lo que sucede en la realidad, se observa que de los métodos sistematizados el factor arrojado por el método 2, es el más cercano por lo que se tomara para el ejemplo del puente “Merlebach”, en el cual se considera que la carga total del vehículo es soportada por una trabe únicamente, siendo el caso más desfavorable que se puede presentar.

Tabla 5-1. Factores de concentración.

Método	Puente	Factor de Concentración	Trabe Crítica
1	Merlebach	0.46	exterior
	Procter and Gamble	0.18	exterior
2	Merlebach	1.00	interior lateral
	Procter and Gamble	1.00	interior lateral
3	Merlebach	0.85	interior lateral
	Procter and Gamble	0.64	exterior

5.2. Ejemplo 1: VIPP Merlebach

El VIPP “Merlebach” se encuentra localizado en la autopista A320 en la ciudad de Freymin – Merlebach, Francia, donde fue construido en 1968, consta de 6 claros de 32.4 m, todos simplemente apoyados, por ello se toma solo un claro para la revisión dado que será el mismo efecto para todos, se utilizaron 3 registros para este ejemplo: la Ruta Nacional 4 (RN4), la autopista 4 (A4) y la autopista 64 (A64). Se realizó un tratamiento previo del registro WIM utilizado, eliminando los vehículos con peso total inferior a 30 toneladas y los fines de semana, ya que el flujo vehicular es inferior al del resto de los días, de igual manera se identificó la semana crítica, se realizó la evaluación de con las semana crítica de los 3 registros, así como con las tres curvas S-N que incluye el programa.

Tabla 5-2. Datos geométricos del puente “Merlebach”.

<i>Principales datos geométricos del puente</i>	
<i>Longitud del claro</i>	<i>32,400 mm</i>
<i>Ancho de corona</i>	<i>13,040 mm</i>
<i>Peralte de losa de compresión</i>	<i>18 mm</i>
<i>Separación entre traveses</i>	<i>350 mm</i>
<i>Longitud del volado</i>	<i>0 mm</i>
<i>Tipo de Trabe</i>	<i>Sección I</i>

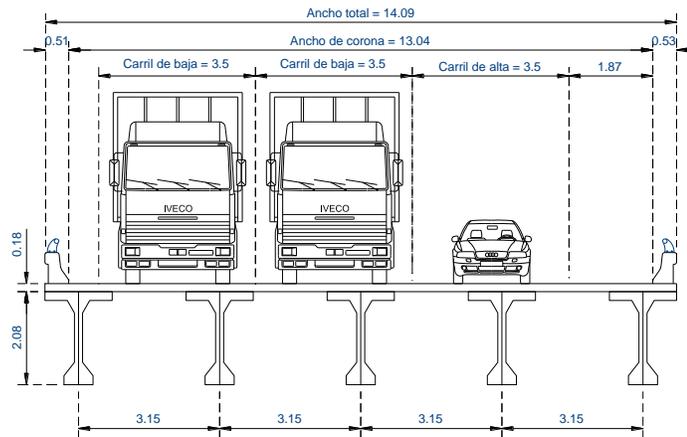


Figura 5-4. Sección transversal de la superestructura en cada claro (dimensiones en m), Puente “Merlebach”.

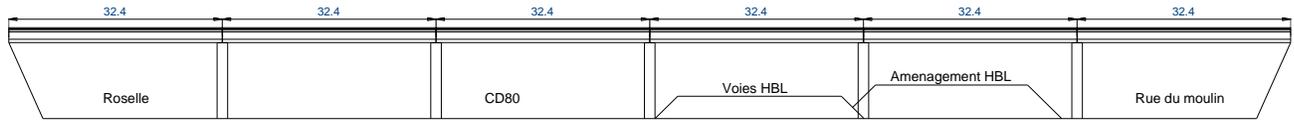


Figura 5-5. Corte longitudinal del puente (dimensiones en m), Puente “Merlebach”.

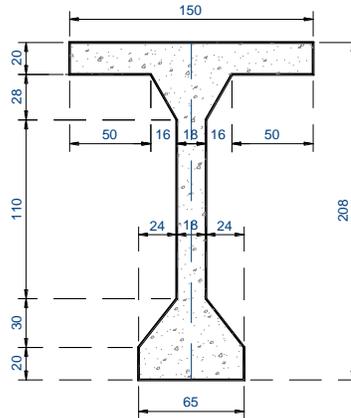


Figura 5-6. Sección transversal de la trabe (dimensiones en cm), Puente “Merlebach”.

Las propiedades mecánicas de los materiales especificadas en el proyecto son las que se utilizaron para realizar esta evaluación, las cuales son mostradas en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3. Propiedades mecánicas de materiales del puente “Merlebach”.

<i>Propiedades de los materiales del puente</i>	
<i>Resistencia a la compresión del concreto en trabe, f'_c</i>	<i>36 MPa</i>
<i>Resistencia a la compresión del concreto en losa, f'_c</i>	<i>36 MPa</i>
<i>Límite de fluencia del acero de refuerzo, f_y</i>	<i>NA</i>
<i>Límite de ruptura del acero de presfuerzo, f_{pu}</i>	<i>1,650 MPa</i>
<i>Módulo de elasticidad del concreto en trabe, E_c</i>	<i>42,000 MPa</i>
<i>Módulo de elasticidad del concreto en losa, E_{cl}</i>	<i>42,000 MPa</i>
<i>Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s</i>	<i>NA</i>
<i>Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, E_p</i>	<i>210,000 MPa</i>
<i>Área de un torón, A_t</i>	<i>603.2 mm²</i>

Numero de torones	9
Área del acero de presfuerzo, A_p	5,429 mm ²
Área del acero de refuerzo, A_s	NA
Esfuerzo de tensado inicial	1,304 MPa

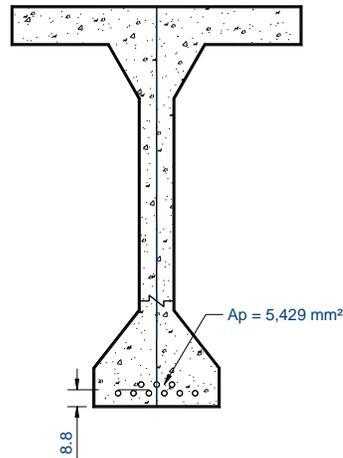


Figura 5-7. Acero de presfuerzo y de refuerzo en la trabe (dimensiones en cm), Puente “Merlebach”.

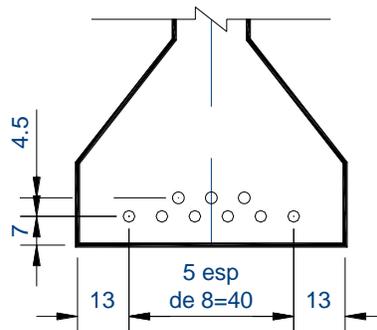


Figura 5-8. Arreglo del acero de presfuerzo en la trabe (dimensiones en cm), Puente “Merlebach”.

5.2.1 Aplicación de la metodología al puente “Merlebach”

A continuación se describe el procedimiento realizado con el programa DEEFEP para evaluar la vida remanente a fatiga del puente “Merlebach”, se ejemplifica solo para la RN4.

Como primer paso se determinan las líneas de influencia del puente a través del módulo sistematizado. Esta función se encuentra en el menú “Modelo de Interacción tráfico – puente”.

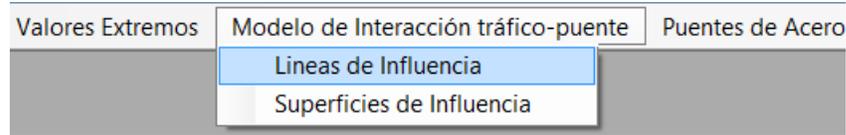


Figura 5-9. Ubicación de la función para determinar las líneas de influencia.

Se abre el archivo de registro WIM de la RN4, el cuál es procesado por el módulo, posteriormente se indica el número de claros y la longitud de cada uno, en este caso es un claro de longitud 324 dm. Se marca la casilla “Mostrar puente”, con lo que se despliega un esquema del mismo, se marca la casilla “L. Inf. unitaria Envolvertes” con lo que se muestran los diagramas de momento para diferentes posiciones de las cargas sobre la trabe (Figura 5-11).

 A screenshot of a software control window titled 'Archivo'. It contains several input fields and checkboxes.
 - 'Num de claros:' is a dropdown menu set to '1 claro'.
 - 'Dist. Claro 1' is a text box with '324' and 'dm' next to it.
 - 'Dist. Claro 2' and 'Dist. Claro 3' are empty text boxes with 'dm' next to them.
 - 'Pto Referencia' is a text box with '162' and a dropdown arrow, with 'dm' next to it.
 - There are three checkboxes: 'Mostrar puente' (checked), 'L. Inf. unitaria Envolvertes' (checked), and 'L. Inf. unitaria' (unchecked).
 - An 'Animación' section contains 'Total de carros: 14263', 'Carro Inicial' (dropdown with '1'), 'Carro Final' (dropdown with '2'), and buttons for 'Iniciar', 'Pausar', and 'Detener'.
 - At the bottom, there is a 'Sección del Puente' section with 'S= 1' and 'm3', and two buttons: 'Resultados Momentos' and 'Resultados Esfuerzos'.

Figura 5-10. Ventana donde se ubican los controles principales del módulo de líneas de influencia, Puente “Merlebach”.

Al marcar la casilla “L. Inf. unitaria” se muestran el diagrama de momento para la posición más crítica de la carga.

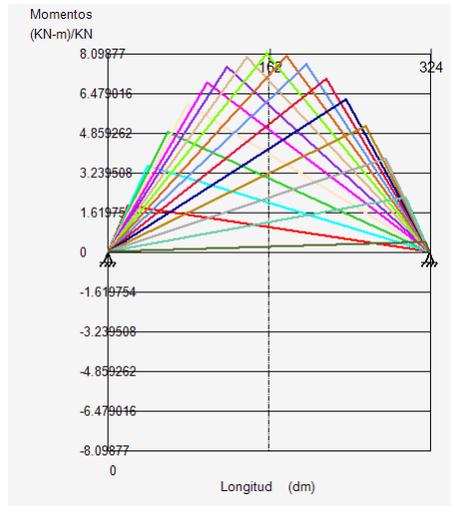


Figura 5-11. Diagramas de momento para diferentes posiciones de la carga sobre la trabe, Puente “Merlebach”.

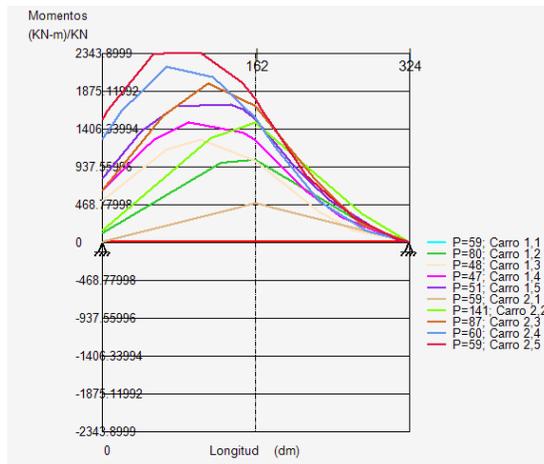


Figura 5-12. Envoltentes de momento de los primeros 10 vehículos, Puente “Merlebach”.

Posteriormente se presiona el botón “Resultados Momentos” calculando los momentos y mostrando las envoltentes de momentos para los primeros 10 vehículos (Figura 5-12), en la ventana para indicar el módulo de sección se escribe nuevamente el 1, se presiona el botón “Resultado Esfuerzos”, este último paso con el propósito de que el módulo genere el archivo llamado “Máximos”, el cual contiene todos los momentos positivos en la estructura. Dado que es un puente simplemente apoyado no existen momentos negativos.

Car	Eje	Dist	Minimo	Dist	Maximo
MAX = Primero Encontrado					
1	1	-1	0	162	477.9
1	2	-1	0	162	1016.75
1	3	-1	0	104	1266.35
1	4	-1	0	91	1480.2
1	5	-1	0	136	1699.4
2	1	-1	0	162	477.9
2	2	-1	0	162	1478.4
2	3	-1	0	112	1965.6
2	4	-1	0	68	2169.6
2	5	-1	0	104	2343.9
3	1	-1	0	162	648

Figura 5-13. Momentos resultantes máximos, Puente “Merlebach”.

Se inicia el sub-módulo 3A, el cual se encuentra ubicado en el menú “Puentes de Concreto Presforzado”.

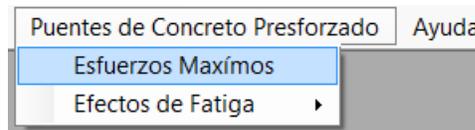


Figura 5-14. Ubicación del sub-módulo para el cálculo de los esfuerzos en el acero de presfuerzo.

Se realiza el llenado de las propiedades que requiere éste módulo, para obtener los esfuerzos en el cable de presfuerzo, así como el rango de esfuerzos; en el primer recuadro se indican las “Propiedades Geométricas” (Figura 5-15), al seleccionar el tipo de trabe se despliega en la ventana un diagrama con la nomenclatura de cada dimensión que debe ser ingresada al programa; se elige la ubicación de la trabe a analizar.

Propiedades geométricas	
Longitud del claro (mm):	32400
Peralte de losa (mm):	180
Separación entre trabes (mm):	3500
Longitud del volado (mm):	0
Tipo de sección de trabe:	AASHTO I-V
Ubicación de la trabe:	Interna

Figura 5-15. Cuadro para introducir las propiedades geométricas, Puente “Merlebach”.

Se ingresan las propiedades mecánicas de la losa, trabe, acero de refuerzo y acero de presfuerzo (Figura 5-16). Se ingresan las áreas de acero de refuerzo y de acero de presfuerzo, así como el centroide de éstas respecto a la fibra inferior de la trabe y el esfuerzo de tensado inicial del acero de presfuerzo (Figura 5-17).

Propiedades mecánicas de los materiales	
Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):	36
Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):	36
Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):	0
Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	1650
Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):	42000
Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):	42000
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):	0
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):	210000

Figura 5-16. Cuadro para introducir las propiedades mecánicas, Puente “Merlebach”.

Acero de refuerzo y presfuerzo	
Área del acero de refuerzo (mm ²):	0
Área de un torón (mm ²):	603.2
Número de torones:	9
Área del acero de presfuerzo (mm ²):	5428.8
Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):	0
Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):	85
Esfuerzo de tensado inicial (MPa):	1304

Figura 5-17. Cuadro para introducir las áreas de acero de refuerzo y presfuerzo, así como su ubicación, Puente “Merlebach”.

Se introducen en el programa el peso volumétrico del concreto para determinar el momento máximo por peso propio que se presenta en la trabe; al igual que la carga distribuida por peso muerto, la cual debe considerar parapetos, carpeta asfáltica, banquetas y diafragmas, para determinar el momento máximo por cargas muertas (Figura 5-18).

Cargas muertas	
Peso volumétrico del concreto (N/mm ³):	<input type="text" value="0.0000235363"/>
Carga distribuida por peso muerto (N/mm):	<input type="text" value="11.12"/>

Figura 5-18. Cuadro para introducir los datos necesarios para determinar las cargas permanentes, Puente “Merlebach”.

Se introducen los datos de humedad relativa del lugar donde se encuentra construido el puente, así como la vida del puente, los factores K_{re} y J están en función del tipo de acero de presfuerzo usado, para este caso es cable relevado de esfuerzos Grado 270.

Pérdidas de presfuerzo	
Vida del puente (días):	<input type="text" value="16425"/>
Promedio de la humedad relativa ambiental (%):	<input type="text" value="80"/>
Factor K_{re} :	<input type="text" value="20000"/> ▼
Factor J :	<input type="text" value="0.15"/> ▼
Perímetro de la sección (mm):	<input type="text" value="7549"/>

Figura 5-19. Cuadro para introducir los datos para determinar las pérdidas de presfuerzo, Puente “Merlebach”.

En el cuadro de “Sección transversal de la trabe” se muestra un esquema de la sección trasversal de la trabe donde se indican las dimensiones que deben de ingresarse al programa, para este caso es una trabe de sección I, la cual es similar a las AASHTO tipo I-IV, por lo que considera dentro de este tipo, las dimensiones que no corresponden a éste tipo de trabe, se desactivan automáticamente.

Sección transversal de la trabe

AASHTO		Cajón	
B1:	1500	D1:	2074
B2:	650	D2:	194
B3:	180	D3:	
B4:	160	D4:	280
B5:		D5:	300
B6:	235	D6:	200
		b:	
		bfb:	
		bw:	
		tft:	
		tfb:	
		h:	

Figura 5-20. Cuadro para introducir las dimensiones de la sección transversal de la trabe, Puente “Merlebach”.

Se determina el factor de concentración de la carga vehicular sobre la trabe de estudio como se indicó en la sección 5.1.

Factor de concentración de carga

Opción elegida:

a) Factor de concentración de carga (AASHTO)

Número de carriles 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 (cm⁴):

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 5-21. Cuadro para introducir el factor de concentración de cargas, Puente “Merlebach”.

Se abre el archivo “Maximos.txt” que contiene los momentos máximos que se presentan en la trabe, el módulo realiza el cálculo de los rangos de esfuerzos, mostrando los resultados en la “Tabla de resultados” (Figura 5-22) y escribiendo un archivo denominado “Rango_Esfuerzos.txt” con los rangos de esfuerzos resultantes, el esfuerzo medio y si se presenta agrietamiento de la sección.

Tabla de resultados

Sr	12.93
Sr	18.95
Sr	19.78
Sr	11.82
Sr	13.35
Sr	8.15
Sr	13.95
Sr	21.17
Sr	18.98

¿Se presenta agrietamiento en la sección de la trabe?:

Esfuerzo medio Sm:

Figura 5-22. Rangos de esfuerzos resultantes, Puente “Merlebach”.

Utilizando el módulo estadístico del programa se abre el archivo “Rango_Esfuerzos.txt” con el que se determina el histograma de rango de esfuerzos (rango de esfuerzos y número que se presentan), en número de columna se introduce el valor de 1 y en rango el valor de 1 MPa, el modulo muestra el histograma (Figura 5-24) y escribe un archivo con el nombre “Histograma.txt”.

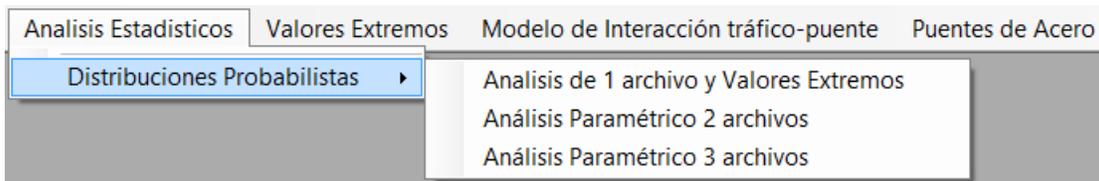


Figura 5-23. Ubicación del módulo estadístico.

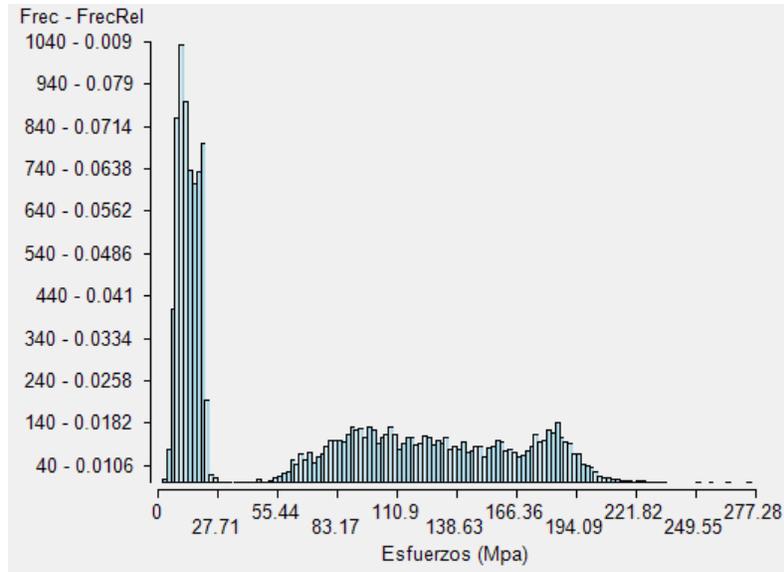


Figura 5-24. Histograma de rango de esfuerzos, Puente “Merlebach”.

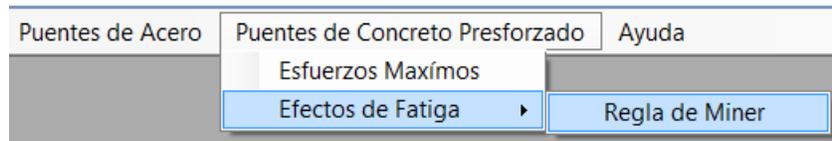


Figura 5-25. Ubicación del módulo para el cálculo de la vida a fatiga para cables de presfuerzo.

Se activa el sub-módulo para el cálculo de vida a fatiga para cables de acero de presfuerzo, mediante el cual se abre el archivo “Histrograma.txt” (se puede introducir la vida actual del puente), así como el inverso de la fracción de año que representa el registro, el registro corresponde a 5 días, tomando como 250 días totales al año, resultando el inverso de la fracción del año de 50, a través de estos datos se determinó el número de Miner y finalmente la vida remanente a fatiga. Dado que no se cuenta con el esfuerzo medio de las curvas S-N usadas, se responde “No” a este cuestionamiento en el programa.

Vida a fatiga

Vida actual (Años): 0.00

Fracción de año del archivo: 50

Curva S-N: Hangenberger

Se cuenta con el esfuerzo medio de la curva S-N: No

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

Esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados (MPa):

Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):

Numero de Miner (D): 0.00218134839906C

Vida remanente a fatiga (Años): 9.17

Figura 5-26. Vida remanente a fatiga con la curva S-N de Hangenberger, Puente “Merlebach”.

En la Tabla 5-4 se observa que el factor fundamental para que se presente una falla por fatiga es el agrietamiento, ya que cuando no existe el agrietamiento de la sección se obtiene una vida infinita a fatiga.

Tabla 5-4. Resumen de resultados para el puente “Merlebach”.

<i>Registro WIM</i>	<i>Hangenberger</i>	<i>Naaman</i>	<i>BPEL</i>	<i>Agrietamiento</i>
<i>RN4</i>	<i>9.17 años</i>	<i>37.63 años</i>	<i>Infinita</i>	<i>Se presenta</i>
<i>A4</i>	<i>Infinita</i>	<i>Infinita</i>	<i>Infinita</i>	<i>No se presenta</i>
<i>A64</i>	<i>Infinita</i>	<i>Infinita</i>	<i>Infinita</i>	<i>No se presenta</i>

5.3. Ejemplo 2: puente Procter and Gamble

El puente “Procter and Gamble” se encuentra localizado en el Km 16+146.873 de la carretera federal 45D en el tramo Celaya – Querétaro, fue proyectado en el 2006, para el diseño de la superestructura se utilizó el reglamento AASHTO LRFD 1996 y las Normas SCT 2001. Tomando las metodologías indicadas en los reglamentos utilizados la carga más desfavorable resulto ser un T3-S2-R4 tipo I (Figura 5-27), siendo este el vehículo de diseño, el trafico utilizado para este ejemplo es el de la Ruta Nacional 4 (RN4).

Se realizó este ejemplo con el objetivo de observar el comportamiento de un puente mexicano ante trafico francés, dado que las características de diseño difieren en los países el resultado arrojado por el programa no se puede considerar una evaluación de la vida a fatiga, sin embargo se pueden obtener varias conclusiones de este ejercicio, las cuales se encuentran en el capítulo 6. Se utilizan los tres factores de concentración mencionados en la sección 5.1.

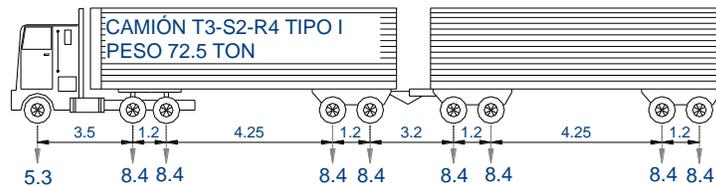


Figura 5-27. Vehículo de diseño T3-S2-R4 Tipo I de un peso total de 72.5 toneladas.

Tabla 5-5. Datos geométricos del puente “Procter and Gamble”.

<i>Principales datos geométricos del puente</i>	
<i>Longitud del claro</i>	<i>24,450 mm</i>
<i>Ancho de corona</i>	<i>10,700 mm</i>
<i>Peralte de losa de compresión</i>	<i>20 mm</i>
<i>Separación entre trabes</i>	<i>1,700 mm</i>
<i>Longitud del volado</i>	<i>780 mm</i>
<i>Tipo de Trabe</i>	<i>AASHTO Tipo III</i>

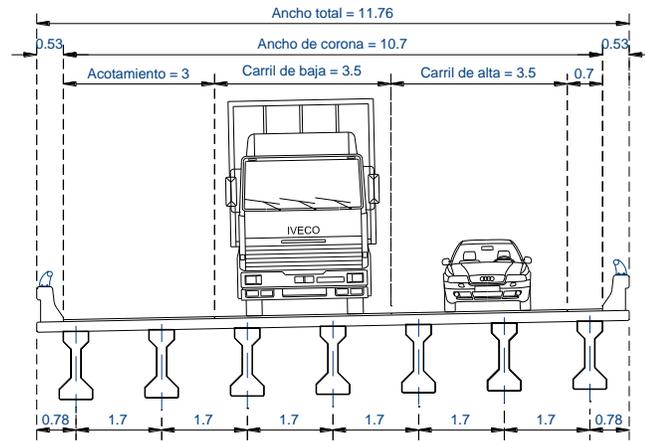


Figura 5-28. Sección transversal de la superestructura (dimensiones en m), Puente "Procter and Gamble".

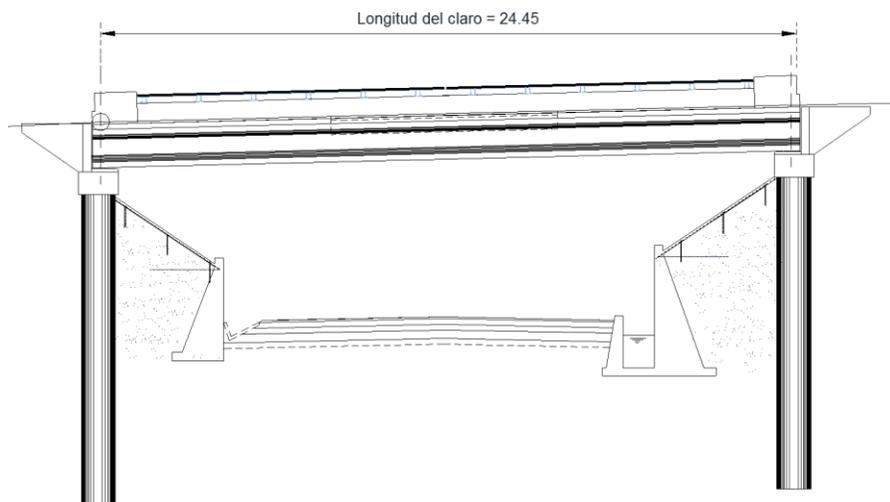


Figura 5-29. Corte longitudinal del puente (dimensiones en m), Puente "Procter and Gamble".

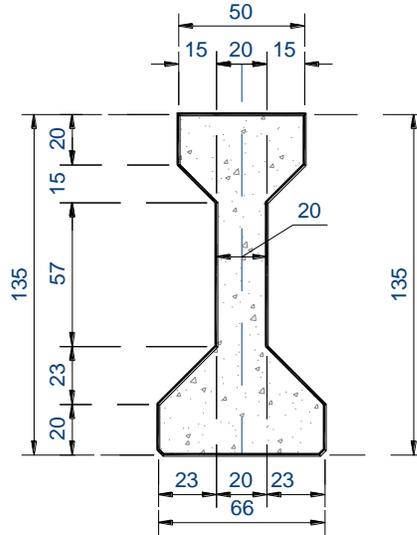


Figura 5-30. Sección transversal de la trabe (dimensiones en cm), Puente “Procter and Gamble”.

Las propiedades mecánicas de los materiales especificadas en el proyecto son las que se utilizaron para realizar esta evaluación, las cuales son las mostradas en la Tabla 5-6.

Tabla 5-6. Propiedades mecánicas de materiales del puente “Procter and Gamble”.

<i>Propiedades de los materiales del puente</i>	
<i>Resistencia a la compresión del concreto en trabe, f'_c</i>	<i>34.34 MPa</i>
<i>Resistencia a la compresión del concreto en losa, f'_c</i>	<i>24.53 MPa</i>
<i>Límite de fluencia del acero de refuerzo, f_y</i>	<i>412 MPa</i>
<i>Límite de ruptura del acero de presfuerzo, f_{pu}</i>	<i>1,864 MPa</i>
<i>Módulo de elasticidad del concreto en trabe, E_c</i>	<i>28,325 MPa</i>
<i>Módulo de elasticidad del concreto en losa, E_{cl}</i>	<i>23,939 MPa</i>
<i>Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s</i>	<i>200,057 MPa</i>
<i>Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, E_p</i>	<i>197,000 MPa</i>
<i>Área de un torón, A_t</i>	<i>98.7 mm²</i>
<i>Numero de torones</i>	<i>34</i>
<i>Área del acero de presfuerzo, A_p</i>	<i>3,356 mm²</i>
<i>Área del acero de refuerzo, A_s</i>	<i>574 mm²</i>
<i>Esfuerzo de tensado inicial</i>	<i>1,398 MPa</i>

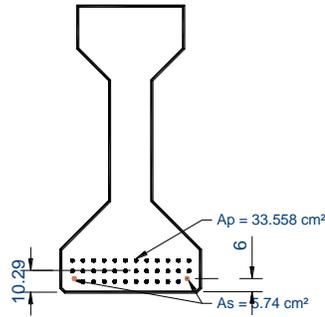


Figura 5-31. Acero de presfuerzo y de refuerzo en la trabe (dimensiones en cm), Puente “Procter and Gamble”.

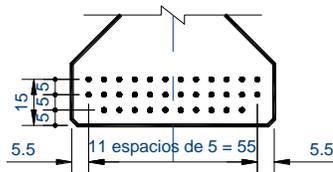


Figura 5-32. Arreglo del acero de presfuerzo en la trabe (dimensiones en cm), Puente “Procter and Gamble”.

5.3.1 Aplicación de la metodología al puente “Procter and Gamble”.

A continuación se presenta el procedimiento realizado con el programa DEEFEP para evaluar la vida remanente a fatiga del puente “Procter and Gamble”. Como primer paso se determinan las líneas de influencia del puente a través del módulo sistematizado.

Se abre el archivo de registro WIM de la RN4, el cuál es procesado por el módulo, posteriormente en se indica el número de claros y la longitud de cada uno, en este caso es un claro de longitud 244 dm. Se marca la casilla “Mostrar puente”, con lo que se despliega un esquema del mismo, se marca la casilla “L. Inf. unitaria Envolventes” con lo que se muestran los diagramas de momento para diferentes posiciones de las cargas sobre la trabe (Figura 5-34).

Archivo

Num de claros: 1 claro

Dist. Claro 1: 245 dm Mostrar puente

Dist. Claro 2: dm L. Inf. unitaria

Dist. Claro 3: dm L. Inf. unitaria

Pto Referencia: 122 dm L. Inf. unitaria

Sección del Puente

S= $\frac{I}{1}$ m3

Animación

Total de carros: 14263

Carro Inicial: 1 Carro Final: 2

Figura 5-33. Ventana donde se ubican los controles principales del módulo de líneas de influencia, Puente “Procter and Gamble”.

Al marcar la casilla “L. Inf. unitaria” muestran el diagrama de momento para la posición más crítica de la carga (Figura 5-35).

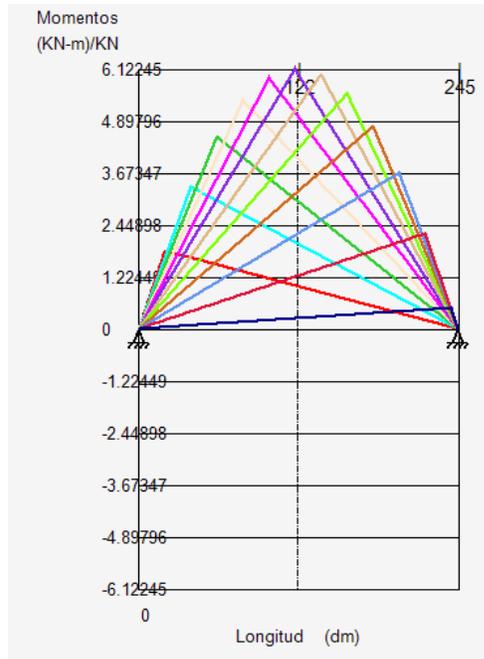


Figura 5-34. Diagramas de momento para diferentes posiciones de la carga sobre la trabe, Puente “Procter and Gamble”.

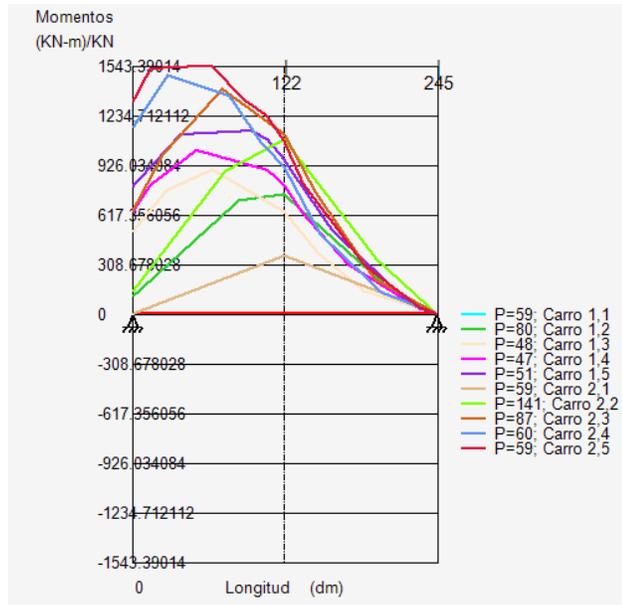


Figura 5-35. Envolventes de momento de los primeros 10 vehículos, Puente “Procter and Gamble”.

Posteriormente se presiona el botón “Resultados Momentos” calculando los momentos y mostrando las envolventes de momentos para los primeros 10 vehículos (Figura 5-35), en la ventana para indicar el módulo de sección se escribe nuevamente el 1, se presiona el botón “Resultado Esfuerzos”, este último paso con el propósito de que el módulo genere el archivo llamado “Máximos”, el cual contiene todos los momentos positivos en la estructura. Dado que es un puente simplemente apoyado no existen momentos negativos.

Car	Eje	Dist	Minimo	Dist	Maximo
MAX = Primero Encontrado					
1	1	-1	0	122	361.369
1	2	-1	0	122	742.6563
1	3	-1	0	64	896.8832
1	4	-1	0	51	1017.222
1	5	-1	0	96	1138.191
2	1	-1	0	122	361.369
2	2	-1	0	122	1083.958
2	3	-1	0	72	1398.436
2	4	-1	0	28	1482.779
2	5	-1	0	64	1543.39
3	1	-1	0	122	489.9918

Figura 5-36. Momentos resultantes máximos, Puente “Procter and Gamble”.

Se inicia el sub-módulo 3A. Se realiza el llenado de las propiedades que requiere éste módulo, para obtener los esfuerzos en el cable de presfuerzo, así como el rango de esfuerzos; en

el primer recuadro se indican las “Propiedades Geométricas” (Figura 5-37), al seleccionar el tipo de trabe, se despliega en la ventana un diagrama con la nomenclatura de cada dimensión que debe ser ingresada al programa; se eligió la ubicación de la trabe a analizar.

Propiedades geométricas	
Longitud del claro (mm):	24450
Peralte de losa (mm):	200
Separación entre traveses (mm):	1700
Longitud del volado (mm):	780
Tipo de sección de trabe:	AASHTO HV ▾
Ubicación de la trabe:	Externa ▾

Figura 5-37. Cuadro para introducir las propiedades geométricas, Puente “Procter and Gamble”.

Se ingresan las propiedades mecánicas de la losa, trabe, acero de refuerzo y acero de presfuerzo (Figura 5-38). Se ingresan las áreas de acero de refuerzo y de acero de presfuerzo, así como el centroide de éstas respecto a la fibra inferior de la trabe y el esfuerzo de tensado inicial del acero de presfuerzo (Figura 5-39).

Propiedades mecánicas de los materiales	
Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa):	34
Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa):	25
Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa):	412
Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa):	1864
Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa):	28325
Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa):	23939
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa):	200057
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa):	197000

Figura 5-38. Cuadro para introducir las propiedades mecánicas, Puente “Procter and Gamble”.

Acero de refuerzo y presfuerzo	
Área del acero de refuerzo (mm ²):	574
Área de un torón (mm ²):	98.7
Número de torones:	34
Área del acero de presfuerzo (mm ²):	3355.8
Recubrimiento del acero de refuerzo (mm):	60
Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm):	104.3
Esfuerzo de tensado inicial (MPa):	1398

Figura 5-39. Cuadro para introducir las áreas de acero de refuerzo y presfuerzo, así como su ubicación, Puente “Procter and Gamble”.

Se introducen en el programa el peso volumétrico del concreto para determinar el momento máximo por peso propio que se presenta en la trabe; al igual que la carga distribuida por peso muerto, la cual debe considerar parapetos, carpeta asfáltica, banquetas y diafragmas, para determinar el momento máximo por cargas muertas (Figura 5-40).

Cargas muertas	
Peso volumétrico del concreto (N/mm ³):	0.0000235363
Carga distribuida por peso muerto (N/mm):	11.12

Figura 5-40. Cuadro para introducir los datos necesarios para determinar las cargas permanentes, Puente “Procter and Gamble”.

Se introducen los datos de humedad relativa, del lugar donde se encuentra construido el puente, así como la vida del puente, los factores K_{re} y J están en función del tipo de acero de presfuerzo usado, para este caso son cables Grado 270 de baja relajación.

Pérdidas de presfuerzo	
Vida del puente (días):	2555
Promedio de la humedad relativa ambiental (%):	80
Factor K_{re} :	20000
Factor J :	0.15
Perímetro de la sección (mm):	4151

Figura 5-41. Cuadro para introducir los datos para determinar las pérdidas de presfuerzo, Puente “Procter and Gamble”.

En el cuadro de “Sección transversal de la trabe” se muestra un esquema de la sección transversal de la trabe, donde se indican las dimensiones que deben de ingresarse al programa, para este caso es una trabe del tipo AASHTO Tipo III, las dimensiones que no corresponden a éste tipo de trabe, se desactivan automáticamente.

Sección transversal de la trabe

AASHTO		Cajón			
B1:	500	D1:	1350	b:	<input type="text"/>
B2:	660	D2:	200	bfb:	<input type="text"/>
B3:	200	D3:	<input type="text"/>	bw:	<input type="text"/>
B4:	150	D4:	150	tft:	<input type="text"/>
B5:	<input type="text"/>	D5:	230	tfb:	<input type="text"/>
B6:	230	D6:	200	h:	<input type="text"/>

Figura 5-42. Cuadro para introducir las dimensiones de la sección transversal de la trabe, Puente “Procter and Gamble”.

De los tres factores de concentración usados solo se ejemplifica como se obtiene por el método presentado en la AASHTO. En la Figura 5-43 se muestran las dimensiones utilizadas para determinarlo. Se consideró que los vehículos circulan por el centro del carril de baja velocidad para este ejemplo.

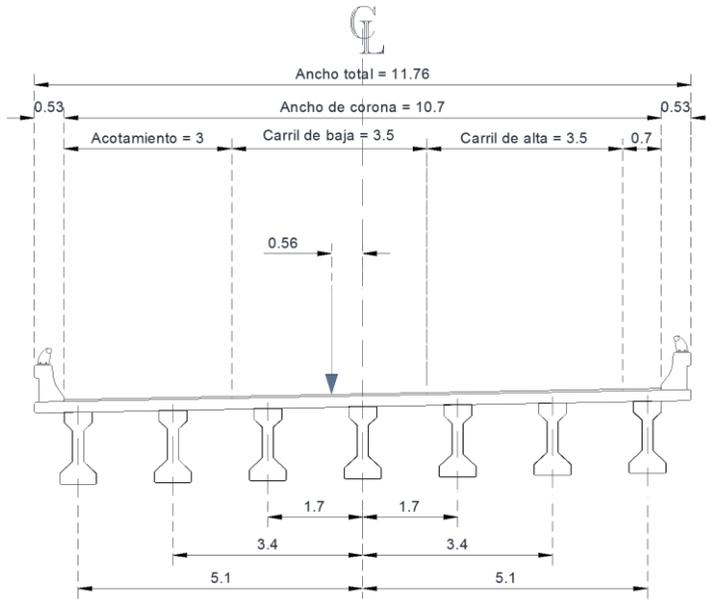


Figura 5-43. Dimensiones para determinar el factor de concentración de cargas, Puente “Procter and Gamble”.

Factor de concentración de carga	
Numero de carriles cargados:	1 Carril
Numero de traves:	7
Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la trabe analizada (cm):	510
Momento de inercia del conjunto de traves (cm ⁴):	809200
Excentricidad del vehiculo 1 respecto al centroide de las traves (cm):	56
Excentricidad del vehiculo 2 respecto al centroide de las traves (cm):	

Figura 5-44. Cuadro para introducir los datos para determinar el factor de concentración de cargas, Puente “Procter and Gamble”.

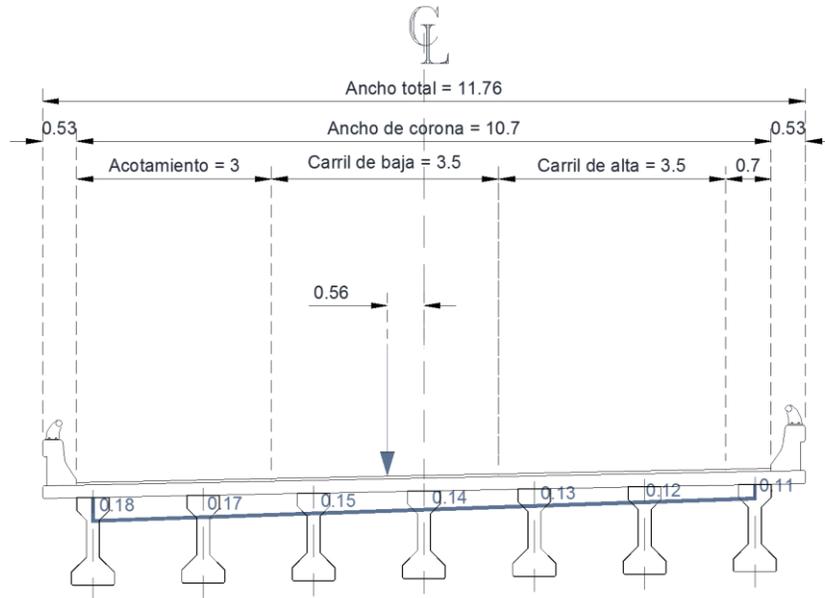


Figura 5-45. Variación del factor de concentración para cada trabe de la superestructura, Puente “Procter and Gamble”.

Se abre el archivo “Maximos.txt” que contiene los momentos máximos que se presentan en la trabe, el módulo realiza el cálculo de los rangos de esfuerzos, mostrando los resultados en la “Tabla de resultados” (Figura 5-46) y escribiendo un archivo denominado “Rango_Esfuerzos.txt” con los rangos de esfuerzos resultantes, además indica si la sección sufrió agrietamiento durante el análisis realizado.

Tabla de resultados	
Sr	15.67
Sr	22.84
Sr	24.1
Sr	14.19
Sr	16.05
Sr	10.46
Sr	18.15
Sr	25.26
Sr	21.69

¿Se presenta agrietamiento en la sección de la trabe?:

Esfuerzo medio Sm:

Figura 5-46. Rangos de esfuerzos resultantes con factor de concentración de 0.64, Puente “Procter and Gamble”.

Utilizando el módulo estadístico del programa se abre el archivo “Rango_Esfuerzos.txt” con el que se determina el histograma de rango de esfuerzos (rango de esfuerzos y número que se presentan), en número de columna se introduce el valor de 1 y en rango el valor de 5 MPa, el modulo muestra el histograma (Figura 5-47) y escribe un archivo con el nombre “Histograma.txt”.

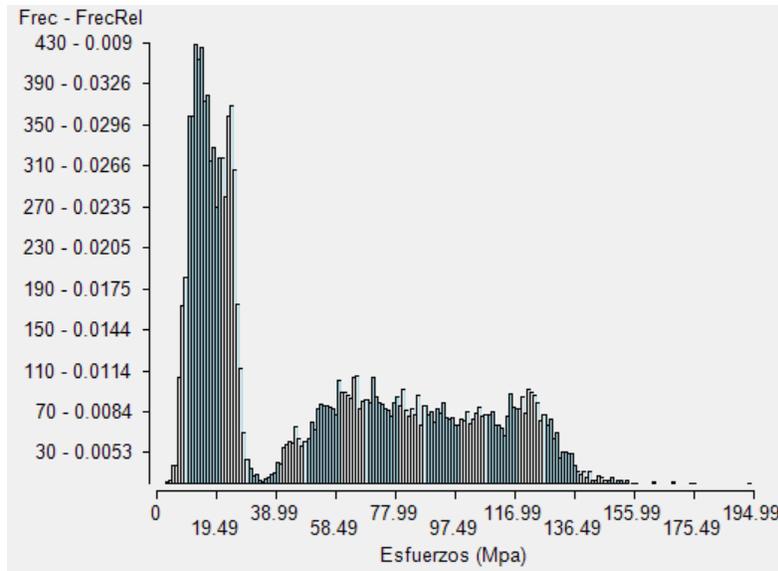


Figura 5-47. Histograma de rango de esfuerzos, Puente “Procter and Gamble”.

Se activa el sub-módulo para el cálculo de vida a fatiga para cables de acero de presfuerzo, mediante el cual se abre el archivo “Histograma.txt” (se puede introducir la vida actual del puente), así como la fracción de año que representa el registro, en este caso es de 50, a través de estos datos se determina el número de Miner y finalmente la vida remanente a fatiga.

Vida a fatiga

Vida actual (Años):

Fracción de año del archivo:

Curva S-N:

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

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):

Vida remanente a fatiga (Años):

Figura 5-48. Vida remanente a fatiga, Puente “Procter and Gamble”.

Tabla 5-7. Vida a fatiga para el puente Procter and Gamble con diversas curvas S-N y factores de concentración.

<i>Factor de concentración</i>	<i>Hangenberger</i>	<i>Naaman</i>	<i>BPEL</i>	<i>Agrietamiento</i>
<i>0.18</i>	<i>Infinita</i>	<i>Infinita</i>	<i>Infinita</i>	<i>No se presenta</i>
<i>1</i>	<i>3.24 años</i>	<i>12.76 años</i>	<i>70,423 años</i>	<i>Se presenta</i>
<i>0.64</i>	<i>26 años</i>	<i>4,810.63 años</i>	<i>Infinita</i>	<i>Se presenta</i>

6. CONCLUSIONES

Aunque no se especifica en los reglamentos considerar las pérdidas de presfuerzo para el tiempo específico en que se evalúa un puente, es importante calcularlas así, como se muestra en las figuras del Apéndice D, cerca del 90% de las pérdidas se presentan en el primer año de vida útil del puente, esto influye significativamente en el cálculo del rango de esfuerzos y en esfuerzo medio, modificando la vida a fatiga del puente. Adicionalmente se observa que al no considerar la temporalidad de las pérdidas se corre el riesgo retrasar el momento en el que ocurre el agrietamiento o incluso si es que se presenta.

El nivel de agrietamiento que se presenta en la sección es determinante para el comportamiento ante fatiga como se demuestra en los resultados obtenidos de los dos ejemplos, donde a excepción de la curva S-N de BPEL, cuando se presentó agrietamiento de la sección la vida del elemento fue finita.

Dado que los esfuerzos determinados después del agrietamiento se incrementan en función del nivel del daño provocado, para un nivel mínimo de agrietamiento se pueden presentar incrementos de rangos de esfuerzos de un orden entre 300% - 500%. Este aumento significativo de los esfuerzos puede ser atribuido a dos factores. El primero es la disminución del esfuerzo mínimo (S_{min}), por la presencia de grietas se disminuye el área efectiva del concreto y por lo tanto el área y el momento de inercia, debido a esto la compresión que ejerce el acero de presfuerzo sobre la sección de concreto aumenta, lo que provoca una disminución en la deformación del cable. El segundo fenómeno es el aumento del esfuerzo máximo (S_{max}) al aplicarse la carga viva, esto sucede por el cambio en la distribución de los esfuerzos en el concreto, ya que por la presencia de grietas el concreto deja de soportar esfuerzos, los cuales son soportados en su totalidad por el acero de presfuerzo. La combinación de estos dos fenómenos provoca un aumento en el rango de esfuerzo, lo cual conlleva a un aumento en el deterioro por fatiga disminuyendo la vida del elemento, en caso contrario la vida a fatiga del elemento es infinita.

La vida a fatiga varía principalmente en función de los siguientes factores, el factor de concentración de cargas, la curva S-N, la escala temporal que representa el registro de pesaje dinámico.

El factor de concentración de carga usado puede llevar al extremo el resultado obtenido, como se muestra en el ejemplo del puente Procter and Gamble, para un factor de 1 la vida a fatiga nos puede dar de 3.24 años hasta el extremo opuesto, vida infinita para un factor de 0.18, lo que demuestra la importancia de una correcta elección, como se menciona en la sección 5.1, a falta del uso de métodos más refinados se puede considerar el más cercano a lo real al factor de concentración obtenido mediante líneas de influencia transversales, modelando las trabes como apoyos, ya sea mediante un programa externo o en la siguiente etapa de desarrollo del programa. Aunado a lo anterior sin importar el método usado, el factor va a estar determinado por la ubicación de las cargas en la sección transversal, para los ejemplos se realizó el supuesto de que los vehículos circulen por el centro del carril, sin embargo sabemos que en la realidad esto puede variar, por lo que una ubicación más exacta llevaría a una evaluación más exacta.

Los resultados arrojados por las curvas usadas tiene un variación significativa, la curva BPEL dio en su mayoría resultados de vida infinita, en cambio las curvas de Hangenberger y Naaman nos dan vidas a fatiga que están comprendidas dentro de los periodos de vida regulares en los puentes, por lo que hace de la evaluación a fatiga un aspecto importante a verificar en el estado de los puentes.

El registro usado para la evaluación es pequeño en escala temporal y tiene características particulares, como son registros de cargas vehiculares excepcionales, las cuales probablemente no se presenten nuevamente, por lo que se recomienda utilizar registros más extensos de tráfico vehicular. Es importante recordar que en la evaluación de los ejemplos no se consideró el efecto que pudieran tener los diversos factores de corrección, como la corrosión que tiene una probabilidad de ocurrencia alta, por lo que se asume provocaría una disminución significativa en la vida del elemento. La corrección de los rangos de esfuerzos por la diferencia en los esfuerzos medios de las curvas como de los aplicados, así como registros WIM en escalas de tiempo mayores y por lo tanto más representativos, producirán una evaluación con mayor precisión.

Se observa que la falla por fatiga es un aspecto que se debe considerar, aunque para que esta ocurra, deben presentarse varios factores, como son cargas extraordinarias en uno o varios carriles simultáneamente, así como una posición más excéntrica de las cargas transversalmente, esto puede ser favorecido por la mala calidad de los materiales, o un deficiente proceso constructivo, que no garantice las condiciones indicadas en los reglamentos para puentes en México, sin embargo, es importante estar revisando estos casos con el objetivo que no se presente.

Finalmente se está consciente que los resultados obtenidos en los ejemplos pueden ser mejorados en precisión por la implementación de registros WIM mexicanos o escenarios de tráfico simulados con características de tráfico del país, curvas S-N con mayor precisión y con esfuerzos medios definidos, así como considerando efectos de corrosión a través de los factores de corrección, otorgando al programa un mayor nivel de confianza necesario para la aplicación en la práctica.

7. REFERENCIAS

AASHTO. 2007. *AASHTO LRFD Bridge design specifications*. 4th Edition. USA.

ACI Committee 215. 1992. *Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading*. USA.

Asnachinda P, Pinkaew T. y Laman J.A. 2008. Multiple vehicle axle load identification from continuous bridge bending moment response. *ENG. STRUCT.* 30(10): 2800-2817.

Badiola V. 2004. *Diseño de Maquinas I*. Universidad Pública de Navarra. Pamplona. España.

Barcenas 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.

Caprani. C., O'Brien E. y McLachlan G. 2008. *Characteristic traffic load effects from a mixture of loading events on short to medium span bridges*. Department of Civil/Structural Engineering. Dublin Institute of Technology. Ireland ; School Urban Institute Ireland, University College Dublin, Ireland, Department of Statistics, University of Queensland, Brisbane, Australia, *Structural Safety* 30 (2008) 394–404, Edit: Elsevier, pp. 394-404.

Carrión F.J., Lomelí M.G., Quintana J.A. y Martínez M. 2003. *La evaluación no destructiva de materiales estructurales y puentes*. Publicación Técnica No. 231. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila. Querétaro. México.

Carrión F.J., Quintana J.A., López J.A., Balankin A. y Ochoa S. 2006. *Metodologías de inspección no destructiva aplicables a sistemas de gestión de puentes*. Publicación Técnica No. 302. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila. Querétaro. México.

Crespo S. 2011. *Análisis del deterioro estructural por fatiga y prognosis de un puente típico de concreto utilizando simulación Monte Carlo*. Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro. México.

Eurocode. 2003. *Eurocode 3: Design of steel structures. Part. 1.9: Fatigue*. European Union.

Flores, A. 2000. *Apuntes de la materia de puentes*. Universidad de Sonora. Sonora. México.

- García J. 1990.** *Fatiga de metales con cargas de amplitud variable por el método strain life.* Universidad Autónoma de Nuevo León. Nuevo León. México.
- Getechew A. 2003.** *Traffic load effects on bridges statistical analysis of collected and Monte Carlo simulated vehicle data.* Structural Engineering. Royal Institute of Technology. Stockholm. Sweden.
- Gonzáles O.M. y Robles F. 2005.** Aspectos fundamentales de concreto presforzado. 4a edición. Editorial Limusa. México.
- Hangenberger M.J. 2004.** *Consideration of strand fatigue for load rating prestressed.* University of Texas at Austin. Austin. USA.
- Harajili M.H. y Naaman A.E. 1985.** *Static and fatigue tests on partially prestressed beams.* J. STRUCT. ENG.-ASCE. 111(7):1602-1618.
- Hashem M. 1996.** *Betriebsfestigkeitsnachweis von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen.* Technische Universität Darmstadt. Darmstadt. Germany.
- Hernández J. R. y Fabela M.J.. 2004.** *Diseño y construcción de un prototipo para determinar el peso de vehículos ligeros en movimiento.* Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No. 247. Querétaro. México.
- Herrada J. 2013.** *Sistematización del análisis del comportamiento de puentes carreteros ante escenarios de tráfico pesado.* Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro. México.
- Hibeler R.C. 1997.** *Análisis Estructural.* 3a edición. Editorial Pearson/Prentice Hall.
- IMT. 2011.** *Manual Estadístico del Sector Transporte.* Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro. México.
- INEGI. 2011.** *Anuario estadístico de los Estados Unidos Mexicanos.* Instituto Nacional de Estadística y Geografía. México.
- Jacob B., Carracilli J., Godart B. y Trouillet P. 1987.** *Etude en fatigue d'un pont en béton précontraint sous actions combinées du trafic et des gradients thermiques.* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Bulletin Liaison Laboratoire Central des Ponts et Chaussées 152. Paris. France.

- Jacob B. y Eymard R. 1989.** *Un nouveau logiciel: le programme Castor pour le calcul des actions et sollicitations du trafic dans les ouvrages routiers.* Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Paris. France.
- Juinall R.C. 1967.** *Stress, Strain and Strength.* Editorial McGraw-Hill. USA.
- Juinall R.C. y Marshek, K. M. 2000.** *Fundamentals of machine component design.* 3ra edición. Editorial John Wiley & Sons. USA.
- Katz B.J. 2001.** *Field and modeling framework for evaluating truck weigh station operations.* Faculty of the Virginia Polytechnic Institute. Blacksburg. Virginia. USA. 4-12.
- López M., Brinker R., Fernández A. y Villa L.M. 2006.** *Mejora de la fiabilidad en el dimensionamiento a fatiga utilizando análisis modal.* Anales de Mecánica de la Fractura. 3068-3074.
- López M., Fernández A., Lamela M.J. y Castillo E. 2001.** *Predicción de vida a fatiga de materiales compuestos de fibra de carbono bajo carga de amplitud variable.* Anales de Mecánica de la Fractura. 375-383.
- Mast R.F. 1998.** *Analysis of cracked prestressed concrete sections: A practical approach.* PCI Journal. July-August. 80-91.
- McCormack J. 2002.** *Análisis de estructuras métodos clásicos y matriciales.* 2da edición. Editorial Alfaomega.
- Ministère de l'équipement, des transports et du logement (METL). 1999.** *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites (BPEL).* Paris. France.
- Muller J.F. y Dux P.F. 1994.** *Fatigue of prestressed concrete beams with inclined strands.* J. STRUCT. ENG.-ASCE. 120(4):1122-1139.
- Nilson A. 1997.** *Diseño de estructuras de concreto presforzado.* Editorial Limusa. México.
- Nowak A.S. y Al-Zaid R. 1989.** *Fatigue reliability of prestressed concrete bridges.* 5th International Conference on Structural Safety and Reliability. 1639-1642.
- O'Brien E. y Znidaric A. 2001.** *Weighing-in-motion of axles and vehicles for Europe (WAVE).* Report of Work Package 1.2, Bridge WIM systems (B-WIM). European Commission DG VII - Transport. 4h Framework programme transport. Ljubljana. Slovenia.

O'Connor A. 1991. *User manual CASTOR-LCPC*. Trinity College Dublin. Department of Civil Structural & Environmental Engineering. Museum Building. College Green. Dublin. Ireland.

Overman T.R. 1984. *Flexural fatigue behavior of pretensioned concrete girders*. University of Texas at Austin. Austin. USA.

Paulson C., Frank K. y Breen J. 1983. *A fatigue study of prestressing strand*. University of Texas at Austin. Austin. USA.

PCI. 2003. *PCI Bridge Design Manual*. 2nd Edition. USA.

PCI. 2004. *PCI Design Handbook*. 6th Edition. USA.

Przekop A. y Rizzi S.A. 2006. *A reduced order method for predicting high cycle fatigue of nonlinear structures*. COMPUT. STRUCT. 84(24-25): 1606-1618.

SIPUMEX. 2010. *Sistema de Puentes de México*. Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro. México.

Vanegas-Useche L.V. 2013. *Texto guía para Diseño I*. Universidad Tecnológica de Pereira. Pereira. Colombia.

Zanuy C., Albajar L. y de la Fuente P. 2011. *El proceso de fatiga del hormigón y su influencia estructural*. MATER. CONSTRUCC. 385-399.

APÉNDICE A. CATALOGO DE SECCIONES AASHTO Y CAJÓN

A.1. Dimensiones geométricas de sección AASHTO

Las dimensiones de la secciones AASHTO están estandarizadas, por lo que solo es necesario que el usuario elija el tipo de sección que va a utilizar para realizar el análisis.

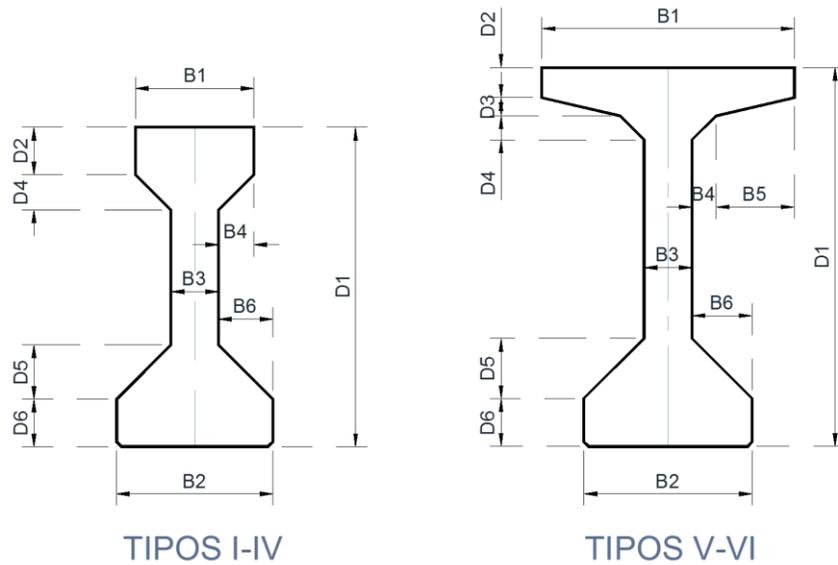


Figura A-1. Dimensiones de sección ASSHTO.

Tabla A-1. Dimensiones de las secciones tipo AASHTO en pulgadas (PCI Bridge Design Manual, 2003).

Tipo	D1	D2	D3	D4	D5	D6	B1	B2	B3	B4	B5	B6
I	28.0	4.0	-	3.0	5.0	5.0	12.0	16.0	6.0	3.0	-	5.0
II	36.0	6.0	-	3.0	6.0	6.0	12.0	18.0	6.0	3.0	-	6.0
III	45.0	7.0	-	4.5	7.5	7.0	16.0	22.0	7.0	4.5	-	7.5
IV	54.0	8.0	-	6.0	9.0	8.0	20.0	26.0	8.0	6.0	-	9.0
V	63.0	5.0	3.0	4.0	10.0	8.0	42.0	28.0	8.0	4.0	13.0	10.0
VI	72.0	5.0	3.0	4.0	10.0	8.0	42.0	28.0	8.0	4.0	13.0	10.0

A.2. Dimensiones geométricas de sección cajón

Las dimensiones de la sección Cajón no están estandarizadas, las dimensiones generales de este tipo de sección se muestran en la Figura A-2, el usuario deberá ingresar únicamente las dimensiones acotadas en la figura.

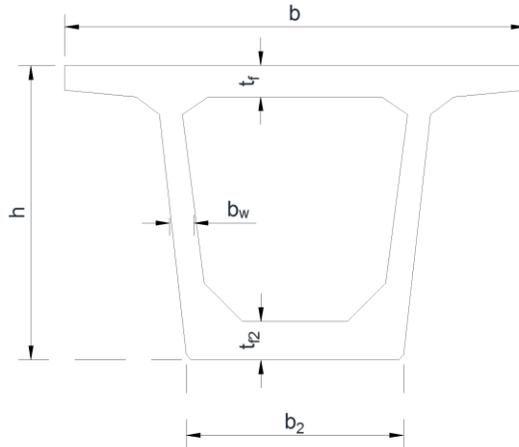


Figura A-2. Dimensiones de la sección cajón a ingresar en el software.

APÉNDICE B. SECCIONES EQUIVALENTES UTILIZADAS POR EL PROGRAMA PARA EL ANÁLISIS.

B.1. Sección equivalente AASHTO

Las secciones AASHTO, son transformadas a una sección equivalente con propiedades similares a las reales, esta transformación se realiza por facilidad de cálculo. Las principales variables que intervienen en el cálculo de los esfuerzos en la sección son: el área y el momento de inercia de la sección transversal, en la Tabla B-1 se muestran las diferencias entre la sección real y la equivalente, la variación es mínima por lo que no afecta significativamente los resultados.

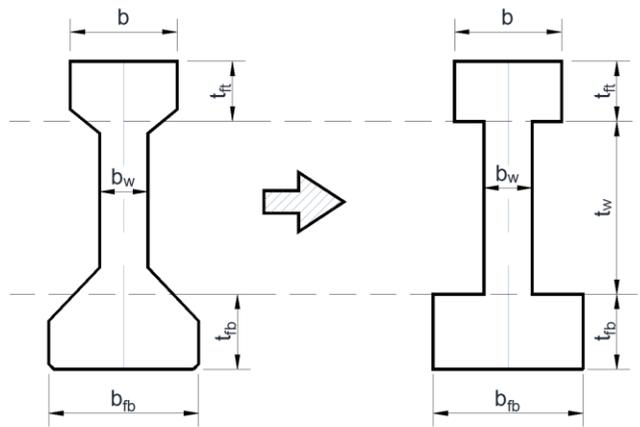


Figura B-1. Equivalencia de la sección AASHTO.

Tabla B-1. Propiedades geométricas de la sección AASHTO tipo III.

<i>Propiedad</i>	<i>Sección real</i>	<i>Sección equivalente</i>	<i>Diferencia</i>
<i>Área</i>	$3,625 \text{ cm}^2$	$3,629 \text{ cm}^2$	0.11%
<i>Momento de Inercia</i>	$5,247,467.643 \text{ cm}^4$	$5,293,141.091 \text{ cm}^4$	0.86%

B.2. Sección equivalente cajón

Para el tratamiento de las secciones Cajón se utilizan las mismas consideraciones que para la sección AASHTO. En la Figura B-2 se muestra la equivalencia realizada por el programa, y la tabla las propiedades geométricas de una sección Cajón tipo.

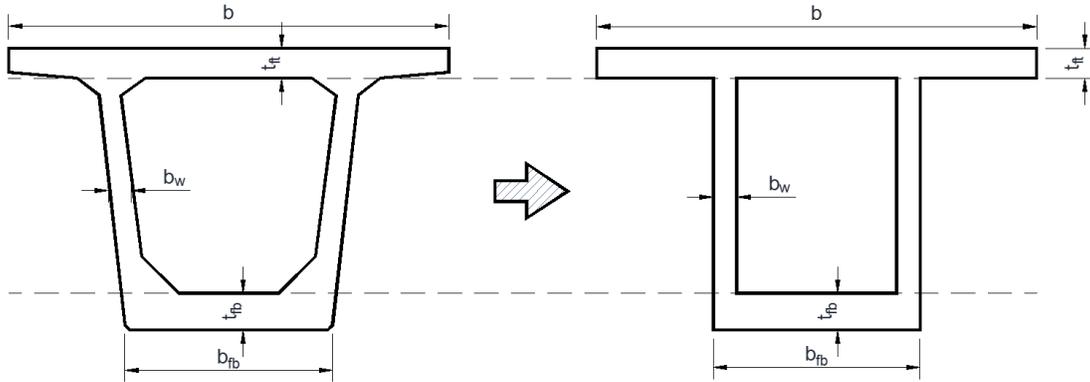


Figura B-2. Equivalencia de la sección Cajón.

Tabla B-2. Propiedades geométricas de la sección Cajón de 1.15 m de peralte y 1.80 de ancho de patín superior.

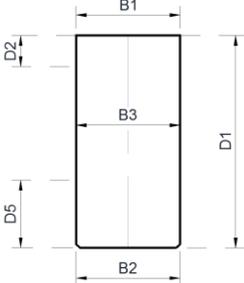
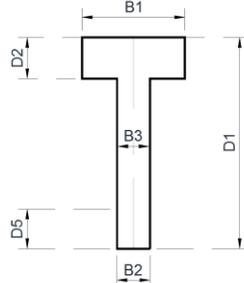
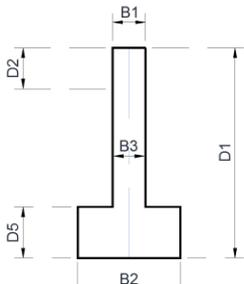
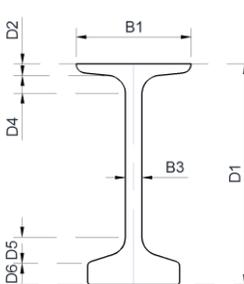
Propiedad	Sección real	Sección equivalente	Diferencia
Área	5,437.652 cm ²	5,199.790 cm ²	4.37%
Momento de Inercia	10,173,174.758 cm ⁴	9,813,007.246 cm ⁴	3.54%

B.3 Introducción de otras secciones al programa

Para el ingreso de las dimensiones de la sección transversal se cuenta con dos opciones, “I” AASHTO y Cajón, sin embargo esto no limita que se puedan ingresar otro tipo de secciones, a continuación se muestra las consideraciones que se deben de tomar para ello.

En la tabla, se muestra las dimensiones que deben de introducirse en el programa, seleccionando en tipo de sección AASHTO tipos I – IV, las dimensiones que no aparecen en el diagrama se les deberá asignar el valor de 0.

Tabla B-3. Dimensiones para introducir otro tipo de secciones.

<i>Sección rectangular</i>	<i>Sección "T"</i>
 <p>A diagram of a rectangular cross-section. The total width is labeled B1. The width of the central vertical stem is labeled B3. The total height is labeled D1. The height of the top portion is labeled D2. The height of the bottom portion is labeled D5. The width of the bottom portion is labeled B2.</p>	 <p>A diagram of a T-shaped cross-section. The total width of the top flange is labeled B1. The width of the central vertical stem is labeled B3. The total height is labeled D1. The height of the top flange is labeled D2. The height of the bottom portion is labeled D5. The width of the bottom portion is labeled B2.</p>
<i>Sección "T" invertida</i>	<i>Sección NU</i>
 <p>A diagram of an inverted T-shaped cross-section. The total width of the top flange is labeled B1. The width of the central vertical stem is labeled B3. The total height is labeled D1. The height of the top flange is labeled D2. The height of the bottom portion is labeled D5. The width of the bottom portion is labeled B2.</p>	 <p>A diagram of a NU-shaped cross-section. The total width of the top flange is labeled B1. The width of the central vertical stem is labeled B3. The total height is labeled D1. The height of the top flange is labeled D2. The height of the middle portion is labeled D4. The height of the bottom portion is labeled D5. The width of the bottom portion is labeled B2. The height of the bottom portion is also labeled D6.</p>

APÉNDICE C. AYUDA PARA EL MÓDULO DE FATIGA EN PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO.

UNIDADES.

Las unidades en que se deben introducir cada dato vienen indicadas dentro de un paréntesis.

Área del acero de refuerzo (mm²):

Para el caso de las dimensiones de la sección transversal de la trabe las unidades serán en milímetros.

AASHTO		Cajón			
B1:	<input style="width: 50px;" type="text" value="500"/>	D1:	<input style="width: 50px;" type="text" value="1350"/>	b:	<input style="width: 50px;" type="text"/>
B2:	<input style="width: 50px;" type="text" value="660"/>	D2:	<input style="width: 50px;" type="text" value="200"/>	bfb:	<input style="width: 50px;" type="text"/>
B3:	<input style="width: 50px;" type="text" value="200"/>	D3:	<input style="width: 50px;" type="text"/>	bw:	<input style="width: 50px;" type="text"/>
B4:	<input style="width: 50px;" type="text" value="150"/>	D4:	<input style="width: 50px;" type="text" value="150"/>	tft:	<input style="width: 50px;" type="text"/>
B5:	<input style="width: 50px;" type="text"/>	D5:	<input style="width: 50px;" type="text" value="230"/>	tfb:	<input style="width: 50px;" type="text"/>
B6:	<input style="width: 50px;" type="text" value="230"/>	D6:	<input style="width: 50px;" type="text" value="200"/>	h:	<input style="width: 50px;" type="text"/>

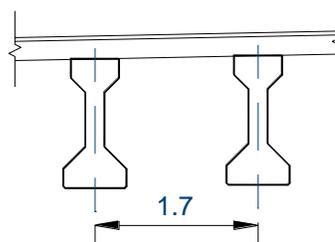
DEFINICIÓN DE TÉRMINOS.

A continuación se definen los términos de los datos que se deben de introducir al programa (únicamente los que no queden claros).

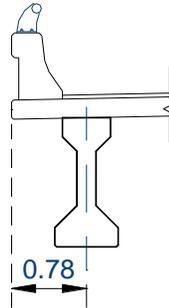
Longitud del claro. Longitud entre cada apoyo de la trabe.

Peralte de losa. Longitud del peralte de la losa.

Separación entre trabes. Longitud entre ejes centroidales de cada trabe contigua.

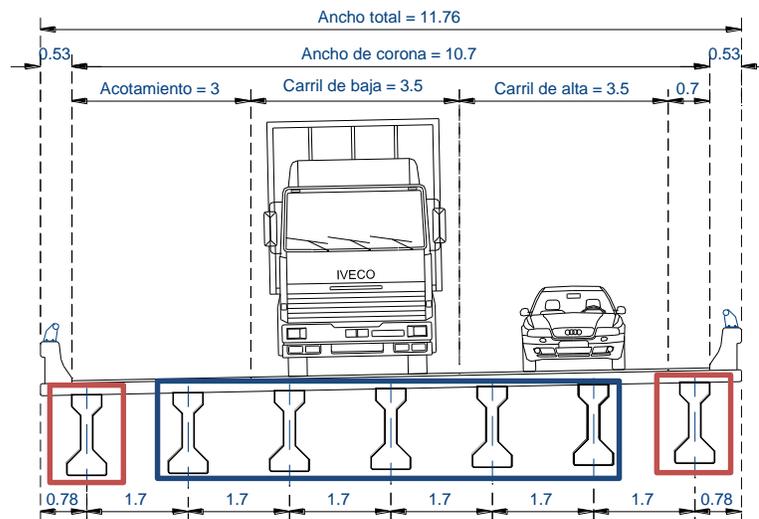


Longitud del volado. Longitud del eje centroidal de la trabe externa al paño de la losa.



Tipo de sección de trabe. Es el tipo de sección transversal de la trabe, el programa cuenta con tres opciones: AASHTO I-IV, AASHTO V-VI y Cajón.

Ubicación de la trabe. Ubicación de la trabe analizada en la sección transversal.



Carga distribuida por peso muerto. Es la carga distribuida del parapeto, carpeta asfáltica, diafragmas, faja separadora central y cualquier peso muerto que no sea el de la trabe y la losa de compresión.

Vida del puente en días. El tiempo transcurrido entre la fabricación de las trabes y el momento en que se realiza la evaluación.

Promedio de la humedad relativa ambiental. Es la humedad promedio del lugar donde se ubica el puente.

Área del acero de refuerzo. Área de las varillas ubicadas en la base de la trabe.

Recubrimiento del acero de refuerzo. Distancia del lecho inferior de la trabe al centroide de las varillas del acero refuerzo.

Numero de traves. Numero de traves en la sección transversal.

Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la sección a la trabe analizada. Se obtiene el centroide de la sección del puente y se mide la distancia horizontal a la trabe analizada.

Momento de inercia del conjunto de traves. Se obtiene a través de la siguiente formula

$$I = \sum d^2$$

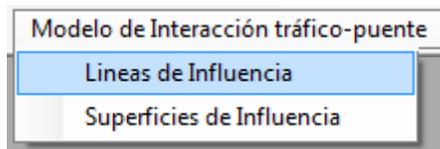
Donde:

d → distancia horizontal de la trabe al centroide de la sección transversal.

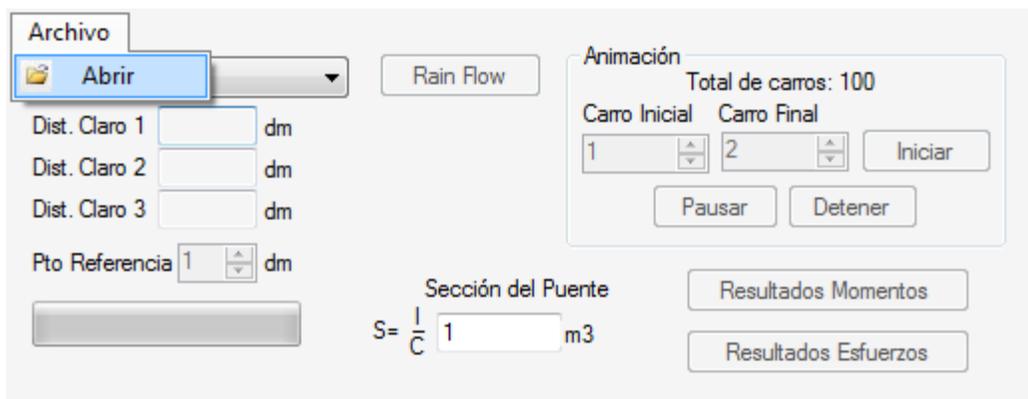
Excentricidad del vehículo 1 respecto al centroide de las traves. Distancia horizontal del punto medio de aplicación de la carga total vehicular al centroide de la sección transversal.

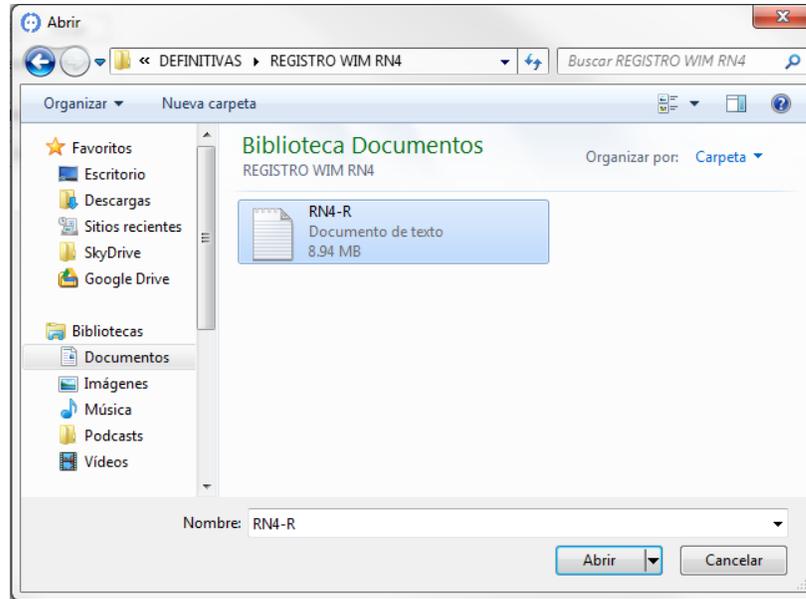
PASOS PARA EVALUAR A FATIGA UN PUENTE DE CONCRETO PRESFORZADO.

PASO 1. Activar el módulo de líneas de influencia siguiendo la ruta: Modelo de Interacción tráfico – puente → Líneas de Influencia.

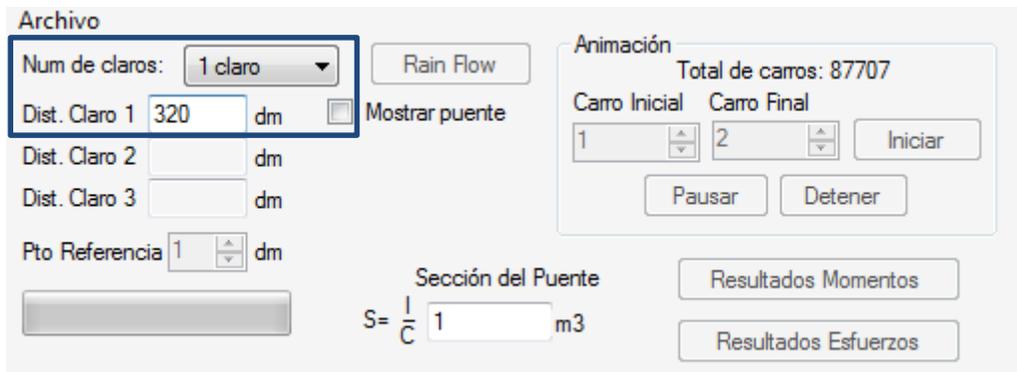


PASO 2. Abrir el archivo de registro WIM.

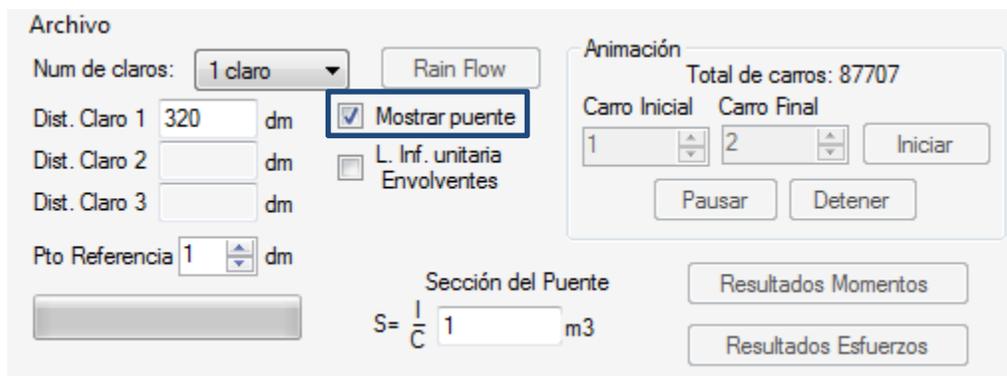




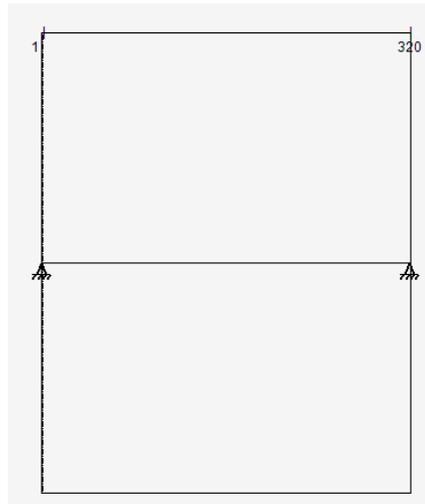
PASO 3. Definir el número y longitud de cada uno de los claros del puente a evaluar.



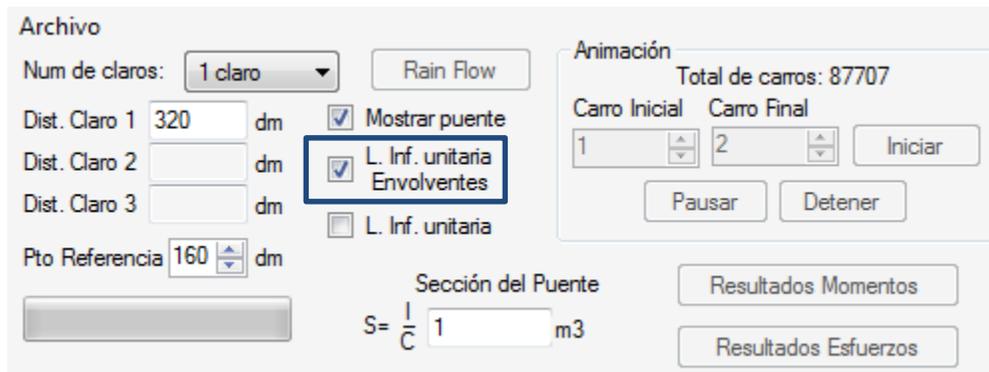
PASO 4. Seleccionar la casilla “Mostrar puente”.



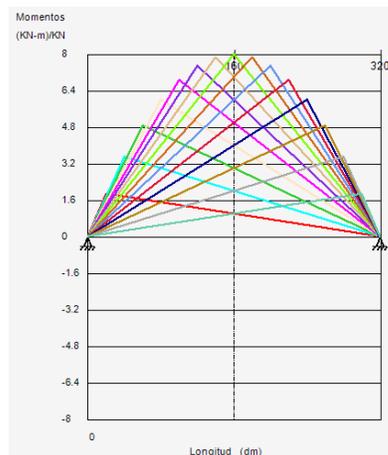
Muestra el esquema del puente.



PASO 5. Seleccionar la casilla “L. Inf. unitaria Envolventes”. Al finalizar seleccionar la casilla “L.Inf. unitaria”, se activa el botón “Resultados Momentos”.



Muestra los diagramas de momento para el primer eje en diferentes ubicaciones sobre el claro.



Archivo

Num de claros: 1 claro

Dist. Claro 1: 320 dm

Dist. Claro 2: dm

Dist. Claro 3: dm

Pto Referencia: 160 dm

Animación

Total de carros: 87707

Carro Inicial: 1

Carro Final: 2

Sección del Puente

$S = \frac{1}{C} 1 \text{ m}^3$

Mostrar puente

L. Inf. unitaria

L. Inf. unitaria

Resultados Momentos

Resultados Esfuerzos

PASO 6. Presionar el botón “Resultado de Momentos”. Obtiene los momentos máximos en el claro.

Archivo

Num de claros: 1 claro

Dist. Claro 1: 320 dm

Dist. Claro 2: dm

Dist. Claro 3: dm

Pto Referencia: 160 dm

Animación

Total de carros: 87707

Carro Inicial: 1

Carro Final: 2

Sección del Puente

$S = \frac{1}{C} 1 \text{ m}^3$

Mostrar puente

L. Inf. unitaria

L. Inf. unitaria

Resultados Momentos

Resultados Esfuerzos

PASO 7. Introducir el valor de 1 en el módulo de sección del puente “S”.

Archivo

Num de claros: 1 claro

Dist. Claro 1: 320 dm

Dist. Claro 2: dm

Dist. Claro 3: dm

Pto Referencia: 160 dm

Animación

Total de carros: 87707

Carro Inicial: 1

Carro Final: 2

Sección del Puente

$S = \frac{1}{C} 1 \text{ m}^3$

Mostrar puente

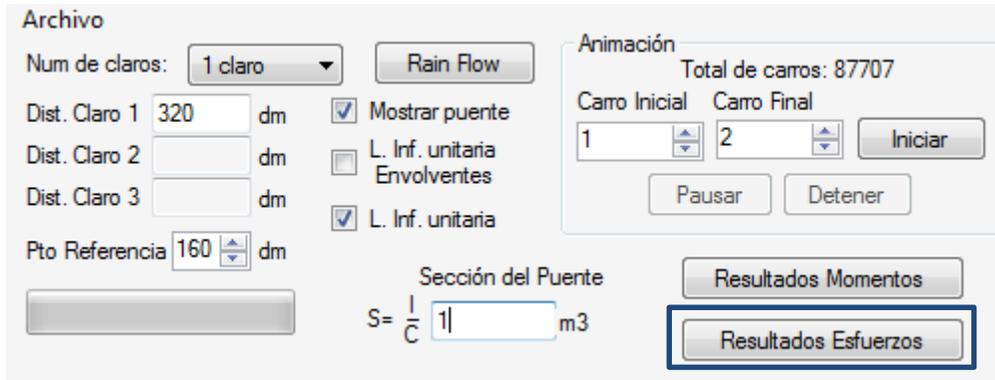
L. Inf. unitaria

L. Inf. unitaria

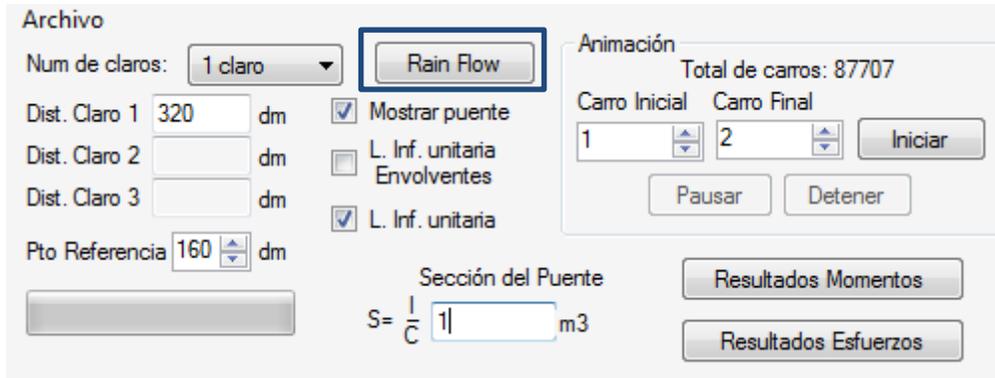
Resultados Momentos

Resultados Esfuerzos

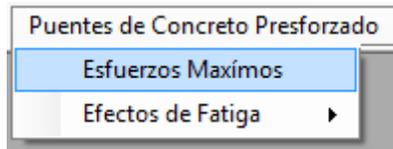
PASO 8. Presionar el botón “Resultado Esfuerzos”. Obtiene los esfuerzos máximos en el claro.



PASO 9. Presionar el botón “Rain Flow”. Escribe el archivo “Maximos.txt” con los momentos máximos que se presentan en el claro.



PASO 10. Activar módulo para calcular los esfuerzos en el cable de presfuerzo, siguiendo la ruta: Puentes de Concreto Presforzado → Esfuerzos Máximos.



PASO 11. Ingresar los datos indicados en cada casilla. Cuando se selecciona el tipo de sección de la trabe el programa muestra la figura esquemática con las dimensiones que se deben de ingresar y desactiva las opciones innecesarias. El programa es esta versión incluye tres tipos de secciones: AASHTO I-IV, AASHTO V-VI y Cajón.

Abrir

Propiedades geométricas

Longitud del claro (mm): 32400

Peralte de losa (mm): 180

Separación entre traveses (mm): 3500

Longitud del volado (mm): 0

Tipo de sección de trabe: AASHTO I-IV

Ubicación de la trabe: Interna

Acero de refuerzo y presfuerzo

Área del acero de refuerzo (mm²): 0

Área de un torón (mm²): 603.2

Numero de torones: 9

Área del acero de presfuerzo (mm²): 5428.8

Recubrimiento del acero de refuerzo (mm): 0

Distancia del centroide del presfuerzo a la base de la trabe (mm): 85

Esfuerzo de tensado inicial (MPa): 1304

Tabla de resultados

Sr	12.93
Sr	18.95
Sr	19.78
Sr	11.82
Sr	13.35
Sr	8.15
Sr	13.95
Sr	21.17
lc	18.98

Se presenta agrietamiento en la sección de la trabe: Si se presenta

Esfuerzo medio Sm: 848.522641816

Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia a la compresión del concreto en trabe (MPa): 36

Resistencia a la compresión del concreto en losa (MPa): 36

Límite de fluencia del acero de refuerzo (MPa): 0

Límite de ruptura del acero de presfuerzo (MPa): 1650

Módulo de elasticidad del concreto en trabe (MPa): 42000

Módulo de elasticidad del concreto en losa (MPa): 42000

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (MPa): 0

Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa): 210000

Cargas muertas

Peso volumétrico del concreto (N/mm³): 0.0000235363

Carga distribuida por peso muerto (N/mm): 11.12

Pérdidas de presfuerzo

Vida del puente (días): 16425

Promedio de la humedad relativa ambiental (%): 80

Factor Kre: 20000

Factor J: 0.15

Perímetro de la sección (mm): 7549

Sección transversal de la trabe

Factor de concentración de carga

Opción elegida: b

a) Factor de concentración de carga (AASHTO)

Número de carriles cargados: 1 Carril

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 (cm⁴):

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: 1

b) De inspección directa

Factor de concentración de carga: 1

AASHTO

B1:	1500	D1:	2074
B2:	650	D2:	194
B3:	180	D3:	
B4:	160	D4:	280
B5:		D5:	300
B6:	235	D6:	200

Cajón

b:

bfb:

bwr:

tft:

ttf:

h:

Guardar archivos de salida en: C:\Users\Luis\Desktop

PASO 12. Abrir el archivo que contiene los momentos máximos. Primero se debe elegir la ubicación donde se guardara el archivo de resultados. Posteriormente se despliega la ventana para buscar el archivo de momentos.

Abrir

Archivo de momentos

Longitud del claro (mm): 32400

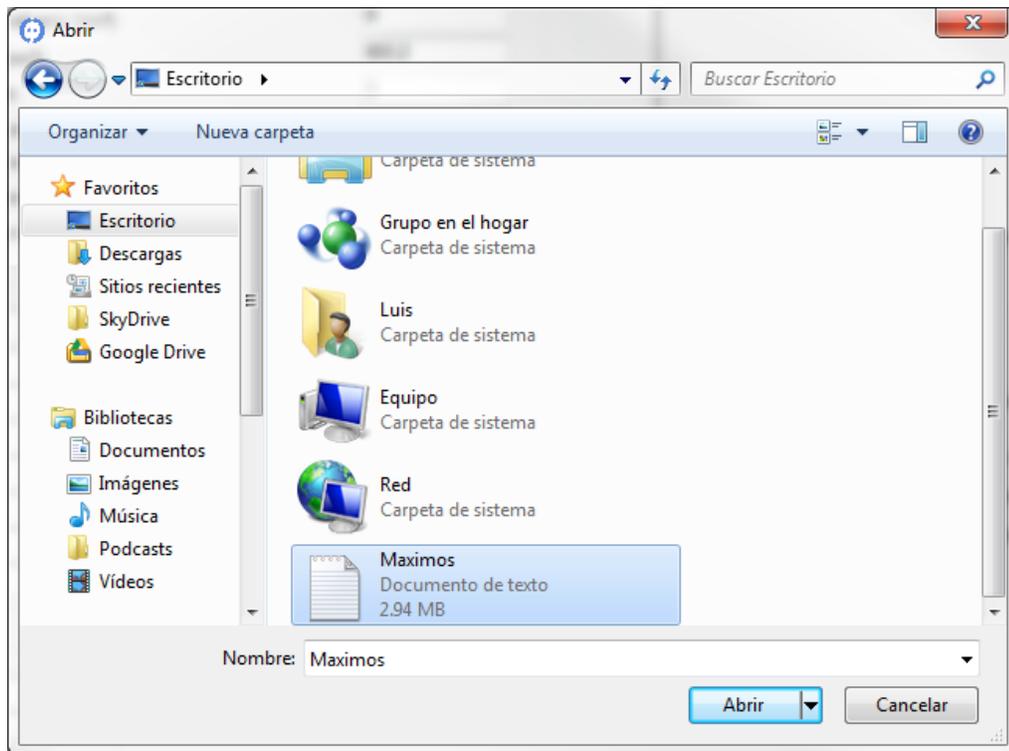
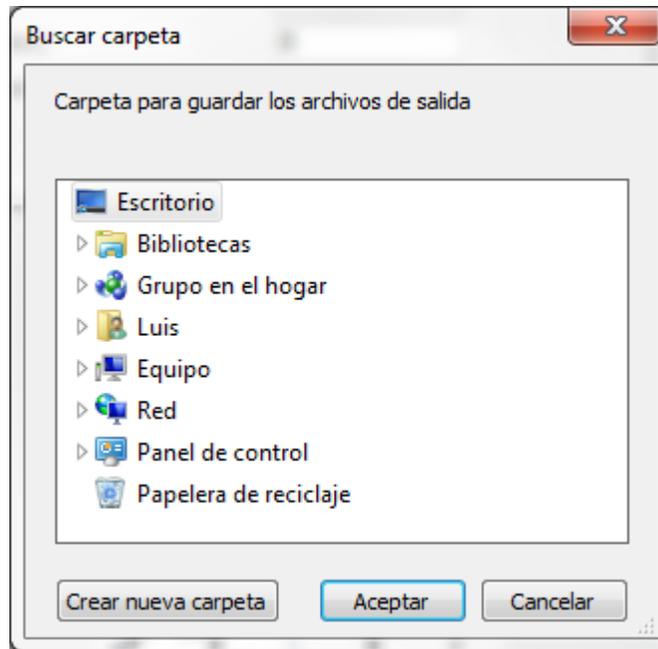
Peralte de losa (mm): 180

Separación entre traveses (mm): 3500

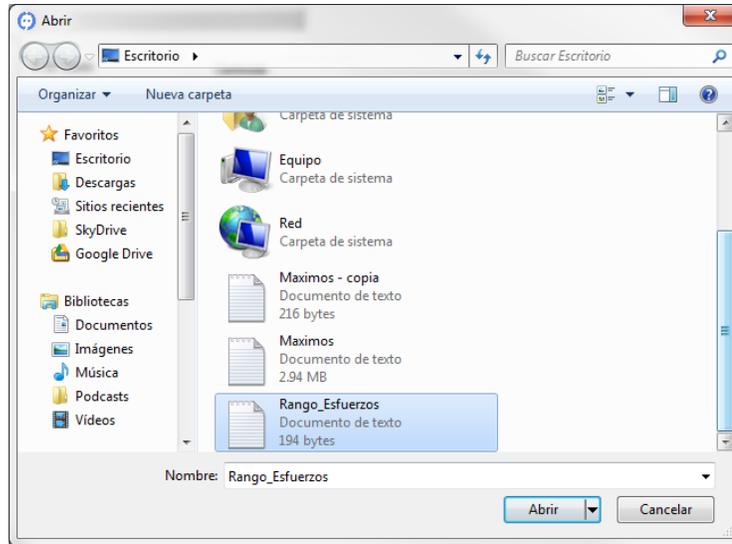
Longitud del volado (mm): 0

Tipo de sección de trabe: AASHTO I-IV

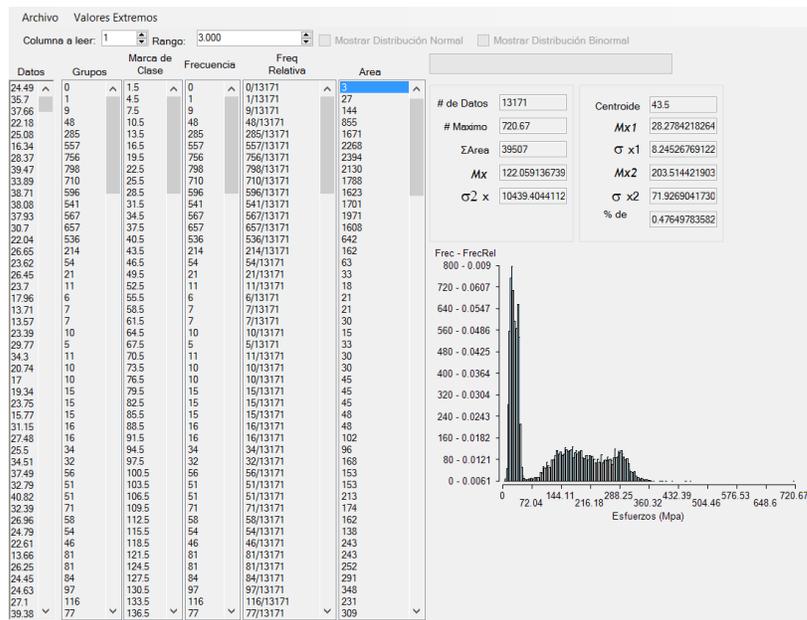
Ubicación de la trabe: Externa



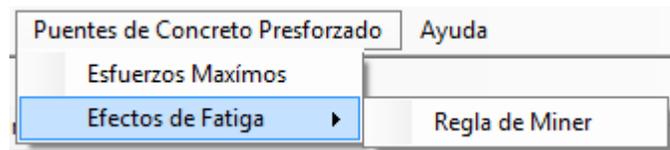
PASO 13. En la sección “Tabla de resultados” se muestra la totalidad de rangos de esfuerzo “ S_r ” que se presentan en la trabe en el punto analizado, de la misma manera indica si se presenta o no agrietamiento en la sección, así como el esfuerzo medio “ S_m ”. Escribe el archivo “Rango_Esfuerzos.txt.” con los resultados.



PASO 17. El programa carga y procesa los datos, al mismo tiempo escribe el archivo “Histograma.txt” donde contiene el rango de esfuerzos con su respectivo número de ciclos que se presentan en la estructura.



PASO 18. Activar el módulo “Regla de Miner” siguiendo la ruta: Puentes de Concreto Presforzado → Efectos de Fatiga → Regla de Miner.



PASO 19. Ingresar la vida en días del puente en la casilla e ingresar la fracción del año que representa el archivo de registro WIM y la curva S-N que se utilizara para evaluar la estructura.

Vida a fatiga	
Vida actual (Años):	0.00
Fracción de año del archivo:	50
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):	0.006405948046730
Vida remanente a fatiga (Años):	3.12

PASO 20 (Opcional). En caso de contar con datos para obtener el esfuerzo medio de las pruebas realizadas para obtener la curva S-N usada, se aplica lo siguiente: contestar Si a la pregunta realizada, se activaran las casillas en el recuadro negro en donde se ingresaran los datos solicitados, el esfuerzo medio de los esfuerzos aplicados se obtiene del sub-módulo 3A.

Vida a fatiga	
Vida actual (Años):	0.00
Fracción de año del archivo:	50
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):	0.006405948046730
Vida remanente a fatiga (Años):	3.12

PASO 21 (Opcional). En caso de contar con los datos necesarios para evaluar los factores que afectan la fatiga estos serán ingresados en el siguiente recuadro, en caso contrario basta con introducir 1 en todos los valores.

Factores para la resistencia a fatiga

Factor de superficie (Ka):

Factor de tamaño (Kb):

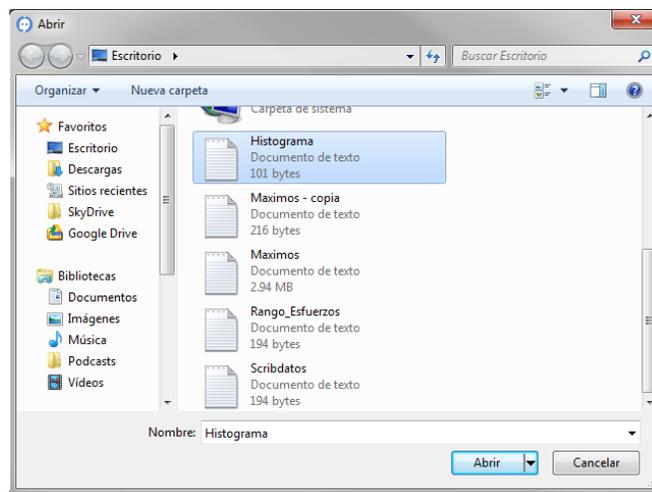
Factor de confiabilidad (Kc):

Factor de temperatura (Kd):

Factor de efectos varios (Ke):

Factor de carga (Kcar):

PASO 22. Abrir el archivo que contiene el histograma de rango de esfuerzos. El programa muestra el número de Miner y la vida remanente a fatiga.



Vida a fatiga

Vida actual (Años):

Fracción de año del archivo:

Curva S-N:

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

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):

Vida remanente a fatiga (Años):

APÉNDICE D. VARIACIÓN DE LAS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO EN EL TIEMPO

Se analizó la variación de las pérdidas de presfuerzo teóricas en el tiempo para el puente “Procter and Gamble”, obteniendo los resultados mostrados en la *Tabla D-1*.

Tabla D-1. Porcentaje de pérdidas de presfuerzo para el puente “Procter and Gamble”.

<i>Días</i>	<i>Pérdidas de presfuerzo respecto al presfuerzo inicial</i>	<i>Pérdidas de presfuerzo respecto a las pérdidas totales</i>
0	8.15%	45.23%
31	12.60%	69.99%
183	15.19%	84.36%
365	16.01%	88.87%
1825	17.28%	95.93%
3650	17.60%	97.70%
10950	17.92%	99.48%
18250	18.01%	100.00%

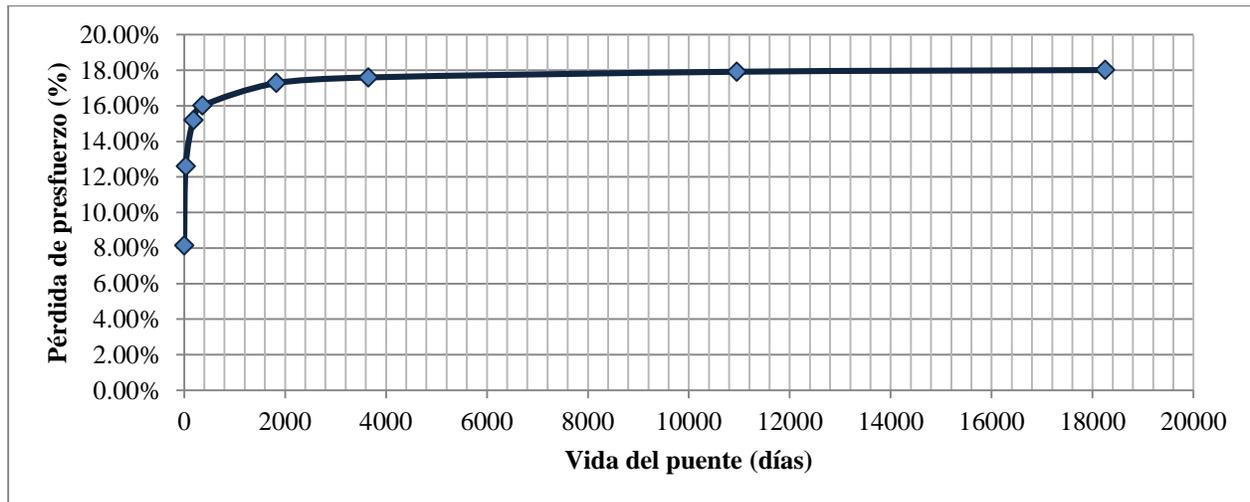


Figura D-1. Variación de las pérdidas de presfuerzo en el tiempo, Puente “Procter and Gamble”.

A continuación se muestran las gráficas de los rangos de esfuerzo presentados por la aplicación de las cargas vivas para dos edades del puente, 6 años (se considera el puente prácticamente nuevo) y para 36 años en el puente Procter and Gamble para un factor de concentración de 1.

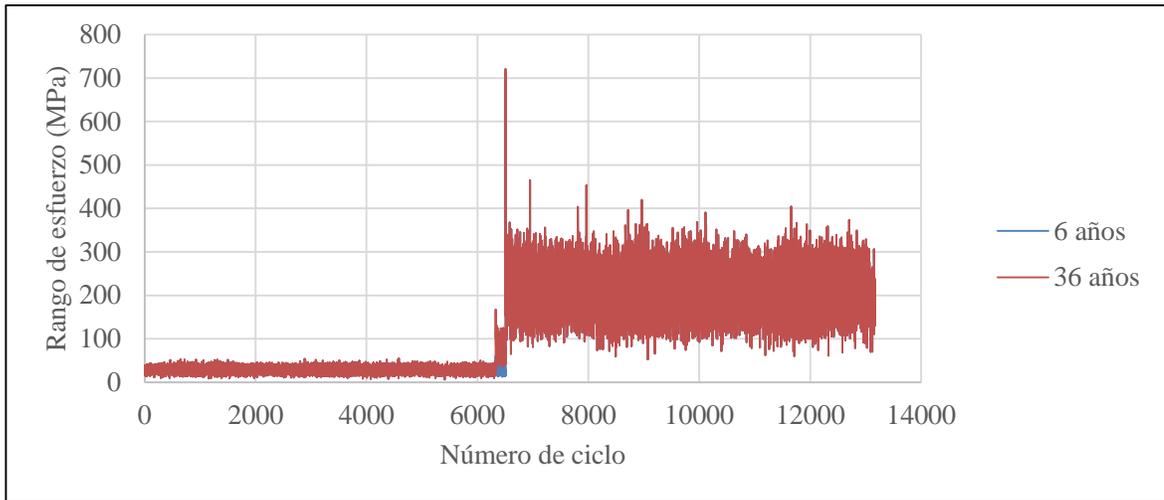


Figura D-2. Historia total de rango de esfuerzos.

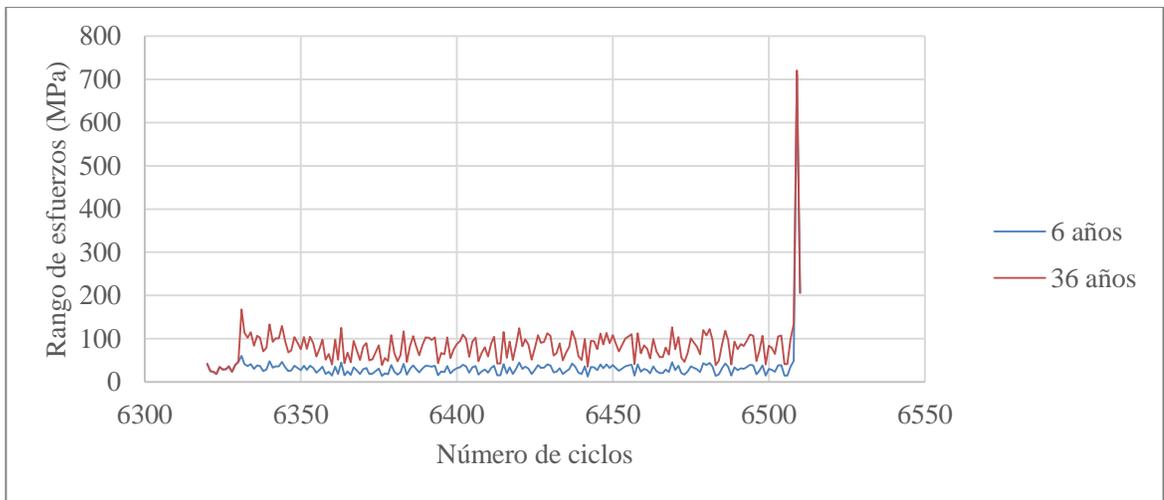


Figura D-3. Historia de esfuerzos en el momento en que se presenta el agrietamiento.

APÉNDICE E. MOMENTO ÚLTIMO RESISTENTE DE LA TRABE DEL PUENTE MERLEBACH

Con el propósito de tener una mayor sensibilidad acerca de los resultados obtenidos por el programa se obtuvo el momento último resistente y el momento de agrietamiento de la trabe del Puente Merlebach, a continuación se describe el procedimiento. El cálculo se presenta en unidades inglesas, por practicidad, al final se muestra el momento resistente y de agrietamiento en KN-m para realizar la comparativa.

De la sección transversal mostrada en la Figura 5-6 y las características dadas en la sección 5.2.1 obtenemos las siguientes propiedades:

Área de la sección (A_c) = 1,355.17 in²

Momento de inercia (I_c) = 1, 126,706 in⁴

Radio de giro al cuadrado (r^2) = 831.41 in²

Área del acero de presfuerzo (A_p) = 8.42 in²

Excentricidad del centroide del acero de presfuerzo (e) = 45.94 in

Módulo de sección de la fibra inferior (S_1) = 37,582.32 in³

Módulo de sección de la fibra superior (S_2) = 21,804.17 in³

Fuerza de pretensado efectiva (P_e) = 1,2010.53 klb

Módulo de elasticidad del concreto (E_c) = 4, 286,826 lb/in²

Relación de módulos de elasticidad (n_p) = 6.65

Momento al centro del claro por peso propio (M_o) = 2,195.63 klb-ft

Momento al centro del claro por carga muerta (M_d) = 855.46 klb-ft

Esfuerzo agrietamiento (f'_r) = 42.43 lb/in²

Calculando el momento de agrietamiento definido por la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = f'_r S_2 + P_e \left(\frac{r^2}{c_2} + e \right) \quad (\text{E-1})$$

Sustituyendo y resolviendo tenemos el siguiente resultado:

Momento de agrietamiento (M_{cr}) = 6,334.98 klb-ft = 8,587.75 KN-m

Para el cálculo del momento último resistente se obtiene a través del siguiente método.

Obteniéndose sucesivamente las deformaciones en 3 etapas.

Se obtiene la deformación en el acero de presfuerzo por la fuerza pretensora efectiva, denominada deformación 1, definido por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_1 = \frac{P_e}{A_p E_p} \quad (\text{E-2})$$

Sustituyendo y resolviendo tenemos el siguiente resultado:

Deformación 1 (ε_1) = 0.00505

Se obtiene la deformación en la etapa de descompresión, etapa en la cual el esfuerzo en el concreto al nivel del centroide del acero de presfuerzo es igual a 0, denominada deformación 2, definido por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_1 = \frac{P_e}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) \quad (\text{E-3})$$

Sustituyendo y resolviendo tenemos el siguiente resultado:

Deformación 2 (ε_2) = 0.00074

Se propone un esfuerzo de fluencia (f_{ps}) de 263.77 kips para el acero de presfuerzo y se calcula la profundidad del bloque de compresión, definido por las siguientes ecuaciones:

Para sección rectangular

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 b f'_c} \quad (\text{E-4})$$

Para sección T

$$a = \frac{A_{pw} f_{ps}}{0.85 b_w f'_c} \quad (\text{E-5})$$

donde:

A_{pw} → área de acero de presfuerzo equivalente del alma, definido por la siguiente ecuación:

$$A_{pw} = A_p - A_{pf} \quad (\text{E-6})$$

donde:

A_{pf} → área de acero de presfuerzo equivalente del patín, definido por la siguiente ecuación:

$$A_{pf} = 0.85 \frac{f'_c}{f_{ps}} (b - b_w) h_f \quad (\text{E-7})$$

donde:

b → ancho del patín,

h_f → peralte del patín.

Sustituyendo y resolviendo tenemos el siguiente resultado:

Profundidad del bloque de esfuerzos a compresión en el concreto (a) = 17.69 in el cual es mayor al peralte del patín, por lo que la sección tendrá un comportamiento de sección T.

Se calcula la deformación 3, definida por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_{cu}(d_p - c)}{c} \quad (\text{E-8})$$

donde:

ε_{cu} → deformación última del concreto = 0.003,

d_p → peralte efectivo de la sección = 78.31 in,

c → Profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión, definida por la siguiente ecuación:

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (\text{E-9})$$

donde:

B_1 → factor definido por la siguiente ecuación:

$$0.65 \leq \beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4000}{1000} \right) \leq 0.85 \quad (\text{E-10})$$

Sustituyendo y resolviendo se obtiene el siguiente resultado:

Deformación 3 (ε_3) = 0.00763

La deformación total en el acero de presfuerzo queda definido por la suma de las 3 deformaciones, resultando (ε) = 0.01341

Se compara la deformación obtenida con la calculada para el esfuerzo de fluencia propuesto, definido por la siguiente ecuación:

Para $f_{ps} > 245.1$ kips

$$\varepsilon_{ps} = \frac{0.04}{270 - f_{ps}} + 0.007 \quad (\text{E-11})$$

Sustituyendo y resolviendo se obtiene el siguiente resultado:

Deformación calculada (ε_{ps}) = 0.01342, la cual es prácticamente igual a ε , por lo que se asume que el límite de fluencia propuesto es el correcto, finalmente se calcula el momento último resistente, definido para una sección T por la siguiente ecuación:

$$M_r = 0.9 \left(A_{pf} f_{ps} (d_p - h_f) + (A_p - A_{pf}) f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) \quad (\text{E-12})$$

Sustituyendo y resolviendo se obtiene el siguiente resultado:

Momento último resistente (M_r) = 12,199.41 klb-ft = 16,540.18 KN-m

Del software DEEFEP obtenemos el momento último aplicado (M_u) = 13,102.50 KN-m

APÉNDICE F. CD CON EL PROGRAMA DEEFEP

Contiene:

- ~ Instalador
- ~ Código fuente
- ~ Ayuda del módulo para puentes de concreto presforzado en PDF
- ~ Video tutorial del módulo para puentes de concreto presforzado
- ~ Tesis digital en PDF