



Universidad de Concepción
Dirección de Postgrado
Facultad de Ingeniería - Programa de Magíster en Ciencias de la Ingeniería con
mención en Ingeniería Civil

**Metodología para el diseño preliminar de sistemas de
diagnóstico estructural: conceptos, recomendaciones y
aplicaciones para puentes**

Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil con
mención en Ingeniería Civil

JAIME ESTEBAN MAYORGA MARÍN
CONCEPCIÓN-CHILE
2016

Profesor Guía: Fernando Cerda Carrizo
Dpto. de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería
Universidad de Concepción

RESUMEN

Actualmente los procesos de licitación de puentes de grandes luces incluyen en sus especificaciones Sistemas de Monitoreo Estructural (SHMS, por sus siglas en inglés). El éxito del diseño e implementación de los mismos requiere de un entendimiento holístico de las características dinámicas estructurales de los puentes, de los posibles escenarios de daño, de la instrumentación, de las técnicas de procesamiento de señales para transformar los datos adquiridos en diagnóstico estructural y la apropiada interfaz de comunicación con la autoridad para la toma de decisiones.

El ánimo de esta investigación es generar un marco general para el diseño de SHMS aplicable a puentes soportados por cables u otras configuraciones estructurales. Se desarrolla una metodología de diseño que captura, el conocimiento del diseño desde casos documentados y criterios propuestos en el marco de la instrumentación y el diagnóstico estructural.

Dentro de la metodología propuesta, se considera el análisis para la elección eficiente de los puntos de medición en los tableros de puentes. Se presenta un ejemplo de aplicación a un caso real de estudio. Se estudiaron los parámetros modales del puente Z24 para la definición de puntos óptimos de medición de sensores.

Se busca proponer criterios estructurados para el diseño de SHMS para puentes, que puedan ser usados en las etapas tempranas de diseño y que pueda cumplir con el objetivo de detección de daño y a su vez con el modelo de mantenimiento basado en la condición estructural y predictivo en vez del mantenimiento basado en el tiempo y/o correctivo.



A mi dulce esposa Emily por estar a mi lado cada día, a mi hija primogénita Elena quien llena mis días de fe y esperanza y a mis padres Aracelly y Jaime quienes me esperan con sus brazos abiertos allá en Costa Rica.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi Prof. Fernando Cerda por su guía y pericia para el desarrollo de esta tesis.

Extiendo mi agradecimiento también al Prof. Guido de Roeck de la Universidad Católica de Lovaina, Bélgica, quien fue el coordinador del proyecto europeo Brite-EuRam SIMCES y me facilitó los datos de las mediciones realizadas en el puente Z24.



ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Hipótesis de trabajo	2
1.3 Objetivos.....	2
1.4 Metodología de trabajo.....	3
1.5 Principales resultados y conclusiones.....	5
1.6 Organización de la tesis	5
CAPÍTULO 2 : CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA PUENTES.....	7
2.1 Introducción.....	7
2.2 Dimensionamiento de puentes atirantados	8
2.3 Revisión cualitativa de vigas pre y post tensadas.....	11
2.4 Otras consideraciones analíticas de diseño.....	12
2.5 Cargas dinámicas en puentes.....	12
2.6 Conclusiones.....	20
CAPÍTULO 3 : METODOS DE ANÁLISIS OCUPADOS PARA EL DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE SHMS	21
3.1 Introducción.....	21
3.2 Análisis de árbol de falla	21
3.3 Método de descomposición en el dominio de la frecuencia.....	23
3.4 Información de la matriz de Fisher.....	25
3.5 Conclusiones.....	27
CAPÍTULO 4 : RESULTADOS DE LOS ÁRBOLES DE FALLA EN PUENTES ATIRANTADOS.....	28
4.1 Introducción.....	28

4.2	Escenarios de daño en puentes atirantados.....	28
4.3	Conclusiones.....	37
CAPÍTULO 5 : FORMULACIÓN DE LA MATRIZ DE DISEÑO DE SHMS.....		38
5.1	Introducción.....	38
5.2	Instrumentación asociada al riesgo en puentes soportados por cables	38
5.3	Categorías de detección de daño	40
5.4	Definición de la matriz de diseño de SHMS	41
5.5	Conclusiones.....	42
CAPÍTULO 6 : CÁLCULO DE PUNTOS ÓPTIMOS DE MEDICIÓN CON SENSORES		44
6.1	Introducción.....	44
6.2	Colocación óptima de sensores en tableros de puentes	44
6.3	Conclusiones.....	50
CAPÍTULO 7 : METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO PRELIMINAR DE SHMS.....		52
7.1	Introducción.....	52
7.2	Motivaciones y objetivos instrumentación.....	53
7.3	Fuentes de conocimiento para el diseño de SHMS	55
7.4	Sensores, procesamiento de señales y definición de variables físicas: mediciones directas e indirectas.....	59
7.5	Atributos deseados del sistema y especificaciones técnicas.....	62
7.6	Definición de hardware permanente.....	65
7.7	Evaluación económica.....	67
7.8	Implementación, validación, mantenimiento y operación de SHMS	68
7.9	Conclusiones.....	68
CAPÍTULO 8 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		70
CAPÍTULO 9 : REFERENCIAS		72

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Símbolos de las puertas utilizadas en el FTA.	22
Tabla 3.2 Símbolos de eventos utilizados en el FTA.	22
Tabla 5.1 Sensores propuestos de acuerdo a la prioridad del riesgo asociado para puentes soportados por cables y su respuesta esperada.	39
Tabla 5.2 Categorías de detección de daño y métodos.	40
Tabla 5.3 Matriz de diseño de SHMS para puentes soportados por cables.	41
Tabla 6.1 Frecuencias propias del puente Z24 para el escenario de daño 2 de acuerdo a sus valores singulares.	48



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Metodología seguida en el desarrollo de la tesis.....	4
Figura 2.1 Transmisión de cargas en puentes atirantados.	9
Figura 2.2 Relación entre proporciones de vanos y esfuerzos en los cables.....	10
Figura 2.3 Óptima relación de altura de torre por encima del tablero del vano principal.....	11
Figura 2.4 <i>Karman Vortex Street</i> . Ritmo geométrico, durante el proceso del desprendimiento de vórtices.....	15
Figura 3.1 Algoritmo FDD para la identificación de las frecuencias y formas modales.	25
Figura 4.1 Árbol de falla de tablero de puente atirantado.	31
Figura 4.2 Árbol de falla de pilones de puente atirantado.....	32
Figura 4.3 Árbol de falla de fundaciones y estribos de puente atirantado.....	33
Figura 4.4 Árbol de falla de juntas de tablero de puente atirantado.....	34
Figura 4.5 Árbol de falla de puntos de acceso a los tirantes de puente atirantado.....	34
Figura 4.6 Árbol de falla de tirantes de puente atirantado.....	36
Figura 6.1 Puente Z24, a la izquierda la vista longitudinal, a la derecha vista en planta.....	46
Figura 6.2 Cepa del lado de Koppigen, donde se extrajeron bloques de hormigón y se colocaron gatas hidráulicas.....	46
Figura 6.3 Grilla de sensores considerada para las nueve mediciones realizadas en el escenario de falla 2, se ubican asimismo los puntos de referencia R1, R2 y R3.....	46
Figura 6.4 Valores singulares al aplicar la FDD a las aceleraciones del escenario de daño número 2, en la configuración (<i>Setup</i>) 8 de las vibraciones forzadas (FVT).	47
Figura 6.5 Modo de vibración 1 del puente Z24.	48
Figura 6.6 Modo de vibración 3 del puente Z24.	48
Figura 6.7 Modo de vibración 5 del puente Z24.	49
Figura 6.8 Ubicación de sensores en puente Z24, según algoritmo FIM.	50

Figura 6.9 Ubicación de sensores en puente Z24, según algoritmo de Máxima Norma.	50
Figura 7.1 Diagrama de flujo de la metodología propuesta.	54
Figura 7.2 Cargas en ingeniería civil.	57



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En el mundo se han construido más de 1000 puentes atirantados, con vanos inclusive sobre los 1100 m. De acuerdo a la experiencia adquirida, se ha revelado que estos puentes, son más económicos que los puentes colgantes, o suspendidos para vanos inferiores a 500 m. Además, tanto los puentes atirantados como los colgantes, presentan riesgo de falla en sus elementos estructurales principales (controlado por el diseño), y otros tipos de falla tales como socavación. Los grandes puentes son parte de la infraestructura crítica que soporta las actividades económicas de un sector, y por tanto su nivel de seguridad y tolerancia a la falla es nula, o cercana a nula. Son además afectados por cambios en las condiciones ambientales y operacionales, algunas de ellas imposibles de predecir para la vida útil de la estructura. Lo anterior ha motivado el desarrollo y la incorporación de sistemas de instrumentación en puentes de grandes luces.

Actualmente los procesos de licitación de los puentes de grandes luces especifican que es necesario incorporar los Sistemas de Monitoreo de la Salud Estructural (SHMS, por sus siglas en inglés) con el fin de identificar y caracterizar el daño en la estructura, así como la generación de alertas y el tener comunicación con el personal a cargo del mantenimiento del puente.

Debido a que el Monitoreo de la Salud Estructural (SHM, por sus siglas en inglés) es una disciplina relativamente reciente en ingeniería civil, se estima en unos 25 años, no existe un criterio unificado para definir la instrumentación necesaria y en qué lugares estratégicos de la estructura se deben incorporar estos sistemas de instrumentación.

Cada puente tiene sus propias características. Hay un gran número de parámetros a considerar en el diseño estructural, como lo son la materialidad, geometría, condiciones de contorno y el uso para el que será destinado el puente, también como se sabe en ingeniería civil la seguridad es considerada más alta en el diseño para tomar en cuenta las incertidumbres. Lo anterior motiva a proponer una metodología general para el diseño de SHMS, y en especial con aplicaciones a puentes, para incorporar en etapas tempranas de diseño y definición de proyectos.

En base a la motivación antes descrita, se presenta la siguiente hipótesis de investigación, objetivos generales, particulares y metodología de investigación.

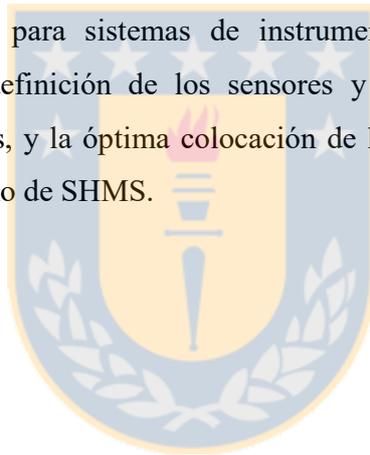
1.2 Hipótesis de trabajo

La siguiente pregunta de investigación se realiza para el apropiado desarrollo de este trabajo:

¿Cómo se define un sistema de monitoreo estructural óptimo?

La respuesta a esta pregunta se da por medio de la siguiente hipótesis:

Una metodología de diseño para sistemas de instrumentación de puentes, basada en sus consideraciones de diseño, definición de los sensores y métodos de procesamiento para el diagnóstico de acuerdo a ellos, y la óptima colocación de los mismos es una herramienta útil y necesaria para realizar el diseño de SHMS.



1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Proponer una metodología basada en criterios de decisiones, para el diseño de SHMS.

1.3.2 Objetivos específicos

- Identificar los principales motivos de fallas en puentes desde el escenario del análisis y diseño estructural.
- Analizar la información de la instrumentación de monitoreo estructural, considerando los tipos de sensores asociados a los principales riesgos de los puentes soportados por cables según la experiencia internacional, para su uso posterior en la metodología propuesta.

- Evaluar metodologías para definir la ubicación óptima de sensores, y aplicarlo a datos reales de ensayo a escala real en mediciones del puente Z24.
- Proponer una metodología general para el diseño de SHMS y especialmente para puentes soportados por cables.

1.4 Metodología de trabajo

La metodología seguida en la tesis fue estructurada de acuerdo al cuadro de la Figura 1.1. Las diferentes etapas se detallan a continuación:

En la etapa de estudio de antecedentes, se discutieron los principales conceptos de diseño de puentes soportados por cables, a partir de donde se identificaron los principales riesgos asociados a considerar vistos desde el escenario de diseño, lo que dejó claro el marco conceptual, generalizable para otros tipos de configuraciones estructurales, requerido para continuar hacia la siguiente etapa de análisis cualitativo de los riesgos de daño severo asociados a los elementos principales en puentes, con base en ello se construyeron los principales escenarios de falla desde el punto de vista del análisis y el diseño estructural. Para ello se aplicó la técnica Análisis de Árbol de Falla (FTA, por sus siglas en inglés).

Posteriormente, en la etapa de análisis de casos de SHMS de puentes de casos reportados en la literatura se revisó la diferencia entre su instrumentación, su prioridad a nivel de riesgos de acuerdo a la respuesta estructural y los métodos utilizados para el procesamiento de sus datos para el reconocimiento de la condición estructural.

Se realizó un contraste entre los escenarios de daño y la información suministrada de los casos expuestos en la literatura, de donde se propuso una matriz de diseño de SHMS para puentes.

Como parte de los criterios presentados se realizó un análisis de ubicación óptima de sensores procesando para ello los datos del Puentes Z24.

Se realizó la unificación de criterios y recomendaciones a partir de lo que se formuló una metodología general que explica el proceso de diseño de SHMS de puentes utilizando para ello un diagrama de flujo que indica los principales pasos a seguir.

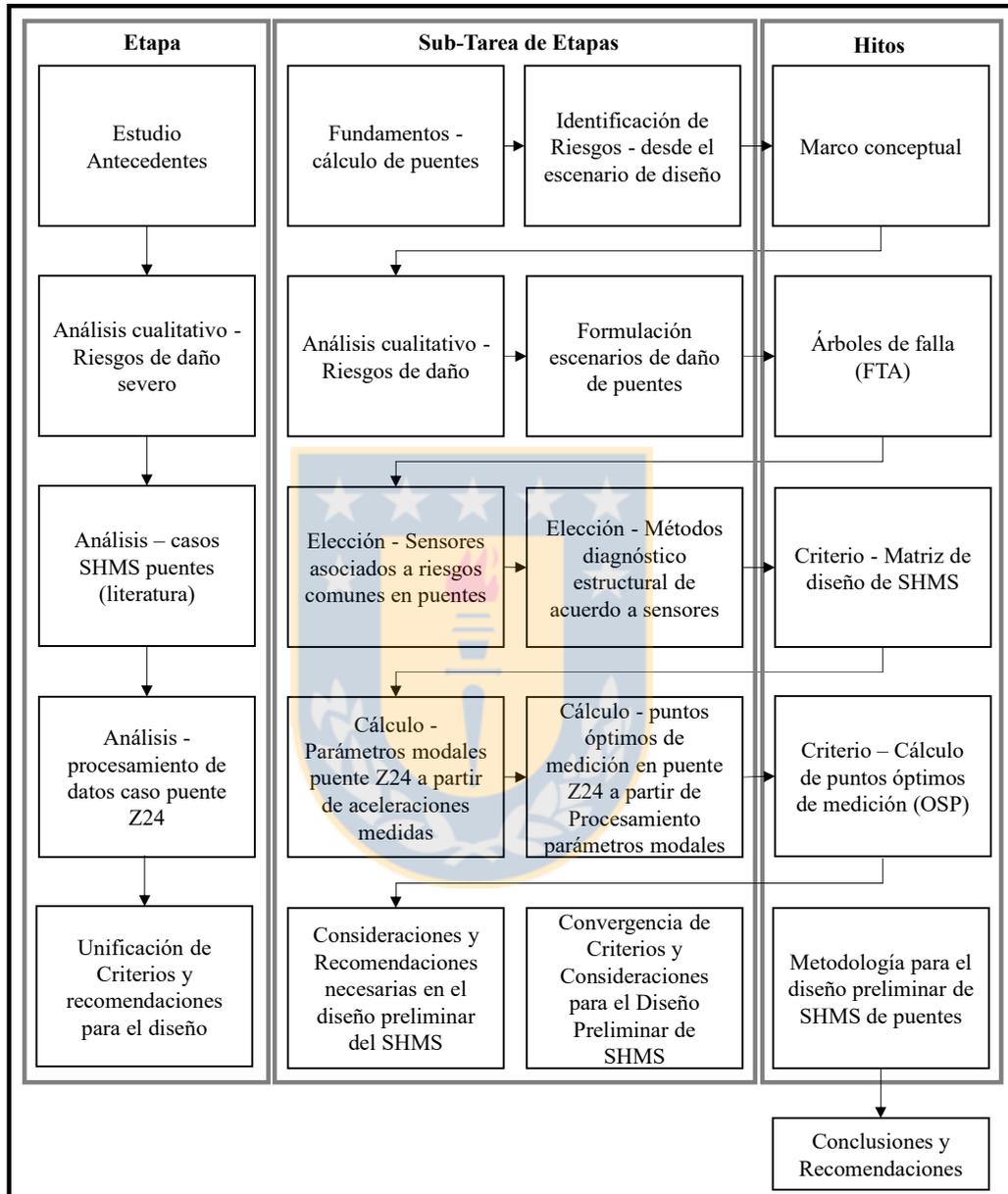


Figura 1.1 Metodología seguida en el desarrollo de la tesis.

A partir de lo anterior se procedió a realizar las principales conclusiones y recomendaciones pertinentes.

1.5 Principales resultados y conclusiones

El uso de la metodología de diseño de SHMS sirve de guía para abarcar las principales consideraciones que conlleven a lograr un diseño seguro, cubriendo los escenarios de falla estructural. Logrando al mismo tiempo, la mejor configuración posible del sistema, por medio del cálculo de los puntos óptimos de medición, de donde se obtiene información del comportamiento estructural, permitiendo identificar tempranamente irregularidades.

El uso de la metodología propuesta permite además tener una idea clara del presupuesto que el ingeniero encargado de las licitaciones públicas de puentes desea obtener.

Sumado a lo anterior, la metodología de SHMS permite mejorar el proceso de toma de decisiones que garanticen la seguridad de las personas y el mejoramiento de los protocolos de mantenimiento, para reducir los costos asociados y aumentando la vida útil de la estructura.

1.6 Organización de la tesis

La tesis está organizada en 9 Capítulos, el primero plantea y define el problema a resolver. En el Capítulo 2 se realiza la discusión bibliográfica con respecto al análisis y diseño estructural de puentes, abordando el caso de los puentes atirantados de manera particular.

En el Capítulo 3 se presentan y discuten los métodos, Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD, por sus siglas en inglés), Matriz de la Información de Fisher (FIM, por sus siglas en inglés) y Análisis de Árbol de Falla (FTA, por sus siglas en inglés), utilizados para el desarrollo de la metodología de diseño de SHMS propuesta.

En el Capítulo 4 se describe cómo se aplicó el FTA y se presentan los resultados respectivos, lo que posteriormente fue utilizado junto con los conceptos del diseño estructural (Capítulo 2), los riesgos asociados y la instrumentación y procesamiento de datos como herramientas para la formulación de la matriz de diseño de SHMS presentada en el Capítulo 5.

En el Capítulo 6 se trata el criterio del Cálculo de los Puntos Óptimos de Medición (OSP, por sus siglas en inglés) y se aplicó a un caso real, el puente Z24 por medio de los métodos FDD y el FIM. La información de este Capítulo ha sido enviada para su publicación.

Con base en los criterios presentados de la matriz de diseño de SHMS y el OSP, en el Capítulo 7 se propone una metodología para el diseño preliminar de SHSMS (ver Figura 7.1) que permite abordar el problema particular desde un punto de vista global. Se destacan los resultados que han sido enviados para su publicación.

Finalmente, el Capítulo 8 incluye las conclusiones, recomendaciones y líneas futuras de investigación y en el Capítulo 9 se presentan las referencias del trabajo.



CAPÍTULO 2: CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA PUENTES

2.1 Introducción

En este capítulo se presentan las principales consideraciones de diseño para puentes atirantados, tomando en cuenta que son puentes que debido a su estructuración son más complejos que los puentes tradicionales (puentes de viga T, de viga cajón, en voladizo, en arco), para el análisis de estos últimos se podría extender esta sección, sin necesidad de ello, ya que las consideraciones para estos son bien conocidas.

Los criterios de diseño expuestos en esta sección permiten identificar algunas condiciones desfavorables de un puente construido, tales como las relaciones de dimensionamiento, detectando fácilmente una relación atípica entre el vano principal y el secundario, cargas atmosféricas relevantes de acuerdo a su emplazamiento, etc., lo que hace necesario considerarlas en el diseño de un SHMS.

Actualmente el diseño y la construcción se han tornado más complejos por lo que se deben incorporar evaluaciones empíricas, en base a datos medidos en terreno, que permitan la identificación de propiedades estructurales (estáticas y dinámicas), para calibrar, actualizar y validar los modelos numéricos.

Se explican las principales cargas dinámicas que afectan a los puentes soportados por cables, siendo que las características dinámicas de la respuesta estructural se utilizan para el “monitoreo global”. Lo anterior sin dejar de lado que es necesario realizar “monitoreo local”, donde se instrumentan los puntos de la estructura en los que se prevé que podrían presentarse daños de acuerdo a los mecanismos de falla (rótulas plásticas, etc.) considerados, errores de diseño o constructivos, generalmente dados en las conexiones, juntas, cables que podrían fallar por redistribución de rigideces y otros puntos de elementos principales.

Se busca lograr la suficiente información para el diagnóstico y prevención, dando alertas tempranas del daño progresivo.

A continuación, se detallan las consideraciones de diseño, que sirven de base para generar los principales escenarios de falla desarrollados en la presente investigación.

2.2 Dimensionamiento de puentes atirantados

El ingeniero estructural encargado de diseñar sistemas de monitoreo debe estar familiarizado con las principales consideraciones de diseño, de forma tal que pueda detectar analíticamente inconsistencias, antes de invertir recursos en el análisis de modelos y algoritmos computacionales.

Se debe identificar analíticamente si el dimensionamiento de un puente es atípico, de forma tal de que sea considerado en el SHMS.

La geometría de los puentes atirantados se determina por medio de la proporción de los vanos laterales con respecto al vano principal y a través de la altura de las torres que se relaciona con el vano principal. Frecuentemente, las condiciones locales imponen sus desviaciones con respecto a la geometría ideal. A continuación, estas consideraciones se definen para puentes atirantados de tres vanos. El comportamiento básico de los puentes atirantados bajo sus cargas se muestra en la Figura 2.1.

Las cargas en el vano principal son transmitidas a las cabezas de las torres por medio de los cables y a partir de allí ancladas por tensión a través de los tirantes traseros concentrados en los muelles de anclaje de las fundaciones ubicadas en los límites del puente.

Los tirantes traseros son los que gobiernan la rigidez de un puente atirantado y reciben cambios de carga importantes.

Una buena proporción de longitud de vanos es en consecuencia importante para un diseño económico de puentes atirantados. La Figura 2.2 enmarca las consideraciones mencionadas para los esfuerzos de los cables traseros. Verticalmente se muestra la proporción entre carga viva y carga muerta (LL/DL), horizontalmente se da la longitud del vano principal (L).

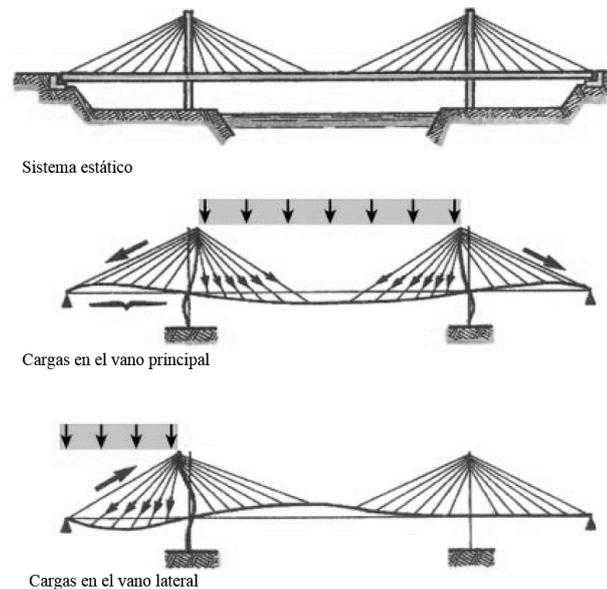


Figura 2.1 Transmisión de cargas en puentes atirantados (Virgoleux, 2001).

A la derecha de la línea recta (casi vertical), las fuerzas de tensiones mandan para una rigidez mínima asumida del cable de $E_{\text{eff}} = 180\,000 \text{ N/mm}^2$ a la izquierda se da un rango de fatiga de $\Delta f_s = 200 \text{ N/mm}^2$ que manda para un 40% de carga viva. Las curvas dentro del diagrama dan la proporción de los vanos (Leonhardt y Zellner, 1980).

Para puentes de concreto, la proporción entre carga viva y carga muerta es de alrededor de 0.25. La proporción de vanos correspondiente es de $L1: L = 0.4$ para un vano principal de 400 m dando la misma cantidad de acero de cable requerido para una carga máxima del cable y un rango de fatiga.

Los puentes de acero de ferrocarriles pueden tener una proporción entre carga viva y carga muerta superior a 0.6 lo que resulta en una proporción de vanos de $L1: L = 0.3$ para condiciones similares de esfuerzos.

El diagrama indica que los puentes de acero tendrán una proporción más pequeña entre vano lateral y vano principal que los puentes de concreto de manera que se obtengan los mismos esfuerzos optimizados.

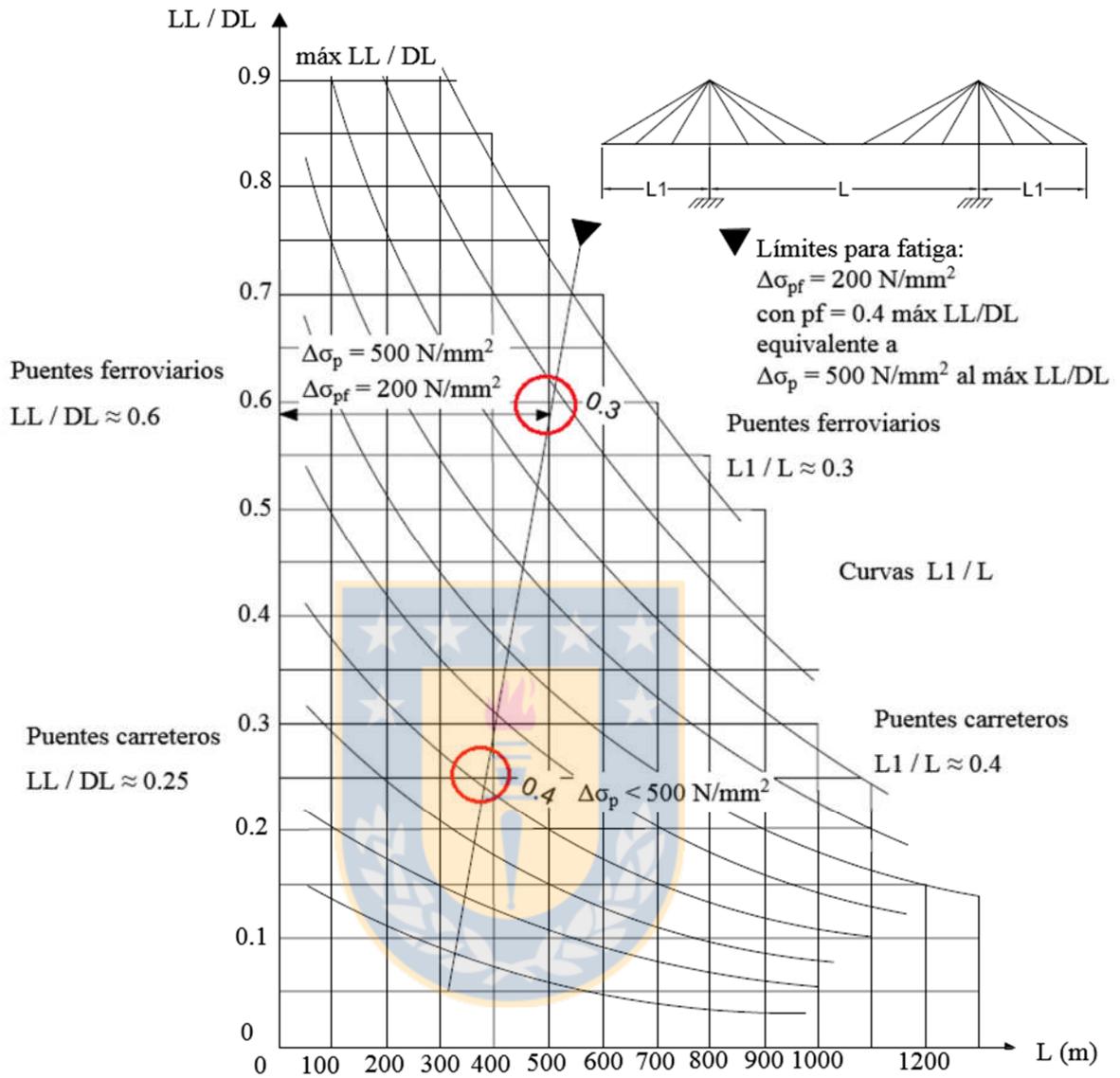


Figura 2.2 Relación entre proporciones de vanos y esfuerzos en los cables (Leonhardt y Zellner, 1980).

La proporción de la altura de la torre por encima del tablero también influencia la cantidad requerida de acero para cables. La Figura 2.3 indica que la altura óptima de la torre viene siendo entre $1/5 - 1/6$ del vano principal.

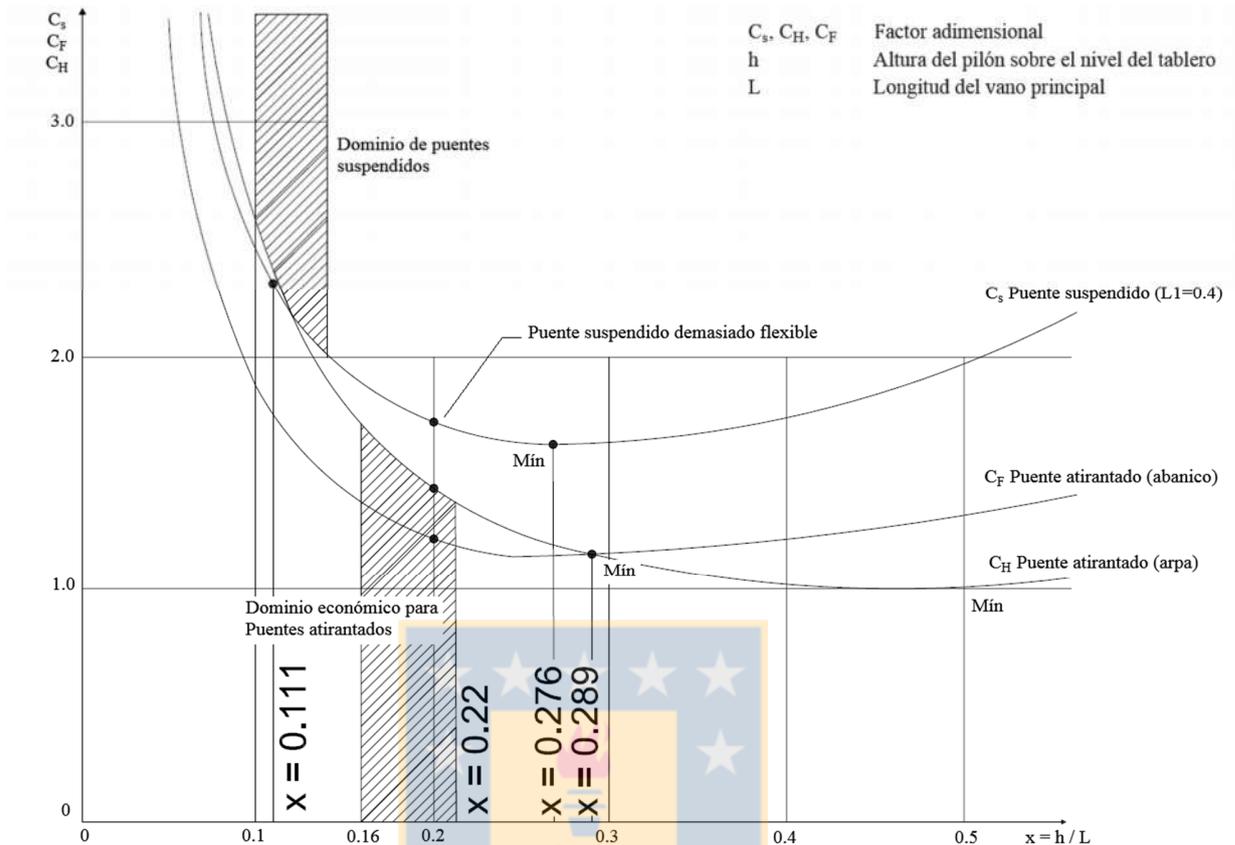


Figura 2.3 Óptima relación de altura de torre por encima del tablero del vano principal (Leonhardt y Zellner, 1972).

2.3 Revisión cualitativa de vigas pre y post tensadas

Las vigas cajón de concreto, son típicamente pre-tensadas longitudinalmente. Los cables de pretensado se crean tirando de hilos en tensión antes del colado del concreto por lo que este se cura directamente contra las hebras tensadas.

Las vigas pre-fabricadas se transportan al sitio de construcción, donde se empatan conjuntamente. Por lo general, están unidas por medio de conectores de cortante con lechada y varillas de acero transversales o hebras de postensado. Las conexiones de los conectores de cortante permiten que las cargas de servicio se distribuyan entre las vigas adyacentes.

Una opción para monitorear el buen comportamiento de los elementos postensados es por medio de *strain gauges* adheridos a los torones. Por medio de las deformaciones medidas es posible estimar la carga en los puntos de medición a través de la ley de Hooke. Se establecen los rangos o umbrales establecidos para revisar su condición, ya que hay variables que los afectan, tales como magnitud de tensión, relajación de los cables, longitud de los mismos y sistemas de instalación (Poveda *et al.*, 2009).

2.4 Otras consideraciones analíticas de diseño

Hay otras consideraciones que se pueden realizar preliminarmente con fórmulas aproximadas y que sirven como medidas de comprobación de los análisis realizados por computador, tales como: conocer la cantidad de acero necesaria para los cables (Virgoleux, 2001), el cálculo aproximado de los momentos en el tablero debido a carga viva, a través de la modelación por medio de fundaciones elásticas (Orlov y Saxenhofer, 1963), seguridad del tablero contra el pandeo en el rango no lineal, modelada igualmente sobre fundaciones elásticas (Pflüger, 1975).

Es necesario indicar que lo importante para el diseño de puentes no es tanto la seguridad contra el pandeo, lo que es más un valor teórico, sino el incremento no lineal de los momentos que se revisa por medio del efecto $P-\delta$, de la teoría de segundo orden (Tang, 1976).

Otras consideraciones son, el cálculo de las fuerzas de los cables, postensado de elementos y efectos reológicos de retracción, contracción, temperatura y fluencia, entre otros.

2.5 Cargas dinámicas en puentes

Todos los puentes están sometidos a cargas vivas producto del tráfico vehicular y a cargas atmosféricas, sin embargo, los puentes soportados por cables tienen características aerodinámicas particulares en las secciones transversales de sus tableros, las que pueden ser determinadas numéricamente por medio de simulaciones de mecánica de fluidos. Sin embargo, para secciones atípicas o no estandarizadas se examinan por medio de modelos en la prueba del túnel de viento,

para determinar sus parámetros característicos como entrada (*input*) con el fin de realizar análisis computacionales.

A continuación, se presentan los parámetros del viento a considerar y se hace hincapié en la necesidad de realizar mediciones tanto para el diseño como para el monitoreo estructural.

2.5.1 Parámetros del viento

La carga dinámica del viento es relevante debido a las grandes dimensiones de algunos puentes y debido a la generación de efectos como vórtices, aleteo, etc. Por lo que se hace recomendable instrumentar los pilares o mástiles por medio de acelerómetros y estaciones climáticas y los cables por medio de celdas de carga o sensores de fibra óptica para realizar mediciones directas de sus fuerzas, o por medio de acelerómetros de manera indirecta.

El criterio de seguridad de una estructura contra la excitación del viento es usualmente expresado por los reglamentos, los cuales requieren que la estructura tenga una vida útil, típicamente de 100 años para puentes, la estructura debe conservar suficiente resistencia.

El diseño se revisa para el estado límite último que es en la práctica reducido a un pequeño lapso de tiempo, generalmente son 10 minutos. Tras lo anterior, la velocidad más alta del viento (para un viento con periodo de retorno de 100 años) actúa y debe haber tiempo suficiente para que la estructura sea sometida a todas las resonancias. Las velocidades del viento en esos 10 minutos pueden ser interpretadas como la velocidad media del viento (V_m).

El perfil de la velocidad media V_m y de la turbulencia es originado a partir de lo quebrado de la topografía (rugosidad) o de la superficie del agua. El perfil V_m y el perfil de turbulencia son influenciados por la rugosidad local.

El perfil $V_m(z)$ sigue una ley logarítmica (Simiu y Scanlan, 1996), que es una aproximación derivada a partir de análisis estadísticos. Estas son típicamente definidas por el valor de V_m (con $z = 10$ m) y el perfil de elevación que depende de la rugosidad. La turbulencia se describe a

través de su espectro de energía (m/s^2) o su densidad espectral de potencia, que es una forma idealizada de la integral de Fourier en función del tiempo. La cantidad de turbulencia depende de la elevación y es descrita ya sea por la intensidad de turbulencia o por el perfil de velocidad de ráfaga de 5 segundos.

La definición completa de viento requerida para determinar los efectos del viento en un puente atirantado (Espectro de Turbulencias de Karman) se puede revisar en los documentos del ESDU (ESDU, 1985; ESDU, 1986). Generalmente se encuentran en los documentos de licitación de puentes atirantados.

La velocidad inicial para que se den oscilaciones inestables es en sí misma una función del tamaño del edificio y de sus frecuencias naturales. Por esta razón es una definición cuestionable, lo cual es particularmente cierta para puentes. En un proyecto de diseño se debe contar con mediciones del viento, el procesamiento de los datos del viento puede ser usado para generar análisis refinados de vientos tiempo-historia aleatorios (DIN 1055, 2001).

A continuación se revisan los principales efectos del viento que inducen vibraciones en los puentes soportados por cables de acuerdo a (Petersen, 1996).

2.5.2 Turbulencia inducida

La turbulencia inducida es causada por una variación aleatoria de la velocidad del viento en la capa límite atmosférica. Las fuerzas de excitación se dan a lo largo y a lo transversal de la dirección del viento. La vibración inducida por turbulencia puede ser descrita solo estadísticamente. El principal efecto sobre la estructura es la amplificación dinámica de las fuerzas internas.

Este es un tipo de carga o condición ambiental que puede afectar el comportamiento dinámico del puente. Medirlo como input, permite asociar el cambio en el comportamiento de un puente a las condiciones normales de operación y evitar un diagnóstico de daño, así también el vórtice inducido, según se muestra a continuación.

2.5.3 Vórtice inducido

Las oscilaciones inducidas por vórtices, son causadas por una creación regular de estructuras de vórtices a partir del cuerpo en estudio. El desprendimiento de los vórtices en sí, depende de una interacción entre la estructura y el flujo del viento. Las fuerzas de excitación son principalmente transversales a la dirección del viento y los principales efectos sobre la estructura son las resonancias agudas, ver Figura 2.4.

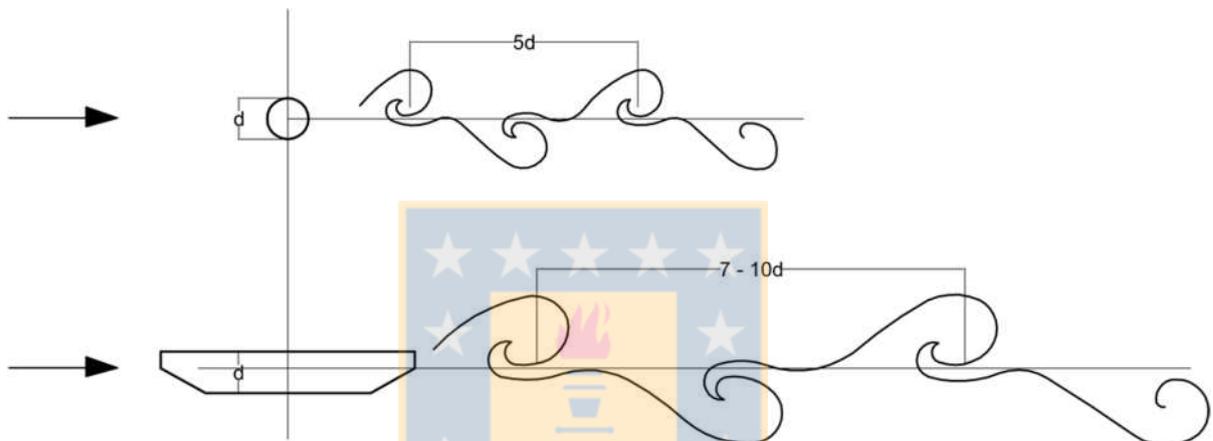


Figura 2.4 *Karman Vortex Street*. Ritmo geométrico, durante el proceso del desprendimiento de vórtices (Svensson, 2013).

2.5.4 Movimiento inducido

El movimiento inducido es la retroalimentación entre el flujo y el movimiento rítmico de la estructura en el viento. Las fuerzas de excitación son principalmente transversales y torsionales. Lo que resulta en la vibración inducida por movimiento y que puede ser mejor comparada con los efectos estáticos de segundo orden. Su propiedad más importante es la inestabilidad dinámica.

Estos tres mecanismos de excitación pueden también ocurrir juntos y pueden amplificarse entre ellos. No es una propiedad estricta de los efectos del viento que se intensifiquen con una reducción de las frecuencias naturales estructurales.

2.5.5 Modo de falla por aleteo

El aleteo es una inestabilidad que se da en secciones con tipo de perfil aerodinámico (con esbeltez $L \gg h$, con un borde curvado aguas arriba) a las que el flujo permanece ligado a la superficie superior. Las secciones aerodinámicas no son propensas a la flexión o torsión por galope. La falla puede ocurrir en una respuesta acoplada que envuelva los modos verticales y torsionales f_B y f_T respectivamente.

En este caso el movimiento de flexión vertical induce fuerzas que conducen a oscilaciones torsionales y viceversa, el fluido por lo tanto, acopla los dos mecanismos de respuesta los que se excitan uno al otro. Las oscilaciones inestables vienen siendo similares al movimiento de nado de un delfín.

Es crítico que se alineen las dos diferentes frecuencias naturales iniciales, moviéndose una hacia la otra, a través del efecto de rigidez tipo resorte negativo del flujo y debido a ello se dé el movimiento, con un cierto desplazamiento de fase entre los componentes de la respuesta vertical y torsional. Las amplitudes A_B y A_T crecen proporcionalmente y exponencialmente.

Una excitación aeroelástica de una sección transversal, que implica el acoplamiento de los dos modos se conoce como aleteo, sin importar cuál sea el patrón del flujo. Por lo tanto, el aleteo es un modo de falla aeroelástico general, cuyos límites son los dos mecanismos galopantes descritos arriba. Generalmente se da una ligera mezcla entre los componentes de los movimientos al darse las inestabilidades por galope, pero es pseudo estable y sin ningún significado práctico.

Dentro de la dinámica de puentes se deben considerar ciertas relaciones en los modos de vibrar, que se verán directamente relacionados con las masas actuantes, lo que se presenta a continuación.

2.5.6 Modos de vibración naturales

Por medio de la medición de vibraciones es posible identificar las frecuencias más importantes, a partir de donde es posible calcular las formas modales. Por lo que se hace necesario considerar las

relaciones entre las frecuencias para la definición de umbrales, que permita identificar tempranamente la inestabilidad en la que la estructura pueda estar incurriendo.

En los puentes atirantados, así como para todas las estructuras, los modos de vibración naturales son de mayor importancia para la susceptibilidad a excitaciones dinámicas. Las frecuencias estructurales bajas tienen una alta susceptibilidad. Conforme las dimensiones estructurales sean más grandes o se tengan vanos muy largos la frecuencia será más baja, así que los puentes grandes son particularmente críticos.

La relación de la frecuencia entre diferentes modos puede ser también importante en puentes atirantados. Un ejemplo clásico es la relación f_T / f_B (frecuencia torsional / frecuencia vertical a flexión), que es un parámetro crítico para la susceptibilidad contra la inestabilidad por aleteo.

Otro parámetro importante, pero menos conocido, es la relación entre la frecuencia de un miembro estructural masivo y la de un cable anclado a él, que puede ser responsable de que se dé resonancia interna a través de una excitación indirecta (1:1) o resonancia paramétrica (2:1).

A continuación, se muestran las consideraciones con respecto a la carga sísmica y los cuidados que hay que tener en cuenta en los puentes soportados por cables.

2.5.7 Carga sísmica

La instrumentación de los registros sísmicos se hace sumamente importante para la evaluación de la estructura después del evento, así como para la actualización de normativas.

Las irregularidades pueden causar un mal comportamiento de la estructura bajo carga sísmica e incrementan el riesgo de falla asociado. Es necesario evitar el acoplamiento de modos, definir los mecanismos de falla deseados y tener juntas especiales para no perder el soporte de los cojinetes.

La carga sísmica es una excitación dinámica basada en la sacudida lateral del suelo. Lo que causa efectos inerciales y por lo tanto desplazamientos en función del tiempo en las estructuras tales

como los puentes atirantados. Debido a la magnitud de la carga, el dimensionamiento es típicamente realizado asumiendo un comportamiento plástico, lo cual es una diferencia significativa con respecto al diseño por viento u otros efectos dinámicos.

La carga sísmica de los puentes atirantados es tratada de manera similar a la de otros puentes o edificios. Por lo tanto, a continuación, solo mostrarán algunos comentarios generales que están en línea con la normativa internacional. En el diseño sísmico no se deben olvidar los siguientes principios básicos:

- Regularidad y simetría, tal que las fuerzas puedan ser resistidas a lo largo de caminos de carga cortos y sin mayores excentricidades.
- Evitar acoplamiento de los modos en la medida de lo posible.
- Atención particular al diseño de las juntas (golpeteo, embate o pérdida de los cojinetes de soporte)
- Diseño para ciertos mecanismos de colapso, por ejemplo, formación de rótulas plásticas a elevaciones iguales.

El diseño debe satisfacer dos requerimientos principales:

- Después de que se dé el sismo máximo de diseño, debe haber una capacidad de carga residual.
- Para un terremoto de menor intensidad el grado de daño debe ser limitado a un nivel definido, el cual puede ser definido en una base de elemento por elemento.

Estos requerimientos están definidos en términos de los estados límites últimos o de servicio. Bajo las condiciones últimas, las deformaciones plásticas son llevadas a un cierto grado, que es expresado a través de un factor de comportamiento q , el cual es determinado por medio de la ductilidad prevista, es decir por la proporción entre las deformaciones totales y las elásticas. Las condiciones de servicio son en su mayoría definidas a través de las deformaciones límites.

Para el terremoto de diseño, a_g es el valor de diseño de la aceleración horizontal del suelo. Esta es la máxima aceleración lateral de la superficie de la roca como punto de referencia. Típicamente las magnitudes de las aceleraciones del suelo varían con las condiciones del suelo. Las condiciones del suelo también determinan las propiedades espectrales del tiempo-historia de la sacudida, a través de la filtración de los efectos originarios de la estructura del suelo y de las propiedades del amortiguamiento.

El análisis de la carga sísmica de puentes soportados por cables y específicamente de grandes luces difiere en general de otras estructuras en la esbeltez del tablero. La masa del tablero es muy baja en comparación con sus pesadas fundaciones, las que cuentan con alrededor del 75% de la masa del puente aproximadamente. Debido a la esbeltez, las fundaciones tendrán modos de vuelco con frecuencias de entre 10 y 20 Hz y las contribuciones de masa crítica ocurrirán para un gran número de modos (Svensson, 2013).

Hay otras definiciones y regulaciones, por ejemplo, sobre la base de las rigideces, el amortiguamiento, tomando en cuenta el amortiguamiento artificial, las simplificaciones del sistema, etc. Estas consideraciones se encuentran en los códigos de diseño o sobre todo para los puentes de grandes luces, en los documentos de diseño específicos del proyecto. Los supuestos son similares alrededor del mundo al ver los códigos o normativas de diseño relevantes (Código Sísmico de Costa Rica, 2010; Diseño Sísmico de Edificios, 2009; Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2010; General Structural Design and Design Loadings for Buildings, 1992).

Las fuerzas en las secciones debido a eventos sísmicos son usualmente calculadas usando un sistema lineal, como si el sistema permaneciera elástico. Las revisiones de diseño se basan por lo tanto en el espectro de diseño, el cual toma en cuenta el comportamiento plástico a través de la inclusión del factor de comportamiento. El análisis y las revisiones de diseño son generalmente realizados utilizando el método de espectro de respuesta multimodal, en el que la excitación y la respuesta son descompuestas en componentes modales. La superposición de las contribuciones modales se realiza usando teoría de probabilidad. Es algo insatisfactorio que los sistemas no

lineales sean tratados por medio de análisis modal, el cual es estrictamente solo aplicable a sistemas lineales.

También, las reducciones para la respuesta no lineal son precedidas a través del espectro de diseño utilizado, aunque la cantidad de deformación plástica bajo un cierto terremoto no es en realidad conocida hasta que se dé la respuesta y el grado de ductilidad utilizado es evaluado.

2.6 Conclusiones

El ingeniero encargado de realizar el diseño del SHMS debe entender el comportamiento estructural del puente ante las diversas cargas y poder revisar los modelos rápidamente con cálculos analíticos aproximados, tales como los expuestos. Los cálculos precisos computacionales no deben tener desviaciones significativas.

El viento es la principal carga que afecta a los puentes de grandes luces soportados por cables, a través de varios efectos, tales como la turbulencia, vórtices, aleteo, etc. Mientras que los puentes tradicionales, generalmente con más fundaciones que los soportados por cables, se ven afectados principalmente por la carga sísmica y la carga hidráulica que produce las crecidas máximas que dan como resultado la socavación de las fundaciones.

De acuerdo a lo anterior, varían tanto los objetivos de monitoreo como la instrumentación necesaria para cumplirlos, lo que debe ser considerado en el diseño del SHMS. Lo anterior se consideró en los criterios de diseño que forman parte de la metodología de diseño de SHMS.

En la presente investigación, las consideraciones de diseño expuestas sirvieron de base para generar los escenarios de daño a través del método de árbol de falla y finalmente en la matriz de diseño de SHMS que incorpora la instrumentación para las diferentes consideraciones de diseño expuestas en este capítulo.

CAPÍTULO 3: METODOS DE ANÁLISIS OCUPADOS PARA EL DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE SHMS

3.1 Introducción

En esta sección se presentan los métodos utilizados en la metodología de diseño de SHMS propuesta en esta investigación.

Se presenta la técnica de Análisis de Árbol de Falla (FTA, por sus siglas en inglés), la que además de simplificar visualmente el puente como un sistema, establece interrelaciones lógicas que cualitativamente describe los diferentes escenarios de falla. Los FTA están desarrollados y evaluados para los escenarios de falla severa.

Posteriormente se describe la técnica Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD, por sus siglas en inglés) para la extracción de los parámetros modales a utilizar en el cálculo de los puntos óptimos de medición con sensores, mediante la Matriz de la Información de Fisher (FIM, por sus siglas en inglés) que igualmente se describe al final del presente capítulo.

3.2 Análisis de árbol de falla

El método de Análisis de Árbol de Falla (Haasl, 1984) provee una aproximación para modelar un sistema complejo (en este caso el sistema es un puente) que suministra un método de evaluación de la falla considerando la interacción de los componentes del sistema (Sianipar y Adams, 1997). El árbol de falla identifica los modos de falla y los elementos críticos como las fundaciones, los cables, etc. Una ventaja del árbol de falla es que tiene la capacidad de develar una interrelación lógica del sistema del puente a través de la representación gráfica. En la Tabla 3.1 y 3.2 se explican los símbolos usados en un árbol de falla. A continuación, se describe el método FTA.

Tabla 3.1: Símbolos de las puertas utilizadas en el FTA (Haasl *et al.*, 1981).

Símbolo	Puerta	Descripción
	o	Evento de salida que ocurre si uno de los eventos de entrada ocurre.
	y	Evento de salida que ocurre si todos los eventos de entrada ocurren.

Tabla 3.2 Símbolos de eventos utilizados en el FTA (Haasl *et al.*, 1981).

Símbolo	Nombre del evento	Descripción
	Intermedio	Evento que resulta de uno o más eventos precedentes que actúan a través de puertas lógicas.
	Básico	Evento iniciador que no es desarrollado.
	Subdesarrollado	Evento que no es desarrollado dada la falta de información al respecto.

3.2.1 Procedimiento del FTA

El primer paso es investigar e identificar las posibles causas de fallas en puentes, lo que ayuda a desarrollar la estructura cualitativa del árbol de fallas. Una vez que la parte cualitativa del árbol de fallas se desarrolla, se pueden identificar conjuntos menores de escenarios de falla.

Para que el árbol de falla pueda ser desarrollado cualitativamente, es necesario el conocimiento técnico del puente y sus componentes estructurales (ver Capítulo 2). Además, se puede compilar una lista de los fallos posibles y sus causas (generalmente se encuentra literatura al respecto para puentes de configuraciones tradicionales, no así para puentes singulares), así como la opinión de expertos, peritajes de casos de fallas estructurales, informes de inspección, entre otros.

Una vez que se han identificado las causas de las fallas, se puede desarrollar el árbol de falla empezando con el evento superior (falla severa), continuando con los eventos principales que podrían provocar la falla severa. Cada uno de ellos es luego dividido en eventos intermedios (ver Tabla 3.2), para lo que se eligen las puertas de árbol apropiadas (ver Tabla 3.1) para vincular cada evento principal con sus eventos causales.

El proceso de causa y efecto continúa hasta que ninguno de los eventos se puede desarrollar aún más.

El árbol de fallas no tiene que contener todos los eventos que podrían ocurrir; más bien, sólo necesita incluir eventos que podrían ocurrir dentro de la razón. Si el caso no se ha demostrado previamente para ser un suceso iniciador típico en puentes similares entonces, el evento puede ser excluido.

Continuando con los métodos utilizados para la elaboración de la metodología propuesta descrita en el Capítulo 7, se describe la técnica FDD para la extracción de los parámetros modales a utilizar en el análisis de colocación óptima de sensores mediante la técnica de la Matriz de la Información de Fisher que se describe posteriormente.

3.3 Método de descomposición en el dominio de la frecuencia

El método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (Brinker *et al.*, 2000) permite a través de la descomposición de la matriz de función de densidad espectral, separar la respuesta en un conjunto de sistemas de un grado de libertad, cada uno correspondiendo a un modo individual. Utilizando la FDD los modos cercanos se pueden identificar incluso cuando las señales tienen mucho ruido

Para una cierta frecuencia ω solo algunos modos contribuyen significativamente, por lo general uno o dos. Denotando estos modos como $Sub(\omega)$. Para el caso de una estructura, la densidad espectral puede escribirse como,

$$[G_{yy}(\omega)] = \left[\sum_{k \in \text{Sub}(\omega)}^n \frac{d_k \phi_k \phi_k^T}{\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{d}_k \bar{\phi}_k \bar{\phi}_k^T}{\omega - \bar{\lambda}_k} \right], \quad (3.1)$$

donde d_k es un escalar, ϕ_k son los modos de vibración asociados a las frecuencias de vibración del sistema estructural y λ_k son los valores singulares. A partir de lo anterior se debe estimar el *output* (matriz espectral de potencia de la respuesta estructural, PSD) para frecuencias discretas $\omega = \omega_i$ de acuerdo a la matriz,

$$[\hat{G}_{yy}(\omega)] = [\hat{Y}(\omega)]^T [Y(\omega)], \quad (3.2)$$

donde, Y_ω es la respuesta transformada en el dominio de la frecuencia para cada frecuencia. Finalmente, las frecuencias discretas se descomponen a través de la descomposición de los valores singulares (SVD, por sus siglas en inglés) de la matriz,

$$[\hat{G}_{yy}(\omega_i)] = [U_p] [S_p] [U_p]^T, \quad (3.3)$$

donde la matriz unitaria $[U_p] = [u_{i1}, u_{i2}, \dots, u_{im}]$ contiene los vectores singulares (formas modales) y $[S_p]$ es la matriz diagonal que contiene los valores singulares s_{pk} . En la Figura 3.1 se presenta el diagrama de flujo del algoritmo FDD.

La FDD se aplica en el presente trabajo para procesar los datos del puente Z24, con el fin de extraer sus parámetros modales para realizar otro análisis de colocación óptima de sensores mediante el método de la Matriz de Información de Fisher, el que se muestra a continuación. Los resultados de ambos análisis se muestran en el Capítulo 7.

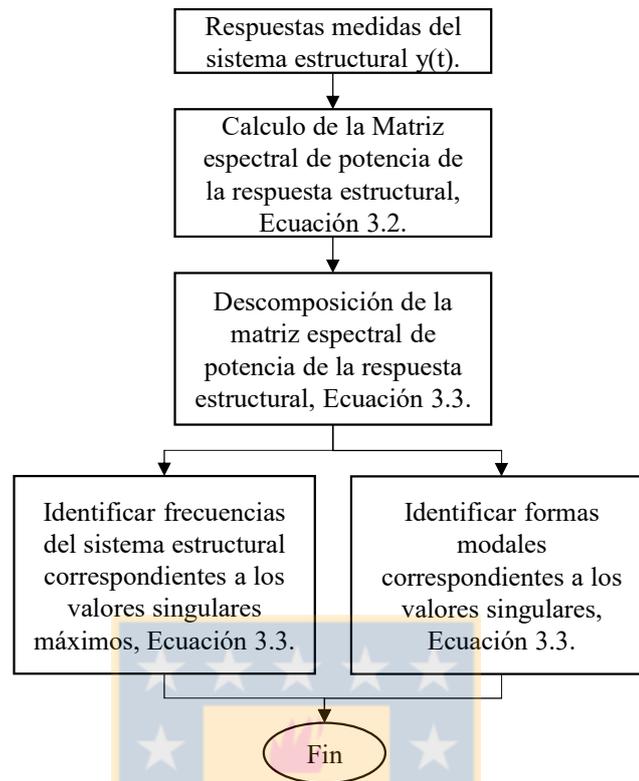


Figura 3.1 Algoritmo FDD para la identificación de las frecuencias y formas modales.

3.4 Información de la matriz de Fisher

La Matriz de la Información de Fisher (Dowski, 2002) y su inversa la *Cramer–Rao Bound*, permiten estimar un conjunto de parámetros, sin considerar otro conjunto de parámetros desconocidos que influyen los datos medidos. A través de la inversa de la FIM se puede estimar que los parámetros deseados de los datos están relacionados con la sensibilidad del sistema para esos parámetros, lo que es ortogonal a la sensibilidad del sistema relacionado con los parámetros que no aportan.

Un modelo determinista de un sistema de medición, incluirá todos los parámetros que afectan la parte determinista de la señal medida. La Información de Fisher es una medida del contenido de información de la señal medida relacionada con un parámetro en particular. La inversa de la FIM es un límite inferior en la varianza del error del mejor estimador para estimar el parámetro en particular con el sistema dado.

Los parámetros desconocidos de un sistema dado pueden ser denotados a través de la longitud o módulo P del vector $\underline{\Phi}$,

$$\underline{\Phi} = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_p]^T, \quad (3.4)$$

donde la medición sin ruido es alguna función vectorial de estos parámetros, $\underline{x}(\underline{\Phi})$. Las mediciones reales en cualquier sistema siempre estarán afectadas por ruido. El límite de este ruido está dado principalmente por la razón ruido señal. Las mediciones del ruido están dadas por $\underline{y}(\underline{\Phi})$. Se asume una media igual a cero para el ruido blanco gaussiano con una varianza σ^2 . La capacidad para estimar $\underline{\Phi}$ está delimitada por la inversa de FIM. Este límite puede describir los estimadores parciales e imparciales. En el presente trabajo solo se consideran los estimadores imparciales. La varianza de cualquier estimador imparcial de un componente de $\underline{\Phi}$, llámese ϕ_i , está limitada por,

$$\text{var}(\hat{\phi}_i) \geq J_u^{-1}(\underline{\Phi}), \quad (3.5)$$

donde $J(\underline{\Phi})$ es la Matriz de la Información de Fisher del vector paramétrico $\underline{\Phi}$ y J_u^{-1} es el i^{th} elemento diagonal de J^{-1} . Siendo $P(\underline{y}(\underline{\Phi}))$ la función de densidad de probabilidad para el ruido observado \underline{y} . La FIM está dada por la Ecuación 3.6.

$$J(\underline{\Phi}) = E \left[\frac{\partial}{\partial \underline{\Phi}} \ln p(\underline{y}(\underline{\Phi})) \right] \left[\frac{\partial}{\partial \underline{\Phi}} \ln p(\underline{y}(\underline{\Phi})) \right]^T, \quad (3.6)$$

donde E se denota el valor esperado.

Para el presente trabajo se utilizó la FIM con los datos de aceleraciones del puente Z24 con el fin de tomar los parámetros más representativos de las formas modales para encontrar los puntos óptimos de medición con sensores, los resultados respectivos se presentan en el Capítulo 7.

3.5 Conclusiones

Se presentaron tres métodos utilizados en el presente trabajo, que luego se utilizaron para el desarrollo de la metodología propuesta de diseño de SHMS.

Se debe reconocer que al aplicar el método FTA se tiene una limitación con respecto a la falta de datos estadísticos de fallas en puentes soportados por cables y su desarrollo debe pasar por una serie de decisiones subjetivas, vistas desde el escenario del diseño estructural y de la experiencia generada a nivel internacional reportada en la literatura. En esta investigación, los árboles de falla se desarrollaron con base en los principales eventos de falla para un puente atirantado.

Por otra parte, se presentaron las Técnicas FDD y FIM que presentan procedimientos rigurosos para extraer parámetros modales complejos y que finalmente permiten el cálculo de la ubicación de los puntos óptimos de medición con sensores en tableros de puentes. Las limitaciones de estos dos métodos están directamente relacionadas con los datos adquiridos en las mediciones operacionales en terreno, que dependen a su vez, de las especificaciones técnicas de los sistemas de instrumentación utilizados para ello.

La implementación computacional de tales métodos no es trivial, la descomposición de la matriz espectral de potencia de la respuesta estructural presenta una solución difícil de implementar. Se presentó la estrategia para su resolución de una manera rápida, al igual que el cálculo del método FIM, que resulta conveniente al contarse con mediciones de terreno, para luego utilizar criterios de ubicación óptima de puntos de medición.

CAPÍTULO 4: RESULTADOS DE LOS ÁRBOLES DE FALLA EN PUENTES ATIRANTADOS

4.1 Introducción

En este capítulo se muestran los resultados de la aplicación del método FTA a puentes atirantados, con el fin de contrastarlos con los casos documentados en la literatura de puentes instrumentados y desarrollar la matriz de SHMS propuesta en esta investigación.

Mientras que la falla de un puente ocurre de repente, el deterioro que condujo a la falla es progresivo. La siguiente aplicación de FTA a la falla de puentes atirantados describe el patrón de eventos que contribuyen al deterioro, que eventualmente conduce a la falla.

La falla de un puente, por lo general se inicia por la falla de la superestructura o subestructura, en elementos principales, como vigas, cepas, pilas, cojinetes (*bearings*), fundaciones, mástiles, cables. El colapso de las vigas (tablero-diafragma) se asocia principalmente a la sobrecarga de las cargas de tráfico o camiones con exceso de peso, reducción de fortaleza debido al calor extremo, colisiones y la corrosión del acero de refuerzo y de los tendones de post-tensado, lo anterior queda plasmado en los árboles de falla mostrados en este capítulo.

A continuación, se presentan los árboles de falla de la de la sub estructura y superestructura, que representan los escenarios de falla en puentes atirantados.

4.2 Escenarios de daño en puentes atirantados

4.2.1 Subestructura del puente

La falla en las fundaciones es el resultado de la socavación, que es causada por el flujo de agua que erosiona los cimientos (Lu *et al.*, 2008).

La principal causa de la falla de los cojinetes (*bearings*) son las fuerzas laterales extremas que golpean la superestructura de los rodamientos, provenientes de cargas ambientales u operacionales, estas últimas a través de colisiones. A su vez, los eventos de colisión también pueden causar daño local en las cepas.

La corrosión es otra fuente de falla en las cepas, que se puede dar debido al desgaste o agrietamiento del recubrimiento del acero.

4.2.2 Superestructura del puente

Con el tiempo, aumenta la cantidad de tráfico para la que el puente está en servicio, yendo más allá de la capacidad de diseño, lo que conduce a la sobrecarga de las vigas (tablero-diafragma). Las vigas también pueden ser sobre-cargadas debido a la reducción de la resistencia de las mismas. La capacidad de una viga se puede ver reducida por temperaturas superiores a la temperatura máxima de diseño 120 °F. Este fenómeno ha sido definido como el calor extremo en el árbol de falla.

Las colisiones y la corrosión también tienen un efecto sobre la resistencia a la flexión. Las colisiones se refieren a embarcaciones marítimas que producen grandes fuerzas de impacto sobre las vigas, que se dan como resultado de violaciones al límite de altura.

La corrosión se produce cuando el agua con altas concentraciones de cloruro tiene acceso al refuerzo y a interactuar con el hierro. El cloruro puede venir a partir de sales de agua de mar o de deshielo mezcladas con condiciones de clima húmedo (es decir, nieve, hielo, lluvia).

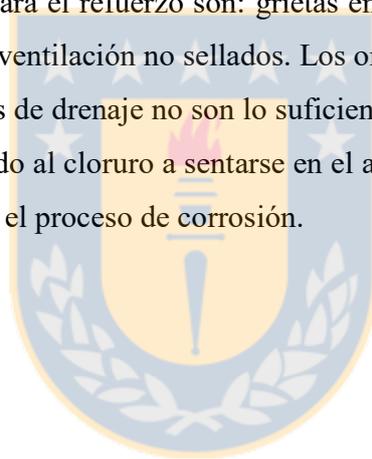
El principal punto de entrada para el cloruro a los tirantes es a través de grietas en el concreto, la barrera impermeable y el sellador de las llaves de paso. Estas entradas se dan porque las vigas se sobre esfuerzan al ser sometidas a grandes desplazamientos. Una membrana impermeable que está defectuosa o inexistente conduce a que el cloruro alcance al concreto subyacente y a las llaves de paso.

Los eventos considerados de acuerdo al escenario de diseño (ver Capítulo 2) que pueden llevar a la falla de la superestructura y de la sub estructura se pueden ver en los árboles de falla de las Figuras 4.1 al 4.4.

En algunos casos, la lechada no se ejecuta correctamente durante la fase de construcción, lo que permite que una mayor cantidad de agua fluya a través de los conectores.

Una vez que el agua pasa a través de los conectores, entra en contacto con los tirantes, que se colocan directamente debajo de los conectores, y comienza el proceso de corrosión. La Figura 4.5 muestra el árbol de falla desarrollado para representar los puntos de acceso a los tirantes.

Los puntos de entrada clave para el refuerzo son: grietas en el concreto, recubrimiento del acero insuficiente, y los orificios de ventilación no sellados. Los orificios de ventilación permiten que el cloruro ingrese. Si los orificios de drenaje no son lo suficientemente grandes, entonces el material obstruye el drenaje conduciendo al cloruro a sentarse en el agujero y penetrar el concreto interior. Cuando esto sucede se acelera el proceso de corrosión.



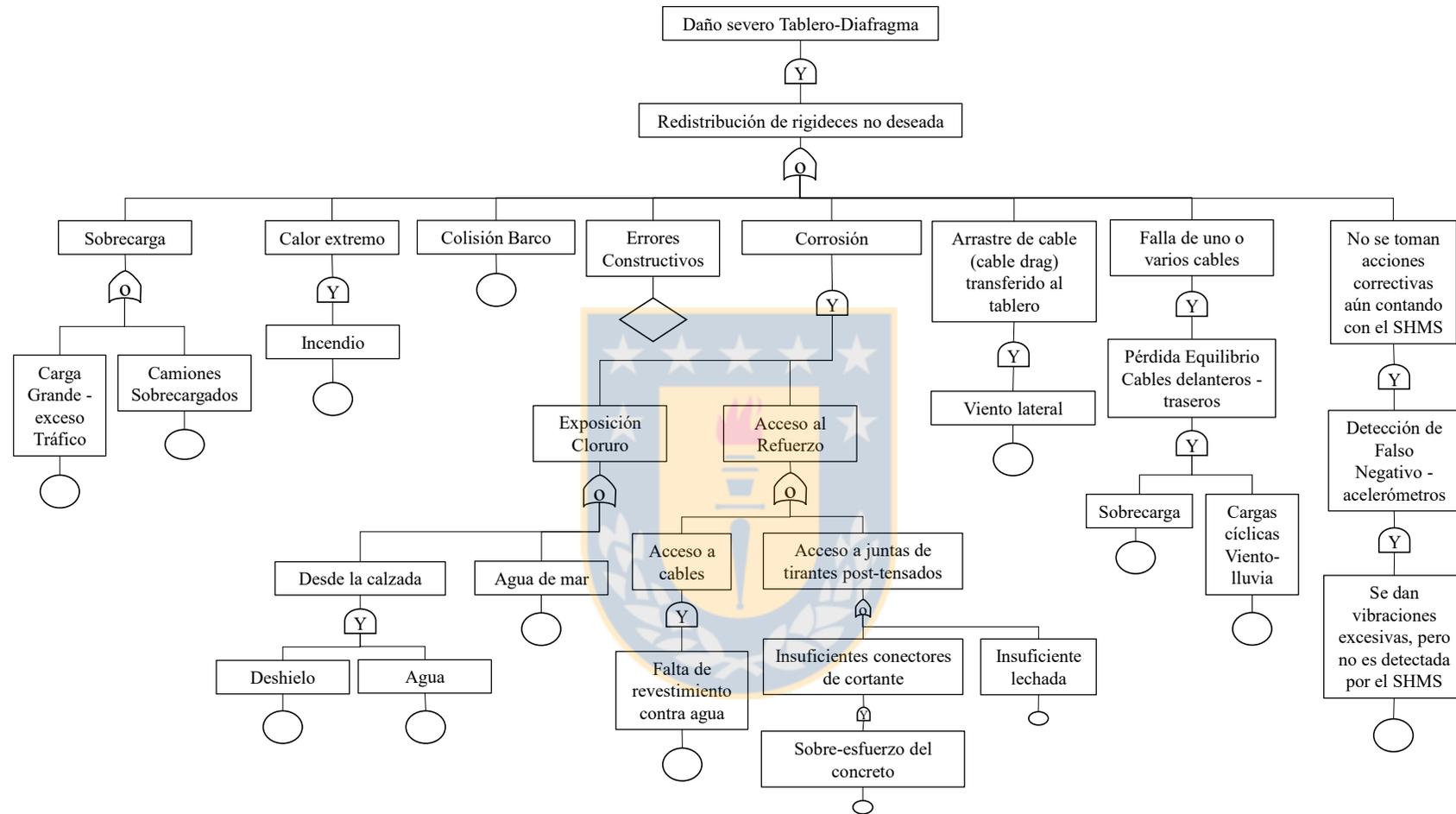


Figura 4.1 Árbol de falla de tablero de puente atirantado.

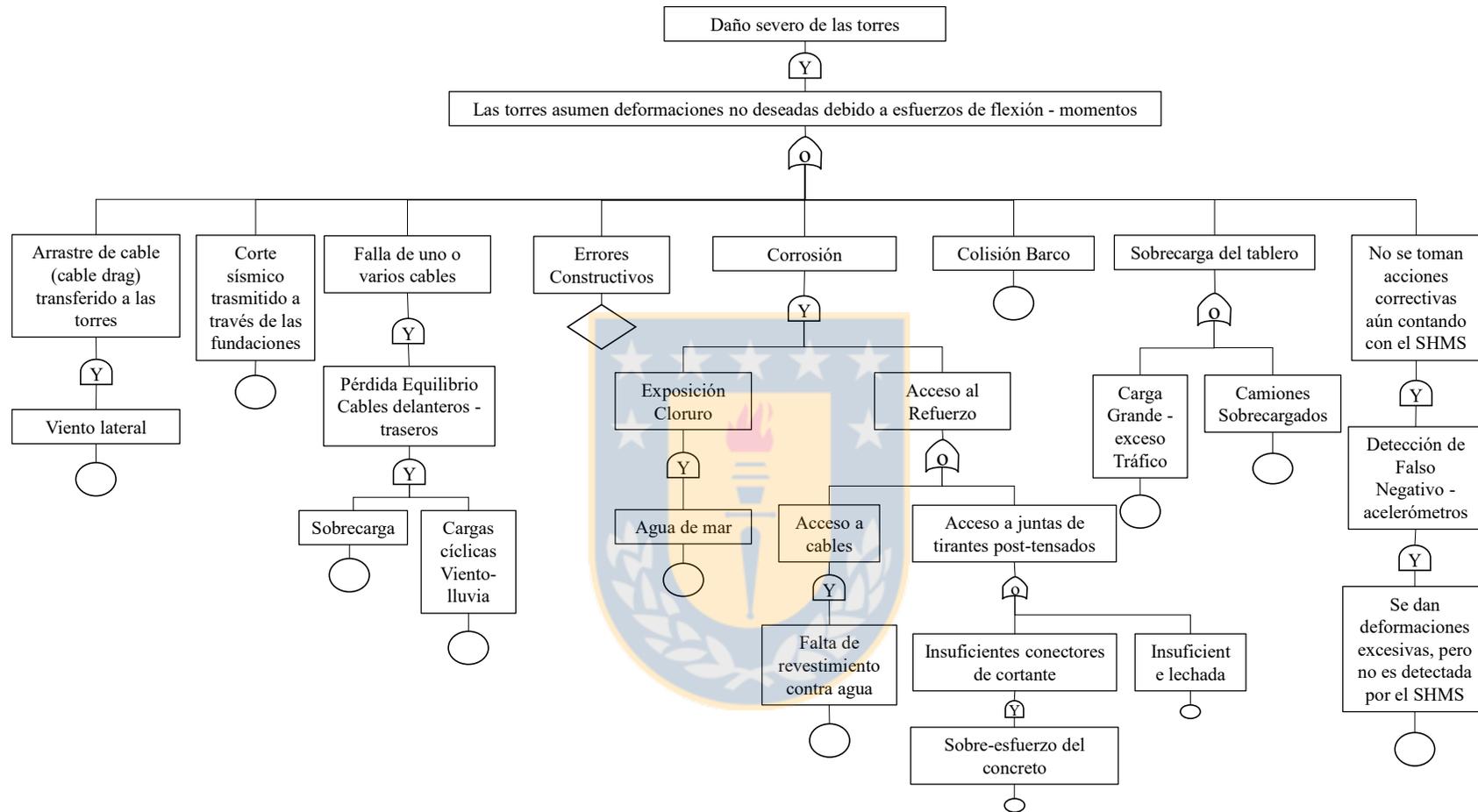


Figura 4.2 Árbol de falla de pilones de puente atirantado.

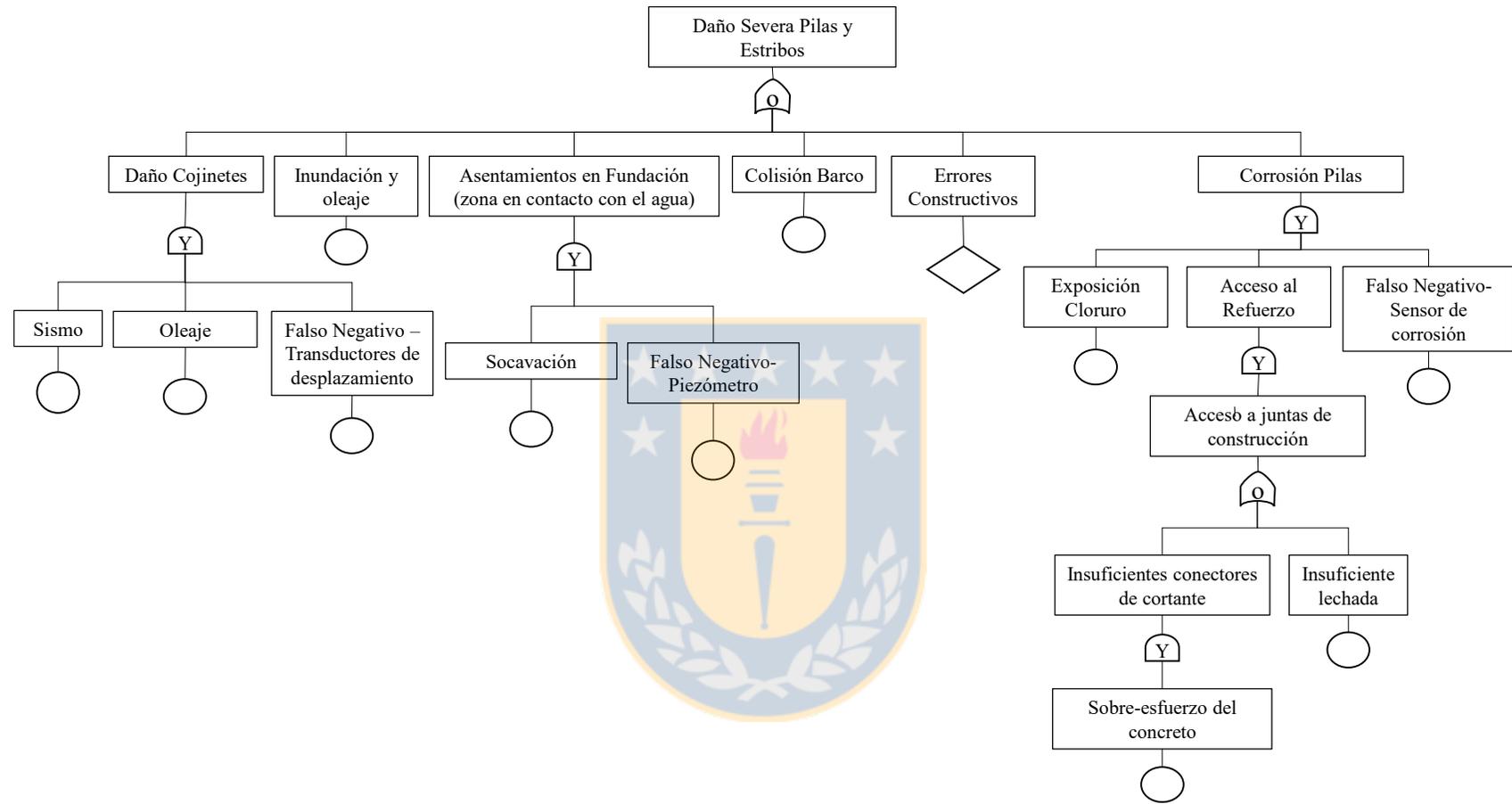


Figura 4.3 Árbol de falla de fundaciones y estribos de puente atirantado.

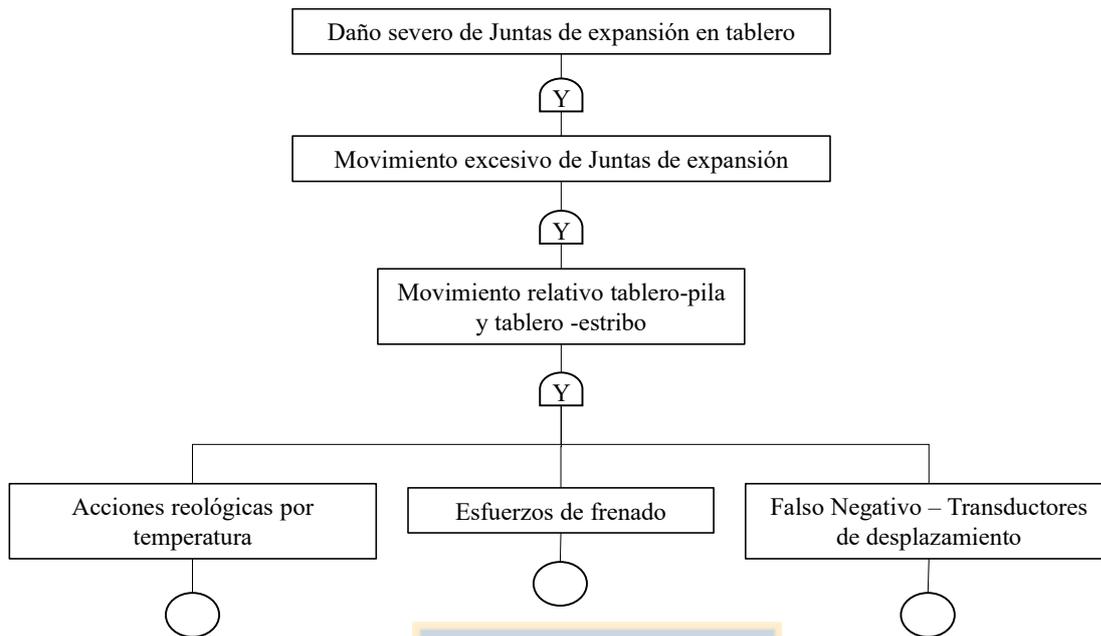


Figura 4.4 Árbol de falla de juntas de tablero de puente atirantado.

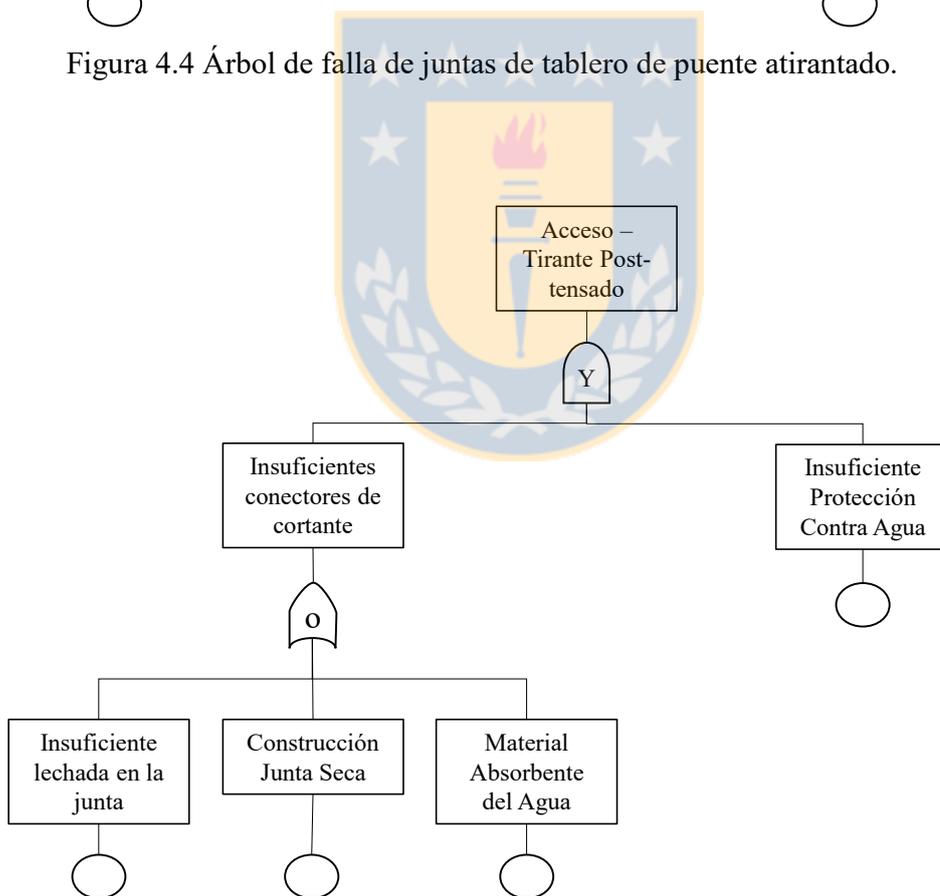


Figura 4.5 Árbol de falla de puntos de acceso a los tirantes de puente atirantado.

4.2.3 Cables de la superestructura del puente

Los efectos debidos a la excitación dinámica de los cables tales como oscilación por galopeo, resonancia paramétrica, embate de cables y vibraciones inducidas en el cable debido a vórtices, los que fueron explicados en el Capítulo 2 desde el punto de vista del escenario de diseño, son considerados en el árbol de falla de la Figura 4.6.



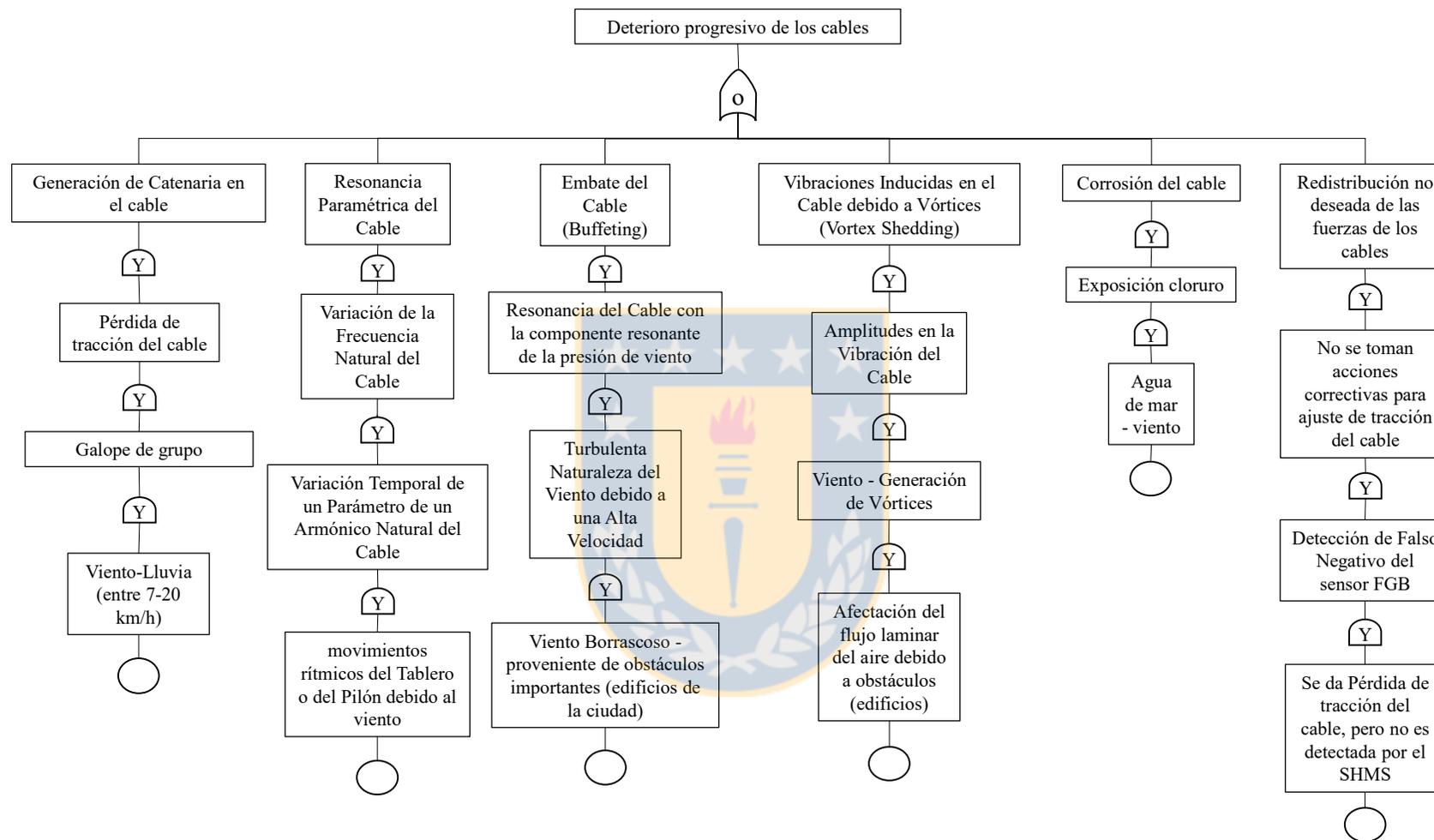


Figura 4.6 Árbol de falla de tirantes de puente atirantado.

4.3 Conclusiones

El conocimiento de los caminos de falla críticos es útil para las necesidades y objetivos a definir para el sistema de monitoreo de puentes por parte del mandante. La información sobre la importancia relativa de los mecanismos de falla puede dar como resultado diseñadores de puentes con una mejor comprensión del comportamiento físico para mejorar la rehabilitación de los puentes actuales y diseño de los futuros puentes.

Los árboles de falla presentados identifican los eventos que conducen al daño severo de la estructura, guiando a los inspectores a enfocarse en los componentes estructurales que se pueden ver involucrados en una mayor influencia en la falla severa del puente y que al ser monitoreados a lo largo del tiempo por el SHMS, se evite en lo posible el uso de técnicas de inspección invasivas que requieren costosas intervenciones.

Además, las herramientas de análisis y visualización, permiten mejorar la percepción sobre los elementos más propensos a fallar. Esto es importante para los ingenieros de terreno cuando se realiza la evaluación de la condición de los puentes.

La información proveída por el árbol de falla respecto a la asignación de la condición del puente puede también ser utilizada para realizar la priorización de decisiones de mantenimiento para la población de puentes.

Los escenarios de FTA aportan información necesaria para su correlación con la instrumentación y métodos de diagnóstico estructural.

CAPÍTULO 5: FORMULACIÓN DE LA MATRIZ DE DISEÑO DE SHMS

5.1 Introducción

En este capítulo se propone el arreglo de una matriz de diseño de SHMS para escoger los sensores necesarios para el SHMS. Donde se toma en cuenta la experiencia internacional generada a partir de los puentes que han sido instrumentados con SHMS. Abarcando los componentes estructurales críticos de acuerdo los análisis de árboles de falla realizados e indicando los tipos de sensores para medir en cada caso identificado.

Con el fin de poder diseñar un SHSM para un puente en particular es necesario contar con una serie de criterios que permitan tomar decisiones fundamentadas. En este capítulo se proponen los criterios de la matriz de diseño de SHMS basada en tres vertientes: 1) la experiencia tomada de los casos de SHMS de puentes reportada en la literatura, 2) riesgos asociados a la respuesta de la estructura ante las cargas y consideraciones tomadas desde el escenario inicial del análisis y diseño estructural y 3) clasificación de la instrumentación de acuerdo a su nivel de precisión y su vínculo con las técnicas más utilizadas para el diagnóstico estructural por medio del procesamiento de los datos tomados.

5.2 Instrumentación asociada al riesgo en puentes soportados por cables

A partir de la información del riesgo asociado a puentes, extraída de los principales ejemplos documentos por autores como Wenzel, (2009) e Inaudi, (2009), es posible extraer lo relevante a puentes atirantados y suspendidos como se muestra en la Tabla 5.1. Están establecidos cuatro niveles de importancia o prioridad, se puede notar que el nivel 3 indica las afecciones más relevantes y que el nivel 0 indica las menos relevantes. Los ítems indicados serán usados en la matriz de diseño de SHMS.

Tabla 5.1 Sensores propuestos de acuerdo a la prioridad del riesgo asociado para puentes soportados por cables y su respuesta esperada. (Inaudi, 2009).

Importancia	Riesgo	Problema	Ítem	Sensores
3 (siempre relevante)	Deformación dinámica debido a cargas ambientales, operacionales y accidentales	Grandes deformaciones, fatiga, agrietamiento	3.1	- Bandas extensométricas (<i>strain gauges</i>) locales con sistemas dinámicos de adquisición de datos (DAQ), transductores de desplazamiento
			3.2	- Sensores de fibra óptica para grietas, distribuidos a lo largo de los cables de fibra óptica
	Cambios de temperatura y gradientes de temperatura en elementos de apoyo	Redistribución de Esfuerzos-Deformaciones	3.3	- Sensores de temperatura eléctricos
			3.4	- Sensores de temperatura distribuidos a lo largo de los cables de fibra óptica
	Condiciones medioambientales	Acciones en el puente	3.5	- Estación climática - Anemómetros
2 (usualmente relevante)	Cambios en las fuerzas de los cables	Redistribución de Fuerzas y Deformaciones	2.6	- Celdas de carga de cuerda vibrante
			2.7	- Sensores de fibra óptica: FGB
	Apoyos (<i>non-bearings</i>) y juntas de expansión	Movimiento reducido, movimiento dado en lugares	2.8	- Medidores de juntas: potenciómetros
			2.9	- Sensores de cuerda vibrante
			2.10	- Sensores de fibra óptica
	Cambios en el ambiente químico del concreto:	Corrosión de barras de acero	2.11	- Sensores de corrosión en el concreto
			2.12	- Sensores de humedad
Plan de construcción y especificaciones	Dificultad para analizar los datos	2.13	- Webcam, captura de imagen y archivo	
1 (algunas veces relevante)	Correspondencia entre el FEM y la realidad	Distribución de deformaciones y diferentes magnitudes en el modelo de forma	1.1	- Bandas extensiométricas (locales)
			1.9	- Sensores de cuerda vibrante
			1.10	- Sensores de fibra óptica
			1.14	- Inclinómetros
	Correspondencia entre los modos de vibración calculados y el comportamiento real	Formas modales y frecuencias asociadas diferentes a las del modelo	1.15	- Acelerómetros para tablero-pilones-estribos
			1.16	- Acelerómetros para cables
			1.2	- Sensores de deformación de fibra óptica distribuidos a lo largo del cable de fibra óptica
	Arietamiento del concreto o el acero	Apertura de grietas	1.8	- Medidores de grietas: potenciómetros
			1.9	- Medidores de grietas de cuerda vibrante
			1.2	- Medidores de grietas de fibra óptica
	Cambio en el nivel freático o en la presión	Cambio en la presión de poro	1.17	- Piezómetros de cuerda vibrante
1.10			- Sensores de fibra óptica	

5.3 Categorías de detección de daño

En la Tabla 5.2 se muestra un resumen para clasificar las categorías de detección de daño de SHM de acuerdo a Karbhari y Lee (2009) y modificado por el autor, a cada categoría se le ha asignado una letra, tal identificación se utiliza en la matriz de diseño de SHMS. Mayor información acerca de los métodos de detección de daño puede ser encontrada en la referencia mencionada.

Tabla 5.2 Categorías de detección de daño y métodos (Karbhari y Lee, 2009).

Categoría de detección de daño	Ítem	Algoritmos basados en	Metodología de detección de daño
Parámetros Modales	a	Frecuencias naturales	- Cambios en las frecuencias
			- Optimización de la fuerza residual
		Modos de vibrar	- Cambios en las formas modales
			- Cambios en la energía de deformación modal
		- Derivados de las formas modales	
Métodos matriciales	b	Basados en la rigidez	- Técnicas de optimización
		- Actualización de modelos	
		Basados en flexibilidad	- Flexibilidad medida dinámicamente
Aprendizaje de máquinas y Reconocimiento estadístico de patrones	c	Aprendizaje no supervisado - Detección de novedad	- Análisis de valores atípicos
		- Redes neuronales	
		- Extracción de características basado en modelos autoregresivos	
		- Modelos AR-ARMA	
		Aprendizaje supervisado – Clasificación y regresión	- Artificial Neural Network
			- Support Vector Machines
			- Selección de características usando algoritmos genéticos
Modelos basados en tensiones	d	Deformaciones	- Análisis de tensiones (tiempo-historia de las deformaciones)

5.4 Definición de la matriz de diseño de SHMS

En orden de definir una matriz de diseño de SHMS que de un criterio para escoger los sensores de SHM necesarios para instrumentar un puente soportado por cables, se realiza una correlación entre los sensores y los riesgos asociados (ver Tabla 5.1) y las categorías de detección de daño (ver Tabla 5.2) y finalmente su correlación con los posibles escenarios de daño, creados a través de los árboles de falla (Figuras 4.1 a 4.6).

La matriz de diseño de SHMS propuesta para ser usada en la etapa temprana de diseño en puentes soportados por cables se muestra en la Tabla 5.3. En dicha tabla, los números representan los sensores, y las letras las categorías de detección de daño y su nivel de precisión es asignado de acuerdo con la incertidumbre de los sensores (Dong, 2010), y la relación entre la cantidad medida y el procesamiento asociado para el diagnóstico. Denotando que tan indirecta es la medición respecto al tipo de análisis que se desea realizar.

Tabla 5.3 Matriz de diseño de SHMS para puentes soportados por cables.

Componentes críticos (de acuerdo a sus FTA)	Nivel de precisión		
	Alto	Medio	Bajo
Cables	2.6d-2.7d-1.10d-1.2d	3.1d-1.1d-1.9d	2.13d-1.14d-1.16a-1.16b-1.16c
Tablero	3.2d-1.10d-1.2d	3.1d-1.1d-1.9d-1.15c	2.11d-2.12d-2.13d-1.14d-1.15a-1.15b-1.8d-1.9d
Torres	3.2d-1.10d-1.2d	3.1d-1.1d-1.9d	2.11d-2.12d-2.13d-1.14d-1.8d-1.9d
Fundaciones	3.2d-3.4d-2.9d-2.10d-1.18d	3.1d-3.3d-1.1d-1.9d-1.15c-1.17d	2.8d-2.11d-2.12d-2.13d-1.14d-1.15a-1.15b
Juntas de expansión	3.2d-3.4d-2.9d-2.10d	3.1d-3.3d	2.8d-2.13d

5.5 Conclusiones

Los conceptos de análisis y diseño de los puentes soportados por cables y su riesgo asociado (ver Tabla 5.1), en combinación con las principales técnicas de diagnóstico (ver Tabla 5.2) permiten proponer un criterio para seleccionar la instrumentación y el procesamiento a través de la matriz de diseño (ver Tabla 5.3), adecuada para ser utilizada en el diseño preliminar de un SHMS y su revisión final.

La experiencia generada a través de diversos SHMS reportada en la literatura permite validar este enfoque, cada estructura tiene sus particularidades, sin embargo, la matriz de diseño de SHMS permite abordar un nuevo diseño de forma segura, ya que se tiene un parámetro de referencia reflejado en la experiencia de diseños anteriores.

Con respecto a la vigencia del criterio presentado de la matriz de diseño de SHMS, se tiene que los riesgos asociados a las estructuras (ver Tabla 5.1) seguirán manteniéndose, pero variarán levemente con el paso de los años al utilizar masivamente nuevos materiales compuestos de alta resistencia que sustituyan al hormigón pretensando, tal como la fibra de vidrio compuesta para tableros de puentes, que está actualmente en estudio por parte de la comunidad científica internacional.

Con respecto a la instrumentación, los sensores, adquisidores, multiplexores y procesadores de señales, así como cualquier otro tipo de *hardware* incluido en un SHMS en particular irán evolucionando muy rápidamente, pero siempre asociados a las variables físicas a medir, por lo que bajarían sus costos, mejorarían su resolución, pero siempre manteniéndose al margen de las variables físicas a medir tales como vibraciones, deformaciones, temperaturas, etc. Con lo anterior se concluye que el criterio de la matriz de SHMS puede mantenerse vigente por muchos años más, aun cuando la tecnología evolucione rápidamente.

La matriz de diseño de SHMS permite verificar que un elemento estructural crítico sea monitoreado por más de una dupla sensor-procesamiento, generando un sistema de monitoreo estructural robusto, que permite validar el diagnóstico realizado por un tipo de medición con al menos un

segundo sistema. Esto permite descartar falsos positivos que se puedan generar por error en la medición o algún componente de un sistema global de monitoreo estructural.

La matriz de diseño de SHMS se puede utilizar como un criterio de decisión para el diseño de sistemas de instrumentación de puentes.



CAPÍTULO 6: CÁLCULO DE PUNTOS ÓPTIMOS DE MEDICIÓN CON SENSORES

6.1 Introducción

La matriz de SHMS, abarca el tipo de instrumentación de acuerdo al riesgo asociado según los principales escenarios de daño de puentes con respecto al diseño estructural y a la experiencia. Considera las técnicas de diagnóstico más recurrentes de acuerdo al tipo de instrumentación, pero no puede en sí entregar cuántos sensores se requieren y en qué lugares específicos deberían ser instalados, ya que cada puente tiene características mecánicas y geométricas diferentes.

Se hace necesario contar con un criterio fundamentado para definir la ubicación de los puntos óptimos de medición. En este capítulo se presentan dos criterios, el algoritmo del Método Independiente Equivalente (Kammer, 1991) basado en la Información de la Matriz de Fisher (FIM, por sus siglas en inglés), y el algoritmo Norma Máxima (MN, por sus siglas en inglés). Ambos permiten calcular los puntos óptimos de medición donde se deben colocar los acelerómetros en el tablero de un puente, de acuerdo a sus formas modales, para lo que se utiliza la técnica de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD, por sus siglas en inglés). De esta manera, a partir de un número de puntos de medición definido se calculan los puntos óptimos de medición en el tablero.

Para aplicar el FIM a un tablero de puente se utilizaron los datos de los acelerómetros del caso de estudio del puente suizo Z24, facilitados por el Prof. Guido de Roeck de la Universidad Católica de Lovaina, Bélgica quien fue el coordinador del proyecto europeo Brite-EuRam SIMCES.

6.2 Colocación óptima de sensores en tableros de puentes

El Cálculo de los Puntos Óptimos de Medición (OSP, por sus siglas en inglés) es una de las ramas del SHM que se encuentra actualmente en investigación y desarrollo por parte de los principales exponentes internacionales del SHM, debido a que el reconocimiento de patrones por medio del diagnóstico estructural depende principalmente de la calidad de los datos tomados por los sensores,

su resolución y su ubicación estratégica en la estructura es que se ha vuelto necesario entrar en detalle al respecto, con el fin de mejorar aún más la pericia asociada.

Para el presente trabajo, se utilizan los datos del puente suizo Z24 para realizar el OSP, (Ver Figura 6.1). El mismo es un caso de estudio que considera ocho escenarios de daño forzado. Para el presente proyecto se tomaron los datos para un solo escenario, el que corresponde al número dos de la toma de datos del *Benchmark*.

Se consideran los datos tomados con los acelerómetros en el sentido vertical, para el escenario de daño en el que fueron cortados bloques de hormigón en la cepa del lado de Koppigen, y fueron colocados inmediatamente gatas hidráulicas que posteriormente serían utilizadas para generar otros escenarios de daño de asentamientos y pérdida de verticalidad no evaluados en el presente trabajo (Ver Figura 6.2). Este escenario corresponde a la condición inicial prístina del puente.

Durante el ensayo, el tráfico fue desviado por seguridad antes de realizar la intervención estructural, posteriormente fueron instalados en el tablero 15 acelerómetros dispuestos a lo ancho y largo de una novena parte del tablero, lo que representa una configuración (*setup*).

Se realizaron las mediciones por secciones del tablero, hasta completar la totalidad del tablero, el motivo de colocar los sensores tan cercanamente fue el de extraer la máxima información del comportamiento dinámico de la estructura (Ver Figura 6.3) para análisis posteriores.

Se utilizaron tres puntos de medición de referencia (R1, R2 y R3), los que se mantuvieron durante las nueve mediciones, de las nueve configuraciones correspondientes, de forma tal que sus datos se utilizaron para normalizar los datos de las nueve mediciones realizadas, vale destacar que lo anterior es válido solo cuando la excitación es del mismo orden de magnitud y en la misma ubicación, por lo que no sería válido para un puente con tránsito, ya que las excitaciones varían constantemente.

Las fuentes de excitación fueron aplicadas simultáneamente, para lo que se utilizaron dos *shakers* verticales el primero ubicado en el punto de referencia R2 y el segundo en el punto de medición de

referencia R1, las ubicaciones de los *shakers* se mantuvieron durante las nueve mediciones. Fue necesario el uso de dos *shakers* para ahogar el ruido inducido por el tráfico bajo el puente. La señal de la excitación generada por los *shakers* fue un espectro de fuerza plano en el ancho de banda de entre 3 y 30 Hz (Kramer y de Roeck, 1999).

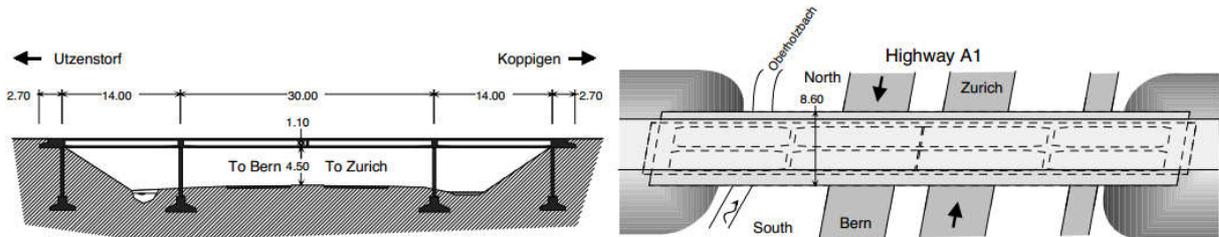


Figura 6.1 Puente Z24, a la izquierda la vista longitudinal, a la derecha vista en planta (Maeck y de Roeck, 2003).

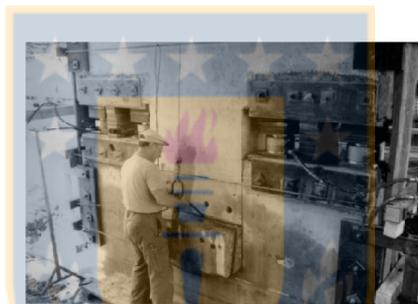


Figura 6.2 Cepa del lado de Koppigen, donde se extrajeron bloques de hormigón y se colocaron gatas hidráulicas (Maeck y de Roeck, 2003).

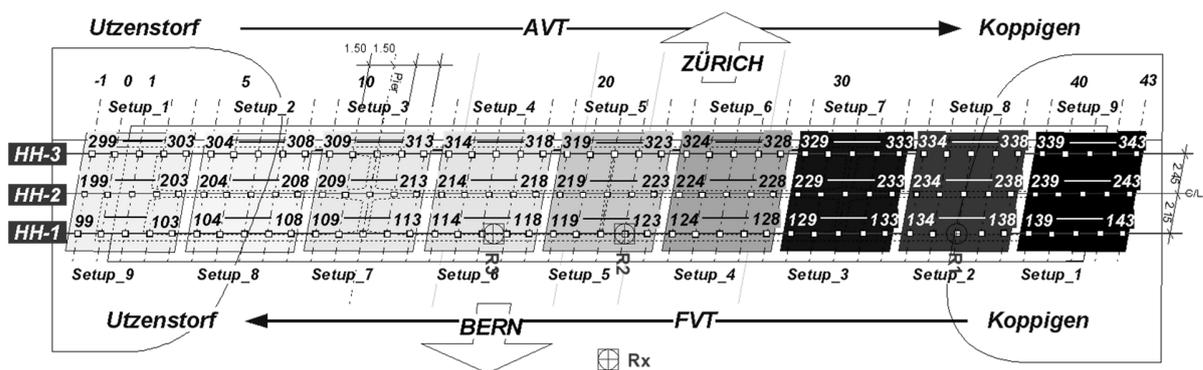


Figura 6.3 Grilla de sensores considerada para las nueve mediciones realizadas en el escenario de falla 2, se ubican asimismo los puntos de referencia R1, R2 y R3 (Kramer y de Roeck, 1999).

A continuación, se presenta el procedimiento utilizado para el cálculo de los parámetros modales utilizados en el algoritmo FIM.

6.2.1 Extracción de parámetros modales a partir de las aceleraciones medidas

Con base en los datos de las mediciones (sin procesar) de los 135 puntos de medición, se procedió a su organización y procesamiento, para aplicar la técnica FDD. En la Figura 6.4 se muestran los valores singulares extraídos a partir del algoritmo FDD para el escenario de daño número dos, configuración (*Setup*) número ocho de las vibraciones forzadas (FVT). Las frecuencias se tomaron de los *peacks* de los valores singulares siendo, 3.85, 9.78 y 12.55 Hz las más preponderantes, correspondientes al primer, tercero y quinto modo de vibración del puente para tal configuración.

En la Tabla 6.1 se muestran las frecuencias extraídas de los *peacks* de los valores singulares para las nueve configuraciones (*Setups*) de los acelerómetros del caso de daño número dos considerado para el presente estudio.

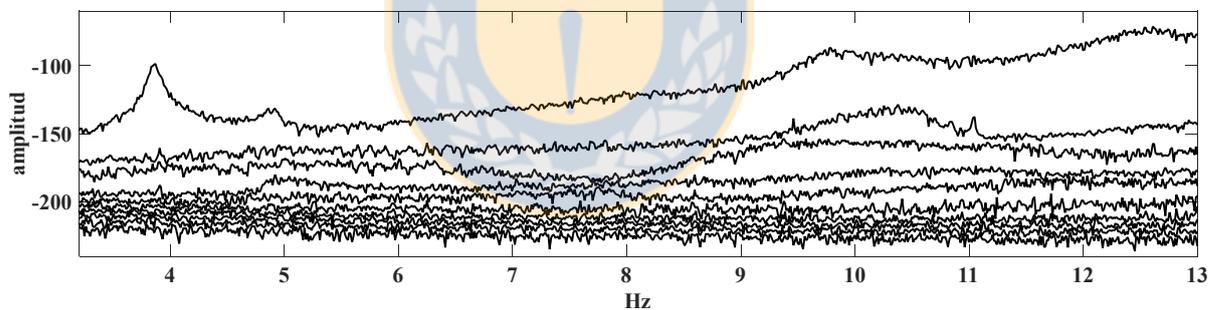


Figura 6.4 Valores singulares al aplicar la FDD a las aceleraciones del escenario de daño número 2, en la configuración (*Setup*) 8 de las vibraciones forzadas (FVT).

Continuando con el algoritmo FDD, una vez obtenidas las frecuencias se calculan los modos de vibrar de la estructura, considerando los 135 puntos de medición sobre el tablero. En las Figuras 6.5- 6.7 se muestran los modos de vibrar graficados a partir de las coordenadas del puente, discretizado a partir de los puntos de medición y de los modos de vibrar extraídos de las aceleraciones medidas después de aplicarles la FDD, no se utilizaron elementos finitos para esto.

Tabla 6.1 Frecuencias propias del puente Z24 para el escenario de daño 2 de acuerdo a sus valores singulares.

Configuración	Frecuencia Modo 1 (Hz)	Frecuencia Modo 3 (Hz)	Frecuencia Modo 5 (Hz)
1	3.85	9.70	12.61
2	3.85	9.79	12.46
3	3.84	9.79	12.63
4	3.87	9.89	12.61
5	3.85	9.75	12.51
6	3.84	9.75	12.51
7	3.84	9.86	12.61
8	3.87	9.78	12.53
9	3.84	9.82	12.61

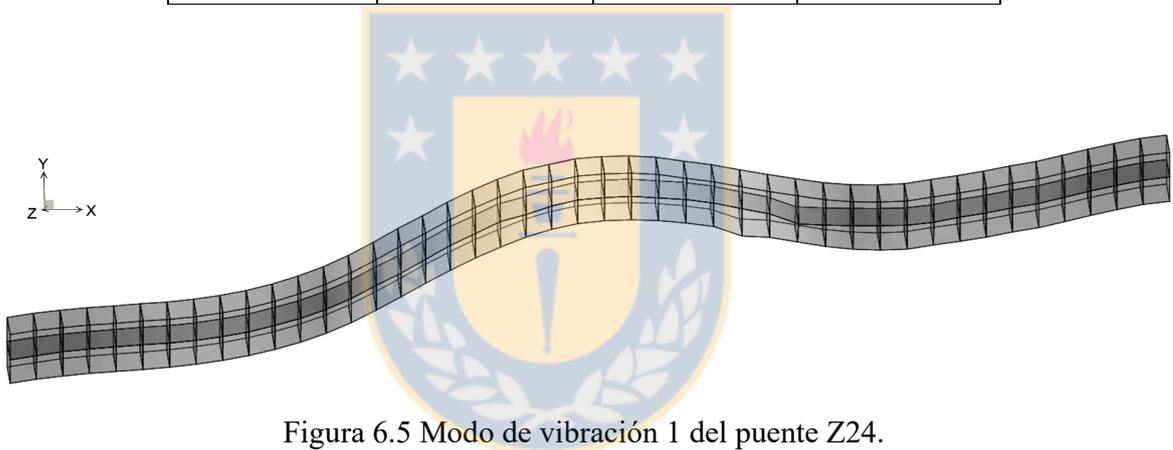


Figura 6.5 Modo de vibración 1 del puente Z24.

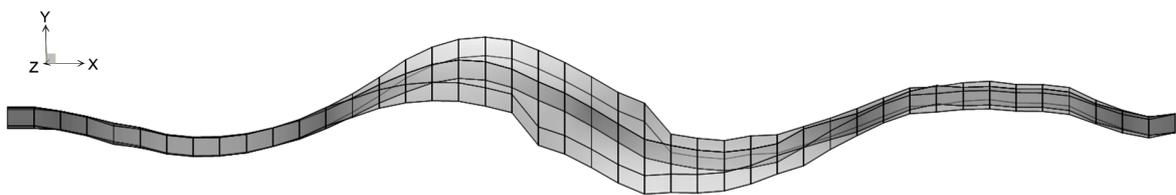


Figura 6.6 Modo de vibración 3 del puente Z24.

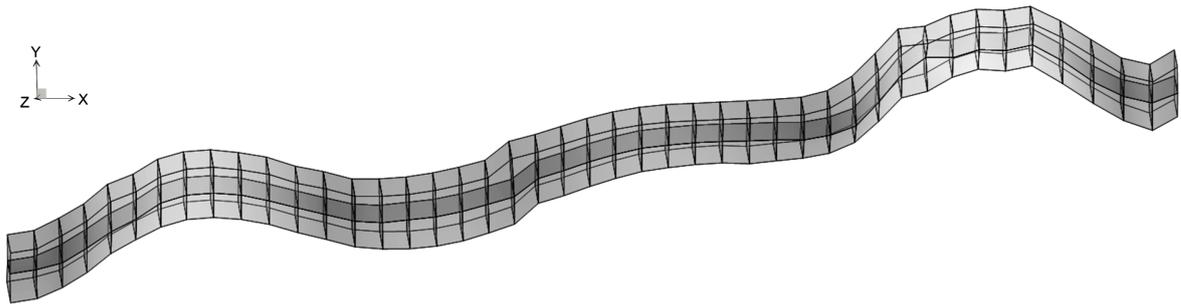


Figura 6.7 Modo de vibración 5 del puente Z24.

A continuación, se muestran los resultados de los puntos óptimos para la colocación de los sensores, utilizando dos métodos, el FIM y el MN.

6.2.2 Ubicación de los puntos óptimos de medición en el tablero del puente Z24

Los puntos óptimos de medición se calcularon a partir de dos métodos. En el primero se maximiza el determinante de la Matriz de la Información de Fisher (FIM) usando el Método Efectivo Independiente (EFI, por sus siglas en inglés).

El segundo, el método de Máxima Norma (Meo y Zumpano, 2005), pesa linealmente la influencia de los modos de vibración. Para ambos algoritmos se discretizó el tablero en elementos de acuerdo a la grilla de ubicación de los 135 sensores (ver Figura 6.3).

Los *inputs* ingresados se presentan en forma matricial y son los siguientes: 1) matriz que contiene los nodos de los elementos que conforman al tablero discretizado según los puntos de medición, 2) matriz con las coordenadas de los nodos de los elementos, 3) matriz que contiene los modos de vibración en cada punto de medición y 4) matriz con todos los grados de libertad de los nodos del sistema discretizado. La condición de borde requerida es el número de sensores a colocar. Para el tablero del Z24 se ingresó un valor de 14 sensores, considerando que es suficiente para un puente de su longitud.

En las Figuras 6.8 y 6.90 se muestran los resultados de los métodos aplicados, debe indicarse que los mismos ubican los sensores de acuerdo a los modos de vibración calculados a partir de la FDD, lo que le da un fuerte significado físico a los resultados estadísticos.

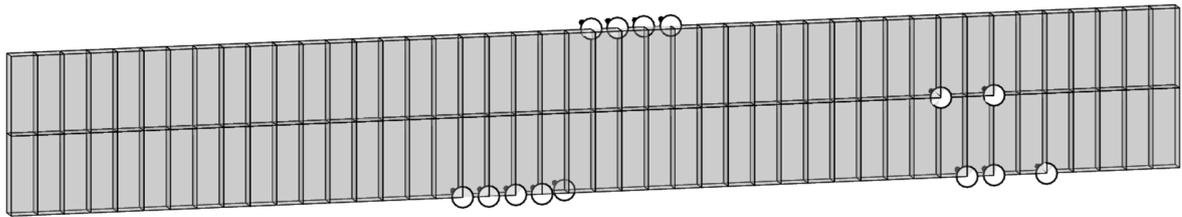


Figura 6.8 Ubicación de sensores en puente Z24, según algoritmo FIM.

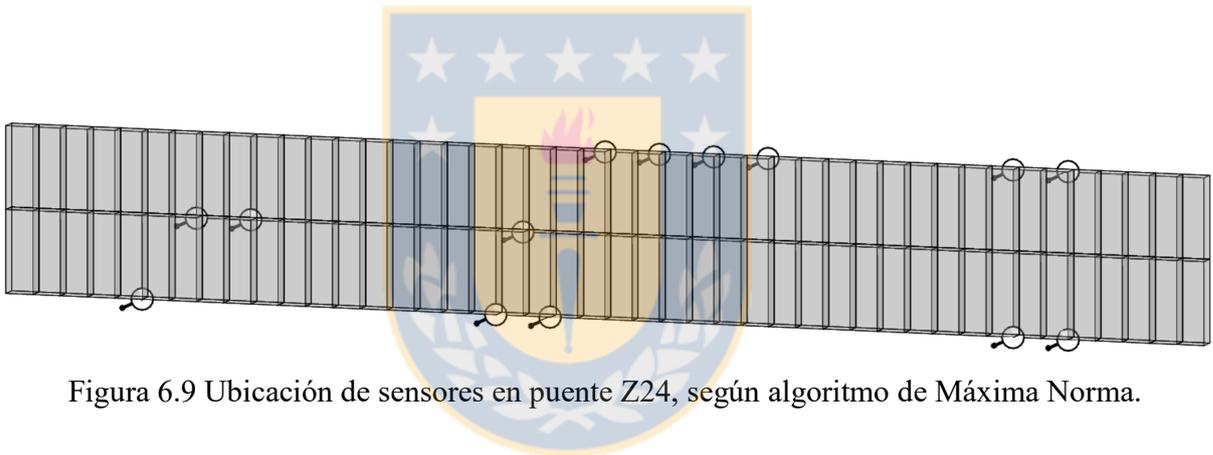


Figura 6.9 Ubicación de sensores en puente Z24, según algoritmo de Máxima Norma.

6.3 Conclusiones

La ubicación óptima de puntos de medición con sensores permite obtener sistemas de instrumentación más fiables. Se realizó el análisis de OSP del puente Z24 utilizando para ello los parámetros de sus formas modales. Los resultados que se obtuvieron son muy fiables debido al procedimiento utilizado durante la adquisición de datos, así pues, se debe indicar que la aplicación del método FIM es directamente dependiente de los parámetros extraídos, pero principalmente de la pericia para realizar las mediciones en terreno que es desde donde se puede definir el inicio correcto del análisis.

Es necesario indicar que los métodos utilizados no arrojan sensores en los extremos debido a que los modos de vibrar tienen menos importancia en tales lugares y los métodos se basan en dicha información para calcular la ubicación óptima de sensores, por tal razón el diseñador debe tener un buen juicio de acuerdo a su experiencia en diseño estructural y construcción para evaluar los resultados y hacer el ajuste necesario para tener un diseño completamente confiable, de acuerdo a estos análisis es necesario instalar un sensor en cada extremo del tablero del puente para tener una aproximación global y holística de la configuración deseada.

La aplicación de estos métodos en este trabajo, representan una parte de los tipos de análisis que pueden realizarse para el diseño de un sistema de monitoreo particular. También se debe indicar que el análisis fue realizado con los datos de un puente de concreto tipo viga, pero puede ser aplicado a cualquier tipo de puente, por ejemplo conociendo que en el caso de un puente atirantado, las fuerzas de los cables afectan los modos de vibración del tablero, tal consideración debe ser tomada en la adquisición de los datos para el cálculo de los modos de vibrar y por ende en los métodos utilizados para calcular la ubicación óptima de los sensores y de esta misma manera para cualquier otra carga que afecte los modos de vibrar de la estructura analizada.

Es posible realizar el proceso inverso expuesto aquí del cálculo de los puntos óptimos de medición, por medio del modelo de elementos finitos, utilizando las formas modales extraídas del análisis computacional, con lo que se puede definir el OSP, el que podría cambiar dependiendo de la evolución del proyecto en terreno y sus condiciones operacionales.

El criterio del cálculo de los puntos óptimos de medición se puede utilizar como un criterio de decisión para el diseño de sistemas de instrumentación óptimos.

CAPÍTULO 7: METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO PRELIMINAR DE SHMS

7.1 Introducción

La inclusión de los SHMS ha venido siendo más frecuentemente parte de los requisitos de las etapas tempranas de las licitaciones de nuevos puentes de grandes luces. También, los SHMS están siendo incorporados a las estructuras existentes en los principales proyectos de mantenimiento y renovación de puentes.

Sin embargo, existe el riesgo de reducir el proceso de diseño e implementación de un SHMS a la adición de instrumentación y el despliegue de series de tiempo en línea sin una interpretación adecuada de los datos, análisis y apoyo para la toma de decisiones de los administradores de las infraestructuras.

En este capítulo se propone una metodología basada en los criterios presentados de la matriz de diseño de SHMS y el OSP, así como las principales consideraciones para ayudar al proceso de diseño preliminar e implementación de SHMS de puentes. La metodología propuesta integra los contenidos presentados en los Capítulos anteriores y se muestra a nivel general en la Figura 7.1.

Dentro de las características distintivas de la metodología, se pueden mencionar: 1) la necesidad de discutir y definir las motivaciones y objetivos para el SHMS en etapas tempranas con el cliente; 2) la contribución del conocimiento de diferentes fuentes de conocimiento, tales como; configuraciones de SHM de proyectos similares, análisis del diseño estructural, modelos numéricos, y la evaluación no destructiva para el caso de las estructuras existentes; 3) la necesidad de incluir posibles modos de fallo, 4) la flexibilidad para definir diferentes técnicas de procesamiento de señal para los datos de los sensores definidos; 5) la evaluación de la configuración del sistema, la precisión de la detección de daño y los atributos deseados del diseño; y 6) el énfasis de probar y validar toda la instrumentación en un ambiente controlado antes de la instalación en terreno.

Se reconoce que la complejidad del proceso de diseño de los SHMS está todavía en desarrollo y no está capturada completamente en la metodología propuesta. Especialmente, la determinación de la precisión de los sistemas para un objetivo de monitoreo deseado sigue siendo una pregunta de investigación considerando algunos tipos de sensores y técnicas procesamiento de señales para la caracterizar los escenarios de daños.

La metodología sigue la estructura del diagrama explicando los diferentes bloques, las relaciones y motivaciones para incluirlos en la metodología. Los números dentro de los bloques de la Figura 7.1 están relacionados con el título en el que se aborda.

7.2 Motivaciones y objetivos instrumentación

Los administradores de puentes, podrían tener diferentes motivaciones para implementar un SHMS en su infraestructura. Se pueden mencionar algunas de sus motivaciones como: 1) la seguridad de las personas, 2) ganar o volver a ganar la confianza del público, 3) la presión pública, 4) la continuidad de la operación, 5) el apoyo para mejorar la toma de decisiones, es decir, el aumento de cargas operacionales, pasando de mantenimiento reactivo a programado de acuerdo a la condición estructural, y 6) registrar las cargas y respuestas estructurales para la investigación científica y la actualización de normas.

Las motivaciones iniciales deben ser destiladas en objetivos cuantificables. Se puede hacer una primera distinción en cuanto al monitoreo de un comportamiento operativo global, y el monitoreo de una condición local identificada. Por ejemplo, se pueden monitorear las frecuencias naturales y las formas modales como descriptores globales, o se puede monitorear una condición de daño específico, tal como una grieta, que se puede detectar a través de inspecciones visuales periódicas de una estructura existente y el objetivo del sistema de monitoreo se puede especificar como el monitoreo de la evolución de la condición del daño localizado.

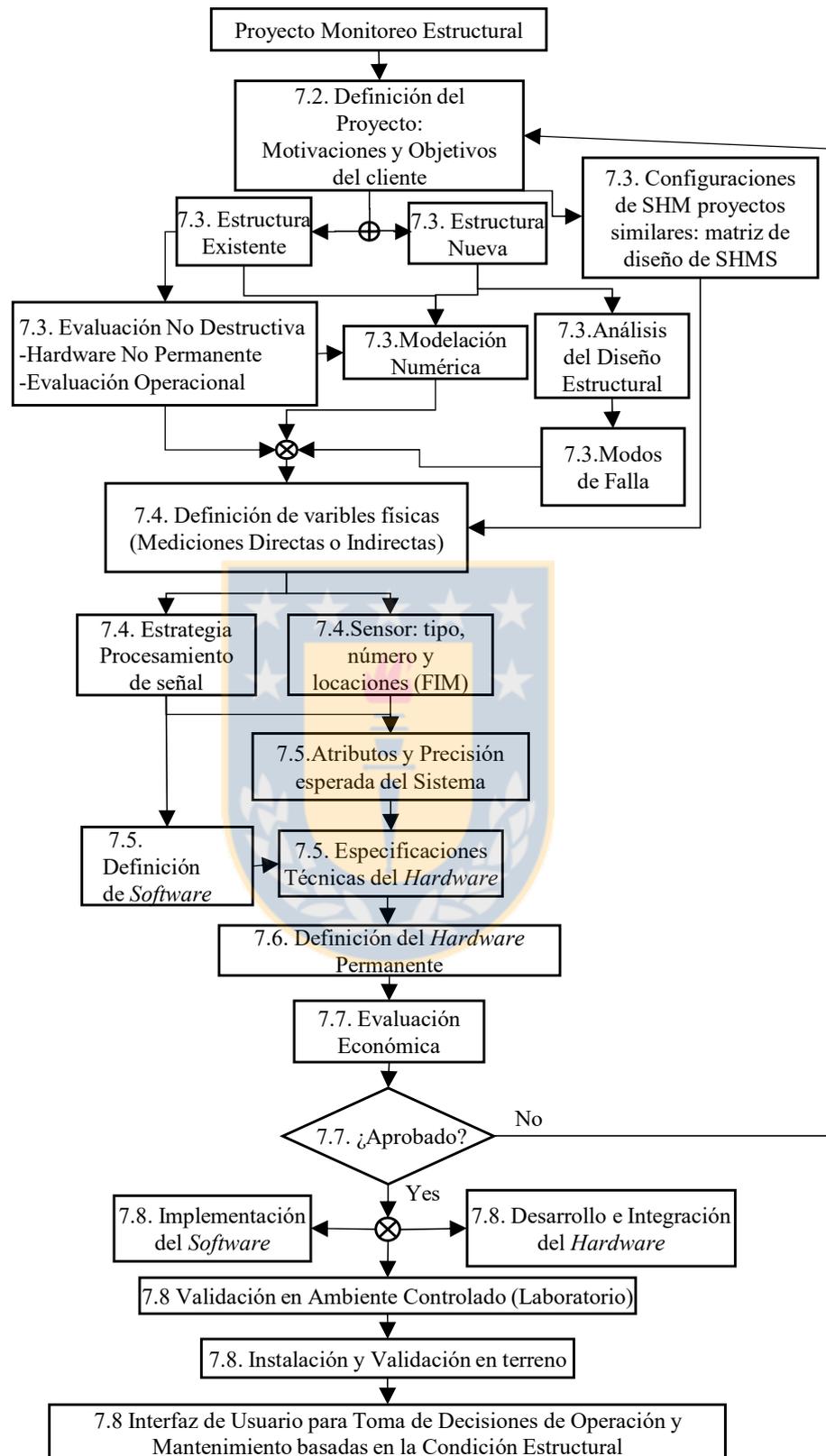


Figura 7.1 Diagrama de flujo de la metodología propuesta.

La definición de los objetivos de monitoreo también puede ser ayudada por la definición de un nivel de caracterización de daño deseado. Diferentes autores como Farrar y Worden, (2013) han promovido los siguientes niveles de caracterización de daño: 1) Detección de daño, 2) Ubicación del Daño, 3) Extensión del daño, y 4) Pronóstico del daño.

Algunos autores promueven que el SHMS debe lograr todos los niveles para ser nombrado como tal. Sin embargo, hay consideraciones económicas que deben tenerse en cuenta. Para algún administrador de puentes, que empieza desde cero (sin sistema de monitoreo), una alarma de detección de daños automática podría ser suficiente para considerarse como un proceso de gatillo que permita una inspección visual a profundidad.

Se puede pensar en la analogía de un sistema de alarma en una casa. La activación y alarma por la presencia de ampones podría ser suficiente para llamar a la policía, pero un sistema más sofisticado podría tener una función de reconocimiento facial para identificar al sujeto.

También se puede hacer frente a la etapa de definición de objetivos en término con las decisiones que se apoya. Las decisiones de gestión de infraestructura comunes estarían relacionadas con la determinación de la frecuencia de la inspección visual, las acciones necesarias para las reparaciones y diferir el mantenimiento.

7.3 Fuentes de conocimiento para el diseño de SHMS

Para el diseño de un SHMS, se pueden visitar diferentes fuentes de conocimiento entre las cuales se pueden mencionar: 1) Análisis del diseño estructural, 2) Modelos numéricos, 3) Evaluación no destructiva, y 4) Configuraciones de SHM reportados de proyectos similares. A continuación, se explica cada fuente de conocimiento y sus relaciones.

7.3.1 Análisis del diseño estructural

El diseño estructural captura las principales preocupaciones del ingeniero estructural. Se puede abordar el análisis del diseño estructural como la definición de los principales componentes estructurales y su comportamiento esperado según lo descrito por el ingeniero estructural.

El análisis del diseño estructural conducirá a identificar los modos de falla de una estructura existente que el ingeniero estructural ha considerado desde el escenario de diseño. Se ha dedicado el Capítulo 2 a desarrollar algunos contenidos útiles para realizar este análisis.

Para una nueva estructura, el análisis del diseño estructural permitirá comprender los modos de falla que el ingeniero estructural ha considerado desde el escenario de diseño.

Los FTA de los elementos estructurales principales pueden ayudar al proceso de destacar los diferentes componentes críticos a monitorear tal y como se realizó en el Capítulo 4. Por ejemplo: el uso de la experiencia documentada en la literatura (Svensson, 2013) acerca de las principales preocupaciones con respecto a los puentes soportados por cables, permite construir los árboles de falla cualitativos para el daño progresivo de los cable, losa, torres, fundaciones, pilares, así como la juntas de dilatación de la losa.

Los efectos dinámicos de las excitaciones en los cables como oscilación por galope, resonancia paramétrica, embate del cable y vibraciones inducidas por vórtices son considerados en el árbol de fallas de los cables (ver Figura 4.6).

Para entender las cargas que afectan a las estructuras civiles, es posible dividir las cargas en estáticas y dinámicas. Entre estas últimas, es importante distinguir las diferentes señales en términos de su función de tiempo como armónicas, periódicas, transientes e impulsivas (ver Figura 7.2).

Como parte del análisis estructural, se puede incluir la evaluación de posibles riesgos, a ser incluidos en el proceso de decisiones del diseño de un SHMS, tal y como se señaló en el Capítulo la Tabla 5.1 y en las consideraciones de diseño señaladas en el Capítulo 2.

7.3.2 Modelos numéricos

Los modelos de elementos finitos construidos para el análisis y el diseño estructural son un recurso importante para el diseño de SHMS. A través del modelo se pueden determinar los elementos críticos a ser monitoreados y el orden de magnitud de los principales parámetros dinámicos a capturar a través del sistema de monitoreo. También se pueden modelar algunos escenarios de daño para el desarrollo y validación de los árboles de falla.

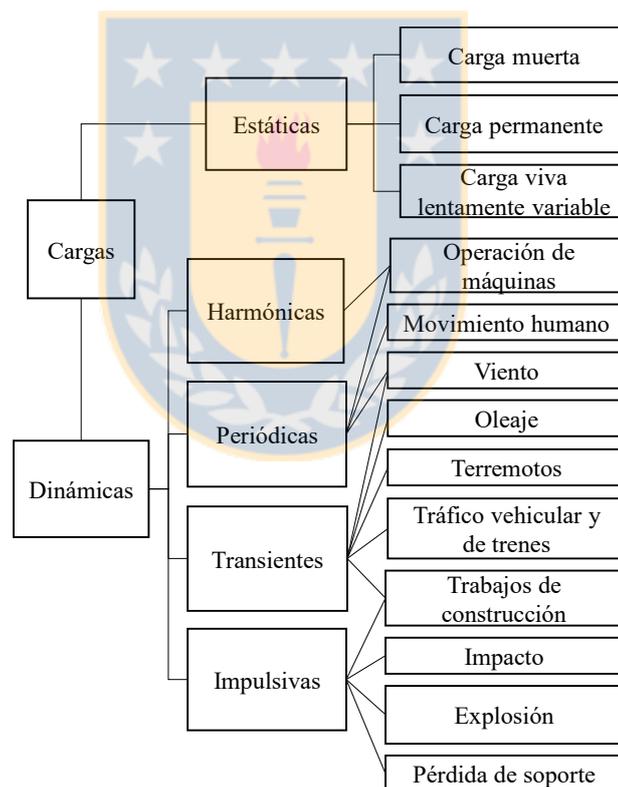


Figura 7.2 Cargas en ingeniería civil (H.Bachmann y W.Ammann, 1987).

Un modelo computacional preciso permite extraer información para desarrollar modelos sub-estructurados de áreas críticas, análisis de tensiones de conexiones críticas para especificar la

ubicación de los *strain gauges*, análisis de la ubicación óptima de los acelerómetros de acuerdo con los modos de vibrar, entre otros análisis.

7.3.3 Ensayos no destructivos y evaluación operativa

Los ensayos no destructivos y evaluaciones operacionales se recomiendan para todas las estructuras existentes a ser monitoreadas. Hay varias técnicas NDE que se pueden seleccionar de acuerdo con los objetivos de diseño, entre las técnicas más habituales de NDE para revisión del deterioro en tableros de puentes de hormigón se encuentran: 1) eco impacto, 2) eco pulso ultrasónico, 3) respuesta de impulso, 4) resistividad eléctrica, 5) termografía infrarroja, 6) medición de la concentración de cloruro y 7) inspección visual.

Lo más comúnmente utilizado para el desarrollo de una línea de base y la calibración de los modelos numéricos son las pruebas de carga y pruebas de vibración.

La selección de los NDE dependerá de la condición de daño y el registro histórico de mantenimiento de la estructura, la disponibilidad de equipos y la evaluación económica.

Para una estructura existente, es necesario cuantificar aproximadamente el nivel de daño y su tasa de crecimiento que pueda ser detectada en los elementos estructurales. La experiencia del personal de mantenimiento con respecto a las reparaciones realizadas en el pasado será útil para establecer una línea de base para los umbrales de daño a tener en cuenta en el sistema de monitoreo a largo plazo.

Es necesario incluir las condiciones operacionales y ambientales que causan diferentes escenarios en la estructura cuando se desarrolla un SHMS, por ejemplo, cambios en el flujo del tráfico debido a las horas *peak*, días libres y fines de semana, las variaciones de temperatura, lluvia o condiciones secas.

Combinando la evaluación operacional con los modelos numéricos, se pueden calibrar los modelos numéricos de las cantidades medidas; por ejemplo, es común para calibrar el módulo de elasticidad

de un puente de hormigón, hacer coincidir o igualar la frecuencia fundamental del modelo a la frecuencia medida de la estructura real.

7.3.4 Configuraciones de SHMS de proyectos similares

Actualmente, hay varios casos de SHMS implementados y operando en las estructuras reales y algunos de ellos han sido reportados en la literatura. Se puede pensar en estos SHMS implementadas como el resultado de varias interacciones de profesionales de diferentes disciplinas. Entre algunos de los especialistas se pueden nombrar: ingenieros estructurales, especialistas en instrumentación, analistas de datos, ingenieros en computación e ingenieros en construcción. Teniendo en cuenta la especificidad de cada proyecto, se podría capitalizar el conocimiento embebido en los SHMS reportados.

A partir de lo anterior es posible utilizar preliminarmente el criterio de la matriz de diseño de SHMS (ver Tabla 5.3) generado en este trabajo para elegir el la instrumentación y los análisis necesarios.

7.4 Sensores, procesamiento de señales y definición de variables físicas: mediciones directas e indirectas

El daño no se puede medir, pero se pueden medir variables físicas relacionadas con las condiciones de daño. Por otra parte, la relación entre la variable medida y la condición deseada a ser detectada o monitoreada puede tener varios grados de separación. Por ejemplo, se puede medir la fuerza en un cable por medio de una celda de carga colocada en el sistema de anclaje, o se puede inferir la tensión en un cable suponiendo que los cables satisfacen la teoría de las cuerdas para el cálculo de las fuerzas de tensión basándose en las frecuencias obtenidas de las mediciones de vibración (Peeters *et al.*, 2009).

Entre los principales sensores comerciales utilizados para mediciones directas se pueden nombrar los *strain gauges* y los basados en cables vibrantes (*vibrating wires*) que miden deformaciones. Se utilizan para el análisis local y su principal desventaja es la su correcta instalación y calibración en terreno.

Para un análisis global, es necesario realizar mediciones indirectas. Los sensores más comunes para estos fines son acelerómetros. Se pueden extraer las frecuencias operacionales y los modos de vibrar de la estructura.

Los puntos de medición en un puente y sus especificaciones de muestreo y de sincronización pueden permitir o restringir la aplicación de múltiples tipos de análisis. Es deseable que la estructura sea analizada en términos locales, de acuerdo con la cantidad medida, o como un sistema global que proporciona interpretación y diagnóstico sobre el efecto que un tipo de medición puede tener sobre otros componentes del sistema estructural.

7.4.1 Sistema de sensores

Los sensores se eligen de acuerdo a los mecanismos de fallas estructurales identificados que permiten conocer las variables críticas. En el caso de las vibraciones, se podrían elegir los puntos con el desplazamiento máximo esperado.

Para un sensor local, es necesario definir su ubicación y su frecuencia de muestreo. Los datos pueden ser analizados en términos de la cantidad física medida, y su variación a partir de datos históricos o umbrales previstos de acuerdo con el diseño estructural. La ubicación de un sensor también debe ser elegida de acuerdo con los objetivos de diseño de instrumentación. Se puede explorar la colocación óptima de sensores haciendo un análisis por medio del FIM a partir de los modos de vibrar extraídos del modelo de elementos finitos. A partir de este análisis se puede realizar el diseño y se puede calibrar posteriormente de acuerdo a condiciones particulares en terreno.

En el presente trabajo se realizó el proceso inverso para la comprobación del método FIM en el Capítulo 6. A partir de las mediciones realizadas en terreno se realizó el análisis para verificar la mejor configuración de los acelerómetros para el puente Z24 (ver Figura 6.8). Este criterio puede ser utilizado para diseñar y tener una base sólida con la que se puede averiguar cuál debe ser la ubicación óptima de los acelerómetros.

La frecuencia de muestreo debe definirse dependiendo del tiempo previsto del cambio del proceso que se mide, por ejemplo, en el caso de la temperatura, la tasa de muestreo de un sensor de temperatura que mide variaciones de condiciones atmosféricas necesitará una tasa de muestreo en el orden de minutos, mientras que un sensor de vibración es del orden de 100-200 Hz o muestras/segundo.

7.4.2 Procesamiento de señales, evaluación y sistema de valoración

Dentro del diseño de SHMS, se hace hincapié en la necesidad de transformar los datos obtenidos en información significativa. Siguiendo el flujo de datos, los datos adquiridos tienen que ser analizados de forma automática a través de varios pasos.

Primero, los datos no esenciales deben ser desechados como parte del proceso de limpieza de datos.

En segundo lugar, se deben normalizar los datos. Algunos parámetros de los sistemas estructurales son tan sensibles a los cambios estructurales en cuanto a las condiciones ambientales y operacionales. Por lo tanto, para evitar alarmas tipo falsos positivos es necesario la normalización de los datos, distinguiendo los cambios causados en las características debido a las variaciones operacionales y ambientales de los cambios que realmente están afectando el sistema estructural (Farrar y Worden, 2013).

En tercer lugar, se continúa con la selección y extracción de características. Algunas de las características relacionadas con la respuesta dinámica (por ejemplo, frecuencias naturales, formas modales), otras pueden estar relacionados con los parámetros de respuesta física (por ejemplo, cargas, deformaciones), y otras características podrían no tener un significado físico directo, pero son buenos descriptores de daños estructurales (por ejemplo, parámetros estadísticos, desviaciones de la respuesta lineal, componentes principales).

Típicamente, el sistema estructural de un puente responderá como un sistema donde la posibilidad de un componente, afectará a otra parte de la estructura. Por lo tanto, hay una oportunidad de hacer una validación cruzada del efecto medido en un componente a través del sistema local de medición,

con el efecto del componente cambiado en un sistema relacionado o el comportamiento global. Por ejemplo, la tensión de los cables en un puente atirantado, afectará al tablero del puente, y el sensor utilizado para medir la tensión del cable puede ser validado por la presión en el tablero y se puede implementar una comprobación del sistema a través de ello.

Las mediciones de los sensores también pueden ser analizadas en diferentes formas que permitan la aplicación de validaciones cruzadas del sistema. Por ejemplo, los datos de medición de deformación de *strain gauges* se pueden utilizar para determinar un tensor de tensiones locales, pero también la frecuencia de la variación del sistema estructural, lo que se puede utilizar para hacer una validación cruzada con frecuencias del sistema estructural medidas con acelerómetros.

El sistema de instrumentación debe estar diseñado para permitir la extracción de tanto conocimiento como sea posible a partir de los datos medidos. Esto es posible mediante el análisis de la estructura como un sistema interrelacionado más que como componentes separados.

Los sensores, sistemas de adquisición de datos y técnicas de procesamiento de datos, los componentes de un SHMS que deben trabajar como un sistema completo. A continuación, se presentan los atributos deseados de un SHMS.

7.5 Atributos deseados del sistema y especificaciones técnicas

Un SHMS se compone de software y hardware electrónico que, en algunos casos puede ser muy complejo. La arquitectura del hardware a menudo puede ser asistida por algunos de los proveedores de la industria para cumplir con las especificaciones técnicas. Por otra parte, el proceso de diseño requiere una colaboración interdisciplinaria entre las especificaciones técnicas para cumplir con los atributos deseados de alto nivel. Algunos de estos atributos se enumeran como sigue.

7.5.1 Robustez

El sistema de monitoreo debe ser lo suficientemente robusto y fiable para garantizar los objetivos de diseño y debe tener redundancia de sensores, adquisición de datos, procesamiento de

transmisión y sistemas de suministro de energía eléctrica para asegurar la operación del sistema. Se debe asegurar que el sistema es capaz de verificar el buen desempeño de los sensores individuales e identificar cualquier falla en particular, manteniendo el rendimiento general del sistema. El sistema debe ser capaz de discriminar entre un fallo del sistema debido a la falta de un componente de la instrumentación y un daño estructural.

La ubicación e instalación de la instrumentación deben planificarse para que no sea accesible a potenciales vándalos y protegido de las condiciones ambientales, de forma tal que la señal no se vea afectada por sobrecargas de energía debido a un corte eléctrico entre otras amenazas.

7.5.2 Flexibilidad y adaptabilidad

Las escalas de tiempo que se consideran para la vida de los componentes electrónicos son del orden de unos pocos años, pero la vida útil de un puente se considera en más de cinco décadas, si no permanente. Esta diferencia en la expectativa de vida útil de los dos sistemas, el sistema estructural y el SHMS, hace que sea necesario considerar la sustitución de componentes de instrumentación durante la vida útil del puente.

Por otra parte, la tasa de desarrollo de los componentes es exponencial, lo que hace previsible que en un corto período de tiempo los fabricantes de electrónicos mejoren su rendimiento (resolución, consumo de energía, fiabilidad), dejando obsoleto sus predecesores. Es necesario considerar un diseño modular del sistema de instrumentación de tal manera que en su conjunto tenga un diseño flexible. Es deseable que el equipo de almacenamiento, multiplexación y transmisión puedan ser modificados durante la vida útil del puente de una manera independiente, sin tener que reemplazar todo el sistema.

Se recomienda construir estratégicamente las cajas de registro en las curvas del cableado, el uso de gabinetes (*racks*) con ranuras (*slots*) estándar previstas para cambiar tarjetas, unidades de radiofrecuencia y otros componentes, de forma que sea escalable.

7.5.3 Seguridad de la información

El sistema debe tener tres componentes principales a nivel de seguridad de la información, 1) Confidencialidad 2) Disponibilidad e 3) Integridad.

La confidencialidad se refiere a la protección de la información contra terceros no autorizados. Se recomienda la implementación de protocolos de seguridad y encriptado de datos.

La disponibilidad se refiere a la necesidad de que los datos estén listos para su procesamiento y análisis. Una primera capa de procesamiento de datos puede ser un análisis estadístico de umbrales.

La integridad de la información se refiere a la necesidad de comunicar los datos e información garantizando su autenticidad, sin parámetros alterados.

7.5.4 Facilidad de uso

La eficacia de la interfaz de usuario está relacionada con su intuición. La interfaz del usuario debe mostrar los parámetros relevantes, umbrales y alertas tempranas. Si se desea, el usuario debe ser capaz de acceder a la evolución de los datos y los algoritmos subyacentes.

Los informes técnicos son parte del canal de comunicación común dentro de las prácticas de ingeniería civil y por lo tanto se deben implementar informes de diagnóstico periódicos de acuerdo con los patrones de puentes típicos que sean también parte de la interfaz de interacción con el usuario.

Es necesario desarrollar una guía de *software*, con el fin de limitar los problemas cuando se utiliza la interfaz de software.

El *software* de interfaz de usuario debe contar con un solucionador de problemas fácil de utilizar (*troubleshoot*). Los usuarios finales deben tener acceso a soporte técnico por medio del servicio técnico del proveedor. El software también debe incluir una forma de resolución de problemas de forma automática a través de internet.

7.6 Definición de hardware permanente

El *hardware* permanente para instalación en terreno, que es, *hardware*, modelo y cantidad, se define sobre la base de las especificaciones técnicas, los atributos de sistema deseado, las cantidades físicas a medir, el tipo y número de sensores, y los requisitos de procesamiento en terreno. Hay varias alternativas y marcas e ingenieros de terreno de las diversas marcas que pueden ayudar al proceso.

Algunas características a tomar en cuenta al definir sensores permanentes y las unidades de adquisición de datos son: proveedores 1) resolución de sensores y ancho de banda de operación, 2) integración de los sensores, 3) acceso de energía eléctrica 4) filosofía de transmisión de datos y 5) proveedores de equipos.

7.6.1 Resolución de sensores y ancho de banda

El ancho de banda del sensor debe armonizar con el ancho de banda de la frecuencia deseada a estudiar. La resolución del sensor es la señal mínima discernible, y debe alcanzar a la resolución de la magnitud de la medida física. La resolución del sensor y la resolución del convertidor A/D (de corriente alterna a directa) se deben tomar en cuenta para capturar los fenómenos físicos deseados. Es decir, al realizar mediciones de vibraciones en estructuras civiles, los datos digitalizados de acelerómetros a 12 y 16 bits, mejor aún, muestran buenos resultados al realizar un análisis de identificación del sistema estructural.

La respuesta estructural global es capturada por las frecuencias naturales más bajas y la respuesta local de los elementos estructurales y sus variaciones en las frecuencias más altas.

7.6.2 Integración de sensores

Los diferentes tipos de sensores y sus ubicaciones deben ser integrados para proporcionar la oportunidad de sacar provecho de diferentes tipos de datos. Los datos de los sensores deben tener marca de tiempo absoluta (*timestamp*) que podría permitir la integración de sensores y su sincronización.

7.6.3 Energización del SHMS

Las condiciones de terreno (urbano o rural) para el acceso de energía eléctrica serán cruciales para definir el acceso a la energía eléctrica. Algunos proyectos en lugares remotos podrían tener que buscar fuentes de energía renovable y métodos de recolección de energía (*energy harvesting*). Se recomiendan las baterías de respaldo para garantizar el funcionamiento en caso de cualquier evento crítico como terremotos o inundaciones, cuando la red de alimentación de CD (corriente directa) es inestable y el diagnóstico estructural es crítico.

7.6.4 Carga y transmisión de datos

Los datos se pueden extraer físicamente con un dispositivo de almacenaje o de una manera remota a través de Internet a partir de los registradores de datos (*data loggers*), que se pueden incorporar en la red por Ethernet. Un sistema complejo de varios componentes de instrumentación tiene más de una estación de adquisición de datos.

El formato de almacenamiento de datos más eficiente es en archivos binarios generados directamente desde el software de adquisición. Algunos SHMS incluyen una arquitectura de base de datos para un sistema de software integrado.

Es común para grabar archivos separarlos en intervalos convenientes (por ejemplo, cada 10 minutos, cada hora o cada día) etiquetando los nombres y la información pertinente en los archivos, de modo que otros ingenieros que no están completamente familiarizados con el sistema puedan procesar los datos.

El tamaño del archivo depende del número de canales y la frecuencia de muestreo. En general, se debe esperar una alta carga de datos en un SHMS por lo que se recomienda hacer estimaciones de cantidad de carga de datos.

Es necesario distinguir y tomar decisiones entre el procesamiento en terreno y procesamiento remoto. El procesamiento en terreno requerirá menos capacidad de transmisión de datos, pero limitará la oportunidad de realizar análisis inmediatos con datos brutos posteriormente. El

procesamiento remoto transmitirá datos crudos del sensor tanto como sea posible permitiendo su disponibilidad para ser usados en los algoritmos implementados para ejecutarse en procesadores de manera posterior.

El procesamiento en terreno o remoto, se definirá de acuerdo con la infraestructura de telecomunicaciones disponible, o la posibilidad de incorporarla en el SHMS. Algunas soluciones son: 1) el uso de una tarjeta SIM de datos básicos con 3G o 4G, 2) mini enlace de microondas, que utiliza una frecuencia específica en el ancho de banda del espectro electromagnético y requieren autorización del ente regulador (útil en áreas remotas o rurales), 3) el uso de una red existente de fibra óptica comercial contiguo a la estructura, y conexión satelital.

7.6.5 Proveedores de equipos

La definición de hardware permanente también estará limitada por la disponibilidad de hardware. Es necesario tener en cuenta en la cadena de suministro a diferentes proveedores, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones: 1) disponibilidad de asistencia técnica, 2) tiempo de entrega, 3) alternativas directas de importación, 4) procedimientos de calibración del sensor y su rango de incertidumbre de acuerdo con la complejidad de la estructura a monitorear, 5) compatibilidad y 6) costo. La siguiente sección se refiere sobre el último punto referente al costo.

7.7 Evaluación económica

Como todo proceso de diseño la parte económica asociada a los gastos de capital, la implementación y la operación será tomada muy en cuenta en las decisiones de diseño y representa un punto de inflexión en la metodología. El diseñador debe estar pendiente de qué instrumentación es estrictamente necesaria para satisfacer los objetivos de instrumentación y el nivel de caracterización de daño deseable.

Los gastos asociados con el diseño, implementación y operación de la arquitectura del sistema pueden ser tratados en las diferentes fases, tales como: diseño, construcción, operación y mantenimiento de la estructura, asignando el presupuesto asociado a las diferentes etapas.

La estimación inicial del presupuesto para un SHMS en un nuevo puente, oscila entre el 0,5% y el 3% del costo total de la construcción. El uso del SHMS en la fase de operación y mantenimiento (O&M) agrega entre 5% y 20% por año del costo inicial del SHMS. Dicho costo se justifica teniendo en cuenta que el propietario del puente puede solicitar reparaciones al contratista de la construcción en los primeros 5 años. Un 3% inicial es insignificante en comparación con el 30%, en promedio, que el propietario puede tener en retornos (Inaudi, 2009).

7.8 Implementación, validación, mantenimiento y operación de SHMS

El SHMS tendrá limitaciones prácticas de implementación que deben ser anticipadas dentro de la fase de diseño y chequeo y revisadas sobre la implementación del sistema. Se enumeran algunos ya explicadas en este trabajo como: 1) acceso físico, 2) limitaciones especiales y condiciones de instalación, 3) disponibilidad eléctrica, 4) disponibilidad de la red de transmisión de datos, 5) personal calificado para la instalación, 6) certificaciones de funcionamiento: pruebas y protocolos.

Los componentes del sistema SHMS deben primero chequearse independientemente, y posteriormente como un sistema integrado en un ambiente controlado de laboratorio antes de la instalación en terreno. Se recomienda desarrollar protocolos de prueba de acuerdo a las especificaciones de la instrumentación. Además, es necesario tener en cuenta los protocolos de pruebas a realizar en terreno y el comisionamiento de los equipos.

La interfaz final de usuario tiene que permitir tomar prontas decisiones de acuerdo con los sistemas de alertas tempranas y recomendaciones automáticas. Debe quedar claramente definida la persona de contacto para la comunicación de alertas y reportes periódicos.

7.9 Conclusiones

Se presentó una metodología para el diseño preliminar de SHMS, la que considera algunos conceptos de análisis y diseño de los puentes soportados por cables y su riesgo asociado. Se cubrió una visión general del proceso de diseño y se subraya la necesidad de definir tempranamente los

objetivos de desempeño del SHMS. Algunas decisiones dentro del proceso de diseño del SHMS se pueden apoyar a través del análisis analítico y un enfoque multidisciplinario para la configuración del sistema.

Las diferentes fuentes de conocimiento expuestas en esta metodología, es decir, configuraciones de SHMS de proyectos similares, análisis del diseño estructural, modelos numéricos y evaluación no destructiva permiten definir los métodos de diagnóstico, instrumentación y su ubicación de acuerdo con los tipos de daño esperados. Identificados según los modos de falla de la estructura.

Además, permiten abordar el problema de una forma segura, ya que se tiene un parámetro de referencia reflejado en la experiencia de problemas anteriores, pero haciendo un análisis nuevo para la estructura en particular, que considere sus características geométricas y materiales.

De acuerdo con los objetivos de diseño y caracterización nivel de daño deseado, el SHMS tiene que captar la mayor cantidad de información necesaria para un tratamiento de la información adecuada y diagnóstico significativo para la gestión de la infraestructura y la toma de decisiones. Los sistemas de alerta e información significativa presentados como informes periódicos deben implementarse como parte de la interfaz de usuario.

Los atributos del sistema deseados conducen a especificaciones técnicas y protocolos de validación.

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La metodología propuesta para el diseño de SHMS está basada en los fundamentos de análisis y diseño estructural de puentes y sus riesgos asociados, lo que da una visión holística para desarrollar el diseño de especificaciones técnicas para un proceso de licitación. La experiencia generada a través de varios SHMS reportada en la literatura colabora a validar el presente trabajo.

Los sistemas de SHMS dan fundamentos en base a datos medidos, para que los ingenieros administradores de infraestructura crítica puedan tener mayores herramientas con el fin de que se tomen las mejores decisiones.

En la metodología propuesta, el cálculo de los puntos óptimos de medición permite aprovechar al máximo el procesamiento de las señales adquiridas de los sensores, logrando información significativa del comportamiento dinámico estructural y la identificación de los cambios que se presenten fuera de los umbrales.

Para lo anterior, la normalización de los datos por medio de puntos de medición de referencia, de acuerdo con las variaciones operacionales juega un papel crucial en entender su influencia en el cambio de las características (por ejemplo, las frecuencias naturales, formas modales, cargas, deformación). Lo que hace una gran diferencia en las alertas reportadas como falso positivo o falso negativo, que permitirá o no la confianza en el sistema de monitoreo.

Se recomienda seguir la metodología de diseño de SHMS presentada de forma tal de que se pueda realizar una evaluación técnica y económica que permita obtener sistemas seguros, funcionales, económicos y robustos.

Las especificaciones para elegir la instrumentación necesaria para un diseño adecuado de SHMS, es un área paralela de estudio al OSP. Ambas áreas son poco investigadas y necesitan ser sintonizadas para lograr mejores diseños de SHMS con una instrumentación adecuada. Permitiendo hacer el diagnóstico que prevea alertas tempranas, lo que dé como resultado la toma de decisiones de mantenimiento a tiempo para prevenir eventos no deseados.

Con respecto a las líneas futuras de investigación se plantea que se pruebe la generalidad de la metodología propuesta en base al análisis de otros casos, y aplicación a otras configuraciones estructurales.

Se destacaron algunas de las oportunidades para conocer los atributos deseables para un SHMS. Algunas de ellas pueden desplegarse como preguntas de investigación. Hay mucha investigación todavía por realizar en cuanto a sistemas con configuraciones óptimas, por ejemplo, la efectividad de caracterización de daño de un sistema de sensores y su sistema de procesamiento correspondiente sigue siendo una pregunta abierta para múltiples esquemas de procesamiento y colocación mínima de sensores.

Los casos de estudio abiertos y generados a partir de puentes instrumentados permitirían a la comunidad de investigación explorar múltiples opciones de análisis de datos y validar aún más configuraciones de SHMS.

Por otro lado, se pueden realizar análisis que se puedan incluir como criterios de decisión para el análisis local en la metodología propuesta, tal como realizar validaciones cruzadas entre las mediciones de acelerómetros con mediciones de *strain gauges* (galgas extensiométricas) a altas frecuencias, en el orden de 200 Hz, permitiendo una mejor representación gráfica en el dominio de la frecuencia, ya que normalmente estos muestrean en el orden de los 10 Hz, saliendo de lo tradicionalmente realizado con los *strain gauges* que es determinar un tensor de tensiones locales y validando así estos sensores para el uso de monitoreo local y global.

CAPÍTULO 9: REFERENCIAS

ASCE (2010) **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. American Society of Civil Engineers. EE.UU.

Bachmann H., y W. Ammann (1987). **Vibrations in Structures Induced by Man and Machines**. IABSE-AIPC-IVBH, 3(1). 1-12.

Brinker, R., Z. Lingmi, y P. Andersen (2000) Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. **Proceedings 18th International Modal Analysis Conference**. San Antonio, Texas. EE.UU. Febrero.

CFIA (2010) **Código Sísmico de Costa Rica**. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. San José.

DIN (2001) **Einwirkungen auf Tragwerke. DIN 1055**. Deutsches Institut für Normung e.V. Windlasten. Berlín. Alemania.

Dong, Y., R. Song, y H. Liu (2010) **Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection Synthesis of Knowledge and Technology**. Informe. Alaska University Transportation Center. Alaska. EE.UU.

Dowski E. (2002) **Fisher information and Cramer-Rao bound**. Universidad de Colorado. <http://www.colorado.edu/isl/papers/info/node2.html>. Visitado el 20-07-2015.

ESDU (1985) **Characteristic of Atmospheric Turbulence Near the Ground. Single Point Data., Pub. No. 85020**. Engineering Science Data Unit. Londres. Inglaterra.

ESDU (1985) **Characteristic of Atmospheric Turbulence Near the Ground. Variations in Space and Time for Strong Winds, Pub. No. 86010**. Engineering Science Data Unit. Londres. Inglaterra.

Farrar, C. R., y K. Worden (2013). **Structural Health Monitoring a Machine Learning Perspective**. Wiley. Primera edición. Los Alamos.

Haasl, D. F., N. H. Roberts, W. E. Vesely, y F. F. Golberg (1981) **Fault Tree Handbook**. U.S Government Printing Office. Washington.

Inaudi, D. (2009) Structural Health Monitoring of bridges: general issues and applications. En V. M. Karbhari y F. Ansari (eds.). **Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Systems**. Woodhead Publishing Limited. Cambridge.

Kammer D. (1991) Sensor placement for on-orbit modal identification and correlation of large space structures. **Journal of Guidance, Control, and Dynamics**, 14 (1). 251-259.

Karbhari, V., y L. Lee (2009) Vibration based damage detection techniques for structural health monitoring of civil infrastructure system. En V. M. Karbhari y F. Ansari (eds.). **Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Systems**. Woodhead Publishing Limited. Cambridge.

Kramer, C., y G. de Roeck (1999) Z24 Bridge Damage Detection Tests. **Proceedings 17th International Modal Analysis Conference**. Florida. EE.UU. Febrero.

Leonhardt, F., y W. Zellner (1972) Vergleiche zwischen Hängebrücken und Schrägkabelbrücken für Spannweiten über 600 m. **IABSE**, **32(1)**. 127-165.

Leonhardt, F., y W. Zellner (1980) Cable-stayed bridges. **IABSE**, **(13)80**. 21-48.

Lu, J., J. Hong, C. Su, C. Wang, y J. Lai (2008) Field measurements and simulation of bridge scour depth variations during floods. **Journal of Hydraulic Engineering**, **134(6)**. 810-821.

Maeck, J., y G. de Roeck (2003) Description of Z24 Benchmark. **Mechanical Systems and Signal Processing**, **17(1)**. 127–131.

- Meo, M., y G. Zumpano (2005) On the optimal sensor placement techniques for a bridge structure. **Engineering Structures**, **27(10)**. 1488–1497.
- INN (2011) **Diseño Sísmico de Edificios**, NCh Instituto Nacional de Normalización. NCh433 of 96 mod 2009. Santiago.
- Orlov, G., y H. Saxenhofer (1963) **Balken auf elastischer Unterlage**. Verlag Leemann. Zürich.
- Peeters, B., G. Couvreur, O. Razinkov, C. Kündig, H. Van der Auweraer, y G. de Roeck (2009). Continuous monitoring of the Oresund Bridge, system and data analysis. **Structure and Infrastructure Engineering**, **5(5)**. 395–405.
- Petersen, C. (1996) **Dynamik Der Baukonstruktionen**. Sprinter Verlag, Braunschweig.
- Pflüger, A. (1975) **Stabilitätsprobleme der Elastostatik**. Tercera edición. Springer. Berlín.
- Poveda, C., J. Rojas, y E. Muñoz (2009) Ingeniería de puentes: Estimación experimental de los coeficientes de fricción por desviación (k) y curvatura (μ) en cables postensados, mediante instrumentación electrónica. **Infraestructura Vial**, **(11)22**. 12–19.
- SANZ (1992) **General Structural Design and Design Loadings for Buildings**. Standards Association of New Zealand. New Zealand.
- Sianipar, P., y T. Adams (1997) Fault-tree model of bridge element deterioration due to interaction. **Journal of Infrastructure Systems**, **3(3)**. 103–110.
- Simiu, E., y R. Scanlan, (1996). **Wind Effects on Structures - Fundamentals and Applications to Design**. Tercera edición. Wiley. Nueva York.
- Svensson, H. (2013) **Cable-Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide**. Primera edición. Ernst y Sohn. Berlín. Alemania.

Tang, M. C. (1976) Buckling of Cable-Stayed Girder Bridges. **Journal of the Structural Division**, **102(9)**. 1675–1684.

Virgoleux, M. (2001) Bridges with Multiple Cable-Stayed Spans. **Structural Engineering International**, **11(1)**. 61–82.

Wenzel, H. (2009) **Health Monitoring of Bridges**. Primera edición. Wiley. Viena.

