

ISSN 0188-7297



Certificado en ISO 9001:2000‡

SECRETARÍA DE  
COMUNICACIONES  
Y TRANSPORTES



“IMT, 20 años generando conocimientos y tecnologías para el desarrollo del transporte en México”

---

# **METODOLOGÍAS DE INSPECCIÓN NO DESTRUCTIVA APLICABLES A SISTEMAS DE GESTIÓN DE PUENTES**

Francisco Javier Carrión Viramontes  
Juan Antonio Quintana Rodríguez  
José Alfredo López López  
Alexander Balankin  
Didier Samayoa Ochoa

**Publicación Técnica No 302  
Sanfandila, Qro 2006**

---

**SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Metodologías de inspección no  
destructiva aplicables a sistemas de  
gestión de puentes**

**Publicación Técnica No 302  
Sanfandila, Qro 2006**

---

## **Créditos y agradecimientos**

---

En la elaboración de este trabajo participaron el Dr Francisco Javier Carrión Viramontes, como responsable del proyecto; el M en C Juan Antonio Quintana Rodríguez, y el Dr José Alfredo López López; todos investigadores del área de Pruebas no Destructivas de la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte. Por parte de la ESIME-IPN, se contó con la participación del Dr Alexander Balankin y del Dr Didier Samayoa Ochoa.

Los autores reconocen la participación, y agradecen el apoyo y comentarios del Dr Miguel Martínez Madrid, Coordinador de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del IMT.



# Índice

---

	Página
<b>Resumen</b>	VII
<b>Abstract</b>	IX
<b>Resumen ejecutivo</b>	XI
<b>1. Introducción</b>	1
<b>2. Monitoreo estructural por niveles</b>	5
2.1 Cambios estructurales como vectores de respuesta	5
2.2 El problema de identificación del daño	6
2.3 Programación dinámica para identificación de fuerzas	7
2.4 Identificación de fuerzas mediante la transformada Wavelet	8
2.5 Ejemplo de monitoreo estructural por multiniveles	9
2.6 Estructura bidimensional completamente instrumentada	9
2.7 Placa parcialmente instrumentada	11
<b>3. Modelo probabilística para la evaluación estructural</b>	15
3.1 Concepto básico del SIAP-IMT	18
3.2 Procedimientos de inspección	18
3.3 Análisis y evaluación estructural	19
3.4 Estimaciones de capacidad de carga y vida útil	20
3.5 Asignación de prioridades y presupuesto	20
3.6 Estructura modular del sistema	21
3.7 La estrategia de inspección no destructiva	21
<b>4. Aplicación al caso de un puente atirantado</b>	25
4.1 Análisis de árbol de falla para el anclaje	28
4.2 Análisis de confiabilidad	29
4.3 Modelos de EF para el puente y el anclaje	33
4.4 Análisis de cargas vivas	35
<b>5. Conclusiones</b>	37
<b>Bibliografía</b>	39



## Resumen

---

Este trabajo describe el desarrollo de un modelo teórico-experimental para el monitoreo de estructuras civiles, basado en el análisis de la propagación de ondas y aplicando el método adaptado de la teoría de perturbaciones de rango mínimo. En este caso particular, el objetivo es contar con una técnica por multiniveles para el análisis global y local de una estructura, partiendo de los datos de una única prueba experimental.

La extensión de estos modelos al análisis de confiabilidad estructural, propone un modelo probabilístico que parte de los datos estadísticos de los parámetros operacionales y de resistencia estructural, para posteriormente aplicar la simulación Monte Carlo a las curvas de confiabilidad presente y futura.

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 probabilísticos y determinísticos 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.





# Abstract

---

In this work, a theoretical-experimental model for structural health monitoring of civil infrastructure, based on the wave propagation analysis and the modified minimum rank perturbation theory, is described. In this case, the goal is a multilevel technique for global and local structural analysis, from a single experimental test.

Extension of these models to structural reliability, generalizes a probabilistic model that uses statistical data from the operational and structural resistance parameters, to apply the Monte Carlo simulation to generate the present and future reliability curves.

Considering the bridges' conservation needs, a Bridge Administration System is proposed to, not only contain the relevant bridge inventory information, but also to include structural capacity and residual life modules based on probabilistic and deterministic models according to the bridge type. At the same time, it includes an economic model to estimate the rehabilitation costs and a module to assign priorities for rehabilitation programs.



# Resumen ejecutivo

---

El monitoreo de estructuras civiles es cada vez más importante para garantizar su desempeño, seguridad y factibilidad económica. Los diseños novedosos y nuevos materiales han creado nuevos retos y cada vez se requieren metodologías más sofisticadas para satisfacer las necesidades de la demanda y las condiciones de operación.

Los desarrollos en tecnología de sensores han creado la posibilidad del uso de cientos o miles de sensores que requieren esquemas igualmente complejos y sofisticados para el manejo de datos y análisis. Para la identificación de daño tradicionalmente los métodos se basan en el análisis modal, pero dado a sus limitaciones, en este trabajo se desarrolla una aproximación basada en el análisis de la propagación de ondas con el método de la teoría de perturbaciones de rango mínimo adaptada.

Los resultados muestran que estas técnicas se pueden utilizar tanto para un análisis global, como detallado y local. Los datos de una única prueba se pueden manejarse de manera que sólo se utilicen aquellos que se requieren según el nivel de análisis, por lo que resulta más eficiente que el resto de los métodos de análisis estructural global.

Para el análisis de la confiabilidad estructural se propone un modelo probabilístico, para el cual se describe el concepto general y su dependencia de los datos estadísticos, tanto de los parámetros de carga como los de resistencia. El modelo describe diferentes alternativas y muestra como se puede aplicar mediante simulación Monte Carlo y el uso de modelos de elementos finitos. Como ejemplo de aplicación, se analiza la confiabilidad estructural de los elementos de anclaje superior de un puente atirantado.

Considerando las necesidades de conservación del inventario de puentes de la Red Federal de Carreteras, todo lo anterior se enmarca para proponer el esquema de un sistema de administración de puentes, que no sólo contendría toda la información relevante de los puentes, sino que incorporaría módulos de estimación de capacidad de carga y vida útil, basados en modelos probabilísticos para la mayoría de los puentes; y modelos determinísticos para puentes especiales. Igualmente, el sistema incorpora módulos económico en la estimación de costos de rehabilitación, y un modelo de asignación de prioridades de conservación. El concepto general se basa en información objetiva, actualizada y completa del estado de las estructuras, con objeto de generar los programas de conservación. Para la evaluación de la condición estructural se proponen diferentes niveles de evaluación y calificación de puentes.



# 1 Introducción

---

Las estructuras civiles modernas son cada vez más complejas en tamaño y diseño, nuevos conceptos y materiales se utilizan cada vez más, y las condiciones ambientales y operacionales resultan más demandantes. Más aún, las estructuras son ahora componentes importantes de sistemas integrados (por ejemplo, los puentes en sistemas integrados de transporte), donde la evaluación continua de la condición estructural es necesaria y en algunos casos se requiere en tiempo real <sup>[1]</sup>. Al mismo tiempo, la tecnología en sensores e instrumentación se ha desarrollado de manera que cada vez surgen nuevas alternativas y posibilidades para la medición, evaluación y control de sistemas de ingeniería; el uso de múltiples sensores de diferentes tipos se han vuelto posible y se presentan escenarios en el que se utilicen miles de sensores embebidos en estructuras inteligentes <sup>[2,3]</sup>. En estas condiciones, el monitoreo de la sanidad estructural de estructuras nuevas, y el desarrollo de originales tecnologías en sensores, ofrecen nuevos retos para el desarrollo de teorías innovadoras y esquemas experimentales <sup>[4]</sup>.

La evaluación estructural para determinar daño, deterioro y/o condiciones anormales de operación en estructuras civiles complejas, es esencial para determinar la confiabilidad operacional y vida residual de las mismas <sup>[1]</sup>. Tradicionalmente, la mayoría de los programas de detección de daño se basan en inspecciones visuales, que son costosas y limitadas por el acceso a todas las partes de la estructura. Adicionalmente, el daño interno no es detectable con una inspección visual, y no es posible obtener una estimación cuantitativa del daño o de la capacidad estructural remanente. Sistemas recientes para el monitoreo de la sanidad de sistemas incluyen diferentes pruebas no destructivas, pero en todos los casos la evaluación es localizada, y no permiten evaluaciones globales de las estructuras <sup>[5]</sup>.

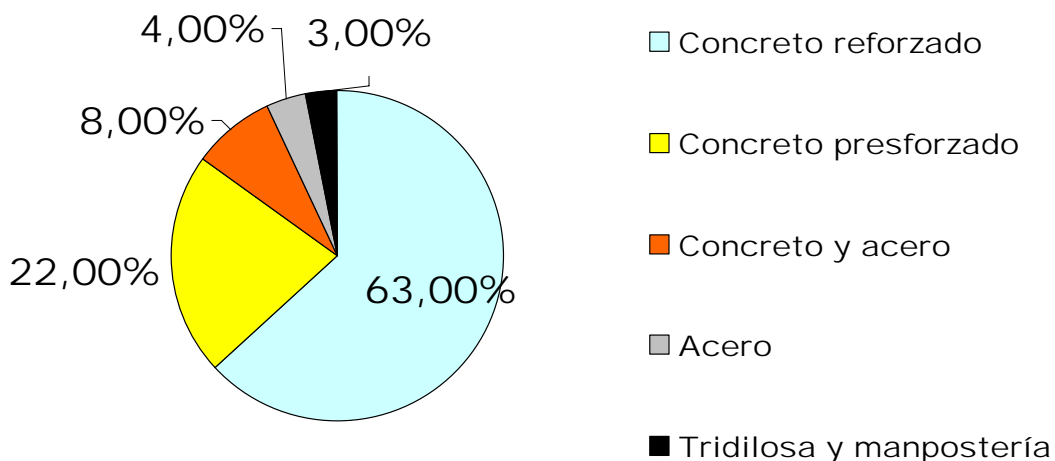
Hasta ahora, se ha reconocido que el análisis de vibraciones y el análisis modal son las únicas técnicas que tienen el potencial para la evaluación global de estructuras <sup>[1,6]</sup>. En estos casos, el monitoreo de la sanidad se realiza analizando los cambios del comportamiento característico de vibración a través de la frecuencia natural; razón de amortiguamiento; y formas modales. En general, un modelo no dañado (típicamente de elemento finito) se utiliza como referencia, y la identificación del daño se realiza comparando las respuestas del modelo con los resultados experimentales en la estructura real. Muchos algoritmos se han desarrollado para realizar dicha comparación, pero en general, se clasifican considerando cuatro diferentes aproximaciones: optimización de matrices; métodos de sensibilidad; técnicas de asignación de valores característicos; y métodos de perturbación de mínimo rango <sup>[7]</sup>.

Ante las limitaciones de los algoritmos basados en el análisis modal <sup>[8,9]</sup>, el método inverso para identificación de fuerzas, denominado Método Inverso por Sub-Dominios (MISD), se adaptó para la identificación de daño en estructuras. El MISD

se basa en el análisis de propagación de ondas en las estructuras <sup>[10,11,12]</sup>, por lo que requiere menos pruebas experimentales y es capaz de resolver múltiples incógnitas con un factor de escalamiento razonable.

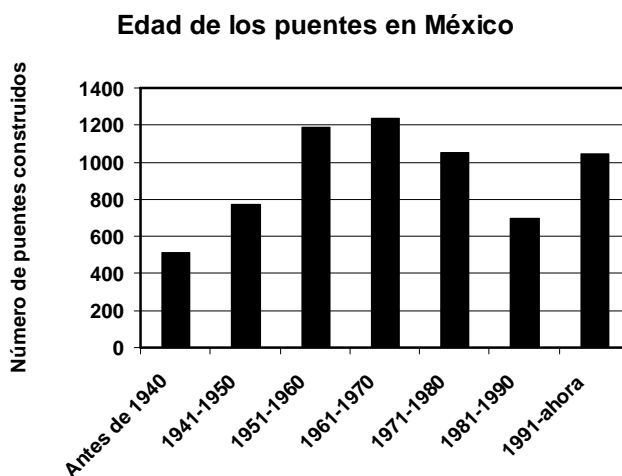
Se ha encontrado que el análisis subestructural es posible sin pérdida de generalidad, y que se puede ajustar al tamaño, de forma que el análisis se realice a niveles macro y micro de la estructura. La distribución apropiada de sensores define límites de subregiones y faculta la identificación del daño en dichas subregiones. De un mismo conjunto de datos, se suelen aplicar diferentes estrategias de reducción para utilizar sólo la información relevante para monitoreo y, cuando es necesario, recurrir a la información completa para enfocar el análisis en la subregión de interés.

En México, el primer sistema de administración de puentes fue diseñado básicamente para manejar la información de todo el inventario de la Red Federal de Carreteras. Al inicio, se emplearon inspecciones visuales para evaluar diferentes partes de los puentes, y determinar un índice de la calificación de la condición estructural calculada del promedio de calificaciones individuales ponderadas de acuerdo con la importancia <sup>[13]</sup>. Inicialmente, el resultado general del sistema de administración fue la visión global y calificación de todo el inventario de puentes <sup>[14]</sup> con su tipo (fig 1.1), tamaño, condición, localización, etc. A la fecha, la información sobre la edad de los puentes y de su condición estructural se muestra en las figs 1.2 y 1.3.

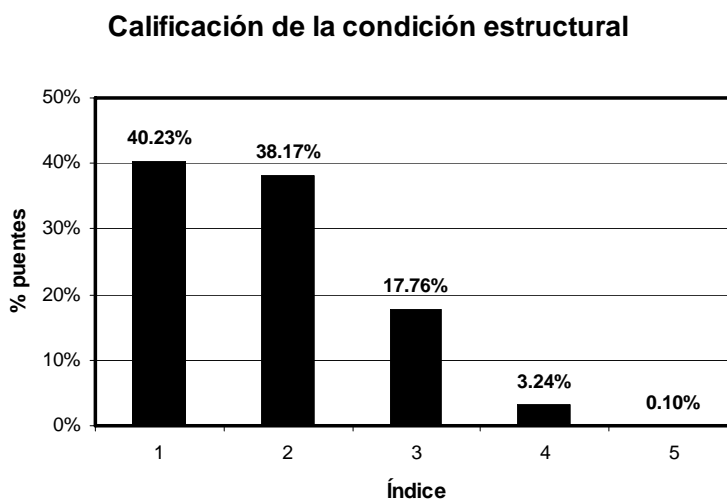


**Figura 1.1**

**Distribución por tipo de puente, para la Red Federal de Carreteras de México**



**Figura 1.2**  
**Edad de los puentes en México**



**Figura 1.3**  
**Índice de la condición estructural de los puentes en México (el índice menor indica condición excelente; y el superior, la condición crítica)**

Más tarde, a pesar del gran valor del sistema de administración de puentes inicial, se concluyó que la información no era suficiente por ser necesaria una evaluación más precisa acerca de la condición estructural, y con ello estimar costos de mantenimiento en un corto plazo. Al mismo tiempo, dado que en casi todos los casos los recursos económicos no son suficientes, se hace necesario elaborar



programas de mantenimiento asignando diferentes prioridades, basados en una evaluación de la capacidad de carga de los puentes y de su vida residual.

A mediados de la década de los 90's, el Instituto Mexicano del Transporte, desarrolló un sistema de administración de puentes (SIAP) que incluía la evaluación estructural a partir de pruebas dinámicas, y una base de datos más completa que comprendía los datos de diseño, especificaciones, planos, historiales de inspección y mantenimiento, y archivos fotográficos.

Los sistemas de posicionamiento global (GPS) con sistemas de información geográfica (GIS) hacen actualmente posible su incorporación y aplicación al SIAP<sup>[15]</sup>, no sólo para almacenar datos, sino para el análisis y correlación con datos ambientales y geográficos. A finales de la década de los 90's, la aplicación del SIAP se presentó en CAPUFE, que cuenta con más de 2500 puentes, siendo algunos de los más grandes e importantes de México.

A pesar de los avances logrados en materia de información y la tecnología computacional, a la fecha se reconoce que la utilidad de los sistemas de administración de puentes radica fundamentalmente en el manejo de información actualizada, confiable y completa. Contar con un método de evaluación y un programa eficiente de inspección, son la clave para lograr que la información necesaria para definir los programas de mantenimiento de los puentes basados en un análisis estructural, capacidad de carga y predicción de vida. Apoyados en lo anterior, desde 2004, el IMT inició el desarrollo del concepto del SIAP-IMT, que es una versión actualizada de la versión del SIAP utilizado por CAPUFE y que incorpora diferentes niveles de inspección, análisis y evaluación. Este nuevo concepto se ha conceptualizado, bajo el modelo de un sistema de información geográfica del transporte SIGET<sup>[16]</sup>, que comprende todos los aspectos de la red de transporte carretero.

En un aspecto general, dentro del contexto de los sistemas de administración de puentes, no siempre es posible utilizar modelos determinísticos para todos los puentes dentro del inventario, ya que resultaría muy complejo. La forma razonable para abordar este problema es para estructuras semejantes o idénticas, mediante el análisis estadístico y evaluar la confiabilidad estructural a través del análisis probabilístico<sup>[17]</sup>.

Para demostrar un caso particular en el cual se aplica el análisis de confiabilidad apoyado en el análisis probabilístico, se toma el caso de un puente atirantado que tiene 112 elementos de anclaje superior de los tirantes, y es necesario evaluar 92 de ellos considerando los antecedentes de falla de dos elementos, y los resultados de una inspección no destructiva<sup>[18]</sup>, a partir de la cual se determinaron 16 elementos estructuralmente disfuncionales. El análisis se muestra considerando únicamente las cargas de tráfico pesado; sin embargo, puede incorporar cargas de viento o sísmicas. El estudio probabilístico muestra algunas de las curvas típicas de probabilidad de falla, tanto para los tirantes del puente, como para los elementos superiores de anclaje.

## 2 Monitoreo estructural por niveles

---

### 2.1 Cambios estructurales como vectores de respuesta

En el contexto estructural, el daño se presenta como cambios en rigidez y/o masa. Al mismo tiempo, los fenómenos de propagación de ondas en estructuras se afectan por estos cambios estructurales y, por tanto, pueden ser portadores de información de la condición de una estructura. Es bajo esta óptica que se interpreta el cambio de rigidez o masa como daño y el análisis de la propagación de ondas, el medio para detectarlo.

Mediante la notación de elementos finitos, la condición de daño en una estructura se representa como una perturbación de la rigidez y/o la masa, respecto a la condición inicial no dañada. Así, se tiene que  $[\mathbf{K}_d] = [\mathbf{K}_0] - [\Delta\mathbf{K}]$ ,  $[\mathbf{M}_d] = [\mathbf{M}_0] - [\Delta\mathbf{M}]$ , de donde las ecuaciones del sistema para la condición dañada se pueden escribir como:

$$[\mathbf{M}_0]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}_0]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}_0]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{P}\} - [\Delta\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} + [\Delta\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} = \{\mathbf{P}\} + \{\mathbf{D}\} \quad (1)$$

El vector  $\{\mathbf{D}\}$ , evidentemente tiene la información sobre el daño y por ello lo llamamos el vector de respuesta al daño (VRD). Si de alguna forma se puede determinar  $\{\mathbf{D}\}$ , entonces es posible el proceso para extraer los detalles e información del daño. Como ejemplo, consideremos el caso con cambio de rigidez, únicamente,

$$[\Delta\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{D}\}$$

Donde los datos en el tiempo y espacio de  $\{\mathbf{u}(\mathbf{t})\}$  y  $\{\mathbf{D}(\mathbf{t})\}$  se han ordenado como las columnas de las matrices rectangulares  $[\mathbf{u}]$  y  $[\mathbf{D}]$ , respectivamente. Este conjunto de ecuaciones para definir la matriz de perturbación  $[\Delta\mathbf{K}]$ , está mal condicionada; sin embargo, puede resolverse mediante una aproximación de la teoría de perturbación de mínimo rango<sup>[19]</sup>, que da una solución del tipo:

$$[\Delta\mathbf{K}] = [\mathbf{D}\mathbf{u}^T] \left[ [\mathbf{D}\mathbf{u}^T]^T [\mathbf{u}\mathbf{u}^T] \right]^{-1} [\mathbf{D}\mathbf{u}^T]^T \quad (2)$$

El cálculo para la inversa de la matriz central se realiza con una descomposición de valor singular y se mantiene únicamente el conjunto de valores singulares significativos. Una vez calculada la matriz  $[\Delta\mathbf{K}]$ , se obtiene toda la información sobre la localización y magnitud del daño.

La clave para determinar el daño en este caso es la capacidad de identificar el VRD, cuyos componentes están asociados con los grados de libertad de los nodos del modelo de elemento finito; por tanto, constituye un conjunto muy grande de incógnitas. De la ec 1, debe notarse que el VRD tiene las características de un vector de fuerza similar al de las cargas externas  $\{P\}$ ; por ello, una interpretación de  $\{D\}$  es ser un conjunto de cargas externas que se aplican sobre la estructura dañada, y cuya respuesta es similar al efecto del daño. Por lo anterior, nuestro problema se reduce a determinar el conjunto de fuerzas de daño, y lo que el método inverso por sub-dominios realiza.

## 2.2 El problema de identificación del daño

Un problema directo típico en ingeniería corresponde a la determinación de las respuestas de un sistema, del cual se conoce el sistema y las entradas al mismo. El problema inverso corresponde al caso en el que se tienen que determinar las entradas y algunas características del sistema, partiendo de la medición de algunas respuestas. Los problemas inversos son situaciones en las que algunos de los aspectos del sistema son desconocidos (propiedades del material; las condiciones de frontera; el comportamiento no lineal de un elemento; etc.), mientras que se conocen otros aspectos del sistema y a partir de la medición de las respuestas se pretende determinar las entradas, o los parámetros desconocidos del sistema. Una característica común de los problemas inversos es el de ser problemas altamente mal condicionados; por tanto, los esquemas de solución requieren niveles de sofisticación más complejos que aquellos que se utilizan en problemas directos. Una gran cantidad de los problemas en ingeniería son del tipo inverso, y la identificación de fuerzas es uno de ellos.

Consideremos un sistema estructural representado por la siguiente ecuación dinámica:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{P(t)\} \quad (3)$$

Nuestro objetivo es identificar el vector  $\{P(t)\}$  a partir de medidas experimentales, cuya información se obtiene como datos en el tiempo y muy limitada en espacio, como la que se logra de sensores, tales como los acelerómetros, o información en el espacio; y muy limitada en el tiempo, por ejemplo las mediciones de imágenes de Moiré. Así, dos diferentes métodos son investigados: el primero, basado en la programación dinámica; y el segundo, en la transformada Wavelet.

La probabilidad de obtener una buena solución se incrementa si el número de incógnitas se reduce, lo cual puede ser posible si se divide la estructura completa en sub-regiones o sub-dominios (el ala de un avión se separa del fuselaje; o una viga de un puente, de los soportes). El inconveniente de separar en sub-dominios es que se introduce un nuevo conjunto de incógnitas al sistema, que se asocian con las condiciones de frontera. La idea básica de los sub-dominios se muestra en

la fig 2.1, donde el sub-dominio tiene, además del conjunto primario de incógnitas de interés, un conjunto de incógnitas por las fuerzas de interfase equivalentes al resto de la estructura.

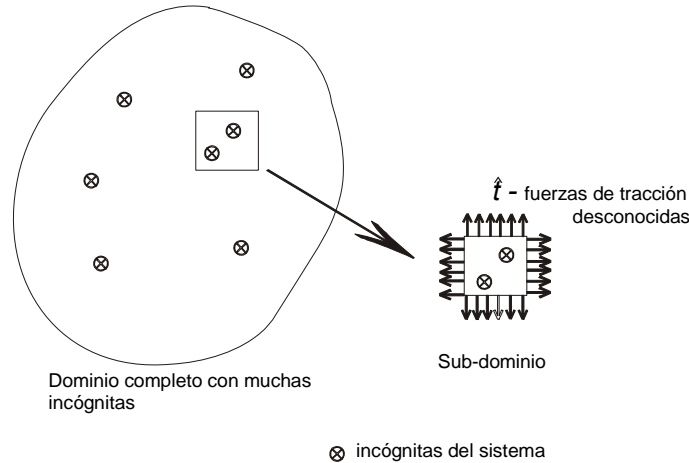


Figura 2.1

### Sub-dominio con las incógnitas de interés, y con fuerzas de la frontera

La ventaja más significativa para el análisis por sub-dominios es la posibilidad de quitar no linealidades del análisis, como por ejemplo, el oleaje del combustible en el ala de un avión. Igualmente es factible que del total de incógnitas, sólo sea de interés un subconjunto; por ello, es posible excluir las otras mediante la separación por sub-dominios.

## 2.3 Programación dinámica para identificación de fuerzas

La identificación de fuerzas para la ec 3 se resuelve mediante un algoritmo basado en las ideas de Bellman para la programación dinámica, conjuntamente con un programa de elemento finito que complementa la información sobre las mediciones en el sistema. La solución se calcula a partir de una función error con un término de regularización para dar consistencia a la solución del sistema mal condicionado. En general, la función error se define como:

$$E(\mathbf{u}, \mathbf{g}) = \sum_{n=1}^N \left[ \{\mathbf{d} - \mathbf{Q}\mathbf{u}\}_n^T [\mathbf{W}] \{\mathbf{d} - \mathbf{Q}\mathbf{u}\}_n + \lambda \{\mathbf{g}\}_n^T [\mathbf{H}] \{\mathbf{g}\}_n \right] \quad (4)$$

Donde  $[\mathbf{Q}]$  es la matriz que relaciona los datos medidos  $\{\mathbf{d}\}_n$  con los grados de libertad del sistema  $\{\mathbf{u}\}_n$ ;  $\{\mathbf{g}\}_n$  es el vector del subconjunto de fuerzas que se desea identificar;  $[\mathbf{H}]$  la matriz de regularización; y  $\lambda$  el parámetro de regularización de acuerdo con la teoría de Tikhonov. Un esquema de dos pasos se inicia con un esquema iterativo hacia atrás; y luego el segundo paso calcula las fuerzas

mediante un proceso iterativo hacia delante. Detalles de las ecuaciones y del proceso de solución se dan en las ref 10 y 12. En este caso, la información completa en el tiempo implica realizar el proceso iterativo.

## 2.4 Identificación de fuerzas mediante la transformada Wavelet

La idea básica de la transformada Wavelet es poder incluir información en el espacio limitada en tiempo. En este caso, la fuerza se expresa en términos de una función Wavelet  $\phi_m(t)$ , y los desplazamientos en cada nodo se expanden en términos de las funciones Wavelet  $\psi_m(x,t)$ , que son respuestas en los nodos debido a la fuerza  $\phi_m(t)$ . Así,

$$P(t) = \sum_{m=1}^{M_g} \tilde{P}_m \phi_m(t) \quad \text{y} \quad u(x,t) = \sum_{m=1}^{M_g} \tilde{P}_m \psi_m(x,t) \quad (5)$$

Para resolver el problema inverso se utiliza la siguiente función de error:

$$E(\bar{\mathbf{P}}, \mathbf{d}) = \mathbf{A} + \mathbf{B}(\lambda_t, \lambda_s) = \{\mathbf{d} - \bar{\mathbf{Q}} \bar{\Psi} \bar{\mathbf{P}}\}^T [\mathbf{W}] \{\mathbf{d} - \bar{\mathbf{Q}} \bar{\Psi} \bar{\mathbf{P}}\} + \{\bar{\mathbf{P}}\}^T [\lambda_t [\mathbf{H}_t] + \lambda_s [\mathbf{H}_s]] \{\bar{\mathbf{P}}\} \quad (6)$$

Donde  $\mathbf{A}$  y  $\mathbf{B}$  son operadores positivos;  $\mathbf{A}$  mide el error entre los datos experimentales y los de simulación; mientras que  $\mathbf{B}$  es un término de estabilización para la regularización en el espacio y en el tiempo. Al minimizar  $E$  respecto a  $\bar{\mathbf{P}}$ , se tiene:

$$[\bar{\mathbf{G}}] \{\bar{\mathbf{P}}\} = \{\hat{\mathbf{u}}\} \quad (7)$$

Donde,

$$[\bar{\mathbf{G}}] = [\bar{\mathbf{Q}} \bar{\Psi}]^T [\mathbf{W}] [\bar{\mathbf{Q}} \bar{\Psi}] + \lambda_t [\mathbf{H}_t] + \lambda_s [\mathbf{H}_s], \quad \{\hat{\mathbf{u}}\} = [\bar{\mathbf{Q}} \bar{\Psi}]^T [\mathbf{W}] \{\mathbf{d}\} \quad (8)$$

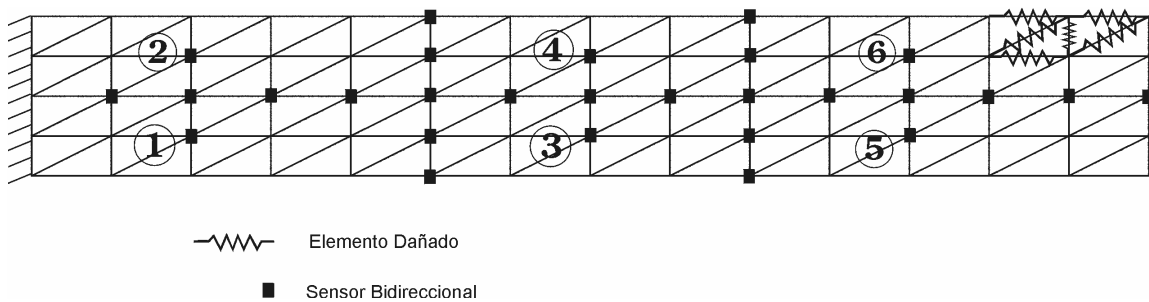
Una simple forma triangular para la función Wavelet  $\phi(t)$  se comporta como un filtro para las altas frecuencias no deseadas, y sirve para mantener la información dentro del rango de frecuencias de interés. Asimismo, la transformada inversa wavelet no se requiere, ya que se obtiene directamente de la solución. Detalles del esquema de solución se encuentra en la ref 20. Cuando el número de incógnitas es muy grande, un método de inversión de matrices para la ec 7 es muy lento, por lo que se pueden aprovechar la estructura cuasi-toeplitz de la matriz  $[\bar{\mathbf{G}}]$  y adaptar el algoritmo rápido de Levinson <sup>[21]</sup> o uno super-rápido <sup>[22]</sup> que son del orden  $O(n^2)$ , ó  $O(n \log^2 n)$ , respectivamente.

## 2.5 Ejemplo de monitoreo estructural por multiniveles

Para demostrar el potencial del MISD para la detección de daño, dos diferentes escenarios son simulados. El primero es una estructura de marco en dos dimensiones que está totalmente instrumentada; mientras que el segundo es una placa parcialmente instrumentada; se miden todos los desplazamientos, pero no las rotaciones.

## 2.6 Estructura bidimensional completamente instrumentada

Considérese una estructura espacial que tiene sensores bidireccionales en cada nodo y un daño localizado en una sub-región (fig 2.2). El monitoreo se realiza mediante pruebas en condiciones controladas, es decir, la fuerza de excitación y la condición sin daño, son conocidas.



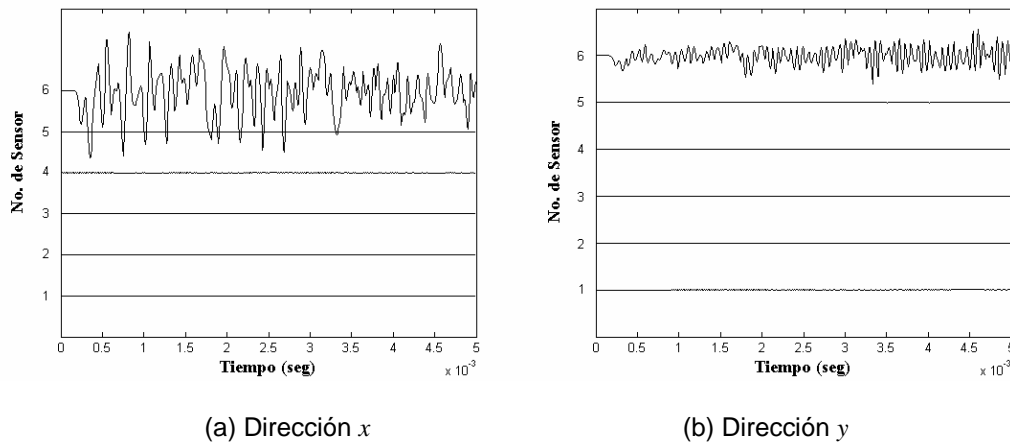
En la figura se indican los sensores utilizados para el análisis global (40% del total), incluyendo los seis sensores empleados para monitorear el daño de las sub-regiones

**Figura 2.2**  
**Estructura espacial bidimensional**

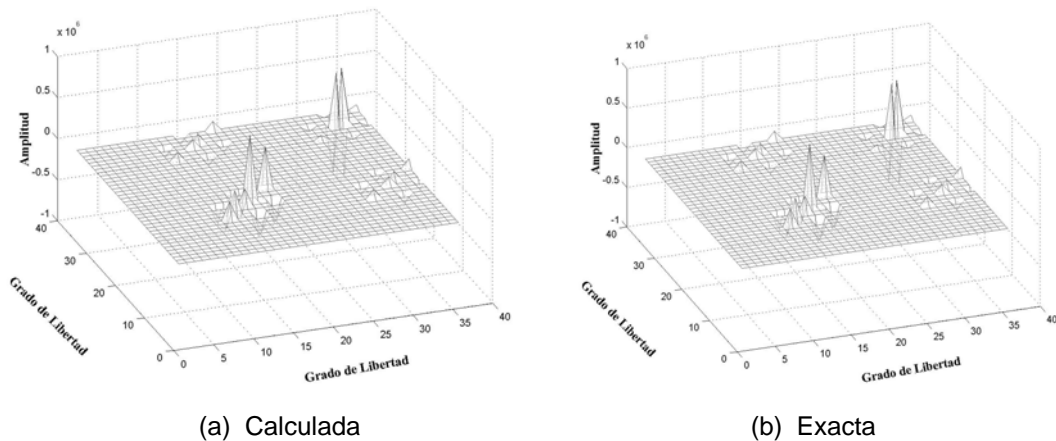
En este caso la estrategia de monitoreo es la siguiente:

- Se mide la respuesta de todos los sensores (70 bidireccionales).
- Los sensores que limitan las sub-regiones y uno interno son los únicos considerados para el primer paso de monitoreo; esto es, 28 sensores bidireccionales (indicados en la fig 2.2), y que corresponden al 40% del total de la información registrada.
- Los VRD son calculados para los grados de libertad en las fronteras de las sub-regiones y en los nodos asociados, con los sensores internos considerados en el paso anterior (56 grados de libertad de 140).

- d) Todos los nodos directamente con el daño en las sub-regiones presentarán valores diferentes a cero para los VRD; una particular atención se hace en los seis nodos internos (figs 2.3a y 2.3b).
- e) Una vez detectado el daño en una sub-región (en este caso la 6); un segundo paso de análisis se realiza para evaluar el nivel de daño. En este caso se consideran los datos de los 18 sensores contenidos en la sub-región, así como los VRD que se obtienen para los 36 grados de libertad correspondientes.
- f) Una vez logrados los VRD en la sub-región de interés, se busca la matriz de perturbaciones de la rigidez  $[\Delta K]$  de la ec 2. En este caso, mediante 20 valores singulares en la descomposición de valores singulares, se obtiene la fig 2.4, en la que se comparan los resultados del cálculo con los exactos, mostrando ninguna diferencia.



**Figura 2.3**  
**Vectores de respuesta al daño para los sensores de monitoreo**



**Figura 2.4**

### Comparación de las matrices de perturbación de la sub-región 6

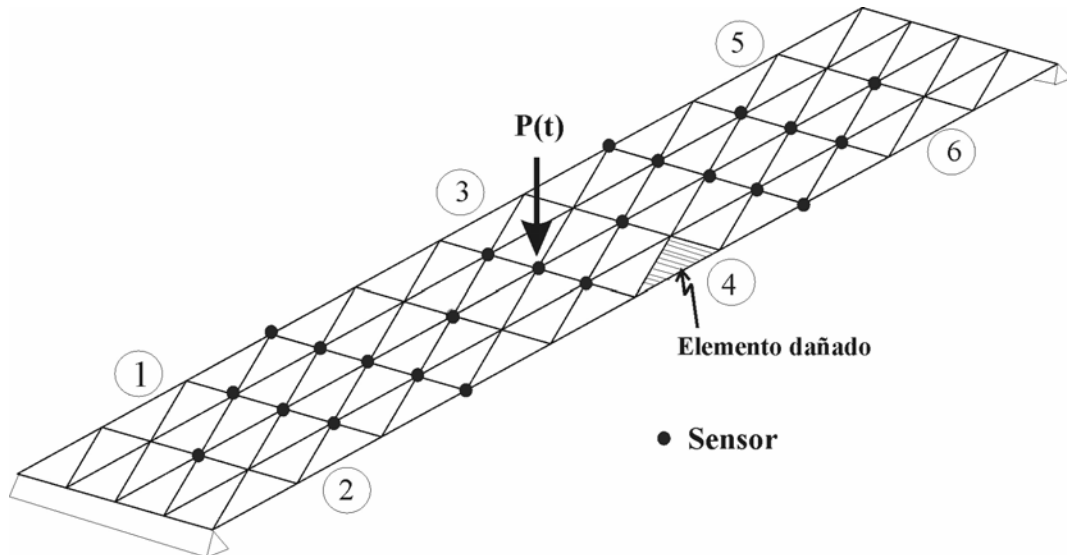
Es importante hacer notar que para estructuras muy grandes el proceso puede dividirse en varios pasos graduales, de manera que se realice un acercamiento desde la estructura completa hasta la sub-región dañada. En este primer ejemplo, la estructura se dividió en seis sub-regiones, y el daño se limitó dentro de una de ellas, por lo que pudo ser fácilmente cuantificado a partir de los VRD de la sub-región dañada.

## 2.7 Placa parcialmente instrumentada

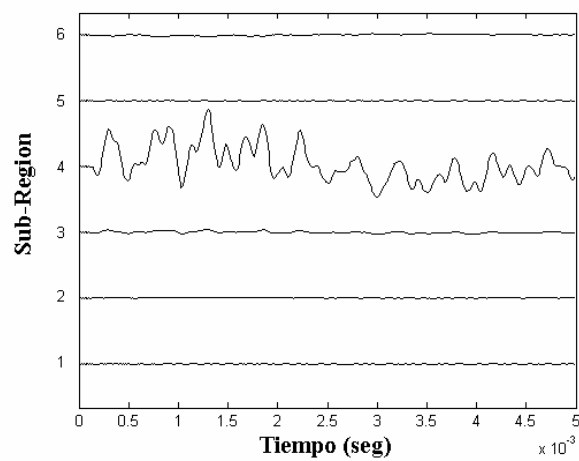
En muchos de los casos prácticos no es posible instrumentar toda una estructura para todos los grados de libertad, debido a limitaciones en los sensores. En el segundo caso que se presenta, la estructura tiene sensores capaces de medir desplazamientos en las tres direcciones, pero carece de sensores para medir ninguna de las rotaciones. No contar con las rotaciones en los nodos, equivale a establecer que los VRD para las fuerzas torsionales es cero. Esta limitante afecta la capacidad del MISD para detectar el daño en esos nodos, por lo que el resultado es aproximado.

En la placa la estructura que se simula se muestra en la fig 2.5; el modelo considera tres grados de libertad por nodo; el desplazamiento en, z; y las rotaciones respecto a, x, y, y. La estructura está completamente instrumentada en todos los nodos y las condiciones experimentales son controladas, de manera que se conocen las fuerzas de excitación y la condición sin daño. Siguiendo un proceso similar al primer caso, el primer paso identifica la sub-región dañada considerando los VRD de los seis sensores internos en cada sub-región (fig 2.6), donde resulta que la dañada es la sub-región 4.



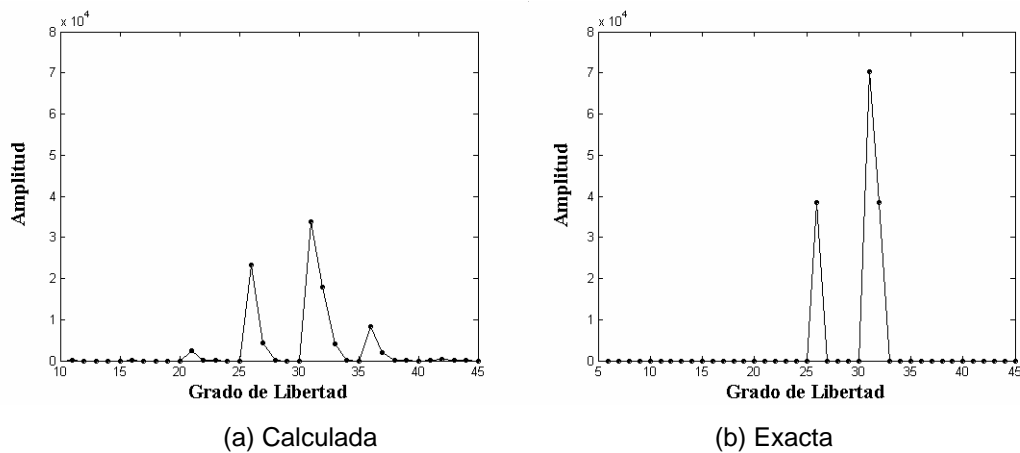


**Figura 2.5**  
**Modelo de placa con sensores unidireccionales, y dividida en seis sub-regiones**



**Figura 2.6**  
**Vectores de respuesta al daño en los nodos monitores**

En el segundo paso designado a cuantificar el daño, se utiliza la información de los sensores en toda la placa para obtener los VRD en todos los nodos (45 VRD). La fig 2.7 muestra la diagonal de las matrices de perturbación de la rigidez de la placa calculada y exacta; y a pesar de las limitaciones de instrumentación, es posible localizar el daño con buena exactitud (grados de libertad 26, 31, y 32), aunque aparecen elementos con daño sin tenerlo (grados de libertad 21, 27, 33, 36 y 37). Este efecto, que es del orden de 20%, se origina por suponer las fuerzas torsionales cero. Asimismo, es factible observar que la magnitud del daño calculado es menor al real en un 50%, que se interpreta como si el daño global se distribuyera en los elementos cercanos a los dañados.



**Figura 2.7**  
**Comparación de los valores calculados y exactos de la diagonal de la matriz de perturbaciones en la sub-región dañada**



### 3 El modelo probabilístico para la evaluación estructural

La confiabilidad en el caso de puentes, es la capacidad para operar adecuadamente desde el punto de vista estructural a lo largo de su vida útil, y bajo las condiciones para lo cual fue diseñado. En este caso, la confiabilidad se estima a través de la probabilidad de falla; que es resultado de la combinación de las confiabilidades individuales de los diversos componentes estructurales del puente. Debido a la complejidad que eso presenta, dos componentes se emplean en el cálculo de la confiabilidad: la carga aplicada, y la resistencia. Si la carga aplicada rebasa la capacidad de carga (resistencia), el puente fallará (fig 3.1). Por tanto, la probabilidad de falla depende de algunas consideraciones razonables y de los datos de inspección <sup>[23,24]</sup>.

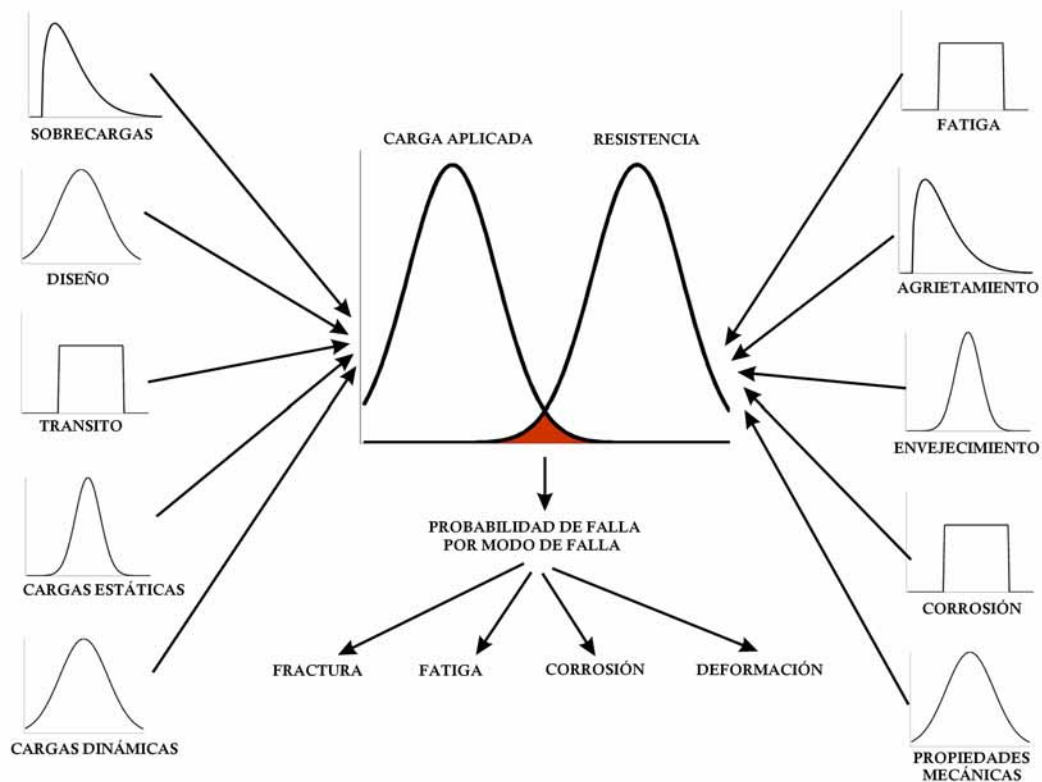


Figura 3.1 Descripción general del modelo probabilístico

Confiabilidad de un puente,  $R$ , es definido como:

$$R = 1 - P_f \quad (9)$$

Donde  $P_f$  es la probabilidad de falla.

Para eventos discretos se tiene que:

$$P_f = P(A < B) = \sum P(A < B / B = b)P(B = b) \quad (10)$$

Donde  $A$  es la resistencia o capacidad de carga (carga de diseño);  $B$  carga aplicada; y  $b$  la resistencia en un elemento específico.

Muchos parámetros involucrados son variables aleatorias con una distribución particular (normal, uniforme, exponencial, etc). Para calcular la confiabilidad es necesario estimar los parámetros estadísticos de cada variable, como es la media y la varianza tomando inicialmente como base, una distribución normal. Para estructuras complejas, tanto la carga aplicada como la resistencia tienden a ser funciones de múltiples variables; pero por simplicidad se considera como una primera aproximación, tomar en cuenta los primeros momentos de una distribución normal. En este caso, suponiendo que la carga aplicada  $B$  es el efecto total de las cargas sobre el puente, el cual esta compuesto por la carga muerta  $D$ ; la carga viva  $L$ ; y las cargas de impacto  $I$ , que por ser cargas aleatorias, se puede estimar que:

$$B = D + L + I \quad (11)$$

La falla ocurrirá si la carga aplicada  $B$  excede la resistencia del puente  $A$ ; entonces, la probabilidad de falla está dada por la probabilidad de tener un valor de  $A$  menor de  $B$ , o:

$$P_f = P(A < B) \quad (12)$$

Si suponemos que el promedio ( $m$ ) es la diferencia entre la carga aplicada ( $A$ ) y la resistencia ( $B$ ), esto es:

$$m = A - B \quad (13)$$

Y que la varianza ( $\sigma_m$ ) es la diferencia entre la varianza de la carga aplicada y la resistencia, o sea:

$$(\sigma_m)^2 = (\sigma_A)^2 - (\sigma_B)^2 \quad (14)$$

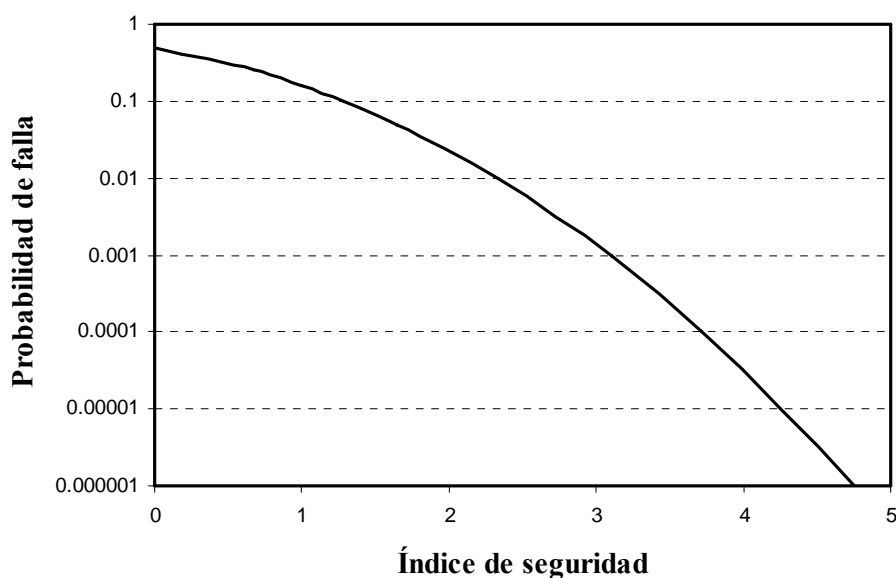
La probabilidad de falla está dentro de la región en donde  $m < 0$ , matemáticamente para eventos discretos; y  $P_f = \sum P(m = m_i)$ , para valores donde  $m_i < 0$ . El índice de seguridad ( $\beta$ ) está definido como la razón del promedio y la varianza.

$$\beta = \frac{m}{\sigma_m} \quad (15)$$

La probabilidad de falla es la suma de las probabilidades sobre un rango donde el índice de seguridad es negativo, por lo que es posible expresar la probabilidad de falla en términos de una función del índice <sup>[23]</sup>; esto es:

$$P_f = \Phi(\beta) \quad (16)$$

La relación típica de la probabilidad de falla y el índice de seguridad se muestra en la fig 3.2.



**Figura 3.2**  
**Relaciones entre la probabilidad de falla  $P_f$  y el índice de seguridad  $\beta$**

Para obtener la condición estructural de un puente, se puede realizar a partir de dos aproximaciones. Para la gran mayoría de puentes, utilizar la aproximación probabilística; y para puentes largos o especiales recurrir a un modelo de elemento finito, calibrado con datos determinísticos. El desarrollo del modelo probabilístico, adaptado a un tipo general de puentes (como los de la fig 3.1), incluye dos tipos de datos: determinísticos y probabilísticos.

Los determinísticos comprenden el tipo, tamaño, edad y daños identificados del puente. Dentro de los datos probabilísticos se encuentran las propiedades del material, el efecto de envejecimiento de los materiales, la fatiga, las cargas externas y los daños no identificados.

Una particularidad de un modelo probabilístico es que puede ser mejorado conforme se tienen más datos de las inspecciones, y ser introducidos en el sistema. Dentro de un modelo probabilístico, para calcular la confiabilidad de un puente y considerando los datos estadísticos para algunas variables, se sugiere un proceso de simulación Monte Carlo <sup>[17]</sup>. Las salidas principales del modelo respectivo son la capacidad de carga estructural (basada en la probabilidad de falla), y la vida residual (basado en la probabilidad de falla sobre un pronóstico en el tiempo).

### **3.1 Concepto básico del SIAP-IMT**

El concepto básico del sistema de administración de puentes que el Instituto Mexicano del Transporte propone, SIAP-IMT, parte del principio de que el inicio para éste es la alimentación de la información de campo proveniente de las inspecciones de los puentes. Posteriormente, el proceso se ejecuta de tal forma que la salida sea programas de inspección; programas de obra; y proyectos de diseño y especificación para mantenimiento.

### **3.2 Procedimientos de inspección**

Tres diferentes niveles de inspección, se proponen:

1. Inspección general. Este tipo de inspección se aplica a todos los puentes, de acuerdo con un programa para revisiones periódicas ejecutado conforme lo establecido por la entidad responsable de la conservación de la infraestructura. Se basa en la inspección visual a cargo de un técnico calificado, siguiendo un procedimiento definido y sistemático. El procedimiento de inspección se apoya en el implementado para el SIAP-IMT, que actualmente se aplica y será actualizado a fin de incorporar parámetros objetivos de evaluación que reduzcan al mínimo las apreciaciones o valoraciones subjetivas, e incluir aspectos específicos que valoren la presencia de daño por corrosión.
2. Inspección detallada. Igual que la inspección preliminar, se aplica a cualquier tipo de puente cuando, como resultado del análisis estructural general del SIAP-IMT, se determina como no aceptable su condición estructural, o existen dudas sobre el grado o nivel de daño o deterioro que muestra el puente, por lo que es conveniente una evaluación detallada. El concepto básico de inspección detallada se refiere a conseguir un parámetro, o parámetros de rigidez estructural de toda la estructura, calculado o calculados a partir de pruebas dinámicas, de carga estática, y carga semiestática. Por otro lado, se incluyen mediciones de potenciales, concentración de cloruros y resistividad para aquellas estructuras cuyo problema sea el de corrosión <sup>[25]</sup>.
3. Inspección especial. Se refiere a todas aquellas inspecciones de carácter particular que se definen como necesarias para valorar o calificar un problema. Se aplican a cualquier caso y pueden ser tan específicas o particulares como sea necesario, desde la cimentación del puente hasta cualquiera de sus componentes estructurales.

En la primera parte del proceso, el SIAP-IMT analizará los datos obtenidos de las inspecciones generales, y utilizará una fórmula para calificar la condición estructural, y servicio. Para ello se desarrollará un método, que parte de los ya utilizados e incorporarán algunos parámetros adicionales como resultado del procedimiento actualizado de inspección preliminar, que incluyen los correspondientes a la evaluación de la corrosión <sup>[25]</sup>.

## Sistema de administración de puentes Estructura general del SIAPC-II

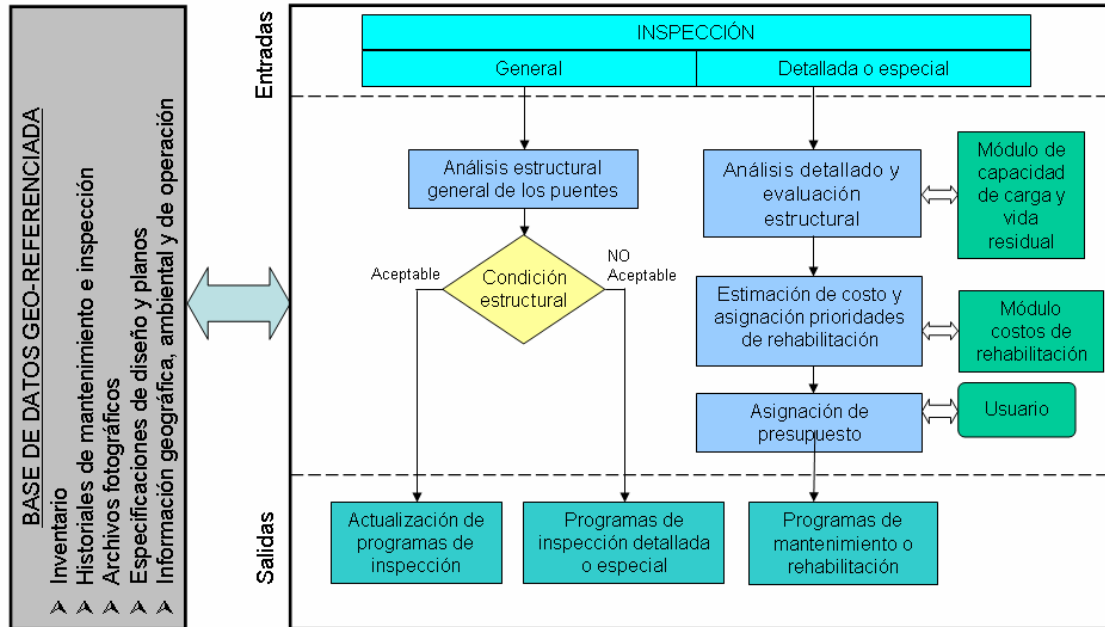


Figura 3.3  
Diagrama de bloques del SIAP-IMT

### 3.3 Análisis y evaluación estructural

En general, en el análisis preliminar se plantea mantener una visión global del desempeño y servicio de la red de carreteras, y no únicamente la visión restringida a los puentes; por tanto, la calificación de la condición estructural permitirá en su momento incorporar otros factores, provenientes de otros módulos del sistema integral de gestión, tales como los que tengan que ver con planeación; análisis de vulnerabilidad de la red; o aspectos de seguridad. De esta manera, la programación de las inspecciones preliminares que resultará del análisis preliminar, no estará basada únicamente en el programa rutinario previamente establecido, sino que se retroalimentará de los resultados obtenidos periódicamente y de la información externa, que sea significativa.

La determinación de la necesidad de la inspección detallada depende de la estrategia final que se determine conjuntamente entre los involucrados; en este aspecto existen dos opciones; la primera, establecer programas periódicos de inspección detallada cuyos resultados se utilicen en los modelos de capacidad de carga y vida útil. La segunda opción es aplicarlos únicamente para aquellos



puentes en los cuales existe duda de su condición, y la evaluación detallada permita determinar con mayor precisión su estado real.

El análisis detallado, esencialmente consiste en determinar la rigidez equivalente de la estructura calculada a partir de las mediciones dinámicas y estáticas, con las que se obtienen las frecuencias naturales de vibrar y la deflexión estructural ante cargas conocidas. Posteriormente, mediante criterios o códigos correlacionar los valores experimentales con condiciones de diseño, y compararlos con los límites de diseño a fin de definir el nivel actual de servicio que presente el puente.

La evaluación estructural se basará en el módulo de capacidad de carga, y estimación de vida útil. En ambos casos, los modelos propuestos serán estadísticos y analíticos; siendo estos últimos muy importantes para los puentes de mayor tamaño e interés. En general, los modelos estadísticos se formulan con la información disponible, y se propone un sistema semiexperto para actualizarlos según se enriquezca la información disponible. En cuanto a los modelos analíticos, se propondrán dos alternativas referidas a modelos matemáticos simplificados y a modelos de elementos finitos, todo ello dependiendo de la disponibilidad de plataformas, y programas de análisis.

### **3.4 Estimaciones de capacidad de carga y vida útil**

Los modelos de capacidad de carga estarán desarrollados para estimar el nivel de servicio del puente en cuanto a su capacidad estructural. Con ello se calculará un nivel de servicio de acuerdo con las condiciones presentes de operación; y posteriormente, se extrapolará tomando en cuenta una proyección de desarrollo o crecimiento de demanda de carga. Por otra parte, los modelos de vida útil estimarán la variación futura de la capacidad de carga por efectos de fatiga y deterioro, bajo diferentes escenarios de demanda

La finalidad de los modelos de capacidad de carga y vida útil, es poder predecir en un mediano plazo las necesidades de mantenimiento, rehabilitación o reposición de puentes basados en el desempeño actual de la estructura, y las condiciones presentes y futuras de operación <sup>[26,27]</sup>.

### **3.5 Asignación de prioridades y presupuesto**

Una vez identificadas todas las necesidades para inspecciones especiales, desarrollo y especificación de proyectos de mantenimiento; y de obras de mantenimiento, es necesario asignar un nivel de prioridades a cada concepto, de manera que los recursos disponibles se utilicen en forma efectiva. En esta etapa se propone un modelo económico para estimar el costo de cada concepto y tener una referencia del monto total requerido a fin de estimar en forma global el alcance que se podrá obtener en la asignación de programas y proyectos. En términos

generales, esto considera la jerarquización de los proyectos y la optimización de la aplicación de recursos según precios unitarios y costos de obra determinados en el modelo económico <sup>[28,29]</sup>.

En una etapa siguiente, y casi final del proceso del SIAP-IMT, el usuario podrá revisar y actualizar las prioridades asignadas a las obras con el propósito de adecuar los recursos disponibles y los diferentes proyectos y programas.

### **3.6 Estructura modular del sistema**

De manera general, el SIAP-IMT consta de los siguientes módulos:

- Módulo de acceso y transferencia de datos a la base de datos, que incluye consultas de datos históricos, planos, reportes, análisis estadístico de la información, etc
- Módulo de captura de datos de inspección
- Módulo de análisis general
- Módulo de análisis detallado
- Módulo de análisis estructural, que incluye el módulo de evaluación de capacidad de carga y estimación de vida útil
- Módulo para la asignación de prioridades, que abarca el módulo económico
- Módulo para la generación de programas de inspección, programas de obra y proyectos

Todos los procedimientos de inspección y evaluación se desarrollarán de acuerdo con las normas, manuales, especificaciones y guías técnicas disponibles para este efecto, y que comprenden, entre las más importantes, las refs 30 a 38.

### **3.7 La estrategia de inspección no destructiva**

Se consideran tres diferentes niveles de inspección para el SIAP-IMT, de acuerdo con la siguiente tabla <sup>[39]</sup>:

**Tabla 3.1**

**Alcance de los diferentes niveles de inspección del SIAPC-IMT**

<b>Nivel de inspección</b>	<b>Técnica de inspección</b>	<b>Criterio de análisis</b>
<b>General</b>	Visual	Índice de la condición estructural
<b>Detallada</b>	Pruebas dinámicas, estáticas, semiestáticas, y pruebas de carga Evaluación de la corrosión	Capacidad estructural, y vida residual o vida útil
<b>Especial</b>	Según se requiera	Evaluación estructural, capacidad de carga, y vida útil

El análisis general de la condición estructural de los puentes que se propone para todos ellos, correlaciona el índice de la condición estructural obtenido de las inspecciones generales, con información ambiental, de mantenimiento, y el historial de inspecciones. Si un puente se clasifica como no aceptable, la inspección detallada será necesaria; pero en casos particulares se podrá requerir algún tipo de inspección especial para abordar algún problema en especial.

Las inspecciones detalladas incluyen pruebas dinámicas, estáticas y semiestáticas con pruebas de carga, y mediciones de potenciales y resistividad <sup>[41]</sup>. Un laboratorio móvil se está desarrollando con el propósito de acomodar la instrumentación necesaria para las inspecciones; y utilizar un dispositivo de impacto para controlar las pruebas dinámicas. Las respuestas dinámicas podrán obtenerse de acelerómetros o transductores de deformación de fibra óptica con rasurado de Braga (FBG); y al menos, los dos primeros modos de vibrar están siendo considerados para la evaluación estructural. Respecto a las pruebas de carga estática y semiestática se utilizará un camión de peso conocido; y los extensómetros, para medir las deformaciones del tablero del puente. El potencial eléctrico, y la resistividad del concreto se medirán para evaluar el daño por corrosión en el acero de refuerzo. Bajo este concepto se propondrán esquemas de instrumentación permanente para la construcción de nuevos puentes, de forma tal que las pruebas dinámicas y estáticas puedan incluirse como parte de las inspecciones generales del puente, para su realización en forma sistemática y expedita.

Toda la información obtenida de las inspecciones detalladas se registrará en la base de datos del SIAP-IMT en forma electrónica, de manera que se actualice automáticamente en el sistema. Dado que la información estará geo-referenciada, se podrá correlacionar fácilmente con el puente de que se trate, y no se requerirá información adicional.





## 4 Aplicación al caso de un puente atirantado

El puente Río Papaloapan, es de tipo atirantado con una longitud total de 342 m y un claro de 203 m. Tiene 112 cables distribuidos en cuatro torres con ocho semi-arpas con 14 cables cada semi-arpa (fig 4.1).



Figura 4.1  
Puente Río Papaloapan

El diseño para el sistema de anclaje de la parte superior de los cables fue desarrollado por Astiz <sup>[42]</sup>, y consiste en una placa de soporte de acero, soldada al elemento de anclaje. El elemento de anclaje tiene una forma cilíndrica en un extremo que une al capuchón del cable; y por el otro extremo, una forma plana que se une con la placa de soporte.

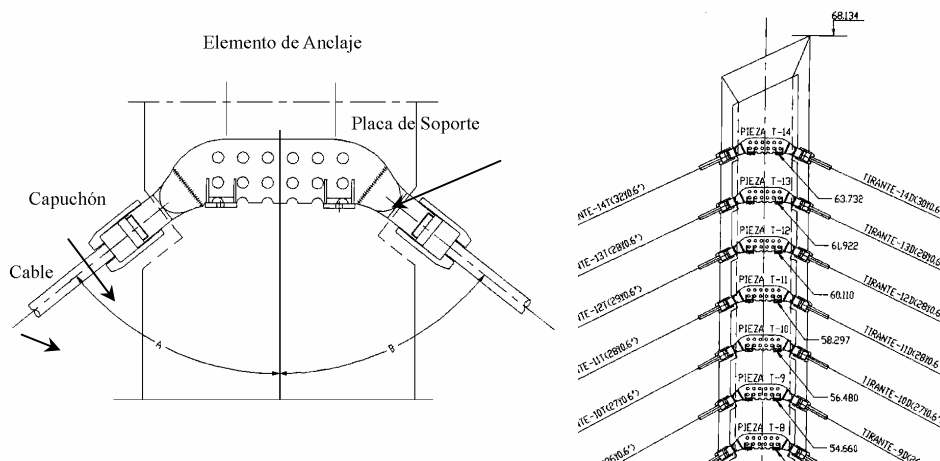


Figura 4.2

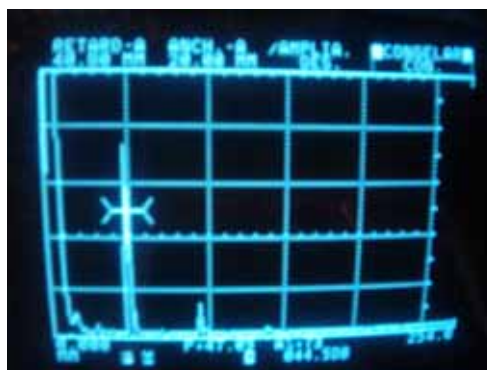
Diseño del anclaje superior, y arreglo de la torre para el sistema de cables del puente, Río Papaloapan

Como ya se había mencionado, la necesidad del estudio fue reconocida hasta después de la identificación de deficiencias microestructurales en algunos elementos de anclaje, donde se encontró un tamaño de grano burdo (ASTM 2) y gran cantidad de poros que producen dos problemas clasificados como críticos: fragilidad y concentraciones de esfuerzos. Para determinar la presencia de cualquiera de estos dos problemas se realizó una inspección por ultrasonido. El principio para detectar este problema se basó en el análisis de la reflexión de la pared posterior mediante la técnica de inspección por haz recto, la cual se ve afectada en gran medida por el tamaño de grano del material.

Para calibrar el método de inspección se fabricó un bloque de referencia del mismo material del anclaje superior, el cual tiene dos secciones con tamaños de grano diferentes: ASTM 2 y 8. En la fig 4.3 se muestra una comparación de las dos secciones del bloque de referencia, donde se observa que la disipación de energía en la sección con tamaño de grano burdo, es significativamente diferente a la sección con tamaño de grano fino.



a) Reflexiones de pared posterior para tamaño de grano ASTM 8



b) Reflexiones de pared posterior para tamaño de grano ASTM 2

**Figura 4.3**

**Comparación de los reflejos de pared posterior de dos tamaños de grano diferentes en el bloque de referencia**

Debido a que los elementos de anclaje están casi embebidos en concreto, la inspección en campo estuvo limitada por la accesibilidad del área expuesta (fig 4.4). Por lo que fue necesario complementar las inspecciones mediante inspección ultrasónica con haz angular. Con la finalidad de examinar también la zona de la soldadura se usó una zapata de 45 grados. Tanto la inspección con haz recto como la inspección con haz angular, se emplearon para detectar defectos en el material.



**Figura 4.4**

**Accesibilidad para la inspección por ultrasonido de los elementos de anclaje superior**

Las deficiencias microestructurales identificadas de la inspección por ultrasonido de los elementos de anclaje superior, fueron clasificadas como: tamaño de grano burdo, tamaño de grano intermedio, y porosidades <sup>[18]</sup>. El tamaño de grano intermedio se definió por la cantidad de relativamente alta energía disipada, pero menor a la observada con el tamaño de grano ASTM 2. La tabla 4.1 muestra un resumen de la prueba por ultrasonido.

**Tabla 4.1  
Resumen de los resultados de UT.**

<b>Deficiencia estructural</b>	<b>Número de elementos de anclaje</b>
<b>Tamaño de grano burdo ASTM 2</b>	8
<b>Alto contenido de poros</b>	2
<b>Tamaño de grano intermedio</b>	6



## 4.1 Análisis de árbol de falla para el anclaje

Una vez identificados los elementos estructurales deficientes, fue propuesto un proyecto de rehabilitación para reemplazar estos elementos. Al mismo tiempo se recurrió a un análisis de integridad para evaluar la confiabilidad estructural de los elementos remanentes, considerando la distribución estadística de las propiedades estructurales, mecánicas y químicas. Como la caracterización de los 16 elementos deficientes no fue suficiente, se incluyeron cuatro elementos clasificados como en buena condición, en el proyecto de rehabilitación para obtener información complementaria, y así caracterizar estadísticamente todos los elementos.

Un requisito para un estudio de integridad es el análisis de árbol de las posibles causas que generan daño y los parámetros asociados a éstas. La fig 4.5 corresponde a un el árbol de falla causa-efecto para los elementos de anclaje superior. En este caso particular, la caracterización del material y el proceso de manufactura se identificaron como las causas potenciales de daño. En cuanto al material, las características físicas y mecánicas fueron particularmente analizadas; mientras que para el proceso de manufactura se aplicó el tratamiento térmico, y el proceso de fundición; ambos relacionados con el tamaño de grano, esfuerzos residuales y porosidad.

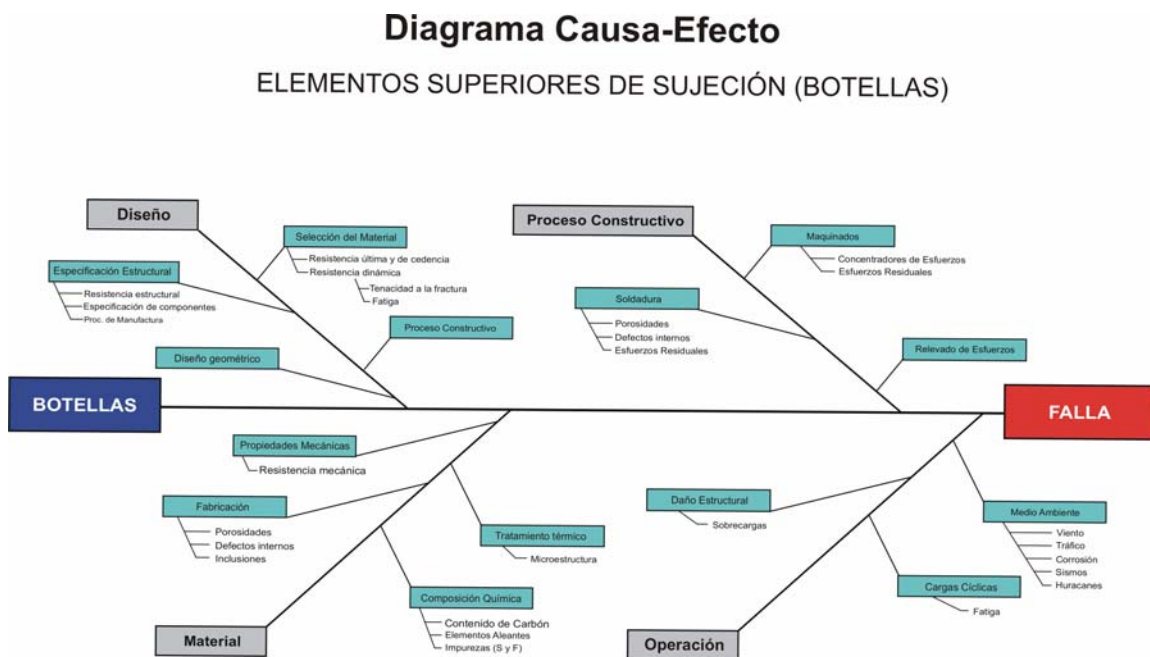


Figura 4.5  
Diagrama de árbol de falla para los elementos de anclaje superior

## 4.2 Análisis de confiabilidad

El análisis de confiabilidad usando un enfoque probabilístico, se describe en la referencia 39 y se ilustra en la fig 4.6. Este esquema considera tres tipos de variables: las variables determinísticas, las cuales se relacionan con las características geométricas del puente; las estadísticas internas, que se relacionan con la resistencia de la estructura; y las variables estadísticas externas, asociadas con las cargas externas o la demanda.

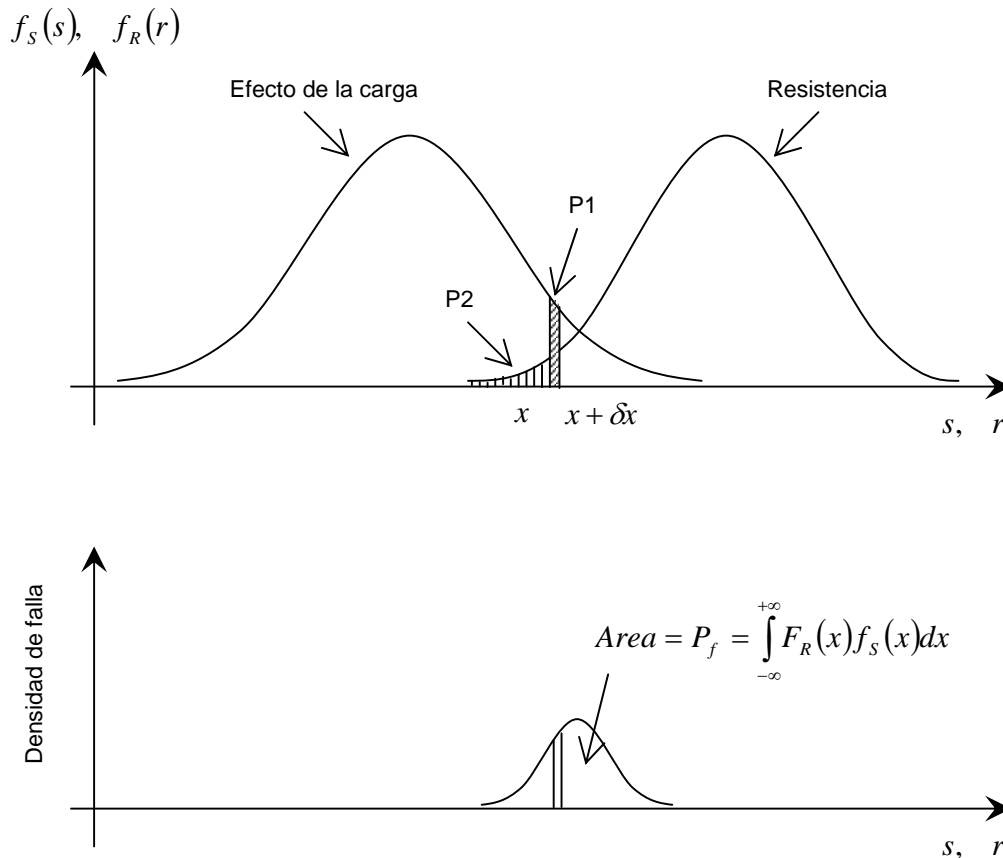


Figura 4.6

**Procedimiento esquemático para la estimación de densidad de falla, en función de los datos estadísticos de carga y resistencia**

Para el análisis de los cables de anclaje superior, se consideraron dos variables estadísticas fundamentales: el módulo de elasticidad, y el esfuerzo de cadencia. Al mismo tiempo, estas variables se correlacionaron con la composición química, la microestructura (tamaño de grano y forma, inclusiones fases, defectos y poros); y otras propiedades mecánicas (esfuerzo último, propagación de grietas por fatiga).

Para el análisis inicial se estimó que las variables tenían distribuciones estadísticas típicas <sup>[43]</sup>.

En la mayoría de los casos, las variables externas o demanda en un Puente son el: el tráfico, el viento y fuerzas debido a sismos. En la etapa inicial del estudio, solamente se consideró las cargas por tráfico, los cuales fueron obtenidos de los reportes actuales del puente <sup>[44]</sup>. Para el estudio se consideraron diferentes tipos de vehículos, con 17 condiciones comunes de carga, con diferentes combinaciones de vehículos (tablas 4.2 y 4.3 y fig 4.7).

**Tabla 4.2**

**Valores promedio de carga por eje, para cinco diferentes tipos de vehículos**

Tipo de vehículo	Carga por eje (kg)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Total
C-2	3295	7970								11265
C-3	4301	9347	9177							22825
T3-S2	4104	7791	7757	7737	8166					35555
T3-S3	4179	11288	11330	10458	10582	11057				58894
T3-S2-R4	4298	8771	8553	9150	9191	7562	6877	8845	8481	71728

**Tabla 4.3**

**Condiciones de carga considerada para el análisis**

Condición	C-2	C-3	T3-S2	T3-S3	T3-S2-R4
1	1				
2	2				
3		3			
4		2	1		
5		1	2		
6			3		
7				3	
8			4		
9			3	1	
10			2	2	
11			1	3	
12				4	
13				4	
14				3	1
15				2	2
16				1	3
17					4

Del modelo de elemento finito del puente, y con los datos estadísticos de las cargas, se obtuvo la distribución de frecuencias de esfuerzos para cada cable del puente mediante una simulación de Monte Carlo. La fig 4.8 muestra una distribución de esfuerzos típica de un cable, considerando las funciones de distribución y la frecuencia de las cargas externas.

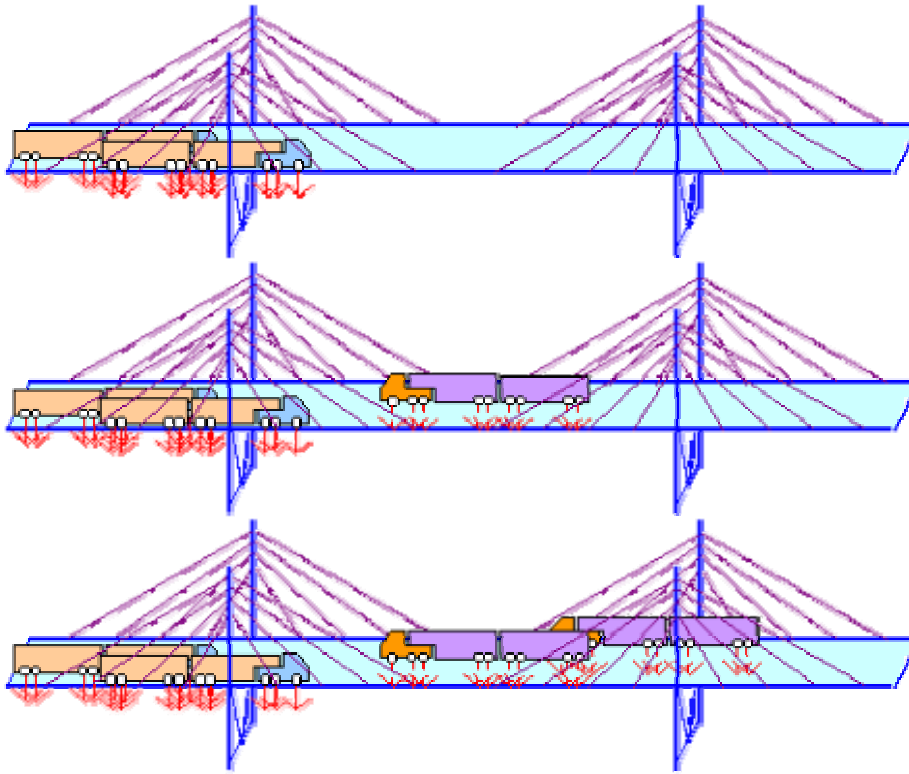


Figura 4.7

Descripción esquemática de algunos escenarios de carga considerados en el análisis

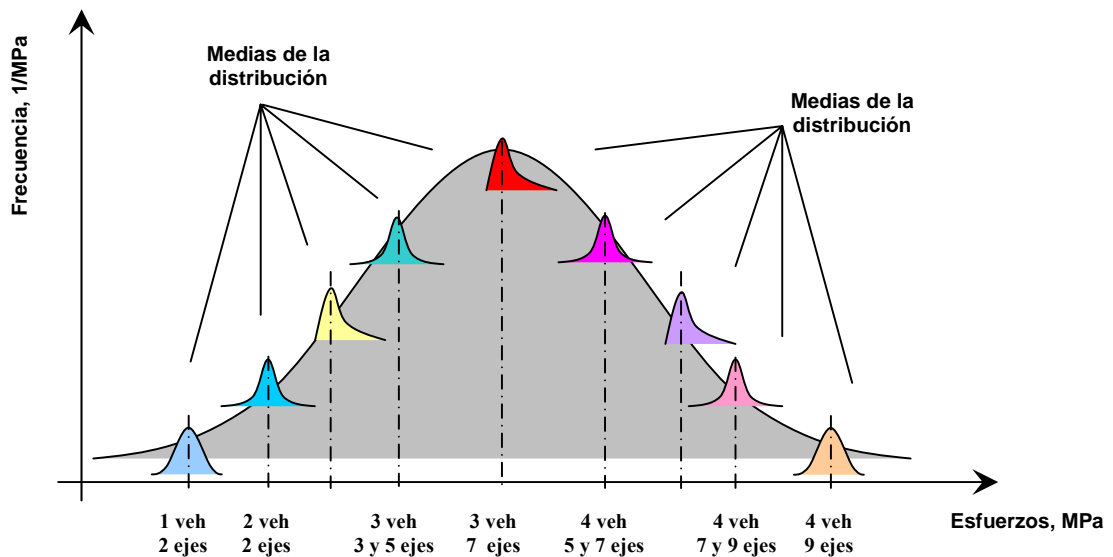


Figura 4.8 Distribución de frecuencia de esfuerzos para siete diferentes condiciones de carga (número de vehículos y número de ejes por vehículo); y distribución de funciones de esfuerzo para cada condición

Las componentes importantes para la simulación de Monte Carlo son:

- i. Funciones de distribución probabilística que describen el sistema físico
- ii. Un generador de números aleatorios
- iii. Regla para el muestreo de funciones de distribución de densidad
- iv. Almacenamiento y acumulación de estrategias para los datos de muestreo
- v. Evaluación del error para determinar un número aceptable de muestras

Para analizar la probabilidad de falla de un elemento estructural, se realizó una segunda simulación de Monte Carlo con un modelo detallado de elemento finito del elemento de anclaje. La distribución estadística del esfuerzo en los cables se calculó a partir de la simulación del modelo del puente completo y las variables de resistencia de las distribuciones estadísticas de las propiedades del material. Para la segunda simulación, los pasos generales son los siguientes.

1. Muestreo de cada variable estadística de las funciones de distribución, usando un generador de números aleatorios
2. Cálculo de los esfuerzos en el elemento de anclaje superior a partir del modelo de elemento finito detallado, usando condiciones de carga muestreadas
3. De las propiedades del material, determinar condiciones de falla para una muestra en particular
4. Repetir los pasos 1 a 3 hasta que el número de muestras sea suficiente para un error aceptable

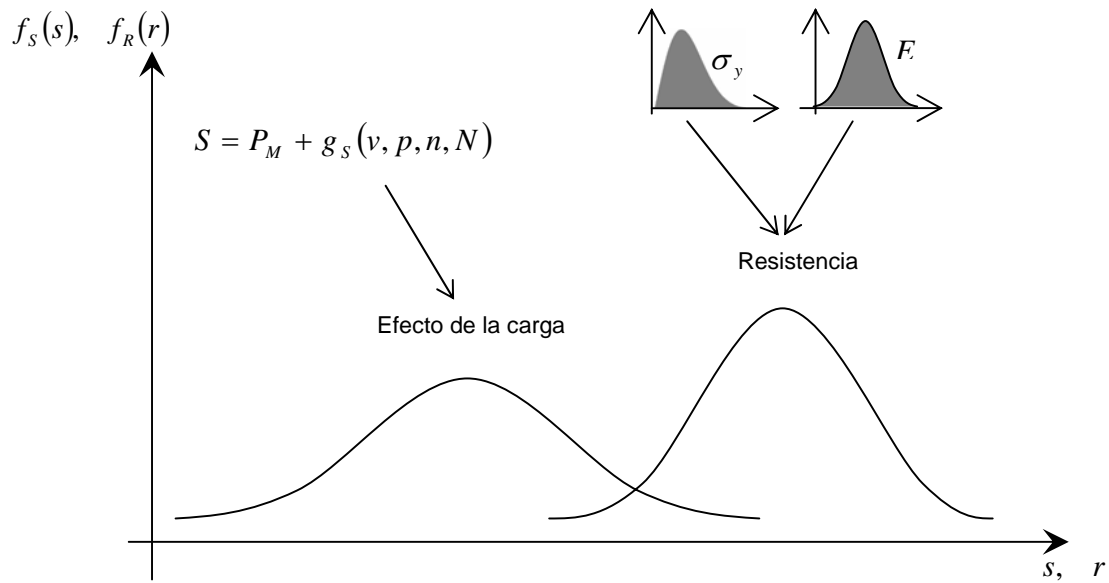
La probabilidad de falla se calcula de la fórmula  $P_f = \frac{N_f}{N}$ , donde  $N_f$  es el número de muestras;  $g(X_i) \leq 0$ , número de muestras donde la falla ocurre; y  $N$ , el número total de muestras.

Para el análisis de falla de los elementos de anclaje es necesario definir las ecuaciones probabilísticas que describen las cargas y la resistencia, como sigue:

$$P_f = P[g(R,S) \leq 0] \quad (17)$$

Donde  $R = f(\sigma_y, E)$  y  $S = P_M + g_s(v, p, n, N)$  son la resistencia y la carga respectivamente.

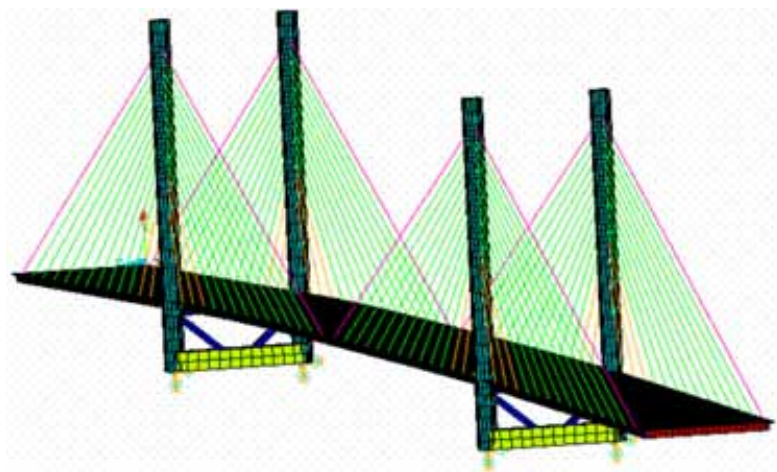
Si ambas funciones se grafican, la zona donde resultan comunes se identifica como la zona de falla (fig 4.9). En este caso, algunas de las cargas externas se toman como condiciones normales; y otras como condiciones extraordinarias de sobrecarga. Para la resistencia se recurrió a las distribuciones típicas de los materiales estructurales <sup>[39]</sup>.



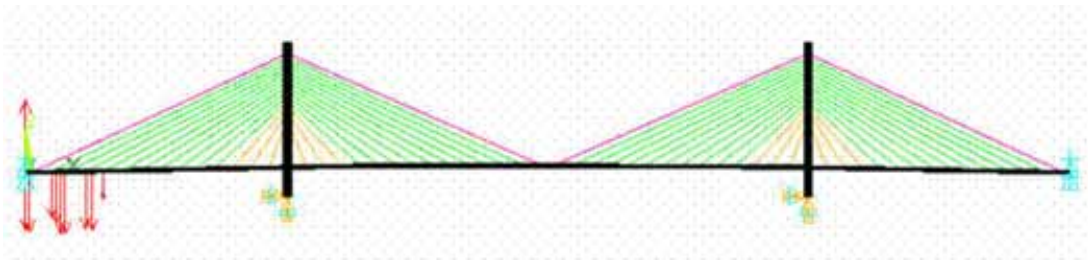
**Figura 4.9.**  
Variables básicas consideradas para estimar la probabilidad de falla

### 4.3 Modelos de EF para el puente y el anclaje

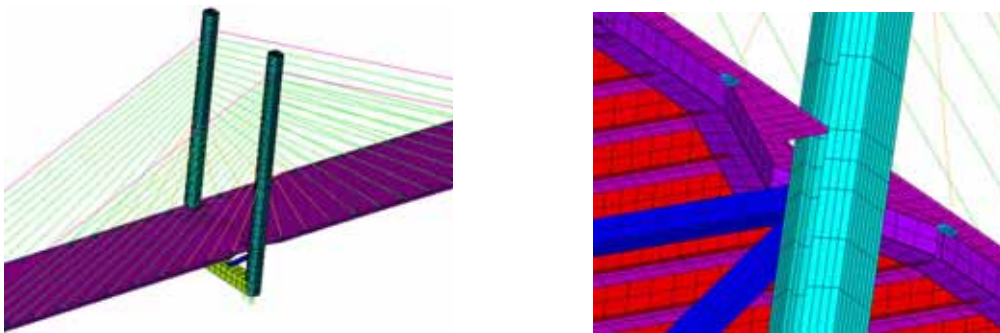
El análisis de confiabilidad consideró dos modelos de elemento finito <sup>[45]</sup>. Uno para el puente completo (figs 4.10, 4.11 y 4.12); y el segundo, el modelo detallado de los elemento de anclaje superior (figs 4.13 y 4.14). Ambos modelos se desarrollaron utilizando el software de ANSYS.



**Figura 4.10**  
Modelo e elemento finito para el puente Río Papaloapan



**Figura 4.11**  
Condiciones de frontera para el modelo de elemento finito del puente



**Figura 4.12**  
Detalles sobre algunas secciones del modelo de elemento finito



a) Anclaje

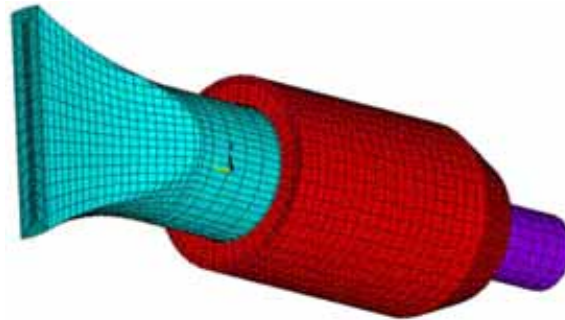


b) Capuchón



c) Extremo del cable

**Figura 4.13**  
Modelos de elemento finito de los componentes del sistema de anclaje superior



**Figura 4.14**  
Modelo de elemento finito de los componentes ensamblados

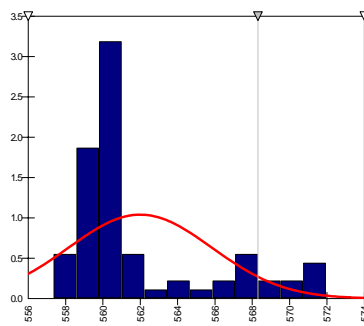
## 4.4 Análisis de cargas vivas

Se simularon cerca de 8000 muestras para cada condición de carga; y para cada caso se obtuvo el máximo valor de esfuerzo de cada cable. La tabla 4.4 contiene los resultados de un muestreo con vehículos T3-S2-R4 en el puente; y la fig 4.15 muestra la distribución estadística del análisis de Monte Carlo, con el modelo de elemento finito del puente completo.

**Tabla 4.4**  
Esfuerzos máximos para cada cable del puente, usando configuraciones para vehículos T3-S2-R4

Cable	Semi-arpa (esfuerzos, en MPa)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	434,24	441,47	442,41	447,88	409,52	421,05	410,58	423,91
2	387,97	362,93	389,70	360,06	368,02	384,52	366,83	385,05
3	373,52	341,39	373,39	336,29	357,34	373,70	356,04	373,50
4	357,79	329,72	357,48	325,63	344,27	358,32	343,61	358,08
5	378,72	356,54	378,48	354,10	367,93	378,97	367,65	378,80
6	408,10	393,64	407,86	393,59	401,90	408,00	401,36	407,88
7	439,80	435,46	439,48	438,72	441,25	439,45	439,59	439,36
8	470,31	478,38	469,90	485,65	482,50	469,84	478,98	469,75
9	497,12	518,39	496,85	529,21	521,28	496,77	515,97	496,66
10	517,98	550,25	518,35	562,67	551,83	518,13	545,80	517,96
11	530,76	567,31	532,64	578,47	567,16	532,00	562,29	531,67
12	533,87	562,51	538,46	569,41	560,05	536,97	558,51	536,36
13	527,45	529,82	536,12	530,20	524,61	533,18	528,30	532,14
14	514,56	466,42	528,39	459,18	458,18	523,42	468,24	521,84



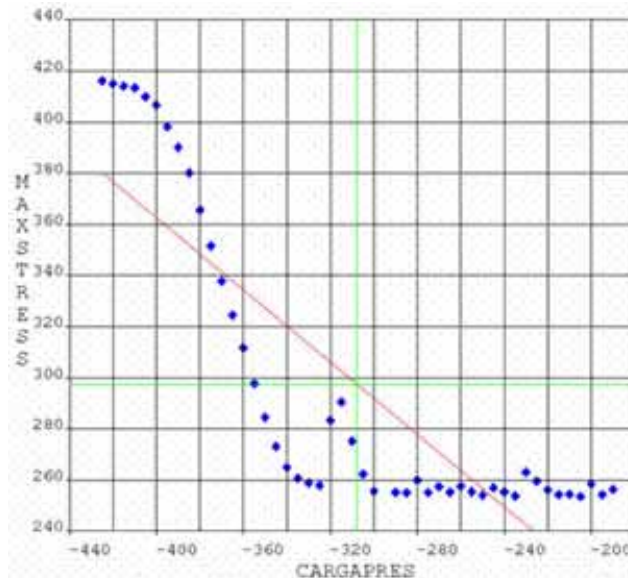


**Figura 4.15**  
**Estadística para la distribución de esfuerzos en un cable**  
**(cable 11, semi-arpa 2)**

Después de las primeras simulaciones de Monte Carlo del puente completo, y utilizando las distribuciones estadísticas de carga para todos los cables (fig 4.15), fue realizada una serie de simulaciones de Monte Carlo para los 112 elementos de anclaje, con el modelo de elemento finito detallado. La tabla 4.5 muestra los parámetros estadísticos usados para calcular el esfuerzo en los elementos de anclaje de 11 cables de la semi-arpa 2. La fig 4.16 responde a los resultados típicos de las simulaciones Monte Carlo de los elementos de anclaje.

**Tabla 4.5**  
**Parámetros estadísticos de carga usados en las simulaciones**  
**Monte Carlo para los elementos de anclaje superior**

Variable aleatoria	Media	Desviación estándar	Distribución de probabilidad
Cargas	348.62 MPa	160	Gauss



**Figura 4.16**  
**Función de distribución acumulada para los esfuerzos máximos producidos en el elemento**  
**de anclaje (cable 11, semi-arpa 2)**

## 5 Conclusiones

---

Este trabajo demuestra el gran potencial que tiene el MISD para diagnóstico estructural mediante el manejo de múltiples variables, datos de sensores e incógnitas; es lo suficientemente flexible para el monitoreo por niveles y para la detección de daño. La partición por subdominios hace posible el manejo de poca información y simplificar el análisis, excluyendo todo aquello que resulte innecesario. El análisis se puede realizar aún cuando la información sea incompleta, aunque no resulten totalmente exactos.

Adicionalmente, el método de análisis probabilístico es particularmente apropiado para evaluar la capacidad de carga y cálculo de vida residual de estructuras, considerando el ambiente de un sistema de gestión de puentes. A lo largo de los últimos 10 años, en México ha evolucionado el concepto de los sistemas de administración de puentes; y el caso del SIAP-IMT es una muestra de los conceptos actuales que no solo cuentan con información completa del inventario, sino también con módulos para evaluar y determinar programas de conservación adecuados a las condiciones técnico-económicas particulares. El SIAP-IMT se basa en evaluaciones experimentales de pruebas estáticas, semi-estáticas y dinámicas, así como del desarrollo de modelos de análisis estructural.

Los métodos de evaluación y el concepto del SIAP-IMT se aplican al caso de evaluación estructural de los elementos de anclaje de un puente atirantado. Así, se determina la probabilidad de falla de estos elementos tomando en cuenta diferentes condiciones de carga, y el comportamiento estadístico de las propiedades mecánicas del material. En este caso, para el análisis completo es necesario identificar los diferentes mecanismos de falla; y evaluar para las diferentes condiciones, la probabilidad de falla o confiabilidad estructural mediante la simulación Monte Carlo.

Para el caso particular del puente, se obtiene lo siguiente:

1. Se calcularon los esfuerzos y deformaciones máximas ante cargas muertas con diferentes configuraciones
2. Se obtuvieron las funciones de distribución de carga en los tirantes del puente
3. Se calibró el modelo de elemento finito a partir de datos dinámicos medidos experimentalmente, con un error menor al 3%



## Bibliografía

---

1. A E Aktan, and K A Grimmelsman, The Role of NDE in Bridge Health Monitoring, Proceedings of the SPIE: *Conference on Nondestructive Evaluation of Bridges and Highways II*, SPIE **3587**, Newport Beach, California (1999)
2. M I Friswell, and D J Inman, Sensor Validation for Smart Structures, *IMAC-XVIII: Conference on Structural Dynamics*, San Antonio, Texas (2000)
3. D J Pines, and P A Lovell, Conceptual Framework of a Remote Wireless Health Monitoring System for Large Civil Structures, *Journal of Smart Materials and Structures*, **7** (1998)
4. A E Aktan, A J Helmicki, and V J Hunt, Issues in Health Monitoring for Intelligent Infrastructure, *Journal of Smart Materials and Structures*, **7** (1998)
5. G Thomas, Overview of Nondestructive Evaluation Technologies, Proceedings of the SPIE: *Conference on Nondestructive Evaluation of Aging Utilities*, SPIE **2454**, Oakland, California (1995)
6. S B Chase, Developing NDT Technologies for the Next Century, *Structural Materials Technology: An NDT Conference*, San Diego, California (1996)
7. S W Doebling, Ch R Farrar, and M B Prime, A Summary Review of Vibration-Based Damage Identification Methods, *The Shock and Vibration Digest*, **30** (1998)
8. Ch R Farrar, and D A Jauregui, Comparative Study of Damage Identification Algorithms Applied to a Bridge: I. Experiment, *Journal of Smart Materials and Structures*, **7** (1998)
9. Ch R Farrar, and D A Jauregui, Comparative Study of Damage Identification Algorithms Applied to a Bridge: II. Numerical Study, *Journal of Smart Materials and Structures*, **7** (1998)
10. R A Adams, Force Identification in Complex Structures, *M S Thesis*, Purdue University (1999)
11. R A Adams, and J F Doyle, Force Identification in Complex Structures, *Recent Advances in Structural Dynamics*, Southampton (2000)
12. R. A. Adams, and J. F. Doyle, "Force Identification in Complex Structures", *Experimental Mechanics*, to appear, 2000.
13. O Romero Murillo, Conservación de Puentes, *Seminario Internacional de Puentes*, Proceedings of the Instituto Mexicano del Transporte (1991)
14. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SIPUMEX, El Sistema de Administración de Puentes Mexicanos, Dirección General de Conservación de Carreteras, México (1992)

15. M Barousse Moreno, y A Galindo Solórzano, Sistema de Administración de Puentes (SIAP), *Publicación Técnica del Instituto Mexicano del Transporte*, No **49** (1994)
16. M A Backhoff, y J C Vázquez, El Sistema de Información Geoestadística para el Transporte. Métodos, Organización y Descripción Operativa, *Publicación Técnica del Instituto Mexicano del Transporte*, No **207** (2002)
17. A Balankin, V González, E Hernández, J Silva, and J Martínez, Probabilistic Fracture Mechanics Analysis of Nuclear Reactor Pressure Vessel Integrity, *Científica*, Vol **7** (2003)
18. F Carrión, G Lomelí, A López, J Pérez, J Terán, y R Jiménez, Estudio para la Evaluación de los Dispositivos de Soporte Superior (Botellas) de los Anclajes de los Tirantes del Puente Río Papaloapan, *Instituto Mexicano del Transporte*, Reporte Interno **EE05/03** (2003)
19. M Kaouk, and D C Zimmerman, Structural Damage Assessment Using a Generalized Minimum Rank Perturbation Theory, *AIAA Journal*, **32** (1994)
20. S-M Cho, Sub-Domain Inverse Method, *M S Thesis*, Purdue University (2000)
21. W H Press, B P Flannery, S A Teukolsky, and W T Vetterling, *Numerical Recipes*, 2<sup>nd</sup> Ed, Cambridge University Press, Cambridge (1992)
22. G Ammar, and W Gragg, Superfast Solution of Real Positive Definitive Toeplitz Systems, *SIAM Journal of Matrix Analysis and Applications*, **9** (1988)
23. P Deshmukh and K L Sanford Bernhardt, Quantifying Uncertainty in Bridge Condition Assessment Data, *Proceedings of the Mid-Continent Transportation Symposium* (2000)
24. T N Kudsi and Ch C Fu, Redundancy Analysis of Existing Truss Bridges: A System Reliability-Based Approach, *Fist International Conference Bridge Maintenance, Safety and Management* (2002)
25. O Trocónis de Rincón, A Romero de Carruyo, C Andrade, P Helene e I Díaz, Eds, Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado, Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, **Red Temática XV.B**, CYTED (1998)
26. I J Abed-Al-Rahim and D W Johnston, Bridge Element Deterioration Rates, *Transport Research Record* **1490** (1995)
27. E J Gannon, R E Weyers, and P D Cady, Cost Relationships for Concrete Bridge Protection, Repair, and Rehabilitation, *Transport Research Record* **1490** (1995)
28. T M Adams, and P R Sianipar, Sensitivity of Network-Level BMS MR&R Policies to Variations in Cost, Transition Probability, and Discount Factor, *Transport Research Record* **1642** (1998)
29. T M Adams, and J F Barut, Establishing MR&R Cost for a Network Level Bridge Management System, *Transport Research Record* **1642** (1998)

30. F J Manterola, Criterios de Evaluación del estado de los Puentes, Simposio sobre Conservación, Rehabilitación y Gestión de Puentes, Sanfandila, Qro., México ( jun 1995)
31. Proyecto Geométrico, Manual de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (1991)
32. Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares, Norma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, No **N-PRY-CAR-6-01-XX/01** (2001)
33. Trabajos de Conservación Rutinaria de Puentes y Estructuras, Norma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, No **N-CSV-CAR-2-03-XX/01** (2001)
34. Trabajos de Conservación Periódica de Puentes y Estructuras, Norma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, No **N-CSV-CAR-3-03-XX/02** (2002)
35. Trabajos de Reconstrucción de Puentes y Estructuras, Norma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, No **N-CSV-CAR-4-03-XX/02** (2002)
36. The Maintenance and Management of Roadways and Bridges, AASHTO Maintenance Manual, The American Association of State Highway and Transportation Officials (2003)
37. Manual for Condition Evaluation of Bridges, 2<sup>nd</sup> Ed, AASHTO Manual, The American Association of State Highway and Transportation Officials (2003)
38. Inspección y Conservación de Puentes, Manual de la Dirección General de Servicios Técnicos, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Tomos I y II (1990)
39. F Carrión, J A López, and A Balankin, Probabilistic Model for Bridge Structural Evaluation Using Nondestructive Inspection Data, 12<sup>th</sup> SPIE International Symposium Smart Structures and Materials and SPIE International s 10<sup>th</sup> Symposium Nondestructive Evaluation for Health Monitoring and Diagnostic, Proceedings of the SPIE International Society for Optical Engineers, San Diego, CA (Mar 2005)
40. A Torres, M Martínez, A del Valle, and J Pérez, El Uso de Nuevas Tecnologías en el Mantenimiento, Conservación en la Infraestructura de Puentes en México que Presenta Daños por Corrosión, Revista Ingeniería de Construcción, Vol **19**, No 2 (2004)
41. O Troconis de Rincón, R Mejías de Gutiérrez, M Salta, et al, Durability of Concrete Structures: DURACON, an Iberoamerican Project. Preliminary Results, CORROSION NACEExpo, Paper No. 04311, New Orleans, Louisiana, Mar 28-Apr 1 (2004)
42. M A Astiz, Composite construction in Cable-Stayed Bridge Towers, *International Conference on Composite Construction - Conventional and Innovative*, Conference Report, Innsbruck, Austria (Sep 1997)

43. R C Hibbeler, Structural Analysis, *Prentice Hall Inc.*, A Simon & Schuster Company, 3rd Ed (1997)
44. O A Rascón, M Barousse and G Ventura, Análisis Normativo y Estadístico de Cargas Vivas en Puentes en México, *Instituto Mexicano del Transporte*, Publicación Técnica No **97**, Sanfandila, Querétaro (1997)
45. D Samayoa, A Balankin, F Carrión, Análisis de Esfuerzos en los Cables de un Puente Atirantado debido a la Interacción Vehículo-Estructura, *4º Congreso Internacional de Ingeniería Electromecánica y de Sistemas*, Instituto Politécnico Nacional, México, D F (2005)



‡ Certificación ISO 9001:2000 según documento No 0109-2007-AQ-MEX-EMA,  
vigente hasta el 24 de octubre de 2009 ([www.imt.mx](http://www.imt.mx))

**CIUDAD DE MÉXICO**

Av Nuevo León 210, piso 2  
Col Hipódromo Condesa  
06100, México, D F  
tel (55) 5265 3190  
fax (55) 5265 3190 ext 4711

**SANFANDILA**

km 12+000, Carretera  
Querétaro-Galindo  
76700, Sanfandila, Qro  
tel (442) 216-9777  
fax (442) 216-9671

[www.imt.mx](http://www.imt.mx)  
[publicaciones@imt.mx](mailto:publicaciones@imt.mx)