

Trabajo Fin de Máster

**“OPTIMIZACIÓN DE LOCALIZACIÓN DE
SENSORES PARA IDENTIFICACIÓN
ESTRUCTURAL DE TORRES ELÉCTRICAS
MEDIANTE ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL”**

José Antonio Vergara García
Diciembre de 2011

Máster en Ingeniería de Estructuras
Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica
Universidad de Granada

Director: Rafael Castro Triguero

Agradecimientos

A mi Madre, por todo el apoyo incondicional ofrecido en cada uno de los proyectos en los que me embarco.

A mi Tutor, el Prof. Rafael Castro Triguero, por su dirección en este Trabajo Fin de Máster

Al Prof. David Bullejos, por los datos aportados y por su asesoramiento en cuestiones de ingeniería eléctrica.

Al Prof. Rafael Gallego y a los miembros del Grupo de Investigación de Mecánica de Sólidos y Estructuras, por sus consejos y sugerencias a la hora de realizar este trabajo.

A mis amigos, por sus ánimos constantes.

RESUMEN

“OPTIMIZACIÓN DE LOCALIZACIÓN DE SENSORES PARA IDENTIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE TORRES ELÉCTRICAS MEDIANTE ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL”

José Antonio Vergara García
Máster en Ingeniería de Estructuras

Las redes de transmisión eléctrica constituyen un elemento estratégico y de vital importancia dentro de la gestión del sector energético. El colapso de una torre de transmisión eléctrica provoca grandes pérdidas económicas originadas por la reparación o sustitución de las estructuras de apoyo, y sobre todo por las enormes consecuencias que supone la interrupción del servicio eléctrico asociada a tal desastre. Por esto resulta de vital importancia el desarrollo de un plan de Mantenimiento Estructural Predictivo (MEP) para la identificación estructural mediante Análisis Modal Operacional (OMA) a fin de detectar los posibles daños en fase prematura y evitar colapsos que impliquen este tipo de consecuencias.

Con el paso del tiempo y su utilización, el estado de las torres de apoyo de líneas eléctricas puede ser muy distinto al considerado en las hipótesis originales de cálculo, provocando el deterioro de las mismas y la aparición de daños no visibles detectables a simple vista.

En este trabajo se desarrolla una revisión bibliográfica en la que se recogen estudios sobre varios fenómenos de origen atmosférico o sísmico y que según diversos investigadores pueden desencadenar el colapso súbito de estructuras de torres de apoyo de líneas eléctricas. Estas causas no son tenidas en cuenta en las normativas de diseño ya que las producen fenómenos poco estudiados hasta ahora, y que presumiblemente, las estructuras levantadas hoy en día no están preparadas para soportarlos. También se realiza una revisión de los métodos de identificación estructural desarrollados específicamente para localizar daños en torres eléctricas cuya eficiencia y validez ha quedado demostrada. Sin embargo, pocos de estos trabajos se centran en la optimización de localización de sensores (Optimal Sensor Placement – OSP)

Por ello, este trabajo desarrolla una metodología de OSP para la obtención eficiente de datos que posibiliten la identificación estructural de torres eléctricas de manera más rápida y económica al obtener la máxima información posible dado un número limitado de sensores disponibles.

Para estudiar los parámetros modales del tipo de apoyo eléctrico elegido, se ejecuta el análisis modal de dos modelos de elementos finitos: el primero de la torre de aislada (modelo sencillo) y el segundo de la misma torre pero considerando los conductores (modelo acoplado), con el fin de comparar la influencia de la línea sobre los parámetros modales de la torre de apoyo y sobre la localización óptima de sensores. Previamente se ejecuta un análisis estático no lineal en el modelo acoplado para tener en cuenta las grandes deformaciones de los cables. Las localizaciones óptimas de los sensores se obtienen maximizando la independencia de la matriz de modos objetivo en un proceso iterativo por el que se van eliminando los grados de libertad que menos contribuyen a esa independencia. La metodología de optimización se aplica a ambos modelos con distintas configuraciones de sensores.

Las localizaciones proporcionadas por esta metodología mejorarán la calidad de los datos captados por los sensores en la identificación estructural de torres eléctricas. Por otro lado, la herramienta también permitirá la optimización en cualquier tipo de estructura con sólo cambiar el modelo de elementos finitos.

Trabajo Fin de Máster

Índice

1. Introducción	4
1.1. Antecedentes	6
1.2. Motivación y objetivo	7
1.3. Organización del trabajo	7
2. Estado del Arte	8
2.1. Causas de daño poco estudiadas en torres eléctricas	8
2.1.1. Efecto de sitios locales	8
2.1.2. Corrosión atmosférica	9
2.1.3. Aspectos dinámicos de líneas de transmisión eléctrica	10
2.1.4. Corrientes de aire descendente	12
2.2. Métodos de identificación del daño en torres eléctricas	13
2.2.1. Identificación basada en la curvatura de los modos de vibración	13
2.2.2. Identificación basada en la descomposición de la respuesta	14
2.2.3. Identificación basada en la minería de datos	17
2.2.4. Identificación basada en la reducción dinámica	19
2.3. Conclusiones	21
3. Problema de Optimización considerado	22
3.1. Descripción del modelo	22
3.2. Análisis Numérico	24
3.2.1. Comparación y correlación de resultados	27
3.3. Metodología de Optimización	28
3.3.1. Procedimiento de trabajo	28

3.3.2. Método de Optimización de Localización de Sensores	28
3.4. Resultados	30
3.4.1. Comportamiento del algoritmo de Optimización	32
3.4.2. Tablas de resultados	34
3.5. Conclusiones	37
4. Conclusiones y trabajos futuros	38
5. Bibliografía	39
A. Anexo. Datos del modelo	41
A.1. Trazado de línea	41
A.2. Elección del apoyo	41
A.3. Descripción del apoyo	43
A.3.1. Geometría	43
A.3.2. Material y perfiles	44
A.3.3. Esfuerzos nominales	44
A.4. Descripción de los conductores	45
A.5. Descripción de la cadena de aisladores	46
B. Anexo. Análisis Numérico	47
B.1. Metodología	47
B.2. Geometría y mallado	47
B.3. Condiciones de contorno	48
B.4. Análisis estático no lineal	49
B.5. Análisis modal	50

Capítulo 1

Introducción

Dada el número, importancia y responsabilidad de las redes de infraestructuras (red de transporte de energía eléctrica, red ferroviaria, red de carreteras...) se hace necesario un plan de mantenimiento que garantice su estado de servicio, pues con el tiempo cambian sus condiciones de uso, las exigencias normativas, y por tanto puede llegar a producirse el deterioro o pérdida de seguridad de las mismas. El objetivo del Mantenimiento Estructural Predictivo (MEP) consiste en la detección de fallos o daños estructurales en su fase prematura, de tal modo que una reparación a tiempo evite consecuencias más desastrosas desde el punto de vista económico o social.

El Análisis Modal Operacional (OMA) consiste en la identificación de los parámetros modales de una estructura en estado de servicio sin tener que interrumpir el mismo, y por medio de datos experimentales medidos in-situ. Los parámetros modales que se identifican son:

- Frecuencias naturales de vibración
- Coeficientes de amortiguamiento
- Modos de vibración

Por esta razón, el OMA se presenta como una de las técnicas fundamentales dentro del MEP. A partir del OMA y empleando técnicas de Actualización de Modelos, se pueden construir herramientas que muestren el comportamiento real de cada estructura durante su vida útil. Estas herramientas permitirán a su vez la identificación y caracterización del daño estructural, posibilitando la toma de decisiones sobre reparación y/o sustitución de elementos estructurales dañados, que es la finalidad del MEP.

El OMA ofrece además otras ventajas que justifican su empleo dentro de las estrategias de mantenimiento estructural:

- Identifica modelos que representan fielmente la realidad
- Trabaja en condiciones de servicio, más realistas que las de un laboratorio
- Determina la influencia de las condiciones ambientales en la estructura (temperatura, etc.)
- No necesita excitar la estructura de forma artificial
- No se interrumpe el servicio

La diferencia entre el Análisis Modal Operacional y el Experimental, es que en éste último los datos experimentales se toman en un laboratorio a partir de un modelo de ensayo y como resultado de cargas bien controladas. Dentro de las estrategias de OMA, el empleo de métodos de identificación de sistemas estructurales y de actualización de modelos de elementos finitos podrá identificar daños reales in-situ y no en laboratorio; entendiéndose por daño cualquiera de los siguientes cambios producidos en:

- La configuración geométrica de la estructura
- Las propiedades mecánicas del material utilizado en su construcción
- Las condiciones de sustentación
- Conectividad entre los diversos elementos individuales de la estructura

Los métodos empleados en la identificación de los sistemas estructurales dependen del tipo de datos captados en campo. Estos datos pueden consistir en señales de entrada y salida (*input-output modal identification*) o sólo en señales de salida (*output-only modal identification*) A partir de los datos que se obtengan en la monitorización de la estructura, se procederá a evaluar:

- La existencia de daño estructural
- Localización del posible daño
- Tipificación del daño
- Evaluación de la gravedad del daño

Las técnicas que utilizan señales de entrada y salida basan la identificación modal analizando la respuesta (salida) de la estructura real ante una fuerza (entrada) que se le aplica de forma controlada. El problema principal de tales técnicas en estructuras de puentes, líneas eléctricas, edificios o presas, reside en la gran dificultad de excitar los modos de vibración más significativos en un rango de frecuencias bajo con la energía suficiente y de forma controlada. En grandes estructuras flexibles, como puentes suspendidos por cables o atirantados, la fuerza de excitación requiere equipos extremadamente pesados y caros, los cuales no suelen estar disponibles en la mayoría de los laboratorios de dinámica de estructuras. Además, en estructuras de líneas eléctricas como las grandes torres de apoyo, resulta complicada la colocación de excitadores, por la forma de los mismos y por el limitado acceso a ciertos puntos de las líneas eléctricas y de sus torres de apoyo.

La alternativa a estos métodos son los que sólo utilizan la respuesta (salida) de la estructura provocada por el ruido ambiental como el viento o el tráfico. Esto es posible gracias a los recientes avances tecnológicos que han evolucionado hacia nuevos tipos de acelerómetros y conversores A/D (Analógico/Digital) más sensibles. Con este nuevo instrumental es posible medir de forma precisa niveles muy bajos de respuesta producida por ruidos ambientales. Lo que también supone que no requieren la interrupción del servicio de la estructura al tomarse las medidas durante el funcionamiento de la misma. Esto ha favoreciendo, a su vez, el desarrollo y evolución de métodos de identificación modal que emplean exclusivamente datos de salida (*output-only modal identification*).

Estos métodos de identificación de sistemas estructurales basados en el estudio de señales de salida se dividen en dos grupos: los basados en dominio de la frecuencia y los basados en el dominio del tiempo. Uno de los métodos más utilizados dentro del primer grupo es el FDD (Frequency Domain Decomposition). El cual se basa en la descomposición de la matriz del espectro de respuesta para obtener la densidad espectral de energía (PSD) de un conjunto de sistemas de un solo grado de libertad. Sin embargo, los métodos más recientes se basan en el estudio en el dominio del tiempo. Estos consisten en la elección de un modelo matemático adecuado para idealizar el comportamiento dinámico (modelos

estocásticos). De este grupo, el de los más utilizados actualmente es el SSI (Stochastic Subspace Identification)

Las excitaciones producidas por el ruido ambiental proporcionan multitud de señales de entrada con un ancho de banda en frecuencias que permite movilizar un número significativo de modos de vibración. De forma simplificada, los métodos de identificación modal basados en señales de salida asumen que la excitación de entrada es un ruido blanco Gaussiano.

Actualmente, algunos sistemas de adquisición de datos y de procesado de señales se diseñan especialmente para monitorizar respuestas estructurales bajo excitación ambiental, como el caso de los acelerómetros del tipo *force-balance*. Los *force-balance* están más indicados para tomar medidas dentro del rango de frecuencias comprendidas entre los 0-50 Hz, además son virtualmente insensibles a las vibraciones de frecuencias altas. Con ellos se ha contribuido enormemente al éxito de la monitorización de estructuras con vibración ambiental. La respuesta de la estructura al ruido ambiental se captura mediante uno o varios sensores en puntos de referencia que se mantienen en posiciones fijas y por otro conjunto de sensores que van cambiando de posición durante la toma de datos. El número de puntos de medición utilizados está condicionado por la resolución espacial necesaria para caracterizar correctamente la forma de los modos de vibración más relevantes (de acuerdo con los modos de vibración obtenidos con un modelo de elementos finitos previo). Teniendo en cuenta que los puntos de referencia deben estar alejados lo más posible de los nodos de la estructura (puntos con desplazamiento nulo).

Los acelerómetros tipo *force-balance* requieren de un fuente de alimentación de energía y las señales analógicas que captan son transmitidas normalmente a un sistema de adquisición de datos con una tarjeta de conversión A/D de al menos 16 bits a través de cables eléctricos relativamente largos. Este sistema se puede implementar en un PC convencional.

La monitorización de grandes estructuras requiere, por tanto, de equipos muy específicos. Desde sensores muy sensibles y a la vez muy costosos, hasta cables eléctricos larguísimos para poder cubrir las enormes distancias entre puntos de medición. Por eso se hacen necesarias estrategias de optimización en la localización de sensores que permitan obtener la máxima información con un número mínimo u óptimo de acelerómetros, ganando rapidez en los trabajos y reduciendo los costes en el número de acelerómetros empleados así como en los recursos materiales y humanos a la hora de monitorizar las estructuras.

1.1 Antecedentes

Actualmente, los investigadores utilizan el Análisis Modal Operacional en la identificación de puentes de ferrocarril y carretera de cara a establecer planes para el mantenimiento de los mismos. Desde este Trabajo Fin de Máster se propone elaborar una metodología propia para la identificación estructural de torres eléctricas que tenga en cuenta las particularidades de este tipo de estructuras, así como la optimización de los recursos empleados en la monitorización y trabajos de campo requeridos.

1.2 Motivación y objetivos

Las redes de transmisión eléctrica constituyen un elemento estratégico y de vital importancia dentro de la gestión del sector energético tanto a nivel local como regional. El mantenimiento estructural predictivo (MEP) e identificación del daño mediante Análisis Modal Operacional (OMA) evitará los costes derivados de la reparación o levantamiento de las estructuras de apoyo en caso de colapso, pero sobre todo se evitarán las desastrosas consecuencias originadas por los cortes eléctricos asociados a tal desastre. En este contexto, resulta fundamental desarrollar una metodología que optimice los recursos materiales a la hora de realizar los trabajos de identificación del daño pues de esa forma también se ahorrarán costes en los mismos. Las estructuras de apoyo de líneas eléctricas se ven sometidas durante su vida útil a una serie de acciones muy diversas. Sin embargo, con el paso del tiempo, las propiedades y el estado de esas estructuras pueden ser muy distintos a los considerados en las hipótesis originales de diseño contempladas en la normativa. A esta realidad hay que sumar el efecto provocado por una serie de acciones que no son tenidas en cuenta por las normativas y que diversos investigadores han demostrado que son críticas a la hora de producir daños en las líneas de transmisión, tales como los efectos locales provocados por ciertas tormentas de lluvia. Hasta ahora se han investigado diversos procedimientos que identifican el daño en estructuras de torres en celosía para apoyo de líneas de transmisión eléctrica. En este trabajo se propone una metodología de optimización para la localización de los sensores empleados en esos trabajos de identificación estructural. Esta herramienta de optimización permitirá obtener la máxima información posible de las propiedades dinámicas de la estructura para un determinado número de sensores disponibles, lo que supone un ahorro tanto por el menor número de acelerómetros adquiridos como por la rapidez de los trabajos de campo.

1.3 Organización del trabajo

De acuerdo con los objetivos descritos, el presente trabajo se estructura de la siguiente forma:

- En el Capítulo 2 se realiza una revisión bibliográfica sobre las causas de daño poco estudiadas en torres de apoyo de líneas eléctricas y sobre los métodos de identificación de los mismos.
- En el Capítulo 3 se desarrolla la metodología de Optimización de Localización de Sensores para la identificación estructural de torres eléctricas mediante Análisis Modal Operacional.
- En el Capítulo 4 se exponen las conclusiones y posibles trabajos futuros.
- Se incluye dos Anexos al trabajo. El primero incluye los datos de la torre de apoyo y del trazado de línea eléctrica utilizados en este trabajo. El segundo contiene la descripción de los modelos de elementos finitos empleados en el proceso previo a la optimización.

Capítulo 2

Estado del Arte

Se desarrolla una revisión bibliográfica en la que se recogen estudios sobre fenómenos de origen atmosférico o sísmico y que según diversos investigadores pueden desencadenar el colapso súbito de estructuras de torres de apoyo de líneas eléctricas. Estas causas no son tenidas en cuenta en las normativas de diseño ya que las producen fenómenos poco estudiados hasta ahora, y que presumiblemente, las estructuras levantadas hoy en día no están preparadas para soportar.

También se realiza una revisión de los métodos de identificación estructural desarrollados específicamente para localizar daños en torres eléctricas y cuya eficiencia y validez han quedado demostradas.

2.1 Causas de daño poco estudiadas en torres eléctricas

2.1.1 Efectos de sitio locales

Los efectos de sitio locales son debidos a la variación espacial de las características del suelo en el que se apoya la línea eléctrica. Al tratarse de estructuras de grandes vanos, es lógico suponer que entre dos apoyos consecutivos puedan producirse cambios en las propiedades del suelo y por tanto variaciones en el movimiento del terreno.

Los efectos de sitio locales son susceptibles de producir daños en los sistemas estructurales de torre y línea de transmisión pues son un fenómeno de reciente descubrimiento. Tal circunstancia se puso de manifiesto tras el terremoto de Kobe de 1995, donde las condiciones de sitio locales irregulares dieron lugar a diferentes amplificaciones que afectaron a la respuesta de estructuras de grandes vanos, incrementando los daños producidos en los mismos. Este hecho llamó la atención de investigadores que han estudiado las variaciones en la excitación sísmica del terreno debida a efectos de sitio locales, concluyendo que efectivamente afectan enormemente a la respuesta de estructuras de grandes vanos. Pero la mayoría de esos estudios se han centrado en estructuras de puentes y edificios donde sólo se ha considerado la respuesta elástica y lineal.

Sin embargo, el comportamiento de los sistemas torre-línea de transmisión bajo excitaciones sísmicas se supone que será muy diferente al de una estructura de puente o edificio. En primer lugar porque se trata de estructuras más ligeras y esbeltas, y por otro se debe tener en cuenta la complejidad de las vibraciones del sistema acoplado torre- línea así como la no linealidad geométrica de los cables.

Bai et al. [1] estudiaron la respuesta de los sistemas torre-línea de transmisión bajo variaciones espaciales de excitaciones sísmicas del terreno para comprender mejor este comportamiento y alcanzar un diseño definitivamente fiable de tales sistemas. Hasta ese momento, las investigaciones en sistemas torre-línea bajo excitaciones no uniforme habían sido limitadas. Bai et al. [1] tuvieron en cuenta estas condiciones cambiantes en la respuesta no-lineal del sistema. Para ello simulaban estocásticamente las condiciones espaciales del terreno en localizaciones irregulares utilizando una función de pérdida de coherencia y una función de densidad espectral de energía filtrada propuesta por Tajimi-Kanai. Los análisis de elementos finitos realizados a partir de considerar las condiciones cambiantes del suelo, revelaron que estos efectos no son nada despreciables y que deben ser tenidos en cuenta tanto en el diseño de nuevas torres como en el mantenimiento de las existentes.

2.1.2 Corrosión atmosférica

La mayoría de las redes de distribución de energía eléctrica atraviesan en algún momento zonas poco habitadas, de difícil acceso para su mantenimiento y que están sometidas a condiciones ambientales y meteorológicas muy variadas que las normativas no contemplan específicamente en zonificación que establecen. Esto es debido en parte a que no existe información disponible de los cambios ambientales y de las condiciones climáticas específicas para zonas concretas, por lo que es complicado evaluar la vida útil esperada de las torres construidas en estos lugares que a su vez se diseñaron según los estándares normativos

En este sentido, Salazar & Mendoza [17] advirtieron, gracias a inspecciones visuales, que algunas estructuras de apoyo podían estar deteriorándose más rápido de lo esperado debido a la corrosión atmosférica, la cual era mucho más evidente en ambientes marinos. A partir de ahí comenzaron a estudiar la posible pérdida de resistencia que a lo largo de los años podían sufrir estas estructuras fruto de la corrosión. De no estudiarse, estos daños podrían llegar a producir un fallo catastrófico en un futuro cercano en alguna de ellas.

Por tanto, propusieron un estudio del comportamiento mecánico de torres en el que se consideraban los efectos de la corrosión. De esa forma evaluaron en qué grado se estaban cumpliendo los requisitos exigidos por los coeficientes de seguridad de las normas. A partir de ahí estimaron la vida útil teórica de una torre de acero en celosía construida en 1987 perteneciente a una línea de transmisión de más de 400 km situada en Venezuela.

El estudio se centraba en determinar el comportamiento estructural y las características vibratorias de la torre, considerando la pérdida de material de sus perfiles para simular distintas fases del estado de deterioro producto de la corrosión atmosférica. Se utilizó un programa comercial para el modelado de elementos finitos en el que se desarrollaron análisis estructurales y modales para distintos supuestos de estados de deterioro. Finalmente desarrollaron una metodología sencilla para predecir la vida útil de servicio de la torre en un estado admisible de tensiones y deformaciones deduciendo su coeficiente de seguridad que incluye los efectos de la corrosión.

La metodología y herramientas expuestas en la publicación de Salazar & Mendoza [17] permiten el uso de cualquier modelo en general con aplicación de distinto tipo de carga y ajustando los distintos niveles de seguridad en las comprobaciones, tanto para evaluación de torres existentes como para actualización o reposición de las mismas así como para nuevos diseños.

2.1.3 Aspectos dinámicos de las líneas de transmisión eléctrica

Las cargas de viento predominantes en una torre de transmisión proceden de los conductores y los cables de tierra, ya que la carga de viento en la misma torre es relativamente pequeña. Sin embargo, a lo largo de los años, los investigadores han observado una serie de fenómenos específicos en el comportamiento dinámico de los conductores, capaces de crear esfuerzos adicionales. Los cuales pueden producir daños en la línea de transmisión y comprometer el suministro de energía. Smith [19] describe el origen de estos esfuerzos adicionales, como los producidos por el fenómeno de las vibraciones galopantes, así como sus causas y procedimientos para mitigarlos.

El término vibración galopante (*galloping* en inglés) se aplica normalmente a oscilaciones de gran amplitud (sobre 10 m) asociadas a los armónicos fundamentales del cable comprendidos normalmente entre 0.1 y 0.5 Hz. Smith [19] destaca una serie de registros tomados en el Reino Unido. Uno de los más destacados fue la vibración galopante de los conductores que cruzaban el Río Severn en 1959. La causa fue un efecto aerodinámico muy sutil producido por la rugosidad de la superficie del conductor trenzado. Comparado con un cilindro perfecto y totalmente suave, el trenzado helicoidal de un conductor habitual tiene dos efectos importantes en las características de rozamiento del mismo:

- Se reduce el rango de transición del N° de Reynolds dentro de las velocidades de viento habituales (del orden de los 20 m/s)
- Se incrementa el rozamiento en el rango de velocidades más crítico

El N° de Reynolds relaciona la velocidad de un fluido con la densidad, la viscosidad y el diámetro de la corriente del mismo. Proporciona una medida de su régimen de flujo, laminar o turbulento.

El segundo efecto conduce a un incremento continuado de la fuerza de rozamiento con el aumento de la velocidad del viento, lo cual es muy positivo porque estabiliza la situación. Sin embargo, el conductor eléctrico sobre el río Severn estaba más trenzado de lo habitual en su capa externa (42 trenzas en lugar de las 24 habituales) por lo que parecía más suave aerodinámicamente. Esto condujo a un descenso de la fuerza de rozamiento con la velocidad del viento en el rango crítico de velocidades, lo que a su vez produjo una inestabilidad horizontal.

Adicionalmente, para vientos que soplan en dirección distinta a la principal, el trenzado helicoidal produce una rugosidad efectiva diferente, según la cara por donde sople el viento. Lo que genera una serie de fuerzas ascendentes. Esta fuerza ascendente se acopló con la inestabilidad del trenzado en el conductor mencionado, produciendo un movimiento elíptico de gran amplitud en el mismo. Como solución al problema, se envolvió el conductor con una cinta, quedando su superficie más suave.

Sin embargo, tales precauciones no cubren el problema de las vibraciones galopantes producidas por la acumulación de hielo en los conductores, las cuales originan una sección inestable para el conductor y enfatizan este tipo de corrientes ascendentes. La mayoría de las experiencias de *galloping* en el Reino Unido, según Smith [19], han ocurrido en condiciones invernales en cables con acumulación de hielo. La acumulación de hielo se produce principalmente en la cara a barlovento del conductor, pero si el conductor es torsionalmente rígido, continuará aumentando dicha acumulación hasta formar una sección con forma de hoja

Las características aerodinámicas de este tipo de secciones en forma de hoja pueden inducir a aleteo vertical-torsional en el conductor, similar al aleteo por torsión-flexión del ala de un avión.

Los conductores agrupados son torsionalmente más rígidos debido la separación que queda entre ellos y por tener frecuencias torsionales muy próximas, así que son particularmente más propensos a sufrir vibraciones galopantes. En cambio, los conductores sencillos son torsionalmente menos rígidos y por tanto el hielo se acumula de forma más uniforme, manteniendo mejor la simetría radial de la sección del cable, por lo que es más estable.

La mayoría de incidentes relacionados con vibraciones galopantes registrados en el Reino Unido y en Europa han sido causados por tormentas de nieve húmeda, con vibraciones galopantes que duraron de una a diez horas.

Por otro lado, las nubes a muy baja temperatura crean sobre los cables una capa de escarcha muy dura que está más localizada pero que es de mayor tamaño. En Junio y Febrero de 1986 ocurrió un fenómeno de *galloping* en la línea de doble circuito que cruzaba las Colinas Pennine al norte de Inglaterra, donde el *galloping* estuvo localizado en las zonas situadas por encima de los 300 m de altitud, con una duración de cuatro días.

También se han estudiados las vibraciones galopantes en cables de puentes suspendidos debido a las gotas de lluvia que forman pequeños corrientes de agua en la cara inferior de los cables. Tales cables fueron estables frente a acciones de viento bajo condiciones en seco, pero muy inestables en condiciones de viento y lluvia. Se han estudiado tales inestabilidades en conductores de torres eléctricas llegando a la conclusión que debido a la forma de los mismos no se producirían por esa causa, como así ha constatado la experiencia.

El control del *galloping* se ha estudiado en condiciones diferentes, probablemente debido a la alta aleatoriedad del fenómeno. Sin embargo, existe una enorme evidencia en el noroeste de Europa que los conductores agrupados vibran más fácilmente de forma galopante que los conductores sencillos de mayor longitud. Consideraciones como esta han servido para pensar en suprimir las separaciones entre las agrupaciones de cables para controlar el *galloping*. Estos espacios interiores provocan el aumento de la rigidez torsional del subconductor lo que produce una excentricidad más uniforme al formarse la capa de hielo a lo largo del vano. Se cree que esto es más inestable que una capa de hielo formada en un conductor sencillo con una rigidez torsional más baja en una distribución no uniforme a lo largo del vano. Además, el cociente entre la frecuencia torsional y la de flexión, el cual es crítico en muchos tipos de inestabilidad aerodinámica, es mucho más alto para un conductor sencillo que para grupos de conductores.

La eliminación efectiva de estos espacios en el control de las vibraciones galopantes se demostró en diversas líneas y se cree que es efectiva en conductores de más de 32 mm de diámetro, a pesar de que la experiencia se limita a diámetros más grandes. El método, sin embargo, no puede adoptarse en líneas existentes donde el agrupamiento de cables es horizontal y las distancias sobre el suelo son críticas, así como los posibles roces entre conductores. En tales circunstancias, se ha diseñado un separador que mantuviese la separación pero liberando la coacción torsional, llevándose a cabo su instalación con éxito. Se han desarrollado otros tipos de separadores que mantienen una coacción torsional baja, pero con diferente grado de eficacia. Los de tipo péndulo, se han utilizado con éxito en Canadá. Estos modifican la frecuencia torsional del conductor para asegurar un cociente de frecuencias alto. Los separadores de tipo amortiguadores del viento se han usado para contrarrestar sólo la vibración galopante vertical. En el campo de los postes atirantados, se ha utilizado en EE.UU. amortiguadores formados por un cilindro o tambor rotatorio parcialmente relleno con arena. Y en Europa, en los postes atirantados se han fabricado cuerdas amortiguadoras auxiliares que pasan por encima de los conductores

produciendo fricción al rodar y amortiguando el movimiento las cuales producen fricción al rodar y soportan un peso móvil. En todos estos casos, sin embargo, el punto de apoyo de los cables introduce un incremento de tensiones el cual es propenso al daño por fatiga, con lo que deben tomarse precauciones a la hora de instalarlos.

2.1.4 Corrientes de aire descendente

El diseño de las estructuras de apoyo para líneas de transmisión viene determinado principalmente por las cargas de viento, las cuales se especifican en la mayoría de las normas nacionales para cada situación y tipología estructural. Consisten en aplicar un patrón de fuerzas normales a la longitud del mismo. Estas acciones se basan en el estudio de patrones de viento a gran escala, que en algunos países pueden incluir fenómenos de mayor intensidad como tormentas tropicales severas. Sin embargo, en ellas se presta muy poca atención a fenómenos de tipo local como las corrientes de aire descendente también llamadas “reventones”.

En meteorología, se conoce como “reventón” (*downburst* en inglés) a la corriente de aire descendente de gran intensidad que cuando golpea el suelo produce un viento de fuerza aún mayor que el anterior y que se propaga en todas las direcciones pudiendo llegar a producir efectos tan dañinos como el de algunos tornados. En el caso de ser corrientes de menor tamaño se denominan *microdownburst*. (micro-corrientes o micro-reventones)

Los “reventones” se asocian usualmente a tormentas de lluvia, en las que se producen cargas de viento de intensidad alta (*High Intensity Wind* – HIW), pero pueden ocurrir incluso con chubascos demasiado débiles como para producir truenos. Investigaciones sobre los tipos de fallos en líneas de transmisión llevadas a cabo tanto en América, Australia y Sudáfrica han revelado que más del 80% de la mayoría de los fallos relacionados con condiciones meteorológicas fueron resultado tanto de vientos producto de tornados bien consolidados como de corrientes y microcorrientes de aire descendente.

Un ejemplo ilustrativo de los daños producidos por corrientes de aire descendente ocurrió en Manitoba, Canadá. En Septiembre de 1996 la compañía de abastecimiento informó que un viento de este tipo causó daños que rondaban los diez millones de dólares estadounidenses. Los daños estructurales produjeron la interrupción del servicio eléctrico, alcanzando consecuencias devastadoras en el plano económico y social.

A pesar de quedar demostrado que la mayoría de los fallos en líneas de transmisión se deben a tormentas locales que provocan estos “reventones”, algunas normativas apenas contemplan dicho fenómeno. De hecho, en el cálculo convencional de las acciones de viento la velocidad del mismo aumenta con la altura considerada; pero este perfil no es válido para simular el efecto de las corrientes de aire descendente donde las zonas de máxima velocidad del viento se producen muy próximas al terreno, disminuyendo con la altura. Por tanto, es evidente que esos métodos de diseño y cálculo de estructuras de líneas de transmisión no son adecuados para simular el fenómeno de los reventones.

Shehata & El Damatty [18] realizaron un modelo numérico detallado que simula el efecto que producen una serie de corrientes de aire descendente y evaluaron los esfuerzos que han de soportar las torres eléctricas bajo este tipo de acciones específicas. La historia de datos referentes al viento considerado se basa en un modelo computacional deducido a partir de la dinámica de fluidos que se validó previamente. Las acciones producidas dependerán de la velocidad y del diámetro así como de la posición relativa a la torre. Posteriormente se escala la velocidad de los datos de viento obtenidos con el modelo empleado para transformarla después en las cargas que se aplicarán al modelo de elementos

finitos, el cual tiene en cuenta la no-linealidad geométrica de conductores y cable de tierra. La comparación entre los resultados de los análisis que tienen en cuenta los efectos de la corriente de aire descendente y los que no (cálculo convencional de viento) arroja las siguientes conclusiones:

- Los valores de la fuerza axial que produce la corriente de aire descendente superan los producidos por las cargas de viento convencional en un rango del 9.0 % y el 304%
- Las fuerzas máximas en los elementos de la torre de apoyo son sensibles a la situación de la corriente respecto a la torre.

Las conclusiones de Shehata & El Damatty [18] ponen de manifiesto la enorme importancia de considerar estas corrientes de aire en el diseño y mantenimiento de líneas de transmisión de cara a evitar posibles daños en ellas, o bien detectarlos antes de que produzcan el colapso de la línea.

2.2 Métodos de identificación del daño en torres eléctricas

2.2.1 Identificación basada en la curvatura de los modos de vibración

Chun-Cheng et al [4] propusieron un método de detección de daño en torres de líneas eléctricas basado en el estudio del cociente entre las curvaturas de los modos de vibración de un modelo dañado y otro sin dañar. Para ello aplicaron un algoritmo de aprendizaje denominando Máquina de Vectores de Soporte (*Support Vector Machine* – SVM) a través de Mínimos Cuadrados (*Least Squares* – LS)

Este método de identificación de la localización del daño basado en la variación de la curvatura de los modos de vibración comienza con el estudio de la deformada de la estructura para cada modo. Seguidamente, se compara la curvatura modal de una estructura no dañada con otra dañada para comprobar si esa estructura tiene daños o no.

La vibración libre sin amortiguamiento de una estructura del tipo viga está gobernada por la siguiente ecuación diferencial del movimiento:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right] + m(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = 0$$

Donde, $u(x,t)$ representa la vibración de flexión de la sección transversal de la viga en el instante t , $EI(x)$ es la rigidez a flexión de la viga y $m(x)$ es la masa lineal de la viga. Conociendo que la curvatura es la segunda derivada del desplazamiento, se puede obtener la expresión de la misma a partir de determinadas transformaciones matemáticas.

$$v(x) = \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2}$$

Para un sistema continuo, la curvatura se puede obtener evaluando el valor de x que es la variable independiente en la ecuación del movimiento, mediante derivadas parciales de segundo orden.

Sin embargo, en un modelo de elementos finitos como los comúnmente utilizados en los análisis de modos de vibración, la curvatura modal se calcula según un método propio que atienda a la naturaleza discreta de tales elementos, empleándose aproximaciones por diferencias finitas.

$$V_r^u = \frac{\psi_r^u(i-1) + \psi_r^u(i+1) - 2\psi_r^u(i)}{(\Delta l)^2}$$

Donde $\psi_r^u(i-1)$, $\psi_r^u(i)$ y $\psi_r^u(i+1)$, son los desplazamientos para cada modo r en las localizaciones $(i-1)$ e $(i+1)$ de la estructura.

Por lo general, la detección de daño se divide en tres etapas. Hay que determinar si existe daño, la localización del daño y la calibración del grado de daño. Y la localización de daño toma un lugar importantísimo en la detección de daños estructurales. Según el método propuesto por Chun-Cheng et al [4], primero se procede al análisis dinámico de un modelo de torre sin daño construido con un programa de elementos finitos (en este caso ANSYS). Después se capturan los desplazamientos de los nodos para cada modo de vibración. Segundo, se construye otro modelo de elementos finitos en el que se simula el daño en los elementos mediante la reducción del módulo de elasticidad. Por ejemplo, si un elemento está dañado al 50%, se reduce el 50% del módulo de elasticidad en modelo sin daños. Luego se ejecuta un análisis modal como en el primer paso. Tercero, se calcula la variación de la relación entre las curvaturas para los desplazamientos nodales de cada modo con respecto al modelo sin daños mediante un programa escrito en MATLAB.

El programa arroja unas gráficas cuyos valores pico indican la máxima variación de la relación entre relaciones de curvatura de los modos de los dos modelos, identificando por tanto, la localización del daño, incluso bajo condiciones de daño muy pequeño como del 1%.

En todo este proceso de identificación de la localización del daño, se puede comprobar que los valores picos de variación de la relación entre curvaturas de los modos de vibración se incrementan cuando aumenta la magnitud del daño. Por esta razón tal variación puede utilizarse también como recurso para identificar la magnitud del daño en torres de transmisión.

A partir de ahí se construye una modelo de prueba con 15 niveles de daño simulado para un elemento finito del modelo. La deformada de los modos de vibración y la variación de la curvatura de los mismos se obtienen de la misma forma explicada como parte del proceso de identificación del daño. Después, se escribe el programa de entrenamiento basado en el método LS-SVM en MATLAB. Luego se entrenan los modelos de prueba para conseguir una red de trabajo. A partir de esta red se calculan la variaciones de la curvatura de los modos y por tanto la identificación del daño. Los resultados obtenidos con esta red se comparan con una red neuronal, concluyendo que los resultados basados en el método LS-SVM son más exactos. Por tanto, el método basado en mínimos cuadrados aplicado al *Support Vector Machine* propuesto por Chun-Cheng et al [4] resulta bastante eficiente para detectar daños aun siendo estos muy pequeños e irreconocibles por otros métodos.

2.2.2 Identificación en la descomposición de la respuesta en paquetes de ondas

Los mismos autores del apartado anterior, presentaron las bases para la identificación de daño en grandes estructuras de torres eléctricas basándose en estudio de la energía de una señal de salida descompuesta en paquetes de ondas Chun-Cheng et al [5]. Tomaron como señal de salida la respuesta dinámica (tiempo-desplazamiento) de una torre sin daño y otra dañada sometida a una excitación

sísmica. A partir de ahí obtuvieron la diferencia de la curvatura que presenta la variación energía de la señal descompuesta en paquetes de ondas entre los estados dañados y sin dañar de la torre. Con esta técnica pudieron localizar con bastante exactitud los elementos dañados de una estructura y contrastaron estos resultados empleando una red neuronal que además sirvió para cuantificar de manera exacta el daño de la torre. Finalmente añadieron un ruido blanco aleatorio a la señal para valorar en qué medida el método se veía afectado en la detección del daño.

Un paquete de ondas es simplemente una familia de funciones, que pueden constituir una librería de bases ortogonales. A partir de esa librería, se pueden establecer o seleccionar muchos grupos de bases ortogonales. La función de onda es una de las funciones que constituyen el paquete de ondas de una familia, por lo que el paquete de ondas se puede entender como la extensión de una función de onda dada.

La descomposición en paquetes de ondas de una señal $f(t)$ en el dominio del tiempo se realiza definiendo una serie de coeficientes $p_j^i(t)$ llamados coeficientes del paquete de ondas que representan el paquete de ondas de orden i -ésimo en el nivel j , y con unos filtros denominados H y G que son los filtros de descomposición. H hace referencia al escalado de la función y G es relativo a la función de onda.

El estudio de Chun-Cheng et al [5] empleó el algoritmo de descomposición rápida en paquetes de ondas de Dyadic. Este algoritmo supone una transformada de ondas rápida discreta, en las cuales, los paquetes de ondas se pueden ver como coeficientes del paquete de ondas.

Para una comprensión más gráfica de este proceso, se puede comparar esta descomposición en paquetes de ondas con la clásica descomposición de una señal en armónicos mediante las series de Fourier. En las series de Fourier se obtienen una serie de señales, cada una con la misma frecuencia (armónico), mientras que en la descomposición por paquetes de ondas se obtienen grupos de señales cuyas características dependen de los filtros G y H aplicados y de la definición de los coeficientes $p_j^i(t)$ cuya formulación depende del tipo de algoritmo o descomposición realizado.

Con el objetivo de extraer la información del daño de la señal de respuesta, la señal se descompone primero en 2^j sub-señales que contienen bandas de frecuencia del mismo ancho que la transformación del paquete de ondas en el nivel j . Los coeficientes de descomposición de la señal p_j^i se extraen para cada componente de frecuencia desde las más bajas hasta las más altas. Y luego se reconstruyen los coeficientes de la descomposición del paquete de ondas, extrayéndose las señales en cada rango de frecuencias. Finalmente, se calcula la energía de la señal de cada banda de frecuencias, pudiendo estimar la energía en la banda de frecuencias en el orden i -ésimo.

Con el objeto de estudiar y reconocer la distribución de energía de los estados dañado y sin dañar, se define la curvatura de la distribución de la energía del paquete de ondas:

$$\delta E_{j,k}^i = \frac{E_{j,k+1}^i - 2E_{j,k}^i + E_{j,k-1}^i}{d_{(L-1),1} \times d_{L,(L+1)}}$$

Donde $d_{(L-1)}$ representa la distancia entre los nodos $(L-1)$ y L , $E_{j,k}^i$ representa la energía de la componente de la señal de la colección de ondas en el punto k de la colección de la señal $f_j^i(t)$

A través de esta fórmula, el valor del cambio de energía de un nodo sencillo se convierte en una curvatura de distribución, la cual se refiere al valor de la curvatura en torno a tres nodos. Luego si definimos la curvatura de la distribución del paquete de ondas para la estructura sin dañar como $\delta E_{j,k}^i{}^u$, y la curvatura de la distribución del paquete de ondas de la estructura dañada como $\delta E_{j,k}^i{}^d$, se puede obtener la variación de los valores de la distribución de la curvatura del paquete de ondas del estado dañado y sin dañar:

$$\Delta \delta E_{j,k}^i = \delta E_{j,k}^i{}^s - \delta E_{j,k}^i{}^u$$

Por tanto, $\Delta \delta E_{j,k}^i$ se puede entender como un indicador de daño estructural. La evaluación de este indicador proporcionará la identificación de la localización y del grado de daño.

Los autores contrastaron el procedimiento basado en la comparación de la curvatura de la energía de los paquetes de ondas con una red neuronal del tipo RBF. La composición de la mayoría de las redes neuronales del tipo RBF contiene tres capas, en la que cada capa juega un papel diferente. La capa de entrada está formada por algunas unidades de percepción que conectan la red con el ambiente externo. La segunda capa es la única capa oculta de la red, su papel consiste en realizar las transformaciones no lineales entre el espacio de entrada y el espacio oculto, en la mayoría de los casos, el espacio oculto es de dimensión mayor. La capa de salida es lineal, y proporciona la respuesta al patrón de activación que actúa sobre la capa de entrada.

Para ilustrar la metodología propuesta, los autores modelaron la estructura de una torre eléctrica de 1000 kV en un programa de elementos finitos y la sometieron a la acción sísmica del terremoto de El Centro para analizar su respuesta.

La señal de respuesta (desplazamientos verticales de la estructura en el dominio del tiempo) se descompone en 8 niveles mediante el algoritmo de Dyadic; obteniendo una señal descompuesta en 256 coeficientes de onda. Sin embargo, la información del daño estructural no se puede extraer fácilmente debido a que el daño tiene más influencia en las componentes de la señal de frecuencia altas que los componentes de frecuencias bajas, al mismo tiempo que los componentes de frecuencia mayor se encuentran influenciados por la estimaciones de las medidas o por el ruido como resultado de su mayor sensibilidad.

En la metodología propuesta Chun-Cheng et al [5] se simuló el daño mediante la reducción de la rigidez del material, con daños comprendidos entre el 1%, 20%, 50% y 70% para tres elementos finitos del modelo.

Los resultados obtenidos permitían identificar con éxito la localización del daño en todos los casos donde aparecían uno o varios elementos dañados. En las seis primeras componentes de la variación de la curvatura de la energía de las ondas de ese paquete, se puede observar como a medida que crece el porcentaje de daño, también lo hace la amplitud de la diferencia de curvatura, circunstancia que puede aprovecharse para cuantificar la magnitud del daño. Sin embargo, en los casos en los que existían varios elementos finitos dañados, los resultados eran bastante imprecisos.

Para contrastar esta metodología, los autores tomaron los datos de partida de la diferencia de curvatura en la energía del paquete de ondas como ejemplos de entrenamiento de la red neuronal descrita, simulando diversos niveles de daños. Seguidamente se comprobó esta red neuronal con otros niveles de daños. Implementaron una red neuronal de tipo RBF en MATLAB obteniendo que la

identificación del daño es similar a la obtenida con el método basado en la descomposición de la señal en paquetes de ondas, pero la detección de la severidad del mismo era más exacta con la red neuronal.

Chun-cheng et al [5] también estudiaron la influencia de la presencia de ruido en el método basado en la comparación de la energía del paquete de ondas de la señal descompuesta. Aplicaron un nivel de ruido del 10% y del 20% obteniendo que el método resistía la presencia del mismo, obteniendo el mismo éxito en la identificación del daño para el caso de un solo elemento dañado y resultados peores en el caso de varios elementos con daño.

2.2.3 Identificación basada en la minería de datos

Las grandes estructuras como las torres de transmisión eléctrica pueden llegar a tener un número muy elevado de elementos estructurales (elementos finitos en el cálculo numérico), y la predicción del fallo en cada uno de los elementos usando el conjunto original de frecuencias naturales como datos de partida es una tarea que consume una cantidad de tiempo excepcional.

Una metodología de estimación del daño que sea práctica debe ser capaz de predecir cambios en la rigidez estructural en función de los cambios en la respuesta de sus características dinámicas (frecuencias naturales y modos de vibración). Las técnicas analíticas más utilizadas emplean modelos matemáticos para aproximar la relación entre unas condiciones de daño específico y los cambios en la respuesta estructural o propiedades dinámicas. Tales relaciones se pueden resolver computacionalmente mediante un determinado tipo de problemas denominados como inversos. Sin embargo, existen metodologías de solución de estos problemas inversos que presentan diversas e importantes desventajas. La primera de ellas es que requieren calcular una gran cantidad de información modal como los valores propios y los vectores propios asociados a la estructura dañada para identificar el daño con total exactitud. La segunda es que la mayoría de los métodos sofisticados implican sistemas muy complicados e incómodos como las técnicas típicamente conocidas de descomposición en valores singulares, técnicas de mínimos cuadrados, etc. Y tercera, todos esos procedimientos tan costosos computacionalmente necesitan repetirse para cada nueva estimación de datos disponibles y para cada estructura. Todo esto indica que se necesita una alternativa que se sea computacionalmente más eficiente y exacta para las estrategias de identificación del daño

Con la intención de mejorar la eficiencia respecto a los métodos clásicos de detección de daño, se presenta el uso de las técnicas de minería de datos, las cuales se pueden englobar dentro de los métodos de computación inteligente. A pesar de demostrar eficiencia en el ámbito de los procesos industriales y de manufacturación, las técnicas tradicionales de minería de datos sólo pueden predecir el fallo en cada elemento estructural de manera individual mediante modelos de predicción global que se construyen considerando todos los datos disponibles.

A fin de reducir el gasto de tiempo computacional de estos modelos, Lazarevic et al [9] propusieron una técnica novedosa de minería de datos para la detección eficiente de daños en estructuras de gran escala y de comportamiento mecánico complejo, desarrollando como ejemplo el caso de una gran estructura de torre de alta tensión. Esta metodología supone una alternativa inmediata que permite predecir e identificar el daño en tiempo real para cada nuevo conjunto de datos disponibles una vez que el modelo se ha desarrollado con la suficiente exactitud mediante los datos de entrenamiento.

En principio, los investigadores empezaron a utilizar las técnicas de minería de datos para afrontar el problema de detección de daño en estructuras a través de la evaluación de desplazamientos estáticos y principalmente de características dinámicas. La mayoría de estos estudios, denominados “estrategias

directas” requieren la predicción de las propiedades del material, como su módulo de elasticidad, para todos los elementos de la estructura del dominio considerado de forma totalmente individual y simultánea. Como consecuencia de esto, la predicción de daño sólo se puede centrar en modelos estructurales con un número de elementos bastante reducido. El desarrollo de un modelo de predicción que pueda identificar correctamente la localización y severidad del daño de forma práctica en estructuras complejas de gran escala mediante estas “estrategias directas” supone un gran reto computacional. Ya que un incremento importante en la complejidad geométrica de la estructura provoca un incremento en el número de elementos estructurales (variables objetivo desde el punto de vista de la minería de datos) lo que produce a su vez un incremento en el número de modelos de predicción que han de construirse. Este aumento no sólo incrementa el tiempo requerido para el entrenamiento de los modelos de predicción, sino también el tiempo requerido para la generación de datos ya que cada estado de daño (dato estimado) requiere de un auto-solucionador para generar las frecuencias naturales y los modos de la estructura. Todas estas limitaciones hacen de la “estrategia directa” poco recomendable para situaciones en las que cientos de elementos se presentan además en la geometría compleja de una estructura o cuando múltiples elementos de la misma están dañados simultáneamente.

Por tanto, el método propuesto por Lazarevic et al [9] resulta efectivo y adecuado para la detección del daño en grandes y complejas estructuras pues se fundamenta en una nueva técnica de minería de datos diferente. La estrategia propuesta se basa en la “regresión de agrupamiento localizada” y consiste en dos fases:

- La detección de datos de entrenamiento que presenten mayor similitud entre ellos para testear cuales son los de mayor interés y crear una agrupación de los mismos y
- La predicción de la intensidad del daño sólo en esos elementos estructurales que se corresponden con los datos del agrupamiento construido, asumiendo que el resto de toda la estructura no está dañada.

En el primer paso, para cada test de datos, se construye un agrupamiento local en torno a un dato específico. El agrupamiento contiene los datos que presentan mayor similitud de los empleados en el entrenamiento. Luego, en el segundo paso, para todos los datos de entrenamiento identificados como similares (los que pertenecen al agrupamiento creado), se identifica con su correspondiente elemento estructural asumiendo que el elemento con fallo es uno de esos elementos estructurales identificados. Más específicamente, mediante la identificación de los elementos estructurales correspondientes, la predicción se centra sólo en los elementos de la estructura con una posibilidad alta de estar dañado. Por consiguiente, en lugar de predecir una intensidad de daño en todos los elementos estructurales, se construye un modelo de predicción para cada uno de estos elementos identificados con objeto de determinar cuáles de estos están realmente dañados. El modelo de predicción para un elemento estructural específico se construye utilizando solamente aquellos datos del conjunto completo de entrenamiento que se corresponden con diferentes intensidades de daño utilizando sólo un conjunto específico de frecuencias naturales relevantes.

Los estudios desarrollados por Lazarevic et al [9] en problemas de predicción de daño en grandes estructuras de torres de transmisión eléctrica indicaron que la metodología propuesta basada en la “regresión de agrupamientos localizada” es más exacta y eficiente, requiriendo menos tiempo computacional que otras técnicas de minería de datos estudiadas con anterioridad. Como es el caso de la metodología basada en la “partición jerarquizada” empleada por los mismos autores Lazarevic et al [10] u otros modelos de predicción global.

2.2.4 Identificación basada en la reducción dinámica

Los primeros estudios relativos al comportamiento de las torres de transmisión de energía eléctrica se centraban en estudiar el comportamiento de sus vibraciones frente a acciones de viento y de movimientos sísmicos del terreno, pero la estimación del estado de salud o de daño en este tipo de estructuras se encuentra raramente en la literatura. En el diseño tradicional de torres de transmisión en celosía, los brazos secundarios o diagonales se desprecian normalmente para simplificar los análisis. Pero esta hipótesis no coincide con las características estructurales exactas de las torres de transmisión, y los modelos pueden llegar a no reflejar el recorrido de cargas real a través de la estructura. Por tanto, la monitorización continua del estado de daño de las torres es de especial importancia.

Las estimaciones de detección de daño basadas en vibraciones ambientales empezaron a recibir atención en la pasada década y se propusieron varias metodologías. La mayoría de los ejemplos en la literatura se han verificado mediante sistemas estructurales muy sencillos tales como celosías en dos dimensiones, vigas, placas o modelos a cortante de edificios. Esto es debido a que la mayoría de esos métodos requieren el control de una excitación externa, una localización de sensores muy próxima o un proceso repetitivo de análisis previos, lo cual provoca una gran demanda computacional. Por tanto, todos estos métodos no son ni aplicables ni prácticos para la detección de daño en grandes estructuras tales como las torres de transmisión o las grandes cúpulas suspendidas con numerosos miembros y conexiones.

Para estructuras de gran escala, la identificación de parámetros modales (frecuencias naturales y modos de vibración) bajo cargas ambientales por sí misma es una tarea difícil. Con la intención de abordar este tema, los autores Yin et al [20] propusieron un método específico para torres eléctricas basado en la técnica de excitación natural (*Natural Excitation Technique* – NExT) combinado con un algoritmo de realización de sistemas propios (*Eigensystem Realization Algorithm* – ERA).

La Técnica de Excitación Natural (NexT) muestra que la función de correlación cruzada entre dos respuestas medidas en una estructura excitada ambientalmente tienen la misma forma analítica que la respuesta ante un impulso. Esto supone que la respuesta de una estructura en vibración libre proporciona una ayuda muy importante en el problema de identificación de parámetros modales mediante datos de excitación ambiental. Esta técnica se convierte en un método efectivo para identificación de parámetros modales de los primeros modos cuando se emplea en conjunción con el algoritmo de realización de sistemas propios (ERA) y utilizando datos de vibraciones ambientales.

Las técnicas de reducción de modelos estructurales consisten en condensar la información de todos los grados de libertad de una estructura en unos pocos grados de libertad denominados maestros. Con el fin de simplificar el modelo y los análisis realizados con él, pero perdiendo la menor información posible en función de las hipótesis de reducción tomadas.

Las técnicas de reducción de modelos se han usado en análisis modal experimental y en actualización de modelos desde la pasada década. Sin embargo, son raros los trabajos de investigación que tratan de combinar estas técnicas de reducción con los métodos de identificación del daño estructural. Esto es debido principalmente a que la información referente al daño y a las conexiones del modelo original puede ser destruida mediante el proceso de condensación. Es posible obtener un modelo reducido de forma exacta si se realiza la condensación de grados de libertad por el método de reducción dinámica, el cual mantiene toda la información del daño procedente del modelo original en el modelo

reducido. Por ello, Yin et al [20] aplicaron la reducción dinámica en su método DE detección de daño estructural de torres de transmisión eléctrica.

Se debe tener en cuenta que sería prácticamente imposible desarrollar un método de detección de daño general aplicable a todo tipo de estructuras (puentes, torres, edificios) con cualquier forma estructural (vigas, celosías...) con cualquier material de construcción (hormigón armado, acero, composites) y con cualquier tipo de daño (degradación de material, formación de rótulas plásticas, o pandeo de miembros estructurales). Para desarrollar un método robusto y eficiente de detección de daño para una estructural real, se deben considerar las características específicas de la estructura objetivo y del tipo de daño en la etapa de desarrollo. El objetivo principal del trabajo de Yin et al [20] es llevar a cabo una metodología de detección de daño específicamente diseñada para torres de transmisión eléctrica.

El pandeo de elementos secundarios (celosías) es el tipo más común de daño en las torres de transmisión y comunicación, especialmente después de tornados y terremotos. Sin embargo, la apariencia de las barras de celosía que ha sufrido pandeo es muy parecida a las barras en buen estado. En tales situaciones es muy difícil, por no decir imposible, que los inspectores puedan identificar las barras dañadas sólo mediante inspección visual. Siendo este uno de los principales problemas del mantenimiento de las torres. Muchos investigadores han propuesto aumentar la resistencia a pandeo de las barras en las torres de transmisión. Pero estos métodos sólo resultan algo efectivos en la reducción de la probabilidad de pandeo para elementos secundarios, pero no eliminan el problema. Es importante el desarrollo de un método para la detección práctica del daño estructural para identificación del pandeo de barras secundarias en torres de transmisión.

La metodología propuesta incluye dos fases. En la fase I, se identifican los parámetros modales (frecuencias naturales y modos de vibración) de una estructura de torre sin daño y otra con daño a partir de los correspondientes conjuntos de datos de vibración ambiental medidos, usando la técnica NExT – ERA. El procedimiento básico es como sigue. Primero se elige un canal de referencia apropiado para determinar la función de correlación para el método NExT. Basándose en el principio de que ninguno de los modos estimados debe presentar nodos en los grados de libertad de referencia de la torre de transmisión, se supone que todos los modos contribuyen a su respuesta. Segundo, se calculan las funciones de correlación cruzada entre el canal de referencia y los otros canales. Bajo vibración ambiental, estas funciones de correlación cruzada tienen las mismas características que la respuesta de una estructura en vibración libre. Mediante la utilización de este fenómeno, el método ERA se utiliza finalmente para estimar los parámetros modales de la torres de transmisión.

Los parámetros modales identificados se usan en la fase II para estimar los cambios de rigidez producidos por los daños en una serie de sub-estructuras definidas en la torre de transmisión mediante la metodología de la detección de daño basada en la reducción dinámica. Se define un parámetro adimensional θ_i para representar el estado de daño de cada una de las sub-estructuras definidas. Cuando una sub-estructura no tiene daño, θ_i tiene el valor de cero. Cuando cualquier miembro de la subestructura está dañado, el parámetro muestra una magnitud de daño “equivalente” de esa subestructura. Debe señalarse que la detección de daño propuesta se centra en identificar el parámetro θ_i de cada sub-estructura globalmente, pero no detecta cual de las barras es la que contiene tal daño. Esta metodología resultó exitosa y los autores realizaron una simulación de detección de daño en un modelo de elementos finitos de forma exitosa.

Posteriormente, Lam & Yin [8] aplicaron este método a un modelo de laboratorio consistente en una torre eléctrica a escala de 2.4 m de altura. Para simular en laboratorio el efecto de pandeo en barras dañadas, los autores simularon la pérdida de rigidez suprimiendo ciertas barras que formaban las diagonales. Pudieron constatar experimentalmente la eficacia de la metodología propuesta localizando las zonas donde se habían suprimido las barras.

2.3 Conclusiones

Tras la revisión de los fenómenos capaces de producir daños en apoyos de líneas eléctricas, queda patente la necesidad de evaluar el estado de tales estructuras para evitar que pequeños daños actuales puedan desencadenar desastres futuros ante un evento como los descritos. Muchos de estos fenómenos no son tenidos en cuenta por las normativas puesto que son de reciente descubrimiento. Por ejemplo, en España, el reglamento Electrotécnico de Alta Tensión establece una zonificación que se refiere a la altitud, estableciendo zonas A, B, C para considerar los efectos del viento y de la presencia de hielo en el cálculo de las torres; pero no se tienen en cuenta condiciones ambientales más particulares que contemplen la acción ambientes más agresivos de cara a la corrosión de las torres, y que según diversos investigadores pueden ser bastante cruciales a la hora de producir daños en estas estructuras. Estos argumentos enfatizan la necesidad de evaluar de la capacidad resistente real de las torres eléctricas que se diseñaron bajo hipótesis distintas para garantizar que se servicio no será interrumpido.

Por otro lado, se ha podido comprobar que existen en la literatura diversos métodos para localizar daños en torres de transmisión, cuya eficacia ha quedado probada por los investigadores citados. Sin embargo, pocos de estos trabajos se centran en la optimización de localización de sensores (Optimal Sensor Placement – OSP) Por ello, este trabajo desarrolla una metodología de OSP para la obtención eficiente de datos que posibiliten la identificación estructural de torres eléctricas de manera más rápida y económica al obtener la máxima información posible dado un número limitado de sensores disponibles.

A pesar de advertirse que el acoplamiento entre el comportamiento dinámico de la torre y los cables puede afectar a las propiedades modales de la torre, no son muchos los estudios que consideran el efecto de la línea eléctrica sobre el apoyo. Desde este trabajo no se despreciarán los efectos provocados por la interacción entre apoyo y línea eléctrica y se planteará el modelado de la torre con cables y sin ellos, a fin de evaluar mediante criterios de correlación modal la variación de los parámetros modales producida por la influencia de la línea.

Capítulo 3

Problema de Optimización considerado

Las líneas de transmisión eléctricas desempeñan un papel estratégico en la gestión del sector energético. Por lo que resulta de vital importancia el desarrollo de un plan de Mantenimiento Estructural Predictivo basado en Análisis Modal Operacional (OMA) para detectar daños en fases prematuras y evitar colapsos estructurales que impliquen costes mayores. Con esa finalidad, se ha elaborado una metodología de Optimización de Localización de Sensores (OSP) para la identificación estructural de torres eléctricas mediante OMA que obtendrá la máxima información posible para un determinado número de acelerómetros, mejorando el rendimiento de los trabajos de monitorización. Previamente se desarrolla el análisis modal de dos modelos de elementos finitos: el primero de la torre de aislada (modelo sencillo) y el segundo de la misma torre pero considerando los conductores (modelo acoplado), con el fin de comparar la influencia de la línea sobre los parámetros modales de la torre de apoyo y sobre la localización óptima de sensores. Posteriormente se aplica la OSP a ambos modelos con cuatro configuraciones distintas de sensores (5-8-10-12 acelerómetros) y según tres variantes del método de optimización EFI a fin de comparar los resultados y las diferencias en las localizaciones obtenidas.

3.1 Descripción del modelo

La metodología de optimización se aplicará a la torre de apoyo nº 3 (apoyo central) extraída del trazado de la línea que se estudia en este trabajo. El trazado de la línea eléctrica así como el modelo de la torre de apoyo han sido proporcionados por el Prof. David Bullejos de la Universidad de Córdoba. Todos los datos necesarios para el modelado se encuentran recopilados en el Anexo A de esta memoria.

La torre que se va a estudiar es el apoyo estandarizado C2000 según Norma UNE 207017:2010. Se trata de una torre en celosía atornillada cuyas características geométricas y resistentes están normalizadas. Esta torre consta de una cabeza prismática y fuste tronco-piramidal de secciones cuadradas con las cuatro caras iguales desde el punto de vista geométrico y resistente. Los perfiles utilizados son angulares de acero calidad S-355 JO.

Las dimensiones principales de la torre se muestran en la siguiente figura:

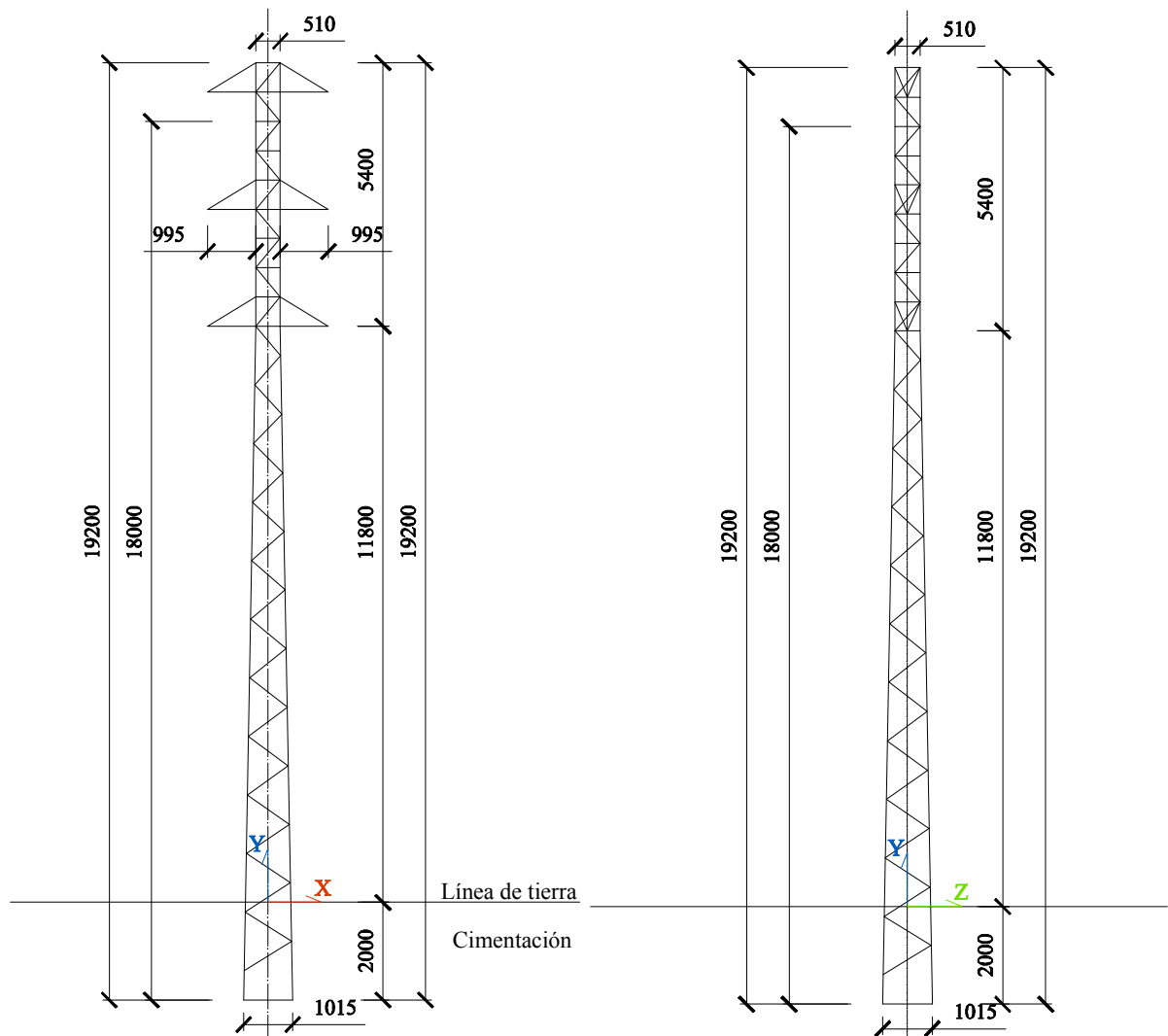


Figura 3.1. Alzados acotados de la Torre C2000. Cotas en mm

Los datos de los vanos adyacentes a la torre considerada son los siguientes:

Datos de los vanos adyacentes al apoyo n° 3

Vano izquierdo

Luz vano (m)	201.9
Flecha máxima (m)	4.49
Desnivel (m)	-1.18

Vano derecho

Luz vano (m)	197.67
Flecha máxima (m)	4.30
Desnivel (m)	-0.84

Las flechas máximas son las consideradas a 50°. El desnivel con signo negativo significa un descenso de la línea de izquierda a derecha.

3.2 Análisis Numérico

Para realizar el proceso de optimización de localización de sensores (acelerómetros) en ambos modelos y comparar los resultados entre los dos, se necesita previamente obtener una estimación de los modos propios de vibración que se pretenden identificar, por lo que se ejecutan análisis numéricos a través del software de Elementos Finitos ANSYS / Multiphysics. Los datos de los modelos se encuentran de forma resumida en el apartado 3.1, y de forma completa en el Anexo A. Los detalles del modelado y cálculos efectuados con ANSYS se encuentran en el Anexo B.

Los cálculos realizados consisten en el análisis modal de ambos modelos (torre de apoyo sin cables y con cables). Se han utilizado los siguientes elementos finitos de los implementados en ANSYS: *Beam44*, para todas barras de la torre menos las diagonales; *Link8* para las diagonales y cadenas de aisladores; y *Link10* para las catenarias. Previamente, se ha ejecutado un análisis estático no-lineal considerando grandes deformaciones para el modelo acoplado de torre y cables a fin calcular la flecha de las catenarias. Una vez capturada la posición deformada de los conductores se puede proceder a análisis modal del sistema acoplado.

Se ha empleado el método de extracción de modos de Block Lanczos, obteniendo los siguientes resultados:

Comparación de frecuencias entre modelos [Hz]

Modo extraído	Dirección	Frecuencia [Hz]	
		Modelo sencillo	Modelo acoplado
Modo de flexión: 1°	Eje x	2.838	2.830
	Eje z	2.839	2.809
Modo de flexión: 2°	Eje x	14.416	14.272
	Eje z	14.476	14.355
Modo de torsión: 1°	Eje y	15.094	13.508
Modo de flexión: 3°	Eje x	34.260	34.029
	Eje z	34.436	34.157

Los resultados de los análisis numéricos muestran que el modelo acoplado presenta frecuencias sensiblemente diferentes a las del modelo sencillo, como fruto del fenómeno ya anunciado de acoplamiento entre el apoyo y la línea. La diferencia es algo mayor para el caso del primer modo de vibración torsional, donde el fenómeno es mucho más fuerte ya que ese modo de vibración se acopla con uno de los modos principales de vibración longitudinal de las catenarias.

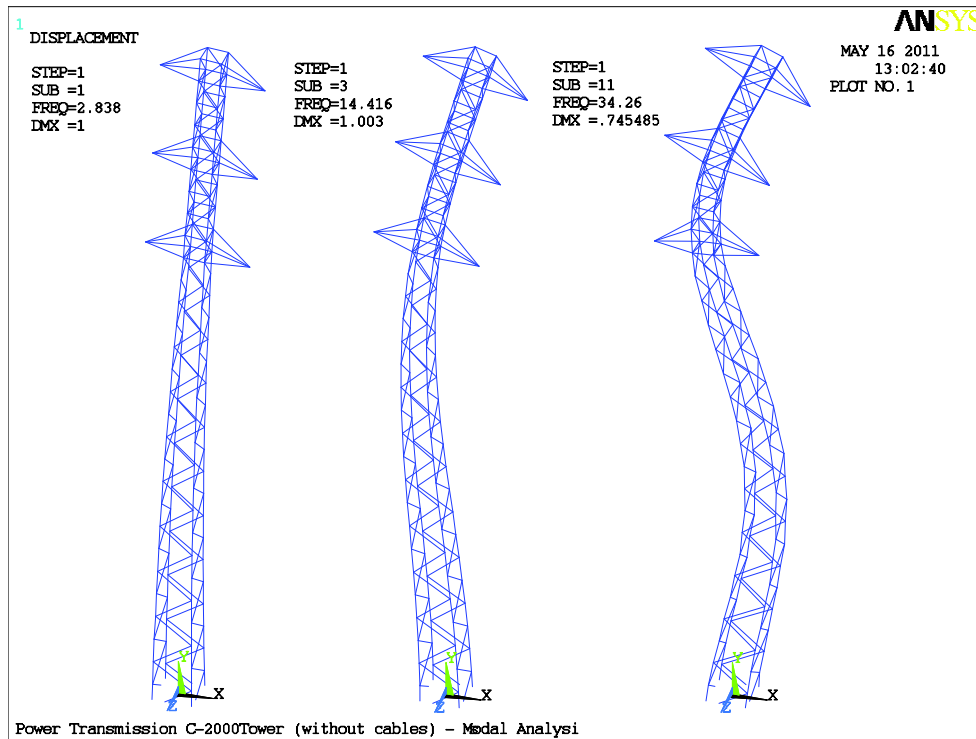


Figura 3.2. Modelo Sencillo. Los tres primeros modos a flexión de la torre según la dirección X.

En el modelo acoplado, los modos de vibración más bajos están dominados por los cables, complicando la identificación de las vibraciones de la torre a bajas frecuencias. Esos modos dominados por los cables juegan un papel primordial en la respuesta dinámica de la estructura bajo cargas de viento. Por otro lado, los modos de vibración fundamentales de la torre, se encuentran en un rango de frecuencias mayores y tienen más importancia a la hora de evaluar las acciones procedentes de excitaciones del terreno (como las sísmicas).

La complejidad del fenómeno de acoplamiento se evidencia al existir múltiples y diversas combinaciones de modos acoplados entre torre y cables, lo que produce un enorme conjunto de valores propios similares en torno a la frecuencia de la torre en el modo considerado, dificultando el proceso de identificación estructural. Se extrajeron los tres mil primeros modos para localizar las siete frecuencias fundamentales de la torre, ya que entre las mismas se intercalaban muchas frecuencias gobernadas por los cables como fruto del fenómeno ya explicado.

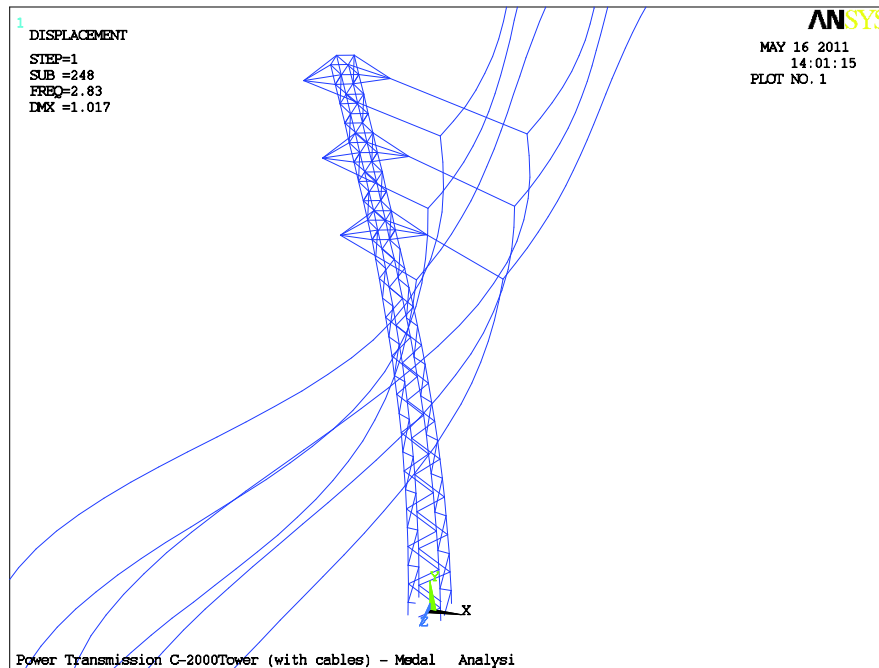


Figura 3.3. Modelo Acoplado. Primer modo de flexión del la torre según la dirección X.

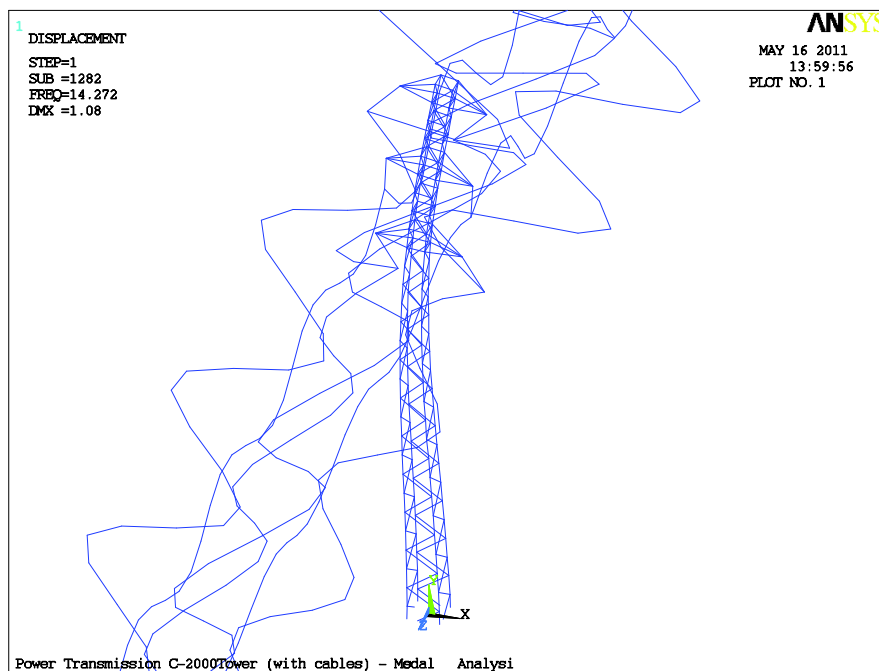


Figura3.4. Modelo Acoplado. Segundo modo de flexión de la torre según la dirección X

3.2.1 Comparación y correlación de resultados

Para comparar los resultados obtenidos en el análisis numérico se pueden emplear varias técnicas. Uno de los métodos más simples es calcular la diferencia porcentual entre las frecuencias naturales obtenidas en un modelo y otro.

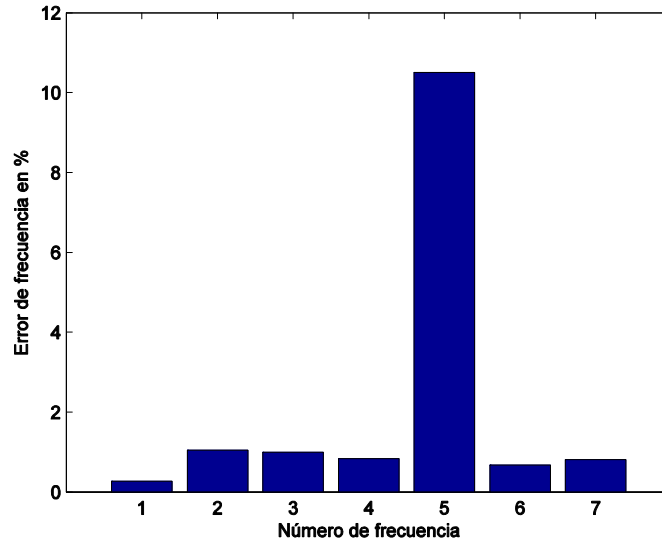


Figura 3.5. Error porcentual entre frecuencias del modelo sencillo y acoplado

Sin embargo, la diferencia porcentual en frecuencias no proporciona información sobre las distintas formas de vibrar que pueden existir entre ambos modelos. Para una comparación más exacta se utiliza el criterio de correlación MAC (Modal Assurance Criterion) con el que podrá cuantificarse la influencia del acoplamiento de los cables en los modos de vibración de la torre.

$$MAC(i, j) = \frac{|\{\phi\}_i^{a'} \{\phi\}_j^x|^2}{(\{\phi\}_i^{a'} \{\phi\}_j^a)(\{\phi\}_i^{x'} \{\phi\}_j^x)}$$

Una correlación alta produce valores MAC próximos a la unidad, mientras que una baja correlación supone valores cercanos a cero. En la siguiente figura se puede observar la correlación entre el modelo sencillo y el acoplado.

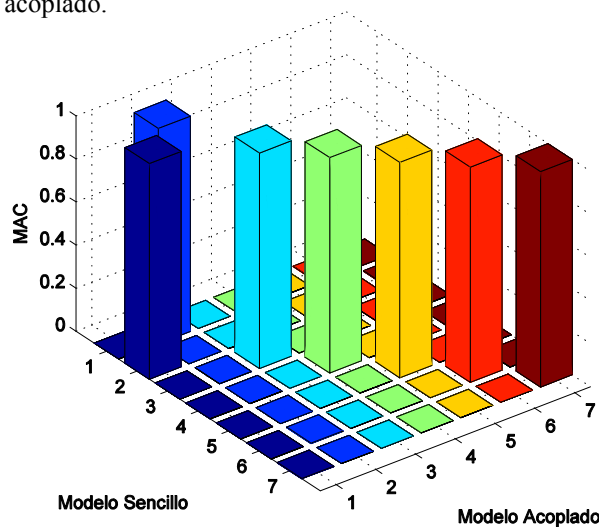


Figura 3.6. Correlación MAC entre los modos del modelo sencillo y acoplado

La gráfica muestra que existe una correlación muy buena para los siete primeros modos, lo que hace suponer que el acoplamiento de los cables apenas ha influido en los modos a flexión fundamentales de la torre. La razón de esta circunstancia se debe a las siguientes causas:

- A las características propias de la torre (mucho más rígida y de mayor masa que el conjunto de los cables) y a la forma en que los conductores se unen a la torre. Esta unión consiste en una cadena de aisladores en suspensión, propia de un apoyo eléctrico de alineación. El posible movimiento de los extremos de las catenarias al vibrar se acompaña con el balanceo de la cadena en suspensión, que al estar totalmente articulada, afecta en menor medida a la unión de la cadena con la torre.
- Por otro lado, al tratarse de un apoyo en suspensión con muy poco desnivel en las catenarias y muy poco ángulo de alineación en planta, las fuerzas verticales transmitidas a la torre están muy centradas y no afectan a la vibración longitudinal de la misma.
- La vibración transversal tampoco se ve afectada ya que los conductores están dispuestos simétricamente y la carga vertical sigue manteniéndose centrada.

Obsérvese como los modos de vibración 1º y 2º presentan sus posiciones intercambiadas en la gráfica del MAC debido a que la diferencia de frecuencias ha cambiado el orden de extracción de esos modos en el análisis. La correlación resultante es muy buena, casi rozando el valor de la unidad.

3.3 Metodología de Optimización

3.3.1 Procedimiento de trabajo

El problema de Optimización de Localización de Sensores (OSP) consiste en situar un determinado número de sensores en las posiciones cuyos grados de libertad proporcionen la mayor información posible de la estructura a identificar.

Para llevar a cabo este proceso; se implementa una rutina en MATLAB que ejecuta ANSYS y que contiene el algoritmo de optimización según el método EFI. La rutina lee la matriz modal, de rigidez y de masas obtenidas para que el algoritmo de optimización localice la posición de los sensores en esa estructura.

Esta herramienta desarrollada en MATLAB se va a utilizar para estudiar cada variante del método de optimización EFI y para distintas configuraciones de sensores (5-8-10-12 acelerómetros) con el objeto de identificar los siete primeros modos de vibración. A fin de comparar resultados, se pretende identificar los siete primeros modos de vibración de los dos modelos de torre considerados (modelos sencillo y acoplado).

3.3.2 Método de Optimización de Localización de Sensores

Método de Optimización EFI

El método empleado en este trabajo es el Método EFI (Effective Independence Method - Método de la Independencia Efectiva) El cual consiste en evaluar el rango de una matriz que llamaremos Matriz de Información de Fisher (FIM)

Para ello, y en primer lugar, se extraen de la matriz modal completa $[\Phi]$ las columnas de los t modos de vibración objetivo que se quieren identificar, y las filas de los s grados de libertad candidatos a optimizar, obteniendo la matriz $[\Phi]_{s \times t}$. Con esta matriz se define la matriz FIM:

$$FIM = [A_0]_{t \times t} = [\Phi]_{s \times t}^t [\Phi]_{s \times t}$$

El método consiste en eliminar iterativamente de la matriz FIM las filas de los grados de libertad linealmente dependientes (información redundante), manteniendo los que contribuyen a la independencia lineal de la misma (máxima información).

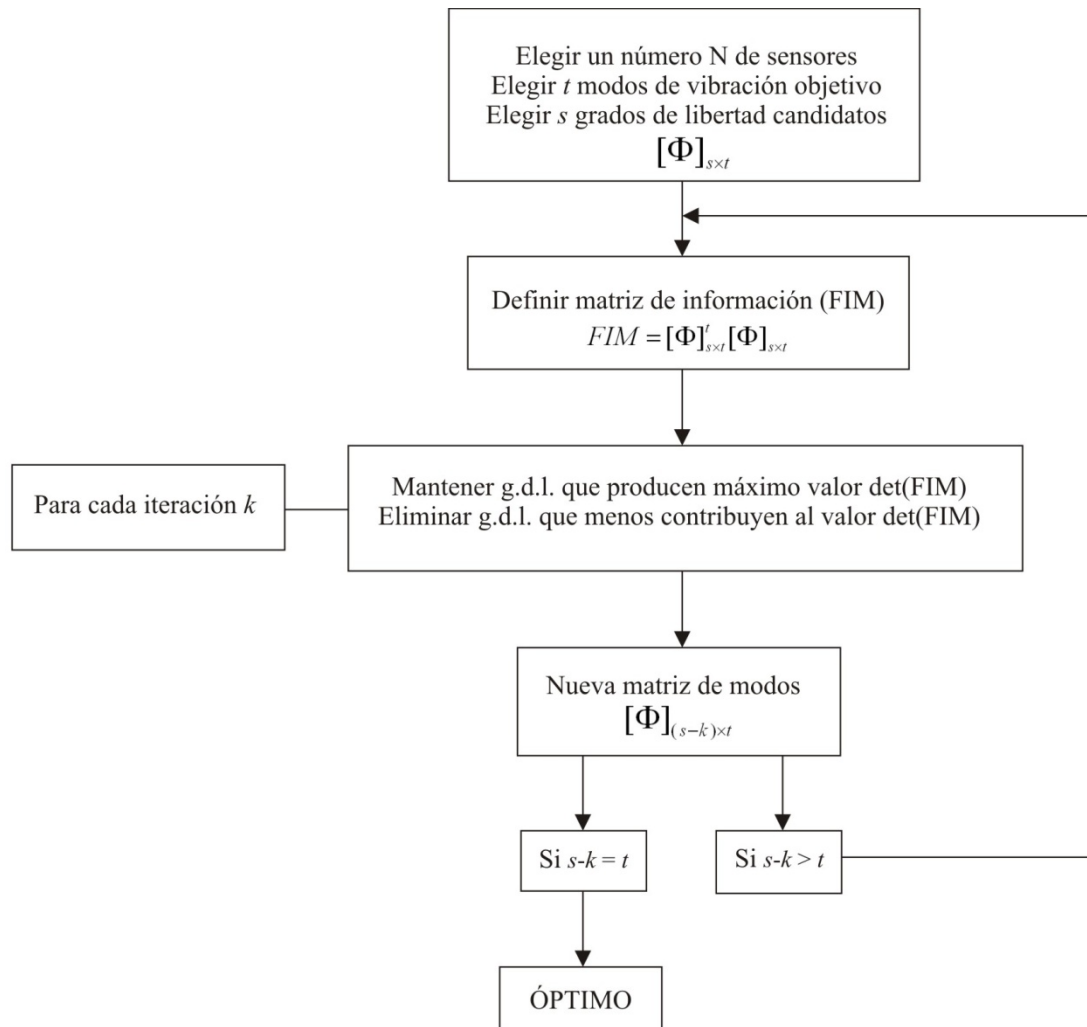


Figura 3.7. Diagrama de flujo del algoritmo implementado en MATLAB

La matriz FIM es una matriz de Gram. El problema de optimización consiste en encontrar el mejor conjunto de grados de libertad activos de una serie de grados de libertad candidatos de tal manera que:

- Si $\det(FIM)$ es máximo \rightarrow Vectores linealmente independientes \rightarrow Máxima información (el algoritmo mantiene esa fila de grados de libertad)
- Si $\det(FIM) = 0 \rightarrow$ Vectores linealmente dependientes \rightarrow Información redundante (el algoritmo elimina la fila que menos contribuye al valor del determinante)

Método de Optimización EFI ponderado por la Masa

Otro criterio para definir la matriz FIM supone ponderar la matriz de modos $[\Phi]_{s \times t}$ por la matriz de masas $[\mathbf{M}]$ de la estructura. Esta variante del método EFI se conoce con el nombre de SEMRO.

$$FIM = [A_0]_{t \times t} = [\Phi]_{s \times t}' [M] [\Phi]_{s \times t}$$

Método de Optimización EFI ponderado por la Rigidez

Análogamente, se puede ponderar la matriz de modos $[\Phi]_{s \times t}$ por la matriz de rigidez $[\mathbf{K}]$ de la estructura. Esta variante se conoce con el nombre de KEMRO.

$$FIM = [A_0]_{t \times t} = [\Phi]_{s \times t}' [K] [\Phi]_{s \times t}$$

Nótese que la dimensión de la matriz de masas $[\mathbf{M}]$ y de la matriz de rigidez $[\mathbf{K}]$ se refiere a todos los grados de libertad de la estructura y que la dimensión de la matriz de modos $[\Phi]_{s \times t}$ se refiere a los grados de libertad candidatos y modos objetivo. Es decir, que la matriz de modos tiene dimensión menor que las matrices de masas y rigidez.

Para reducir la dimensión de las matrices de masa y rigidez y poder utilizarlas en la ponderación de los modos, se utiliza la Reducción estática de Guyan. Esta permite condensar la información de todos los grados de libertad de la estructura en una serie de grados de libertad denominados maestros (que en el problema de optimización coinciden con los grados de libertad candidatos) De tal modo que las matrices $[\mathbf{M}]$ y $[\mathbf{K}]$ quedan reducidas a las dimensiones de esos grados de libertad maestros.

3.4 Resultados

El algoritmo implementado en MATLAB según el método EFI y sus variantes proporciona las localizaciones óptimas para las distintas configuraciones de sensores en los dos modelos de estudio. Los resultados completos de todas las configuraciones según las distintas versiones del método y para los dos modelos de torre se exponen en las tablas del apartado 3.4.2 de este mismo apartado.

Las localizaciones óptimas obtenidas mediante el método EFI son prácticamente idénticas o totalmente idénticas para el modelo sencillo y para el modelo acoplado. La variación de localización según la variante SEMRO se debe a la diferencia entre las masas de los modelos. Sin embargo las localizaciones son muy similares.

Los resultados también muestran que la optimización de los sensores según las distintas variaciones del método EFI presenta posiciones muy similares. En general, los sensores se agrupan en tres niveles de altura parecida, salvo en la variante KEMRO que lo hace en cuatro.

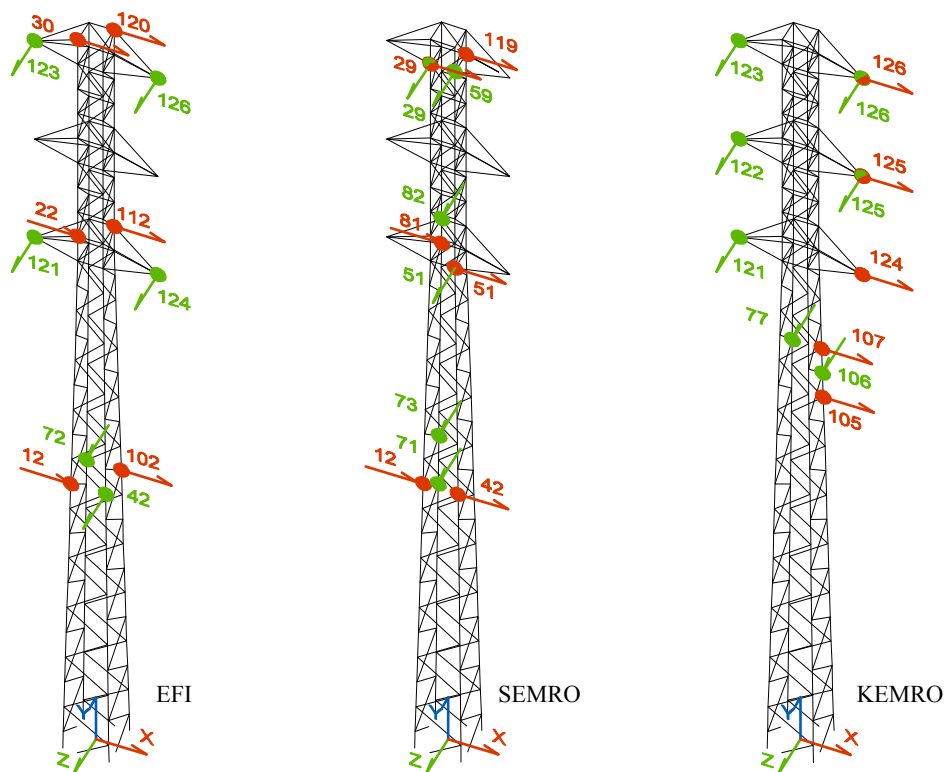


Figura 3.9. Modelo Sencillo. Optimización de 12 sensores según método EFI, SEMRO y KEMRO

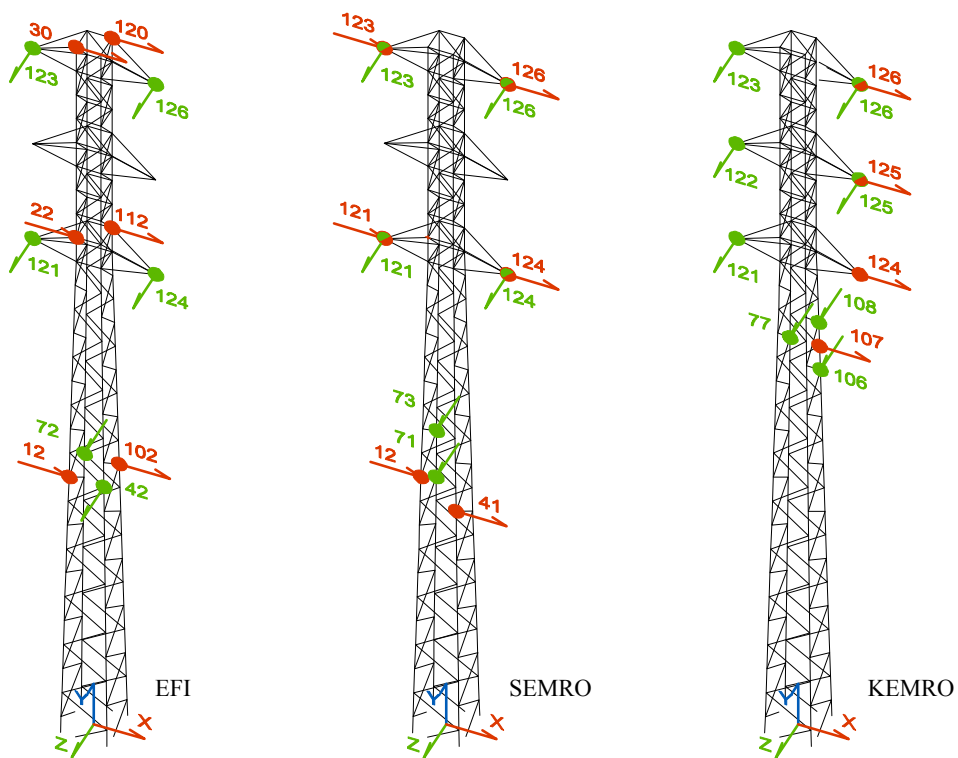


Figura 3.10. Modelo Acoplado. Optimización de 12 sensores según método EFI, SEMRO y KEMRO

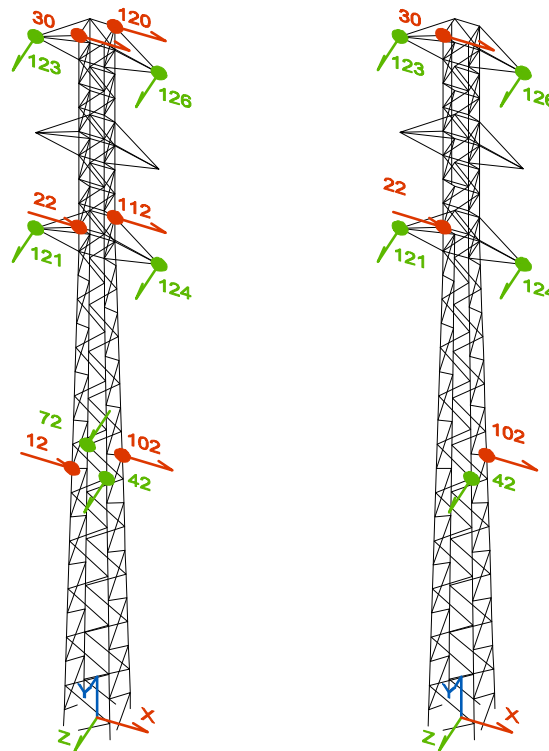


Figura 3.8. Modelo Acoplado. Optimización de 12 y 8 sensores según método EFI.

La configuración de 5 sensores no define completamente los niveles en altura descritos. Sin embargo, en la configuración de 8 sensores sí aparecen definidos con al menos un acelerómetro en cada nivel que mide los desplazamientos según el eje X y Z. Las configuraciones con 10 y 12 sensores repiten acelerómetros en los mismos niveles ya definidos en la configuración de 8.

3.4.1 Comportamiento del algoritmo de optimización

Las siguientes figuras muestran que el comportamiento del método EFI tiende a mantener el valor del determinante de FIM, el cual mide la cantidad total de información proporcionada por todos los grados de libertad considerados.

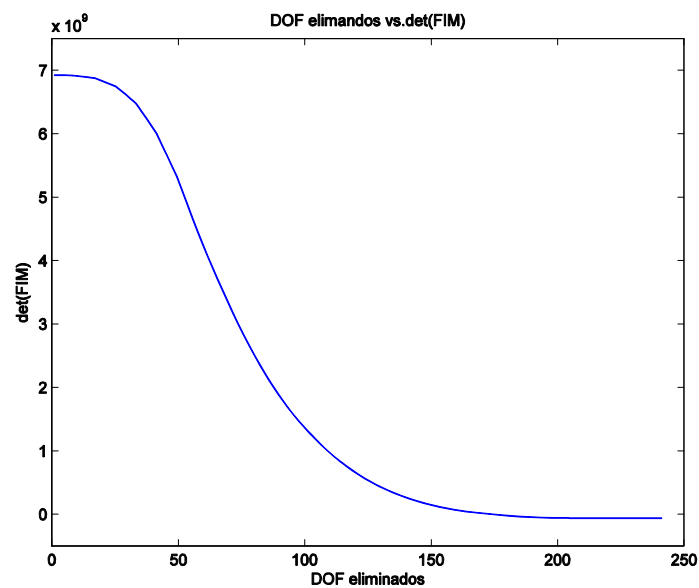


Figura 3.11. Método EFI. Valor del $\det(\text{FIM})$ en función de los grados de libertad eliminados. Modelo Sencillo

Cuanto menos grados de libertad se eliminan (mayor número de sensores) más información sobre los modos se obtiene y mayor es el valor que toma el determinante de la matriz FIM

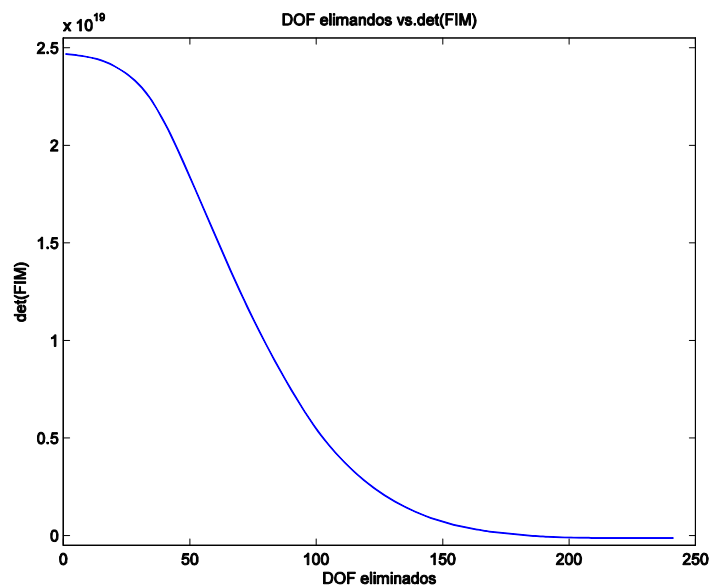


Figura 3.12. Método SEMRO. Valor del $\det(\text{FIM})$ en función de los grados de libertad eliminados. Modelo Sencillo

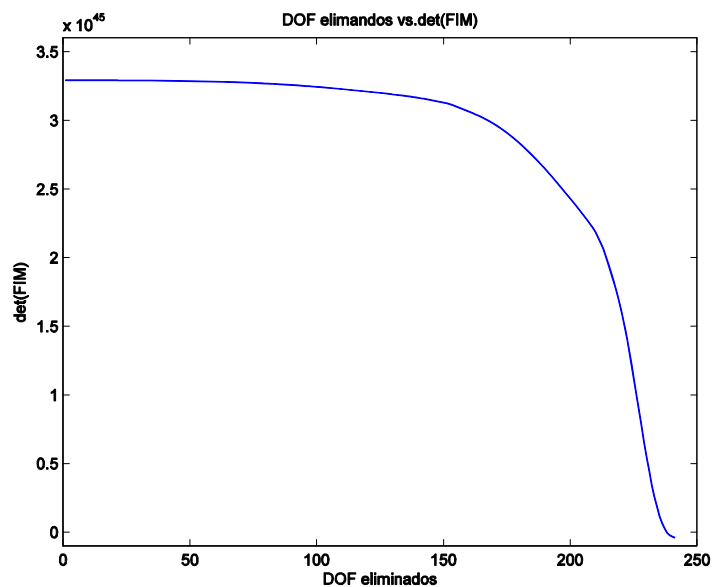


Figura 3.13. Método KEMRO. Valor del $\det(\text{FIM})$ en función de los grados de libertad eliminados. Modelo Sencillo

Las gráficas del método EFI y su variante SEMRO presentan distribuciones similares, sin embargo la distribución de la rigidez de la estructura provoca que la variante KEMRO presente un aspecto ligeramente distinto, desplazando el descenso de la curva hasta una región con mayores grados de libertad eliminados.

3.4.2 Tablas de resultados

Localización óptima de sensores según EFI.						Modelo sencillo (torre sin cables)						
Nº de acelerómetros: 5												
Nodo	30	42	112	123	126							
D.O.F.	Ux	Uz	Ux	Uz	Uz							
Nº de acelerómetros: 8												
Nodo	30	42	102	112	121	123	124	126				
D.O.F.	Ux	Uz	Ux	Ux	Uz	Uz	Uz	Uz				
Nº de acelerómetros: 10												
Nodo	22	30	42	102	112	120	121	123	124	126		
D.O.F.	Ux	Ux	Uz	Ux	Ux	Ux	Uz	Uz	Uz	Uz		
Nº de acelerómetros: 12												
Nodo	12	22	30	42	72	102	112	120	121	123	124	126
D.O.F.	Ux	Ux	Ux	Uz	Uz	Ux	Ux	Ux	Uz	Uz	Uz	Uz
Localización óptima de sensores según SEMRO.						Modelo sencillo (torre sin cables)						
Nº de acelerómetros: 5												
Nodo	12	29	29	51	71							
D.O.F.	Ux	Ux	Uz	Uz	Uz							
Nº de acelerómetros: 8												
Nodo	12	29	29	51	51	59	71	81				
D.O.F.	Ux	Ux	Uz	Ux	Uz	Uz	Uz	Ux				
Nº de acelerómetros: 10												
Nodo	12	29	29	51	51	59	71	81	82	119		
D.O.F.	Ux	Ux	Uz	Ux	Uz	Uz	Uz	Ux	Uz	Ux		
Nº de acelerómetros: 12												
Nodo	12	29	29	42	51	51	59	71	73	81	82	119
D.O.F.	Ux	Ux	Uz	Ux	Ux	Uz	Uz	Uz	Uz	Ux	Uz	Ux

Localización óptima de sensores según KEMRO. Modelo sencillo (torre sin cables)

 N° de acelerómetros: 5

 Nodo 77 107 125 126 126

 D.O.F. Uz Ux Ux Ux Uz

 N° de acelerómetros: 8

 Nodo 77 106 107 122 123 125 126 126

 D.O.F. Uz Uz Ux Uz Uz Ux Ux Uz

 N° de acelerómetros: 10

 Nodo 77 106 107 122 123 124 125 125 126 126

 D.O.F. Uz Uz Ux Uz Uz Ux Ux Uz Ux Uz

 N° de acelerómetros: 12

 Nodo 77 105 106 107 121 122 123 124 125 125 126 126

 D.O.F. Uz Ux Uz Ux Uz Uz Uz Ux Ux Uz Ux Uz

Localización óptima de sensores según EFI. Modelo acoplado (torre con cables)

 N° de acelerómetros: 5

 Nodo 22 30 42 123 124

 D.O.F. Ux Ux Uz Uz Uz

 N° de acelerómetros: 8

 Nodo 22 30 42 102 121 123 124 126

 D.O.F. Ux Ux Uz Ux Uz Uz Uz Uz

 N° de acelerómetros: 10

 Nodo 22 30 42 102 112 120 121 123 124 126

 D.O.F. Ux Ux Uz Ux Ux Ux Uz Uz Uz Uz

 N° de acelerómetros: 12

 Nodo 12 22 30 42 72 102 112 120 121 123 124 126

 D.O.F. Ux Ux Ux Uz Uz Ux Ux Ux Uz Uz Uz Uz

Localización óptima de sensores según SEMRO. Modelo acoplado (torre con cables)

Nº de acelerómetros: 5

Nodo	71	121	123	126	126
------	----	-----	-----	-----	-----

D.O.F.	Uz	Ux	Uz	Ux	Uz
--------	----	----	----	----	----

Nº de acelerómetros: 8

Nodo	12	71	121	121	123	124	126	126
------	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

D.O.F.	Ux	Uz	Ux	Uz	Uz	Uz	Ux	Uz
--------	----	----	----	----	----	----	----	----

Nº de acelerómetros: 10

Nodo	12	71	121	121	123	123	124	124	126	126
------	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

D.O.F.	Ux	Uz	Ux	Uz	Ux	Uz	Ux	Uz	Ux	Uz
--------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Nº de acelerómetros: 12

Nodo	12	41	71	73	121	121	123	123	124	124	126	126
------	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

D.O.F.	Ux	Ux	Uz	Uz	Ux	Uz	Ux	Uz	Ux	Uz	Ux	Uz
--------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Localización óptima de sensores según KEMRO. Modelo acoplado (torre con cables)

Nº de acelerómetros: 5

Nodo	106	122	124	126	126
------	-----	-----	-----	-----	-----

D.O.F.	Uz	Uz	Ux	Ux	Uz
--------	----	----	----	----	----

Nº de acelerómetros: 8

Nodo	77	106	122	123	124	125	126	126
------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

D.O.F.	Uz	Uz	Uz	Uz	Ux	Ux	Ux	Uz
--------	----	----	----	----	----	----	----	----

Nº de acelerómetros: 10

Nodo	77	106	107	122	123	124	125	125	126	126
------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

D.O.F.	Uz	Uz	Ux	Uz	Uz	Ux	Ux	Uz	Ux	Uz
--------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Nº de acelerómetros: 12

Nodo	77	106	107	108	121	122	123	124	125	125	126	126
------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

D.O.F.	Uz	Uz	Ux	Uz	Uz	Uz	Uz	Ux	Ux	Uz	Ux	Uz
--------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

3.5 Conclusiones

Se ha presentado una metodología de Optimización de Localización de Sensores (OSP) para identificación estructural de torres eléctricas mediante Análisis Modal Operacional (OMA).

Para evaluar el efecto del conjunto de la línea sobre la torre de apoyo, se han elaborado dos modelos de elementos finitos. El modelo sencillo contiene la torre aislada y el modelo acoplado contiene la torre y los conductores que apoyan en ella. Posteriormente se aplica a ambos el método EFI y sus variantes para la optimización de la localización de distintas configuraciones de sensores.

Las distintas variantes del método EFI localizaron los grados de libertad que mayor información proporcionaban para identificar los modos objetivo, confirmando la eficacia de esta metodología. La cual mejorará las tareas de Análisis Modal Operacional, proporcionando una monitorización más eficiente de la estructura: se obtendrán datos más exactos y se empleará el número preciso de acelerómetros, abaratando costes en la adquisición de los mismos y agilizando los trabajos de campo.

El proceso de optimización demuestra que para este tipo concreto de torre, la consideración de la línea no afecta en el comportamiento del apoyo aislado, pues se obtienen prácticamente las mismas localizaciones para todas las variantes del método EFI. Lo cual era esperable debido a que la correlación MAC entre los modos de vibración de ambos modelos alcanzaba prácticamente el valor de la unidad.

Capítulo 4

Conclusiones y Trabajos Futuros

Se propone la utilización de esta metodología de optimización en trabajos experimentales de identificación estructural mediante Análisis Modal Operacional y comparar los resultados obtenidos con otro tipo de configuraciones habituales, para así constatar de manera práctica la eficacia del método propuesto y plantear posibles mejoras en caso de ser necesario. La monitorización de estructuras suele llevarse a cabo mediante un barrido de acelerómetros que cubren un gran número de posiciones en la estructura a fin de obtener la máxima información posible, a costa de emplear también un gran número de acelerómetros. De ahí la importancia de aplicar este método, pues se ahorrarán costes en el número de acelerómetros adquiridos y se agilizarán los trabajos de campo.

Los análisis realizados han demostrado que la inclusión de los efectos de la línea eléctrica no afectaba a las propiedades de la torre aislada ni a su optimización de sensores. Sin embargo esta conclusión sólo es estrictamente cierta para este modelo concreto de torre y para las condiciones particulares de la línea eléctrica estudiada. Se propone por tanto, la futura aplicación de esta metodología de optimización en otros modelos de apoyos eléctricos, con otro tipo de sustentación de cables y con trazados de línea más irregulares, a fin de conocer el comportamiento real de tales estructuras. La influencia de las líneas no suele modelarse en muchos estudios realizados sobre la torres de apoyo, pero su efecto no puede descartarse a priori. Pues depende mucho de las condiciones de cada caso y los parámetros modales del apoyo pueden variar notablemente.

Las propiedades modales de los cables y su rigidez, dependen de la tensión mecánica a la que están sometidos. Un cambio en dicha tensión supone una variación de sus características dinámicas, lo que puede influir a su vez en un cambio de los parámetros modales de las torres donde apoyan. Por tanto, se propone estudiar los efectos que producen los cambios de temperatura en las propiedades dinámicas en los apoyos en los casos en que exista acoplamiento entre torre y conductores.

Se propone comparar los resultados del método de optimización EFI con los obtenidos mediante métodos de optimización bio-inspirados como los algoritmos genéticos para evaluar el rendimiento de ambos.

Bibliografía

- [1] Bai, F. L., Li, H. N. & Hao, H. Local Site Effect on Seismic Response of Coupled Transmission Tower-Line System. *Earth and Space 2010. 12th International Conference on Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments* 2857–2869 (2010).
- [2] Carden, E. P. & Maguire, J. R. Dynamic performance and integrity assessment of an electricity transmission tower. *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series* 5, 227–236 (2011).
- [3] Chen, S.-E. & Dai, K. Modal characteristics of two operating power transmission poles. *Shock and Vibration* 17, 551–561 (2010).
- [4] Chun-cheng, L., Jiao, L. & Biao, T. Damage Identification for Transmission Tower Based on Support Vector Machine and RBF. *Information Engineering and Computer Science (ICIECS), 2010 2nd International Conference on* 1–4 (2010).
- [5] Chun-cheng, L., Wei, Z., Xian-he, S. & Zheng-yu, C. Study on the damage identification of large power transmission tower based on wavelet packet energy and neural network. *Signal Processing Systems (ICSPS), 2010 2nd International Conference on* 2, V2–560 –V2–564 (2010).
- [6] Cunha, Á. & Caetano, E. Experimental modal analysis of civil engineering structures. *Sound and Vibration* 40, 12–20 (2006).
- [7] Hamada, A. & El Damatty, A. A. Behaviour of guyed transmission line structures under tornado wind loading. *Computers and Structures* 89, 986–1003 (2011).
- [8] Klinger, C. *et al.* Failure analysis on collapsed towers of overhead electrical lines in the region Münsterland (Germany) 2005. *Engineering Failure Analysis* 18, 1873–1883 (2011).
- [9] Lam, H.-F. & Yin, T. Dynamic reduction-based structural damage detection of transmission towers: Practical issues and experimental verification. *Engineering Structures* 33, 1459–1478 (2011).
- [10] Lazarevic, A., Kanapady, R., Kamath, C., Kumar, V. & Tamma, K. Effective localized regression for damage detection in large complex mechanical structures. *KDD-2004 - Proceedings of the Tenth ACM SIGKDD International Conference on Knowledge Discovery and Data Mining* 450–459 (2004).
- [11] Lazarevic, A. M., Kanapady, R., Tamma, K. K., Kamath, C. & Kumar, V. Damage prediction in structural mechanics using partitioning approach. *Proceedings of SPIE* 5098, 202–210 (2003).
- [12] Li, D.-S. & Li, H.-N. The state of art of sensor placement methods in structural health monitoring. *Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering* 6174 II, (2006).

- [13] Li, H.-N., Shi, W.-L., Wang, G.-X. & Jia, L.-G. Simplified models and experimental verification for coupled transmission tower-line system to seismic excitations. *Journal of Sound and Vibration* 286, 569–585 (2005).
- [14] Murtagh, P., Basu, B. & Broderick, B. Simple models for natural frequencies and mode shapes of towers supporting utilities. *Computers & Structures* 82, 1745–1750 (2004).
- [15] Prasad Rao, N., Samuel Knight, G. M., Mohan, S. J. & Lakshmanan, N. Studies on failure of transmission line towers in testing. *Engineering Structures* 35, 55–70 (2012).
- [16] Osterrieder, P. & Beirow, B. Monitoring of transmission towers. *Structural Dynamics (EURODYN), 1999 4th International Conference*, 635–640 (1999).
- [17] Qin, W. & Qu, W. Updating fuzzy-pattern recognition approach of bolt looseness damage on the joint of flange in transmission tower structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 6, 564–568 (2006).
- [18] Salazar, J. E. & Mendoza, J. A. Life Prediction of Electrical Power Transmission Towers. 313–323 (2008).
- [19] Shehata, A. Y., El Damatty, A. A. & Savory, E. Finite element modeling of transmission line under downburst wind loading. *Finite Elements in Analysis and Design* 42, 71–89 (2005).
- [20] Smith, B. W. A review of dynamic aspects of transmission line design. *Engineering Structures* 15, 271–275 (1993).
- [21] Yin, T., Lam, H. F., Chow, H. M. & Zhu, H. P. Dynamic reduction-based structural damage detection of transmission tower utilizing ambient vibration data. *Engineering Structures* 31, 2009–2019 (2009).
- [22] Zhu, H. The Neural Network Appraisal Method of Transmission Tower Structure Damage by Using Time Domain Data. *Energy and Environment Technology, 2009. ICEET '09. International Conference on* 2, 344–347 (2009).
- [23] ANSYS. *Release 11.0 documentation for ANSYS®*, Canonsburg, PA. SAS IP, Inc, (2007)

Anexo A

Datos del Modelo

Los siguientes datos del trazado de la línea y de los apoyos han sido proporcionados por el Profesor David Bullejos (Departamento de Ingeniería Eléctrica de la Universidad de Córdoba) y de ellos se ha extraído el modelo al que se le aplicará la metodología de optimización propuesta en este trabajo. Los datos proporcionados forman parte de un conjunto de trazados cuyos apoyos se quieren identificar estructuralmente a fin de realizar un estudio sobre las condiciones de daño y de servicio que incluye los apoyos más representativos dentro de la red eléctrica.

A.1 Trazado de línea

El tramo escogido tiene una longitud de 1 km y forma parte de un trazado mayor. El tramo consta de 6 vanos y se levanta sobre zona tipo A (altura menor a 500 m sobre el nivel del mar) por lo que no se consideran hipótesis de hielo o viento superior a 120km/h en su dimensionado. La tensión de transporte es de 66 kV a través de un circuito de doble línea trifásica. Los apoyos intermedios son de alineación al no producirse cambios de rasante importantes. Las cadenas de aisladores son de suspensión en los apoyos de alineación y de amarre en los apoyos de principio y final de línea. Los conductores son del tipo LA-110 y cubren vanos de 200 m de longitud aproximada.

Los apoyos están normalizados según la Norma UNE 207017:2010 (heredera de la antigua normativa RU-6704-A que definía los apoyos UNESA tipo A)

A.2 Elección del apoyo

Se toma un apoyo representativo del tramo para aplicar la metodología de optimización de localización de sensores en la detección de daños. A fin de considerar el efecto de la línea sobre el apoyo, se toma el nº 3, que al ser uno de los centrales, presenta en sus vanos adyacentes los conductores de mayor longitud. Se crean dos modelos para este apoyo. Uno con la torre aislada sin tener en cuenta los efectos de la línea y el otro en el que sí se tienen en cuenta, a fin de comparar sus comportamientos.

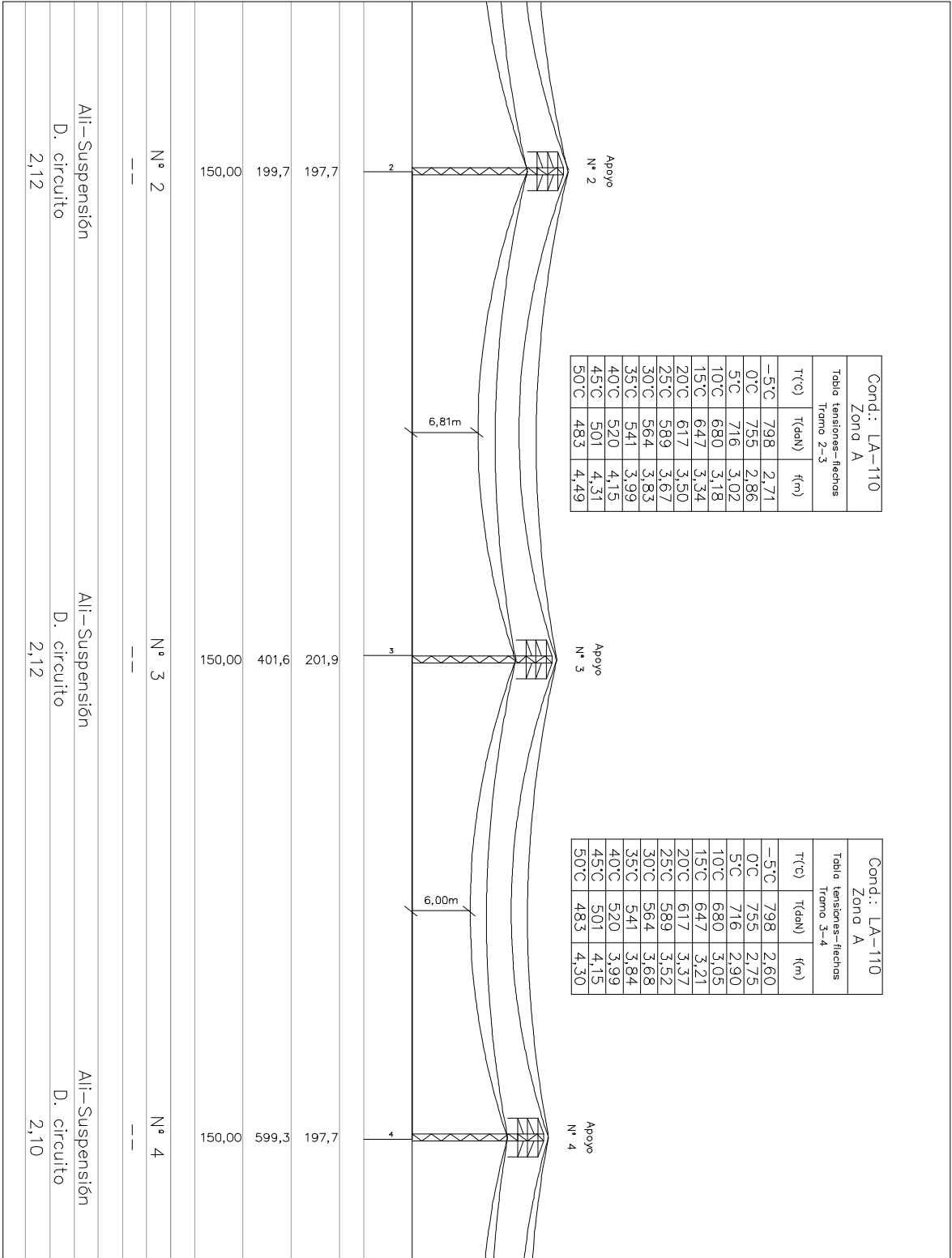


Figura A.1 Alzado. Zona central del trazado de la línea

A.3 Descripción del apoyo

El modelo empleado en el apoyo nº 3 es el del tipo denominado C2000-18. El cual consiste en una torre en celosía atornillada cuyas características geométricas y resistentes están normalizadas según UNE 207017:2010 “Apoyos metálicos de celosía para líneas eléctricas de distribución”

A.3.1 Geometría

Este apoyo consta de una cabeza prismática y un fuste tronco-piramidal de secciones cuadradas con las cuatro caras iguales, tanto desde el punto de vista resistente como geométrico. La cabeza de este apoyo está formada por angulares atornillados constituyendo en su conjunto un cuerpo que permite la fijación de las crucetas. La longitud de la misma es de 5.40 m formada por 9 módulos de 0.60 m de altura. El fuste está formado por montantes angulares de alas iguales, unidos entre sí por una celosía atornillada. Está constituido por tramos de aproximadamente 4 m de longitud.

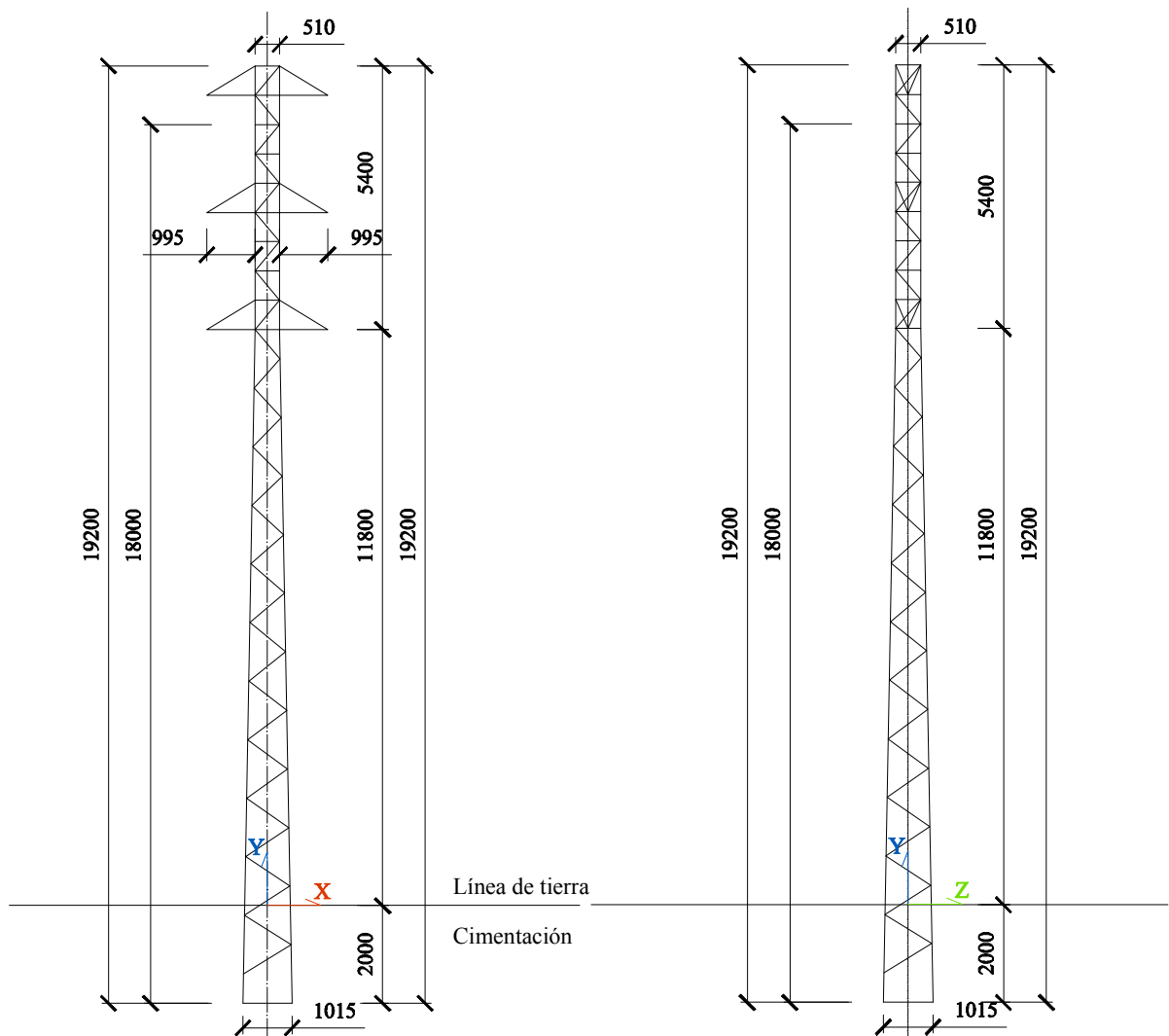


Figura A2. Alzados acotados de la Torre C2000. Cotas en mm

Datos de los vanos adyacentes al apoyo n° 3

Vano izquierdo	
Luz vano (m)	201.9
Flecha máxima (m)	4.49*
Desnivel (m)	-1.18
Vano derecho	
Luz vano (m)	197.67
Flecha máxima (m)	4.30*
Desnivel (m)	-0.84

La sección de la cabeza y de la cúspide del fuste es de 510 mm y la base del fuste es de 1015 mm. Se disponen 6 crucetas atirantadas en disposición de doble circuito para el apoyo de las catenarias. La altura nominal de la torre es de 18 m, con dos extensiones adicionales de 0.60 m en la cabeza a fin de respetar las distancias de seguridad de los conductores al terreno. La altura libre de la cúspide de la torre al suelo queda en 17.20 m al empotrarse 2 m para su cimentación (Terreno con $K=12 \text{ Kg/cm}^3$)

A.3.2 Material y Perfiles

Los perfiles utilizados son de acero calidad S-355 JO según la norma UNE-EN-1025 “Productos laminados en caliente, de acero no aleado, para construcciones metálicas de uso general”. Las dimensiones y tolerancias de los perfiles se ajustan a la norma UNE-EN-1056 “Angulares de lados iguales y desiguales de acero estructural”.

A.3.3 Esfuerzos nominales

Las características resistentes del Apoyo C2000 se exponen en la siguiente tabla:

Esfuerzos resistentes. Torre Apoyo C2000		
Esfuerzo nominal (daN)	2000	
Vertical (daN)	600	600
Lateral o Frontal (daN)	2000	
Torsión (daN)	1400	
Distancia d (m)	1.5	
Coefficiente de seguridad	1.5	1.2

El esfuerzo lateral o frontal se supone disponible en el extremo superior de la cabeza, según la dirección longitudinal o transversal, simultáneamente con las cargas verticales especificadas.

El esfuerzo de torsión se refiere al esfuerzo horizontal disponible en el extremo superior de la cabeza a una distancia d del centro del apoyo y que tiende a hacerlo girar sobre su eje, simultáneamente con las cargas verticales indicadas.

A.4 Descripción de los conductores

Las catenarias están constituidas por conductores del tipo LA-110. Estos consisten en un conductor compuesto de varios alambres de aluminio del mismo diámetro nominal y de varios alambres de acero galvanizado. Los alambres van cableados en capas concéntricas. Todas las capas exteriores son de alambre de aluminio del tipo AL1 (aluminio duro). Mientras que todos los alambres del alma son de acero tipo ST1-A (acero galvanizado de grado 1 con recubrimiento de zinc de clase A)

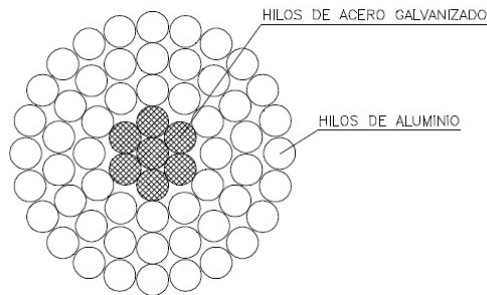


Figura A.3. Sección del conductor de aluminio y acero galvanizado

En la siguiente tabla se muestran las características del conductor LA-110.

Características según Norma UNE 21-018. Acero calidad A

Denominación antigua		LA-110	
(Denominación nueva)		(94-AL1/22-ST1A)	
Sección (mm ²)	Aluminio	94.2	
	Acero (ST1A)	22.0	
	Total (AL1/ST1A)	116.2	
Equivalencia en cobre (mm ²)		60	
Diámetro (mm)	Alma	6.00	
	Total	14.00	
Composición	Alambres de aluminio	Nº	30
		Diámetro (mm)	2.00
	Alambres de acero	Nº	7
		Diámetro (mm)	2.00
Carga de rotura (kg)		4400	
Resistencia eléctrica a 20° (Ohm/Km)		0.3066	
Peso (Kg/Km)	Aluminio	260.4	
	Acero	172.3	
	Total	433	
Módulo de elasticidad (Kg/mm ²)		8200	
Coefficiente de dilatación lineal (mm x 10 ⁻⁶)		17.8	
Intensidad admisible reglamentaria (A)		330	
Tensión máxima normal (kg)		1200	
Tensión máxima reducida (kg)		750	

A.5 Descripción de la cadena de aisladores

Las cadenas de aisladores son del tipo SSS1S05, dadas las características de la línea eléctrica y del apoyo objetos de este estudio. Este tipo de cadena normalizada es de suspensión, con fijación sencilla al apoyo y un conductor por fase. La Norma de sus aisladores y herrajes es N16, esto indica que la carga de rotura de los herrajes es de 12000 daN y la de los aisladores es de 70 kN, constando la cadena de 5 aisladores sencillos de vidrio del tipo U70BS.

La siguiente imagen muestra los componentes de la cadena en cuestión:

1. Grillete normal N16
2. Anilla de bola N16
3. Rótula corta N16
4. Grapa de suspensión armada
5. Aislador de vidrio U70BS

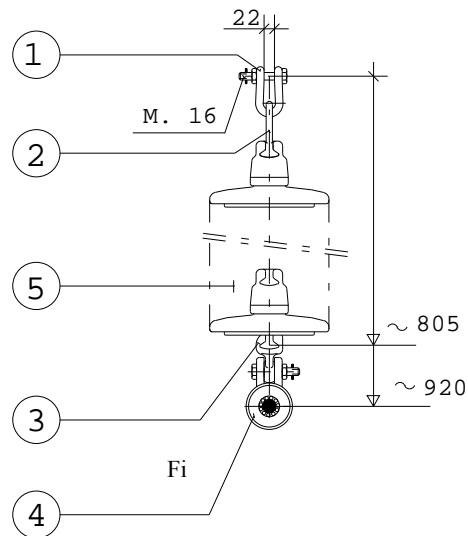


Figura A.4. Cadena de aisladores tipo SSS1S05. Cotas en mm

Los pesos de cada componente y el de la cadena total se muestran de la siguiente tabla:

Cadena de aisladores tipo SSS1S05		
Componente	Unidades	Peso (kg)
Aislador de vidrio U70BS	5	17.00
Grapa suspensión armada	1	1.69
Alojamiento de rótula	1	0.60
Anilla bola	1	0.40
Grillete	1	0.50
Vástago (d=16 mm)	1	1.58
Total		21.77

Anexo B

Análisis Numérico

B.1 Metodología

Se procede al análisis numérico mediante el método de los elementos finitos a través del software ANSYS / Multiphysics para obtener los modos de vibración de los dos modelos de estudio. El primero de ellos consiste en el modelado de la torre aislada (modelo sencillo) y el segundo consiste en la misma torre pero considerando los conductores (modelo acoplado) De modo que todos los datos que aparecen en este Anexo referente al modelo sencillo son exactamente los mismos que los del modelo acoplado con la salvedad de que en el primero no se modelan los conductores.

B.2 Geometría y mallado

Los elementos finitos utilizados son los que mejor simulan el comportamiento de la estructura de la torre de apoyo y de la línea eléctrica: *Beam44*, para todas barras de la torre menos las diagonales; *Link8* para las diagonales y las cadenas de aisladores; y *Link10* para las catenarias. Se han tomado estos elementos lineales al considerar que las barras de la torre menos las diagonales trabajan principalmente a flexión, axil y cortante; mientras que las diagonales sólo soportan esfuerzos axiles dada su configuración geométrica dentro de la torre y por el tipo de unión entre angulares. Las catenarias sólo trabajan a tracción y requieren de un análisis estático no lineal para capturar la posición deformada bajo su peso propio ya que se trata de un elemento sometido a grandes deformaciones cuya forma definitiva depende de la fuerza aplicada.

Todos los elementos empleados son lineales de dos nodos. La discretización realizada supone un elemento finito para cada barra de la torre, lo cual produce resultados bastante cercanos a la realidad. La discretización de las catenarias ha sido más fina con el objeto de obtener una solución convergente en el análisis no lineal lo más exacta posible. De ese modo el análisis modal podrá extraer correctamente los modos de los cables a fin de estudiar el posible acoplamiento con la vibración de la torre de apoyo.

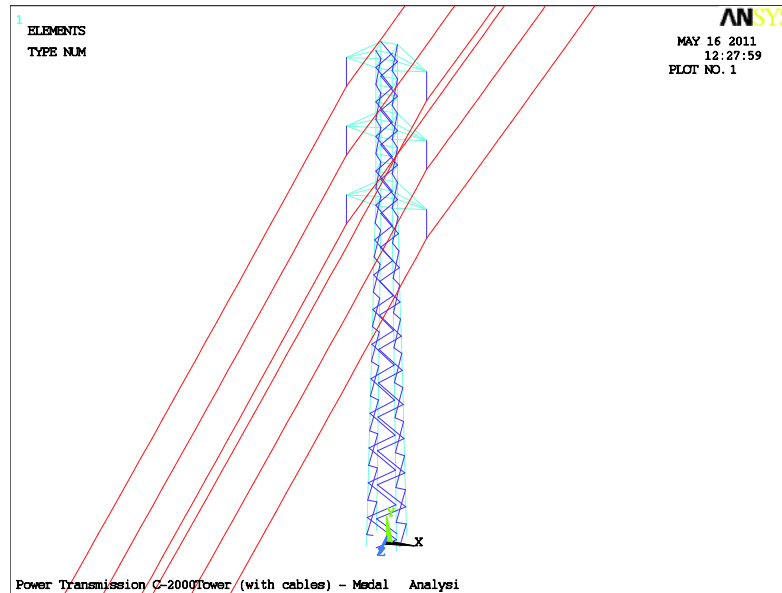


Figura B.1. Modelo Acoplado. Tipos de Elementos Finitos

B.3 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno son las que se muestran en la figura. Se ha considerado el modelo de torre perfectamente empotrado en los nodos de su base. Esta hipótesis es la que mejor simula el comportamiento real de la torre puesto que ésta se encuentra dos metros enterrada en el terreno (según consta en los datos del modelo)

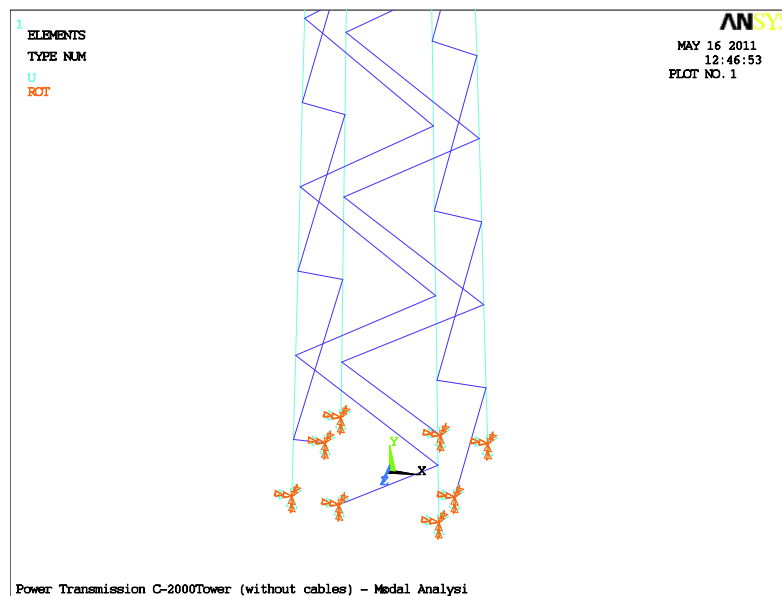


Figura B.2. Modelo Acoplado. Condiciones de contorno. Empotramiento en la base

B.4 Análisis estático no lineal

El análisis no lineal efectuado tiene por objeto obtener la posición deformada de las catenarias bajo su propio peso y tiene en cuenta los efectos de grandes deformaciones producidos en las mismas. ANSYS tiene implementados varios métodos para cálculo no lineal, como el método de *Newton-Raphson*, *Newton-Raphson modificado*, *Line-Search*, *Arc-Length* así como varias opciones de estabilización de tales algoritmos. Todo problema de elementos finitos ha de cumplir una serie de ecuaciones que satisfagan simultáneamente la siguiente igualdad:

$$[K]\{u\} = \{F^a\}$$

Cuando la matriz de rigidez $[K]$ depende de valores desconocidos de los grados de libertad (caso de grandes deformaciones en cables), la anterior ecuación es no lineal y debe ser resuelta mediante alguno de los métodos iterativos indicados en el párrafo anterior

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad \text{con} \quad \{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\}$$

Donde $[K_i^T]$ es la matriz de rigidez tangente, $\{u_i\}$ el vector de desplazamientos, $\{F^a\}$ el vector de cargas aplicadas y $\{F_i^{nr}\}$ es el vector de fuerzas calculado a partir de las tensiones de los elementos. El subíndice i representa la iteración de equilibrio.

En este trabajo se ha empleado el método de resolución iterativo *Arc-Length* pues con los métodos clásicos de *Newton-Raphson* no era posible encontrar una solución convergente dada la gran no linealidad introducida por los seis cables. La convergencia de la solución queda asegurada de forma inmediata al comprobar que los desplazamientos obtenidos coinciden con las flechas de las catenarias, que eran un dato de partida del modelo de estudio.

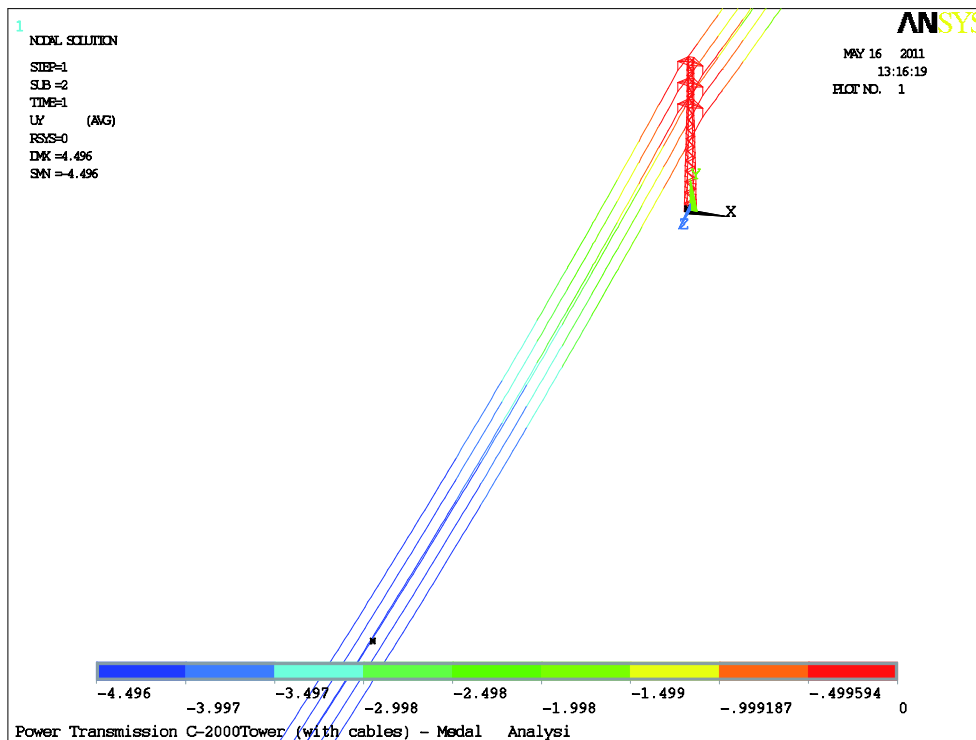


Figura B.3. Modelo Acoplado. Solución del cálculo no lineal. Desplazamientos según la dirección Y

B.5 Análisis modal

Dentro de las opciones que ofrece ANSYS, se ha utilizado el método de Block Lanczos para extraer los modos de vibración de los dos modelos analizados. El cual se encarga de encontrar las soluciones al problema clásico de valores propios presentado por la ecuación del movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad sin amortiguamiento:

$$([K] - \omega^2 [M]) \cdot \{\phi\} = 0$$

El término del amortiguamiento puede omitirse en la ecuación ya que se considera que el amortiguamiento que presentará la torre es de tipo viscoso y proporcional. En este caso los modos de vibración obtenidos son iguales.

El método de Block Lanczos es el más adecuado cuando se extraen más de 40 modos en un modelo con muchos grados de libertad. Aunque requiere más espacio en la memoria del ordenador (del orden del 50% en comparación con otros métodos implementados en ANSYS) es el más rápido de todos ellos. Otra razón muy importante para utilizar este método es porque es muy efectivo extrayendo frecuencias y modos concretos. Pues comienza a iterar directamente desde el valor propio correspondiente al modo especificado en lugar de comenzar el proceso de cálculo a partir del primero. Tal procedimiento agiliza enormemente la identificación cuando se pretende identificar los modos acoplados de la torre y los cables dentro de los miles de modos que presentan los cables por sí mismos.

Para caracterizar el movimiento de la estructura se han considerado los siete primeros modos de vibración principales. Mediante la inspección visual y el listado de resultados que arroja ANSYS, se han desestimado los modos de vibración locales y se han tomado todos los modos de vibración cuyas masas efectivas acumuladas alcanzan al menos el 90% de la masa total del sistema. Estos modos de vibración se definirán como modos objetivo a identificar en el proceso de Optimización de Localización de Sensores (OSP).

Comparación de frecuencias entre modelos [Hz]

Modo extraído	Dirección	Frecuencia [Hz]	
		Modelo sencillo	Modelo acoplado
Modo de flexión: 1°	Eje x	2.838	2.830
	Eje z	2.839	2.809
Modo de flexión: 2°	Eje x	14.416	14.272
	Eje z	14.476	14.355
Modo de torsión: 1°	Eje y	15.094	13.508
Modo de flexión: 3°	Eje x	34.260	34.029
	Eje z	34.436	34.157

Las siguientes imágenes muestran algunos de los modos de vibración más representativos del comportamiento del sistema acoplado.

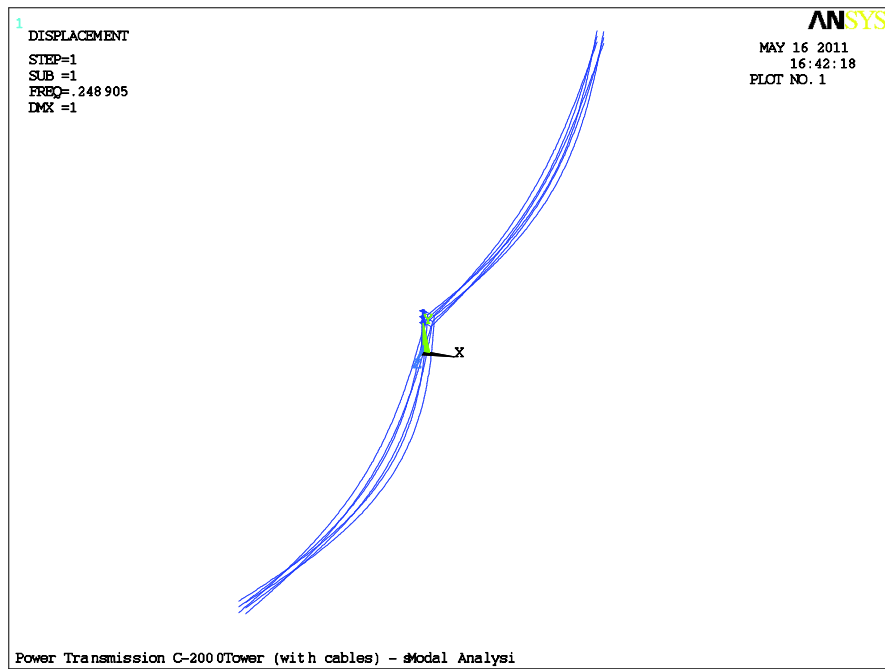


Figura B.4. Modelo Acoplado. Primer modo de los cables fuera del plano de la línea. Perspectiva

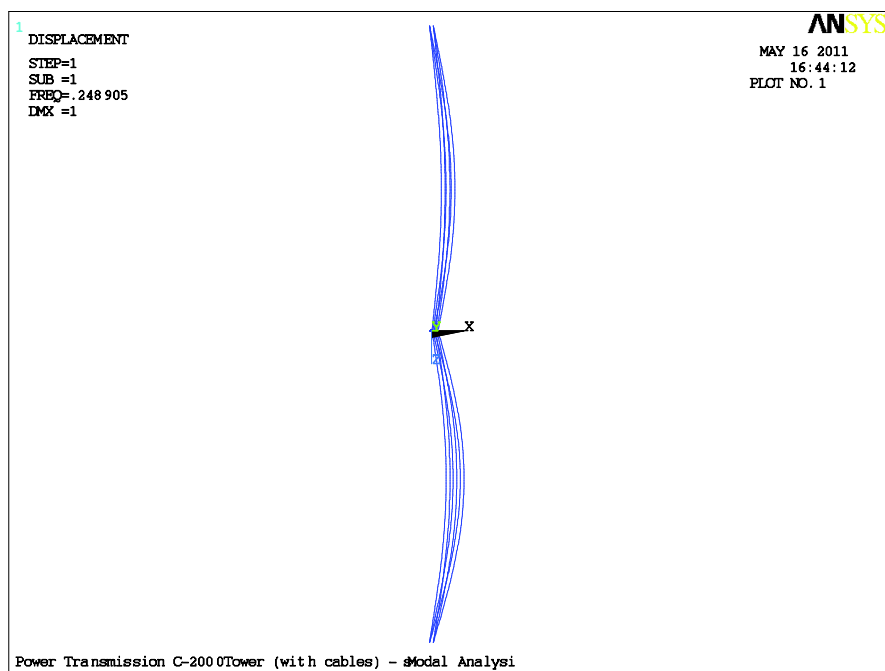


Figura B.5. Modelo Acoplado. Primer modo de los cables fuera del plano de la línea. Planta

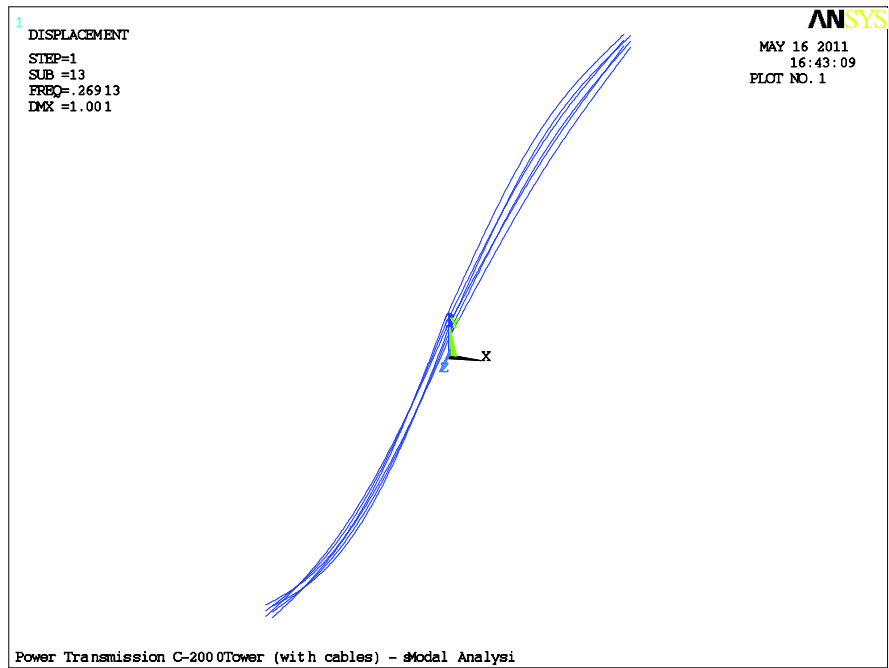


Figura B.6. Modelo Acoplado. Primer modo de los cables en el plano de la línea. Perspectiva

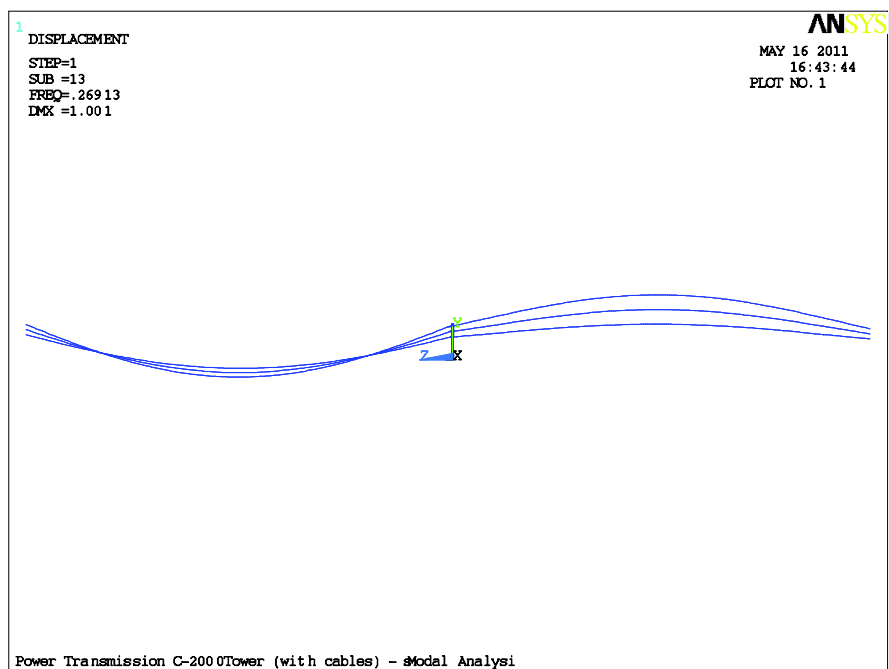


Figura B.7. Modelo Acoplado. Primer modo de los cables en el plano de la línea. Planta

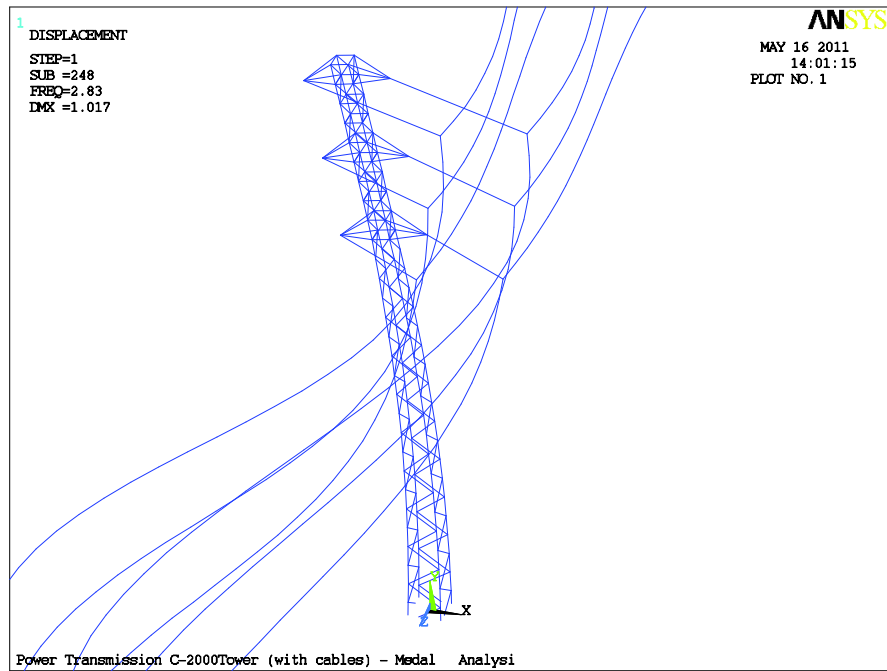


Figura B.8. Modelo Acoplado. Primer modo de flexión del la torre según dirección X.

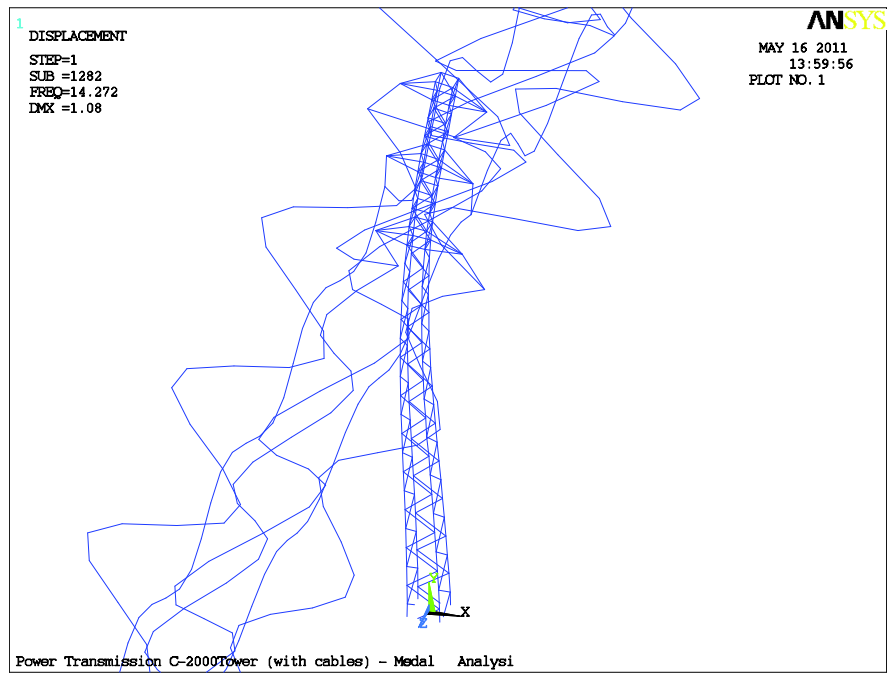


Figura B.9. Modelo Acoplado. Segundo modo de flexión de la torre según dirección X

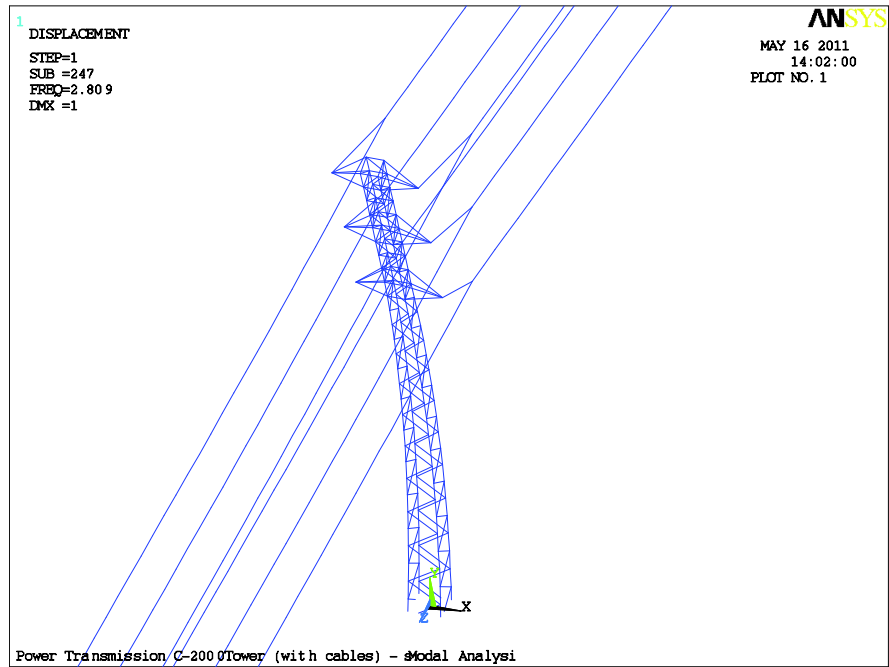


Figura B.10. Modelo Acoplado. Primer modo de flexión del la torre según dirección Z.

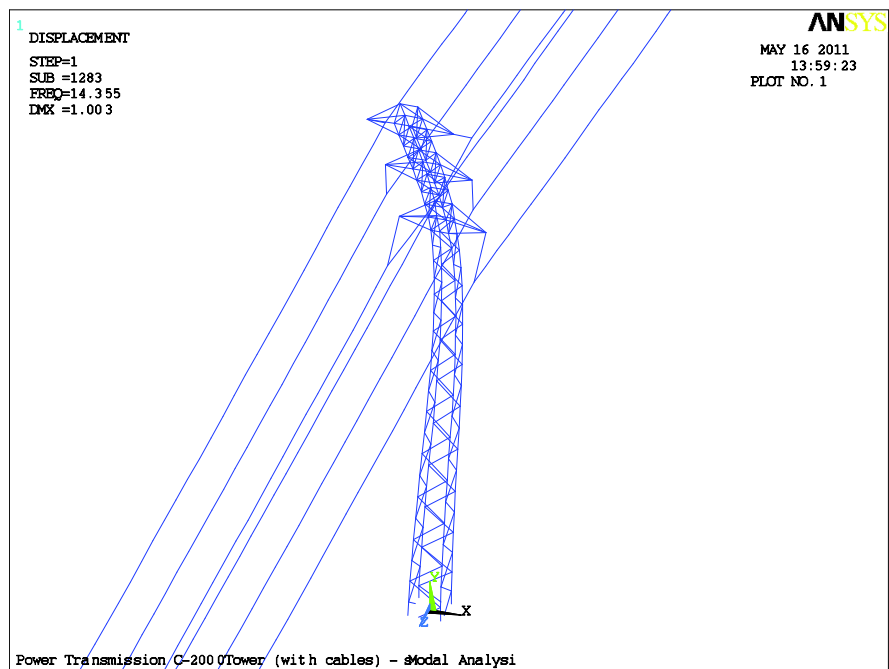


Figura B.11. Modelo Acoplado. Segundo modo de flexión de la torre según dirección Z