



UNIVERSIDAD DE OVIEDO

Programa de Doctorado: Diseño, Construcción
y Fabricación en la Ingeniería

Tesis Doctoral

**Nuevas técnicas de identificación estructural
basadas en vibraciones.**

Marta García Diéguez

Enero de 2012



UNIVERSIDAD DE OVIEDO

Programa de Doctorado: Diseño, Construcción
y Fabricación en la Ingeniería

Tesis Doctoral

Nuevas técnicas de identificación estructural basadas en vibraciones.

Directores: Dr. Jose Luis Zapico Valle
y Dra. Placeres González Martínez

Autora: Marta García Diéguez

Enero de 2012

Agradecimientos

Aquí van los agradecimientos

Resumen

Es bien conocido que el daño altera ciertas propiedades físicas de las estructuras, como la rigidez y el amortiguamiento, influyendo éstas en su respuesta dinámica. Así, el estado de una estructura se puede inferir a partir del análisis de sus vibraciones. El conjunto de las técnicas de identificación de daño basadas en vibraciones se conoce en la literatura como “Monitorizado Estructural” y constituyen un complemento y a veces alternativa a la inspección visual y otras técnicas tradicionales de mantenimiento estructural. Los beneficios del monitorizado estructural son aumento de la fiabilidad, prolongación de la vida útil y reducción de costes de mantenimiento de estructuras y sistemas mecánicos. Aunque en las últimas décadas se han realizado numerosas investigaciones en este campo aún existen líneas abiertas, sobre todo en la búsqueda de técnicas que sean aplicables en estructuras reales.

En esta tesis se desarrollan dos técnicas novedosas en el campo del monitorizado estructural. La primera es una técnica de detección de daño incipiente en estructuras de tipo voladizo. Para la detección se desarrolló una nueva variable característica llamada “longitud de la señal”. Esta característica se extrae “off-line” de la vibración libre correspondiente al primer modo de la estructura medida en un solo punto. La detección se basa en el control estadístico de esta variable según teoría de extremos y análisis de rachas. La segunda es una técnica multipropósito que se aplica a la identificación directa de modelos analíticos, a la readaptación de modelos de elementos finitos y a la localización y cuantificación de daño. Ésta se enfoca como la minimización de una función de error definida en el dominio del tiempo que mide la diferencia entre la señal medida y la pronosticada por el modelo. La minimización se lleva a cabo mediante un novedoso algoritmo estocástico adaptativo que opera en un espacio de búsqueda acotado. El algoritmo ha sido adaptado a las particularidades de las aplicaciones antes citadas para aumentar su robustez y reducir el tiempo de computación.

Con objeto de comprobar la bondad y aplicabilidad de las técnicas propuestas se ha diseñado, construido y ensayado dinámicamente un pórtico metálico a escala media. Además, se utilizaron datos experimentales procedentes de otros modelos dinámicos. En concreto, un puente irregular a pequeña escala ensayado sobre mesa vibrante sometido a movimiento sísmico en la base y una réplica de una unión viga-pilar-viga del pórtico ensayada dinámica y estáticamente. La aplicación de la técnica de detección incipiente

al pórtico resultó exitosa siendo capaz de detectar masas añadidas del orden de 0,04 % de la masa total del pórtico y el aflojamiento de uno de los 152 tornillos presentes en el pórtico. La segunda técnica también resultó exitosa en la identificación y readaptación de modelos, siendo muy apropiada para la identificación de modelos no lineales y la readaptación de modelos cuando no hay una calibración previa de parámetros y es necesario un amplio espacio de búsqueda. Para la localización y cuantificación del daño en el pórtico se realizó previamente una identificación modal no lineal de las respuestas libres del pórtico. A partir de ésta se obtuvieron las variables modales del modelo lineal subyacente. Finalmente, se aplicó la técnica de identificación a un modelo de semiportal para la localización y cuantificación de daño en base a las variables de los dos primeros modos de vibración del pórtico. Aunque el algoritmo de minimización fue efectivo en estas dos fases, las predicciones de daño por planta basadas en los dos modos identificados no fueron certeras en los casos de daño en dos plantas, sin embargo, para los casos de una sola planta las predicciones fueron bastante acertadas.

Abstract

It is well known that damage changes some physical properties of structures, such as stiffness and damping, which give rise to a change in their dynamic response. Thus, the state of a structure can be inferred by analyzing its vibrations. The vibration-based damage identification techniques are referred to as “Structural Health Monitoring” in the literature. They are complementary, and sometimes alternative, to visual inspection and other traditional techniques of structural maintenance. The benefits of structural health monitoring are an increase of reliability, an extension of life cycle and a reduction of maintenance cost of structures and mechanical systems. Even though extensive research has been carried out in this field during the last decades, there are many open lines, specially those aimed to be applied to real structures.

Two new techniques in the field of structural health monitoring have been developed in this thesis. The first is for damage detection in cantilever-like structures. The concept of “signal length” is introduced for the first time as a feature for statistical process control. This feature is extracted off-line from the structural free vibration measured in only one point. The detection is based on a statistical process control consistent with extreme value theory and control of runs. The second technique is multiobjective and can be applied for direct identification of analytical models, finite element model updating and damage localization and quantification. This is posed as the minimization of an error function defined in the time domain. The error function represents the discrepancies between the measured data and the predictions of the model. The minimization is carried out by a novel stochastic adaptive algorithm within a bounded search space. The algorithm has been adapted to the particularities of the aforementioned applications to increase its robustness and to reduce the time of computation.

In order to check the effectiveness and the applicability of the propounded techniques, a medium-scale steel frame has been designed, built and dynamically tested. In addition, other experimental data coming from laboratory models have been used. Namely, an irregular small-scale bridge that was seismically tested on a shaking table, and a replica of a beam-column-beam joint of the frame that was dynamically and statically tested. The application of the damage detection to the frame was successful. The technique was able to detect an increase of 0,04% of the total mass of the frame and the loosening of one out of 152 bolts. The second technique was also suc-

successful in identifying and updating models. It is very appropriate for the identification of nonlinear models and the finite element model updating when there is not a previous calibration of the parameters and a broad search space is needed. In the damage identification application, a initial nonlinear modal identification of the free responses of the frame was carried out. From this, the modal variables of the underlying linear model were extracted. Finally, the identification technique was applied to a semi-portal model for damage location and quantification purposes. The identification was based on the previously extracted modal variables of the first two modes. While the minimization algorithm was effective in the two previous steps, the damage predictions were not successful in dual-floor damage cases. Nevertheless, the predictions for single-floor damage cases were quite accurate.

Índice general

Acrónimos	v
Lista de Símbolos	vii
Índice de figuras	ix
Índice de tablas	xiii
1. <i>Introducción</i>	1
1.1. Motivación	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Objetivos de la Tesis	3
1.4. Organización de la Memoria	4
2. <i>Monitorizado de estructuras</i>	7
2.1. Introducción al SHM	7
2.2. Sistemas de excitación	9
2.3. Cadena de medida	9
2.4. Extracción de variables características	10
2.4.1. Frecuencias naturales	10
2.4.2. Modos de vibración	12
2.4.3. Amortiguamiento	13
2.4.4. Curvatura de los modos	13
2.4.5. Transmisibilidad	14
2.4.6. Función de Respuesta en Frecuencia	14
2.4.7. La transformada de Hilbert	15
2.4.8. Descomposición Ortogonal Propia	16
2.5. Algoritmos de identificación	17
2.5.1. Detección. Análisis de outliers	18
2.5.2. Localización y cuantificación del daño	18
2.5.3. Identificación dinámica de sistemas	20
2.6. Resumen	21

3. Descripción de los modelos experimentales	23
3.1. Estructura UNIOVI	23
3.1.1. Estructura	24
3.1.2. Sistemas de excitación	27
3.1.3. Cadena de medida	36
3.2. Unión Viga-Pilar-Viga	39
3.2.1. Ensayos dinámicos	39
3.2.2. Ensayos estáticos	44
3.3. Puente a pequeña escala	46
3.3.1. Descripción del modelo experimental	47
3.3.2. Parte experimental	49
3.4. Resumen	50
4. Técnica de detección de daño incipiente	51
4.1. Introducción	51
4.2. Descripción de la Técnica	52
4.2.1. Encuadre de la señal	53
4.2.2. Longitud de la señal	54
4.2.3. Índice de daño	55
4.2.4. Base de datos	55
4.2.5. Modelo estadístico	58
4.2.6. Límites de control	59
4.3. Ensayos de vibración libre	61
4.3.1. Preprocesado de las señales	64
4.4. Validación del modelo estadístico	64
4.4.1. Estado no dañado	65
4.4.2. Adición de masas	65
4.4.3. Daño simulado	68
4.5. Resumen	69
5. Algoritmo para identificación estructural	71
5.1. Introducción	71
5.2. Definición y propiedades de la función de error	73
5.3. Algoritmo de minimización	74
5.3.1. Enfoque general	74
5.3.2. Propiedades de la distribución Beta	76
5.3.3. Algoritmo Isótropo	77
5.3.4. Algoritmo Anisótropo	79
5.4. Aplicación numérica. Comparativa del algoritmo frente CMA-ES	80
5.4.1. CMA-ES	80
5.4.2. Identificación del sistema dinámico	81
5.5. Resumen	84

6. <i>Aplicaciones del Algoritmo</i>	85
6.1. Introducción	85
6.2. Readaptación de un MEF del puente a pequeña escala	85
6.2.1. Modelo viscoso lineal	85
6.2.2. Modelo friccional no lineal	98
6.2.3. Conclusiones	106
6.3. Readaptación de MEF de una unión de la estructura UNIOVI	106
6.3.1. Introducción	106
6.3.2. Modelo de Elementos Finitos	108
6.3.3. Resultados	112
6.3.4. Validación	113
6.3.5. Conclusiones	116
6.4. Resumen	117
7. <i>Identificación de la estructura UNIOVI</i>	119
7.1. Identificación modal	120
7.1.1. Ensayos	120
7.1.2. Modelo lineal	124
7.1.3. Modelos no lineales	125
7.2. Readaptación del modelo de referencia	136
7.2.1. Modelo de EF de la estructura	136
7.2.2. Readaptación	138
7.2.3. Validación	139
7.2.4. Calibración de la configuración final	140
7.2.5. Conclusiones	141
7.3. Localización y cuantificación de daño	141
7.3.1. Ensayos de daño simulado	141
7.3.2. Readaptación del MEF	142
7.3.3. Localización de daño	144
7.4. Resumen	151
8. <i>Conclusiones</i>	153
8.1. Conclusions	153
8.1.1. UNIOVI Structure	153
8.1.2. Novelty detection technique	153
8.1.3. Structural identification technique	154
8.1.4. Damage localization and quantification procedure at the UNIO- VI Structure	155
8.2. Conclusiones	156
8.2.1. Estructura UNIOVI	156

8.2.2. Técnica de detección de daño incipiente	156
8.2.3. Técnica de identificación estructural	157
8.2.4. Procedimiento para localización y cuantificación de daño en la estructura UNIOVI	157
8.3. Trabajo Futuro	158
Bibliografía	159
A. Planos	169
A.1. Planos de la estructura	169
A.2. Planos del excitador mecánico	179
A.3. Planos de los excitadores pendulares	185
Índice alfabético	201

Acrónimos

Entrada	Descripción	Pág.
ANN	Artificial Neural Networks	3, 11, 17–20, 151
BA	Beta Anisótropo	76, 80–82, 84, 85, 88, 90, 97, 100, 111
BI	Beta Isótropo	76, 80– 82, 84
BNC	Bayonet Neill-Concelman	38
cdf	Cummulative Distribution Function	58
CMA-ES	Covariance Matrix Adaptation - Evolutionary Strategy	73, 80– 82, 84, 85, 88– 90, 117
CMIF	Complex Method Indicator Function	41
COMAC	Coordinate Modal Assurance Criterion	12
EMD	Empirical Mode Decomposition	15
FFT	Fast Fourier Transform	63, 66, 68
FRF	Función de Respuesta en Frecuencia	15, 16, 41
GA	Genetic Algorithm	19, 72, 73, 97

Entrada	Descripción	Pág.
gdl	grados de libertad	10, 12, 14, 15, 41, 80, 81, 86–88, 108, 124, 135
GP	Global Polynomial	41
HHT	Hilbert-Huang Transform	15, 16
IMF	Intrinsic Mode Function	15
MAC	Modal Assurance Criterion	12, 112– 114
MEF	Modelo de Elementos Finitos	3, 5, 13, 19, 20, 71– 73, 85, 90, 96, 106, 107, 115, 119
PCA	Principal Component Analysis	16
POD	Proper Ortogonal Decomposition	16
SA	Simulated Annealing	19, 72, 73
SCWB	strong column-weak beam	2
SHM	Structural Health Monitoring	2, 16, 51, 52
SPC	Statistical Process Control	17, 52, 53, 55, 60, 69
SSI	Stochastic Subspace Identification	120

Lista de Símbolos

Entrada	Descripción	Pág.
E	Módulo de Young.	109, 111, 113, 115
M	número de puntos de la señal.	74
N	número de sensores.	74
X	variable aleatoria continua.	58
Y	excedentes de una variable aleatoria.	58
$[C]$	matriz de amortiguamiento del sistema.	125
$[K]$	matriz de rigidez del sistema.	10
$[M]$	matriz de masa del sistema.	10
$[\Psi]$	matriz modal.	125
ℓ_i	límite inferior de los parámetros.	76
κ	parámetro de forma de una distribución generalizada de Pareto.	58
λ	parámetro de escala de una distribución generalizada de Pareto.	58
ω	frecuencia natural de un sistema de un gdl.	10
\mathbf{x}	vector de parámetros a readaptar.	76
\hat{y}_{ij}	respuesta pronosticada por el modelo.	73
ξ_i	parámetros normalizados o transformados linealmente.	77
$\{\omega_i\}$	frecuencias naturales de un sistema.	12
$\{\phi_i\}$	modos naturales del sistema.	12
$\{r\}$	señal de referencia.	53
$\{y\}$	señal preprocesada completa.	53
$\{z\}$	señal encuadrada.	53
a y b	parámetros de la distribución beta.	76
k	rigidez de un sistema de un gdl.	10
m	masa de un sistema de un gdl.	10
u	umbral.	58
u_i	límite superior de los parámetros.	76

Entrada	Descripción	Pág.
v	longitud de una señal.	54
v_r	longitud de la señal de referencia.	54
w	índice de daño de una señal.	55
x	índice de daño de una muestra.	55
y_{ij}	respuesta medida experimentalmente.	73

Índice de figuras

2.1. Esquema del monitorizado estructural	8
2.2. Esquema de los Sistemas de Excitación	9
2.3. Esquema del reconocimiento de patrones.	17
3.1. Uniones Viga-pilar en la estructura. Izquierda: Unión central. Derecha: Unión extrema.	25
3.2. Uniones de pilares en la estructura. Izquierda: Unión pilar-pilar. Dere- cha: Unión pilar-cimentación.	25
3.3. Elementos auxiliares. Izquierda: Barandillas. Derecha: Escalera.	26
3.4. Cimentación. Izquierda: Esquema de la armadura y perno de anclaje. Derecha: Sección de la armadura.	26
3.5. Estructura de ensayo	27
3.6. Esquema de funcionamiento de un excitador rotativo	28
3.7. Foto real del excitador mecánico rotativo colocado en la estructura	30
3.8. Excitador mecánico rotativo. Izquierda: Planta. Derecha: Alzado.	30
3.9. Foto real de la varilla de aplicación de la fuerza a la estructura	30
3.10. Foto real del motor colocado en la estructura	31
3.11. Foto real del motor junto con el acoplamiento flexible	31
3.12. Foto del montaje del variador	32
3.13. Esquema del excitador con el motor y el péndulo	33
3.14. Foto del control Unidrive SP	33
3.15. Sistema pendular colocado en la cuarta planta.	34
3.16. Relación de la fuerza que se ejerce a la estructura con la frecuencia de excitación para diferentes ángulos máximos del péndulo.	35
3.17. Sistema pendular colocado en la tercera planta.	35
3.18. Acelerómetro de alta sensibilidad elegido	37
3.19. Acelerómetros colocados en la estructura	37
3.20. Tarjeta de Adquisición de datos de dSPACE.	38
3.21. Fotografía de las uniones. Izquierda: Unión real en la estructura. Dere- cha: Unión construida en la Universidad de Zaragoza.	39
3.22. Dimensiones y configuración de la unión estudiada.	39
3.23. Fotografía del equipamiento utilizado en los ensayos dinámicos.	40
3.24. Esquema de los ensayos dinámicos.	41

3.25. Modos experimentales en la configuración I.	42
3.26. Modos experimentales en la configuración II.	43
3.27. Dimensiones y configuración de los ensayos estáticos.	44
3.28. (a): Marco de carga. (b): Cilindro hidráulico y célula de carga. (c): Instrumentación.	44
3.29. Equipamiento. (a): Vista general. (b): Pilar. (c): Unión y los dos inclinómetros.	45
3.30. Resultados del ensayo estático. Izquierda: Evolución del ángulo de giro de los dos inclinómetros. Derecha: Evolución del momento de la unión.	46
3.31. Curvas momento-ángulo.	46
3.32. Fotografía del modelo experimental.	47
3.33. Esquema general del puente.	47
3.34. Alzado del modelo experimental.	48
3.35. Conexión del tablero con el soporte y las masas adicionales.	48
3.36. Conexión de la pila con el tablero.	49
3.37. Detalles de las pilas.	49
4.1. Diagrama de flujo para las variables de referencia.	56
4.2. Diagrama de flujo para las variables de control.	57
4.3. Probabilidad de excedencia para $m = 20$. Círculos: muestras experimentales. Línea: modelo ajustado.	60
4.4. Situación de las uniones y los tornillos.	62
4.5. Situación de las uniones y los tornillos en la cuarta planta.	62
4.6. Cálculo de la FFT de cada ensayo.	63
4.7. Probabilidad de excedencia para $m = 20$. Círculos: muestras experimentales. Línea: modelo ajustado.	64
4.8. Evolución de λ con relación a m	65
4.9. Resultados para el estado no dañado.	66
4.10. Resultados de adición de masas. Círculos rojos: Muestras detectadas. Círculos vacíos: Muestras no detectadas.	67
4.11. Resultados de la simulación de daño basado en aflojamiento de tornillos.	68
5.1. Representación unidimensional de la función de error $\varphi(x)$. $x_u =$ límite superior. $x_\ell =$ límite inferior. $x_{m1} =$ mínimo con sentido físico. $x_{m2} =$ mínimo impropio. $x_{m3} =$ mínimo sin sentido físico.	75
5.2. Evolución de la función de error $\varphi(x)$ del sistema dinámico.	83
5.3. Evolución de los parámetros del modelo dinámico.	83
5.4. Respuesta temporal del modelo dinámico. Línea: Experimental simulado. Puntos: Predicción del modelo readaptado.	84
6.1. Grados de libertad del MEF viscoso lineal.	86
6.2. Esquema del MEF viscoso lineal.	86
6.3. Evolución de la función de error en el modelo viscoso.	93

6.4. Evolución de los parámetros k_p en el modelo viscoso.	94
6.5. Evolución de los parámetros c en el modelo viscoso.	94
6.6. Respuesta en el dominio del tiempo en la conexión de los pilares P1, P2 y P3. Línea azul: Experimental. Línea roja: Predicción del modelo viscoso.	95
6.7. Respuesta en el dominio del tiempo en la conexión de los pilares P1, P2 y P3. Línea azul: Experimental. Línea roja: Predicción del modelo no amortiguado.	96
6.8. Esquema del modelo friccional.	98
6.9. Comportamiento histerético del modelo elástico-deslizante.	99
6.10. Modelo elástico-deslizante. Izquierda: Esquema. Derecha: Ley constitutiva.	99
6.11. Respuesta en el dominio del tiempo en la conexión de los pilares P1, P2 y P3. Línea azul: Experimental. Línea roja: Predicción del modelo friccional.	102
6.12. Espectro de Fourier de la respuesta sísmica en las conexiones de los pilares con el tablero.	105
6.13. Influencia de los errores según sea el parámetro sensible o insensible. . .	109
6.14. Modelo de EF, versión A. Arriba: Esquema general. Abajo: Detalles de los apoyos y de la unión viga-pilar-viga.	110
6.15. Modelo de EF, versión B. Arriba: Esquema general. Abajo: Detalles de los apoyos y de la unión viga-pilar-viga.	112
6.16. Modelos analíticos estáticos. Arriba: Modelo A. Abajo: Modelo B. . . .	115
7.1. Descomposición de valores singulares en el dominio de la frecuencia. . .	121
7.2. Forma de los modos experimentales según el método SSI. Azul: 1 ^{er} modo. Rojo: 2 ^o modo. Verde: 3 ^{er} modo. Negro: 4 ^o modo.	121
7.3. Vibraciones libres filtradas de los cuatro primeros modos de vibración. .	122
7.4. Respuesta en vibración libre de los dos primeros modos para el gdl de mayor desplazamiento en cada caso.	123
7.5. Posición de los acelerómetros y los gdl en cada planta.	124
7.6. Frecuencia natural frente a amplitud de la respuesta. Izquierda: Primera frecuencia natural. Derecha: Segunda frecuencia natural.	127
7.7. Fuerza elástica frente al desplazamiento modal para la ley de ablanda- miento.	128
7.8. Variación de las componentes del primer modo con respecto a la ampli- tud de la respuesta.	129
7.9. Variación de las componentes del segundo modo con respecto a la am- plitud de la respuesta.	130
7.10. Coeficiente de amortiguamiento frente a amplitud de la respuesta. Iz- quierda: Primera frecuencia natural. Derecha: Segunda frecuencia natural.	132
7.11. Amplitud calculada de la vibración libre experimental del segundo modo.	133
7.12. Masas de hormigón colocadas en una de las plantas de la estructura. . .	137
7.13. Izquierda: Modelo semi-portal. Derecha: Grados de libertad del modelo.	137

7.14. Comprobación de la existencia de múltiples mínimos locales alrededor del mínimo global para el modelo a readaptar.	144
7.15. Disminución de rigidez en la primera planta según el número de uniones aflojadas.	148
7.16. Predicciones de la localización del daño en los cuatro primeros casos. .	149

Índice de tablas

4.1. Uniones simuladas con daño	61
5.1. Parámetros del sistema dinámico.	81
5.2. Resultados del sistema dinámico según los tres algoritmos.	82
6.1. Resultados del modelo viscoso con el algoritmo CMA-ES y límites de búsqueda amplios.	89
6.2. Resultados del modelo viscoso con el algoritmo BA y límites de búsqueda amplios.	89
6.3. Resultados del modelo viscoso con el algoritmo CMA-ES y límites de búsqueda estrechos.	91
6.4. Resultados del modelo viscoso con el algoritmo BA y límites de búsqueda estrechos.	92
6.5. Frecuencias naturales del modelo viscoso readaptado.	97
6.6. Comparación de parámetros en los modelos no amortiguado y viscoso.	98
6.7. Resultados del modelo friccional con el algoritmo BA y límites de búsqueda estrechos.	101
6.8. Frecuencias naturales del modelo friccional readaptado.	104
6.9. Comparación de parámetros de los modelos no amortiguado y friccional.	104
6.10. Propiedades de las secciones de los modelos.	109
6.11. Límites de los parámetros a readaptar	113
6.12. Parámetros readaptados para los dos modelos.	113
6.13. Frecuencias naturales de los modelos readaptados.	114
6.14. Frecuencias naturales de validación mediante la configuración II.	114
7.1. Resultados de la identificación del modelo lineal.	126
7.2. Resultados de la identificación del modelo no lineal en rigidez.	131
7.3. Resultados de la identificación del modelo no lineal en rigidez y amortiguamiento.	134
7.4. Comparación de resultados entre modelos para el primer modo.	135
7.5. Comparación de resultados entre modelos para el segundo modo.	135
7.6. Configuraciones de masa. m_i : Masa adicional en la planta i	136

7.7. Resultados de la readaptación. f_i^e : Resultados experimentales. f_i^m : Resultados del modelo.	139
7.8. Resultados de la identificación. ξ_i^l : Índices de amortiguamiento del modelo lineal. ξ_i^{nl} : Índices de amortiguamiento del modelo no lineal en rigidez.	140
7.9. Resultados de la identificación correspondientes al primer modo.	142
7.10. Resultados de la identificación correspondientes al segundo modo.	143
7.11. Resultados de la identificación correspondientes al daño 1.	145
7.12. Resultados de la identificación correspondientes al daño 2.	146
7.13. Resultados de la identificación correspondientes al daño 3.	147
7.14. Resultados de la identificación correspondientes al daño 4.	148
7.15. Resultados de la identificación correspondientes al daño 5.	150
7.16. Resultados de la identificación correspondientes al daño 6.	151

Capítulo 1

Introducción

La presente Tesis está enmarcada dentro de un Proyecto del Plan Nacional de Investigaciones Científicas titulado “Desarrollo experimental de una metodología de identificación de daño estructural en edificios y caracterización dinámica de uniones atornilladas”.

Dicho proyecto se subdivide en dos más concretos, por un lado la Universidad de Zaragoza está encargada de estudiar y caracterizar las uniones atornilladas que son típicas de las construcciones modernas y por otro lado, la Universidad de Oviedo se dedica al estudio experimental de la respuesta dinámica de una estructura metálica a media escala, la cual sirve de base para el contraste de los modelos analíticos de las uniones atornilladas y también para la validación de metodologías de identificación de daño.

1.1. Motivación

Las estructuras tienden con el paso del tiempo a degradarse, pudiendo llegar a no cumplir la función para la que fueron diseñadas. La degradación puede ser lenta y progresiva debido normalmente a corrosión, fatiga o el propio uso del edificio, o por otro lado puede ser rápida y puntual como ocurre en el caso de terremotos y huracanes. En el caso de estas últimas causas se observa que las estructuras no están completamente protegidas ante estos fenómenos atmosféricos violentos. Incluso las estructuras más modernas son susceptibles de daño de mayor o menor importancia. Esta preocupación se incrementa en el caso de edificios de importancia bien sea por el número de víctimas potenciales (escuelas, residencias o grandes edificios) o por ser servicios esenciales como hospitales, centros de comunicación, parques de bomberos, etc...

Los materiales más utilizados en la construcción de edificios, en los países desarrollados, son el hormigón y el acero. Los pórticos de acero de nudos rígidos son el diseño más extendido en la construcción de edificios de estructura metálica.

El enfoque tradicional del diseño antisísmico se basaba en la construcción de estructuras que respondieran en régimen elástico a los sismos con período de retorno inferior al tiempo previsto de vida útil, permitiendo cierto grado de ductilidad para terremotos excepcionales sin que en ningún caso se produjera el colapso. Se pretendía concentrar las rótulas plásticas en las vigas, evitando su formación en los pilares, ya que el colapso de las plantas es un efecto que puede entrañar víctimas mortales. Por tanto, se extendió durante la década de los 60 el diseño strong column-weak beam (SCWB), que trataba de forzar la formación de rótulas plásticas en las vigas. Este diseño se consideró apropiado hasta que en la década de los 90 se produjeron los terremotos de Northridge y Kobe. Se descubrió poco después, debido al mal funcionamiento de ascensores, que existían daños estructurales en edificios aparentemente intactos. Inspecciones posteriores revelaron que existían uniones dañadas en las que se habían producido roturas frágiles siendo éste un comportamiento no esperado para el diseño SCWB.

Los descubrimientos anteriores dieron lugar a un nuevo diseño que pretende alejar la zona de formación de rótulas de la unión, como se explica en Mahin [1998], para asegurar que se forme en la viga. De todas formas, existen todavía edificios que tienen uniones con riesgo de rotura frágil, por otra parte, la formación de rótulas plásticas supone una pérdida de rigidez y de capacidad de plastificación lo que hace al edificio vulnerable frente a réplicas o nuevos sismos.

Por todo esto, se hace necesaria una evaluación del estado de los edificios tras un sismo fuerte, sobretodo cuando no existen evidencias de daño. Las actuaciones posteriores a un sismo son: en caso de daño severo, la evacuación inmediata de las personas; si se considera que el edificio está poco dañado, éste puede volver a su uso habitual reduciéndose así el efecto económico del sismo. Además, la localización del daño reduce las reparaciones sólo a esas zonas. Esto justifica el desarrollo de métodos de identificación de daño. Las técnicas tradicionales, como la inspección visual, resultan lentas y destructivas lo que supone un coste elevado. Se vio necesario desarrollar técnicas no destructivas y globales del estado de la estructura que revierten en mayor rapidez y menor coste del diagnóstico, éste tipo de técnicas se engloban dentro del campo del monitorizado estructural (Structural Health Monitoring (SHM)).

1.2. Antecedentes

El trabajo que aquí se presenta se encuadra dentro de las metodologías de identificación de daño estructural en edificios de acero y es continuación de trabajos previos en los cuales se desarrolló una metodología de identificación de daño. La metodología fue pensada para estructuras porticadas de acero con uniones atornilladas o soldadas, las cuales son típicas de las zonas de riesgo sísmico. Las variables características de estos sistemas son los primeros modos de vibración de las estructuras, los cuales son los que

más fácilmente se obtienen experimentalmente. Las variables de salida del sistema son el nivel de daño global de cada piso y en la base de los pilares.

La metodología consiste en dos fases principales. La inicial consiste en la calibración de la estructura no dañada y la final en la identificación del daño estructural después de un terremoto.

La validación de la metodología fue planeada en tres fases progresivas: simulación numérica, experimentos en estructuras pequeñas y finalmente experimentos en estructuras a gran escala.

Para la primera fase de simulación numérica, desarrollada en González-Martínez [2004], Zapico et al. [2003], Zapico and González [2006] y González and Zapico [2008], se utilizaron Redes Neuronales (Artificial Neural Networks (ANN)) como algoritmo de identificación. Las entradas de las redes son los primeros modos de flexión (frecuencia y modos) para cada dirección principal de la estructura y las salidas de las redes son las variables espaciales (masa y rigidez). El índice de daño de cada planta se determina comparando las rigideces iniciales y finales.

Se usa un Modelo de Elementos Finitos (MEF) simplificado para generar los datos necesarios para entrenar las redes, las cuales concuerdan con los datos modales disponibles y la definición de daño. El método se simuló con un edificio de oficinas de cinco plantas bajo condiciones lo más parecidas a la realidad posible y su robustez fue verificado con datos simulados. Después se llevó a cabo un análisis de sensibilidad de la variabilidad de la masa, concluyendo que sus variaciones afectan significativamente en la respuesta. Finalmente, se estudió estadísticamente la influencia del error modal en la precisión de la predicción de daño. Los resultados fueron satisfactorios en lo que concierne a la robustez del método, sin embargo, se descubrió que este enfoque es bastante sensible a los errores modales.

En la segunda fase, la metodología se comprobó en González-Buelga [2005] con un estudio analítico dinámico y experimental en una estructura de acero a pequeña escala. Los modelos experimentales se construyeron físicamente y se comprobaron dinámicamente en una mesa vibratoria mediante diferentes configuraciones variando respecto a la original tanto la masa como el daño estructural en distintas posiciones de la estructura. Los resultados fueron muy prometedores consiguiendo así validar la metodología en estructuras a pequeña escala.

1.3. Objetivos de la Tesis

Esta tesis es una extensión de los trabajos antes citados y está referida al campo de la dinámica estructural. En ella se pretende el desarrollo de nuevas técnicas que en el dominio del tiempo permitan la identificación de daño y la calibración de modelos de elementos finitos.

Para tal fin se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Diseño, construcción y puesta a punto de un pórtico metálico de tipo edificación a

media escala incluyendo el sistema de excitación y la cadena de medida necesarios para la realización de ensayos dinámicos.

- Desarrollo y validación con datos experimentales de una técnica de detección de daño incipiente en estructuras de tipo voladizo basada en control estadístico de procesos y teoría de extremos.
- Desarrollo y validación experimental de una técnica destinada a la calibración de modelos estructurales basada en señales en el dominio del tiempo y búsqueda aleatoria.
- Desarrollo y validación experimental de un procedimiento de localización y cuantificación de daño global por planta en el modelo experimental propuesto.

1.4. Organización de la Memoria

Esta tesis se divide en los siguientes capítulos:

El presente capítulo de introducción general donde se exponen los antecedentes y la motivación del trabajo así como los objetivos a cumplir.

En el capítulo 2 se hace una descripción del Monitorizado Estructural, los sistemas de excitación, la cadena de medida en estructuras, la extracción de las variables características más usuales en los métodos basados en vibraciones y por último los algoritmos de identificación más comunes en la literatura.

En el capítulo 3 se describen los modelos experimentales que se utilizarán en los posteriores capítulos. En primer lugar la estructura diseñada y construida durante la realización de esta tesis y parte fundamental de la misma que a partir de ahora se denominará “estructura UNIOVI”. Además de la estructura también se describen los diferentes sistemas de excitación que se han diseñado y fabricado así como la cadena de medida de la que se ha provisto la estructura. En segundo lugar, se describe una réplica de una unión viga-pilar-viga de la estructura, construida en la Universidad de Zaragoza. Y por último, un puente a pequeña escala en la Universidad de Bristol del que se han obtenido datos experimentales.

En el capítulo 4 se desarrolla una técnica de detección incipiente. Además del desarrollo teórico de la técnica se expone la aplicación y validación utilizando para ello ensayos de adición de masas y daño simulado sobre la estructura UNIOVI.

En el capítulo 5 se desarrolla una técnica de identificación estructural basada en datos referidos al dominio del tiempo. En primer lugar se define la función de error y posteriormente se desarrolla el algoritmo de minimización utilizando la distribución

beta con dos enfoques diferentes mediante distribuciones de muestreo isotrópicas y anisotrópicas. Por último, se exponen los resultados de una aplicación basada en datos simulados numéricamente, y la comparación con los de otro método ampliamente utilizado.

El capítulo 6 está compuesto por aplicaciones experimentales del algoritmo de identificación estructural correspondientes a estructuras diferentes del modelo experimental construido durante esta tesis:

- La primera es la readaptación de dos MEFs diferentes del puente a pequeña escala.
- La segunda es la readaptación de dos MEFs y la validación de los mismos con datos experimentales diferentes de la unión viga-pilar-viga de la estructura.

En el capítulo 7 se exponen aplicaciones experimentales en este caso relacionadas con la estructura de tipo edificio UNIOVI:

- La primera es la identificación modal de la estructura mediante un modelo lineal y otros dos no lineales.
- La segunda es la readaptación de un modelo de semiportal de la estructura y la validación con datos experimentales de diferentes configuraciones de masa sobre la estructura.
- La tercera y última es la identificación de daño basada en el modelo de semiportal anterior y con diferentes escenarios de daño simulado en diferentes uniones y plantas de la estructura.

En el capítulo 8 se exponen las conclusiones que se extraen de esta tesis así como las líneas futuras derivadas de la misma.

Capítulo 2

Monitorizado de estructuras

2.1. Introducción al SHM

El monitorizado consiste en la captura continua en el tiempo de la respuesta de un sistema mediante sensores y técnicas no destructivas. Los sistemas pueden ser aeronaves, automóviles, puentes, torres o edificios entre otros. El propósito principal del SHM es la detección del daño en el sistema mediante posibles cambios en las características dinámicas del mismo. El análisis de estos cambios se puede realizar en el dominio del tiempo, la frecuencia o el modal, según se explica en Carden and Fanning [2004]. Para ello es necesario establecer unos valores de referencia en las condiciones iniciales libres de daño.

Las características más ventajosas del monitorizado frente a los métodos tradicionales de detección se pueden resumir en que son técnicas no destructivas y que no requieren conocimiento previo de la localización del daño; este conocimiento, en la práctica, es costoso ya que las zonas dañadas suelen ser de difícil acceso. Por otro lado, aunque el coste inicial del equipamiento es elevado, el coste de mantenimiento es bajo y la fiabilidad se mantiene constante a lo largo de los años, por lo que estas metodologías tienen un bajo coste relativo.

El fundamento del monitorizado estructural consiste en que el daño altera las propiedades físicas de las estructuras (rigidez, amortiguamiento, masa) y esto produce cambios en la respuesta dinámica de las estructuras; por consiguiente, se puede inferir el estado de la misma. Ejemplos de esto se pueden encontrar en Doebling et al. [1996], Salawu [1997], Curadelli et al. [2008] y otros.

El monitorizado se representa esquemáticamente en la figura 2.1. La respuesta dinámica del sistema se registra periódicamente a la largo del tiempo, estos registros de procesan para extraer las variables características del comportamiento dinámico del sistema. Estas variables pueden sufrir variaciones relacionadas con el daño. Un algoritmo de identificación se encargará de establecer esa relación y posteriormente de inferir el estado del sistema. El término sistema corresponde en este contexto a cualquier tipo de estructura, la filosofía del monitorizado estructural es válido para todo

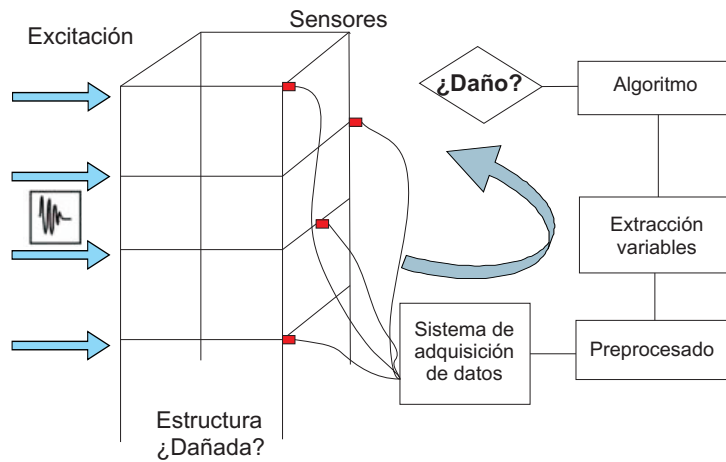


Figura 2.1: Esquema del monitorizado estructural

tipo de estructuras aunque en el esquema aparezca una estructura de tipo edificación. Varios ejemplos sobre distintas estructuras con las que se utilizan métodos basados en vibración aparecen en la extensa revisión bibliográfica de Doebling et al. [1996].

A pesar de que el fundamento es bastante intuitivo, existen dificultades en la práctica que provocan una variedad de alternativas en las fases del monitorizado por lo que existen múltiples técnicas para identificar daño en estructuras. Estas dificultades pueden aparecer en el preprocesado de las señales ya que los sistemas de adquisición transforman variables continuas en el tiempo a discretas; esta discretización puede conllevar pérdida de información y/o errores de medición. También en la fase de extracción de características se puede eliminar información importante al comprimir todas las propiedades modales del sistema en una o pocas características. En cuanto a la cantidad de información, en la práctica, es difícil conseguir la información de los modos altos, y estos son los que más se ven afectados por el daño como se explica en Cao et al. [2011]. Por tanto, cada caso se ha de estudiar según sus peculiaridades y teniendo en cuenta que si se desean buenos resultados se ha de minimizar lo más posible los errores tanto en los aparatos de medida como en la extracción de variables y también en la identificación estructural. De ahí que se explique en el siguiente apartado las posibilidades que existen en cada etapa, que a la vista del esquema de la figura 2.1, se puede dividir el monitorizado estructural en cuatro etapas fundamentales:

- Sistemas de excitación
- Cadena de medida
- Extracción de variables características
- Algoritmos de identificación estructural

2.2. Sistemas de excitación

La primera etapa es elegir el tipo de excitación necesaria para los ensayos y si es necesario su registro. Existen gran variedad de métodos de excitación, como se puede ver en la figura 2.2.

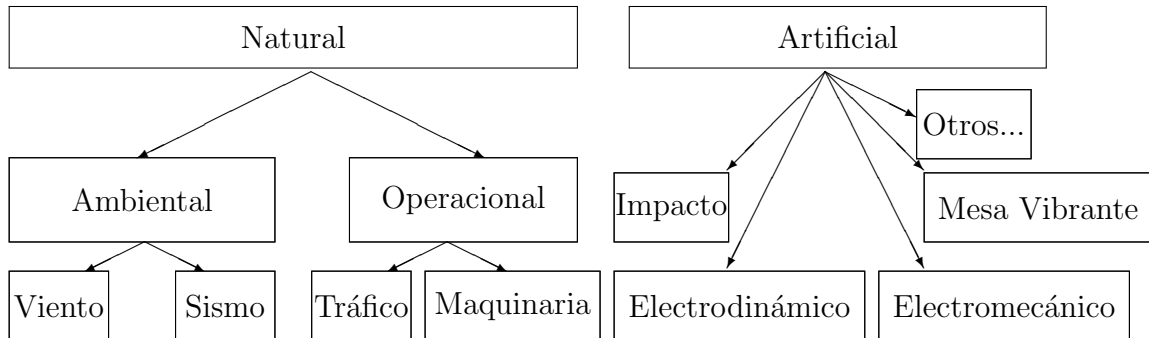


Figura 2.2: Esquema de los Sistemas de Excitación

Por lo general para estructuras grandes se utiliza excitación natural ya que la excitación artificial no es capaz de producir respuesta en ese tipo de estructuras. Para estructuras medias o pequeñas suele ser habitual utilizar mesas vibrantes para excitar la base de la estructura o excitadores electromecánicos o electrodinámicos que se pueden colocar con mayor versatilidad en cualquier parte de la estructura. También existen equipos preparados para realizar ensayos de impacto, pudiendo ser registrada la excitación producida en la estructura o input del sistema.

2.3. Cadena de medida

El siguiente paso es seleccionar la cadena de medida de la respuesta o output del sistema y en su caso, de la excitación o input. Se compone de sensores que son capaces de medir desplazamiento, velocidad o aceleración con diferentes efectos electromecánicos (piezoeléctricos, piezoresistivos,...), existen también distintas calidades de medida o precisión. La colocación dentro de la estructura debe ser la apropiada para conseguir la máxima información de la respuesta. Además estos sensores se acompañan con algún sistema de adquisición y almacenamiento de los datos bien sea portátil o fijo, según el tipo de estructura. La evolución que está experimentando el campo de la electrónica en las últimas décadas ha impulsado en gran medida el monitorizado estructural, facilitando mucho el trabajo en la instrumentación.

Las señales adquiridas por lo general se amplifican, filtran y pasan por un convertidor analógico-digital, según la elección del usuario. Esto es lo que se llama pre-procesado de la señal, que puede hacerlo el mismo equipo de adquisición o uno complementario.

2.4. Extracción de variables características

A partir de las señales pre-procesadas se extraen las variables características de la estructura como se explica en detalle en Doebling et al. [1996].

Existen diferentes métodos de identificación según el tipo de variables características extraídas, seguidamente se comentan las más utilizadas junto con algunos ejemplos.

2.4.1. Frecuencias naturales

Las frecuencias propias o naturales son las características más utilizadas y cronológicamente fueron las impulsoras de estos métodos de identificación de daño, en parte debido a su relativa facilidad de extracción.

La frecuencia natural ω de un sistema de un grado de libertad es

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.1)$$

donde k es la rigidez del sistema y m la masa. A la vista de la ecuación (2.1), es fácil relacionar que una disminución en la rigidez, provoca una disminución en la frecuencia y esto puede ocurrir por la aparición de un daño en el sistema, siempre y cuando éste no conlleve también una pérdida de masa. Para N grados de libertad (gdl) existirán N frecuencias naturales, para su extracción se resuelve un problema de autovalores con las matrices de masa $[M]$ y rigidez $[K]$

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0. \quad (2.2)$$

En Salawu [1997] se consiguieron reunir varias publicaciones relacionadas con la detección y localización de daño basado en frecuencias naturales. En ellas se refleja que la extracción de frecuencias es rápida y sencilla convirtiéndola en una herramienta muy útil para la evaluación estructural, sin embargo, también establecen ciertas limitaciones como son la dificultad de obtener frecuencias altas, la posible confusión del daño con variaciones debidas a condiciones ambientales así como que puede no ser suficiente información para la localización del daño. Relacionado con esto, algunas frecuencias pueden ser insensibles al daño si éste aparece en un punto nodal del modo correspondiente.

Otro efecto poco sensible a las frecuencias naturales se refleja en Ismail et al. [1990] y consiste en el efecto de cierre de grietas. Una grieta debida a fatiga produce una disminución en las frecuencias naturales menor que si la grieta permanece siempre abierta, provocando así una subestimación del daño. Es conveniente detectar las no linealidades que producen estas grietas que suelen incidir en un aumento del amortiguamiento.

Las frecuencias naturales pueden utilizarse de manera directa o inversa. El problema directo consiste en calcular las frecuencias para un tipo de daño conocido de antemano lo que permite verificar si existe o no daño. El problema inverso consiste en identificar el daño en base a las variaciones de frecuencia calculadas, llegando no sólo a detectar

el daño sino también a localizar y cuantificar su intensidad. Existen en la literatura multiples publicaciones que utilizan uno u otro enfoque, siendo más numerosas para el problema inverso, ya que es el enfoque más unido a la realidad.

Cuando se utilizan las frecuencias de forma directa, se suele modelizar el daño matemáticamente y se comparan las frecuencias medidas experimentalmente con las predichas por el modelo. Un ejemplo de esto se encuentra en Cawley and Adams [1979], donde se propone una formulación para detectar daño en materiales compuestos utilizando únicamente las frecuencias naturales.

El campo más estudiado es en sentido inverso que consiste en calcular los parámetros de daño como son longitud de la grieta y/o localización, partiendo de las variaciones en frecuencia. Esta investigación se lleva a cabo desde principios de los años 70 por múltiples autores y utilizando diferentes enfoques, uno de los primeros artículos que relacionan la detección de daño con cambios en las medidas de vibración es Lifshitz and Rotem [1969]. Es el primero de una larga lista de publicaciones, de las cuales algunos ejemplos de las más recientes se incluyen a continuación.

Lee and Chung [2000] presentan una metodología para identificar grietas en una estructura tipo viga usando datos experimentales de las cuatro primeras frecuencias naturales, los resultados fueron positivos excepto en las posiciones cercanas al apoyo. Algo similar aparece en Kim and Stubbs [2003] utilizando también cuatro frecuencias naturales para identificar el daño mediante dos modelos, uno de localización y otro de tamaño de la grieta.

En los inicios, las estructuras sobre las que se aplicaban las técnicas de detección mediante vibración eran muy sencillas, pero actualmente se analiza todo tipo de estructuras ya que existen particularidades en cada caso, por ejemplo, en Naniwadekar et al. [2008] se estudia experimentalmente la influencia de la orientación de las grietas en tubos mediante un enfoque basado en frecuencias. Otro caso de geometría compleja aparece en Wang and He [2007] donde se utilizan ANN basadas en la reducción de frecuencia para una presa de hormigón en forma de arco. Se estudia mediante simulación numérica la influencia de grietas en las propiedades dinámicas. Se han conseguido predicciones acertadas de la red neuronal con el modelo que se expone en el artículo.

Debido a los inconvenientes que presentan las técnicas de identificación de daño basadas en frecuencias antes señaladas, en los últimos años se tiende a utilizar las frecuencias en combinación con otras variables como ocurre en Wang et al. [2001]. Los autores utilizan ensayos de desplazamiento estático junto con ensayos dinámicos para determinar las variaciones en frecuencias naturales para identificar daño en una celosía plana y una viga biempotrada. Se obtienen buenos resultados cuando existe un único punto dañado, con varios suele predecir el más dañado de todos, por otro lado se obtienen peores resultados con datos experimentales que simulados numéricamente.

2.4.2. Modos de vibración

Los modos de vibración como variable característica se empezaron a utilizar desde que se descubrió que el daño es capaz de alterar la forma de los modos de vibración de una estructura y que la situación del daño tiene mucha influencia en los mismos.

Para un sistema de N gdl se obtienen N modos naturales $\{\phi_i\}$ extrayendo los autovalores de las matrices $[M]$ y $[K]$ para cada frecuencia natural $\{\omega_i\}$

$$[[K] - \omega^2[M]] \{\phi_i\} = \{0\}. \quad (2.3)$$

Antes de elegir los modos de vibración como variable característica hay que tener en cuenta varias premisas: la primera es que al contrario de las frecuencias que son identificables con un sólo sensor, los modos necesitan más sensores para ser identificados y el número de ellos se incrementa cuanto más alto es el modo. Otra cuestión es que la precisión de la identificación de los modos es inferior a la de las frecuencias, por lo que en general serán menos fiables. Por último, son relativamente insensibles al daño desde un punto de vista global, es decir, puede ocurrir que una viga en voladizo ligeramente dañada no ofrezca variaciones en su primer modo superiores a su error de medición, sólo sería capaz de alertar del daño si éste es severo.

Los métodos mas usuales a la hora de comparar modos de vibración son los indicadores Modal Assurance Criterion (MAC) y Coordinate Modal Assurance Criterion (COMAC). El MAC introducido en la década de los 80 como identificador de daño expresa la correlación entre dos conjuntos de estimadores (ϕ_i, ϕ_j) para el mismo modo. El valor unidad denota correlación perfecta. Por tanto, una variación del MAC puede alertar de daño.

$$MAC(\phi_i, \phi_j) = \frac{|\phi_i^T \phi_j|^2}{|\phi_i^T \phi_i \phi_j^T \phi_j|} \quad (2.4)$$

Otros parámetros similares basados en el MAC, el más utilizado es el COMAC, que compara dos grupos de modos en un punto de la estructura. El factor COMAC en un punto i de la estructura se define como

$$COMAC(i) = \frac{\left[\sum_{j=1}^N |\phi_{i,j}^A \phi_{i,j}^B| \right]^2}{\sum_{j=1}^N (\phi_{i,j}^A)^2 \sum_{j=1}^N (\phi_{i,j}^B)^2} \quad (2.5)$$

donde N es el número de modos de vibración y $\phi_{i,j}^A$ es el valor del modo j del grupo A en el punto i .

Varios autores utilizan estas variables normalmente junto con las variaciones en frecuencia como detectores de daño. Algunos ejemplos puede ser el caso de Parloo et al. [2003] donde se analizó el daño en el puente I-40 mediante una metodología basada en la

sensibilidad de los modos y según los autores ofrece mejores resultados en detección que otros métodos. Otro caso es Görl and Link [2003] que utilizan la información extraída de frecuencias y modos para readaptar dos MEF de una estructura de dos plantas, en el primero la estructura no está dañada y en el segundo sí lo está, infiriendo de este último el daño de la estructura comparando los parámetros de rigidez.

En Wang et al. [2007] se utilizan tanto las frecuencias como los modos, previamente calculando las matrices de propiedades físicas del sistema, para detectar el daño en un edificio real de siete plantas tras dos terremotos. Para detectar el daño utilizan dos índices de daño que concuerdan con las observaciones visuales de localización de daño.

2.4.3. Amortiguamiento

El amortiguamiento estructural representa la capacidad de disipación de energía. Se define como el cociente entre la energía disipada y la máxima energía acumulada en un ciclo. El daño provoca cambios en la capacidad de amortiguar las vibraciones, por lo que en teoría puede ser una variable característica. Por otro lado, el daño, por ejemplo las grietas, producen no linealidades en la estructura, éstas según Kareem and Gurley [1996] introducen complicaciones en la estimación del amortiguamiento, ya de por sí compleja tarea. Ésta es una de las razones por las que hasta ahora no se ha conseguido establecer una relación analítica clara entre el daño y el amortiguamiento. Aún así, existen autores que establecen relación empírica, por ejemplo Montalvão et al. [2009] en el campo de los composites propuso un método de localización de daño basado en el cálculo de un indicador de daño que depende del amortiguamiento y de la forma modal. Otro caso es Curadelli et al. [2008] que sostiene que en el campo de la detección de daño no se debe obviar el efecto que produce el amortiguamiento. Curadelli et al. han desarrollado un procedimiento de cálculo de un coeficiente de amortiguamiento instantáneo y observaron que dicho parámetro tiene mayor sensibilidad al daño que la frecuencia natural. Se ha comprobado esto en dos tipos de estructura, la primera una estructura de hormigón a escala real y la otra una estructura de aluminio a pequeña escala, dando resultados prometedores en ambos casos.

2.4.4. Curvatura de los modos

Algunos autores han utilizado como variable característica la curvatura de los modos ya que suponen que existe una relación entre la variación de la curvatura y el daño, pudiendo ser, una característica muy útil en la localización del daño.

La curvatura se puede calcular partiendo de los modos calculados experimentalmente mediante la aproximación por diferencias finitas, como la derivada segunda para el modo i , nodo j siendo L la distancia entre nodos de la siguiente forma:

$$\phi_{ji}'' = \frac{\phi_{(j+1)i} - 2\phi_{ji} + \phi_{(j-1)i}}{L^2}. \quad (2.6)$$

Una publicación que utiliza la curvatura de los modos como variable característica es Chandrashekhara and Ganguli [2009], en ella se utilizan los seis primeros modos de una viga en voladizo para identificar el daño. Se define un índice de daño relacionado con la curvatura antes y después del mismo y se obtienen buenos resultados en localización incluso con múltiples daños aunque no tan buenos en cuantificación del daño.

Como alternativa a los modos de vibración, se pueden utilizar los modos de vibración de potencia similares a los convencionales pero se definen a través de propiedades estadísticas de la respuesta. Esta variable la utilizan Fang and Perera [2009] definiendo un índice de daño mediante la variación de la curvatura y la flexibilidad en los modos de potencia.

2.4.5. Transmisibilidad

Se define la transmisibilidad como la relación no dimensional entre la amplitud de la respuesta y la amplitud de la excitación en régimen estacionario. La transmisibilidad tiene la ventaja que es sencilla de obtener experimentalmente y no depende del tipo de excitación, por lo que se puede utilizar excitación ambiental. Una de sus formulaciones suponiendo como magnitud de respuesta la aceleración es

$$T = \left| \frac{\ddot{X}}{F_m} \right|, \quad (2.7)$$

donde \ddot{X} es la amplitud de aceleración y F_m es la amplitud de la excitación. Algunos autores creen que el daño supone un cambio en la transmisibilidad de la estructura, como por ejemplo Maia et al. [2001] que establece teóricamente el cálculo de la matriz de transmisibilidad para un sistema de varios gdl y su utilidad para la detección y localización de daño. También Devriendt and Guillaume [2008] utilizan la transmisibilidad, pero en este caso se utiliza un artificio matemático para eliminar la amplitud de la excitación ya que se utiliza sólo la respuesta del sistema y excitación operacional. Se supone que existe una excitación pero no se la tiene en cuenta en el cálculo de las propiedades modales del sistema. Para utilizar el método que desarrollaron estos autores es necesario ensayar la estructura a diferentes niveles de excitación.

2.4.6. Función de Respuesta en Frecuencia

Utilizando un modelo lineal de una estructura de N gdl y conociendo sus propiedades físicas de masa, rigidez y amortiguamiento se puede calcular fácilmente la relación entre la respuesta en el gdl j (x_j) y la excitación en otro gdl k (F_k) de la siguiente forma:

$$\alpha_{jk}(\omega) = \frac{x_j(\omega)}{F_k(\omega)}, \quad (2.8)$$

siendo $\alpha_{jk}(\omega)$ la Función de Respuesta en Frecuencia (FRF). En un sistema de N gdl aparecerán N frecuencias naturales y $(N - 1)$ frecuencias de antirresonancia entre cada dos frecuencias naturales. Esta FRF ha sido utilizada por varios autores como variable característica ya que es sensible a cambios en las propiedades físicas de las estructuras.

Hace ya mas de diez años que Sampaio et al. [1999] utilizaron un método basado en las variaciones en la curvatura de la FRF para identificar daño. Realizaron simulaciones numéricas con un sistema de masas concentradas en diez gdl y la comparación del método con el de curvatura de los modos comentado anteriormente. Después se puso a prueba el método con datos experimentales del puente I-40, obteniendo resultados positivos en detección y localización aunque no tanto en cuantificación. Esta línea de investigación se mantiene en el presente, como por ejemplo en Liu et al. [2009], que utilizan una simulación numérica con una viga para identificar el daño, diferenciando varias versiones de la metodología según la información que se disponga de la estructura.

En Lee and Shin [2002] se desarrolla una metodología basada en la FRF. Consiste en obtener las propiedades modales de la estructura no dañada y la FRF de la estructura dañada para poder sacar conclusiones en relación al daño. En este caso se realizó una simulación numérica con una viga y se baraja la posibilidad de obtener en la práctica menos información de la necesaria para resolver el problema matemático, ya que en la práctica no siempre es sencillo obtener los modos altos de una estructura. El método obtiene buenos resultados de identificación de daño siempre que el nivel de ruido en la FRF sea menor al 9%.

También Owolabi et al. [2003] utilizan la variación en frecuencias y en la amplitud de la FRF extendidas a las tres primeras frecuencias para detectar, localizar y cuantificar el daño en una viga.

2.4.7. La transformada de Hilbert

Las técnicas tradicionales basadas en la transformada de Fourier descomponen la señal en suma de componentes armónicos en los cuales se promedia la frecuencia en el dominio del tiempo y están restringidas al uso en sistemas lineales y procesos estacionarios (invariantes en el tiempo). En general, estas técnicas son capaces de detectar daño en aplicaciones reales débilmente no lineales y con procesos estacionarios, sin embargo, ofrecen pobres resultados en detección de daño incipiente, en sistemas fuertemente no lineales y/o en procesos muy variantes en el tiempo como es el caso de aerogeneradores, puentes ferroviarios o maquinaria rotativa.

Una alternativa para cubrir estos casos es la transformada de Hilbert la cual se utiliza en un método propuesto en Huang et al. [1998] llamado la transformada de Hilbert-Huang (Hilbert-Huang Transform (HHT)). El método se divide en dos elementos fundamentales: la descomposición empírica de los modos (Empirical Mode Decomposition (EMD)) y el espectro de Hilbert. Mediante la EMD la señal se descompone en un número finito de funciones modales intrínsecas (Intrinsic Mode Function (IMF)) y

posteriormente se evalúa cada una de las funciones mediante la transformada de Hilbert de tal forma que se determinan las frecuencias instantáneas y también el espectro de Hilbert.

Esta herramienta propuesta por Huang et al. tiene varias utilidades, algunas de ellas se pueden ver por ejemplo en Ong et al. [2008] donde se utiliza la HHT para identificar las frecuencias de resonancia de simulaciones numéricas y resultados experimentales de vibraciones libres en la estructura ASCE y así contrastar con la identificación de frecuencias realizada por técnicas tradicionales. Ese mismo año en Yinfeng et al. [2008] se utiliza una mejora de la HHT para analizar la aceleración del terreno en sismos reales y se observa que además de validar experimentalmente la mejora propuesta, ésta es útil para detectar daño en un edificio tras el terremoto de Northridge. En Zhang et al. [2005] se establece una comparativa entre FRF y HHT en materia de detección de daño existente en un pilar del puente Trinity River Relief en Texas para ello se comparan los resultados experimentales sobre dos pilares, uno dañado y otro intacto mediante los dos procedimientos y se reflejan los problemas que supone el análisis experimental de estructuras reales lo cual dificulta la identificación de las frecuencias directa de los espectros, pero la ventaja que supone la metodología basada en HHT es que no necesita información previa de la estructura dañada.

2.4.8. Descomposición Ortogonal Propia

La descomposición ortogonal propia (Proper Orthogonal Decomposition (POD)) es una técnica de reducción dimensional de datos y de extracción de variables características. Se utiliza en diversas disciplinas científicas de análisis de señales o identificación de procesos. En los últimos años se ha introducido esta técnica en el campo de la dinámica estructural.

POD se puede interpretar que consiste en tres métodos diferentes: la descomposición de Karhunen-Loève, el análisis de componentes principales (Principal Component Analysis (PCA)) y la descomposición de valores singulares. En Liang et al. [2002] se expone su demostración teórica y como los tres métodos tienen mucha relación entre sí.

El PCA es una técnica estadística de síntesis de información o reducción del número de variables, es decir, cuando se dispone de datos experimentales con muchas variables se intenta reducir al mínimo el número de ellas perdiendo la menor cantidad de información posible. Esta técnica estadística se basa en extraer la información relevante mediante la interpretación de la matriz de covarianza y se puede utilizar en múltiples campos de la ciencia y en concreto se puede aplicar al campo de SHM en el caso de que exista gran cantidad de variables extraídas, como puede ser el caso de trabajar con señales en el dominio del tiempo. El inconveniente principal de estas técnicas es que en el proceso de reducción de variables se pierde el significado físico de las mismas.

2.5. Algoritmos de identificación

Se sabe que existe una relación entre las variables características del sistema y el estado de daño del mismo pero esta relación no es directa ni simple, por lo tanto, es necesario algún tipo de algoritmo de identificación para enlazar la respuesta dinámica con su estado de daño. Existen diversos tipos de algoritmos de identificación y como se comentó en el apartado 2.1 se clasifican según su grado de predicción.

Según Worden and Duijveland [2004] todos los algoritmos de identificación se pueden englobar en lo que se llama en estadística problemas de “reconocimiento de patrones” que consisten básicamente en clasificar una variable característica de una señal procedente de sensores en la clase correspondiente, algo como lo que muestra en el diagrama 2.3.

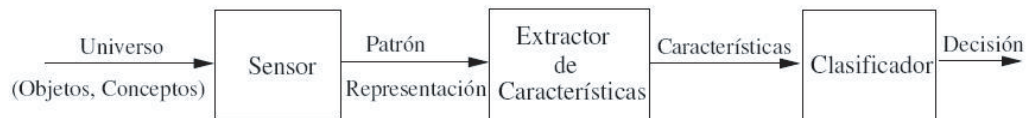


Figura 2.3: Esquema del reconocimiento de patrones.

Existen múltiples aplicaciones y campos en los que se puede utilizar esta filosofía y la identificación de daño es uno de ellos. El reconocimiento de patrones puede ser con aprendizaje supervisado o no supervisado; es decir, cuando se tiene conocimiento de antemano de todas las clases en las que se puede clasificar la variable entonces el algoritmo es de aprendizaje supervisado, en caso contrario es no supervisado. Según Worden and Duijveland [2004] los algoritmos de identificación se pueden dividir en tres tipos:

- **Detección (Novelty Detection):** Este es un problema de reconocimiento de patrones con dos clases (Daño o No daño) y su principal ventaja es que se puede utilizar aprendizaje no supervisado. Algunos métodos que se incluyen en este tipo son el análisis de outliers, ANN, y métodos basados en Statistical Process Control (SPC).
- **Clasificación:** En este tipo la salida del algoritmo es una clase de tipo discreta etiquetada previamente, por ejemplo, se etiqueta cada una de las plantas de un edificio y la salida del algoritmo supone la localización del daño. Un ejemplo se muestra en Trendafilova and Heylen [2003].
- **Regresión:** En este tipo la salida del algoritmo es una o más variables continuas; es decir, en materia de localización pueden ser las coordenadas de localización o en materia de cuantificación puede ser un valor que refleja la gravedad del daño.

Seguidamente se detallan algunos algoritmos de identificación comenzando por los más extendidos y menos ambiciosos que son los algoritmos de detección siendo la gran mayoría un problema de análisis de outliers.

2.5.1. Detección. Análisis de outliers

El análisis de outliers son métodos estadísticos que hace unos años se adaptaron para resolver el problema de la detección de daño estructural. El análisis de outliers es muy útil cuando no se conoce información del estado dañado (aprendizaje no supervisado), lo que se hace es comparar la información actual con el estado anterior y se considera que existe daño si existen diferencias significativas.

En Worden et al. [2000] se utiliza la distancia de Mahalanobis con un caso simulado y tres experimentales en los cuales se obtienen buenos resultados para daños de cierta entidad siendo más complejo para daños muy pequeños pudiendo obtenerse falsos positivos. La distancia de Mahalanobis también se puede utilizar en combinación con otras técnicas como por ejemplo ocurre en Mustapha et al. [2007] que se utiliza junto con ANN siendo entonces dos técnicas una de detección y otra de localización respectivamente. En este caso se muestran resultados experimentales positivos sobre una placa de composite. Recientemente en Gul and Catbas [2009] se utiliza la distancia de Mahalanobis en combinación con un modelo autoregresivo en series temporales. La idea es dividir la aceleración ambiental en pseudo respuestas en vibración libre y los coeficientes del modelo autoregresivo se utilizan como variables características para alimentar el algoritmo de distancia de Mahalanobis estableciendo un umbral a partir del cual se infiere que la estructura está dañada. Esta metodología ha sido puesta a prueba con dos estructuras de laboratorio y en la mayoría de los casos predice correctamente el daño, sin embargo, el orden del modelo varía sensiblemente el valor del umbral y por tanto influye en la sensibilidad del método. Los autores reflejan la preocupación de hacer la metodología más robusta para minimizar el número de falsos positivos y negativos antes de utilizarla en estructuras reales.

Estas técnicas y muchas otras de detección tienen algo en común y es que a pesar de ser las menos ambiciosas existen en la vida real aplicaciones, como por ejemplo la industria aeroespacial, para las que es vital conocer únicamente si existe daño, ya que el fallo puede suponer la inutilidad del sistema e incluso accidentes mortales, por esa razón estas técnicas adquieren mayor valor que las más ambiciosas. Seguidamente se mostrarán algunos casos en los que el daño no supone el fallo total del sistema y por tanto se hace más necesario conocer dónde y de qué grado es el daño.

2.5.2. Localización y cuantificación del daño

La dificultad añadida que tiene el reconocimiento de patrones para el caso de localización y/o cuantificación es que casi siempre es necesario técnicas de aprendizaje supervisado, es decir, para realizar la clasificación de la variable se necesita obtener

información del estado dañado en diferentes escenarios de daño y eso para el caso de estructuras reales es casi siempre inviable. Lo que se suele hacer es simular esa información de estados dañados mediante modelos de elementos finitos u otra posibilidad es colocar masas o el aflojamiento de tornillos en la estructura que son otras estrategias que alteran las propiedades dinámicas de la estructura de forma reversible, aunque estas estrategias suelen ser llevadas a cabo en estructuras de laboratorio o de pequeño tamaño relativo. Un ejemplo muy ilustrativo de todas estas posibilidades se expone en Papatheou et al. [2010] donde se utiliza la distancia de Mahalanobis sobre datos simulados numéricamente y datos experimentales simulando daño reversible sobre una viga. En este caso la distancia de Mahalanobis además de labores de detección intenta también hacer de localizador y cuantificador del daño simulado. Los resultados son muy prometedores e invitan a intentar lo mismo con estructuras reales de laboratorio.

Con una estructura de laboratorio han intentado localizar y cuantificar el daño Kopsaftopoulos and Fassois [2010]. Para ello han utilizado métodos estadísticos con series temporales con una filosofía muy parecida al análisis de outliers pero en este caso se dispone de señales aleatorias en el tiempo y se modelizan mediante modelos estadísticos. Una vez caracterizados se pueden utilizar métodos paramétricos o no paramétricos para extraer las variables características. Como se ha comentado, para la localización y cuantificación del daño es necesario disponer de datos experimentales de diferentes escenarios de daño junto con el estado no dañado como base de referencia. Estos métodos son capaces de identificar el daño en una estructura pequeña de forma global e incluso utilizando sensores en posiciones lejanas al daño.

Existen múltiples casos en la literatura en los que se obtiene la información del sistema dañado mediante un modelo numérico como por ejemplo ocurre en Sahin and Shenoj [2003]. En este caso se estudia y valida la cuantificación y localización del daño en estructuras tipo viga utilizando ANN. Otra idea similar es el uso de modelos de elementos finitos readaptados para la identificación de daño en la estructura como se explica en Fritzen et al. [1998]. La clave de estos métodos es conseguir un modelo lo más realista posible. En el artículo se estudia la sensibilidad del método frente a diferentes modelos. Esto mismo se utiliza en Teughels and Roeck [2003] para el caso de una estructura real, el puente Z24 en Suiza. En este caso se utilizan datos experimentales modales de diferentes escenarios de daño para comparar con las predicciones del readaptado.

La readaptación de MEF es un campo con entidad propia y con múltiples variantes. Esencialmente existen dos modalidades; la primera consiste en readaptar directamente las matrices de masa y rigidez como por ejemplo aparece en Sheinman [1996] y la otra consiste en construir un MEF con algunos parámetros inciertos, los cuales se calibran según la respuesta dinámica del sistema. En este segundo caso el problema de calibración se presenta como un problema de minimización de una función objetivo definida como la diferencia entre la respuesta experimental y la respuesta del MEF. Para esta labor existen una variedad de algoritmos de optimización como son los algoritmos genéticos (Genetic Algorithm (GA)), el recocido simulado (Simulated Annealing (SA))

según aparece en Levin and Lieven [1998], ANN (Zapico et al. [2003]) y otros algoritmos de optimización como en Zapico et al. [2002] o Jaishi and Ren [2007]. Existen en la literatura infinidad de ejemplos de readaptación de modelos con estos y otros algoritmos combinados con diferentes variables características del sistema, tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo. Un ejemplo del estudio en ambos dominios se presenta en Link and Weiland [2009]. La problemática que rodea la readaptación de MEF en la ingeniería civil se expone claramente en Brownjohn et al. [2001] así como la necesidad de modelos muy ajustados a la realidad para conseguir así buenas predicciones del daño.

2.5.3. Identificación dinámica de sistemas

En la identificación dinámica de sistemas existen varias fuentes de errores tanto en las medidas de vibración como en los modelos analíticos a identificar. Los errores de medidas pueden ser sistemáticos o aleatorios, los primeros se deben a imprecisión de los aparatos de medidas y los segundos son accidentales como por ejemplo ruidos. En cuanto a los modelos analíticos pueden aparecer errores epistémicos por carencias en el modelo o errores de identificación. Para conseguir una identificación de daño fiable y robusta es necesario minimizar las incertidumbres anteriores. Esta idea se resume en buscar medidas y modelos lo más precisos posible. La incertidumbre debida a la instrumentación se puede minimizar utilizando siempre que se pueda instrumentación de precisión. El otro tipo de incertidumbre depende del caso que se estudie, por lo general, en el caso de estructuras se identifican con modelos lineales debido a que son más rápidos y sencillos, pero normalmente todas las estructuras tienen algún tipo de no linealidad en mayor o menor grado de ahí la necesidad de identificar las no linealidades de la estructura para así diseñar un modelo lo más parecido a la realidad y minimizar así las incertidumbres del mismo. Esta idea se recoge más detallada en Mares et al. [2006].

Por todo lo anterior, en los últimos años se ha añadido a la literatura varios artículos sobre identificación de no linealidades que como se comenta en Kerschen et al. [2006] son la generalidad y el comportamiento lineal es la excepción. Estos autores hacen una extensa revisión bibliográfica sobre los tipos de no linealidades conocidas así como los métodos de detección de las mismas. Una clasificación que se suele hacer de los métodos de identificación de no linealidades es en métodos paramétricos y no paramétricos como se explica en Peifer et al. [2003]. Los métodos no paramétricos tienen como finalidad identificar el tipo de no linealidad presente en el sistema y para ello se pueden utilizar algoritmos de identificación ya mencionados como el análisis en el dominio del tiempo mediante la transformada de Hilbert o el método de la impedancia inversa. Estos métodos y otros se explican en Maia and Silva [1997] y Worden and Tomlinson [2001] tanto de detección como de cuantificación de las no linealidades. Una vez detectado el tipo de no linealidad y lo severa que es, se debe actuar en consecuencia estableciendo el modelo adecuado y posteriormente realizando una identificación paramétrica del sistema. En

este caso consiste en identificar los parámetros inciertos que definen el sistema incluyendo los concernientes al comportamiento no lineal del mismo. El enfoque tradicional de identificación no lineal de estructuras se basa en asumir que la no linealidad es muy débil y supone una pequeña perturbación del modelo lineal subyacente.

Existen varios tipos de no linealidades conocidas, algunas de las más típicas son la rigidez cúbica o de piecewise, la ley de Coulomb o friccional y se explican en Özer et al. [2009]. Además, también puede aparecer endurecimiento o ablandamiento de la rigidez del sistema con respecto a la amplitud de la respuesta como se explica en Touzé et al. [2004]. En Arslan et al. [2011] se expone un caso práctico de laboratorio de identificación paramétrica mediante dos métodos suponiendo un modelo de rigidez cúbica y obteniendo buenos resultados con ambos. También se expone la necesidad de utilizarlos en casos de estructuras reales para validar dichos métodos.

En general, la identificación de no linealidades en estructuras es un campo joven ya que suelen ser débilmente no lineales y las diferencias que existen entre asumir un modelo lineal o no lineal son pequeñas por lo que en algunas aplicaciones es suficiente utilizar modelos lineales. En el caso que nos ocupa, la calidad del modelo es decisiva para una identificación precisa del daño. Por eso se ha seleccionado el modelo no lineal, la contrapartida es un mayor coste computacional. Además, la utilización de modelos no lineales suele suponer mucho coste computacional y trabajo así como mayor precisión en la identificación del sistema lo cual repercute en precisión en la identificación de daño que es lo que se busca en último término.

2.6. Resumen

En este capítulo se muestra una visión global del monitorizado estructural según las fases que abarca. Por un lado se comentan los distintos tipos de excitación e instrumentación que se pueden utilizar en la parte experimental de las técnicas de monitorizado. El aspecto experimental es importante porque puede condicionar el futuro análisis de los datos, es decir, el tipo de variables características a extraer y el algoritmo de identificación que se utilice con dichas variables. Existen numerosas publicaciones, muchas de ellas de carácter teórico o simulado y en menor cuantía con datos experimentales reales, lo cual es reflejo de la dificultad que tiene la aplicación práctica de estas técnicas.

En cuanto a los algoritmos de identificación, se han definido como un problema de reconocimiento de patrones y clasificado según el grado de predicción del daño. El número de publicaciones experimentales más numerosas y posiblemente más consolidadas es en materia de detección ya que suele ser el escalón de la identificación más sencillo, el reto está en la detección de daño muy incipiente. En cuanto a la localización y cuantificación del daño, que suelen ir muy unidas, existen publicaciones con diferen-

tes modelos experimentales los cuales suelen tener peculiaridades, de ahí que existan diversidad de técnicas. El último escalón del SHM consiste en la predicción de la vida útil en presencia de daño, del cual existen muy pocas publicaciones y es el futuro de este campo.

Todas estas técnicas conviven con modelos experimentales débilmente no lineales lo cual dificulta aún más una identificación precisa. En base a estos estudios se fundamentó la elaboración de esta tesis.

Capítulo 3

Descripción de los modelos experimentales

En esta tesis se han utilizado modelos experimentales correspondientes a una estructura de plantas y un puente para ensayos dinámicos realizados en tres emplazamientos distintos (Gijón, Zaragoza y Bristol), dos de ellos forman parte del proyecto BIA2006-15266 del Plan Nacional. Este proyecto se coordinó entre la Universidad de Zaragoza y la de Oviedo y dentro del proyecto se ha construido en esta última un modelo experimental llamado “Estructura UNIOVI”. Esta estructura metálica de tipo edificación se describirá en la siguiente sección. Una réplica de una de las uniones viga-pilar-viga de la estructura se construyó en la Universidad de Zaragoza y parte de los ensayos experimentales se utilizan en esta tesis por lo que también se detallará en este capítulo. Algo parecido ocurre con un modelo experimental construido en el Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica de la Universidad de Bristol. En este caso el modelo es de tipo puente de tablero continuo a pequeña escala. En los tres casos se describen detalladamente los especímenes, la correspondiente instrumentación así como el tipo de los ensayos realizados.

3.1. Estructura UNIOVI

En primer lugar se expone la descripción detallada del desarrollo experimental de la estructura UNIOVI para la posterior realización de ensayos dinámicos. Para ello se divide el desarrollo en tres partes principales: la estructura de ensayo, la excitación y la cadena de medida. Se considera que, aunque se solapen ligeramente en el tiempo, son tareas consecutivas por lo que éste será el orden en el que se lleva a cabo la descripción.

Como en cualquier problema o diseño ingenieril es necesario fijar algunos datos de partida que son invariables y claros antes del inicio del diseño entre los que destacan:

- La estructura de ensayo será metálica de tipo edificación.

- Los ensayos dinámicos se realizarán únicamente según uno de los ejes principales de la estructura por lo que se optó por una distribución en planta regular (no cuadrada) de 6 pilares con dos vanos de largo y uno de ancho.
- La estructura se instalará en el interior de un laboratorio y por lo tanto la altura está limitada al espacio disponible. Los ensayos se realizarán con excitación forzada (no ambiental).
- La identificación de daño es parte importante del proyecto por lo que será necesario poder simular daño reversiblemente para lo que se utilizarán uniones atornilladas para poder variar así la rigidez de las uniones en los ensayos.
- Para la excitación se seleccionó un sistema electro-mecánico, con un rango de frecuencia, que existe los cuatro primeros modos de flexión en dirección longitudinal.

En el siguiente punto se pasa a detallar como se ha diseñado la estructura de ensayo.

3.1.1. Estructura

El primer elemento del modelo experimental está formado por una estructura metálica porticada de tipo edificio con distribución en planta no cuadrada (2 x 1 vanos). Las uniones viga-pilar están soldadas en dirección transversal y atornilladas en dirección longitudinal, que es la dirección sobre la que se realiza la excitación y la captura de la respuesta del sistema. Con el fin de darle verosimilitud se optó por un número de plantas que diera cierta esbeltez y unos perfiles semejantes a la realidad. También se optó por una distribución continua en la sección de los pilares para reducir posibles problemas de desalineación en la unión de los mismos.

Las dimensiones exteriores se vieron limitadas por el espacio disponible para su construcción por lo que el resultado consistió en una estructura de cuatro plantas de 1,5 m de altura cada una con una distribución en planta de 2 vanos longitudinales de 2 m de largo por un vano de 1,5 m de ancho (escala aproximada 1:2). Por motivos constructivos se ha diseñado en dos piezas unidas por tornillos y placas testa en los pilares de la segunda planta. El forjado de cada planta es chapa de acero de 4 mm de espesor soldada de forma discontinua a las vigas de cada planta. Al contrario que en los forjados reales, la chapa no actuará como una viga cargada biapoyada que reparte el peso hacia las vigas, sino que se comportará como una membrana cargada donde las vigas forman el anillo que resiste la carga. Con objeto de poder simular daño, se utilizaron uniones atornilladas mediante tornillos de alta resistencia y placas testa en todas las uniones viga-pilar en la dirección longitudinal y de uniones soldadas de las vigas sobre las almas de los pilares en la dirección transversal. Todas las vigas de la estructura, tanto las longitudinales como las transversales son perfiles IPN-100 y las

uniones atornilladas se realizaron mediante placas testa y tornillos de M-12 y calidad 6.8 (Figura 3.1).



Figura 3.1: Uniones Viga-pilar en la estructura. Izquierda: Unión central. Derecha: Unión extrema.

Cada pilar está compuesto por dos perfiles idénticos HEA-120 unidos mediante placas testa y tornillos de M-14 y calidad 8.8 (Figura 3.2). La base de los pilares se soldó directamente a las placas de anclaje embebidas en la cimentación. Todo el acero de la estructura es de grado S-275.



Figura 3.2: Uniones de pilares en la estructura. Izquierda: Unión pilar-pilar. Derecha: Unión pilar-cimentación.

La accesibilidad a la estructura, después de barajar varias opciones, se consiguió a través de una escalera fija soldada a uno de los laterales de manera que se afecte lo menos posible al comportamiento dinámico, por lo que no se consideraría en futuros modelos analíticos. Se optó por esta opción ya que las escalas comerciales con protector perimetral no contemplan la posibilidad de abandonar la escala a diferentes alturas. Para completar la escalera en materia de seguridad se utilizará un arnés retráctil anclado al punto más alto de la estructura (mástil) de manera que en caso de caída un mecanismo de enclavamiento lo retenga. También, como seguridad se dispone de una barandilla perimetral de 0,9 m de altura en cada una de las plantas con rodapié de 10

cm.



Figura 3.3: Elementos auxiliares. Izquierda: Barandillas. Derecha: Escalera.

La cimentación de hormigón armado, se ejecutó sobre la solera del laboratorio. Se colocaron pernos de anclaje en la solera sobre los que se hormigonaron las dos zapatas corridas (véase Figura 3.4). Estas zapatas se diseñaron para soportar las fuerzas transversales de las vibraciones así como para distribuir el peso de la estructura sobre la solera. Las zapatas son de hormigón HA-25 con una armadura básica y la estructura metálica se suelda a las placas de anclaje embebidas en el hormigón. Toda la estructura se recubre con una imprimación antioxidante como protección, aunque no esté emplazada en el exterior.

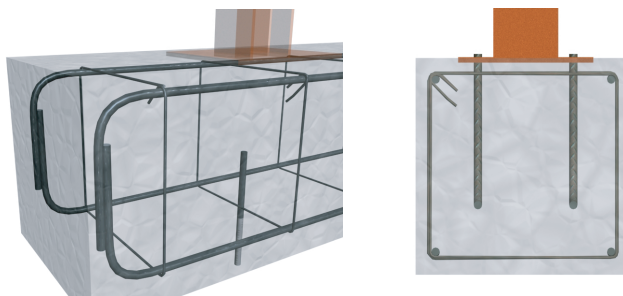


Figura 3.4: Cimentación. Izquierda: Esquema de la armadura y perno de anclaje. Derecha: Sección de la armadura.

Los planos de la estructura completa se pueden ver en el Apéndice A.1 a este trabajo.

La solución final expuesta en estos párrafos, puede observarse en la figura 3.5.



Figura 3.5: Estructura de ensayo

3.1.2. Sistemas de excitación

Como se explica en el capítulo 2 existen muchos sistemas de excitación, de los cuales muchos son inviables en este caso por el volumen y el peso de la estructura. Por lo tanto, los sistemas más oportunos son electrodinámicos o electromecánicos, de los cuales el primero conlleva un coste muy elevado por lo que se elige un sistema de excitación electromecánico diseñado ex profeso para la estructura. Otra ventaja es que se considera que este tipo de excitación es la más precisa para el tipo de ensayos que se van a realizar. La función principal del excitador será producir una señal periódica y de valor conocido que se denomina frecuencia de excitación.

Durante el proyecto se diseñaron tres excitadores diferentes por diferentes razones. El primero de ellos fue un excitador mecánico rotativo colocado en la cuarta planta

y gobernado por un control bastante limitado en cuanto a rango de frecuencias y lo que fue peor ilimitado en cuanto a las aceleraciones imprimidas sobre la estructura. Debido a esto se optó por mejorar el sistema en la misma planta con otro más versátil siendo en este caso un excitador mecánico pero de tipo pendular. Este segundo modelo resultó mucho mejor, pero seguía teniendo limitaciones en este caso por su posición en la estructura que es próxima a ciertos puntos modales. Por esto se colocó un nuevo excitador pendular, pero en este caso en la tercera planta para poder excitar los modos más altos. Seguidamente se pasa a explicar los tres sistemas de excitación de forma cronológica.

Excitador mecánico rotativo

El principio teórico de un excitador mecánico rotativo básicamente consiste en dos elementos iguales (normalmente engranajes) que giran en sentidos contrarios con dos masas excéntricas solidarias también iguales, para provocar una fuerza oscilatoria en una sola dirección. Si ésta dirección de movimiento coincide con la dirección longitudinal de la estructura, provocará una fuerza sinusoidal en el tiempo, cuya frecuencia se controlará con la velocidad de giro de los engranajes (Figura 3.6).

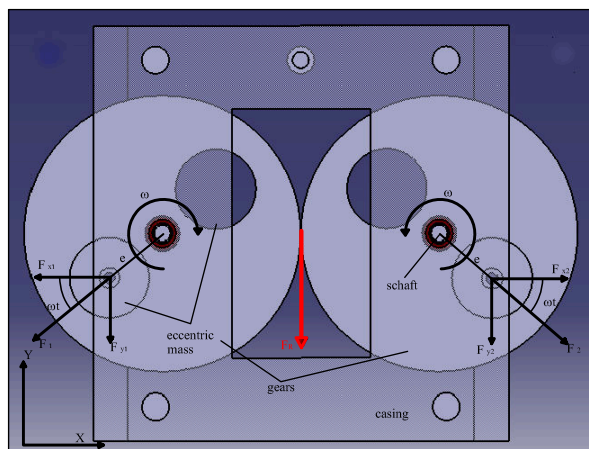


Figura 3.6: Esquema de funcionamiento de un excitador rotativo

El efecto deseado lo provoca tanto añadir masas excéntricas como eliminar masas de los engranajes de forma excéntrica al eje de giro. Por esa razón, y para conseguir un diseño lo más ligero posible, se toma ésta última como opción principal para el diseño.

La velocidad de giro de los engranajes (ω) es igual y en sentidos contrarios, e es la distancia desde el eje del engranaje al centro de la masa excéntrica y m es la masa excéntrica en cada uno de los engranajes, con esto resulta una fuerza (ecuación 3.1) en una dirección fija que corresponde con la dirección de simetría de las masas excéntricas.

$$F_R = 2 m \omega^2 e \cos(\omega t) \quad (3.1)$$

Las fuerzas en dirección x de la figura 3.6 se compensan en cada momento debido a la simetría geométrica y de peso. De esta forma se consigue una señal sinusoidal de frecuencia ω y amplitud proporcional a ω^2 .

Además de los elementos básicos para el funcionamiento de un excitador rotativo, es necesario añadir elementos de sujeción al sistema que se quiere analizar. En este caso concreto son la estructura de ensayo y también elementos motrices y de control del giro de los engranajes.

En cuanto a la sujeción se optó por un diseño tipo carcasa. De esta forma se busca ligereza y a su vez robustez para poder soportar las fuerzas que se estiman en el mismo, así como la posibilidad de deslizarse sobre unas guías solidarias a la estructura.

En cuanto a la fuerza motriz de los engranajes se optó por un motor trifásico de poca potencia acoplado a uno de los engranajes que será el motriz y el otro se verá arrastrado por éste. Este motor se controlará su velocidad con un variador de frecuencia que permita realizar barridos a distintas frecuencias entre 0 y 25 Hz aproximadamente.

Desde el principio del diseño se conocía que la excitación debía ser en la última planta de la estructura, simétrica en la dirección longitudinal para evitar los modos de torsión. Con estas premisas la fuerza de excitación debía ser aplicada en la viga transversal central de la última planta y, por lo tanto, la excéntrica estaría situada por debajo de la placa de piso de esa planta. Se pensó en unas guías que permitan el movimiento longitudinal de la excéntrica. Con objeto de tener la menor masa posible colgando de esa planta, ya que supone masa que en los ensayos dinámicos puede producir efecto péndulo en la estructura, se optó por colocar el motor por encima de la chapa anclado a la misma. Además era necesario una carcasa para alojar los ejes de giro de los engranajes y también para transmitir la fuerza de excitación hacia la estructura mediante una varilla diseñada para soportar las fuerzas estimadas a pandeo.

La excentricidad y la masa excéntrica limitan geoméricamente el excitador, como por ejemplo en lo que se refiere a las dimensiones de los engranajes comerciales intentando siempre que el peso sea el menor posible. Con la fuerza excéntrica estimada calculada con la ecuación (3.1) se calculó el diámetro de eje necesario para soportar a flexión esa fuerza. De esta manera se condicionó el diseño de la carcasa y demás elementos que componen la excéntrica además de intentar que la fuerza fuera aplicada en el centro de una viga auxiliar colocada perpendicularmente en la viga transversal de la estructura en la última planta. (Figura 3.7)

De esta forma se diseña el excitador para que pueda cumplir los requisitos establecidos anteriormente. Todas las dimensiones tienen su reflejo en la capacidad de inferir a la estructura un movimiento vibratorio en la dirección longitudinal de la estructura y simétricamente para no excitar modos de torsión. El diseño definitivo puede verse en las imágenes de la Figura 3.8 tomadas antes de su colocación en la estructura. Y los

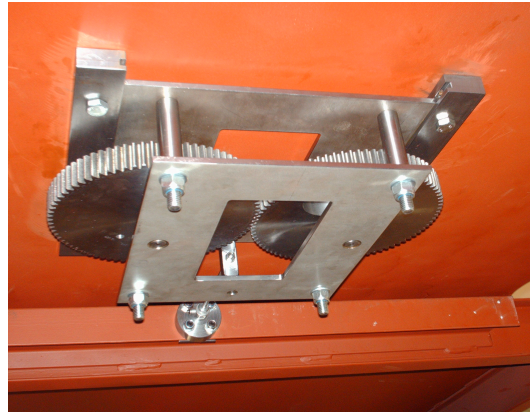


Figura 3.7: Foto real del excitador mecánico rotativo colocado en la estructura

planos generales para su construcción se pueden ver en el Apéndice A.2.

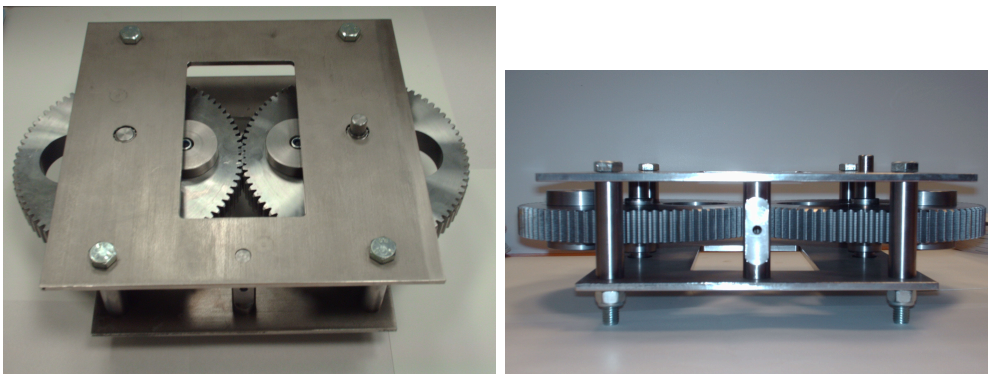


Figura 3.8: Excitador mecánico rotativo. Izquierda: Planta. Derecha: Alzado.

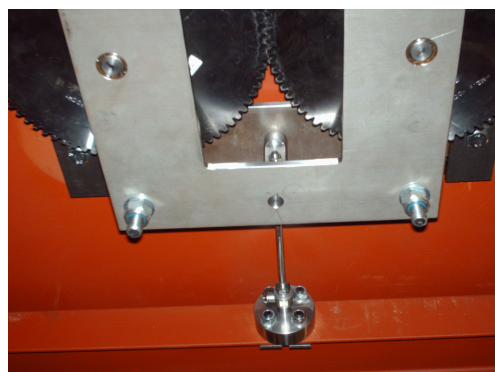


Figura 3.9: Foto real de la varilla de aplicación de la fuerza a la estructura

Para la colocación se utilizaron unas guías fijadas a la parte inferior de la chapa de piso de la última planta de la estructura. Además se fijó el excitador al punto de aplicación de la fuerza de excitación mediante una varilla (Figura 3.9) de diámetro 6

mm que es capaz de soportar los esfuerzos de compresión. La varilla une el excitador a un transductor de fuerza que fue anclado a la estructura para así poder medir la fuerza de excitación en cada momento.

Por otro lado la fuerza motriz que hace mover el excitador, viene dada por un motor trifásico, antes mencionado (Figura 3.10). El motor se coloca en la parte superior de la misma planta, mediante un agujero realizado en la chapa y un acoplamiento flexible que se une al eje del engranaje motriz. El acoplamiento debe ser flexible para poder absorber posibles desalineaciones entre los ejes del motor y el engranaje en el momento que se produzca el movimiento lineal del excitador.



Figura 3.10: Foto real del motor colocado en la estructura

El acoplamiento utilizado (Figura 3.11), es de la marca “Hohner Oldanflex” y del mismo diámetro que los ejes del engranaje.

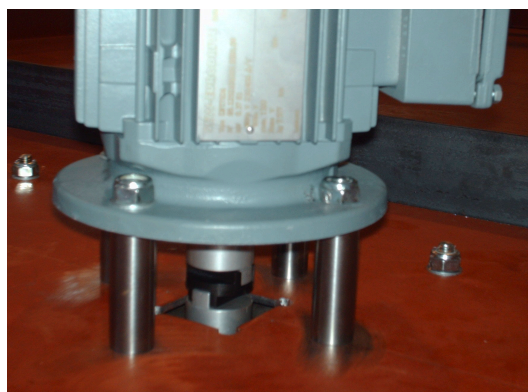


Figura 3.11: Foto real del motor junto con el acoplamiento flexible

Por último, el motor se conecta a la red eléctrica intercalando un variador de frecuencia para poder controlar la velocidad de giro del motor y, por lo tanto, de los engranajes.

El modelo es uno de los más sencillos de los que disponen, ya que la labor de control es relativamente sencilla. El modelo ATV 31, dispone de un software de control,



Figura 3.12: Foto del montaje del variador

además de la posibilidad de control manual con un interruptor y potenciómetro.

El excitador mecánico rotativo que se ha descrito se ha utilizado para la primera fase de ensayos, es decir, los dedicados a detección de daño, que están basadas en la primera frecuencia de resonancia. En estos ensayos resultó evidente que este excitador en la práctica era poco útil para realizar ensayos en la segunda e imposible en la tercera frecuencia, por lo que se vio necesario sustituirlo por otro sistema de excitación, aunque sin eliminar éste ya que puede tener cierta funcionalidad en el futuro para ensayos a muy baja frecuencia. Por esta razón en el siguiente apartado se describe el sistema de excitación también mecánico pero con mayor versatilidad en la parte automática para subsanar los inconvenientes a partir de frecuencias mayores a 15 Hz .

Controles pendulares

El nuevo sistema de excitación se ha diseñado con la colaboración del Departamento de Ingeniería Eléctrica de la Universidad de Oviedo para darle versatilidad al mecanismo en materia de control automático. Para ello se diseñó un péndulo dirigido mediante un control y un encoder colocado en un motor trifásico. La idea básica consiste en utilizar una masa en forma de péndulo colocada en el eje de un motor, de forma que se pueda controlar el ángulo de giro entorno a la posición de equilibrio vertical y la frecuencia de oscilación.

De esta forma se consigue un rango de oscilación de $2^\circ - 25^\circ$, tanto menores cuanto mayor sea la frecuencia de forma que la fuerza de excitación sea del mismo orden de magnitud para todas las frecuencias.

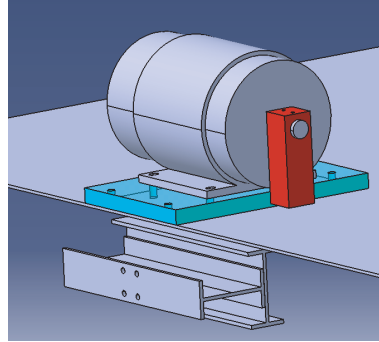


Figura 3.13: Esquema del excitador con el motor y el péndulo



Figura 3.14: Foto del control Unidrive SP

El nuevo excitador electromecánico está compuesto por los siguientes elementos. El elemento motriz es una barra metálica que oscila alrededor de una posición de equilibrio vertical hacia abajo gracias a un motor trifásico de 4 polos y 1,1 kW colocado en posición horizontal sobre la chapa de la última planta (véase esquema 3.13). El movimiento pendular se consigue con un encoder incremental colocado en la salida del motor, es decir, el extremo opuesto al eje del motor, para medir el ángulo de giro del motor y por lo tanto del péndulo. El control modelo Unidrive SP, de la marca comercial Control Techniques, es el que gobierna el giro que mide el encoder y la frecuencia de oscilación (véase Figura 3.14). El control se puede manejar manualmente o mediante un software llamado “SyPT”. Se incluyen los planos del diseño realizado ad hoc para el montaje en la estructura en el Apéndice A.3.

La funcionalidad de este tipo de excitador radica en que el ángulo se puede variar junto con la frecuencia de excitación de tal forma que teniendo en cuenta la ecuación del movimiento armónico simple de un péndulo

$$F = m e \theta w^2 \quad (3.2)$$

donde m es la masa excéntrica del péndulo (en este caso 1 kg), e es la excentricidad

de la misma (60 mm), θ es el ángulo máximo que puede abarcar el péndulo y w es la velocidad angular del motor en rad/s ; se puede controlar la fuerza F que se ejerce a la estructura. El sistema pendular se puede observar colocado en la parte de arriba de la cuarta planta de la estructura en la Figura 3.15.

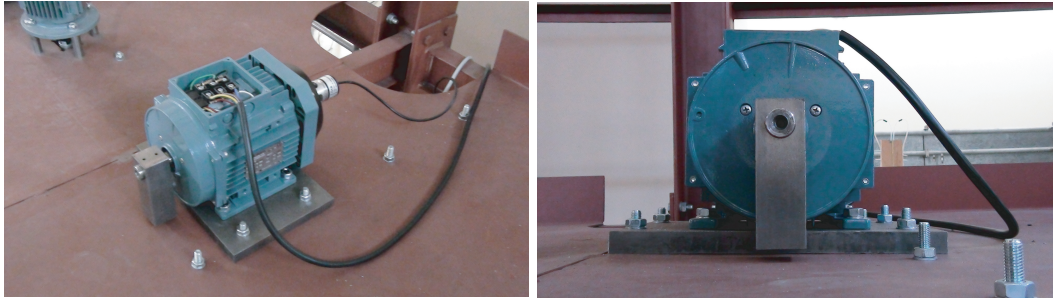


Figura 3.15: Sistema pendular colocado en la cuarta planta.

El inconveniente principal del anterior excitador cuya fuerza aumentaba exponencialmente con la frecuencia está subsanado regulando el ángulo máximo del péndulo. Se puede ver en la Figura 3.16 que a medida que se aumenta la frecuencia para mantener la fuerza constante por ejemplo en 100 N , se puede disminuir el ángulo desde 20° hasta 2° para las frecuencias más altas.

De hecho, es el propio sistema el que a medida que se aumenta la frecuencia disminuye el ángulo, ya que no es capaz de llegar al extremo exigido en tan poco tiempo.

El control pendular colocado en la cuarta planta que se acaba de describir ha sido muy útil para excitar los dos primeros modos de la estructura. Sin embargo el tercero y el cuarto no se consiguieron excitar claramente debido a que la cuarta planta está próxima a un punto modal en estos modos. Por esa razón, se decidió colocar un nuevo excitador similar al anterior pero en la tercera planta que está alejado de los puntos modales.

El fundamento del nuevo excitador es exactamente igual que el anterior, únicamente difieren en la planta de colocación y el tipo de motor, en este caso se ha decidido utilizar un motor de imanes permanentes ya que es capaz de dar rampas de aceleración y deceleración más rápidas que los motores trifásicos de inducción normales. El motor de imanes permanentes es de 6 polos, $1,73\text{ kW}$ y de velocidad nominal 3000 rpm suministrado por la empresa Sadornil. El eje igual que el anterior debe estar en posición horizontal y este tipo de motores sólo se suministran en posición vertical por lo que el sistema de anclaje a la chapa de la estructura ha tenido que ser diferente al caso anterior. El elemento de excitación sigue siendo una barra metálica conectada al eje del motor que oscila entorno a una posición de equilibrio (Figura 3.17). El diseño del anclaje con la estructura se detalla también en el Apéndice A.3.

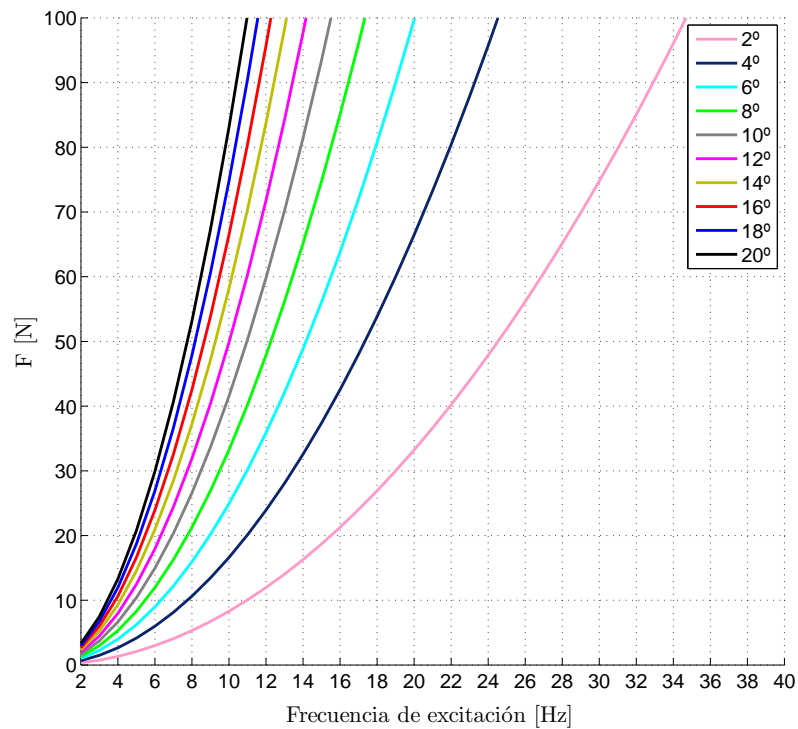


Figura 3.16: Relación de la fuerza que se ejerce a la estructura con la frecuencia de excitación para diferentes ángulos máximos del péndulo.

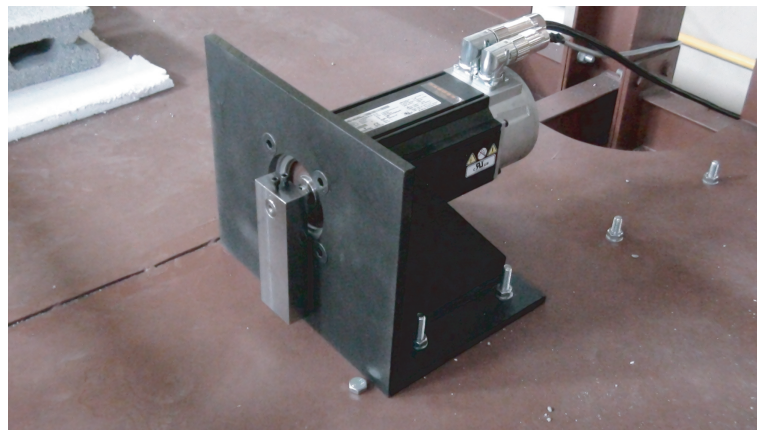


Figura 3.17: Sistema pendular colocado en la tercera planta.

Al motor viene directamente acoplado un encoder de pulsos incremental que es el encargado de medir y controlar la posición angular del péndulo y de igual manera se dispone de otro control modelo Unidrive SP, de la marca comercial Control Techniques para gobernar la frecuencia y posición del péndulo.

3.1.3. Cadena de medida

La última fase para completar el diseño del modelo experimental consiste en diseñar y colocar los instrumentos de medida, así como los instrumentos necesarios para tratar y analizar las señales y los datos para realizar los ensayos dinámicos.

Para decidir los instrumentos de medida se necesita conocer las magnitudes que se precisan analizar en los ensayos dinámicos. Estos ensayos se planificaron para utilizar señales de aceleración en las cuatro plantas de la estructura. Además de estas magnitudes se dispone de la medida de la frecuencia del variador o control y por tanto se conocen las vueltas de giro de los engranajes del excitador o de la masa pendular en cada sistema de excitación, lo cual puede ser útil para sacar conclusiones sobre la excitación forzada del sistema (input).

Sensores

Un transductor, en general, es un dispositivo que transforma un determinado tipo de energía de entrada en otra diferente a la salida. Los transductores generalmente utilizan el efecto piezoeléctrico del cuarzo que, cuando se comprime o se mueve, produce un potencial eléctrico proporcional al movimiento. Ese potencial se convierte en voltaje y mediante la sensibilidad, única de cada transductor, se transforma en las unidades de medida según el caso (aceleración, velocidad, distancia, fuerza...).

El acelerómetro elegido pertenece al grupo de transductores piezoeléctricos por lo que consiste en una masa conocida dentro del acelerómetro que al ser sometida a una vibración desarrolla un potencial variable proporcional a la aceleración. Este potencial se transforma en g 's de aceleración mediante la sensibilidad, única y calibrada de cada acelerómetro, que se mide en mV/g .

Existe en el mercado una gran variedad de dispositivos. Los parámetros de decisión fueron:

- Modo de conexión con el elemento a medir
- Sensibilidad (mV/g)
- Rango de medida (g)
- Nivel de ruido

En cuanto al modo de conexión puede ser mediante elementos adherentes con un clip intermedio, bases magnéticas o atornillado. De todos ellos, el más seguro y fiable para esta aplicación es atornillar el acelerómetro a la estructura dado el tamaño y peso de ambos.

En cuanto a los parámetros más técnicos como la sensibilidad y el rango de medida, están inversamente relacionados, es decir, cuanta mayor sensibilidad, el rango de medida es más estrecho. Para este caso se realizaron pruebas con la estructura que confirmaron que las aceleraciones no eran superiores a 5 m/s^2 ($0,5 \text{ g}$), por lo que se optó por los acelerómetros de alta sensibilidad que existen en el mercado, también denominados acelerómetros sísmicos, que por otro lado también son los que poseen más bajo nivel de ruido.

Por todas estas razones se eligieron los acelerómetros dentro del rango de los sísmicos que menos nivel de ruido añaden a la señal, en este caso fueron también de la marca Brüel & Kjær modelo 8340 de sensibilidad 10 V/g (Figura 3.18) que además se pueden suministrar con una calibración muy exacta para un rango de frecuencias bajo ($0 - 20 \text{ Hz}$), el cual corresponde con el que a priori se utilizará con más asiduidad para los ensayos dinámicos.



Figura 3.18: Acelerómetro de alta sensibilidad elegido

Estos acelerómetros se colocarán uno en cada planta, aunque para realizar comprobaciones de la calibración y comenzar a utilizar el sistema de adquisición se colocan todos en la última planta como se puede ver en la figura 3.19.



Figura 3.19: Acelerómetros colocados en la estructura

Con esta configuración se realizaron ensayos de calibración para establecer las constantes de calibración de cada acelerómetro. Éstas constantes se han utilizado en la fase

de análisis de señales de todos los ensayos posteriores.

Sistema de adquisición de datos

El último eslabón físico de la cadena de medida es el sistema de adquisición de datos que, por lo general, consiste en conectar las señales de los acelerómetros al hardware destinado al tratamiento de los datos.

La conexión de los acelerómetros es de tipo Bayonet Neill-Concelman (BNC) por lo tanto se utilizan cables compatibles con esa conexión de distintas longitudes para poder unir cada planta de la estructura a la caja de conexiones previa a la tarjeta de adquisición de datos.

Existen diversas opciones en el campo de la adquisición de datos. La primera opción es decidir si el sistema debe ser portátil o fijo. Los sistemas portátiles son más caros y de menos canales de medida que los fijos. Ya que para este caso no es necesaria la movilidad se elige un sistema fijo junto con un ordenador.

Finalmente se eligió la tarjeta dSPACE (Figura 3.20) debido a su precio no demasiado elevado y a la compatibilidad con el programa de cálculo numérico que se utilizará en el posterior tratamiento de los datos.



Figura 3.20: Tarjeta de Adquisición de datos de dSPACE.

La tarjeta se instala en el ordenador y, mediante una caja de conexiones, se unen los cables BNC de los acelerómetros a la misma, de esta forma se obtienen las señales de los acelerómetros en el software diseñado para la captación y posterior tratamiento de los datos.

El software que se utiliza para el tratamiento de los datos es suministrado también por dSPACE. El software compatible con la tarjeta de adquisición y sobre el soporte de MATLAB© denominado “Simulink” (Users-Manual-Version-6.5 [2002]).

3.2. Unión Viga-Pilar-Viga

Parte del proyecto conjunto consiste en el estudio de las uniones atornilladas. Por esa razón, se construyó una réplica de una de las uniones centrales de la estructura UNIOVI (descrita en la sección 3.1), en la Universidad de Zaragoza, para estudiar su comportamiento dinámico y estático. Las dos uniones, la incluida en la estructura y la réplica se muestran en la Figura 3.21.



Figura 3.21: Fotografía de las uniones. Izquierda: Unión real en la estructura. Derecha: Unión construida en la Universidad de Zaragoza.

Las dimensiones exactas de la unión estudiada se muestran en la figura 3.22.

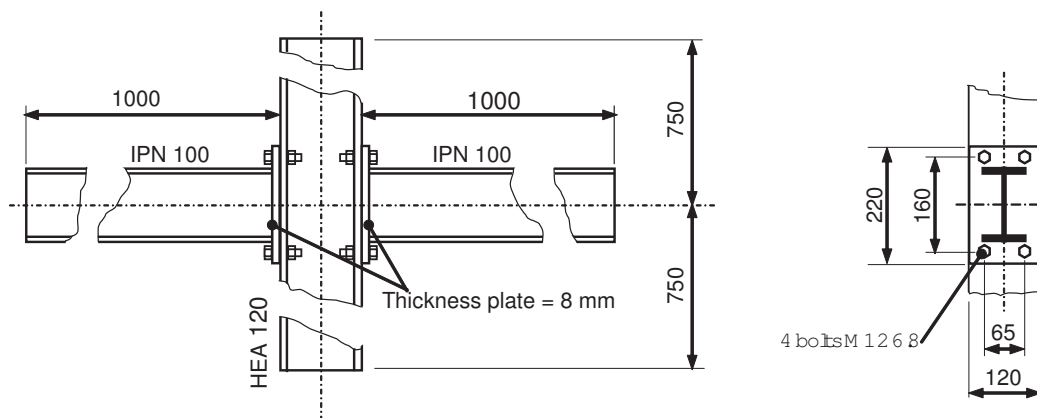


Figura 3.22: Dimensiones y configuración de la unión estudiada.

3.2.1. Ensayos dinámicos

Descripción

Para los ensayos que se realizaron en la Universidad de Zaragoza se utilizó diversa instrumentación además del espécimen de estudio indicado. En cuanto a los ensayos

dinámicos, se dispuso de la plataforma PULSE 9.0 de la empresa Brüel & Kjær y el software MEscape 4.0 de Vibrant Technology. Se utilizó un sistema de adquisición móvil 3560C de Brüel & Kjær, un martillo de impacto 2302-10 de Endevco con una punta de dureza media-alta y dos acelerómetros T333B30 de PCB fijados a la estructura mediante cera (Figura 3.23).



Figura 3.23: Fotografía del equipamiento utilizado en los ensayos dinámicos.

Los ensayos se llevaron a cabo en la aplicación HTC Hammer de PULSE 9.0, mediante la selección de los acelerómetros, definición de la geometría y la selección de los puntos de impacto y medida, lo cual se puede observar en el esquema 3.24.

El espécimen ensayado se colocó sobre dos apoyos semirrígidos (véase la Figura 3.23). Los ensayos dinámicos se realizaron en dos configuraciones diferentes, siendo la distancia entre la apoyos la variable diferenciadora entre ellos. En la primera tanda la distancia entre apoyos fue $L = 614 \text{ mm}$ y en la segunda fue $L = 1614 \text{ mm}$ (Figura 3.24). Estas configuraciones se nombrarán de aquí en adelante como configuración I y II respectivamente. El rango de frecuencias se estableció entre 0 y 800 Hz con una resolución espectral de 3200 líneas de tal forma que se obtiene una resolución de $0,25 \text{ Hz}$. Por tanto, el tiempo de registro fue de 4 s. Para que los resultados del análisis en frecuencia sean buenos, es conveniente que las señales registradas tanto del martillo que de los acelerómetros comiencen y finalicen en valor cero. Para asegurar esto se

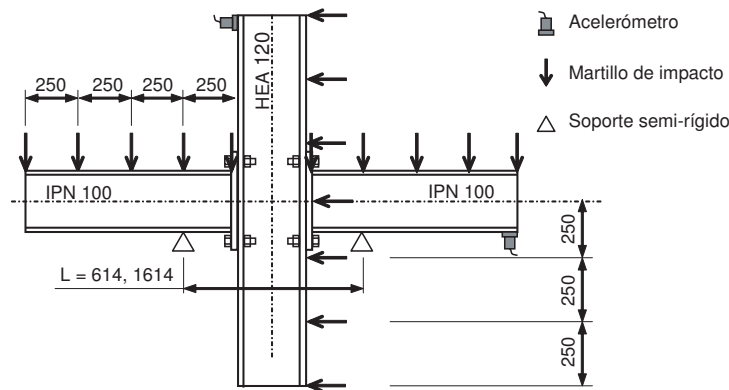


Figura 3.24: Esquema de los ensayos dinámicos.

suele utilizar una función ventana de tipo exponencial sobre todo para las señales que se amortiguan en el tiempo, pero en este caso, no fue necesario usar esta función por que en los 4 s que dura el ensayo el espécimen era capaz de atenuar la respuesta. Por último, con el fin de asegurar un impacto correcto se obtiene la FRF promedio de 3 impactos por punto de medida, de forma que se puede obtener la función de coherencia y asegurarnos que se impacta siempre de la misma forma, se consigue una medida repetible y los picos de resonancia se excitan adecuadamente.

Resultados

Se han calculado las FRF con la ayuda del martillo de impacto y los dos acelerómetros fijados a la estructura en el punto 1 dirección (-Y) y el punto 12 dirección (-X). Los impactos de martillo fueron en dirección (-Y) desde los puntos 1 al 5 y desde el 13 al 17, y en la dirección (-X) desde el punto 6 al 12. Se midieron un total de 34 FRF y con el software MEscape y se obtuvieron las frecuencias, modos y amortiguamiento modal (Figura 3.25).

Para identificar el número de modos se utilizó el Complex Method Indicator Function (CMIF). CMIF es un método en el dominio de la frecuencia útil cuando se tienen modos acoplados que suele ser habitual en estructuras simétricas. En estos casos suelen ser necesarios varios acelerómetros que den suficiente información para detectar que la estructura vibra en diferente dirección en la misma frecuencia. El cálculo se realiza teniendo en cuenta varios gdl y para ello se utilizó el método Global Polynomial (GP) que se utiliza en el dominio de la frecuencia y consiste en ajustar mediante el método de los mínimos cuadrados, es decir, un método para interpolar las FRF. Más detalles sobre estos métodos se pueden encontrar en Ewins [2000].

Se realizó cada ensayo modal tres veces para analizar la variabilidad del proceso. Se obtuvieron diferencias menores de $0,5 \text{ Hz}$ en frecuencia. Los resultados de la configuración I y II se muestran en las Figuras 3.25 y 3.26. En la configuración I se obtuvieron

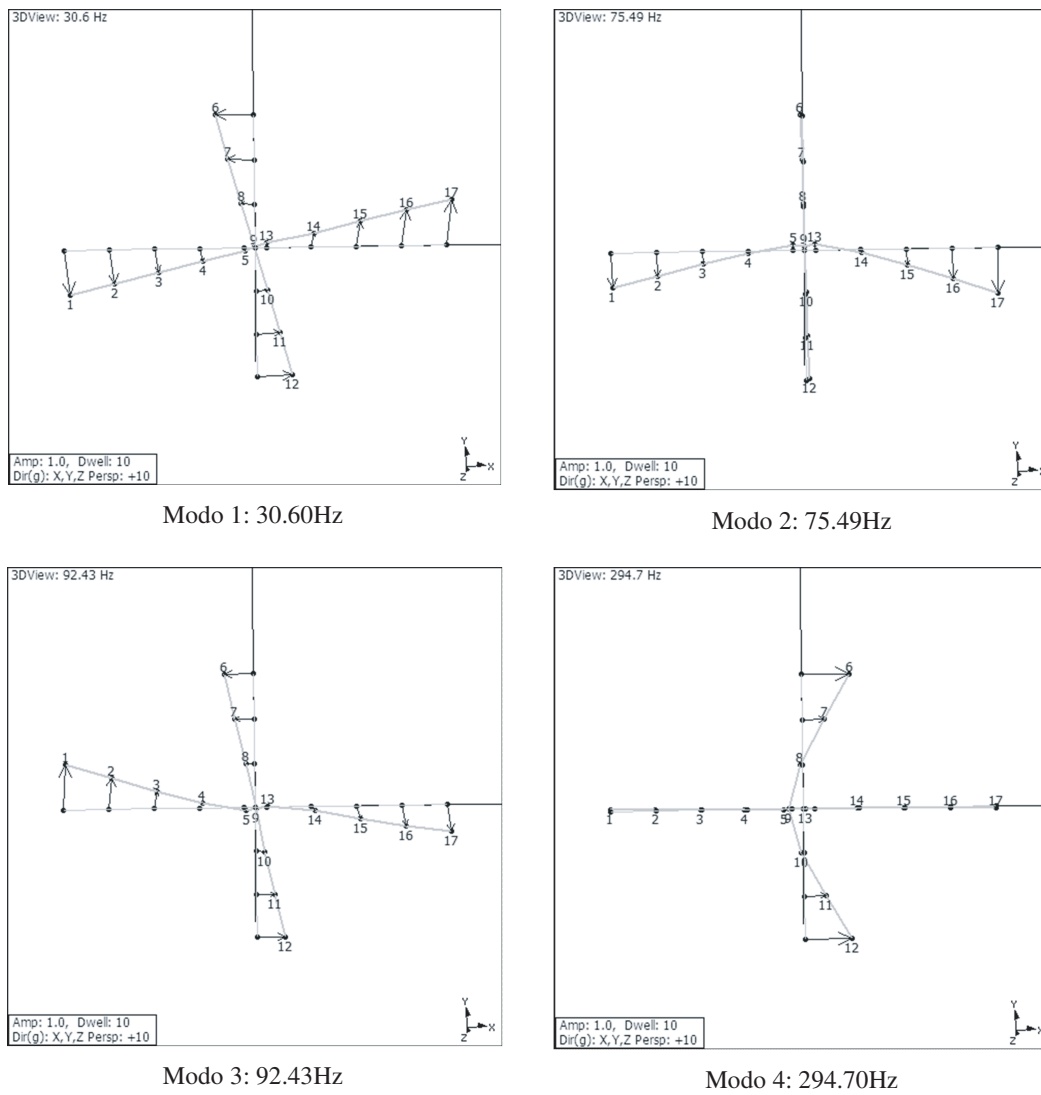
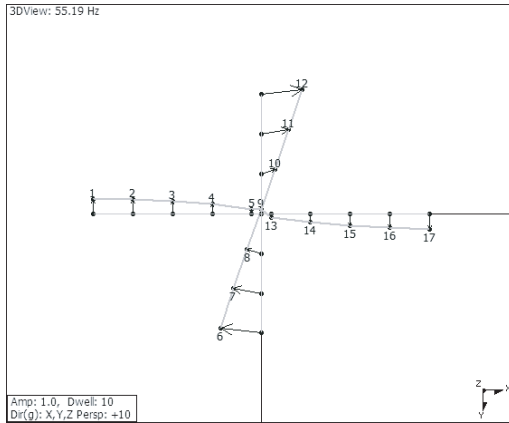
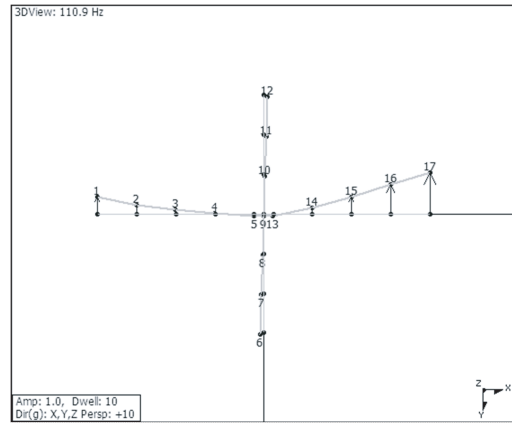


Figura 3.25: Modos experimentales en la configuración I.

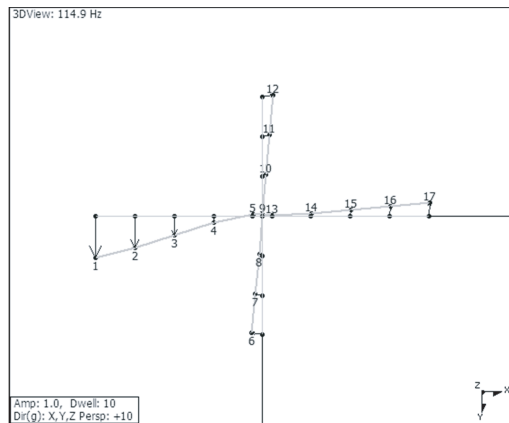
los cuatro primeros modos y en la II los seis primeros.



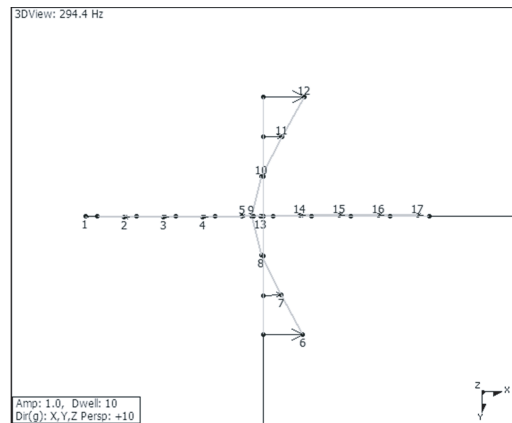
Modo 1: 55.19Hz



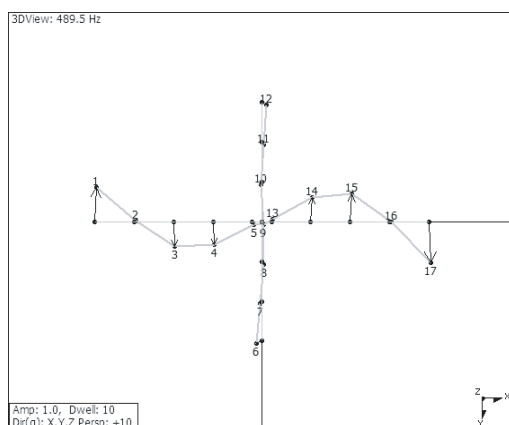
Modo 2: 110.90Hz



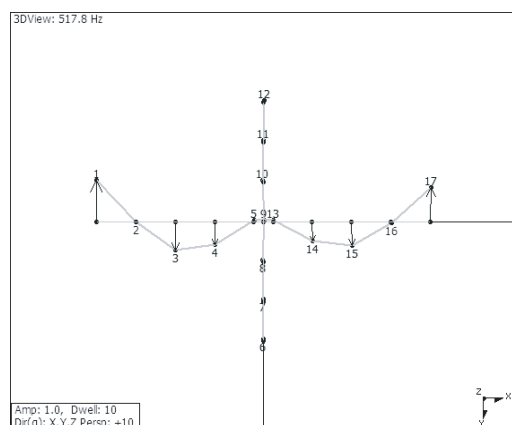
Modo 3: 114.90Hz



Modo 4: 294.40Hz



Modo 5: 489.50Hz



Modo 6: 517.80Hz

Figura 3.26: Modos experimentales en la configuración II.

3.2.2. Ensayos estáticos

Descripción

Se fabricó otro espécimen de ensayo con una unión viga-pilar de los pilares extremos de la estructura UNIOVI. Las dimensiones y la configuración de la unión se muestran en la Figura 3.27.

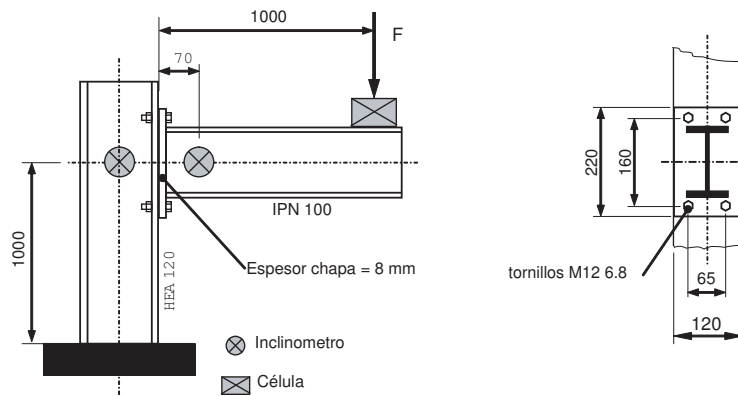


Figura 3.27: Dimensiones y configuración de los ensayos estáticos.

Para los ensayos estáticos se utilizó un marco de carga de la marca DEIMA junto con un cilindro hidráulico COBLAM que se pueden ver en la Figura 3.28.

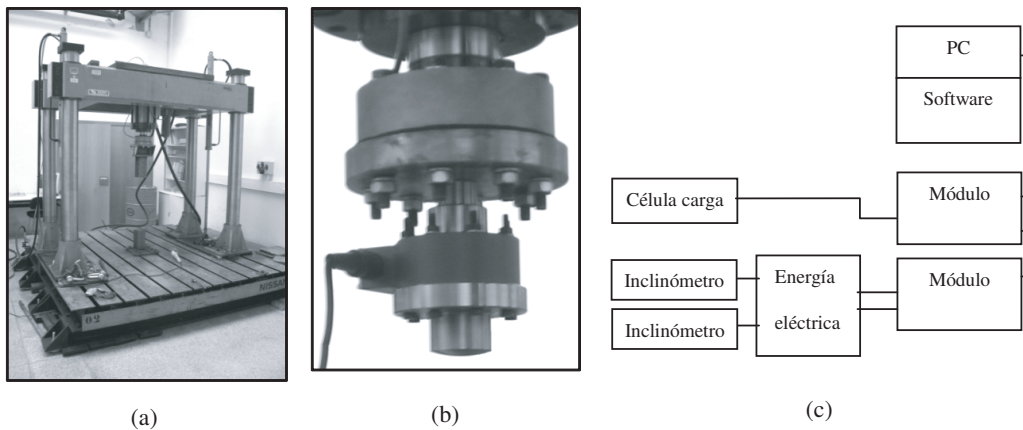


Figura 3.28: (a): Marco de carga. (b): Cilindro hidráulico y célula de carga. (c): Instrumentación.

Las dimensiones del marco de carga son 2,4 m de ancho, 2 m de profundo y 2 m de alto. La carrera del cilindro hidráulico es de 300 mm y se controla utilizando la tarjeta de adquisición de datos de National Instruments (DAQPAD USB-6015). La información

de los ensayos se extrajo mediante la siguiente instrumentación: dos inclinómetros ($\pm 5^\circ$ de rango, modelo NA2-5 de SEIKA) para medir el giro y una célula de carga ($\pm 50 kN$ de rango, modelo DSCK de BONGSHIN). La colocación de la instrumentación se muestra en la Figura 3.27. Se utilizó DCD-300A/B y el software DCS-100A como sistema de adquisición de datos.

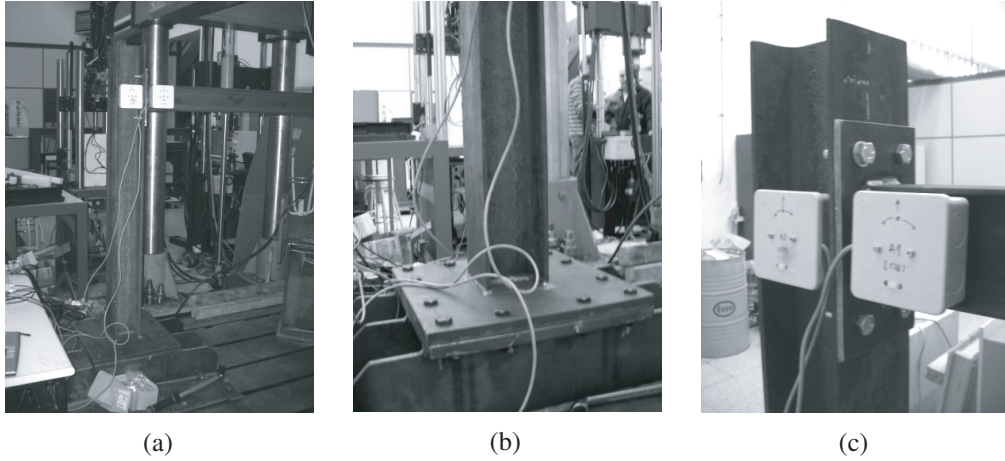


Figura 3.29: Equipamiento. (a): Vista general. (b): Pilar. (c): Unión y los dos inclinómetros.

Los elementos experimentales se muestran en la Figura 3.29. La base del espécimen se fijó al marco de carga usando varias chapas de acero (una horizontal de 25 mm de espesor y tres verticales de 12 mm) véase la Figura 3.29b. La carga se transmitió al espécimen mediante una prolongación esférica del cilindro para reducir la fricción y conseguir una fuerza puntual (Figura 3.28b).

Resultados

Se le impuso al espécimen una carga cuasiestática y se midieron los ángulos de pilar y viga de los inclinómetros. En la figura 3.30 se muestra el momento flector calculado de la célula de carga. En ángulo real de la unión θ_{union} se puede calcular según la ecuación

$$\theta_{union} = \theta_{exp} - \theta_{viga} \quad (3.3)$$

donde θ_{exp} y θ_{viga} representan el giro relativo medido y su análogo debido a la flexión de la viga respectivamente. El segundo se calcula mediante la teoría clásica de flexión

$$\theta_{viga} = \frac{FL_1}{EI} \left(L_2 + \frac{L_1}{2} \right) \quad (3.4)$$

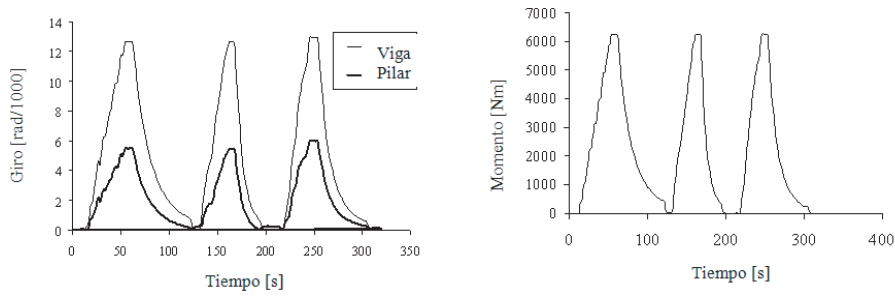


Figura 3.30: Resultados del ensayo estático. Izquierda: Evolución del ángulo de giro de los dos inclinómetros. Derecha: Evolución del momento de la unión.

donde F es la carga aplicada, E es el módulo de Young, I es el momento de inercia de la viga y L_1 y L_2 son las distancias de los inclinómetros al final de la viga y a la célula de carga.

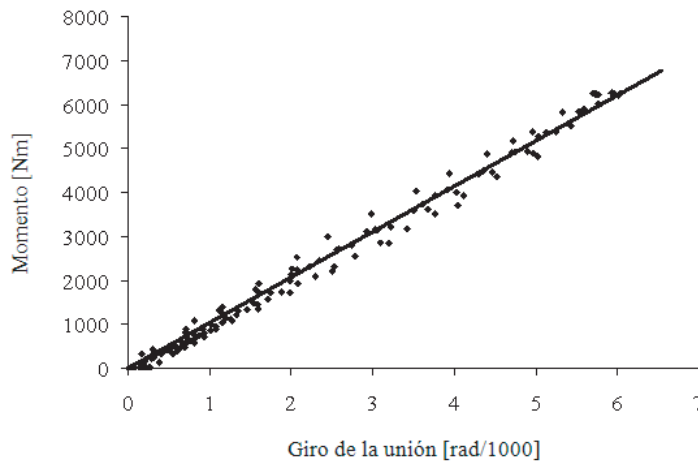


Figura 3.31: Curvas momento-ángulo.

Las curvas momento-ángulo para todos los ciclos se muestran en la Figura 3.31. La rigidez a flexión de la unión se estimó mediante un ajuste por mínimos cuadrados. El valor de rigidez a flexión obtenido es de $1,034 \times 10^6 \text{ Nm}$ con un coeficiente de correlación $R^2 = 0,9922$.

3.3. Puente a pequeña escala

Además de la estructura UNIOVI también se han utilizado ensayos realizados en la Universidad de Bristol con un prototipo a pequeña escala de un puente de tablero continuo con cuatro tramos idénticos y una distribución irregular de las pilas. Este modelo experimental se diseñó, fabricó y ensayo dinámicamente sobre una mesa vibrante, que

debido a las dimensiones de la misma, el prototipo se adaptó a una escala geométrica de 1 : 50 (Figura 3.32).

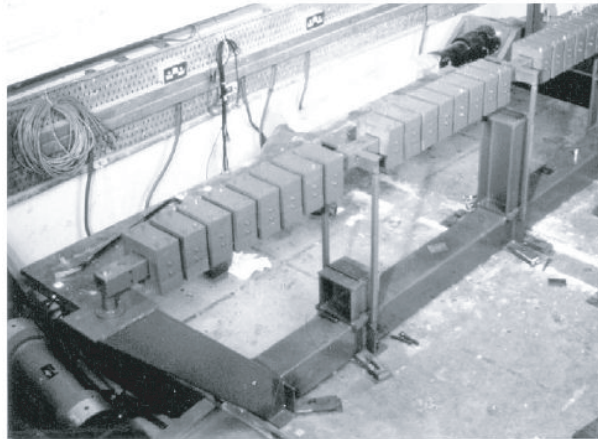


Figura 3.32: Fotografía del modelo experimental.

El ancho del puente es de 14 m y la longitud es de 200 m dividido en cuatro tramos idénticos de 50 m y fue diseñado intencionadamente irregular en la longitud de las pilas siendo de 14, 7 y 21 respectivamente, como se puede ver en la Figura 3.33.

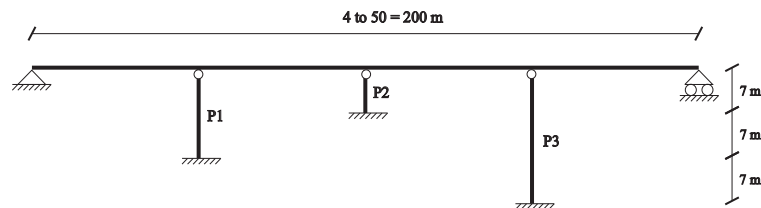


Figura 3.33: Esquema general del puente.

3.3.1. Descripción del modelo experimental

El tablero del puente se diseñó con una sección cuadrada hueca continua a la cual se atornillaron uniformemente masas a lo largo del puente para obtener características de masa similares a las reales. Junto con las pilas se colocaron paralelogramos articulados al tablero para transmitir el peso de las masas adicionales y para permitir los desplazamientos del puente sólo en la dirección horizontal transversal. Los extremos del tablero se articularon a los estribos que están atornillados al soporte que reposa sobre la mesa vibrante (Figura 3.34).

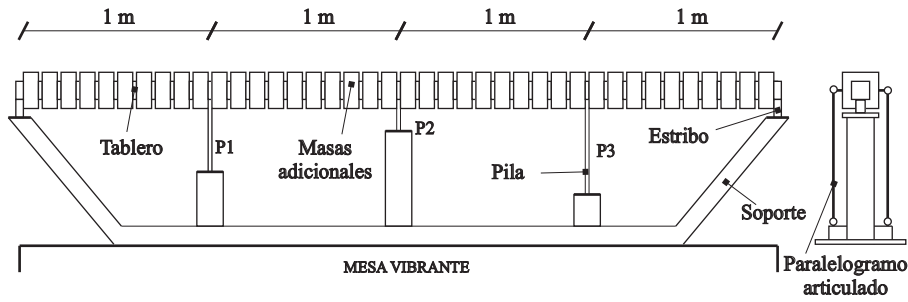


Figura 3.34: Alzado del modelo experimental.

Soporte

El soporte del puente se diseñó con un perfil cuadrado de $200 \times 200 \text{ mm}$ y 8 mm de espesor ya que es adecuado para resistir momentos torsores y de flexión. Está diseñado también para simular la forma del valle donde está construido el puente real. La base de las tres pilas está atornillada al soporte.

Tablero

El tablero se diseñó con un perfil hueco continuo de $60 \times 60 \text{ mm}$ y $3,2 \text{ mm}$ de espesor. Cada masa adicional está formada por cuatro bloques de acero que se atornillan entre sí y alrededor del tablero para que no cambie el centro de gravedad (Figura 3.35). Estas masas suponen una cantidad de peso significativa por lo que puede causar deformaciones verticales, para evitarlo se colocaron paralelogramos articulados al lado de cada pila para asegurar sólo movimiento horizontal transversal.

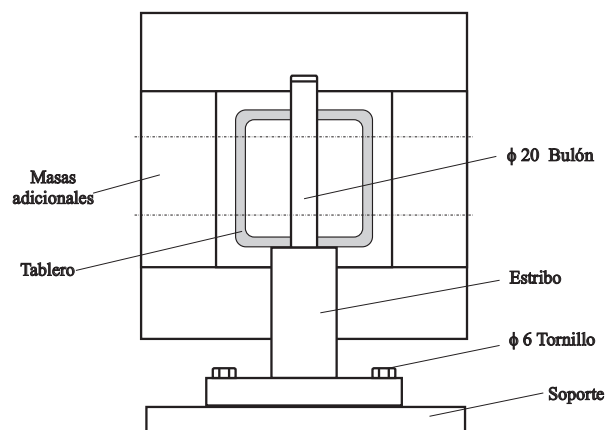


Figura 3.35: Conexión del tablero con el soporte y las masas adicionales.

El tablero se colocó sobre el estribo mediante bulones de diámetro 20 mm y los estribos están atornillados al soporte mediante cuatro tornillos de diámetro 6 mm (Figura 3.35). Las conexiones del tablero son iguales en todas las pilas y consisten en una

chaveta soldada al tablero y que ajusta en las ranuras de las pilas (Figuras 3.36 y 3.37).

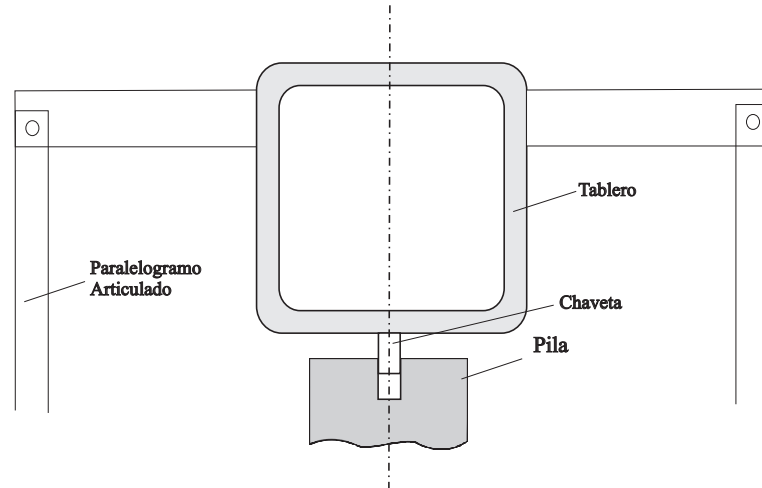


Figura 3.36: Conexión de la pila con el tablero.

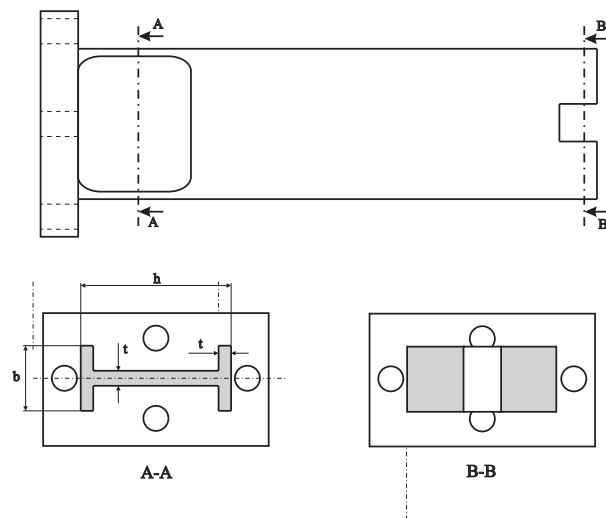


Figura 3.37: Detalles de las pilas.

Pilas

Las pilas se diseñaron con vigas en forma de I en el pie y de sección rectangular en el resto. Se atornillaron al soporte y mediante chavetas al tablero.

3.3.2. Parte experimental

El modelo experimental fue excitado únicamente en dirección horizontal transversal. Los ensayos consistieron en uno inicial de tipo modal y varios sucesivos de tipo

sísmico. En los ensayos sísmicos se utilizó un mismo terremoto pero con diferentes intensidades de 0,5, 0,8, 1,0, 1,2 y 2,0 veces la intensidad de diseño. Como terremoto de referencia se tomó uno sintético ajustado al espectro que aparece en el Eurocódigo 8 (Eurocodes [2005b]) para unas condiciones del suelo medias. Sólo se utilizan los resultados del primer terremoto, en el cual se espera una respuesta elástica. Se midieron las aceleraciones absolutas del tablero en la zona de conexión con las pilas y de la mesa vibrante mediante acelerómetros lineales. Se utilizó una frecuencia de muestreo de 1035 Hz para pasar las señales de analógico a digital, además, como las señales experimentales siempre incluyen un offset variable con el tiempo, se utilizó un filtro de paso alto para eliminarlo. El filtro fue de cuarto orden con una frecuencia de corte de 5 Hz .

Para evitar posibles problemas de divergencia en la integración numérica se dividió cada intervalo de tiempo en diez subintervalos uniformes y las correspondientes señales filtradas se interpolaron linealmente.

3.4. Resumen

En el presente capítulo se describen todos los modelos experimentales utilizados en la tesis. El primero de ellos y más cercano al proyecto es la estructura UNIOVI. La descripción consta tanto de la estructura de ensayo como de los distintos sistemas de excitación mecánica de los que dispone la misma y la cadena de medida que permite la realización de los ensayos dinámicos. Se expone el diseño de los dos tipos de excitadores mecánicos así como su colocación en la estructura y la cadena de medida responsable de adquisición y tratamiento de las señales. Enlazado con la estructura se describe el modelo experimental construido en la Universidad de Zaragoza de las uniones derivadas de la estructura UNIOVI. Por último, se ha descrito también el modelo a pequeña escala de un puente de tablero continuo cuyos datos experimentales también se han utilizado para comprobar alguna de las metodologías aquí propuestas.

Capítulo 4

Técnica de detección de daño incipiente

4.1. Introducción

La detección de daño incipiente es una necesidad para muchas estructuras y sistemas mecánicos por razones de seguridad y costes. Con esta finalidad, se han desarrollado en los últimos años muchas metodologías basadas en vibración. Estos métodos permiten monitorizar continua o periódicamente el estado global de la estructura basándose en los datos medidos de vibración. Los métodos han ido evolucionando y en este momento constituyen un campo de investigación consolidado.

Actualmente, muchos métodos de SHM están pensados para determinar si existe o no algún daño en la estructura completa, éstas suelen encuadrarse en el llamado monitorizado global de estructuras. La mayoría de estas técnicas requieren la comparación entre dos estados diferentes del sistema y el problema se considera como un problema de reconocimiento de patrones. Esta idea está argumentada en Worden et al. [2007] donde se expone que cualquier problema de SHM supone la comparación entre dos estados. La mayor ventaja de reducir la identificación de daño a sólo detección de daño es que el problema puede ser manejado por “aprendizaje no supervisado” en términos de reconocimiento de patrones. Esto significa que sólo se usan datos de la estructura en su estado no dañado para clasificar su estado. Este problema se denomina en la literatura “Detección de daño incipiente” (Novelty Detection). Existen muchos métodos de detección incipiente, los cuales han sido aplicados en diferentes ámbitos, una buena recopilación de métodos estadísticos y basados en redes neuronales se pueden encontrar en Markou and Singh [2003a] y en Markou and Singh [2003b] respectivamente.

Una ventaja del “aprendizaje no supervisado”, que es fundamental en el campo de SHM, es que no necesita medidas del sistema en su estado dañado para comparar. Esto es inviable en el caso de estructuras reales ya que supondría introducir daño para con-

seguir datos experimentales de ese estado. Si las estructuras son complejas y en muchos casos ocurre, no es posible construir modelos numéricos precisos para poder simular los datos de daño. Este problema es particularmente acusado en el campo de la ingeniería civil, ya que normalmente las estructuras de interés suelen ser únicas. En situaciones donde datos del estado dañado son difíciles o imposibles de obtener, la detección incipiente es una herramienta muy poderosa. Existen numerosos ejemplos exitosos en la literatura, pero en esta introducción sólo se citan una porción de ellos. Este es el caso de Hayton et al. [2007] que aplican detección de daño incipiente estático y dinámico para el problema de monitorizado de motores a reacción. Estudios experimentales de detección incipiente en el campo de la ingeniería aeroespacial se encuentran en Worden et al. [2003] y en Manson et al. [2003]. Un ejemplo excelente en el campo de las estructuras civiles se observa en Kullaa [2003], en este artículo se aplica la detección de daño sobre el puente Z24 (Suiza) y resulta de gran interés ya que se utiliza un método basado en el control estadístico de procesos (SPC). SPC es un método de detección incipiente que se desarrolló principalmente en el campo de la ingeniería de procesos pero que ahora es una herramienta consolidada en el ámbito de la detección de daño incipiente, como se puede ver en Montgomery [2000].

Todos los métodos relacionados con SHM son extremadamente dependientes de la extracción de variables características de los datos experimentales (véase Sección 2.4), las cuales llevan información cifrada del posible daño. En general, las variables características pueden ser unidimensionales (escalares) o multidimensionales (vectores); aunque en el segundo caso, la dimensión del vector debe ser lo más pequeña posible. Esto es debido a la gran cantidad de datos necesarios para poder generalizar aumenta exponencialmente con la dimensión del vector, esto se suele denominar “la maldición de la dimensionalidad”, frase acuñada por Richard Bellman. En la generación de vectores de baja dimensionalidad por ejemplo señales de aceleración en el dominio del tiempo, es inevitable algo de pérdida de información, la clave para que un método de SHM sea bueno es retener la mayor cantidad de información del daño potencial como sea posible. En esta tesis se introduce un método basado en una variable característica unidimensional, así que el problema de la dimensionalidad queda solventado. Por tanto, el punto clave es la sensibilidad de la variable elegida al daño y esto se demostrará en las próximas secciones mediante datos experimentales.

4.2. Descripción de la Técnica

El procedimiento aquí presentado está pensado para estructuras tipo voladizo como: edificios, columnas, chimeneas, torres, etc. Estas estructuras poseen similar comportamiento ante el daño. El procedimiento se apoya en los siguientes principios básicos:

- En un sistema sin variaciones estructurales, una excitación forzada fija producirá siempre una respuesta similar. Si el estado de la estructura varía, se espera

un cambio en la respuesta.

- La sensibilidad del procedimiento dependerá de la variable de control. Cuanta más información y menor varianza tenga la variable de control, mayor será la sensibilidad del procedimiento.
- Es aplicable no sólo en estructuras de laboratorio, sino que también se puede utilizar en estructuras reales.

Teniendo en cuenta estas premisas, se decidió utilizar medidas experimentales de vibración libre. Las vibraciones de baja frecuencia se provocan fácilmente con excitadores electrodinámicos o electromecánicos y al ser aceleraciones bajas pueden ser realizadas incluso en estructuras en servicio, siempre que esto no contribuya en aumentar la variabilidad y pueda comprometer la fiabilidad del procedimiento.

El procedimiento consiste en analizar la forma de las señales de vibración libre en el dominio del tiempo, con la esperanza de que mantengan la mayor información posible relativa al daño. El análisis se divide en dos partes: la primera consiste en encuadrar la señal para obtener un segmento standard y más o menos homogéneo para todas las señales, en la segunda se cuantifica la forma de las señales mediante una variable de control.

Se usan gráficos de control estadístico (SPC) para detectar el daño. Un modelo estadístico basado en excedencias y teoría de valores extremos, desarrollada en Castillo et al. [2004], se propone para establecer los límites de control. Con este procedimiento se aumenta la precisión en relación con otros basados en distribuciones centradas como se explica en Sohn et al. [2005]. El control de rachas se usa también para incrementar la fiabilidad y sensibilidad del procedimiento, su uso es común en SPC como se muestra en Montgomery [2000], pero no tanto en detección de daño.

4.2.1. Encuadre de la señal

Sea $\{y\} = \{y_1, y_2, \dots, y_m\}$ una señal preprocesada correspondiente a la vibración de la primera frecuencia de resonancia, y sea $\{r\} = \{r_1, r_2, \dots, r_n\}$ la señal de referencia con un tamaño $n < m$. El primer paso consiste en seleccionar el segmento de señal de tamaño n más cercano a la señal de referencia; la señal encuadrada se denota como $\{z\} = \{z_1, z_2, \dots, z_n\}$. Para ello, se hace un barrido a la señal completa variando el punto inicial entre 1 y $m - n$, esto es,

$$\{z\} = \{y_j, y_{j+1}, \dots, y_{j+n-1}\}, \quad j = 1, 2, \dots, m - n. \quad (4.1)$$

En cada caso se calcula la norma, $\{\delta_j\}$, como la suma de los valores absolutos de las diferencias con respecto a la referencia mediante la siguiente ecuación

$$\{\delta_j\} = \sum_{i=1}^n |z_i - r_i|, \quad (4.2)$$

después, se busca el argumento, \hat{j} , que minimiza la norma

$$\hat{j} = \arg \min\{\delta_j\}. \quad (4.3)$$

A partir del argumento, se obtiene la señal encuadrada como sigue

$$\{z\} = \{y_{\hat{j}}, y_{\hat{j}+1}, \dots, y_{\hat{j}+n-1}\}. \quad (4.4)$$

4.2.2. Longitud de la señal

Después de la primera fase, la siguiente consiste en la extracción de la variable característica. Se propone aquí una nueva característica para representar la influencia del daño en la respuesta; se denomina *longitud de la señal*, y se define como la suma de los incrementos en valor absoluto de la señal encuadrada, según la siguiente ecuación

$$v = \sum_{i=2}^n |z_i - z_{i-1}|. \quad (4.5)$$

Según esta transformación, la señal encuadrada, que es un vector de dimensión n , se reduce a un escalar v . La longitud de la señal correspondiente a la señal de referencia se denomina *longitud de referencia* v_r . Se supone que cualquier desviación de la longitud de la señal con respecto a la de referencia puede dividirse en dos componentes. La primera corresponde a la influencia del daño, y se supone que tiene una componente determinista. La segunda componente incluye el efecto de otras causas, y tiene un carácter aleatorio.

Es bien sabido que el daño suele producir reducción de la rigidez global estructural y un incremento de las no linealidades. En general, el daño también produce un incremento en el amortiguamiento, como se puede ver en Curadelli et al. [2008]. Si se consideran las mismas condiciones iniciales de la vibración libre para la estructura, los mencionados efectos del daño producirán una disminución de la componente determinista de la longitud de la señal, debido a la reducción de frecuencia y amplitud de la señal.

Tenido en cuenta el anterior razonamiento y el proceso de encuadre de la señal, se postula lo siguiente relativo a la componente determinista. Un incremento del daño produce una disminución monótonica de la longitud de la señal. La longitud de la señal tiende a cero cuando la estructura se aproxima al daño total o colapso. Por tanto, la componente determinista de la longitud de la señal está comprendida entre 0 y la longitud de referencia. Afortunadamente, la variable característica contiene todos los efectos de daño en la respuesta estructural.

4.2.3. Índice de daño

El índice de daño w se define con la siguiente ecuación,

$$w = \frac{v_r - v}{v_r}. \quad (4.6)$$

De acuerdo con el postulado expresado en el apartado 4.2.2, la componente determinista del índice de daño varía entre 0 y 1. El borde inferior corresponde con el estado no dañado de la estructura, mientras que el borde superior representa el estado cercano al colapso de la estructura. Si la componente aleatoria se toma en cuenta y la relación con la longitud de referencia es baja, es posible que la longitud de la señal sea mayor que la de referencia, así que de acuerdo a la ecuación (4.6) el índice de daño podría ser ligeramente negativo. Por otro lado, la componente aleatoria hace que la longitud de la señal siempre sea mayor que cero, y consecuentemente, el borde superior podría ser ligeramente inferior a 1. Por tanto, la variable propuesta es un índice normalizado, el cual además, tiene significado físico.

Para incrementar la regularidad del índice de daño, se hace la media de varias muestras de datos temporales; la media del índice de daño, la cual se denota como x , es elegida como variable de control,

$$x = \bar{w} = \frac{1}{q} \sum_{i=1}^q w_i, \quad (4.7)$$

en la cual q es el número de muestras independientes. En las aplicaciones típicas de SPC, q es entre 3 y 6. Esta media reduce la variabilidad del proceso y disminuye el número de falsos positivos en el control, Montgomery [2000].

4.2.4. Base de datos

La definición de la señal de referencia, longitud de referencia y de los límites de control se fundamentan en la base de datos inicial, la cual incluye muestras que contienen un conjunto de medidas de la estructura no dañada. El procedimiento para obtener la referencia es la siguiente. Inicialmente, se toma un segmento encuadrado de la primera señal como señal de referencia. Después se calculan los segmentos más próximos del resto de señales, obteniendo las señales iniciales encuadradas. Finalmente, la media de todas las señales y su correspondiente longitud se convierte en las referencias definitivas. Esta referencia final consigue una disminución significativa de la variabilidad del procedimiento con respecto a la referencia inicial. Posteriormente, todas las señales son encuadradas con respecto a la señal de referencia final, y sus correspondientes longitudes son calculadas de acuerdo con la ecuación (4.5). Con estas longitudes y la de referencia, se calcula el índice de daño de cada señal y la media de cada muestra, obteniendo así las variables de referencia (véase Figura 4.1). La señal de referencia y su longitud se usan de forma similar para calcular las variables de control, como se puede ver en la Figura 4.2.

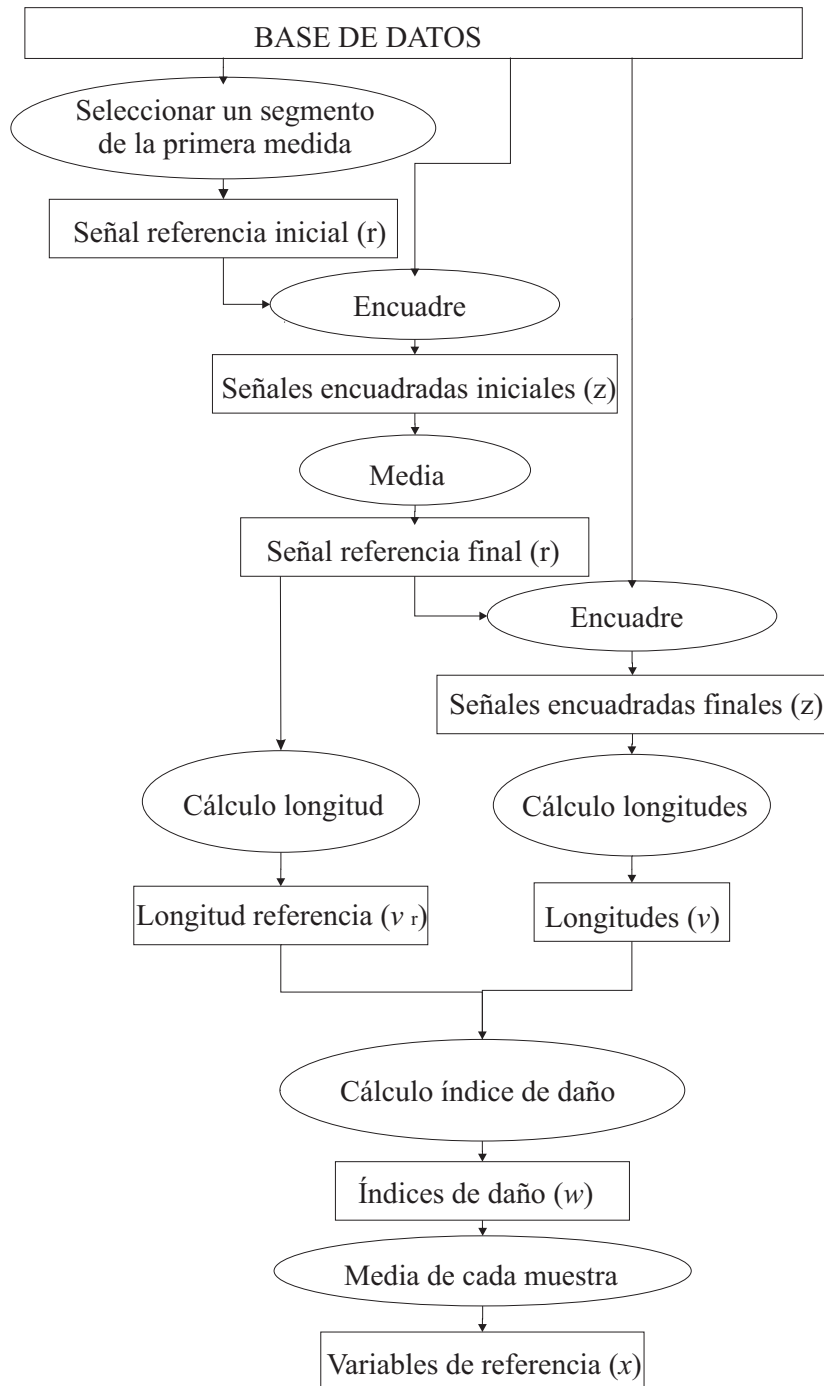


Figura 4.1: Diagrama de flujo para las variables de referencia.

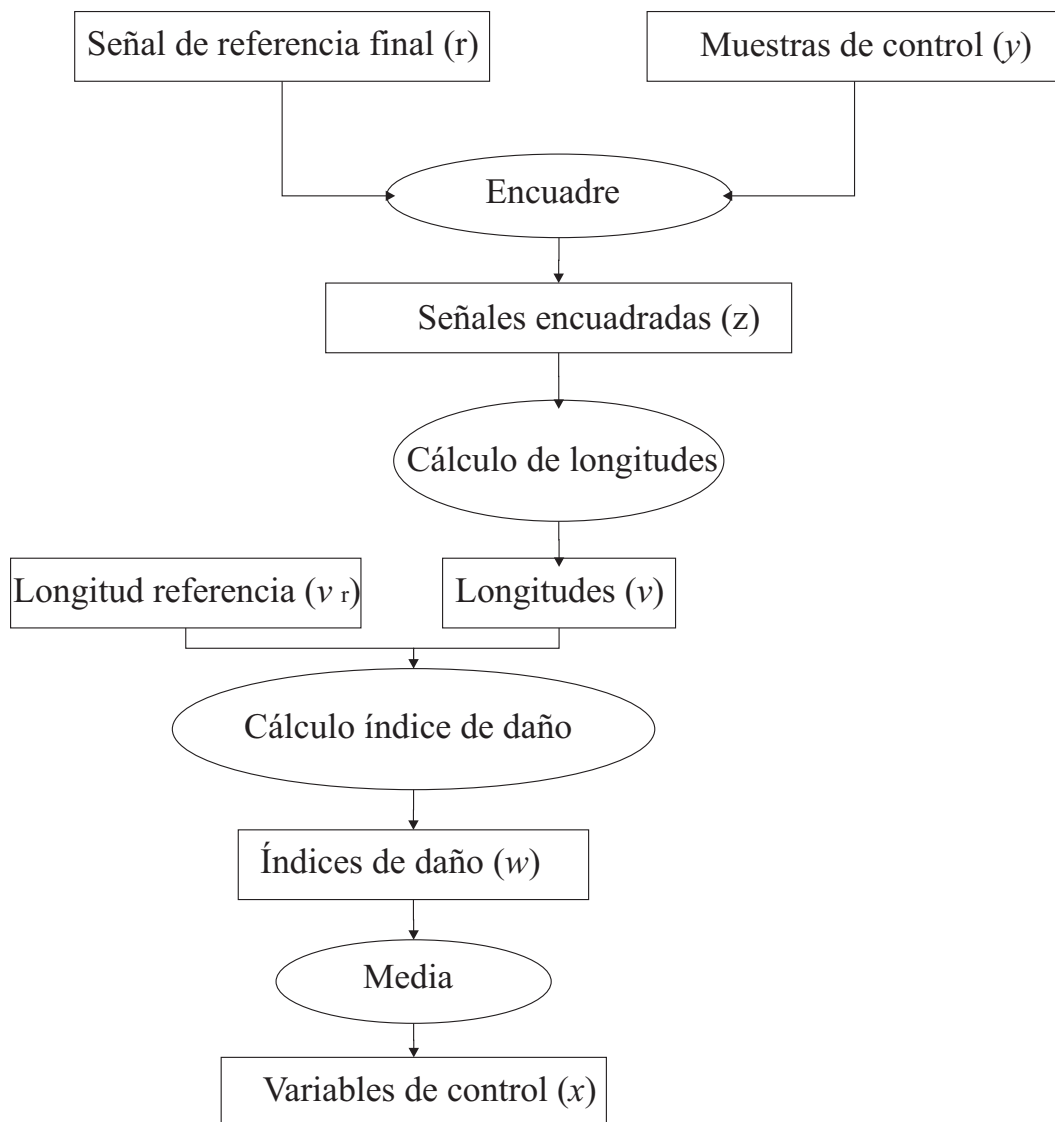


Figura 4.2: Diagrama de flujo para las variables de control.

4.2.5. Modelo estadístico

Selección

La variable de control definida anteriormente puede concebirse como una variable aleatoria continua X en un rango $X \leq 1$. Sea Y otra variable que representa las excedencias de X por encima de un umbral dado u ,

$$Y = X - u, \quad X > u. \quad (4.8)$$

Se demuestra que cuando el umbral u tiende al límite superior de la variable aleatoria X , las excedencias Y siguen una distribución generalizada de Pareto, Castillo et al. [2004], sea cual sea la distribución de la variable original X . La función de distribución (Cumulative Distribution Function (cdf)) es,

$$F(y; \lambda, \kappa) = 1 - \left(1 - \frac{\kappa y}{\lambda}\right)^{\frac{1}{\kappa}}, \quad 1 - \frac{\kappa y}{\lambda} \geq 0, \quad \kappa \neq 0, \quad \lambda > 0, \quad (4.9)$$

donde λ y κ son respectivamente los parámetros de escala y de forma. Cuando $\kappa = 0$ la cdf se convierte en la distribución exponencial,

$$F(y; \lambda) = 1 - e^{-\frac{y}{\lambda}}, \quad y \geq 0, \quad \kappa = 0, \quad \lambda > 0. \quad (4.10)$$

Sean u y $x > u$ dos valores de la variable X situados en la cola derecha de la distribución de X , la cual es de especial interés en este caso. La probabilidad p_x de que la variable X sea mayor que el valor de x puede dividirse en dos términos relacionados con el umbral u ,

$$p_x = P(X > x) = P(X > u) P(X - u > x - u, X > u) \quad (4.11)$$

El primer término es la probabilidad de que x tome valores mayores que el umbral u , p_u ,

$$p_u = P(X > u), \quad (4.12)$$

y el segundo representa la probabilidad de que la variable $Y = X - u$ exceda $x - u$. Este término puede ser aproximado por la distribución (4.10) suponiendo $\kappa = 0$. Así, resulta

$$P(Y > x - u) = 1 - P(Y \leq x - u) = 1 - F(x - u) = e^{-\frac{x-u}{\lambda}}. \quad (4.13)$$

De las anteriores, se puede obtener p_x

$$p_x = p_u e^{-\frac{x-u}{\lambda}}. \quad (4.14)$$

Calibración

Para la calibración del modelo propuesto se utilizan los valores obtenidos de las variables de referencia correspondientes a la estructura no dañada $\{x\} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$. Estos valores son ordenados en orden decreciente y así se obtiene el orden estadístico, Castillo et al. [2004],

$$\{x_{i:n}\} = \{x_{1:n} \geq x_{2:n} \geq \dots \geq x_{n:n}\}. \quad (4.15)$$

Se selecciona un orden m correspondiente a la cola derecha de la distribución elegida, y su correspondiente cuartil, $x_{m:n}$, se elige como el umbral u ; esto es

$$u = x_{m:n}, \quad 1 < m < n. \quad (4.16)$$

La probabilidad p_u puede entonces estimarse como,

$$\hat{p}_u = \frac{m}{n+1}. \quad (4.17)$$

Si las excedencias de las muestras con respecto al umbral u pertenecen a la distribución exponencial, se demuestra que el estimador de máxima verosimilitud del parámetro de la distribución $\hat{\lambda}$ es la media de las muestras \bar{y} , Castillo et al. [2004]. Teniendo en cuenta la ecuación (4.15), se puede estimar el parámetro de la distribución mediante

$$\hat{\lambda} = \bar{y} = \frac{1}{m-1} \sum_{i=1}^{m-1} (x_{i:n} - x_{m:n}). \quad (4.18)$$

4.2.6. Límites de control

Como se postuló en el capítulo 4.2.2, un incremento en el daño supone una disminución monotónica de la longitud de la señal y por tanto un incremento en el índice de daño, cuya media en cada muestra se usa como variable de control x . Inicialmente, sólo se dispone de información relativa a la estructura no dañada, y se describe mediante el modelo (4.14). De este modo, la inferencia del estado de la estructura a partir de una única muestra x puede ser formalmente establecida mediante el siguiente contraste de hipótesis,

$$H_0 : x \leq x_u, \quad H_1 : x > x_u. \quad (4.19)$$

En la ecuación (4.19) la hipótesis nula y su hipótesis alternativa corresponden al estado no dañado y dañado respectivamente. Cuando la variable de control x es menor o igual que un valor superior dado x_u , la estructura se considera no dañada; en otro caso, se sospecha que puede existir daño.

El valor superior x_u se obtiene del valor de probabilidad α de error Tipo I. Este error aparece si la hipótesis nula se rechaza cuando es cierta. En otras palabras, si la

variable de control x excede el límite superior en condiciones de estructura no dañada. Dado un valor de α , el límite x_u se deduce de la ecuación (4.14) como sigue,

$$x_u = u - \lambda \log \left(\frac{\alpha}{p_u} \right). \quad (4.20)$$

Una representación gráfica de esta relación se encuentra en la Figura 4.7.

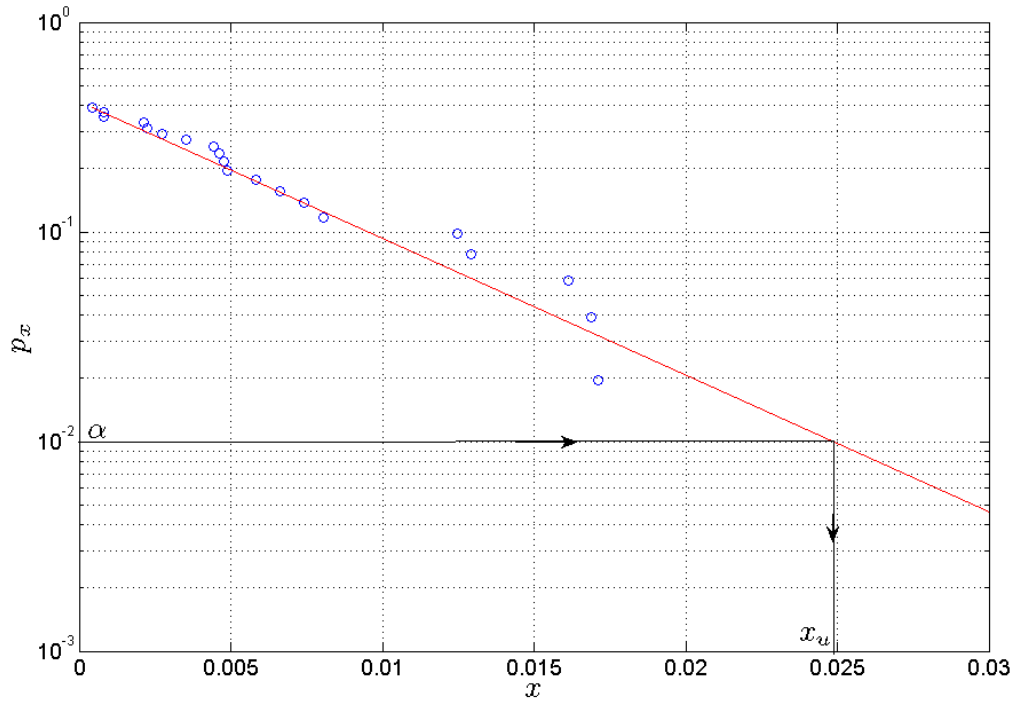


Figura 4.3: Probabilidad de excedencia para $m = 20$. Círculos: muestras experimentales. Línea: modelo ajustado.

Una manera de aumentar la sensibilidad del control de variables, utilizada en SPC, es señalar daño por rachas de excedencias en lugar de en variables individuales. Una racha se define como una secuencia de observaciones del mismo tipo (por ejemplo: en control o fuera de control). En este caso, si s puntos consecutivos en el control de variables caen por encima de un límite dado x_s , esto constituye una racha de longitud s . En este caso, el contraste de hipótesis se convierte en,

$$H_0 : x_i \leq x_s, \quad H_1 : x_i > x_s, \quad i = 1, \dots, s, \quad (4.21)$$

y el valor de límite correspondiente x_s se obtiene por medio de la probabilidad α de error de Tipo I. La probabilidad de que ocurra una racha de longitud s es,

$$p_s = P(x_i > x_s, i = 1, \dots, s) = (p_x)^s, \quad (4.22)$$

en donde p_x es la probabilidad de que una observación x tenga un valor superior al límite x_s . Identificando p_s con α y sustituyendo p_x de la ecuación (4.14) en (4.22), se obtiene el límite x_s como,

$$x_s = u - \lambda \log \left(\frac{\alpha^{\frac{1}{s}}}{p_u} \right). \quad (4.23)$$

Este enfoque proporciona una reducción significativa del número de falsos negativos para un daño incipiente.

4.3. Ensayos de vibración libre

Para esta técnica, se optó por realizar ensayos de vibración libre. El ensayo en vibración libre consiste en llevar a la estructura lo más cerca posible de la resonancia y después eliminar la excitación y en ese momento captar la señal de vibración en la estructura.

Todos los ensayos se hicieron con la misma estrategia de 2 muestras cada día de trabajo con al menos 5 horas entre cada una de las muestras. Cada muestra está compuesta por 5 ensayos; se utilizaron 50 muestras en total para establecer la base de datos de la estructura no dañada. Después, dicho estado se controla mediante 60 muestras más. A continuación, se modifica el estado original de dos formas diferentes. La primera de ellas consistió en añadir masas adicionales de 0,95; 1,9; 3,8; 5,7 y 10,8 *kg* colocadas en la misma posición de la última planta. En cada caso, se realizaron 10 muestras, se obtuvieron un total de 50 para los casos de masas. En la segunda parte, se simula el daño mediante el aflojamiento completo de tornillos en algunas uniones viga-pilar. Se estudiaron cuatro diferentes configuraciones de daño para validar el procedimiento, todas las uniones están localizadas en la cuarta planta (véase Figura 4.4), las cuales tienen la influencia más baja en la rigidez total de la estructura. Los tornillos que se aflojaron en cada caso aparecen reflejados en la Tabla 4.1. Los tornillos no se retiran de la estructura para no modificar la masa total. En cada caso, se toman igualmente 10 muestras, siendo en total 40 muestras para la simulación del daño.

Tabla 4.1: Uniones simuladas con daño

Caso	Tornillo	Unión
1	1	A
2	1 & 2	A
3	3	B
4	3 & 4	B

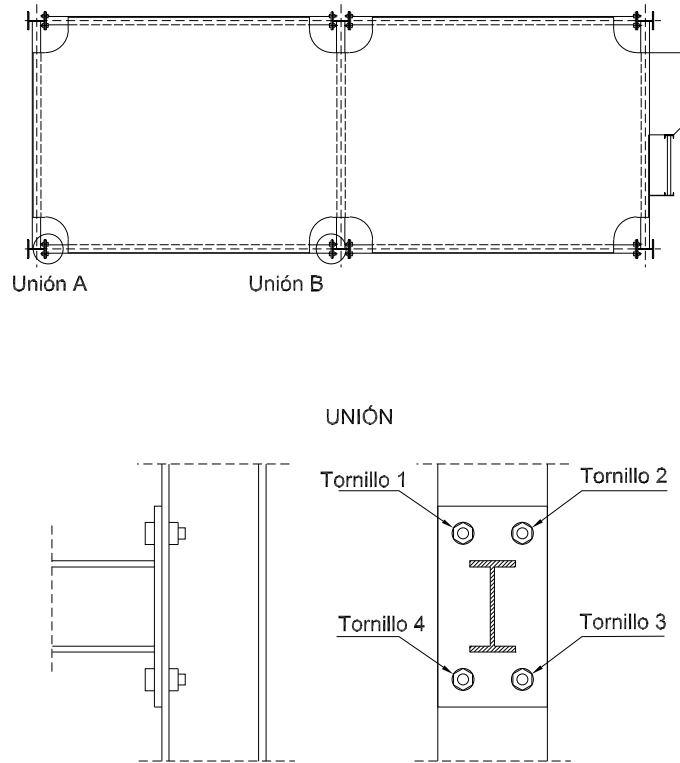


Figura 4.4: Situación de las uniones y los tornillos.

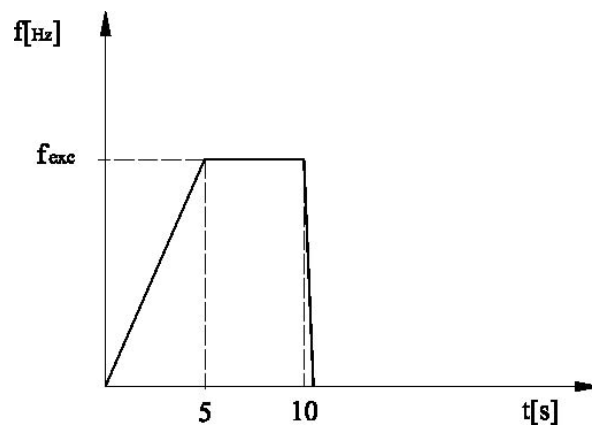


Figura 4.5: Situación de las uniones y los tornillos en la cuarta planta.

Como se ha mencionado anteriormente en el capítulo 4.2, se utiliza la misma secuencia de excitación para todos los ensayos para evitar variaciones debidas a la excitación.

Se considera una rampa inicial de 5 s aumentando la frecuencia desde 0 hasta 4,3 Hz, que es una frecuencia ligeramente inferior a la primera de resonancia (4,68 Hz). Después, la frecuencia se mantiene durante 5 s más y finalmente, la excitación se detiene lo más rápido posible teniendo en cuenta la inercia de giro del excitador rotativo (véase Figura 4.5).

Los ensayos son todos idénticos ya que la variación de frecuencia debida al daño simulado es tan pequeña que la estructura sigue entrando en resonancia a pesar de la simulación del daño. Ésto se puede comprobar a la vista de la Figura 4.6 donde aparecen representadas las frecuencias naturales de cada ensayo calculadas mediante la Transformada de Fourier (Fast Fourier Transform (FFT)) de los ensayos sin daño, los de masas adicionales y los de daño simulado. Se puede observar la variabilidad existente dentro del mismo estado y también que la máxima desviación entre los casos dañados y no dañados es de 0.02 Hz, lo cual hace imperceptible el daño mediante este análisis en frecuencia.

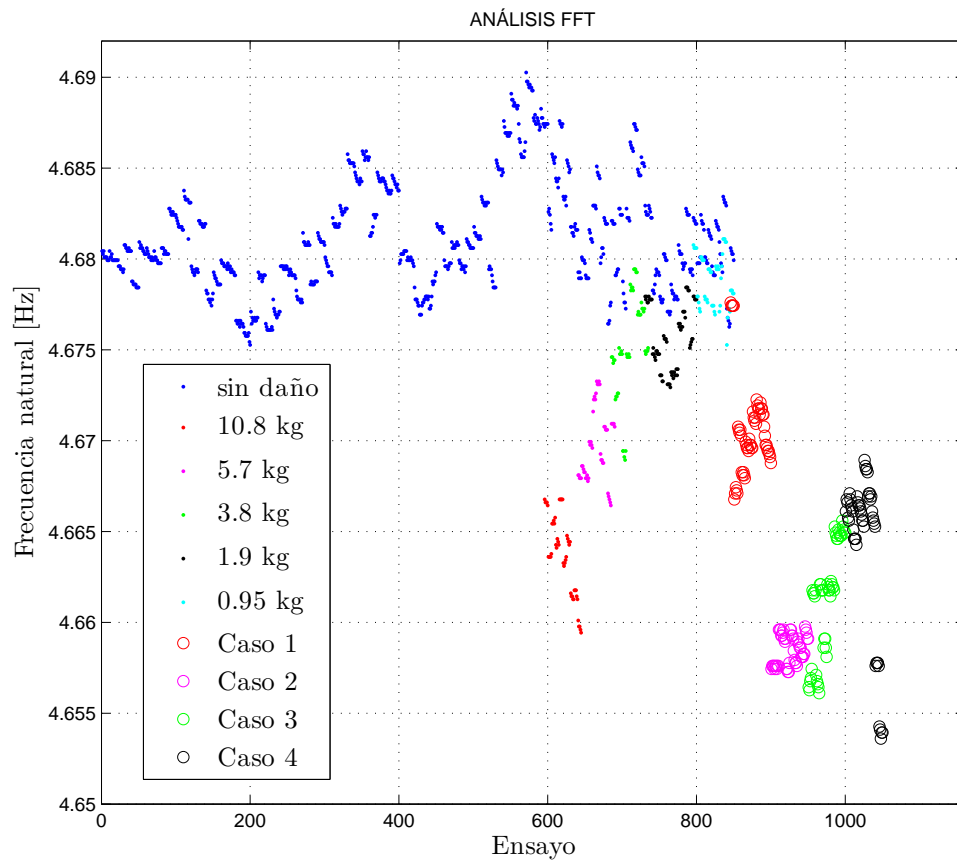


Figura 4.6: Cálculo de la FFT de cada ensayo.

4.3.1. Preprocesado de las señales

Las señales analógicas se muestrearon a una frecuencia de 1000 Hz y la duración total de los ensayos fue de 80 s cada uno, así que la vibración libre corresponde con los últimos 70 s. Las señales contenían cierto offset y una componente de ruido a alta frecuencia, por lo que se decidió usar un filtro paso banda para eliminar ambos efectos. Se utilizó un filtro de cuarto orden Butterworth con frecuencias de corte entre 3 y 12.5 Hz.

4.4. Validación del modelo estadístico

La calidad del modelo (4.14), ajustado usando las ecuaciones (4.17) y (4.18) se evalúa visualmente en este punto. Para ello, se usan los ordenes estadísticos (4.15) para calcular las probabilidades empíricas, Castillo et al. [2004], mediante

$$p_{i:n} = \frac{i}{n+1}. \quad (4.24)$$

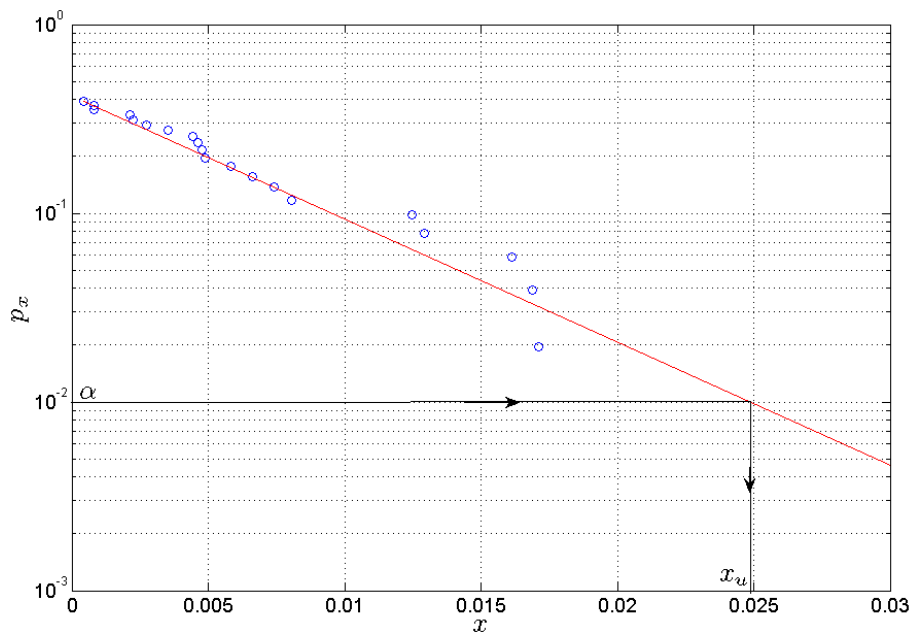


Figura 4.7: Probabilidad de excedencia para $m = 20$. Círculos: muestras experimentales. Línea: modelo ajustado.

La Figura 4.7 muestra los resultados experimentales junto con las predicciones del modelo (4.14) ajustado a los datos experimentales para $m = 20$. Es visualmente evidente que hay un buen ajuste entre el modelo y los resultados experimentales. Por otro lado, el modelo se ajustó para diferentes valores de umbral, esto es, $m = 6, 7, \dots, 20$.

Los valores obtenidos del parámetro λ se muestran en la Figura 4.8. Como se puede observar, λ es bastante constante con respecto a u . Con esto se demuestra que la selección de la distribución exponencial (4.10) para las excedencias es apropiada para este caso, como se comenta en Castillo et al. [2004]. Se eligió la media de los valores obtenidos de λ para el modelo.

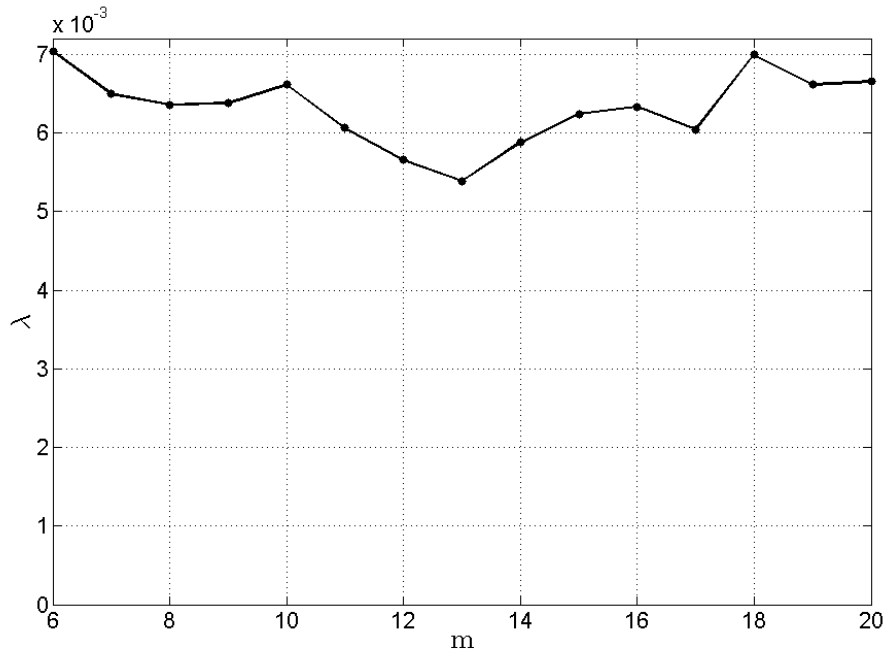


Figura 4.8: Evolución de λ con relación a m .

4.4.1. Estado no dañado

Se obtuvieron los límites de control de la ecuación (4.23) igualando $\alpha = 1\%$ para $s = 1, 2$ y 3 ; los resultados se muestran en la Figura 4.9. Como se puede ver, para $s = 1$, todos los resultados están por debajo del límite de control; para $s = 2$, no hay rachas mayores o iguales a 2 sobre el límite de control correspondiente, y para $s = 3$, no hay rachas mayores o iguales a 3 sobre el límite de control. En resumen, todas las muestras de datos para el estado no dañado están correctamente clasificadas.

4.4.2. Adición de masas

Los resultados para los casos de masas adicionales están representados en la Figura 4.10. Todas las muestras correspondientes a los dos casos de mas peso (5.7 y 10.8 kg) están correctamente detectados con los tres límites de control. En los otros casos, la relación entre detectados y totales fueron de $8/30$ para $s = 1$; $19/30$ para $s = 2$ y $21/30$

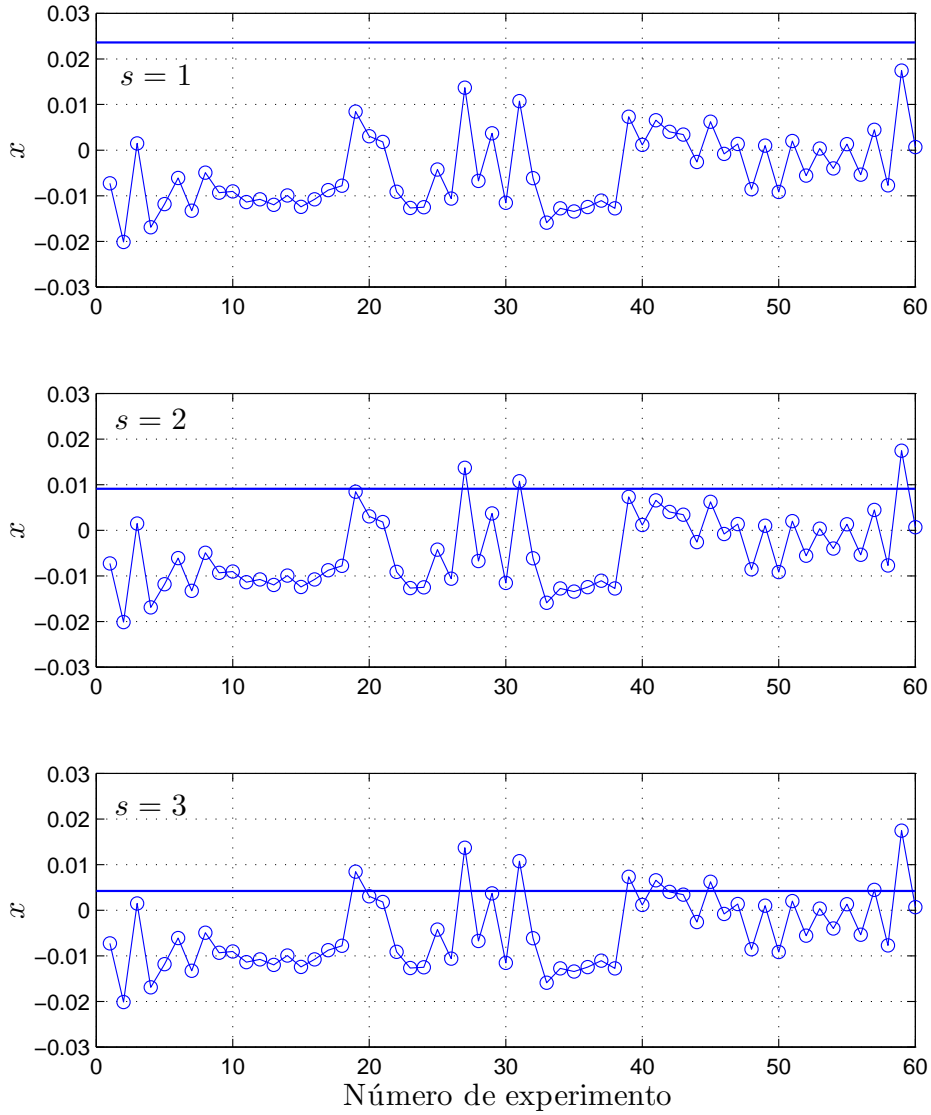


Figura 4.9: Resultados para el estado no dañado.

para $s = 3$. Esto evidencia que el control de rachas incrementa la sensibilidad de la detección. El procedimiento fue capaz de detectar la más ligera de las masas (0.95 kg), que corresponde a un 0,04% del total de la masa y variaciones en frecuencia según la FFT imposibles de detectar (véase Figura 4.6).

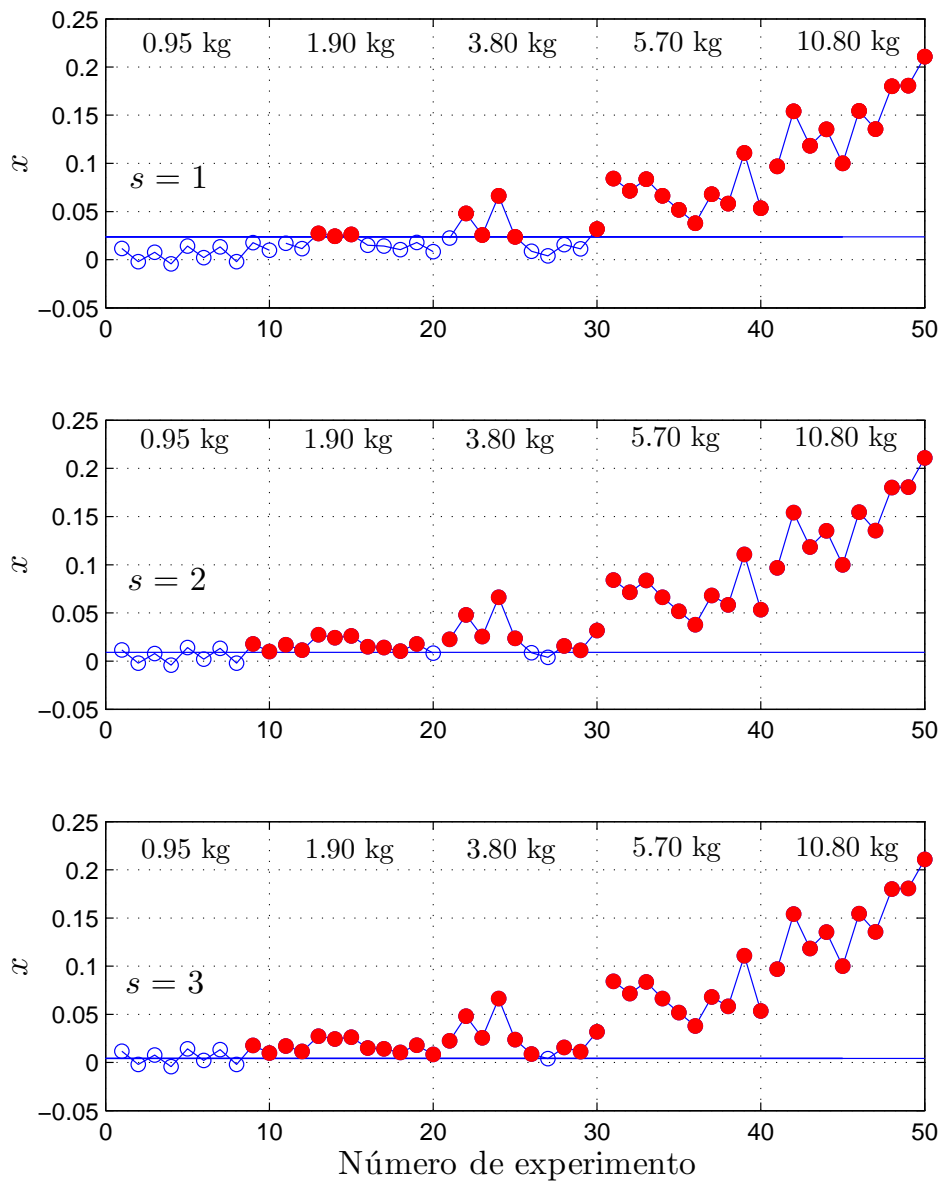


Figura 4.10: Resultados de adición de masas. Círculos rojos: Muestras detectadas. Círculos vacíos: Muestras no detectadas.

4.4.3. Daño simulado

Los resultados para el caso de simulación de daño aflojando tornillos se muestran en la Figura 4.11. Como se observa, todas las muestras y los casos están correctamente clasificados, incluso para $s = 1$. Los casos homólogos, es decir, los de uno o dos tornillos entre sí, tuvieron índices de daño similares. El procedimiento fue capaz de detectar sin lugar a dudas el aflojamiento de un único tornillo de un total de 152 en toda la estructura y en la cuarta planta. Para estos casos si se comparan con los resultados obtenidos mediante la FFT, es difícil detectar el daño con variaciones en frecuencia en torno a 0.02 Hz e incluso menores para el Caso 1. Por contrario, la técnica aquí propuesta es capaz de detectar claramente además de ser capaz incluso de realizar cierta cuantificación del daño a la vista de los resultados.

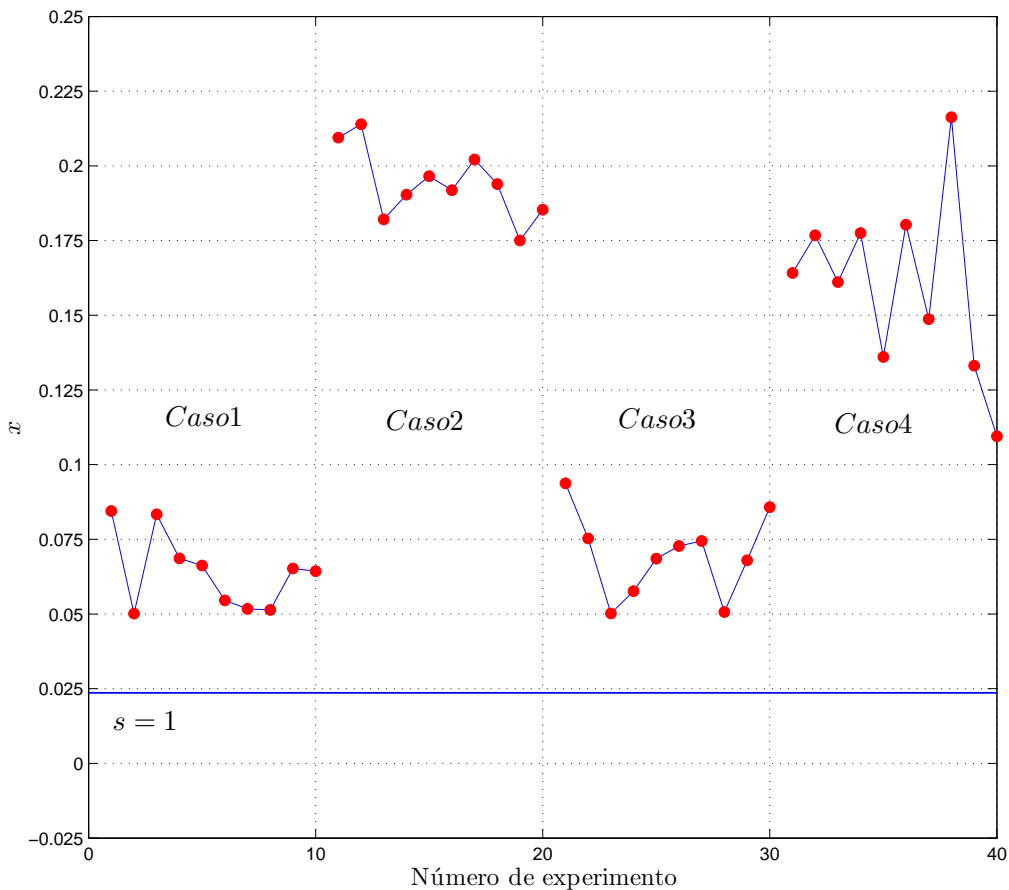


Figura 4.11: Resultados de la simulación de daño basado en aflojamiento de tornillos.

Ambas Figuras 4.10 y 4.11 confirman el postulado expresado en la sección 4.2.2; en todos los casos, cuanto mayor es el daño, mayor es también el índice de daño x .

4.5. Resumen

En este capítulo se ha presentado una nueva técnica de detección de daño incipiente incluida en el campo de SPC basada en una estrategia de monitorizado periódico. Se utiliza para la detección el análisis de una nueva variable característica unidimensional llamada longitud de la señal y una estrategia de control de rachas que incrementa la sensibilidad de la técnica. En el capítulo se valida experimentalmente con la ayuda de la estructura UNIOVI realizando ensayos de colocación de pequeñas masas y de aflojamiento de tornillos en la cuarta planta. A pesar de ser una técnica de detección, también se obtienen resultados cuantitativos del daño ya que el índice de daño definido refleja valores relativos de la gravedad del daño. A la vista de los buenos resultados obtenidos con la estructura UNIOVI, sería aconsejable probar la técnica con otras estructuras que se puedan considerar de tipo voladizo. La técnica aquí presentada se ha publicado con éxito en Zapico-Valle et al. [2011].

Capítulo 5

Algoritmo para identificación estructural

5.1. Introducción

En la actualidad los modelos de EF se han convertido en una herramienta fundamental en dinámica estructural. Se utilizan para reproducir numéricamente el comportamiento dinámico de las estructuras reales y los sistemas mecánicos. En los MEF se interpretan los elementos que físicamente son continuos como elementos finitos y las propiedades mecánicas globales se obtienen ensamblando las propiedades elementales. Normalmente, los valores de los parámetros físicos del modelo se basan en experiencias previas, sin embargo, en muchos casos no existe información previa o es necesario recalibrar los parámetros para mejorar la precisión del modelo. Este mismo procedimiento, llamado en la literatura como readaptación de modelos de EF, se utiliza también en aplicaciones como identificación de daño y/o masa para determinar los parámetros desconocidos. La readaptación de modelos en general consiste en la estimación de ciertos parámetros del modelo en base a ensayos dinámicos llevados a cabo sobre la correspondiente estructura real, en ellos se registran variables físicas de ciertos puntos de la estructura en el dominio del tiempo, estos datos pueden transformarse al dominio de la frecuencia y/o al dominio modal. Los parámetros desconocidos se obtienen de manera que las diferencias entre los datos experimentales y las predicciones del modelo sean mínimas y para esto existen diferentes procedimientos. Por ejemplo, cuando el modelo matemático permite que las variables medidas sean una función lineal explícita de los parámetros a readaptar, entonces se puede obtener una solución mediante el método de los mínimos cuadrados siempre que se disponga de suficiente información experimental como en Zapico et al. [2005]. No obstante, la mayoría de aplicaciones estructurales conllevan modelos con formulaciones no lineales en los parámetros; por tanto, no se puede utilizar una solución analítica, en estos casos es necesario utilizar una función de error que depende de los parámetros, definida como la diferencia entre los datos experimentales y las predicciones del modelo, y minimizarla para obtener los

parámetros readaptados. Esto se puede realizar mediante diferentes métodos numéricos iterativos, estos métodos normalmente tienen una fase global y otra local. En la fase global se eligen varios puntos en todo el espacio de búsqueda lo más cercanos a los mínimos de la función de error para incrementar así la probabilidad de encontrar el mínimo global en el menor número de iteraciones. De todos los mínimos posibles, el más cercano se encuentra mediante una búsqueda local. Los métodos se dividen en dos categorías principales: determinísticos y estocásticos como se establece en Arora [2004].

Según se explica en Liu [2003], los métodos de búsqueda directa se basan sólo en los valores de la función de error. El más sencillo de todos los métodos es la “búsqueda de rejilla”, de hecho, sólo utiliza la fase global y puede ser útil para conocer el orden de magnitud de los parámetros en los casos que no se conocen a priori. Otro tipo de métodos de búsqueda directa son los métodos simplex no lineales, suelen ser adaptación del método básico Nelder and Mead [1965]. En general, estos métodos en general, buscan el mínimo desde un punto de partida, por tanto, son más efectivos cuando la búsqueda comienza próxima al mínimo global, sin embargo, los métodos suelen volverse inestables y no suelen converger a la solución cuando el punto de partida está muy lejano. En la práctica, se suelen utilizar combinados los métodos de búsqueda de rejilla y los simplex, el primero como fase global y su solución sirve como punto de partida del segundo en la fase local, un ejemplo se puede ver en Zapico et al. [2002].

Los métodos basados en gradientes utilizan además del valor de la función de error, sus derivadas. Son métodos ampliamente utilizados en readaptación de MEF como se ve en Friswell and Mottershead [1995], Ljung [1999] y Maia and Silva [1997], el más conocido es el de tipo Newton. Son métodos eficientes a pesar de ser costosa la computación de las derivadas. Son capaces de aproximarse a la solución en pocas iteraciones. Como el grupo anterior, también necesita un punto de partida y, por tanto, la lejanía de éste de la solución puede producir problemas y afectar a la velocidad y a la convergencia del proceso de minimización, se puede utilizar la llamada “estrategia de la región verdadera” para mejorar la robustez de estos métodos como es el caso de Teughels and Roeck [2003], pero repercute negativamente en la velocidad. En general, estos métodos, suelen ser útiles para la fase local.

Los métodos estocásticos son una alternativa para resolver problemas de optimización global de funciones no convexas. Estos métodos consisten en una búsqueda en un espacio delimitado de forma semi-aleatoria pero utilizando información de las iteraciones previas. Se intenta mejorar la eficiencia respecto a los métodos aleatorios puros ya que estos suponen un coste computacional elevado, pero a la vez sin perder la fiabilidad de los procesos aleatorios (Arora [2004]). Hay varios autores en el últimos años que han utilizado métodos estocásticos para readaptar MEF. Levin and Lieven [1998] aplicaron el método de recocido simulado (SA) y los algoritmos genéticos (GA) para readaptar casos simulados y experimentales. Utilizaron tres versiones de GA y desarrollaron una

variación de SA denominada SA-mixto y encontraron que esta última daba los mejores resultados para los casos estudiados. El algoritmo de evolución diferencial que deriva de GA se aplica en Kyprianou et al. [2001] y en Ajavakom et al. [2008] para identificar sistemas histeréticos altamente no lineales. Los métodos SA y GA son muy robustos y consiguen mínimos locales en funciones de error multimodales, sin embargo, son muy lentos en comparación con los métodos determinísticos. Además de que su precisión es limitada, suelen dar soluciones en los alrededores del mínimo global de ahí que se haya explorado en estrategias híbridas que combinan GA y búsquedas locales como en Koh et al. [2003] y en Liu [2003] para mejorar los resultados. En este sentido, han surgido algoritmos como el enjambre de partículas que es simple y robusto. Sin embargo, los valores de los parámetros propios dependen mucho de la aplicación y deben ser calibrados offline. Por eso se intentó con una nueva estrategia híbrida que incluye la readaptación online de los parámetros como se muestra en Begambre and Laier [2009].

Hansen et al. [2011] desarrollaron una estrategia evolutiva con la adaptación de la matriz de covarianza, la cual es denotada con el acrónimo (Covariance Matrix Adaptation - Evolutionary Strategy (CMA-ES)). Es un algoritmo de optimización estocástico de finalidad genérica. Aunque no ha sido utilizado para la readaptación de MEF se probó con diferentes funciones matemáticas y comparó con otros algoritmos evolutivos y en la mayoría de los casos los supera, especialmente en los casos altamente multimodales y funciones de error no separables. Muchas aplicaciones prácticas de minimización fueron recopiladas en Hansen and Ostermeier [2001]. Por todo esto, se ha elegido como referencia comparativa del procedimiento que aquí se presenta. El objetivo del nuevo método es cubrir tanto la fase global como la local de la readaptación de MEF además de ser capaz de resolver de forma robusta y eficaz casos prácticos en los que otros métodos no pueden o son ineficaces.

5.2. Definición y propiedades de la función de error

Se han escogido variables físicas en el dominio del tiempo para formular la función de error. La ventaja de este enfoque es que se puede aplicar tanto en sistemas lineales como no lineales. Además, permite utilizar señales puras. Así, se preserva la información subyacente y se evitan los errores sistemáticos de identificación. Se adopta el error cuadrático medio normalizado como función de error

$$\varphi = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{\sum_{j=1}^M (\hat{y}_{ij} - y_{ij})^2}{\sum_{j=1}^M (y_{ij})^2}, \quad (5.1)$$

donde \hat{y}_{ij} , y_{ij} representan respectivamente la predicción de la respuesta del modelo

y la respuesta medida experimentalmente. N es el número de sensores y M es el número de puntos medidos en la señal. Se puede emplear una versión ponderada cuando las medidas tengan diferentes precisiones. Esta formulación es mucho más restrictiva que la típica one-step-ahead o la entrada pronosticada por el modelo y es consistente con la aplicación usual de los modelos en la práctica, donde se usa la respuesta pronosticada por el modelo. Además, la formulación es no lineal en los parámetros.

Es interesante el estudio de las características de la función de error definida, para así poder adoptar el subsiguiente algoritmo de minimización. El mínimo global de la función de error es idealmente cero, lo cual representa un ajuste perfecto entre modelo y sistema. En la práctica, éste es ligeramente superior a cero debido a carencias del modelo y errores de medición. La experiencia dice que la función de error es altamente multimodal en el espacio paramétrico. Muchos de los mínimos, sin embargo, corresponden con una solución sin sentido físico, por ejemplo, valores negativos de rigidez o de coeficiente de amortiguamiento. Además, la función de error contiene también zonas planas en las que hay pequeñas variaciones de la función. Los métodos determinísticos son poco eficientes en esas zonas. Las zonas planas suelen estar cruzadas por valles estrechos donde la función disminuye y alcanza esos mínimos. A lo largo de los valles también hay zonas planas. Una característica interesante de los valles es que son aproximadamente paralelos a la dirección de los ejes en el espacio paramétrico.

5.3. Algoritmo de minimización

5.3.1. Enfoque general

Teniendo en cuenta las propiedades anteriores de la función de error, es rentable asignar valores iniciales de los parámetros lo más próximos posible a la solución para mejorar así la robustez y eficacia del proceso de minimización. En la práctica, algunos parámetros son bien conocidos de antemano, así se puede establecer un intervalo estrecho para estos valores. Sin embargo, una calibración previa de los parámetros, sin embargo, no siempre está disponible. Este es el caso de algunos parámetros de las estructuras tales como la rigidez de las uniones, condiciones de contorno, cambios bruscos en la rigidez debido a daño sísmico etc... En estos casos, los valores iniciales de los parámetros tienen que ser elegidos en un intervalo amplio, que cubre algunas veces varios ordenes de magnitud. Como se indicó en la sección anterior, los métodos determinísticos son poco eficientes bajo estas circunstancias. Por tanto, se decidió adoptar una estrategia estocástica para minimizar la función de error.

Como se mostrará después, si se adopta una búsqueda abierta de unos valores iniciales de los parámetros para encontrar un mínimo global, ésta suele divergir o alcanzar un mínimo sin significado físico cuando los valores iniciales de los parámetros están lejos de la solución. Por consiguiente, es ventajoso reducir el espacio de búsqueda to-

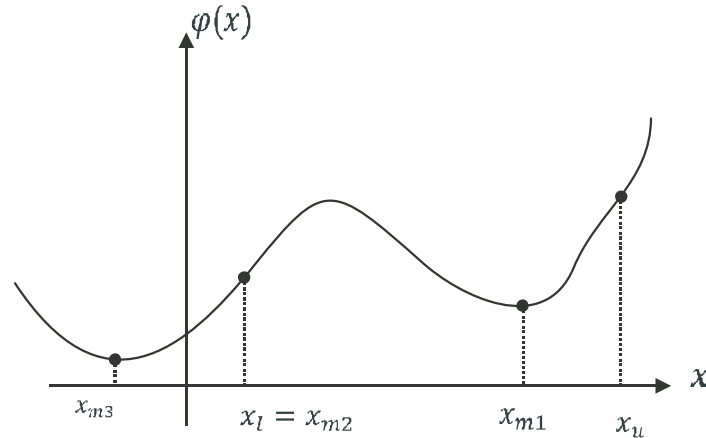


Figura 5.1: Representación unidimensional de la función de error $\varphi(x)$. x_u = límite superior. x_ℓ = límite inferior. x_{m1} = mínimo con sentido físico. x_{m2} = mínimo impropio. x_{m3} = mínimo sin sentido físico.

mando intervalos de los parámetros lo más estrechos posible en las zonas con sentido físico, para así aislar el mínimo global y mejorar la robustez del proceso de minimización. Debe elegirse, sin embargo, un intervalo amplio para los parámetros inciertos. Si el modelo de elementos finitos no reproduce adecuadamente la estructura real o si está sobre-parametrizado o si los datos experimentales no suministran suficiente información, la función de error puede ser plana en una zona amplia alrededor del mínimo global. Además, el ruido de las señales puede hacer aparecer mínimos locales, véase comentarios en Ljung [1999]. Estas circunstancias pueden producir grandes oscilaciones de los valores de los parámetros correspondientes a la solución esperada y se tiene que escoger un intervalo amplio para el espacio de búsqueda. Un inconveniente de la búsqueda en un intervalo amplio es que puede generar mínimos impropios adicionales en los límites del espacio de búsqueda, por ejemplo, los límites tienen la primera derivada diferente de cero en algunas direcciones. Esto es visualmente evidente en la Figura 5.1. Después de estas consideraciones, en los casos para los que la técnica ha sido pensado, los cuales incluyen parámetros con alta incertidumbre, es ventajoso adoptar una búsqueda acotada para incrementar la robustez del proceso de minimización.

Resumiendo, la técnica propuesta de readaptación de modelos de elementos finitos puede ser expresada matemáticamente de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \min\{\varphi(\mathbf{x})\}; \quad \mathbf{x} \in \mathbb{R}^n \\ \ell_i \leq x_i \leq u_i; \quad i = 1, \dots, n. \end{aligned} \quad (5.2)$$

en donde $\varphi(\mathbf{x})$ representa la función de error definida en la ecuación (5.1), \mathbf{x} es el vector de parámetros a readaptar, ℓ_i y u_i denotan respectivamente los límites inferior y superior elegidos para cada parámetro.

Una característica de los métodos estocásticos es que su funcionamiento varía mucho de un caso a otro. Esto significa que un algoritmo capaz de resolver un problema dado, no garantiza que sea efectivo para otro. De ahí que se haga un esfuerzo en adaptar el algoritmo de minimización a las características del problema establecido en lugar de usar un algoritmo de propósito general. Así, la solución se busca de forma aleatoria en el espacio de búsqueda de una forma iterativa. Teniendo en cuenta la condición acotada del espacio de búsqueda, se consideró apropiada para estos casos la distribución Beta, que también se define en un intervalo cerrado. Los parámetros de las distribuciones de muestreo se modifican en base a los resultados obtenidos en la iteración anterior. El algoritmo evoluciona gradualmente desde un muestreo global en el espacio de búsqueda completo hasta un muestreo local estrecho alrededor del mínimo de la función de error. El proceso se detiene cuando se alcanza un criterio de parada establecido. Se han utilizado dos algoritmos diferentes: varianzas isotrópicas y anisotrópicas de las distribuciones de muestreo y estos algoritmos se denotan como Beta Isótropo (BI) y Beta Anisótropo (BA) de aquí en adelante. En las próximas secciones se incluye una descripción detallada de la distribución Beta y de los procedimientos de optimización.

5.3.2. Propiedades de la distribución Beta

La distribución beta es continua y está definida en el intervalo $[0, 1]$. Su forma depende de dos parámetros no negativos, los cuales se denotan por a y b . La función de densidad de probabilidad, como se define en Rohatgi and Saleh [2000], es:

$$f(\xi; a, b) = \frac{\xi^{a-1} (1 - \xi)^{b-1}}{B(a, b)}; \quad 0 \leq \xi \leq 1. \quad (5.3)$$

La función B es un factor de normalización que hace que la integral de la probabilidad total sea igual a uno.

$$B(a, b) = \int_0^1 \xi^{a-1} (1 - \xi)^{b-1} d\xi. \quad (5.4)$$

Cuando $a > 1$ y $b > 1$, la distribución es unimodal y su moda es una función de los parámetros de la distribución beta como sigue:

$$moda(\xi; a, b) = \frac{a - 1}{a + b - 2}, \quad (5.5)$$

y su varianza es

$$var(\xi; a, b) = \frac{ab}{(a + b)^2 (a + b + 1)}. \quad (5.6)$$

Si $a = b = 1$, la distribución beta se convierte en una distribución uniforme, y su varianza en:

$$\text{var}(\xi; 1, 1) = \frac{1}{12}. \quad (5.7)$$

5.3.3. Algoritmo Isótropo

En general, los límites de los parámetros del modelo definidos en la ecuación (5.2) son diferentes de los de la distribución beta $[0, 1]$. Para solventar esto, los parámetros se modifican con la siguiente transformación lineal:

$$x_i = \ell_i + (u_i - \ell_i) \xi_i, \quad (5.8)$$

donde ξ_i es el parámetro transformado.

El procedimiento comienza con una búsqueda aleatoria pura para cada parámetro. Esto se consigue haciendo los dos parámetros de la distribución beta igual a uno, como se ha explicado anteriormente. Después, se obtiene una serie independiente de parámetros transformados de forma aleatoria, siguiendo la distribución establecida para cada parámetro. Seguidamente, se calculan los valores de los parámetros mediante la transformación (5.8), y se calcula el correspondiente valor de la función de error $\varphi(\mathbf{x})$.

En las siguientes iteraciones, los parámetros de la distribución de muestreo se manipulan de acuerdo con los resultados de las iteraciones previas. Una iteración se dice que es exitosa cuando el valor de la correspondiente función de error es más bajo que todas las anteriores. Si esto no ocurre, la iteración se considera no exitosa. La primera iteración es exitosa siempre por definición. Así, si una iteración (g) es exitosa, sus parámetros transformados, se adoptan como las modas de las distribuciones para la siguiente iteración ($g + 1$). En caso contrario, las modas se mantienen iguales

$$\begin{aligned} \text{moda} \left(\xi_i^{(g+1)} \right) &= \xi_i^{(g)} \Leftrightarrow g \equiv \text{exitosa} \\ \text{moda} \left(\xi_i^{(g+1)} \right) &= \text{moda} \left(\xi_i^{(g)} \right) \Leftrightarrow g \equiv \text{no exitosa} \end{aligned} \quad (5.9)$$

Se adopta la formulación propuesta por Kern et al. en la referencia Kern et al. [2004] para calcular la varianza de las distribuciones

$$\begin{aligned} \sigma^{(g+1)} &= \sigma^{(g)} \alpha \Leftrightarrow g \equiv \text{exitosa} \\ \sigma^{(g+1)} &= \sigma^{(g)} \alpha^{-1/4} \Leftrightarrow g \equiv \text{no exitosa} , \\ \text{var} \left(\xi_i^{(g+1)} \right) &= \left(\sigma^{(g+1)} \right)^2 \end{aligned} \quad (5.10)$$

con $\sigma < \sqrt{1/12}$ y $\alpha = 2^{1/n}$, donde n es la dimensión del espacio de parámetros. Esto constituye una implementación sencilla que tiene un buen comportamiento en la función esfera independientemente del valor de n . Identificando las ecuaciones (5.4) con (5.8) y (5.5) con (5.9), se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a_i - 1}{a_i + b_i - 2} = \text{mode}(\xi_i^{(g+1)}) \\ \frac{a_i b_i}{(a_i + b_i)^2 (a_i + b_i + 1)} = \text{var}(\xi_i^{(g+1)}) \end{array} \right\}, \quad (5.11)$$

que permite calcular dos nuevos parámetros (a_i, b_i) de las distribuciones de muestreo. Como el sistema (5.12) es no lineal en los parámetros, se usa el método de Newton-Raphson para calcular el valor de los parámetros.

El proceso continua hasta que se alcanza un umbral de la función de error dado φ_s , el criterio de parada del algoritmo es $\varphi < \varphi_s$. Este criterio es válido para casos simulados, para los cuales el mínimo de la función de error es cero. En los casos reales, el mínimo es mayor que cero y su valor no es conocido de antemano. Por tanto, este criterio no es aplicable. Un criterio alternativo puede ser la desviación típica de las distribuciones $\sigma < \sigma_s$, o la diferencia de la función de error entre dos iteraciones sucesivas $\Delta\varphi < \varphi_s$. Para evitar que el proceso esté calculando indefinidamente cuando queda atrapado en un mínimo local, el proceso se detiene también cuando el número de iteraciones sea mayor que un límite dado N_s .

El siguiente esquema resume el algoritmo:

- Paso 1: Se fija $a_i = b_i = 1$, $\varphi_m = \infty$ y $N = 0$.
- Paso 2: Se hace $N = N + 1$. Se genera una serie aleatoria de parámetros transformados ξ_i en base a las distribución beta (5.2). Se calculan los parámetros x_i mediante la ecuación (5.7) y la función de error φ .
- Paso 3: Si $\varphi < \varphi_m$, entonces $\varphi_m = \varphi$, $\text{moda}(\xi_i) = \xi_i$, $\sigma = \sigma\alpha$; en caso contrario, $\sigma = \sigma\alpha^{-1/4}$.
- Paso 4: Se calcula $\text{var}(\xi_i)$ mediante (5.9) y se actualiza a_i y b_i resolviendo el sistema (5.10).
- Paso 5: Si $\varphi < \varphi_s$ ó $\sigma < \sigma_s$ ó $\Delta\varphi < \varphi_s$ ó $N < N_s$, se detiene la iteración; en caso contrario, se sigue en el paso 2.

El algoritmo fue codificado en MATLAB® Users-Manual-Version-6.5 [2002], el muestreo aleatorio se llevó a cabo gracias a Statistics Toolbox.

5.3.4. Algoritmo Anisótropo

Este enfoque es básicamente similar al anterior pero adoptando una distribución de muestreo diferente en cada parámetro para agilizar el proceso de minimización. Esto es especialmente importante en el progreso de la función de error a lo largo de los valles. Hay dos posibilidades para adaptar la distribución de muestreo a la topografía de la función de error en un punto dado. La primera es usar diferentes varianzas para cada parámetro y la segunda es rotar los ejes principales de la distribución de muestreo en el espacio paramétrico. Como se señaló en el capítulo 5.2, generalmente, los valles de la función objetivo (5.1) son aproximadamente paralelos a la dirección de los ejes en el espacio paramétrico. Bajo estas condiciones, la segunda opción no tiene sentido, y consecuentemente, se rechaza. Sólo se considera la primera opción, así, la estrategia adoptada consiste en asignar un peso a la varianza de la distribución de muestreo de cada parámetro de acuerdo con su evolución en las últimas n iteraciones exitosas, siendo n la dimensión del espacio de búsqueda.

Para este propósito, se registran los incrementos de los parámetros transformados en las últimas n iteraciones exitosas

$$\Delta\xi_i^{(j)} = \xi_i^{(h)} - \text{moda}(\xi_i^{(h)}) \Leftrightarrow h \equiv \text{exitosa}, \quad (5.12)$$

y se utilizan para calcular sus varianzas dinámicas

$$\nu_i^{(g+1)} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \left(\Delta\xi_i^{(j)} \right)^2. \quad (5.13)$$

Los pesos se toman proporcionales a ellos y normalizados con respecto a la componente máxima

$$w_i^{(g+1)} = \frac{\nu_i^{(g+1)}}{\max(\nu_i^{(g+1)})}. \quad (5.14)$$

Finalmente, la varianza de las distribuciones se calcula como sigue:

$$\text{var}(\xi_i^{(g+1)}) = w_i^{(g+1)} \left(\sigma_i^{(g+1)} \right)^2. \quad (5.15)$$

Los incrementos de los parámetros transformados se inicializan con el valor unidad. Seguidamente se esquematiza el proceso implementado.

- Paso 1: Se fija $a_i = b_i = 1$, $\Delta\xi_i^{(j)} = 1$, $\varphi_m = \infty$ y $N = 0$.
- Paso 2: Se hace $N = N + 1$. Se genera una serie aleatoria de parámetros transformados ξ_i desde la distribución beta (5.2). Se calculan los parámetros x_i mediante la ecuación (5.7) y la función de error φ .

- Paso 3: Si $\varphi < \varphi_m$, entonces $\varphi_m = \varphi$, $\text{moda}(\xi_i) = \xi_i$, $\sigma = \sigma\alpha$; Se calcula $\Delta\xi_i$ (5.12), ν_i (5.13) y w_i (5.14); en caso contrario, ($\sigma = \sigma\alpha^{-1/4}$).
- Paso 4: Se calcula $\text{var}(\xi_i)$ mediante (5.15) y se actualiza a_i y b_i resolviendo el sistema (5.10).
- Paso 5: Si $\varphi < \varphi_s$ ó $\sigma < \sigma_s$ ó $\Delta\varphi < \varphi_s$ ó $N < N_s$, se detiene la iteración; en caso contrario, se sigue en el paso 2.

5.4. Aplicación numérica. Comparativa del algoritmo frente CMA-ES

La robustez y eficacia del algoritmo en sus dos versiones BI y BA se pone a prueba con una simulación numérica de la respuesta dinámica de un sistema de dos gdl y se contrastan los resultados con otra estrategia evolutiva de propósito general que es CMA-ES. Por esa razón, se hace una breve descripción de este algoritmo en el siguiente apartado.

5.4.1. CMA-ES

CMA-ES es un algoritmo más completo y sofisticado que los propuestos en esta tesis ya que está pensado como un algoritmo de optimización estocástico de carácter general para diferentes finalidades. Consiste en generar, por mutación, poblaciones sucesivas y cada población representa un conjunto de λ individuos los cuales corresponden a puntos del espacio de búsqueda. La mutación consiste en generar un conjunto de hijos procedentes de una distribución Gaussiana

$$\mathbf{x}_k^{(g+1)} \sim N \left(\langle \mathbf{x} \rangle_{\mu}^{(g)}, (\sigma^{(g)})^2 \mathbf{C}^{(g)} \right). \quad (5.16)$$

La media de esta distribución es una recombinación de los μ mejores individuos de las generaciones previas, también llamados padres, con $\mu < \lambda$. Las componentes principales de la distribución puede tener varianzas diferentes y pueden estar orientadas hacia cualquier dirección en el espacio de búsqueda. La distribución está dinámicamente adaptada a la forma de la función de error de manera que mejora la eficiencia del proceso. Por eso también se considera la evolución de las generaciones previas.

La matriz $\mathbf{C}^{(g+1)}$ se adapta al llamado “camino de evolución” y los μ valores diferentes entre los actuales padres y el valor medio de los anteriores. La adaptación del tamaño de paso global $\sigma^{(g+1)}$ está basado en un camino de evolución conjugado, el cual se obtiene mediante el análisis de la componente principal de la matriz previa $\mathbf{C}^{(g)}$.

Se utilizó una implementación del algoritmo en el software MATLAB© (Users-Manual-Version-6.5 [2002]) que ofrecen los autores libremente en (Hansen [2007]).

5.4.2. Identificación del sistema dinámico

Para este ejemplo práctico se toma la respuesta dinámica en vibración libre de un sistema de dos gdl suponiendo amortiguamiento viscoso lineal. El problema consiste en readaptar las propiedades modales y las condiciones iniciales de la vibración libre. La respuesta correspondiente a una coordenada dada del modelo viene dada por la siguiente ecuación

$$y = A_1 e^{-\zeta_1 w_1 t} \sin \left(w_1 \sqrt{1 - \zeta_1^2} t + \theta_1 \right) + A_2 e^{-\zeta_2 w_2 t} \sin \left(w_2 \sqrt{1 - \zeta_2^2} t + \theta_2 \right), \quad (5.17)$$

en donde ω y ζ son respectivamente la frecuencia natural y el índice de amortiguamiento y A y θ son la amplitud inicial y la fase y por último t simboliza el tiempo. Los subíndices 1 y 2 se refieren al primer y segundo modo de vibración del sistema. Resumiendo, el modelo está compuesto por ocho parámetros a readaptar. Los valores objetivo de los parámetros son conocidos de antemano y se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Parámetros del sistema dinámico.

Parámetro	w_1	ζ_1	A_1	φ_1	w_2	ζ_2	A_2	φ_2
Límite superior	5	1	10	π	20	1	10	π
Valor objetivo	4	0.1	5	-2	12	0.15	2	1.5
Límite inferior	0.1	0	1	$-\pi$	5	0	1	$-\pi$

Aunque el sistema es lineal, la formulación de la respuesta (ecuación 5.17) es no lineal en los parámetros, ya que, por ejemplo, hay parámetros elevados al cuadrado, por tanto no se puede proceder a una readaptación analítica directa. La readaptación iterativa se basa en valores discretos de la respuesta con intervalos regulares de 0,01 s desde 0 hasta 5 s. La función de error se define de acuerdo con la ecuación (5.1), en donde y_{ij} simboliza la respuesta objetivo y \hat{y}_{ij} corresponde con la respuesta aproximada del modelo numérico.

Para las metodologías aquí propuestas, BI y BA, se han escogido los siguiente intervalos de búsqueda de los parámetros: entre 0 y 1 para los índices de amortiguamiento y entre $-\pi$ y π para las fases, que corresponden con los límites físicos de estos parámetros. Estos límites y el resto se muestran en la tabla 5.1.

Los criterios de parada elegidos fueron: $\varphi = 10^{-10}$ y $N_s = 50000$.

Con respecto al algoritmo CMA-ES, en la distribución inicial la media se obtuvo uniformemente de los intervalos seleccionados y la desviación típica de cada parámetro se hizo igual a la mitad del tamaño del intervalo correspondiente. Para poder comparar

este algoritmo con los propuestos aquí, en cada generación el muestreo se repitió hasta que todos los parámetros muestreados estuvieran en los intervalos seleccionados, esto es, que se utilizó una distribución Gaussiana truncada para el muestreo en lugar de la completa. El efecto del tamaño de la población se estudió de antemano tomando para ello diferentes tamaños de población $\lambda = 2, 5, 10$ y 20 . El estudio evidenció que cuanto mayor es el tamaño de la población mayor es el porcentaje de éxitos en sentido de obtener la solución objetivo y mayor número de evaluaciones de la función de error. Por tanto, se decidió un tamaño de población de compromiso entre robustez y eficacia tomando $\lambda = 5$. Para el resto de parámetros del algoritmo se tomaron los valores por defecto.

Cada algoritmo se ejecutó cien veces, el resumen de los resultados se muestran en la tabla 5.2, en donde los valores de evaluación de la función sólo representan los casos exitosos. Con los tres algoritmos el porcentaje de casos que obtuvieron la solución objetivo es sobre el 90%, esto significa que los tres tienen una robustez similar. Todos los casos no exitosos fue por quedar atrapados en mínimos locales. En lo que se refiere a la eficacia de los algoritmos hay algunas diferencias, se obtienen los mejores resultados con el algoritmo BA ya que de media necesita 2473 *evaluaciones* de la función de error para obtener el primer criterio de parada, en segundo lugar aparece el algoritmo CMA-ES con muy poca diferencia (2993 *evaluaciones*) y por último el algoritmo BI con mucha diferencia sobre los otros dos ya que precisa una media de 20001 evaluaciones lo cual supone un orden de magnitud mayor que el resto.

Tabla 5.2: Resultados del sistema dinámico según los tres algoritmos.

Algoritmo	Evaluaciones de la función			% de éxito
	Mínimo	Media	Máximo	
BI	8914	20001	45914	90
BA	1323	2473	7823	91
CMA-ES	1821	2993	6681	89

En las figuras 5.2 y 5.3 se muestran la evolución de la función de error en un caso y de los parámetros del modelo dinámico correspondiente al modo 1 respectivamente.

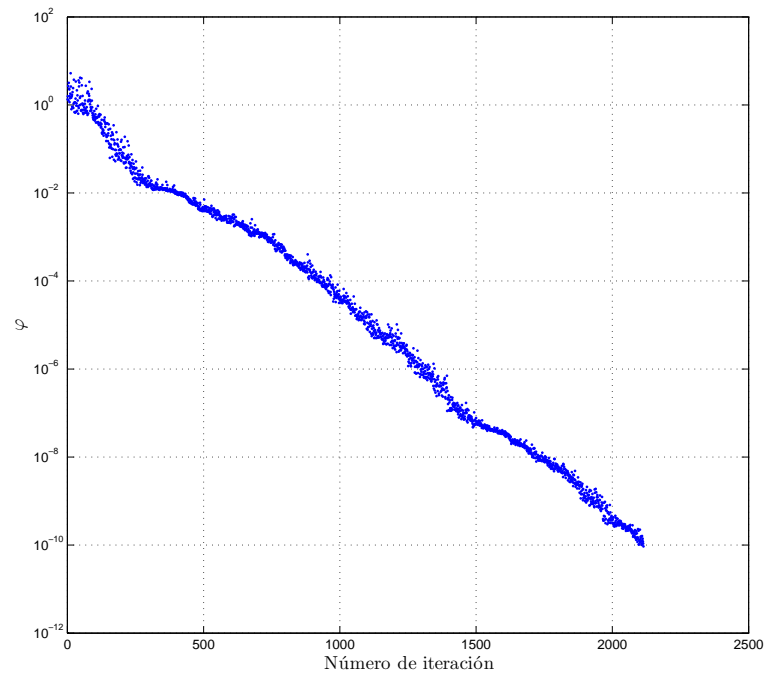
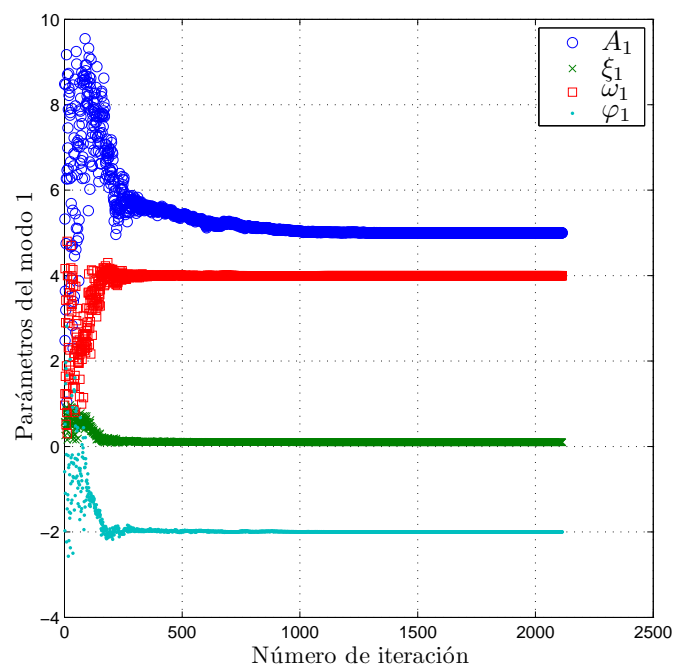
Figura 5.2: Evolución de la función de error $\varphi(x)$ del sistema dinámico.

Figura 5.3: Evolución de los parámetros del modelo dinámico.

También en la figura 5.4 se muestra la respuesta del modelo simulado junto con la predicción del modelo readaptado y es evidente que son prácticamente idénticas.

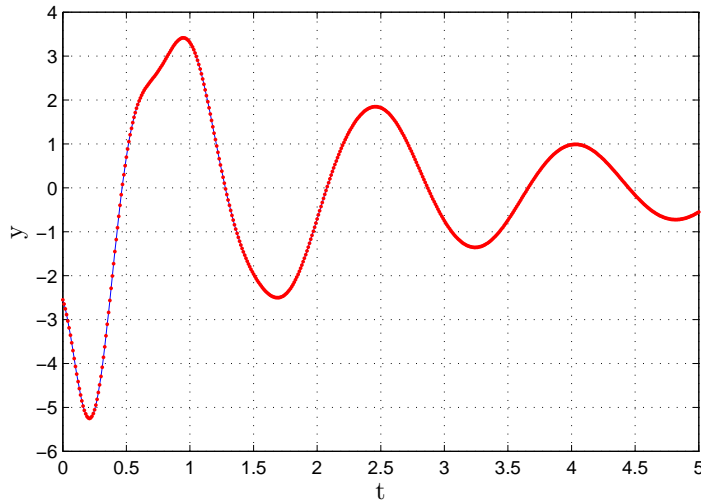


Figura 5.4: Respuesta temporal del modelo dinámico. Línea: Experimental simulado. Puntos: Predicción del modelo readaptado.

Con este ejemplo práctico, aunque sin valor experimental, se comprueba la bondad del algoritmo BA que obtiene similares resultados al CMA-ES por lo que se continuará su puesta a prueba con otro tipo de problemas más ajustados a la realidad en el próximo capítulo.

5.5. Resumen

En el presente capítulo se ha desarrollado un nuevo algoritmo diseñado para readaptar modelos de elementos finitos en el campo de la dinámica estructural. Se basa en la minimización de una función de error definida en el dominio del tiempo para así mantener la mayor cantidad de información del sistema a identificar o readaptar. En el capítulo se ha comparado la minimización de la función de error con tres algoritmos de muestreo diferentes, dos de ellos propuestos en esta tesis: BI y BA y otro muy utilizado en la literatura para estos casos: CMA-ES.

Por último, se muestra una aplicación numérica correspondiente a la identificación de la respuesta en vibración libre de un sistema de dos grados de libertad suponiendo amortiguamiento viscoso lineal. Conocidos los parámetros objetivo, se fijan unos límites para cada parámetro y se compara la eficacia y robustez de cada uno de los algoritmos. Para este caso práctico resulta que los algoritmos BA y CMA-ES obtienen similares resultados por lo que el siguiente paso es comprobar la bondad de estos dos algoritmos en un caso práctico real, lo cual se puede contrastar en el siguiente capítulo. Como el capítulo anterior también se ha publicado este algoritmo en Zapico-Valle et al. [2010]

Capítulo 6

Aplicaciones del Algoritmo

6.1. Introducción

Siendo conscientes de que una técnica de identificación estructural no se puede considerar como tal hasta que sea validado experimentalmente, en este capítulo se aportan algunas aplicaciones experimentales relativas a la comprobación del algoritmo BA descrito en el capítulo 5.

La primera de ellas consiste en la readaptación de un MEF de un puente a pequeña escala mediante dos modelos, uno viscoso lineal y otro friccional no lineal. En este caso se realiza también una comparativa entre el algoritmo a validar, BA, y el anteriormente citado CMA-ES.

En segundo lugar se plantea la readaptación de dos modelos de elementos finitos de una unión viga-pilar-viga de la estructura UNIOVI. La parte experimental se ha llevado a cabo en la Universidad de Zaragoza construyéndose allí una réplica de una de las uniones de la estructura. Se han realizado ensayos de impacto sobre la misma con dos configuraciones diferentes. La primera configuración se utilizó para readaptar los dos modelos y la segunda se utilizó para validar los resultados obtenidos. En este caso, al contrario que el anterior, el algoritmo de readaptación se ha aplicado en el dominio de la frecuencia a pesar de no haber sido diseñado específicamente para ese dominio.

6.2. Readaptación de un MEF del puente a pequeña escala

6.2.1. Modelo viscoso lineal

El tablero del puente se dividió en cuatro elementos finitos, los cuales se conectaron en serie mediante cinco nodos, estos nodos representan geoméricamente la conexión

de los soportes con los pilares y el bastidor. Los gdl considerados fueron el horizontal transversal y el giro en cada nodo (Figura 6.1).

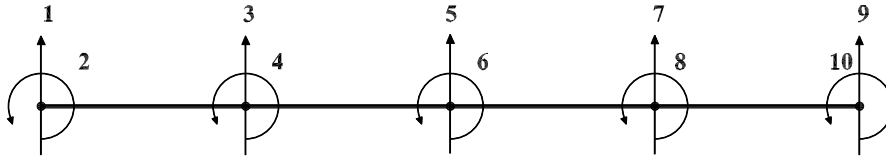


Figura 6.1: Grados de libertad del MEF viscoso lineal.

Los elementos finitos se consideraron como vigas Timoshenko, es decir, se considera tanto las deformaciones debidas al flector como al cortante en la matriz de rigidez correspondiente. Se obtiene la matriz de masa consistente de las vigas suponiendo funciones de forma de desplazamiento cúbico y considerando la masa translacional y el momento de inercia. La masa del tablero se consideró como una masa uniformemente distribuida, mientras que las masas adicionales como masas puntuales. Los pilares y soportes se modelizaron como muelles elásticos lineales. Las rigideces de los muelles comprenden tanto las rigideces de los elementos como de las conexiones. Las fuerzas disipativas están principalmente localizadas en las conexiones del tablero con los soportes, las conexiones de los pilares con el tablero, los soportes y los paralelogramos articulados. Además, se sabe ya de modelos previos que las fuerzas disipativas de giro en los soportes tienen especial importancia en la respuesta dinámica del puente. Con todo esto, se decidió añadir al modelo amortiguadores viscosos lineales en cada uno de los nodos del modelo (véase Figura 6.2).

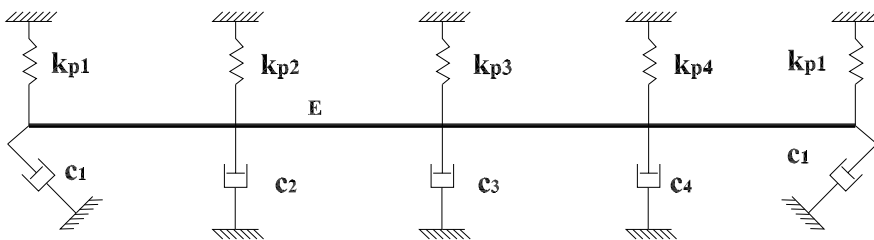


Figura 6.2: Esquema del MEF viscoso lineal.

Las propiedades globales del modelo se obtienen ensamblando las elementales, de ahí que la ecuación del movimiento del sistema sea

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{y}(t) = \mathbf{f}_s a_g(t), \quad (6.1)$$

donde \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente y $\ddot{\mathbf{y}}$, $\dot{\mathbf{y}}$ y \mathbf{y} son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos a la mesa vibrante, \mathbf{f}_s es la fuerza sísmica nodal unitaria y por último a_g es la aceleración de la mesa vibrante.

Selección de parámetros y readaptación

Se considera que todo el tablero tiene las mismas propiedades mecánicas y uniformemente distribuidas, por lo tanto, se toman como tales las propiedades nominales de la sección del tablero. Sin embargo, el modulo de Young pese a ser conocido se toma como parámetro global a readaptar. Los dos apoyos del puente se consideran iguales pero con valores desconocidos a priori, por lo que se dejan como valores a readaptar los parámetros de rigidez y amortiguamiento (k_{p1} , c_1). Lo mismo ocurre con los pilares, pero al tener cada uno longitudes y secciones diferentes se toman parámetros independientes para cada pilar.

Si se considera la masa del modelo como parámetro a readaptar, el proceso se convertiría en indeterminado para el modelo viscoso lineal propuesto. Esto es así porque la excitación la induce la mesa vibrante y por tanto las fuerzas sísmicas equivalentes son proporcionales a la masa del modelo, de ahí que si se modifica la masa, la rigidez y el amortiguamiento en la misma proporción, entonces la respuesta del modelo lineal no se modificaría. Para evitar esto, no se ha considerado la masa como parámetro a readaptar sino que se han calculado de las dimensiones geométricas nominales y la densidad estándar del acero como fijas ($\delta = 7850 \text{ kg/m}^3$). De esta forma, el modelo tiene nueve parámetros indeterminados que se muestran esquemáticamente en la Figura 6.2. Una vez elegidos el modelo y los parámetros se estiman a partir de las medidas experimentales como se explican a continuación.

Los datos experimentales disponibles son por un lado la historia temporal de aceleración de la mesa vibrante y las aceleraciones absolutas de los modos correspondientes a la conexión de los pilares con el tablero, los cuales corresponden con los gdl 3, 5 y 7 de la Figura 6.1. La aceleración de la mesa se toma como entrada al modelo y los desplazamientos relativos del puente respecto a la mesa como salidas pronosticadas por el modelo. Las salidas del modelo se obtienen mediante integración numérica de la ecuación (6.1) utilizando el método de las diferencias centrales.

Los desplazamientos relativos experimentales se obtienen de las aceleraciones medidas utilizando integración numérica con la regla trapezoidal, este procedimiento numérico tiene la ventaja de alisar las señales ya que actúa como un filtro de paso alto (Liu [2003] y Worden and Tomlinson [2001]). Como inconveniente, introduce dos constantes desconocidas que se incluyen en el proceso de minimización y que se llamarán “parámetros experimentales”. Es de destacar que los desplazamientos relativos expe-

rimentales son una función lineal de los parámetros experimentales. Se utilizó una estrategia híbrida para obtener la solución. Se aplicaron los algoritmos iterativos citados, en cada iteración de estos algoritmos, se calcularon los parámetros experimentales mediante el método de mínimos cuadrados al ser los desplazamientos experimentales una función lineal de ellos.

La función de error se basa a los desplazamientos de los gdl 3, 5 y 7 (Figura 6.1). Se consideraron en total 47680 puntos temporales con un período de 96,60 μs .

Resultados y discusión

Debido a los resultados obtenidos en el capítulo 5.4.2 se han utilizado y comparado sólo los algoritmos BA y CMA-ES. A pesar de que algunos parámetros son previamente conocidos, se utilizaron intervalos de búsqueda amplios para ambos algoritmos para poder estudiar y comparar sus comportamientos bajo estas circunstancias. El límite inferior se hace igual a cero para todos los parámetros y los límites superiores de las rigideces se limitaron para prevenir inestabilidad en la integración numérica de la ecuación del movimiento, en cuanto a los coeficientes de amortiguamiento que son los parámetros más inciertos se fijan sus límites hasta 1000 y 10000. Con estos intervalos se cubren 11 ordenes de magnitud de los parámetros.

En este caso al ser datos experimentales se ha elegido un criterio de parada diferente al de la sección 5.4.2, se considera que el algoritmo ha llegado a un mínimo cuando entre dos evaluaciones de la función la diferencia del error es menor de un valor, para el algoritmo BA $\Delta\varphi = 10^{-8}$. Para el algoritmo CMA-ES se ha utilizado la misma distribución de Gauss truncada y parámetros del caso numérico de la sección 5.4.2 y como criterio de parada se toma uno análogo al del algoritmo BA, el CMA-ES se detiene cuando el intervalo de la función de error para dos poblaciones sucesivas sea $\Delta\varphi = 10^{-7}$.

Los resultados de 10 *simulaciones* de cada algoritmo se muestran en las tablas 6.1 y 6.2. Se puede ver que el error final en ambos casos es sobre 9,6 % y los valores de los parámetros son muy parecidos también. Además se observó que el error no disminuía aunque se hicieran iteraciones adicionales.

Tabla 6.1: Resultados del modelo viscoso con el algoritmo CMA-ES y límites de búsqueda amplios.

Caso	Nº ev.	NMSE [%]	$\frac{E}{10^{11}}$	$\frac{k_{p1}}{10^8}$	$\frac{k_{p2}}{10^5}$	$\frac{k_{p3}}{10^6}$	$\frac{k_{p4}}{10^5}$	c_1	$\frac{c_2}{10^2}$	$\frac{c_3}{10^3}$	c_4
1	16116	9.66	2.28	2.39	3.41	1.45	1.15	0.31	3.52	2.01	0.035
2	9471	9.66	1.30	2.80	5.34	1.15	3.05	8.65	3.42	1.89	0.001
3	14046	9.67	2.59	1.52	2.83	1.54	0.57	0.04	3.52	2.01	0.003
4	5961	9.65	1.40	1.24	5.18	1.17	2.89	7.27	3.45	1.93	0.008
5	12526	9.68	1.25	3.39	5.54	1.13	3.16	9.63	3.42	1.88	0.004
6	9091	9.59	1.54	2.14	4.81	1.23	2.57	3.27	3.47	1.98	0.054
7	11421	9.60	1.69	0.54	4.58	1.27	2.30	2.56	3.47	1.99	0.069
8	15666	9.66	1.29	1.46	5.36	1.15	3.08	8.54	3.42	1.90	0.013
9	19001	9.66	2.09	2.26	3.79	1.39	1.53	1.11	3.53	2.00	0.530
10	13496	9.66	2.29	3.99	3.40	1.45	1.15	0.10	3.53	2.31	$1e^{-4}$
min	5961	9,59	1,25	0,54	2,83	1,13	0,57	0,04	3,42	1,88	$1e^{-4}$
max	19001	9,68	2,59	3,99	5,54	1,54	3,16	9,63	3,53	2,31	0,530
Límite inferior			0	0	0	0	0	0	0	0	0
Límite superior			3	5	10	10	10	1000	10	10	1000

Tabla 6.2: Resultados del modelo viscoso con el algoritmo BA y límites de búsqueda amplios.

Caso	Nº ev.	NMSE [%]	$\frac{E}{10^{11}}$	$\frac{k_{p1}}{10^8}$	$\frac{k_{p2}}{10^5}$	$\frac{k_{p3}}{10^6}$	$\frac{k_{p4}}{10^5}$	c_1	$\frac{c_2}{10^2}$	$\frac{c_3}{10^3}$	c_4
1	2020	9.59	1.63	2.94	4.68	1.25	2.41	2.51	3.47	1.99	0.101
2	2349	9.95	1.06	4.69	5.81	1.08	3.52	18.81	3.36	1.73	0.434
3	1252	9.60	1.73	1.24	4.49	1.28	2.22	1.65	3.50	2.00	0.643
4	1366	9.82	1.12	3.25	5.70	1.10	3.40	14.77	3.41	1.77	1.272
5	777	9.62	1.85	2.80	4.26	1.32	1.99	4.08	3.41	1.97	0.641
6	1392	9.61	1.81	3.23	4.34	1.31	2.07	1.16	3.52	1.98	5.827
7	1091	9.65	2.25	3.87	3.48	1.44	1.22	0.59	3.52	2.01	0.018
8	801	9.80	1.67	2.12	4.63	1.26	2.34	0.23	4.06	1.54	99.544
9	1263	9.68	2.67	3.14	2.53	1.59	0.57	4.16	3.49	1.95	0.027
10	1138	9.61	1.51	2.22	4.92	1.22	2.65	0.01	3.82	1.87	20.107
min	777	9,59	1,06	1,24	2,53	1,08	0,27	0,01	3,36	1,54	0,018
max	2349	9,95	2,76	4,69	5,81	1,59	3,52	18,81	4,06	2,01	99,544
Límite inferior			0	0	0	0	0	0	0	0	0
Límite superior			3	5	10	10	10	1000	10	10	1000

El algoritmo CMA-ES admite la posibilidad de ser utilizado en un espacio de búsqueda abierto, es decir, sin límites en los parámetros, cosa que es imposible con el

algoritmo BA, por eso se quiso comprobar el comportamiento de CMA-ES en esa situación realizando 20 *simulaciones* sin límites en el espacio de búsqueda de los parámetros. Los límites se utilizaron sólo para la inicialización de los parámetros. Los resultados no fueron conclusivos ya que 10 de las simulaciones llegaron a mínimos sin sentido físico y en el resto el algoritmo diverge, por tanto, queda comprobada la necesidad de un espacio de búsqueda limitado para este tipo de problemas.

Basándose en los resultados obtenidos en el espacio de búsqueda amplio se fijan unos nuevos límites de búsqueda más estrechos y otros criterios de parada. A la vista del error obtenido, se decide para ambos algoritmos cuando $\varphi_s = 9,7\%$ y si esto no ocurriera nunca, se detendrá el algoritmo CMA-ES en 10000 evaluaciones y el BA en 5000 evaluaciones de la función de error. Cada algoritmo se ejecutó 25 veces y los resultados obtenidos se muestran en las tablas 6.3 y 6.4, los resultados remarcados son los que no han llegado al mínimo global, es decir, resultados no exitosos que en todos los casos estudiados han quedado atrapados en mínimos locales. Como se puede ver, las proporciones de resultados exitosos son muy similares 19/25 y 20/25 respectivamente y los valores de los parámetros también, la única diferencia es la velocidad en llegar al mínimo global en el que el algoritmo BA es cinco veces más rápido que el CMA-ES.

Aunque todos los resultados exitosos tienen un valor de error parecido, existen variaciones significativas de una simulación a otra. Esto quiere decir que combinaciones diferentes de parámetros dan respuestas similares y este efecto puede provenir tanto del MEF como de los datos experimentales. Esto suele ocurrir en modelos sobre-parametrizados o datos experimentales no suficientemente representativos de la respuesta de la estructura, como se comenta en Ljung [1999].

Las figuras 6.3, 6.4 y 6.5 muestran la evolución del error y de los parámetros de rigidez y amortiguamiento del modelo, respectivamente, durante una simulación. La respuesta experimental en el dominio del tiempo junto con la predicción del modelo aparece reflejada en la Figura 6.6.

Tabla 6.3: Resultados del modelo viscoso con el algoritmo CMA-ES y límites de búsqueda estrechos.

Caso	Nº ev.	NMSE [%]	$\frac{E}{10^{11}}$	$\frac{k_{p1}}{10^8}$	$\frac{k_{p2}}{10^5}$	$\frac{k_{p3}}{10^6}$	$\frac{k_{p4}}{10^5}$	c_1	$\frac{c_2}{10^2}$	$\frac{c_3}{10^3}$	c_4
1	3291	9.69	1.34	2.02	5.19	1.18	2.91	2.21	3.44	1.97	5.35
2	2386	9.67	1.97	2.14	4.02	1.36	1.75	1.99	3.30	2.05	0.44
3	2791	9.70	2.37	4.08	3.26	1.46	1.01	1.96	3.50	2.02	7.37
4	10001	111,53	3,00	4,85	9,99	9,99	9,99	9,96	9,82	9,93	6,59
5	2251	9.67	1.34	0.12	5.28	1.16	3.01	6.36	3.52	1.86	9.24
6	10001	111,5	3,00	3.30	9,99	9,96	9,99	9,95	9,99	9,96	9,89
7	4126	9.70	2.01	1.03	3.95	1.37	1.68	2.29	3.28	2.08	7.13
8	10001	111,6	2,99	2.48	9,98	9,96	9,99	9,91	9,95	9,77	6.46
9	5491	9.68	2.01	4.42	3.95	1.36	1.69	2.76	3.40	2.00	6.36
10	6151	9.69	1.24	3.49	5.44	1.13	3.16	4.85	3.49	1.90	7.83
11	10001	9.86	1.10	3.94	5.73	1.09	3.44	9.44	3.51	1.82	2.55
12	1466	9.64	1.64	1.66	4.68	1.23	2.41	9.29	3.49	1.81	1.50
13	6091	9.68	2.36	4.14	3.26	1.48	1.01	2.83	3.50	2.01	2.58
14	3161	9.70	2.05	3.10	3.84	1.38	1.59	0.16	3.36	2.00	4.19
15	10001	111,6	2,99	3.24	9,99	9,95	9,98	9,69	9,81	9,88	8.98
16	10001	111,6	2,99	3.28	9,99	9,98	9,98	9,86	9,77	9,99	9.26
17	4096	9.66	1.85	2.74	4.28	1.31	1.98	4.46	3.48	1.98	4.63
18	2691	9.70	1.79	2.55	4.32	1.33	2.06	3.15	3.41	2.10	7.22
19	4286	9.69	1.25	1.91	5.41	1.14	3.14	6.48	3.49	1.92	4.29
20	2776	9.69	1.31	1.72	5.32	1.16	3.01	9.19	3.53	1.92	4.72
21	7921	9.67	1.81	0.75	4.32	1.30	2.07	6.88	3.06	2.03	2.94
22	2546	9.69	1.36	2.37	5.25	1.15	2.95	6.02	3.46	1.93	6.17
23	9911	62,57	2.24	3.64	3.91	1.26	4.04	9,99	0,00	5.75	9,99
24	3086	9.68	1.86	0.97	4.27	1.30	1.98	5.61	3.32	1.90	6.38
25	3501	9.67	1.40	4.37	5.15	1.17	2.86	8.46	3.10	1.95	8.88
min	1466	9,64	1,10	0,12	3,26	1,09	1,01	0,16	3,05	1,81	0,44
max	7921	9,70	2,37	4,41	5,73	1,48	4,04	9,44	3,52	2,10	9,24
Límite inferior			1	0.1	1	1	1	0	0	1	0
Límite superior			3	5	10	10	10	10	10	10	10

Tabla 6.4: Resultados del modelo viscoso con el algoritmo BA y límites de búsqueda estrechos.

Case	Nº ev.	NMSE [%]	$\frac{E}{10^{11}}$	$\frac{k_{p1}}{10^8}$	$\frac{k_{p2}}{10^5}$	$\frac{k_{p3}}{10^6}$	$\frac{k_{p4}}{10^5}$	c_1	$\frac{c_2}{10^2}$	$\frac{c_3}{10^3}$	c_4
1	481	9.70	1.75	2.24	4.42	1.32	2.17	7.77	3.70	1.87	7.92
2	805	9.70	1.71	3.36	4.51	1.28	2.25	0.77	2.97	2.20	6.17
3	788	9.70	1.63	4.42	4.64	1.29	2.38	4.16	3.39	2.03	4.21
4	426	9.69	1.54	2.63	4.83	1.23	2.59	7.33	3.39	2.01	9.44
5	3445	73,44	3,00	5,00	4.05	1.00	10,00	10,00	4.03	5.17	10,00
6	5001	58,60	1.59	4.33	4.52	1.26	4.85	0.01	0,00	5.42	9,99
7	547	9.70	1.74	3.77	4.41	1.31	2.18	5.18	3.39	2.01	4.00
8	399	9.69	2.07	3.46	3.85	1.39	1.58	7.09	3.27	1.98	7.32
9	628	9.70	2.22	3.75	3.55	1.44	1.29	7.73	3.76	1.87	4.24
10	316	9.68	1.40	2.98	5.12	1.20	2.84	7.68	3.67	1.88	3.84
11	855	9.69	1.31	1.06	5.31	1.17	3.03	7.59	3.44	1.86	7.55
12	2914	111,4	3,00	5,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
13	403	9.69	2.11	3.59	3.75	1.41	1.50	0.93	3.28	1.98	5.98
14	501	9.69	2.17	3.49	3.66	1.41	1.40	4.24	3.25	2.07	6.27
15	1458	9.70	1.69	1.86	4.53	1.30	2.28	4.20	3.56	2.00	3.46
16	502	9.70	2.35	3.67	3.30	1.47	1.04	4.99	3.18	1.98	7.75
17	454	9.69	1.83	3.02	4.25	1.33	2.01	2.21	3.50	2.11	4.58
18	624	9.70	1.44	2.64	5.08	1.18	2.80	6.28	3.87	1.72	5.48
19	455	9.70	1.55	3.55	4.79	1.26	2.53	0.62	3.13	2.16	1.73
20	5001	58,45	1.90	2.52	3.93	1.36	4.26	0,00	0,00	5.53	10,00
21	2779	58,41	2.26	5,00	3.23	1.48	3.55	0,00	0,00	5.58	10,00
22	417	9.67	1.82	2.96	4.32	1.30	2.06	5.08	3.04	2.11	1.04
23	446	9.70	1.98	3.87	3.99	1.37	1.73	7.46	3.34	1.97	5.80
24	440	9.70	2.10	2.55	3.76	1.40	1.51	5.03	3.26	1.98	6.00
25	764	9.70	1.36	3.57	5.21	1.18	2.93	6.37	3.83	1.72	5.63
min	316	9,67	1,31	1,06	3,30	1,17	1,04	0,62	2,97	1,72	1,04
max	1458	9,70	2,35	4,42	5,31	1,47	3,03	7,77	3,87	2,20	9,44
Límite inferior			1	0.1	1	1	1	0	0	1	0
Límite superior			3	5	10	10	10	10	10	10	10

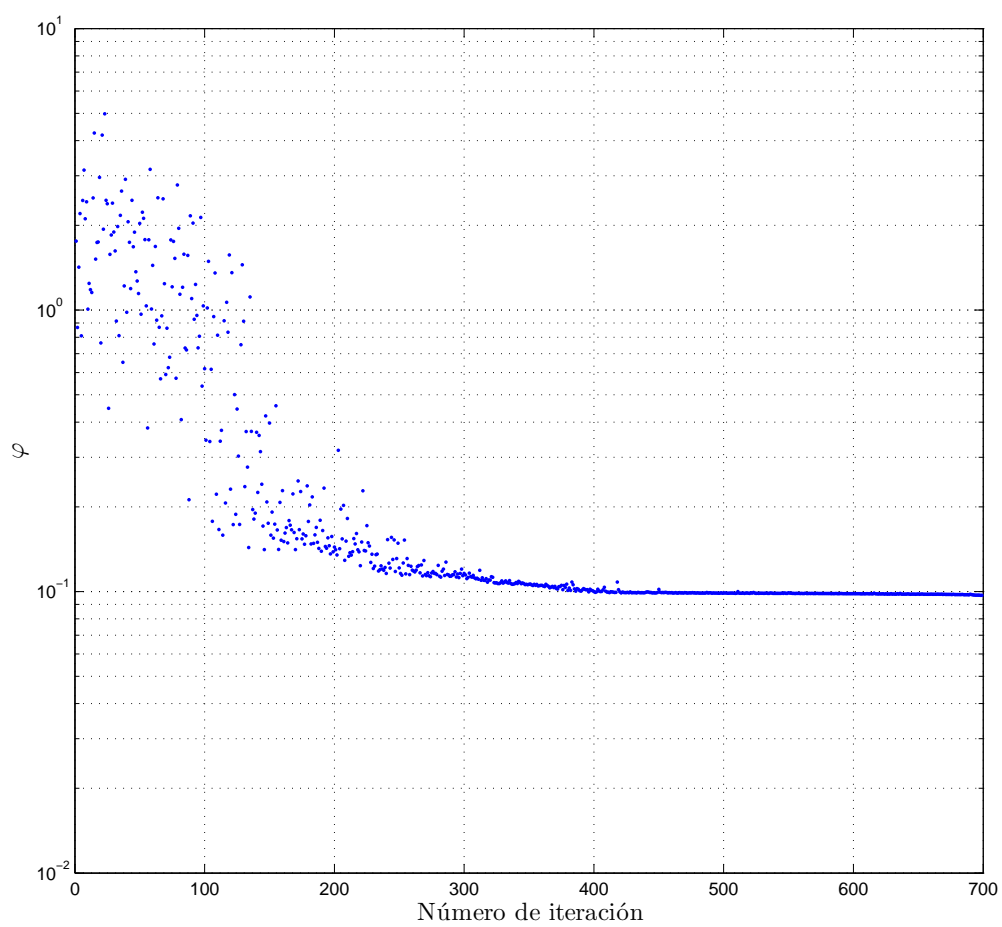


Figura 6.3: Evolución de la función de error en el modelo viscoso.

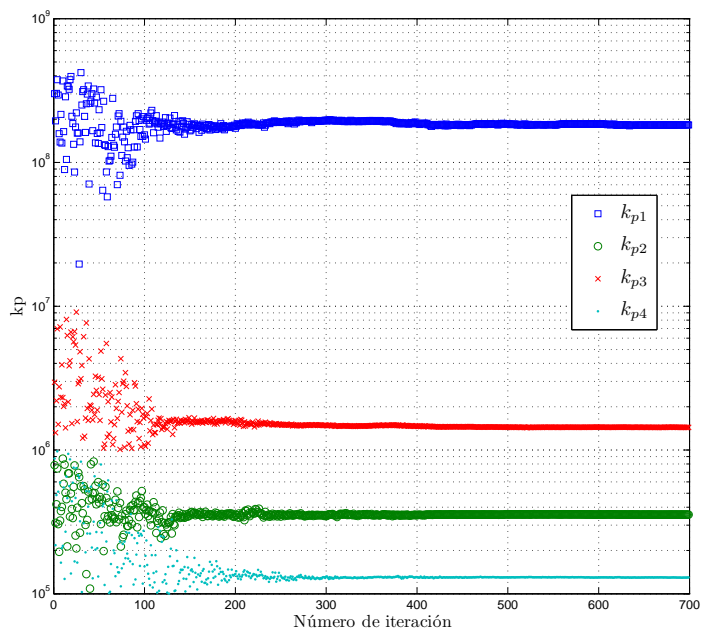


Figura 6.4: Evolución de los parámetros k_p en el modelo viscoso.

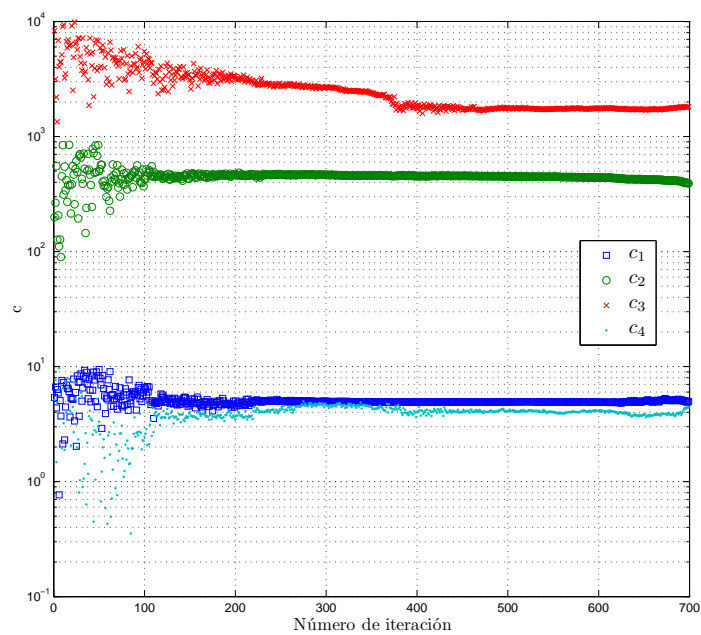


Figura 6.5: Evolución de los parámetros c en el modelo viscoso.

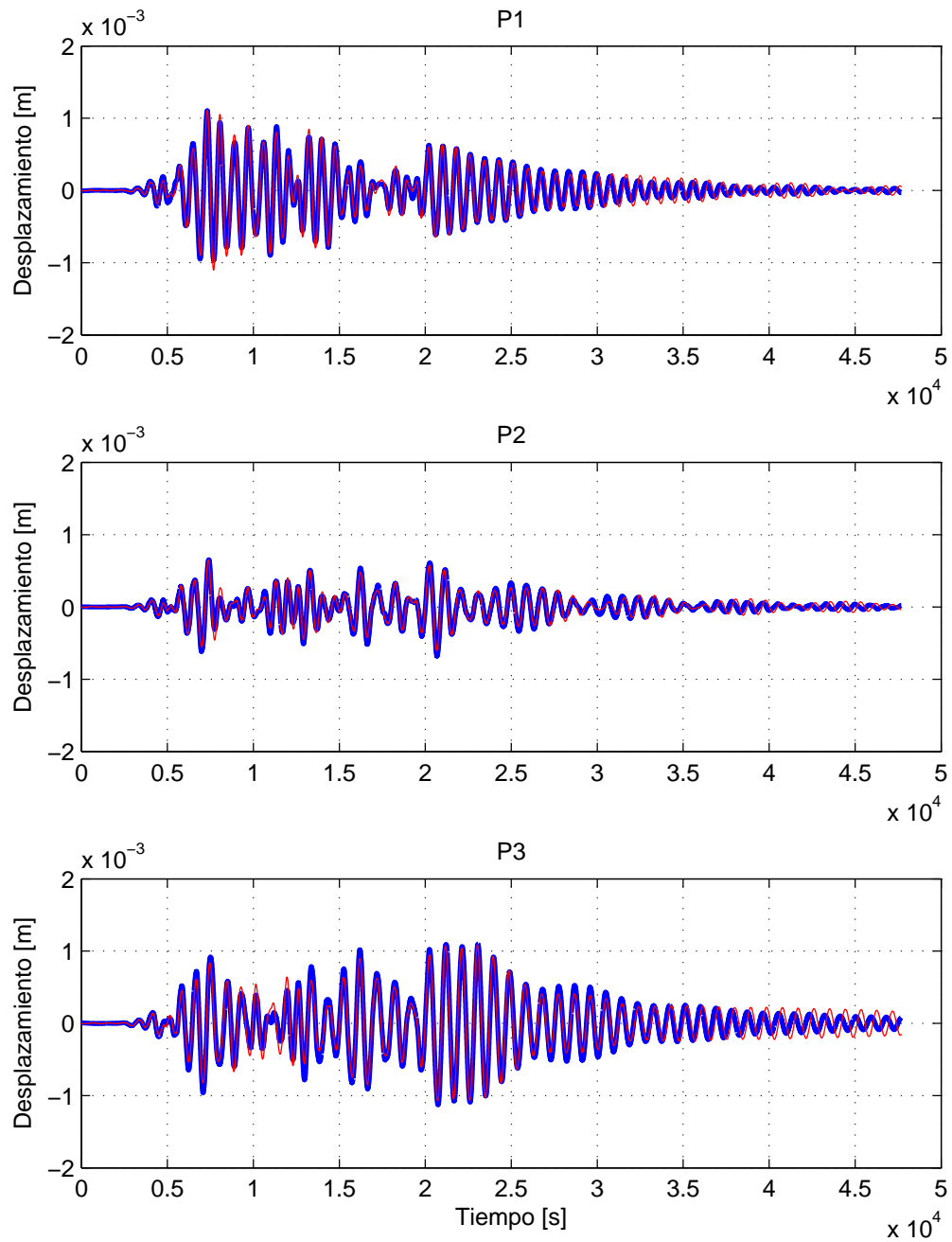


Figura 6.6: Respuesta en el dominio del tiempo en la conexión de los pilares P1, P2 y P3. Línea azul: Experimental. Línea roja: Predicción del modelo viscoso.

En Zapico et al. [2002] se expone un trabajo previo realizado sobre el mismo modelo experimental. En dicho artículo se propuso un MEF lineal no amortiguado, que fue secuencialmente readaptado mediante diferentes configuraciones en base a las cuatro primeras frecuencias. Los resultados obtenidos con este modelo pueden servir como comparación a los resultados obtenidos por el modelo viscoso. Los resultados del modelo no amortiguado se muestran en la Figura 6.7 y corresponden con un valor de la función de error de 243 %, un orden de magnitud superior al modelo viscoso. Como se esperaba, los resultados del modelo no amortiguado dan una aproximación muy grosera de la respuesta sísmica del puente debido fundamentalmente a la falta de amortiguamiento en el modelo.

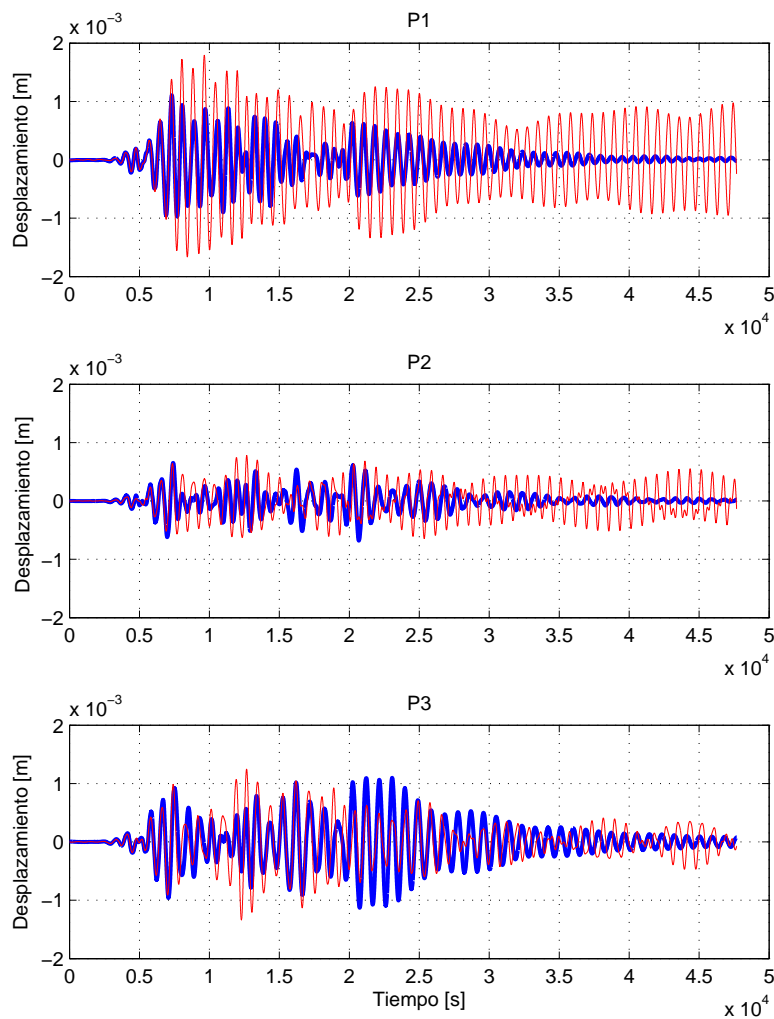


Figura 6.7: Respuesta en el dominio del tiempo en la conexión de los pilares P1, P2 y P3. Línea azul: Experimental. Línea roja: Predicción del modelo no amortiguado.

Tabla 6.5: Frecuencias naturales del modelo viscoso readaptado.

Caso	Frecuencias naturales			
	f_1	f_2	f_3	f_4
1	11.29	13.10	24.22	37.15
2	11.29	13.09	23.98	36.78
3	11.29	13.11	23.66	35.95
4	11.29	13.08	23.08	34.90
7	11.29	13.09	24.20	37.14
8	11.29	13.10	25.73	40.43
9	11.29	13.10	26.44	41.87
10	11.29	13.11	22.38	33.31
11	11.29	13.10	21.80	32.10
13	11.29	13.10	25.93	40.82
14	11.29	13.09	26.17	41.40
15	11.29	13.11	23.93	36.49
16	11.29	13.10	27.04	43.15
17	11.29	13.09	24.64	38.08
18	11.30	13.10	22.50	33.78
19	11.28	13.10	23.22	35.07
22	11.29	13.09	24.50	37.97
23	11.28	13.10	25.34	39.59
24	11.29	13.09	25.90	40.75
25	11.29	13.10	22.12	32.87
min	11.28	13.08	21.80	32.10
max	11.30	13.11	27.04	43.15
media	11.29	13.10	24.34	37.48
experimental	11.60	13.60	25.75	35.00
error [%]	-2.67	-3.68	-5.48	+7.09

En la tabla 6.5 se resumen los resultados de frecuencias naturales para las simulaciones junto con la media para comparar con las frecuencias experimentales. Como se puede ver los resultados para las dos primeras frecuencias son bastante ajustados siendo menores de 3%, sin embargo, para el tercer y cuarto modo las variaciones son mayores y la media está mas alejada de los valores experimentales.

En la tabla 6.6 se muestran los valores más representativos y que se pueden comparar directamente en ambos modelos (E , k_{p1}). Los resultados muestran que el valor de E para el modelo no amortiguado está incluido en el intervalo de valores para el modelo viscoso, sin embargo, para k_{p1} hay una diferencia de dos ordenes de magnitud. En Bassir et al. [2007] se identificó el mismo modelo experimental pero en este caso con GA. Se utilizó un modelo lineal y se readaptaron directamente las matrices de masa y amortiguamiento usando diferentes procedimientos, por lo tanto, los resultados de ambos enfoques no son comparables cuantitativamente. El tiempo de computación para el GA fue de 120 h y para el BA fue de alrededor de 20 min . Las predicciones de los

Tabla 6.6: Comparación de parámetros en los modelos no amortiguado y viscoso.

Modelo	E	k_{p1}
No amortiguado	$2,02 \times 10^{11}$	$3,11 \times 10^6$
Viscoso	$2,35 \times 10^{11}$	$4,48 \times 10^8$
	$1,31 \times 10^{11}$	$1,06 \times 10^8$

modelos son similares en ambos casos, son menores que la experimental para grandes desplazamientos y mayores para pequeños desplazamientos.

Todos estos resultados previos y la experiencia en modelos similares, véase Zapico et al. [2005], indican que la respuesta sísmica del puente podría aproximarse mejor adoptando disipadores friccionales en vez de los viscosos.

6.2.2. Modelo friccional no lineal

Este modelo es idéntico al viscoso en el sentido de modelizado del tablero, los pilares y los apoyos (véase Figura 6.8). La diferencia radica en el modelizado del amortiguamiento de los pilares que en este caso se utiliza un modelo elástico-deslizante con rozamiento que sigue la ley de Coulomb, que tiene un comportamiento histerético no lineal como se muestra en la Figura 6.9.

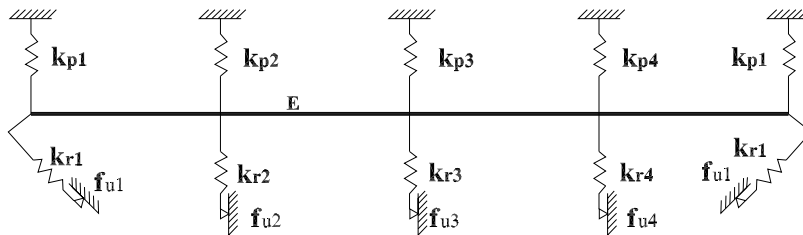


Figura 6.8: Esquema del modelo friccional.

Las fuerzas disipativas en este caso siguen la siguiente ley de comportamiento

$$f_D = \begin{cases} k_r y_n & \text{if } |y_n| \leq f_u/k_r \\ f_u \operatorname{sign}(y_n) & \text{if } |y_n| > f_u/k_r \end{cases}, \quad (6.2)$$

donde k_r es la rigidez del amortiguador y f_u es la fuerza de rozamiento (véase Figura 6.10), y_n es la variable transformada que se obtiene de la diferencia entre la variable de estado y y la variable interna y_r con la siguiente relación

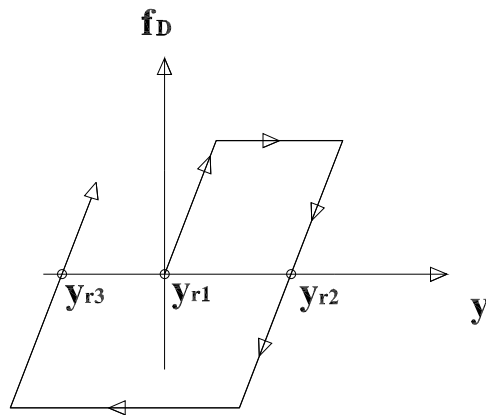


Figura 6.9: Comportamiento histerético del modelo elástico-deslizante.

$$y_n = y - y_r. \tag{6.3}$$

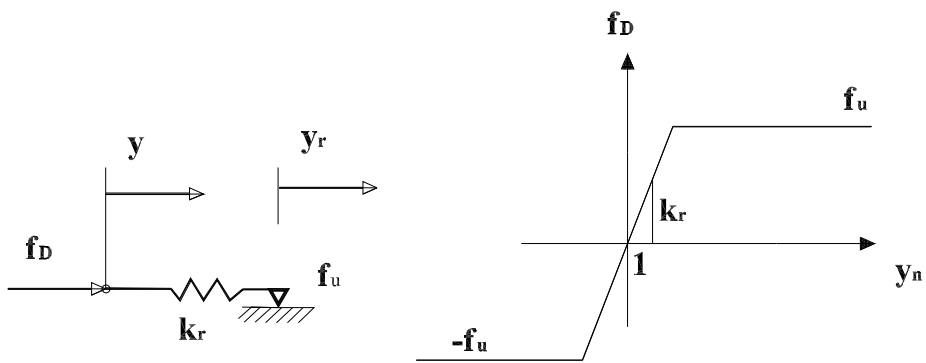


Figura 6.10: Modelo elástico-deslizante. Izquierda: Esquema. Derecha: Ley constitutiva.

La variable transformada se actualiza cada vez que cambia el signo de la velocidad \dot{y} . Las figuras 6.9 y 6.10 resumen su comportamiento histerético. Cuando $|y_n| \leq \frac{f_u}{k_r}$ el amortiguador trabaja elásticamente, si no, el amortiguador desliza y disipa la energía en forma de rozamiento.

La ecuación del movimiento que rige el modelo ahora es

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{f}_D(t) + \mathbf{K} \mathbf{y}(t) = \mathbf{f}_s a_g(t) \quad (6.4)$$

donde \mathbf{f}_D es el vector de fuerzas disipativas definido en la ecuación (6.2) y el resto de variables tienen el mismo significado que en el modelo anterior (ecuación 6.1). Los parámetros a readaptar se han elegido con el mismo criterio del modelo anterior y están reflejados en la Figura 6.8. Como se puede ver, en este caso son trece los parámetros a readaptar.

Resultados y discusión

A la vista de los resultados del modelo viscoso, en este caso se eligió el BA debido a su mayor efectividad. Se realizó una primera serie de cálculos con un espacio de búsqueda amplio para aproximar los ordenes de magnitud de los parámetros. De ahí se realizó una nueva serie de 25 *simulaciones* en un espacio de búsqueda más estrecho. El único criterio de parada fue el número de evaluaciones de la función, $N_s = 5000$, y los resultados se reflejan en la tabla 6.7.

Todos los resultados fueron exitosos, ya que ninguno quedó atrapado en un mínimo local, es decir, todos ellos han convergido a la misma solución con un rango del error normalizado entre 1,97% y 1,47%. De estos resultados se sigue que el ajuste fue excelente, el error es casi un orden de magnitud menor que el del modelo viscoso. Como se puede ver en la Figura 6.11 el ajuste es muy bueno tanto en amplitud como en fase. Así queda demostrado que la predicción de la respuesta sísmica es más precisa con un modelo no lineal que con el anterior lineal.

Tabla 6.7: Resultados del modelo friccional con el algoritmo BA y límites de búsqueda estrechos.

Caso	NMSE [%]	$\frac{E}{10^{11}}$	$\frac{k_{p1}}{10^6}$	$\frac{k_{p2}}{10^6}$	$\frac{k_{p3}}{10^6}$	$\frac{k_{p4}}{10^6}$	$\frac{k_{r1}}{10^5}$	$\frac{k_{r2}}{10^5}$	$\frac{k_{r3}}{10^5}$	$\frac{k_{r4}}{10^5}$	f_{u1}	f_{u2}	f_{u3}	f_{u4}
1	1.86	1.87	3.67	0.36	0.92	0.13	0.25	0.86	4.73	0.70	6.05	55.12	138.13	74.85
2	1.52	1.94	5.00	0.33	1.01	0.09	0.22	1.02	4.49	0.94	4.73	63.28	111.59	98.45
3	1.59	1.97	4.83	0.30	0.92	0.16	0.27	1.17	5.39	0.20	5.11	80.76	161.89	138.20
4	1.51	1.88	6.58	0.31	1.04	0.13	0.20	1.29	4.33	0.60	4.77	82.71	99.04	163.60
5	1.58	1.95	6.37	0.29	0.90	0.15	0.25	1.26	5.54	0.33	5.41	87.64	172.84	102.14
6	1.76	1.81	5.35	0.32	0.96	0.16	0.26	1.27	4.40	0.47	5.75	87.70	128.11	183.04
7	1.62	2.04	5.71	0.28	1.06	0.14	0.22	1.32	4.44	0.22	4.94	87.61	110.43	135.47
8	1.81	1.83	3.79	0.33	0.90	0.15	0.27	1.22	4.82	0.61	5.70	84.04	145.21	68.42
9	1.65	2.06	5.58	0.31	1.04	0.10	0.23	0.95	4.57	0.62	5.12	59.89	118.83	177.06
10	1.97	1.94	2.96	0.34	0.94	0.17	0.30	0.99	4.73	0.24	6.13	65.66	140.56	154.01
11	1.59	1.86	5.64	0.32	1.02	0.15	0.22	1.25	4.34	0.42	4.96	81.33	104.60	99.79
12	1.69	1.99	7.43	0.29	1.06	0.13	0.21	1.23	4.32	0.39	5.83	80.79	106.17	132.75
13	1.47	1.84	7.54	0.31	0.97	0.12	0.23	1.26	4.62	0.78	5.14	85.78	126.63	98.87
14	1.60	2.00	4.01	0.29	1.07	0.11	0.22	1.39	4.27	0.70	5.10	91.13	99.43	74.32
15	1.81	1.90	5.52	0.32	1.03	0.15	0.36	1.24	4.36	0.40	4.28	80.12	106.20	128.96
16	1.73	1.87	4.50	0.31	0.88	0.18	0.23	1.27	5.58	0.20	5.37	89.37	170.78	95.53
17	1.54	1.88	7.05	0.32	1.05	0.14	0.22	1.17	4.16	0.54	5.05	74.26	96.40	102.66
18	1.64	2.04	4.52	0.30	1.07	0.08	0.22	1.13	4.32	0.81	5.37	72.47	102.61	141.96
19	1.53	1.97	4.81	0.31	1.04	0.09	0.22	1.13	4.40	0.89	4.80	71.86	107.35	93.01
20	1.52	1.94	5.63	0.31	0.95	0.11	0.25	1.11	4.99	0.72	5.40	75.71	144.11	134.65
21	1.53	1.90	8.90	0.31	0.97	0.16	0.22	1.11	4.73	0.27	5.61	74.46	132.29	151.76
22	1.56	1.93	5.03	0.32	0.94	0.14	0.26	1.05	5.02	0.42	5.75	71.41	147.95	111.81
23	1.84	2.04	3.24	0.28	0.98	0.12	0.26	1.39	4.81	0.58	5.29	96.35	134.24	62.17
24	1.61	1.92	4.33	0.31	1.05	0.10	0.22	1.27	4.29	0.92	4.83	81.13	98.99	98.09
25	1.49	1.86	6.72	0.32	0.94	0.11	0.23	1.11	4.94	0.79	5.56	75.46	140.91	119.81
min	1.47	1.81	2.96	0.28	0.88	0.08	0.20	0.86	4.16	0.20	4.28	55.12	96.40	62.17
max	1.97	2.06	8.90	0.36	1.07	0.18	0.36	1.39	5.58	0.94	6.13	96.35	172.84	183.04
Límite inferior		1.80	1	0.1	0.5	0.05	0.1	0.5	1	0.1	0	50	50	50
Límite superior		2.10	10	1	5	0.5	0.5	5	10	1	10	100	200	200

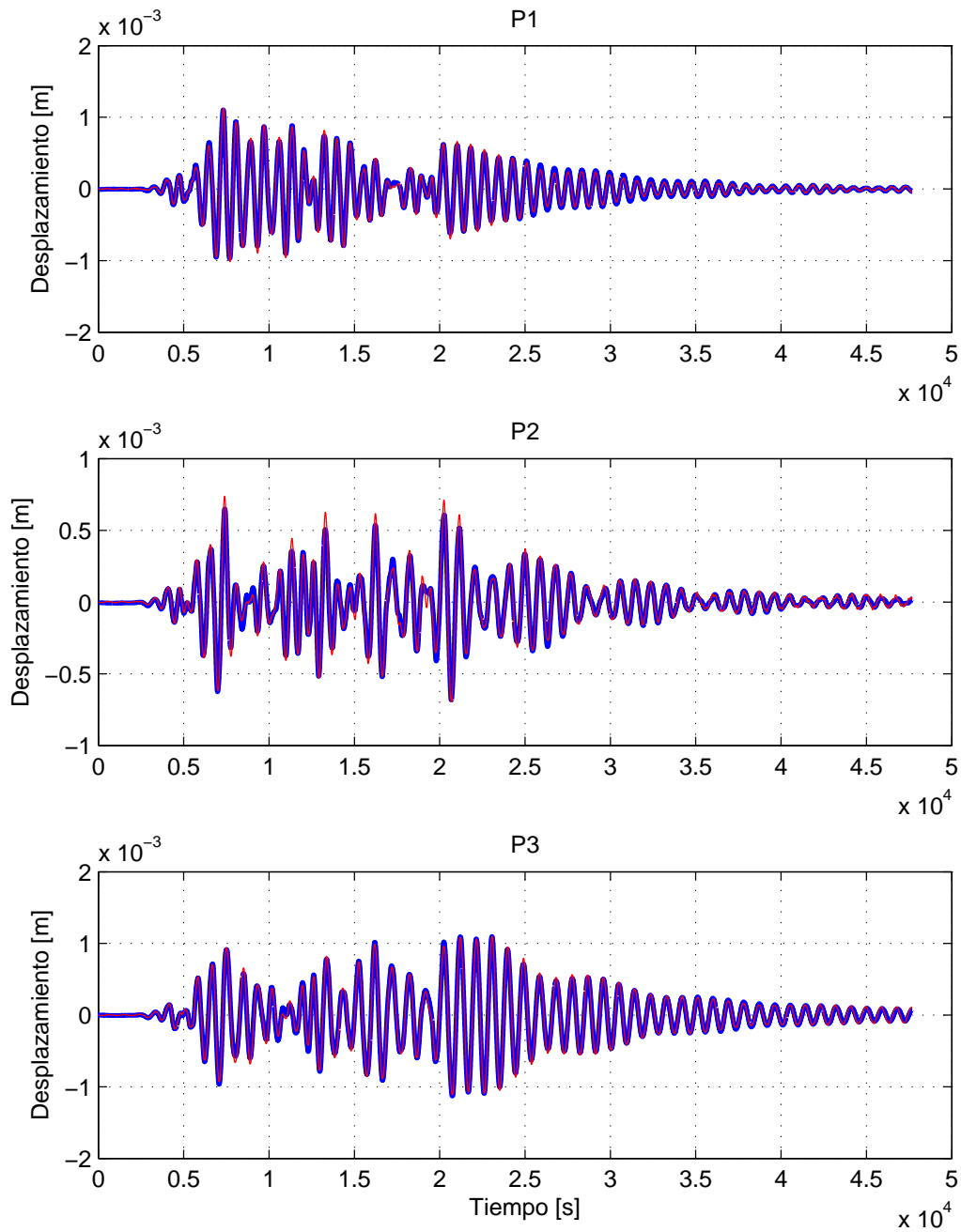


Figura 6.11: Respuesta en el dominio del tiempo en la conexión de los pilares P1, P2 y P3. Línea azul: Experimental. Línea roja: Predicción del modelo friccional.

Los resultados en frecuencia del modelo no lineal se muestran en la tabla 6.8 junto con los resultados experimentales y las diferencias porcentuales respecto a la media de los resultados analíticos. Como el modelo anterior, los resultados para las dos primeras frecuencias son muy ajustados con errores menores del 1 %, esto quiere decir que el modelo es capaz de reproducir con precisión los dos primeros modos experimentales. En cuanto a los resultados para el tercer y cuarto modo, son mejores que el modelo viscoso pero están aún lejos de los resultados experimentales, por tanto, el modelo no es capaz de predecir con precisión los modos altos.

En lo que se refiere a la variabilidad de los valores de los parámetros, es más baja que el modelo viscoso, aunque en algunos parámetros sigue siendo diferencias significativa.

Como en el modelo anterior, con éste también se hace una comparación con los resultados del modelo no amortiguado que aparecen reflejados en la Tabla 6.9. Como se puede observar, el valor de E del modelo no amortiguado en este caso también está incluido en el intervalo de resultados para el modelo friccional. En cuanto a la rigidez lineal en los estribos, k_{p1} , también tienen el mismo orden de magnitud. En el modelo no amortiguado también se incluye una rigidez angular en los estribos que equivale a k_{r1} en el modelo friccional y también son valores muy próximos en ambos modelos. Todos estos resultados sugieren que el modelo friccional es muy parecido al modelo no amortiguado en lo que se refiere a los valores iniciales de los parámetros.

Las deficiencias del ajuste en este caso son debidas a la falta de información de los datos experimentales y esto se demuestra a la vista del espectro de Fourier de los datos experimentales correspondientes a la aceleración en los tres pilares (P1, P2 y P3) relativa a la de la mesa vibrante. En la Figura 6.12 se puede ver que el tercer modo, $25,75 \text{ Hz}$, está débilmente excitado y el cuarto de 35 Hz no es visible en el espectro. Esto es debido a que los modos altos se excitaban débilmente por el movimiento de la mesa y, además, los puntos de medida están muy próximos a los puntos modales en el cuarto modo, como se ve en Zapico et al. [2002]. Esta es la razón por la que el modelo friccional sólo reproduce certeramente los dos primeros modos.

Tabla 6.8: Frecuencias naturales del modelo friccional readaptado.

Caso	Frecuencias naturales			
	f_1	f_2	f_3	f_4
1	11.69	13.54	24.23	34.92
2	11.70	13.62	24.98	36.59
3	11.75	13.60	25.13	36.83
4	11.67	13.62	25.03	36.91
5	11.73	13.57	25.26	37.50
6	11.72	13.59	24.50	35.92
7	11.69	13.61	25.57	37.80
8	11.72	13.57	24.15	34.82
9	11.70	13.61	25.62	37.92
10	11.74	13.59	24.22	34.38
11	11.70	13.63	24.85	36.42
12	11.66	13.60	25.57	38.17
13	11.71	13.60	24.93	37.01
14	11.68	13.62	25.01	36.17
15	11.92	13.81	25.20	36.92
16	11.69	13.55	24.59	35.75
17	11.69	13.64	25.09	37.13
18	11.68	13.61	25.32	36.94
19	11.70	13.62	25.10	36.71
20	11.73	13.59	25.11	37.05
21	11.67	13.57	25.24	37.82
22	11.73	13.58	24.97	36.65
23	11.72	13.59	24.78	35.42
24	11.68	13.64	24.82	35.93
25	11.70	13.57	24.92	36.92
min	11.66	13.54	24.15	34.38
max	11.92	13.81	25.62	37.17
media	11.71	13.61	24.97	36.58
experimental	11.60	13.60	25.75	35.00
error [%]	+0.95	+0.07	-3.03	+4.51

Tabla 6.9: Comparación de parámetros de los modelos no amortiguado y friccional.

Modelo	E	k_{p1}	k_{r1}
No amortiguado	$2,02 \times 10^{11}$	$3,11 \times 10^6$	$1,69 \times 10^4$
Friccional	$2,06 \times 10^{11}$	$8,90 \times 10^6$	$3,60 \times 10^4$
	$1,81 \times 10^{11}$	$2,96 \times 10^6$	$1,97 \times 10^4$

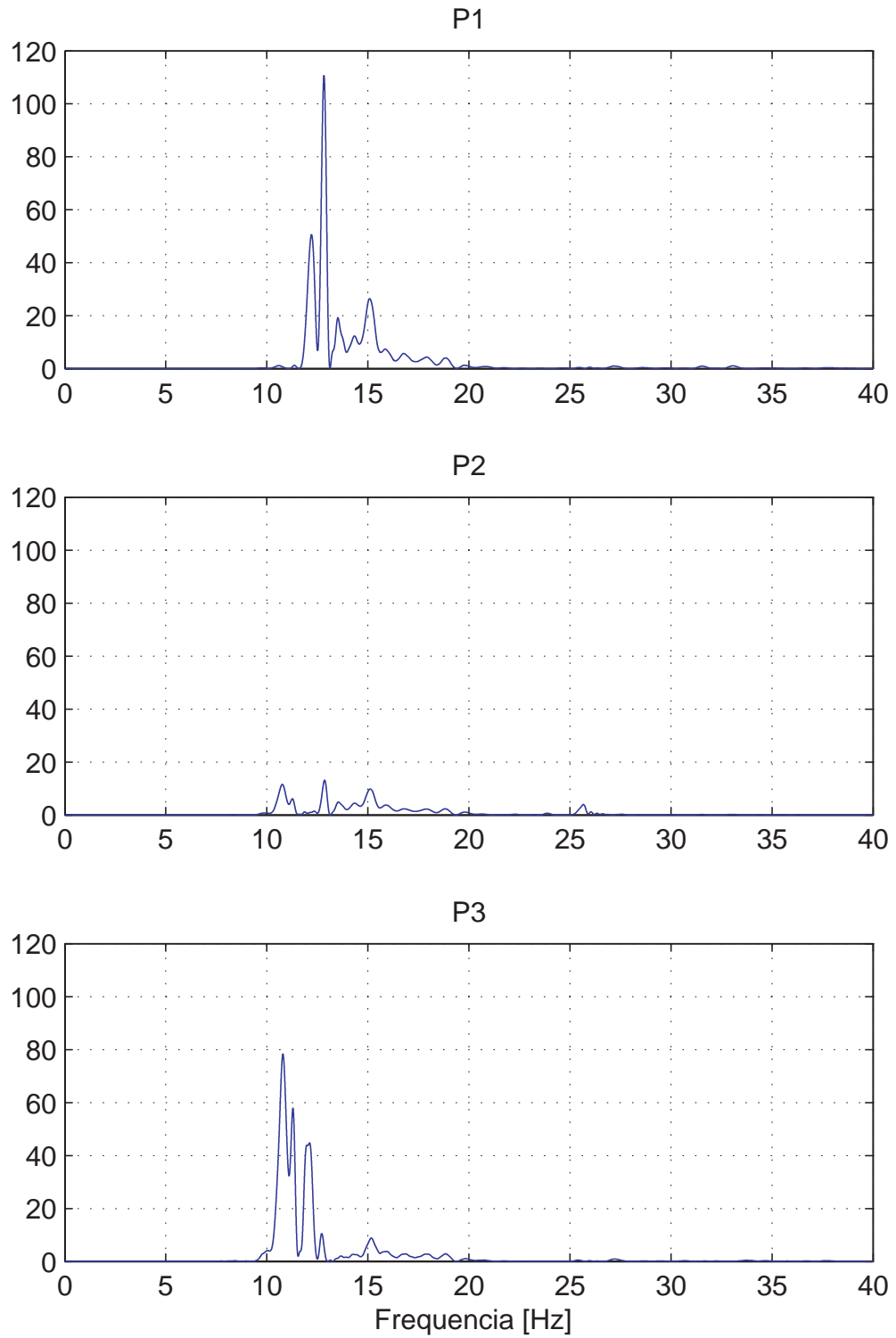


Figura 6.12: Espectro de Fourier de la respuesta sísmica en las conexiones de los pilares con el tablero.

Desde un punto de vista práctico, se pueden adoptar los parámetros de la mejor solución, caso 13 en la tabla 6.7, para el modelo readaptado. Se ha demostrado que este modelo es capaz de proporcionar soluciones certeras para la respuesta sísmica. El modelo podría utilizarse en otras aplicaciones en las que sólo los dos primeros modos tengan influencia significativa en la respuesta.

Para una readaptación más completa del modelo, es necesario utilizar datos experimentales que contengan más información de los modos altos, e incluir otros puntos de medida más sensibles al cuarto modo. Finalmente, debe destacarse que con la técnica propuesta fue posible readaptar simultáneamente los parámetros de rigidez y amortiguamiento aún con tan poca información disponible en este caso.

6.2.3. Conclusiones

Se han utilizado dos MEF diferentes para identificar la respuesta dinámica del puente. El primero es un modelo de amortiguamiento viscoso lineal y el segundo un modelo de amortiguamiento friccional no lineal. Ambos modelos han sido comparados con otro no amortiguado de estudios previos. Los resultados evidencian que:

- El modelo no amortiguado obtiene valores del error dos ordenes de magnitud superior al peor de los modelos aquí propuestos.
- El modelo friccional obtiene resultados de casi un orden de magnitud inferior al viscoso, siendo capaz de reproducir de forma precisa los dos primeros modos experimentales.
- Ninguno de los modelos es capaz de reproducir la respuesta del tercer y cuarto modo debido fundamentalmente a la falta de información de estos modos en los datos experimentales.

6.3. Readaptación de MEF de una unión de la estructura UNIOVI

6.3.1. Introducción

Las estructuras porticadas están muy extendidas en aplicaciones civiles, mecánicas e industriales. En su análisis, se idealizan como elementos lineales interconectados. El comportamiento mecánico de los elementos sigue leyes conocidas, sin embargo, la respuesta de la zona de la unión es mucho más compleja. En el pasado, las uniones se consideraban rígidas o flexibles, ya que se simplifica mucho el análisis pero no se refleja el comportamiento real de las uniones. En la práctica, las uniones rígidas tienen algo de flexibilidad y las uniones flexibles algo de rigidez. Los códigos modernos de diseño Eurocodes [2005a], sin embargo, recomiendan el uso de uniones semirrígidas para

conseguir una distribución regular de los esfuerzos y una reducción del coste estructural.

El comportamiento mecánico de las uniones se puede obtener mediante MEF detallados en 3D como en los artículos que se citan a continuación: Yorgun et al. [2004], Maggi et al. [2005], Abad-Blasco et al. [a] y Abad-Blasco et al. [b]. Modelos analíticos como el método de los componentes que aparece en Eurocodes [2005a] también son ampliamente utilizados para caracterizar las uniones. Estos modelos deber ser validados y calibrados mediante datos experimentales.

Actualmente, las uniones semirrígidas se modelizan como elementos tipo muelle sin dimensión geométrica y caracterizados por su rigidez a flexión. En algunas configuraciones la rigidez a cortante también se considera como es el caso de Wong et al. [1995] y de Cunha et al. [2008]. El comportamiento cíclico de las uniones es de por sí no lineal e hysterético, no obstante, cuando la amplitud del ciclo no es muy grande el área del ciclo de histéresis es muy pequeña y el comportamiento se puede aproximar por una ley lineal. Por tanto, las uniones se modelizan como elementos muelle lineales para la comprobación de los estados límites de servicio. Este cálculo basado sólo en la rigidez a flexión es adecuado para el análisis estático, pero en el caso dinámico, esto puede dar predicciones no exactas como ocurre en Wong et al. [1995]. Esto se debe a que la geometría y la inercia de la unión y su influencia en el resto de elementos de la conexión tiene un efecto importante en la respuesta dinámica. Por tanto, estas características deben ser consideradas en el modelado de la unión.

En esta sección se estudia analítica y experimentalmente una conexión viga-pilar-viga con las mismas dimensiones que las que aparecen en el pilar central de la estructura UNIOVI. La unión consiste en una viga por cada lado del pilar soldada a una placa base y ésta atornillada a las alas del pilar. El objetivo último es modelizar la unión mediante un MEF con elementos tipo viga y con él ser capaces de comprender el comportamiento de la unión como un todo, considerando no solo la rigidez a flexión sino también su geometría, inercia y su influencia en el resto de elementos de la conexión. Una vez modelado, se pretende calibrar y validar el modelo propuesto, para ello se han de seleccionar y readaptar los parámetros más inciertos del modelo. Se expondrán dos modelos experimentales diferentes. El primero se ensaya dinámicamente con dos configuraciones de apoyo diferentes y el segundo consiste en un semipórtico ensayado estáticamente. Uno de los ensayos dinámicos se utiliza para readaptar el modelo y el otro junto con el ensayo estático se usan para validarlo. Para la readaptación del modelo se utiliza la técnica descrita en el capítulo 5, utilizando las diferencias en frecuencia de los modelos experimental y analíticos.

6.3.2. Modelo de Elementos Finitos

En general las estructuras porticadas se suelen modelizar con elementos tipo viga que se representan mediante líneas correspondiendo con las líneas medias de los elementos estructurales. Los nodos se definen como puntos en las intersecciones de las vigas y se pueden utilizar nodos adicionales para describir la estructura más detalladamente. El comportamiento de las vigas ante esfuerzos flectores, cortantes y axiales está regido por las leyes de resistencia de materiales, pero las uniones de las vigas suponen discontinuidades geométricas que hacen difícil predecir su comportamiento ante los mismos esfuerzos. Así mismo, su comportamiento tiene mucha influencia en la respuesta de la estructura. Por tanto, un adecuado modelizado de las uniones es esencial para obtener predicciones ajustadas del modelo. En consecuencia se propone un sistema de elementos tipo viga para modelizar el comportamiento del espécimen. Los elementos tipo viga poseen tres gdl en cada nodo, en dirección longitudinal, transversal y giro perpendicular al plano que forman las dos anteriores direcciones. El modelo se ha codificado íntegramente en MATLAB® (Users-Manual-Version-6.5 [2002]) utilizando la herramienta Structural Dynamics Toolbox de Balmès [1997].

Modelo y Selección de parámetros

El proceso de modelización y readaptación de una estructura, en general, es cíclico. En primer lugar se construye un modelo inicial y se calibran los parámetros más inciertos de manera que las diferencias entre las predicciones del modelo y la respuesta experimental sean mínimas. Además, los parámetros deben tener influencia en la respuesta experimental, si no se obtendrán grandes desviaciones respecto a los valores objetivo debido al efecto de la amplificación de errores (Figura 6.13). Después se realiza un análisis de las diferencias para detectar parámetros significativos ausentes del modelo. Esto es esencial porque si el parámetro no está incluido en el modelo, nunca podrá ser readaptado. Estos parámetros detectados se incluyen en el modelo y el ciclo se repite hasta que se consigue una adecuada convergencia entre la predicción del modelo y la respuesta experimental.

Vigas y pilares Las vigas y pilares se modelizaron con elementos tipo viga Timoshenko que tiene en cuenta las deformaciones debidas tanto al flector como al cortante (Ortiz-Berrocal [2007]). Cada viga se dividió en cuatro elementos idénticos. Para los pilares se tomó el nodo intermedio, 6, y los nodos adicionales, 23 y 24, coincidentes con los bordes de los finales de placa de las vigas, el resto del pilar se dividió en espacios regulares (véase Figura 6.14). Con el mallado y las funciones de interpolación cúbica de los elementos estándar, el modelo será capaz de reproducir con precisión los modos de vibración analizados.

Se tomaron los valores nominales en las propiedades geométricas de las secciones de las vigas y los pilares, denominadas a y b en la tabla 6.10, respectivamente.

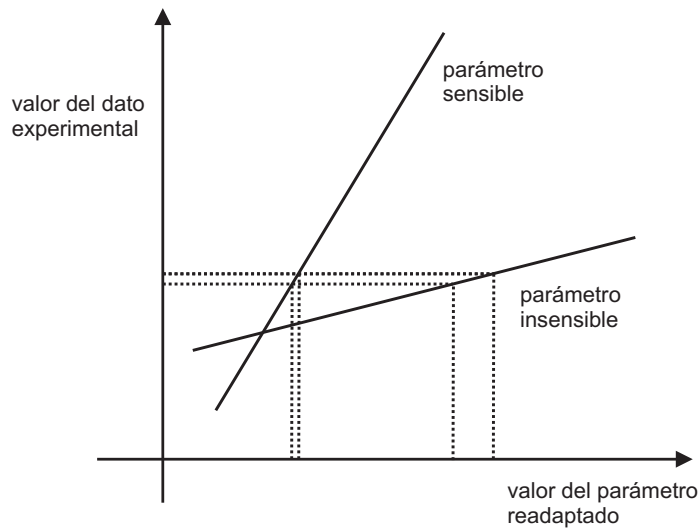


Figura 6.13: Influencia de los errores según sea el parámetro sensible o insensible.

Sección	$A [m^2]$	$I [m^4]$
a	$1,06 \times 10^{-3}$	$1,71 \times 10^{-6}$
b	$2,53 \times 10^{-3}$	$6,06 \times 10^{-6}$
c	$2,53 \times 10^{-3}$	I_c
d	A_d	0
e	4×10^{-3}	I_e
f	10^{-3}	10^{-3}
g	10^{-3}	0

Tabla 6.10: Propiedades de las secciones de los modelos.

El momento de inercia entre los nodos 23 y 24 (I_c) se tomó como parámetro a readaptar. El módulo de Young, E , y la densidad de todas las vigas se toman con sus valores nominales ($E = 207 \text{ GPa}$ y $\delta = 7850 \text{ kg/m}^3$). En los nodos 5 y 7 se consideran dos masas puntuales debido a los elementos de la unión viga-pilar-viga (placa testa, soldaduras, tornillos, arandelas y tuercas).

Apoyos Los apoyos de la estructura se modelizaron mediante elementos verticales tipo viga de Euler-Bernoulli. Los extremos superiores se conectan, mediante elementos de 15 mm , a los nodos 20 y 21 que son nodos fijos (véanse Figuras 6.14 o 6.15). El momento de área de segundo orden de estos elementos se hace cero ya que no pueden transmitir momento flector. El área A_d está relacionada con la flexibilidad del apoyo y de la propia viga y como es un valor incierto a priori se toma como parámetro a readaptar. Se toman como elementos sin masa, pero con el módulo de Young estándar.

Los apoyos son flexibles y pueden moverse afectando también al movimiento del

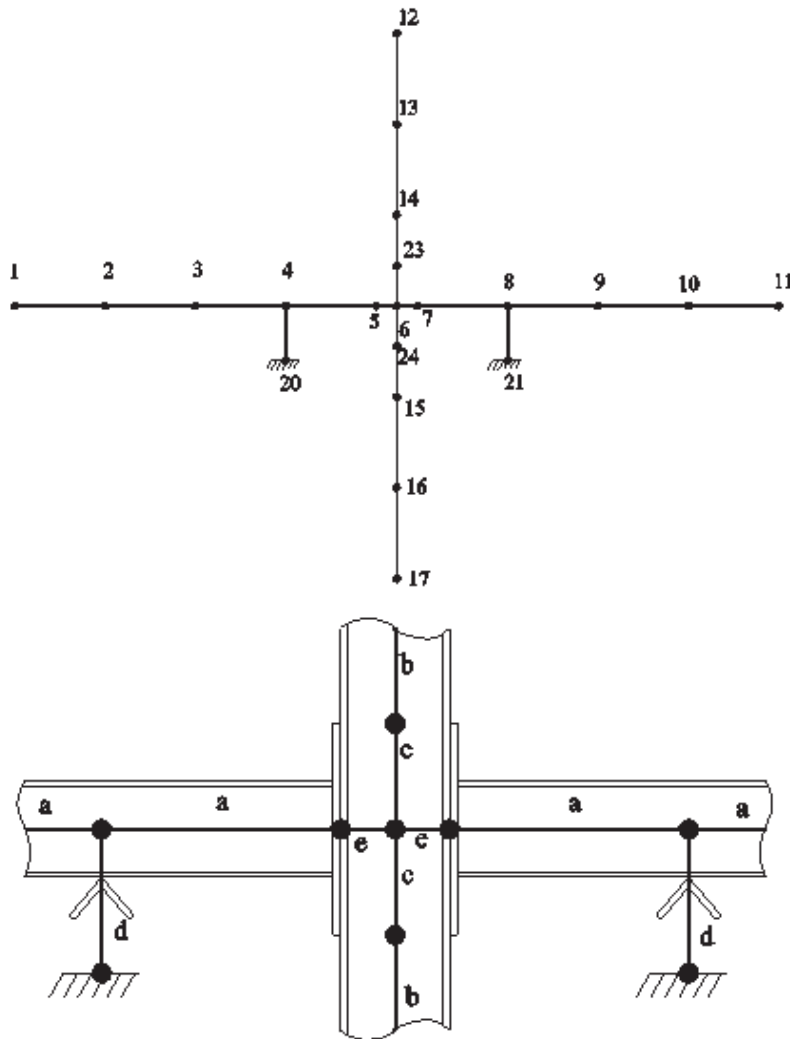


Figura 6.14: Modelo de EF, versión A. Arriba: Esquema general. Abajo: Detalles de los apoyos y de la unión viga-pilar-viga.

especímen, para tener en cuenta este efecto, se consideran masas concentradas de 2,44 kg en los nodos 4 y 8, que representa la masa del angular del soporte. En cuanto a la rigidez horizontal de los apoyos, se realizaron simulaciones en las que resultó que la respuesta del modelo es bastante insensible en los modos estudiados, de forma que no se consideró esa variable en los modelos.

Unión Viga-Pilar-Viga Los momentos flectores se transmiten desde el final de las vigas al pilar mediante varios componentes, esto incluye no sólo la unión en si misma sino también las zonas adyacentes a la unión. El momento flector produce una deformación en los elementos de la unión que da lugar a un giro del final de la viga con respecto a la línea central del pilar. El giro es debido a la concentración de tensiones al final de la viga y soldaduras, las deformación de la placa testa en flexión, la deformación de

los tornillos en tensión, la deformación de las alas del pilar en flexión y la deformación normal y cortante del alma del pilar.

MODELO A Las uniones inicialmente se modelizan mediante elementos simples conectados del final de las vigas, nodos 5 y 7, al centro del pilar, nodo 6 (Figura 6.14). Las vigas son elementos sin masa Euler-Bernouilli y su momento de área de segundo orden, I_e , representa la rigidez a flexión de la unión y debido a la incertidumbre existente en esa zona se toma como parámetro a readaptar. El módulo de Young se fija al valor nominal. En cuanto al área, se observó que es un parámetro bastante insensible del modelo por lo que se fijó al valor que aparece en la tabla 6.10 que equivale al área de los elementos de la unión: placa, ala y alma del pilar.

MODELO B Es similar al anterior pero en este caso se limita el desplazamiento transversal de la unión mediante la incorporación al modelo de dos triángulos idénticos formados por elementos tipo viga que unen el centro del pilar al final de las vigas. El primer elemento, f , es inclinado y el segundo, g , es vertical (Figura 6.15). Son elementos sin masa de tipo Euler-Bernouilli con $E= 207 \text{ GPa}$. Los elemento f se consideran rígidos al esfuerzo flector escogiendo un momento de inercia elevado (tres ordenes de magnitud superior al resto) mientras que los elementos g se hacen de inercia nula. El área de ambos elementos se elige muy elevada y con todo se consigue que las vigas puedan girar con respecto al centro del pilar pero no permiten su desplazamiento transversal.

Procedimiento de readaptación

En ambos modelos se readaptan los mismos parámetros: A_d , I_c , I_e . El procedimiento consiste en un problema de minimización de una función de error definida mediante diferencias entre los resultados analíticos y experimentales. En este caso se utilizaron las cuatro primeras frecuencias naturales de la configuración I y la función objetivo se definió como el error cuadrático medio normalizado de las frecuencias

$$\varepsilon = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{f_i^a - f_i^e}{f_i^e} \right)^2 \quad (6.5)$$

donde f son las frecuencias, los superíndices a y e se refieren a analíticas y experimentales, respectivamente, y N es el número de frecuencias consideradas. Como $N = 4$ es mayor que el número de parámetros a readaptar, el problema es sobredeterminado.

La minimización se lleva a cabo mediante el algoritmo estocástico BA desarrollado en el capítulo 5. Aunque el algoritmo estaba inicialmente ideado para utilizar datos en el dominio del tiempo, éste es el primer intento práctico con información modal. Este caso de estudio es apropiado para utilizar el algoritmo ya que no se tiene una calibración previa de los parámetros a readaptar y la solución puede buscarse en un intervalo amplio de varios ordenes de magnitud y, como se ha comentado, en estos casos

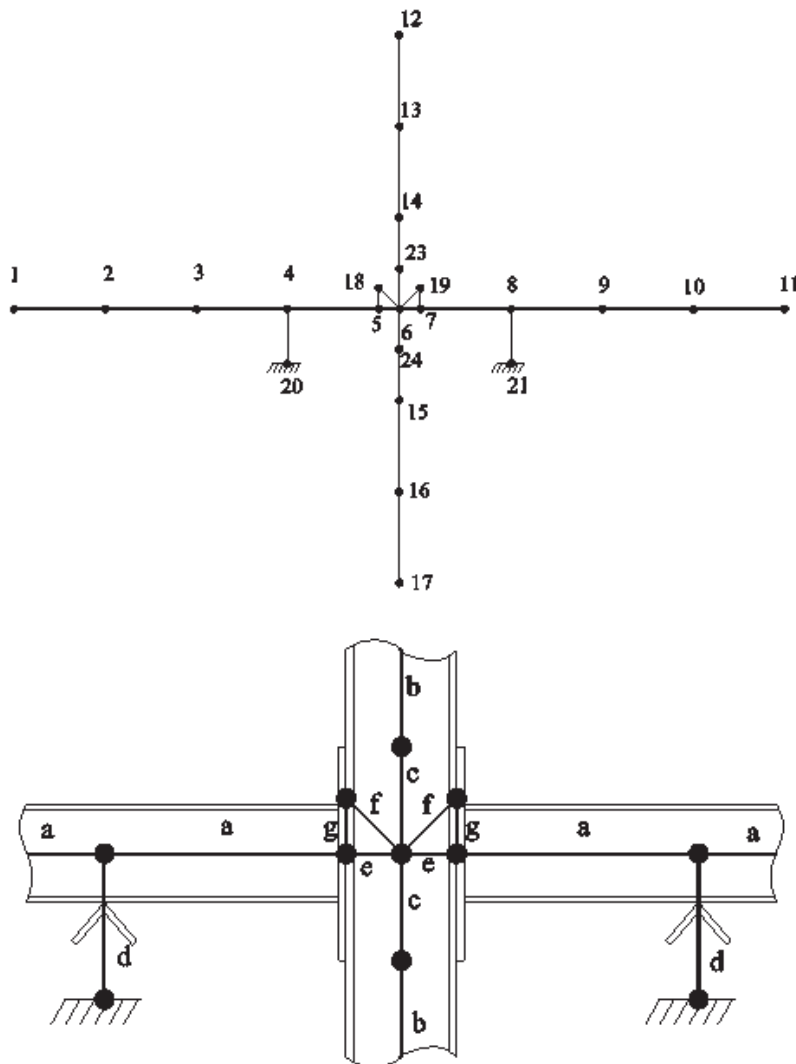


Figura 6.15: Modelo de EF, versión B. Arriba: Esquema general. Abajo: Detalles de los apoyos y de la unión viga-pilar-viga.

los algoritmos determinísticos suelen ser inestables e incluso no llegan a la solución si no comienzan la búsqueda en un punto próximo a la solución.

Se utiliza el MAC para emparejar los modos analíticos y experimentales.

En la tabla 6.11 se resumen los intervalos de búsqueda de cada parámetro. El número de iteraciones se fijó en 500 como criterio de parada del algoritmo y para cada modelo se ejecutó el algoritmo tres veces para comprobar la convergencia de los resultados.

6.3.3. Resultados

Los resultados de ambos modelos se muestran en la tabla 6.12. Los errores de ajuste en ambos casos son del mismo orden, 10^{-4} , siendo para el modelo A un poco más bajo. Los valores de A_d y I_c son también muy similares. Los valores de la rigidez de los

Tabla 6.11: Límites de los parámetros a readaptar

Parámetro	Límite inferior	Límite superior
A_d	0	10^{-5}
I_c	0	10^{-3}
I_e	0	10^{-5}

Tabla 6.12: Parámetros readaptados para los dos modelos.

	Modelo A	Modelo B
ε [%]	$1,61 \times 10^{-4}$	$4,44 \times 10^{-4}$
A_d [m^2]	$1,96 \times 10^{-7}$	$1,94 \times 10^{-7}$
I_c [m^4]	$1,16 \times 10^{-5}$	$1,16 \times 10^{-5}$
I_e [m^4]	$2,05 \times 10^{-7}$	$6,24 \times 10^{-8}$
K_b [Nm]	$0,72 \times 10^6$	$0,91 \times 10^6$
K_s [N/m]	$2,70 \times 10^6$	$2,67 \times 10^6$

apoyos, K_s , se obtienen mediante la fórmula clásica de tracción

$$K_s = \frac{EA_d}{L_d} \quad (6.6)$$

donde E es el módulo de Young y L_d es la longitud del elemento d .

El momento de inercia del pilar en la zona de la unión, I_c , es casi idéntica para ambos modelos. El valor readaptado es próximo aunque un poco más bajo al que se obtiene superponiendo la sección HEA-120 y las placas testa, que es de $1,32 \times 10^{-5} m^4$. Esta diferencia puede deberse a que la unión real entre las placas testa y el pilar no es continua, sino localizada en la zona de los tornillos, esto da lugar a una reducción en la rigidez que equivale a un descenso en el momento de inercia. El valor de I_c , por tanto, tiene significado físico. Por otro lado, I_e no se puede comparar su valor porque en cada modelo tiene un significado diferente, en el próximo párrafo se compararán la rigidez viga-pilar, K_b , derivada de I_e mediante diferentes formulaciones.

En la tabla 6.13 se resumen los resultados en frecuencia de ambos modelos con los valores readaptados en comparación con los valores experimentales. En ambos casos las diferencias son inferiores a 0,31 % y los valores de MAC muy próximos a 1.

6.3.4. Validación

La readaptación debe ser algo más que un mero ajuste matemático de resultados, también debe dar sentido físico al caso. Así pues, el modelo readaptado debe ser capaz de predecir el comportamiento estructural bajo diferentes condiciones de contorno y/o excitaciones. Para validar la capacidad de generalización del modelo readaptado se comparan las predicciones del modelo con los resultados experimentales en la configuración II y los resultados de los ensayos estáticos (sección 3.2.2).

Tabla 6.13: Frecuencias naturales de los modelos readaptados.

Modelo	Modo	Experimental [Hz]	Análítico [Hz]	Error [%]	MAC
A	1	30.60	30.60	0.03	0.9991
	2	75.49	75.36	-0.17	0.9791
	3	92.43	92.60	0.18	0.9706
	4	294.70	294.66	-0.01	1.0000
B	1	30.60	30.60	0.00	0.9994
	2	75.49	75.27	-0.29	0.9796
	3	92.43	92.71	0.31	0.9711
	4	294.70	294.63	-0.02	1.0000

Tabla 6.14: Frecuencias naturales de validación mediante la configuración II.

Modelo	Modo	Experimental [Hz]	Análítico [Hz]	Error [%]	MAC
A	1	55.2	55.39	0.37	0.9989
	2	110.9	112.33	1.29	0.8609
	3	114.9	115.27	0.32	0.8191
	4	294.4	294.05	-0.12	0.9995
	5	489.5	482.57	-1.42	0.9912
	6	517.8	507.92	-1.91	0.9881
B	1	55.2	55.32	0.24	0.9993
	2	110.9	112.00	0.99	0.8612
	3	114.9	115.17	0.23	0.8194
	4	294.4	294.02	-0.13	0.9995
	5	489.5	495.15	1.15	0.9921
	6	517.8	520.71	0.56	0.9891

En la tabla 6.14 se muestran los resultados experimentales y analíticos de los dos modelos para la configuración II. Los resultados para las cuatro primeras frecuencias son bastante ajustados con diferencias de hasta 1,29 % y la mayoría por debajo de 0,4 %, además, los dos modelos reproducen bastante bien los modos altos que no fueron usados para readaptar; es decir, los modelos son capaces de extrapolar. Para las frecuencias 5 y 6, el máximo de las diferencias es de 1,91 % y los valores de MAC están entre 0.8191 y 0.9995. También hay que destacar que los resultados son algo mejores en el modelo B con respecto al A.

La rigidez estática a flexión de la unión viga-pilar se calcula mediante modelos analíticos simulando los ensayos estáticos. Estos modelos reproducen en cada caso las

restricciones cinemáticas de las uniones de los modelos y los valores readaptados.

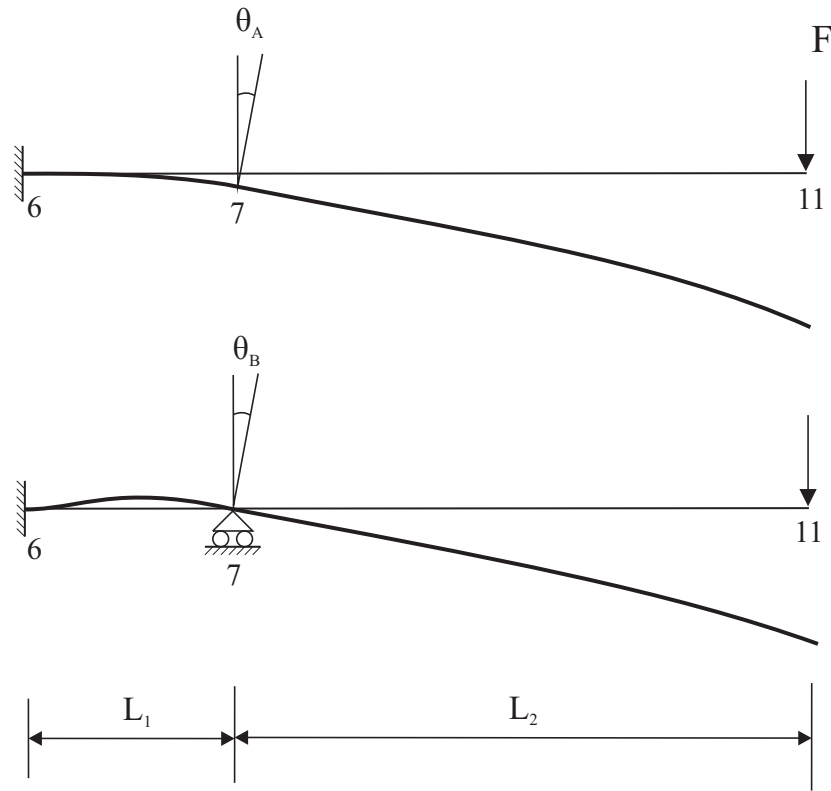


Figura 6.16: Modelos analíticos estáticos. Arriba: Modelo A. Abajo: Modelo B.

En estos modelos que simulan los ensayos estáticos y se ha supuesto que el centro de la unión que equivale al nodo 6 del MEF está fijo. La unión viga-pilar, nodo 7 en el MEF, está completamente libre en el modelo A y restringida su traslación vertical en el modelo B. La carga F se aplica en el extremo de la viga (nodo 11) en sentido vertical descendente. El giro de la viga respecto al centro del pilar se calcula como sigue mediante la teoría básica de flexión

$$\theta_A = \frac{F}{EI_e^{(A)}} \left(L_2 L_1 + \frac{L_1^2}{2} \right) \quad (6.7)$$

$$\theta_B = \frac{F L_2 L_1}{4EI_e^{(B)}}, \quad (6.8)$$

donde F es la carga aplicada, E el módulo de Young, I_e el momento de área de segundo orden readaptado del elemento que simula la unión y L_1 y L_2 son las distancias del extremo de la viga al centro del pilar y a la carga aplicada, respectivamente.

El momento en el extremo de la viga, nodo 7, es el mismo en ambos modelos $M = FL_2$. De las ecuaciones (6.7) y (6.8) se pueden obtener los valores de rigidez a flexión de la unión para ambos modelos

$$K_b^{(A)} = \frac{M}{\theta_A} = \frac{L_2}{L_2 L_1 + \frac{L_1^2}{2}} EI_e^{(A)} \quad (6.9)$$

$$K_b^{(B)} = \frac{M}{\theta_B} = \frac{4EI_e^{(B)}}{L_1}. \quad (6.10)$$

La rigidez de la unión para el modelo B es independiente de la posición de la carga, al contrario que en el modelo A. Esto es debido a que el esfuerzo cortante en el extremo de la viga también contribuye al giro de la unión. Al introducir los valores readaptados de I_e de cada modelo en las ecuaciones (6.9) y (6.10) se obtienen los valores de rigidez de la unión que se reflejan en la tabla 6.12. Cuando se comparan estos valores con los obtenidos en los ensayos estáticos (sección 3.2.2), resulta que el modelo B está más próximo con un error de -12% y el modelo A más lejano con un -30% . Estos resultados refuerzan la hipótesis que el modelo B es más adecuado para reproducir el comportamiento de la unión que el A. La restricción cinemática impuesta en la unión tiene sentido físico, es decir, el efecto del cortante en el extremo de la viga no produce giro significativo en este tipo de uniones.

6.3.5. Conclusiones

Se han propuesto dos modelos de barras para reproducir dinámicamente la unión atornillada viga-pilar-viga. Los modelos han sido calibrados mediante el algoritmo de identificación basado en datos modales. Los modelos calibrados se pusieron a prueba con datos experimentales de otras configuraciones diferentes a las de calibración y con resultados de ensayos estáticos. El análisis de los resultados permitió concluir que:

- El algoritmo es efectivo y fiable en intervalos de búsqueda amplios y con valores modales a pesar de haber sido diseñado para datos en el dominio del tiempo.
- El modelo que mejor reproduce la unión es el que restringe el desplazamiento transversal relativo de la unión obteniendo resultados con sentido físico. Por otro lado, las placas testa de las vigas tienen influencia en la rigidez a flexión de los pilares. El procedimiento propuesto para modelizar y calibrar en la versión de restringida da resultados prometedores para las aplicaciones prácticas.
- El modelo puede ser fácilmente implementado en los códigos de análisis estructural y los experimentos que se requieren pueden llevarse a cabo con equipamiento standard durante el proceso de fabricación o construcción.

6.4. Resumen

En este capítulo se muestran dos aplicaciones experimentales del algoritmo de minimización, la primera de las dos basada en el dominio del tiempo tal como fue diseñado el algoritmo y la segunda basada en el dominio de la frecuencia. La primera consiste en la readaptación de un modelo de elementos finitos de un puente a pequeña escala utilizando datos experimentales y dos modelos, uno con amortiguamiento viscoso lineal y otro con amortiguamiento friccional no lineal. También se compara la readaptación de los modelos mediante el algoritmo Beta Anisótropo y con el CMA-ES.

El segundo caso práctico basado en datos modales se lleva a cabo sobre una unión viga-pilar-viga de la estructura UNIOVI. Con los datos experimentales de ensayos de impacto se obtienen datos en frecuencia sobre dos configuraciones diferentes y con ellas se readaptan y validan dos modelos de elementos finitos diferentes y se elige el más acertado para predecir el comportamiento dinámico de la unión.

Capítulo 7

Identificación de la estructura UNIOVI

Siguiendo la misma idea del capítulo anterior, se sigue validando el algoritmo tanto en el dominio de tiempo como de la frecuencia y para ello se identifica la estructura UNIOVI siguiendo tres partes diferenciadas.

En primer lugar se utilizó el algoritmo de minimización para la identificación modal de la respuesta en vibración libre. En una primera fase se realiza la identificación no paramétrica mediante un modelo lineal, con el cual se intenta detectar posibles no linealidades en la estructura. Este análisis no paramétrico revela cierta no linealidad tanto en la rigidez como en el amortiguamiento por lo que se propone un primer modelo no lineal con ablandamiento en la rigidez y otro añadiendo una función no lineal en el amortiguamiento.

Los resultados obtenidos en la identificación no lineal en la rigidez sirven de base para el siguiente caso práctico consistente en la readaptación de un modelo de elementos finitos de semiportal de la estructura completa. La identificación modal únicamente fue posible con las dos primeras frecuencias, por esta razón para la readaptación del MEF se utilizaron dos configuraciones diferentes de masa cada una aportando dos valores de frecuencia. La validación del modelo se ha realizado con otras cuatro configuraciones de masa colocada en distintas plantas de la estructura.

Por último y basándose en los buenos resultados del MEF anterior se realizaron ensayos de vibración libre pero en este caso simulando daño en las plantas mediante aflojamiento de uniones. El objetivo de este apartado es la identificación de daño y para ello se realizaron identificaciones modales de diferentes configuraciones. La información que se extrae de cada caso son las dos primeras frecuencias y modos, con ellas se readapta el MEF de semiportal anterior para una configuración de referencia. Posteriormente se valida el modelo comparando las predicciones de daño con la realidad simulada en la estructura. Con ello se pretende obtener predicciones veraces de

localización y cuantificación del daño que existe en cada planta.

7.1. Identificación modal

En este capítulo se pretende identificar la respuesta en vibración libre de la estructura. Experimentalmente sólo ha sido posible conseguir vibraciones libres estables de los dos primeros modos, por lo que éstas serán las utilizadas para este fin. La identificación se hará con diferentes modelos, el primero lineal que servirá como primera aproximación y como base para detectar las posibles no linealidades presentes en la estructura, a este cálculo se denomina en la literatura como identificación no paramétrica. Posteriormente se prueba la identificación con modelos no lineales. En todos los casos la identificación se lleva a cabo en el espacio modal y de cuatro grados de libertad correspondientes a las traslaciones de las cuatro plantas de la estructura. Una vez identificadas las no linealidades presentes en la estructura se procede a realizar la identificación paramétrica con dos modelos no lineales.

7.1.1. Ensayos

Los ensayos utilizados para la identificación modal de la estructura se han llevado a cabo utilizando el control pendular de la cuarta planta para excitar el primer y segundo modo. Además de estos modos bajos se buscaron el tercer y cuarto modo con la misma técnica de vibración libre, sin embargo, no fueron fácilmente detectados ya que el amortiguamiento de estos modos parece ser mucho mayor que los modos bajos. Por esta razón se intentaron técnicas de análisis modal mediante excitación aleatoria y con la ayuda del software ARTEMIS Extractor para intentar localizar todos los modos posibles simultáneamente. Con este modo de proceder se detectaron los primeros cuatro modos de flexión de la estructura como se puede observar en la Figura 7.1. Aparte del primer y segundo modo que estaban sobradamente conocidos se detecta el tercero entorno a 33 Hz y el cuarto entorno a 60 Hz . Además del valor de las frecuencias se obtiene la forma aproximada de los modos de vibración que se muestran en la Figura 7.2 según el método de Identificación de Subespacio Estocástico (Stochastic Subspace Identification (SSI)).

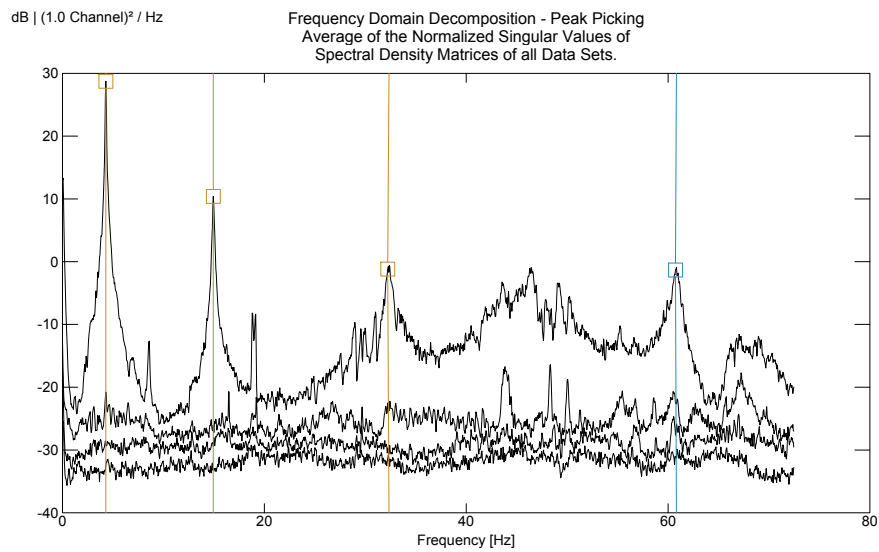
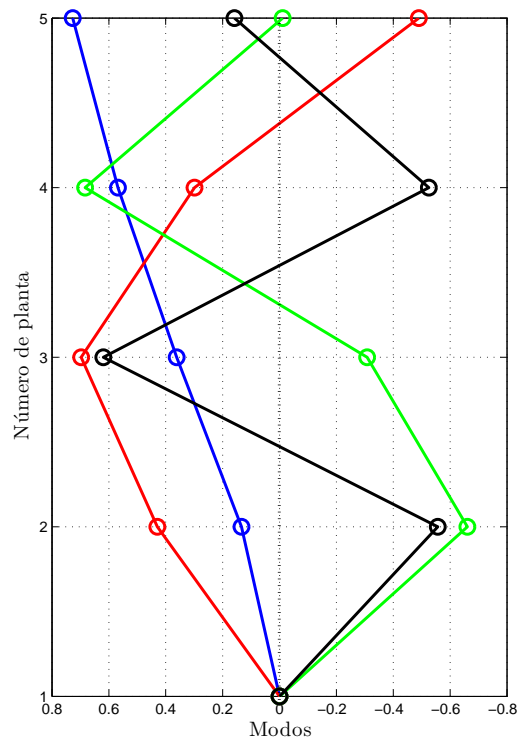


Figura 7.1: Descomposición de valores singulares en el dominio de la frecuencia.

Figura 7.2: Forma de los modos experimentales según el método SSI. Azul: 1^{er} modo. Rojo: 2^o modo. Verde: 3^{er} modo. Negro: 4^o modo.

A la vista de la Figura 7.2 se puede comprobar que los modos primer y segundo son fácilmente excitables utilizando el excitador pendular de la cuarta planta, sin embargo el tercer y cuarto modo no tiene prácticamente desplazamiento en esa planta y sí en la tercera. De este modo se ha intentado excitar con el excitador pendular en la tercera planta para el tercer y cuarto modo. Sin embargo, no se han obtenido resultados satisfactorios para estos modos ya que se detecta la existencia del mismo pero no es posible realizar un ensayo de vibración libre estable como en los dos primeros modos como se muestra en la Figura 7.3. Se puede apreciar como el tercer y cuarto modo tienen una forma irregular en la vibración libre, además de que la amplitud de la respuesta es sensiblemente inferior y la vibración libre se atenúa mucho más rápido que los dos primeros modos. En definitiva se muestra como los modos son sensiblemente inestables, quizás debido a transferencias de energía entre diferentes partes de la estructura. Una complicación añadida que ha aparecido en la práctica ha sido el acoplamiento de estos modos con modos locales de las chapas, escalera y barandillas de la estructura lo que supone una disipación de la energía muy rápida y por tanto ha sido imposible conseguir señales en vibración libre de estos modos altos.

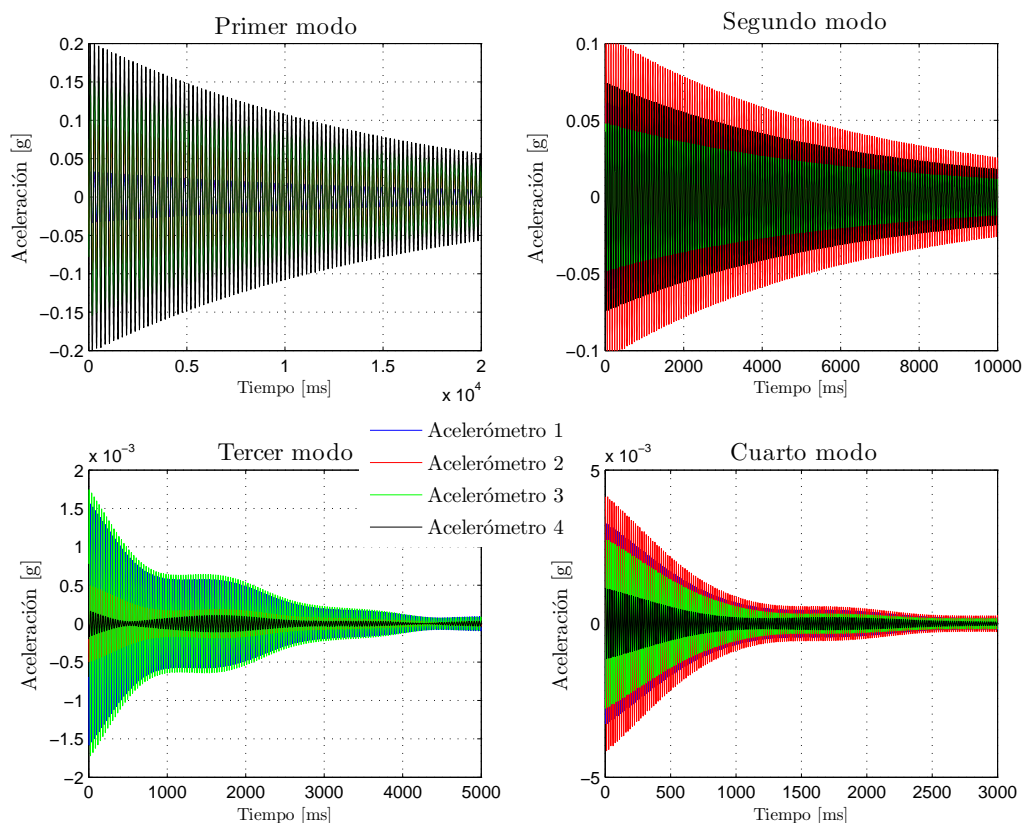


Figura 7.3: Vibraciones libres filtradas de los cuatro primeros modos de vibración.

Los ensayos son de vibración libre en las frecuencias correspondientes a cada modo

de vibración. Han consistido en 20 s de excitación armónica cercana a la frecuencia de resonancia seguido de la vibración libre. En cada caso se tomó diferente longitud de la vibración libre para obtener un decremento similar de la amplitud de la respuesta en ambos casos. Se puede observar en la Figura 7.4 como en ambos casos el decremento en la amplitud es similar ya que en el primer modo se han tomado 100 s de vibración libre y en el segundo modo se han tomado 25 s.

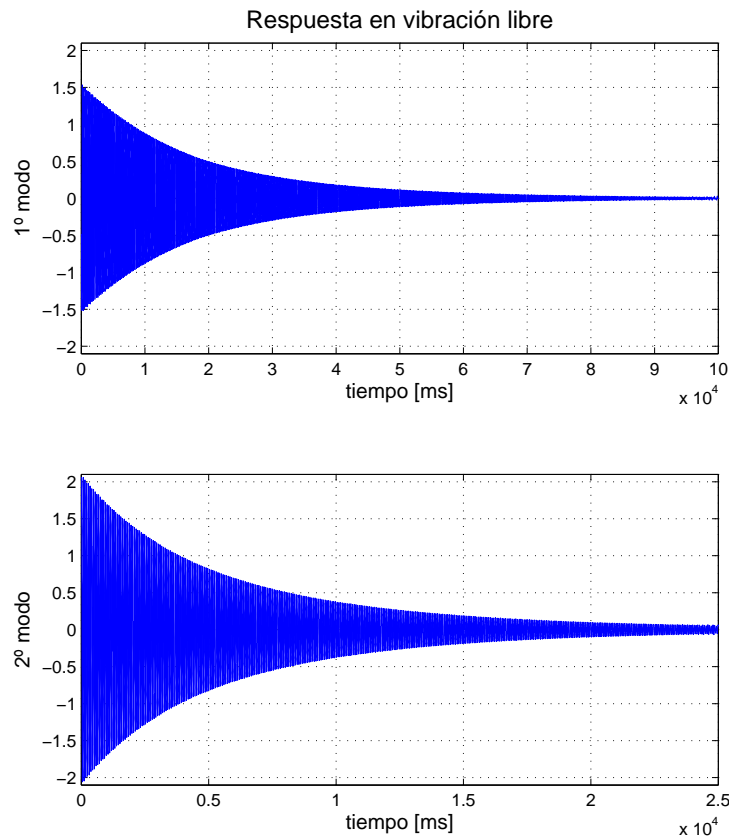


Figura 7.4: Respuesta en vibración libre de los dos primeros modos para el gdl de mayor desplazamiento en cada caso.

Las señales analógicas de vibración libre se convierten en digitales mediante una frecuencia de muestreo de 1000 Hz . En estas señales digitales aparecen siempre efectos no deseados debidos fundamentalmente a ruido en frecuencias altas y offset en las bajas. Para eliminar estas influencias en las señales y además aislar cada modo por separado, se utiliza un filtro radical en cada señal. El filtro consiste en una primera fase de conversión de las señales temporales al dominio de la frecuencia mediante la transformada de Fourier, después se utiliza un filtro rectangular alrededor de la frecuencia natural correspondiente eliminando así cualquier efecto de otra frecuencia en la señal, y por último se vuelve a convertir la señal al dominio del tiempo mediante la

transformada inversa de Fourier. Estas señales así procesadas son por ejemplo las que se pueden ver en la Figura 7.4.

El procedimiento de identificación es un problema de minimización de la función de error que representa las diferencias entre las medidas experimentales y las pronosticadas por el modelo correspondiente. La función de error en este caso es la ecuación (5.1) y las variables significan lo mismo que en el capítulo 5.2.

7.1.2. Modelo lineal

Modelo

Como una primera aproximación se pretende modelizar la respuesta de la estructura mediante un modelo lineal con amortiguamiento viscoso y sobre cuatro gdl correspondiendo con las traslaciones longitudinales en las cuatro plantas a la altura de las vigas, lugar donde están fijados los acelerómetros (véase Figura 7.5).

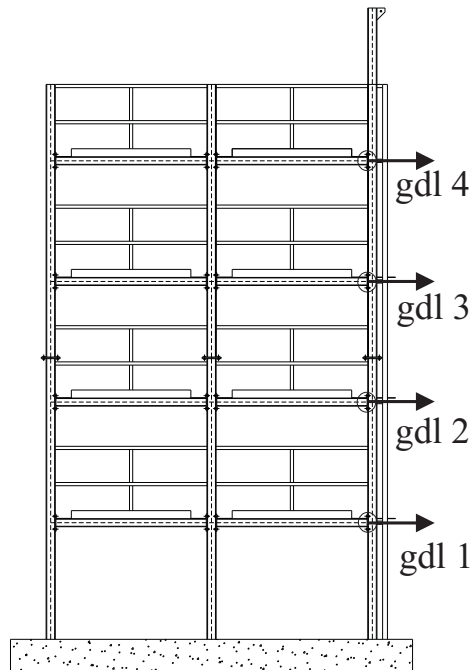


Figura 7.5: Posición de los acelerómetros y los gdl en cada planta.

La ecuación del movimiento correspondiente con una vibración libre en el dominio del tiempo viene dada por la siguiente ecuación

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{0\}, \quad (7.1)$$

donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, así como $\{\ddot{x}\}$, $\{\dot{x}\}$ y $\{x\}$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento en el modelo espacial. Esta ecuación (7.1) se puede convertir al espacio modal mediante la transformación

$$\{x\} = [\Psi]\{z\}, \quad (7.2)$$

donde $\{x\}$ y $\{z\}$ son las coordenadas espaciales y modales respectivamente y $[\Psi]$ es la matriz modal. Con esta transformación y las condiciones de ortogonalidad, el sistema de ecuaciones (7.1) se puede desacoplar en N ecuaciones, tantas como gdl, de forma genérica

$$m_r \ddot{z}_r + c_r \dot{z}_r + k_r z_r = 0, \quad (7.3)$$

donde z_r es la coordenada modal, m_r es la masa modal, k_r la rigidez modal y c_r el coeficiente de amortiguamiento modal.

Resultados

Tomando la masa modal $m_r = 1$, los parámetros a identificar en cada modo son el coeficiente de amortiguamiento modal, c_r , la rigidez modal, k_r , las condiciones iniciales en el espacio modal, $z_r(1)$ y $z_r(2)$ y la forma modal $\{\psi_r\}$. Las aceleraciones analíticas en el espacio modal correspondientes a la vibración libre en cada modo \ddot{z}_r se obtienen por integración numérica de la ecuación (7.3) usando el método de diferencias centrales. Con esto se utiliza la ecuación (7.2) para calcular las aceleraciones analíticas pero en el modelo espacial $\{\ddot{x}\}$.

El algoritmo de optimización se ejecuta diez veces para cada modo y el máximo número de iteraciones en cada caso se fijó en $N_s = 2000$, ya que pruebas preliminares estimaron que era un número suficiente para alcanzar una solución óptima. Los límites de cada parámetro se han localizado también en las pruebas preliminares para acelerar lo más posible el proceso. Se muestran en la tabla 7.1 los resultados de mínimo error de ajuste para los dos casos así como los límites establecidos para cada parámetro. Las formas modales que aparecen en la tabla están normalizadas respecto a la coordenada de mayor amplitud de cada modo.

Los errores de ajuste en ambos casos son del mismo orden de magnitud, 2.15% y 4.29% respectivamente. De acuerdo con Worden and Tomlinson [2001] cuando el ajuste tiene un error inferior al 5% el ajuste es bueno, por lo tanto, estos valores suponen un buen ajuste del modelo a la realidad.

7.1.3. Modelos no lineales

Identificación no paramétrica de no linealidades

En la literatura de dinámica estructural se entiende por identificación no paramétrica la que consiste en identificar las no linealidades presentes en la estructura sin suponer

Tabla 7.1: Resultados de la identificación del modelo lineal.

		k_r	c_r	ψ_{1r}	ψ_{2r}	ψ_{3r}	ψ_{4r}	φ [%]
Modo 1	Límite superior	732	0.13	0.17	0.5	0.78	-	-
	Mejor intento	731.09	0.12	0.1575	0.4588	0.7378	1	2.1485
	Límite inferior	730	0.1	0.155	0.44	0.72	-	-
Modo 2	Límite superior	8900	0.4	0.62	-	0.5	-0.65	-
	Mejor intento	8812.76	0.378	0.5805	1	0.4411	-0.734	4.2883
	Límite inferior	8800	0.25	0.53	-	0.4	-0.75	-

un modelo de las mismas a priori.

Para detectar posibles no linealidades en la estructura una forma sencilla es suponer un modelo lineal como el explicado anteriormente pero por tramos de la respuesta. De esta manera, se observan las diferencias por tramos en la rigidez, es decir, el efecto de la amplitud de la señal en la frecuencia identificada experimentalmente. Las señales experimentales se dividieron en 25 tramos consecutivos con la misma longitud. En ambos modos se divide el mismo número de tramos para conseguir que pese a la diferencia de frecuencia en cada tramo aparezcan el mismo número de ciclos para obtener así resultados análogos. En cada tramo se realiza una identificación lineal de los parámetros y se calculan las amplitudes máximas en cada tramo y las frecuencias y coeficientes de amortiguamiento correspondientes a cada tramo. En primer lugar se han analizado los resultados obtenidos en relación a la rigidez, es decir, la variación de la frecuencia con respecto a la amplitud de la respuesta. El resultado para ambos modos se puede observar en la Figura 7.6.

A la vista de la figura 7.6 es clara la tendencia en ambos casos, cuanto mayor es la amplitud, menor es la frecuencia. La disminución de la frecuencia en ambos casos es de 0,49% y 0,47% para el primer y segundo modo respectivamente. Por tanto, estos resultados indican que la rigidez de la estructura disminuye ligeramente al aumentar la amplitud de la respuesta, lo cual sugiere que la rigidez de la estructura podría modelizarse mediante una ley de ablandamiento. En el siguiente apartado se detalla este modelo no lineal.

Modelo de rigidez no lineal

La ley de ablandamiento de la rigidez se define en el modelo espacial de forma que la rigidez sea una función del desplazamiento de la siguiente forma

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K(\{x\})]\{x\} = \{0\}. \quad (7.4)$$

Al suponer este modelo no lineal aparece entre la rigidez y el desplazamiento un aco-

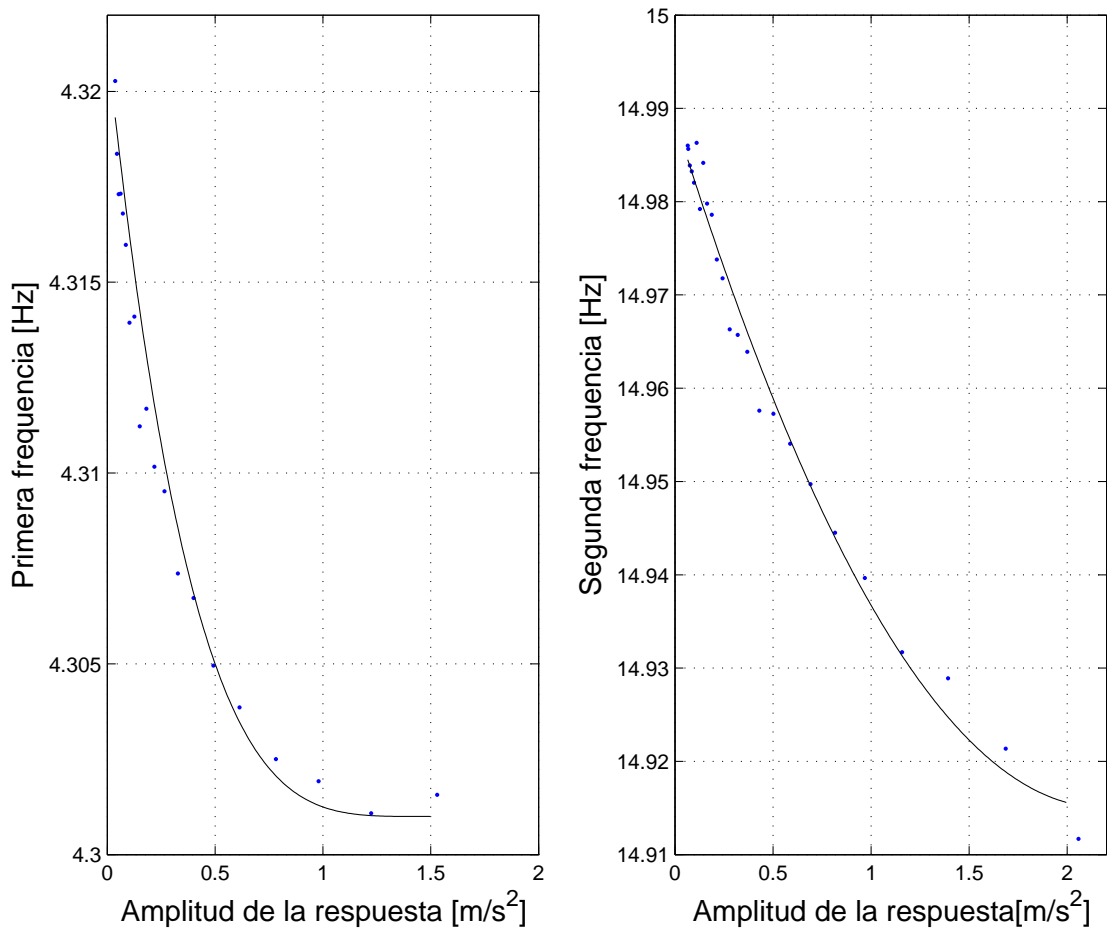


Figura 7.6: Frecuencia natural frente a amplitud de la respuesta. Izquierda: Primera frecuencia natural. Derecha: Segunda frecuencia natural.

plamiento adicional en las ecuaciones que complica aún más la resolución del sistema. Sin embargo, los resultados experimentales muestran que cada modo se puede excitar de forma independiente. Así que ese acoplamiento en la práctica es inapreciable, por lo que la estrategia que se adopta consiste en definir la ley no lineal para cada modo por separado. Así que de una forma análoga al modelo lineal, se define la siguiente ley de ablandamiento en el espacio modal

$$m_r \ddot{z}_r + c_r \dot{z}_r + \frac{a_r}{|z_r| + a_r} k_r z_r = 0, \quad (7.5)$$

en donde a_r se denomina parámetro de ablandamiento y el resto de parámetros expresan lo mismo que anteriormente.

La Figura 7.7 muestra la evolución de la fuerza elástica frente al desplazamiento modal, z_r , para la ley de ablandamiento, donde k_r es la rigidez inicial, esto es, para

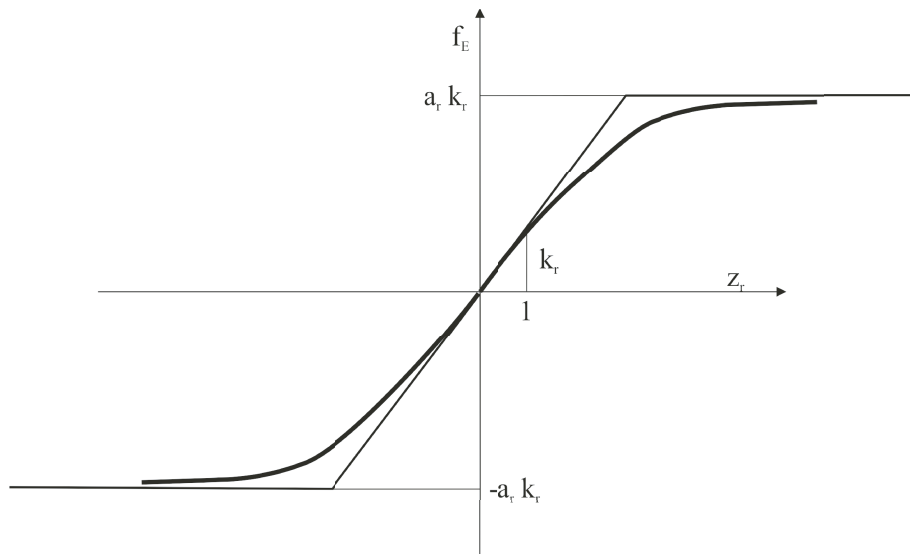


Figura 7.7: Fuerza elástica frente al desplazamiento modal para la ley de ablandamiento.

$z_r = 0$. Esta variable representa la rigidez del modelo lineal subyacente. El producto $a_r k_r$ constituye el límite de la fuerza elástica cuando el desplazamiento tiende a infinito. Como se puede ver en las Figuras 7.8 y 7.9 los modos son bastante insensibles al desplazamiento modal máximo en cada tramo, por esa razón, se supone que los modos son constantes e iguales a los del modelo lineal subyacente

$$\{x\} \cong \{\psi_r\} z_r. \quad (7.6)$$

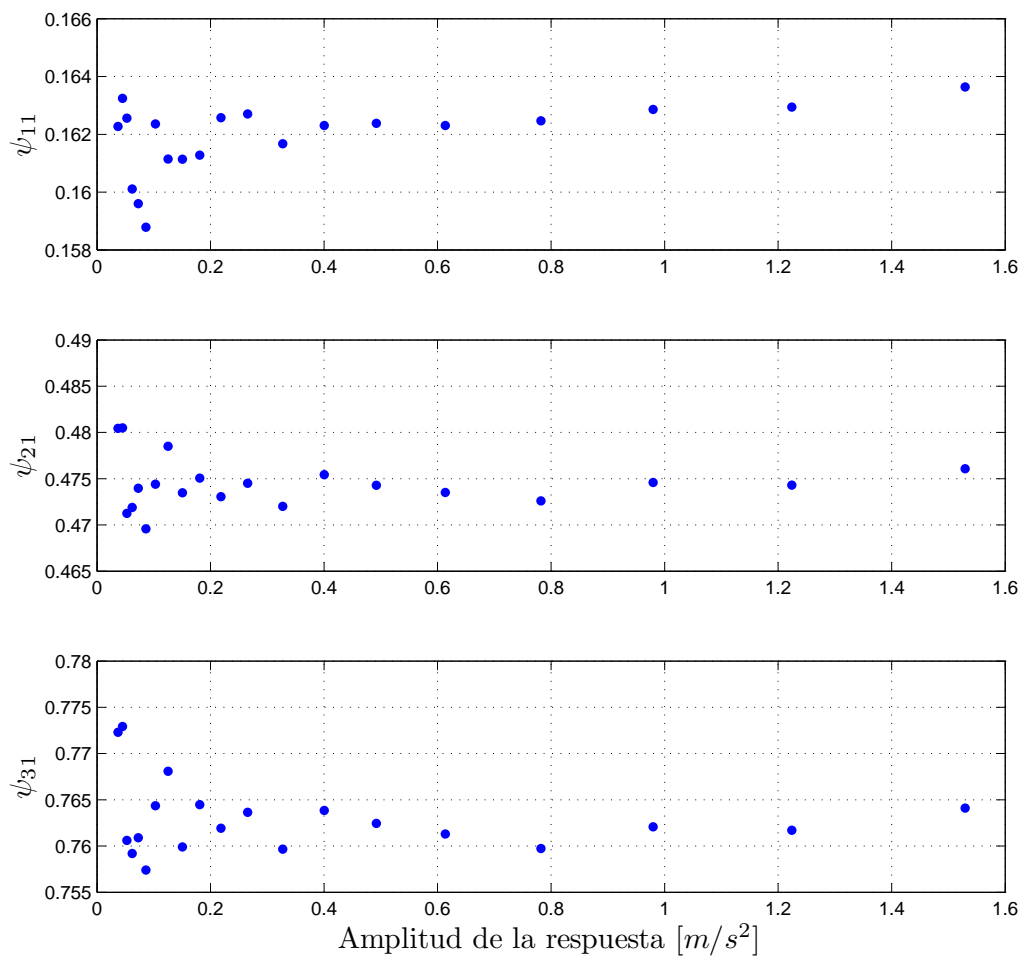


Figura 7.8: Variación de las componentes del primer modo con respecto a la amplitud de la respuesta.

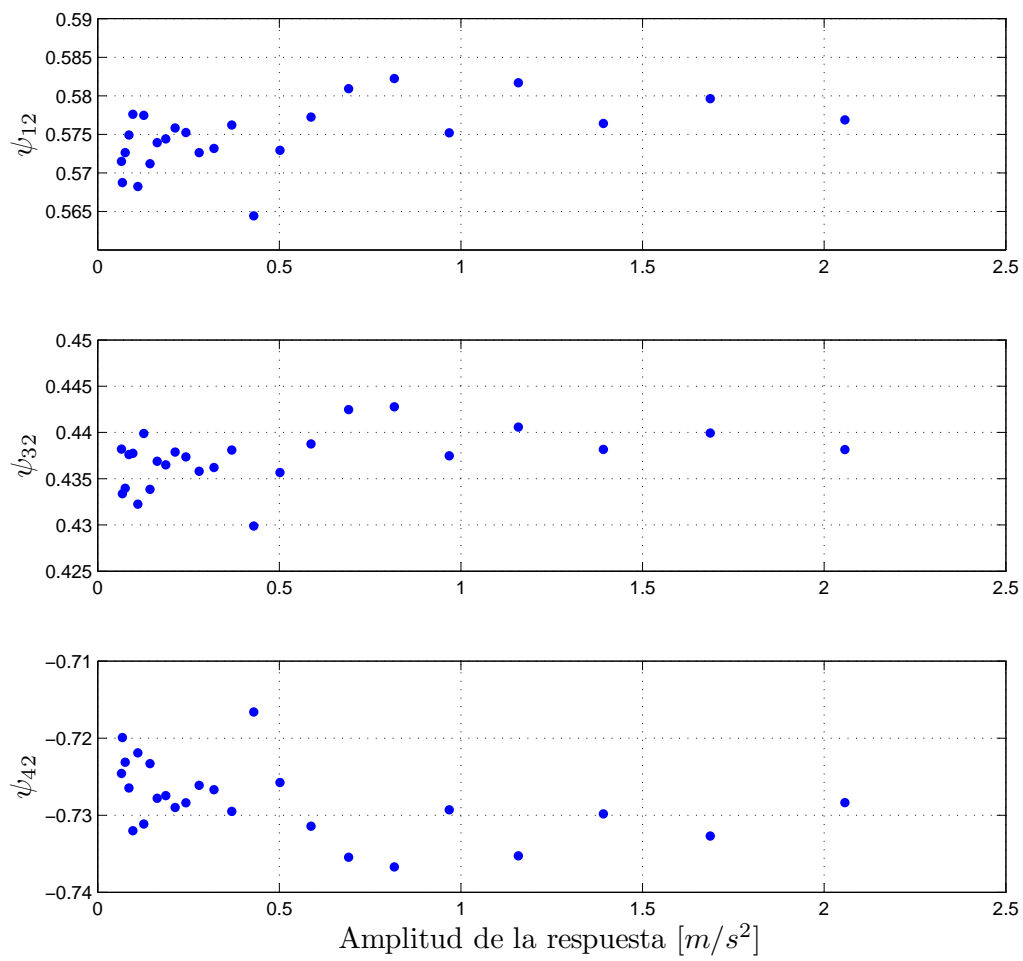


Figura 7.9: Variación de las componentes del segundo modo con respecto a la amplitud de la respuesta.

Tabla 7.2: Resultados de la identificación del modelo no lineal en rigidez.

		k_r	a_r	c_r	ψ_{1r}	ψ_{2r}	ψ_{3r}	ψ_{4r}	φ [%]
Modo 1	Límite superior	734	0.7	0.12	0.17	0.5	0.8	-	-
	Mejor intento	733.65	0.2643	0.108	0.1653	0.4816	0.7738	1	0.4474
	Límite inferior	733	0.2	0.1	0.155	0.47	0.77	-	-
Modo 2	Límite superior	8900	0.03	0.6	0.58	-	0.45	-0.68	-
	Mejor intento	8855.36	0.0191	0.3352	0.5736	1	0.4296	-0.725	0.2453
	Límite inferior	8800	0.01	0.3	0.5	-	0.38	-0.75	-

Identificación paramétrica del modelo

De la misma forma que en el modelo lineal, se supone que la masa modal es unitaria $m_r = 1$ y el resto de parámetros son susceptibles de ser identificados, en este caso, el coeficiente de amortiguamiento modal, c_r , la rigidez modal del modelo lineal subyacente, k_r , el parámetro de ablandamiento, a_r , las condiciones iniciales en el espacio modal, $z_r(1)$ y $z_r(2)$ y por último la forma modal del modelo lineal subyacente, $\{\psi_r\}$. Las aceleraciones modales analíticas correspondientes a la vibración libre, \ddot{z}_r , se obtienen mediante integración numérica de la ecuación (7.5) utilizando el método de las diferencias centrales. Posteriormente, las aceleraciones analíticas en el modelo espacial se calculan con la transformación (7.6). El algoritmo se ejecutó también diez veces para cada modo con idéntico número máximo de iteraciones $N_s = 2000$. Los límites de los parámetros fueron previamente ajustados para reducir el tiempo de computación. Los mejores resultados y los límites utilizados se pueden ver en la tabla 7.2.

Los errores para el primer y segundo modo son 0,44 % y 0,24 % respectivamente, lo cual supone un orden de magnitud menor que los correspondientes al modelo lineal. Teniendo en cuenta las categorías establecidas en Worden and Tomlinson [2001] el ajuste en este caso es excelente.

Modelo de rigidez y amortiguamiento no lineal

Como el modelo no lineal en rigidez ha rebajado un orden de magnitud el error de ajuste se decide mantener este modelo pero se busca añadir algo al mismo para mejorar el ajuste a los experimentos. Con este propósito se analiza no paramétricamente la

evolución del coeficiente de amortiguamiento modal c_r con la amplitud de la respuesta para los dos modos de vibración.

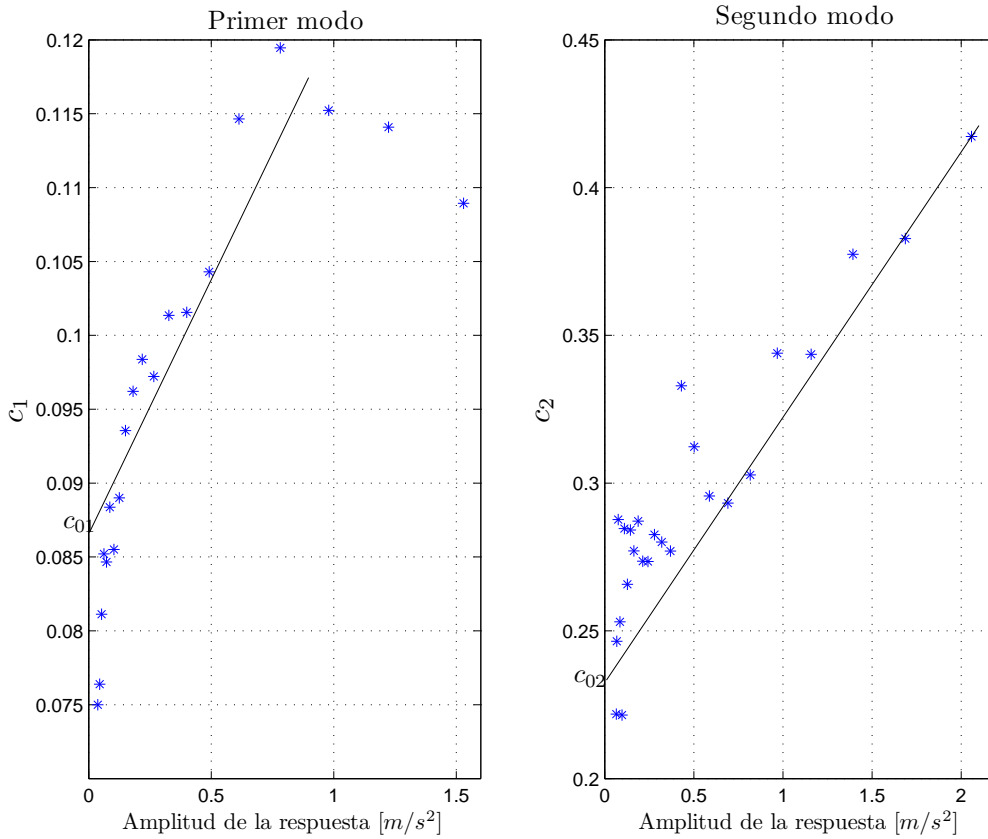


Figura 7.10: Coeficiente de amortiguamiento frente a amplitud de la respuesta. Izquierda: Primera frecuencia natural. Derecha: Segunda frecuencia natural.

En la Figura 7.10 se observa como existe una tendencia más o menos lineal en el coeficiente de amortiguamiento con respecto a la amplitud de la respuesta. Por tanto, se establece un modelo no lineal en el amortiguamiento de la siguiente forma

$$c_r(\{t\}) = c_{0r} + p_r A(t), \quad (7.7)$$

donde se supone que el amortiguamiento es una función dependiente del tiempo y los parámetros son c_{0r} denominado coeficiente de amortiguamiento inicial, p_r pendiente de la recta de amortiguamiento y $A(t)$ es la amplitud en cada instante de tiempo de la vibración libre.

Partiendo de la ecuación en el dominio del tiempo

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C(\{t\})]\{\dot{x}\} + [K(\{x\})]\{x\} = \{0\} \quad (7.8)$$

añadiendo la dependencia temporal del amortiguamiento de la misma forma que antes se puede transformar la ecuación (7.8) al espacio modal de la siguiente forma

$$m_r \ddot{z}_r + [c_{0r} + p_r A(t)] \dot{z}_r + \frac{a_r}{|z_r| + a_r} k_r z_r = 0, \quad (7.9)$$

compuesto por todos los parámetros del ablandamiento de la rigidez y de la no linealidad del amortiguamiento.

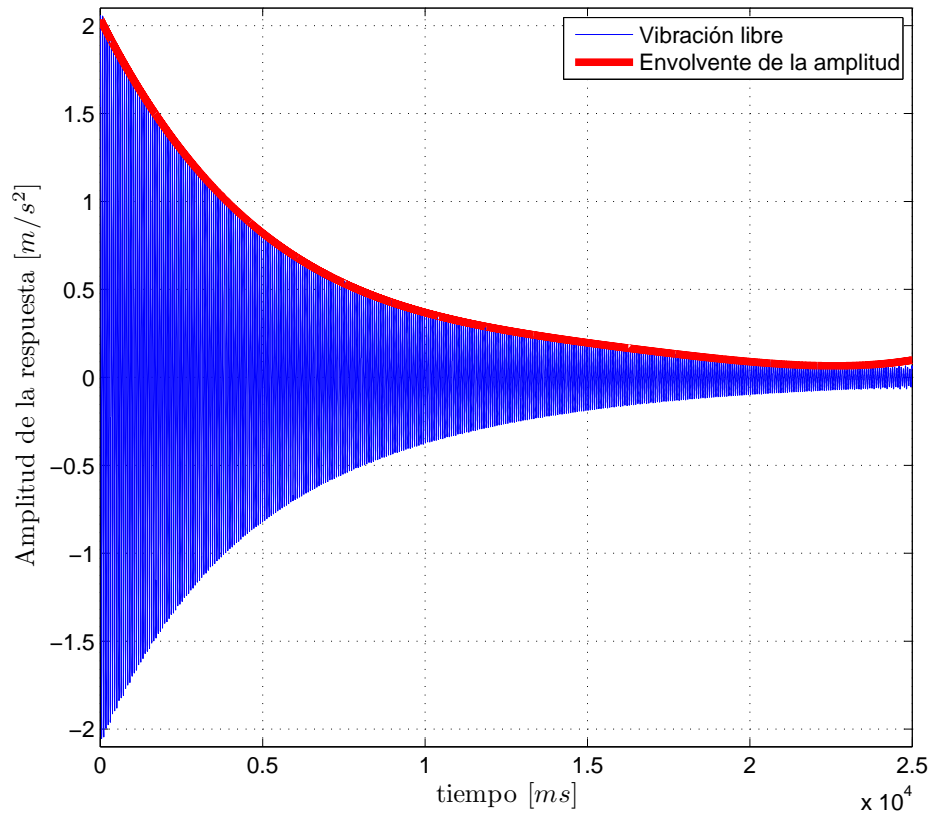


Figura 7.11: Amplitud calculada de la vibración libre experimental del segundo modo.

La amplitud en función del tiempo se calcula partiendo de la señal experimental mediante la función de Hilbert y un ajuste de la misma con un polinomio de quinto grado, el resultado que se obtiene para el segundo modo es el que se muestra en la Figura 7.11.

Con este modelo se tiene un parámetro a identificar más que el modelo anterior, es decir, suponiendo como siempre que la masa modal es unitaria $m_r = 1$, el resto de parámetros son la rigidez del modelo lineal subyacente, k_r , el parámetro de ablandamiento, a_r , el coeficiente de amortiguamiento del modelo lineal subyacente, c_{0r} , la pendiente de la recta de amortiguamiento, p_r , las condiciones iniciales en el espacio modal, $z_r(1)$ y $z_r(2)$ y por último la forma del modo correspondiente, $\{\psi_r\}$. En total

Tabla 7.3: Resultados de la identificación del modelo no lineal en rigidez y amortiguamiento.

		k_r	a_r	c_{0r}	p_r	ψ_{1r}	ψ_{2r}	ψ_{3r}	ψ_{4r}	φ [%]
Modo 1	Límite superior	734	0.5	0.11	0.005	0.17	0.5	0.8	-	-
	Mejor intento	733.801	0.2441	0.1065	0.0017	0.1637	0.4766	0.7654	1	0.4119
	Límite inferior	733	0.2	0.1	0.0005	0.16	0.47	0.75	-	-
Modo 2	Límite superior	8900	0.03	0.6	0.08	0.58	-	0.45	-0.68	-
	Mejor intento	8856.3	0.0184	0.2671	0.0585	0.5695	1	0.4325	-0.721	0.1359
	Límite inferior	8800	0.01	0.3	0.05	0.5	-	0.38	-0.75	-

son nueve parámetros a identificar simultáneamente para cada modo.

Para este modelo, las aceleraciones modales analíticas \ddot{z}_r también se obtienen por integración numérica en este caso de la ecuación (7.9) utilizando el método de diferencias centrales. Las aceleraciones en el tiempo se calculan con la transformación (7.6). El algoritmo se ha ejecutado diez veces para cada modo con el mismo número de iteraciones máximo, $N_s = 2000$. Los límites también se han ajustado previamente y junto con los mejores resultados se muestran en la tabla 7.3.

Los resultados para este nuevo modelo no son tan buenos como se esperaba sobre todo para el primer modo. A la vista de la Figura 7.10 es lógico que el primer modo haya respondido peor al modelo ya que la tendencia en este caso es menos lineal y quizá más parabólica. De todas formas, la mejora en el ajuste del segundo modo tampoco llega a un orden de magnitud, simplemente el error se reduce a la mitad. Estos resultados suponen un límite a este análisis pues las mejoras en el ajuste son tan pequeñas que no contrarrestan el notable aumento del tiempo de computación. Así pues, el último modelo propuesto no es práctico.

Comparación de resultados

A partir de las distintas identificaciones de parámetros realizadas anteriormente se puede calcular las frecuencias naturales, índices de amortiguamiento para comprobar así los resultados de los distintos modelos utilizados.

En todos los casos se calcula la frecuencia natural como $f_r = \frac{\sqrt{k_r}}{2\pi}$ y el índice de amortiguamiento como $\xi = \frac{c_r}{2\sqrt{k_r}}$ siendo c_r en el caso de amortiguamiento no lineal

Tabla 7.4: Comparación de resultados entre modelos para el primer modo.

Modelo	f_1	ξ_1	ψ_{11}	ψ_{21}	ψ_{31}	ψ_{41}
Lineal	4.3034	0.2218	0.1575	0.4588	0.7378	1
Ablandamiento en rigidez (Diferencias)	4.3109 (0.17 %)	0.2001 (-9.78 %)	0.1653 (4.95 %)	0.4814 (4.92 %)	0.7738 (4.88 %)	1
Ablandamiento + Amortiguamiento no lineal (Diferencias)	4.3113 (0.18 %)	0.1965 (-11.4 %)	0.1637 (3.94 %)	0.4766 (3.88 %)	0.7654 (3.74 %)	1

Tabla 7.5: Comparación de resultados entre modelos para el segundo modo.

Modelo	f_2	ξ_2	ψ_{12}	ψ_{22}	ψ_{32}	ψ_{42}
Lineal	14.941	0.2013	0.5805	1	0.4411	-0.7340
Ablandamiento en rigidez (Diferencias)	14.977 (0.24 %)	0.1781 (-11.52 %)	0.5736 (-1.19 %)	1	0.4296 (-2.61 %)	-0.7246 (-1.24 %)
Ablandamiento + Amortiguamiento no lineal (Diferencias)	14.978 (0.25 %)	0.1419 (-29.5 %)	0.5695 (-1.89 %)	1	0.4325 (-1.95 %)	-0.7205 (-1.84 %)

el coeficiente de amortiguamiento modal del modelo lineal subyacente. Los resultados comparativos para el primer y segundo modo se muestran en la tabla 7.4 y 7.5, respectivamente.

En estas tablas se resumen las propiedades modales identificadas en los tres modelos utilizados para los dos modos de vibración. Se observa que en ambos casos la frecuencia del modelo lineal subyacente es siempre superior que en el modelo lineal. Lo contrario ocurre con el índice de amortiguamiento, sobre todo la diferencia es sustancial en el caso de modelo no lineal en amortiguamiento en el segundo modo llegando a diferencias del 30 %. En cuanto a los modos de vibración existen diferencias del mismo orden relativo en todos los gdl en el primer modo y también en el segundo, aunque en este último sean de menor entidad.

Conclusiones

De la identificación modal de la estructura se extraen las siguientes conclusiones:

- El modelo no lineal en la rigidez disminuye un orden de magnitud el error de ajuste con respecto al modelo lineal.
- El modelo no lineal en rigidez y amortiguamiento supone una mejora muy leve con respecto al modelo no lineal en rigidez.
- La comparación entre los parámetros modales de los tres modelos revela que la frecuencia de los modelos lineales subyacentes son más elevadas que en el

modelo lineal aunque muy parecidas entre los dos modelos no lineales. El índice de amortiguamiento y los modos de vibración también demuestran diferencias significativas entre los tres modelos.

- Una vez comparados los tres modelos se elige el modelo no lineal en la rigidez ya que a pesar de no ser el de menor error, obtiene valores en frecuencia casi idénticos al de mínimo error y su tiempo computacional es menos elevado.

7.2. Readaptación del modelo de referencia

Con los resultados en frecuencia obtenidos en el apartado 7.1 se pretende readaptar un modelo de elementos finitos de la estructura UNIOVI.

Para la readaptación del modelo se han utilizado los resultados en frecuencia mediante la identificación con el modelo de ablandamiento en rigidez de varias configuraciones de masa colocadas en la estructura. El procedimiento de identificación de la vibración libre es para todas las configuraciones el mismo que en el apartado 7.1. Se ha utilizado el modelo de ablandamiento en lugar del combinado por las razones expuestas anteriormente.

La identificación se realizó para seis diferentes configuraciones de masa en la estructura que se especifican en la tabla 7.6.

Tabla 7.6: Configuraciones de masa. m_i : Masa adicional en la planta i .

Configuración	$m_1[kg]$	$m_2[kg]$	$m_3[kg]$	$m_4[kg]$
Inicial 0	0	0	0	0
Masa 1	43.4	43.2	43.5	43.3
Masa 2	43.4	43.2	43.5	86.7
Masa 3	43.4	43.2	86.4	86.7
Masa 4	43.4	86.7	86.4	86.7
Masa 5	87.3	86.7	86.4	86.7

Una muestra de las masas que se han colocado como masas adicionales se pueden ver en la Figura 7.12. Son bloques de hormigón colocados sobre unas planchas aislantes para evitar el desplazamiento de los bloques por las vibraciones.

7.2.1. Modelo de EF de la estructura

En el análisis sísmico de edificios regulares se suele utilizar el modelo de cortante debido principalmente a su sencillez, aunque los resultados que se obtienen sean aproximados. En este caso, se ha utilizado una modificación del mismo que se puede llamar



Figura 7.12: Masas de hormigón colocadas en una de las plantas de la estructura.

un modelo de semiportal en el cual se tiene en cuenta la rigidez de las vigas, las cuales serán útiles en adelante para identificación de daño.

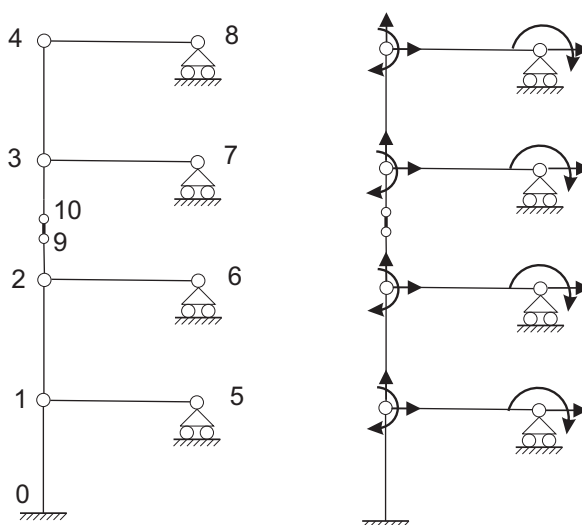


Figura 7.13: Izquierda: Modelo semi-portal. Derecha: Grados de libertad del modelo.

El modelo de semiportal se puede observar en la Figura 7.13. Los pilares del modelo tienen todos la misma longitud, mientras que las vigas tienen la mitad de la longitud de los vanos longitudinales. La suma de las rigideces de los seis pilares en cada planta se toma como valor de la rigidez de cada uno de los cuatro pilares del modelo (uno por planta). Los pilares del modelo son elementos viga Timoshenko para tener en cuenta las deformaciones a cortante. La unión pilar-pilar se modeliza con dos nodos adicionales (9-10) e intercalado un elemento viga con propiedades diferentes del resto de pilares. Las vigas del modelo son elementos tipo viga Bernoulli, y tanto los elementos de las vigas como de los pilares son elementos sin masa. La masa total de cada planta se

concentra en cada nodo correspondiente (1, 2, 3 y 4). Al ser un modelo plano (2-D) sólo se consideran los gdl correspondientes a las traslaciones horizontales y verticales así como el giro perpendicular a las mismas en todos los nodos excepto en los nodos del 5 al 8 donde se impide el movimiento vertical debido a la simetría existente en el MEF. La codificación del MEF ha sido realizada en el software MATLAB Users-Manual-Version-6.5 [2002] con la ayuda de la herramienta, Structural Dynamics Toolbox de Balmès [1997].

7.2.2. Readaptación

Una parte clave de la readaptación del MEF es la selección adecuada de los parámetros a readaptar. Deben ser parámetros con cierta incertidumbre en su valor a priori y que además su modificación tenga influencia en la respuesta del modelo como se explica en Friswell and Mottershead [1995].

El modulo de Young y el momento de inercia de los pilares se han fijado en el modelo en sus valores standard ($E = 2,07 \times 10^{11} Pa$ y $Ic = 6,06 \times 10^{-6} m^4$), porque en estos parámetros sólo se esperan variaciones muy pequeñas. Sin embargo, en el modelo existen otros parámetros con mayor incertidumbre, como es el caso de la rigidez en la zona de la unión pilar-pilar y de la rigidez de las vigas debido a la contribución en la rigidez de la chapa y barandillas de cada planta que en el modelo se supone idéntica para cada planta. Por tanto, se toman como parámetros a readaptar el momento de inercia en el elemento de unión pilar-pilar, I_s , y el momento de inercia de los elementos viga, I_b . Además, se toma un parámetro global denominado “factor de masa”, d , elegido no sólo para corregir posibles desajustes entre la masa del modelo y la real, sino que indirectamente también corrige desajustes en la rigidez y la geometría de las secciones del modelo. La rigidez de la unión pilar-cimentación se modelizó como una unión empotrada perfecta debido a la insensibilidad de este elemento en la respuesta del modelo.

La readaptación del modelo se planteó como un problema de minimización y por tanto se utiliza el algoritmo desarrollado en esta tesis del capítulo 5. En este caso se define una función de error basada en frecuencias en lugar de en señales temporales como se diseñó inicialmente. La función de error para esta aplicación es la siguiente

$$\varepsilon = \frac{100}{4} \sum_{i=0}^1 \sum_{j=1}^2 \frac{|f_{ij}^e - f_{ij}^a|}{f_{ij}^e}, \quad (7.10)$$

donde el subíndice i representa el número de la configuración de masa, para esta aplicación ha sido necesario utilizar dos configuraciones, y el subíndice j representa el modo, en este caso sólo las dos primeras frecuencias.

El algoritmo de identificación se ejecutó diez veces para cotejar la convergencia de los resultados. El número máximo de iteraciones se fijó en $N_s = 2000$ y la solución con

menor error ha sido con los siguientes parámetros readaptados $I_s = 1,055 \times 10^{-5} m^4$, $I_b = 1,182 \times 10^{-5} m^4$ y $d = 1,0461$ y el error ha sido de 0,2960 %. Como se esperaba, el momento de área de segundo orden de la unión pilar-pilar es alrededor de tres veces inferior al momento de inercia de los pilares debido a la flexibilidad de la unión. El momento de inercia de las vigas es superior al valor teórico de las mismas debido a la contribución de las chapas y las barandillas a la inercia global de las plantas. El parámetro global de masa d es bastante cercano al valor esperado de la masa calculado como una estimación de los elementos que componen la estructura, el error es inferior al 5 % lo cual indica que el resto de parámetros geométricos del modelo están próximos a sus valores nominales. El significado físico de estos resultados y el bajo valor de error garantizan, hasta cierto punto, que la readaptación no es sólo una optimización matemática, sino que tiene significado físico. De todas formas una readaptación sin realizar una validación con otro grupo de datos experimentales tiene poco valor. La validación del MEF se contrasta en el siguiente apartado.

7.2.3. Validación

Como se ha mencionado se disponían seis configuraciones diferentes de masa de las cuales se han utilizado dos para la readaptación del modelo, las cuatro restantes, es decir de la configuración Masa 2 a la configuración Masa 5, se utilizarán para la validación.

Los resultados del modelo para esas configuraciones junto con los valores experimentales se muestran en la tabla 7.7. En la tabla también se adjuntan las diferencias de las frecuencias del modelo con respecto a las experimentales.

Tabla 7.7: Resultados de la readaptación. f_i^e : Resultados experimentales.
 f_i^m : Resultados del modelo.

Configuración	$f_1^e [Hz]$	$f_1^m [Hz]$	error [%]	$f_2^e [Hz]$	$f_2^m [Hz]$	error [%]
Inicial 0	4.5836	4.5836	-0.0006	15.9551	15.9126	0.3206
Masa 1	4.4367	4.4367	0.0009	15.3734	15.4149	-0.2698
Masa 2	4.3655	4.3629	0.0586	15.2495	15.3220	-0.4757
Masa 3	4.3227	4.3226	0.0025	15.2094	15.2637	-0.3568
Masa 4	4.3070	4.3070	-0.0011	14.9769	15.0359	-0.3938
Masa 5	4.3031	4.3049	-0.0410	14.9471	14.9678	-0.1385

Como se puede observar, el modelo reproduce con bastante precisión las dos primeras frecuencias de la estructura. Para la primera frecuencia las predicciones del modelo tienen un error inferior al 0,06 % y la segunda frecuencia inferior al 0,48 % en todos los casos.

Como información complementaria resultado de las identificaciones lineales y no lineales de los diferentes casos de configuración de masas, se exponen en la tabla 7.8 los índices de amortiguamiento extraídos en cada caso. Se puede observar que los resultados para el primer modo son un tanto atípicos ya que la inclusión de las primeras masas reduce significativamente el amortiguamiento, posiblemente por darle cierta estabilidad a las chapas de piso. Sin embargo, las masas posteriores incrementan ligeramente el amortiguamiento. En cuanto al segundo modo, no existe el efecto de reducción inicial, sino que existe un aumento progresivo del amortiguamiento bastante más significativo que en el primero a medida que se añade masa. En cuanto a la comparativa entre modelos, en ambos modos el modelo lineal identifica valores de amortiguamiento más altos que el modelo no lineal, al igual que ocurría en los resultados obtenidos en las tablas 7.4 y 7.5.

Tabla 7.8: Resultados de la identificación. ξ_i^l : Índices de amortiguamiento del modelo lineal.

ξ_i^{nl} : Índices de amortiguamiento del modelo no lineal en rigidez.

Configuración	ξ_1^l [%]	ξ_1^{nl} [%]	ξ_2^l [%]	ξ_2^{nl} [%]
Inicial 0	0.2245	0.2240	0.1475	0.1401
Masa 1	0.1973	0.1975	0.1861	0.1597
Masa 2	0.1990	0.1967	0.1901	0.1703
Masa 3	0.1945	0.1957	0.1917	0.1942
Masa 4	0.1966	0.1942	0.2013	0.1981
Masa 5	0.2013	0.1988	0.2557	0.2330

7.2.4. Calibración de la configuración final

En el desarrollo de esta tesis se realizó la readaptación del MEF antes de la colocación del tercer excitador, por lo que para la próxima identificación de daño se ha modificado ligeramente la estructura por lo que ya no hay seguridad de que las predicciones del modelo sean las correctas. Este problema bastante corriente en la práctica, se puede subsanar utilizando el mismo modelo readaptado del apartado anterior pero calibrando una masa adicional añadida en la tercera planta que simule la masa añadida debida al tercer excitador utilizando para ello las nuevas frecuencias que muestra la estructura en esta nueva configuración. Es por tanto similar a los casos de validación anteriores pero en este caso de forma inversa, dadas las frecuencias se busca un valor de masa que satisfaga el modelo. Para ello se utiliza nuevamente el algoritmo de identificación en este caso con sólo dos frecuencias y un único parámetro a identificar que es la masa adicional en la tercera planta. Con esto se obtiene un error de ajuste de

$5,93 \times 10^{-6} \%$ y un valor de masa readaptado en la tercera planta de 33.42 kg que no dista mucho del valor estimado de la masa del excitador de 37 kg . Que el valor analítico de la masa sea inferior al esperado es lógico ya que además de masa a la estructura se añade algo de rigidez en esa planta debido al perfil colocado para rigidizar la chapa. De esta forma se convierte el modelo en una nueva configuración de referencia sobre la que se realizan los experimentos de daño simulado y un MEF nuevamente validado que se utiliza para predecir el daño en la estructura en el siguiente apartado.

7.2.5. Conclusiones

Se ha propuesto un modelo de semiportal para reproducir el comportamiento dinámico de la estructura. Se han elegido tres parámetros inciertos del modelo para readaptar con la ayuda de las dos primeras frecuencias de dos configuraciones diferentes de masa. El algoritmo de identificación se ha utilizado tanto para readaptar como para validar con otras configuraciones de masa. Se observó que el índice de amortiguamiento es un parámetro inestable en los casos de masas añadidas. El algoritmo se ha validado con éxito en su uso mediante frecuencias y el modelo es capaz de ajustar el comportamiento de la estructura con precisión.

7.3. Localización y cuantificación de daño

El objetivo de este apartado es identificar daño en la estructura, más concretamente, localizar y cuantificar en cada planta un posible daño. La identificación se basa en el modelo previamente readaptado.

7.3.1. Ensayos de daño simulado

Partiendo de la última configuración de masa utilizada en el apartado 7.2 se ha realizado una identificación paramétrica con un modelo de ablandamiento en la rigidez de esa configuración tomándola como referencia para los siguientes ensayos de daño simulado.

Posteriormente se han realizado ensayos de vibración libre cercanos a las dos primeras frecuencias de resonancia. Tres ensayos para cada frecuencia y configuración de daño. Las configuraciones de daño que se han estudiado corresponden a los siguientes aflojamientos completos de uniones:

- Daño 1: 1 unión en la primera planta.
- Daño 2: 2 uniones en la primera planta.
- Daño 3: 3 uniones en la primera planta.

- Daño 4: 4 uniones en la primera planta.
- Daño 5: 2 uniones en la primera planta y 2 uniones en la tercera planta.
- Daño 6: 2 uniones en la primera planta y 4 uniones en la tercera planta.

7.3.2. Readaptación del MEF

Para esta fase de identificación de daño se readapta el mismo MEF del apartado 7.2, pero en este caso, se utilizan las dos primeras frecuencias y modos de la configuración de referencia. Estos datos se extraen de la identificación paramétrica idéntica a la que se explica en el apartado 7.1.3. La identificación se realiza a los tres ensayos de cada modo y con diez intentos para cada uno escogiendo como resultado final el de menor error de todos ellos.

Los resultados de menor error obtenidos en las identificaciones de las distintas configuraciones de referencia y de daño simulado se pueden observar en las tablas 7.9 y 7.10 acompañados del error de identificación definido en el apartado 7.1.3 así como los valores de índice de amortiguamiento identificados. El índice de amortiguamiento del primer modo crece monótonicamente con el daño. El del segundo modo, aunque varía, las variaciones son erráticas.

Tabla 7.9: Resultados de la identificación correspondientes al primer modo.

Configuración	$f_1^e [Hz]$	ϕ_{11}^e	ϕ_{21}^e	ϕ_{31}^e	$\xi_1^e [\%]$	error [%]
Referencia	4.2779	0.1623	0.4737	0.7636	0.2100	0.1659
Daño 1	4.2420	0.1633	0.4771	0.7643	0.2137	0.1778
Daño 2	4.1937	0.1657	0.4857	0.7709	0.2169	0.1415
Daño 3	4.1411	0.1681	0.4902	0.7723	0.2194	0.0781
Daño 4	4.1314	0.1665	0.4890	0.7702	0.2179	0.1626
Daño 5	4.1229	0.1614	0.4738	0.7664	0.2242	0.1837
Daño 6	4.0896	0.1580	0.4649	0.7600	0.2331	0.2053

Con los resultados obtenidos para la configuración de referencia se procede a readaptar el MEF definido en el apartado 7.2. En este caso existe mayor información experimental sobre una única configuración, aunque la incertidumbre en los modos es de al menos un orden de magnitud superior a la de las frecuencias de ahí que en la definición de la función de error de ajuste del modelo se rebaje la contribución de los modos a un 10 % como se puede observar en la ecuación (7.11)

Tabla 7.10: Resultados de la identificación correspondientes al segundo modo.

Configuración	$f_2^e [Hz]$	ϕ_{12}^e	ϕ_{32}^e	ϕ_{42}^e	$\xi_2^e [\%]$	error [%]
Referencia	14.9796	0.5701	0.4347	-0.7401	0.1612	0.1169
Daño 1	14.9215	0.5671	0.4294	-0.7432	0.1541	0.0973
Daño 2	14.8442	0.5658	0.4241	-0.7517	0.1584	0.1154
Daño 3	14.7749	0.5693	0.4210	-0.7598	0.1640	0.1473
Daño 4	14.7751	0.5655	0.4214	-0.7637	0.1476	0.0787
Daño 5	14.5543	0.5515	0.4218	-0.7223	0.1671	0.1202
Daño 6	14.4460	0.5621	0.4328	-0.7339	0.1745	0.1088

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^2 \frac{|f_i^e - f_i^a|}{f_i^e} + 0,1 \sum_{j=1}^4 \frac{|\phi_{j1}^e - \phi_{j1}^a|}{\phi_{j1}^e} + 0,1 \sum_{j=1}^4 \frac{|\phi_{j2}^e - \phi_{j2}^a|}{\phi_{j2}^e}. \quad (7.11)$$

En cuanto a los parámetros a readaptar se decidió utilizar la rigidez de las vigas, k_v , idéntica para todas las plantas y el factor de corrección de masa, d . La rigidez del empalme de los pilares tras pruebas preliminares se observó que era un parámetro insensible en el modelo y además con el menor error tendía siempre a valores muy próximos al nominal de los pilares por lo que se fijó al valor nominal de rigidez del pilar del modelo. Por lo tanto, se readaptaron dos parámetros, d y k_v con 8 datos experimentales. Se realizaron 50 readaptaciones y se escogió la de menor error, este número tan elevado de intentos es debido a el escaso tiempo que supone cada una de ellas y también a que la función de error para este caso es muy clara, pero también muy abrupta por lo que el algoritmo puede verse atrapado en múltiples mínimos locales muy cercanos al mínimo global. Esta explicación se puede evidenciar claramente en la Figura 7.14 donde se realiza un ajuste de la rigidez de la primera planta dejando fijas el resto para uno de los casos de daño y se obtiene un mínimo global en torno a $0,078 \times 10^{-4}$ sin embargo microscópicamente existen múltiples mínimos locales que dependiendo del valor de la varianza de la zona de búsqueda pueden ser interpretados como el mínimo global.

El resultado de mínimo error es de 24,54% calculado mediante la ecuación (7.11) y los parámetros que corresponden con este error son $d = 1,0956$ y $k_v = 0,1271 \times 10^{-4}$, se puede comprobar que los resultados son muy similares a los que se obtuvieron en el apartado 7.2.

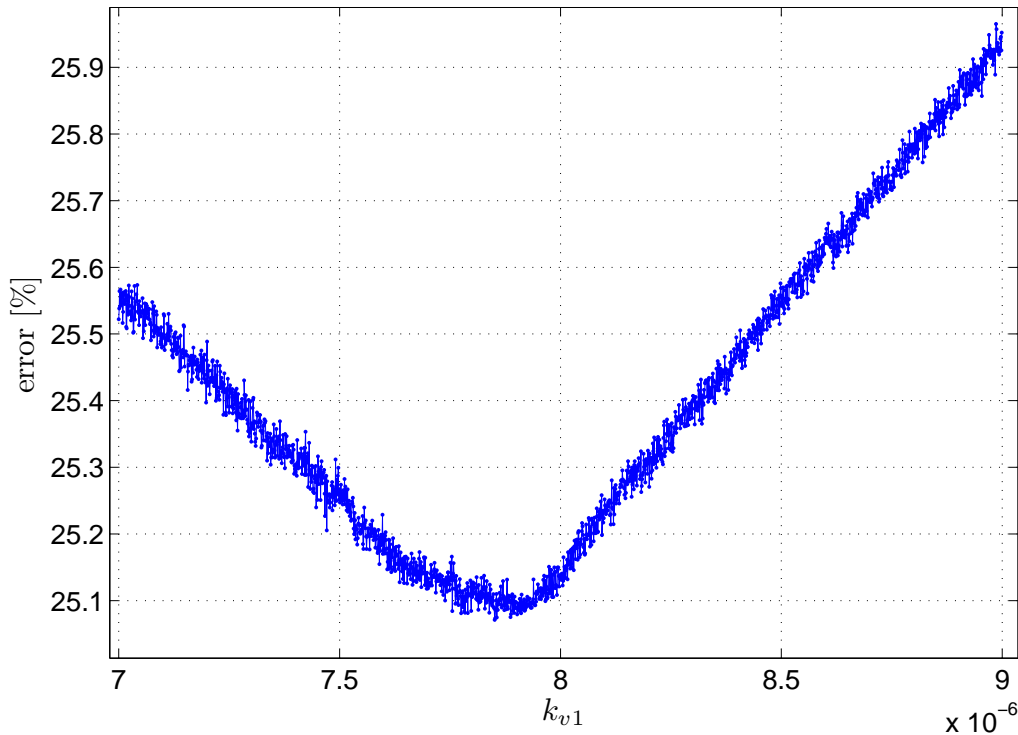


Figura 7.14: Comprobación de la existencia de múltiples mínimos locales alrededor del mínimo global para el modelo a readaptar.

7.3.3. Localización de daño

Con el modelo readaptado se utiliza de nuevo el algoritmo de identificación, pero en este caso los parámetros a readaptar son las rigideces de las vigas de cada una de las plantas (k_{v1} , k_{v2} , k_{v3} y k_{v4}) dejando fijo en el modelo el factor de masa obtenido en la readaptación. La rigidez global de las vigas obtenida se toma como referencia para localizar el daño por planta, que es lo máximo que se puede pretender con esta técnica global.

Como datos se utilizan los resultados de las identificaciones de daño que se muestran en las tablas 7.9 y 7.10 tanto frecuencias como modos y la misma ecuación que en la readaptación (7.11). De las 50 readaptaciones realizadas anteriormente se han obtenido unos valores medios y unas desviaciones de la rigidez de la viga global suponiendo un intervalo de valores de rigidez en los que no sería posible predecir el daño. La media resultante es de $\bar{k}_v = 0,1255 \times 10^{-4}$ con una desviación típica de 0,0026 por lo que el intervalo de rigideces sería $[0,1245 - 0,1297] \times 10^{-4}$ referente para las comparaciones que se hagan con los distintos casos de daño.

Resultados

Para cada configuración de daño se han realizado 10 identificaciones de las rigideces de las plantas para decidir si es capaz de localizar el daño simulado. En las próximas tablas se exponen los resultados obtenidos para cada configuración para poder extraer información sobre la identificación de menor error y en conjunto la media de todas ellas.

Comenzando por la configuración más débil con una única unión aflojada en la primera planta. A la vista de los resultados de la tabla 7.11 se puede apreciar como el resultado de menor error (número 10 en la tabla) refleja que tres de las rigideces se mantienen en el margen asumible para el estado no dañado y sin embargo la rigidez de la primera planta disminuye por debajo de ese margen suponiendo una pérdida de rigidez en esa planta del 10,84 % respecto a la rigidez de referencia. En este caso la pérdida de rigidez de aflojar una de 8 uniones de esa planta sería de un 12,5 %. Por lo tanto, tanto la localización como la cuantificación del daño es bastante buena.

Tabla 7.11: Resultados de la identificación correspondientes al daño 1.

DAÑO 1	$k_{v1}/10^{-4}$	$k_{v2}/10^{-4}$	$k_{v3}/10^{-4}$	$k_{v4}/10^{-4}$	ε [%]
1	0.1153	0.1258	0.13	0.1257	24.417
2	0.1148	0.1259	0.1306	0.1258	24.3978
3	0.1162	0.1245	0.1297	0.1257	24.4217
4	0.1175	0.1248	0.1296	0.1254	24.4439
5	0.1199	0.122	0.13	0.1241	24.4557
6	0.1189	0.1218	0.1309	0.1238	24.4342
7	0.1161	0.1251	0.1296	0.1258	24.4213
8	0.1102	0.1302	0.127	0.1299	24.3904
9	0.1138	0.1261	0.1295	0.1267	24.398
10	0.1137	0.1266	0.1305	0.1262	24.3844
media	0.1156	0.1253	0.1297	0.1259	
desviación	0.0028	0.0024	0.0011	0.0017	

Para hacer esta identificación de daño lo más real posible se establecen para todas las configuraciones y para los cuatro parámetros unos límites de búsqueda idénticos y amplios, en concreto se establece para todos los casos un intervalo de búsqueda de $[0,07 - 0,131] \times 10^{-4}$, este intervalo deja más libertad como es lógico a una disminución de la rigidez ya que soluciones opuestas pueden ser óptimas matemáticamente pero no físicamente. Este intervalo es igual para los cuatro parámetros evitando así forzar la solución que se desea obtener.

El siguiente caso de daño se estudia de la misma forma con el mismo número de identificaciones y se muestran en la tabla 7.12. En este caso la identificación de menor

Tabla 7.12: Resultados de la identificación correspondientes al daño 2.

DAÑO 2	$k_{v1}/10^{-4}$	$k_{v2}/10^{-4}$	$k_{v3}/10^{-4}$	$k_{v4}/10^{-4}$	ε [%]
1	0.1151	0.1153	0.1293	0.1207	24.7713
2	0.1141	0.1164	0.1288	0.1217	24.7566
3	0.1237	0.1133	0.1225	0.1219	24.9251
4	0.105	0.1223	0.1297	0.1248	24.6555
5	0.1159	0.1177	0.1252	0.1234	24.8199
6	0.1073	0.1218	0.1266	0.1258	24.7143
7	0.1092	0.1213	0.1255	0.1258	24.7471
8	0.109	0.1219	0.1262	0.1255	24.7386
9	0.0969	0.129	0.1288	0.1289	24.5733
10	0.1145	0.1183	0.1249	0.124	24.8083
media	0.1109	0.1197	0.1267	0.1242	
desviación	0.0073	0.0045	0.0023	0.0024	

error es la número 9 y los resultados evidencian igual que antes un mantenimiento en la rigidez de tres de las plantas y una disminución en la primera de ellas de un 24,57 %. Este valor es muy ajustado al esperado de dos de las ocho uniones aflojadas que es un 25 % de pérdida de rigidez. Al contrario que en el caso 1, en éste los resultados mínimos y los medios dan soluciones bastante diferentes, por esta razón se muestran todos los casos ya que una única identificación no da resultados solventes, por ejemplo la número 3 indica daño en la segunda planta y los resultados de la media indicarían daño en la primera y segunda planta.

En el caso de daño 3 reflejado en la tabla 7.13 se observa un resultado óptimo (número 2) que en este caso indicaría un daño muy pequeño en la segunda planta y uno mucho mayor en la primera, manteniéndose intactas la tercera y la cuarta. En cuanto al resultado de las medias de rigidez es más acentuado el daño en la segunda y más pequeño en la primera. Así pues, a pesar de no ser perfecto es preferible quedarse con el resultado que se obtiene de menor error. En este caso indica una pérdida de rigidez de 29,11 % en la primera planta que teóricamente debería ser de 37,5 %. Esta diferencia es lógica ya que en la rigidez de la planta no sólo intervienen las uniones sino también la chapa y las barandillas y éstas no sufren modificación por ser aflojada la unión. Por consiguiente, resultados de pérdida de rigidez inferior al esperado son fácilmente admisibles.

Para el último caso de daño en una única planta se obtienen los resultados de la tabla 7.14. Como los dos casos anteriores los resultados de las medias de rigidez llevan a engaño ya que localizan un daño en la segunda planta que en la realidad no existe, por esa razón se utiliza el caso de menor error (número 1) para la identificación. En este caso se mantiene e incluso se incrementa levemente la rigidez en tres de las plantas

Tabla 7.13: Resultados de la identificación correspondientes al daño 3.

DAÑO 3	$k_{v1}/10^{-4}$	$k_{v2}/10^{-4}$	$k_{v3}/10^{-4}$	$k_{v4}/10^{-4}$	ε [%]
1	0.0898	0.1233	0.1285	0.1272	24.8157
2	0.0901	0.1225	0.1305	0.1257	24.7975
3	0.0986	0.1199	0.1224	0.1276	24.9878
4	0.1094	0.1099	0.127	0.12	25.044
5	0.0997	0.1192	0.1217	0.127	25.032
6	0.1021	0.1167	0.1248	0.1243	25.0032
7	0.1145	0.1081	0.1236	0.1201	25.1346
8	0.1043	0.1117	0.1304	0.1199	24.9503
9	0.1103	0.1106	0.1242	0.1214	25.085
10	0.1036	0.1124	0.131	0.1198	24.9368
media	0.1019	0.1153	0.1264	0.1233	
desviación	0.0081	0.0056	0.0035	0.0034	

y se disminuye drásticamente en la primera con una pérdida de rigidez de 37,6 %. Este valor inferior al esperado del 50 % se justifica igual que el caso anterior ya que la chapa y las barandillas no desaparecen y contribuyen claramente a la rigidez de la estructura.

A modo de resumen de estos cuatro casos se muestran las figuras 7.15 y 7.16. En la primera se muestra el porcentaje de disminución de rigidez de la primera planta y se puede ver que en todos los casos es inferior al esperado representado por la línea de puntos partiendo del origen. Además también se observa como existe una proporción entre la disminución y el número de uniones aflojadas.

En la Figura 7.16 se resumen las predicciones para los cuatro casos en cada una de las plantas, junto con los límites de rigidez aceptables como no dañado. Se observa como está bien localizado el daño en la primera planta para todos los casos y como en el caso 3 se localiza levemente un daño inexistente en la segunda planta.

Tabla 7.14: Resultados de la identificación correspondientes al daño 4.

DAÑO 4	$k_{v1}/10^{-4}$	$k_{v2}/10^{-4}$	$k_{v3}/10^{-4}$	$k_{v4}/10^{-4}$	ε [%]
1	0.0793	0.1292	0.1304	0.1309	24.6475
2	0.0992	0.1143	0.1295	0.1226	24.8878
3	0.0844	0.1279	0.1307	0.1202	25.0943
4	0.0905	0.1216	0.1272	0.1279	24.8186
5	0.103	0.1106	0.1299	0.1207	24.9219
6	0.1105	0.1051	0.1288	0.1185	25.0212
7	0.0943	0.1173	0.1301	0.1243	24.8278
8	0.101	0.1126	0.129	0.1221	24.9125
9	0.0936	0.1186	0.1269	0.1267	24.8579
10	0.1213	0.0997	0.1291	0.1142	25.1111
media	0.0970	0.1153	0.1292	0.1227	
desviación	0.0123	0.0093	0.0013	0.0049	

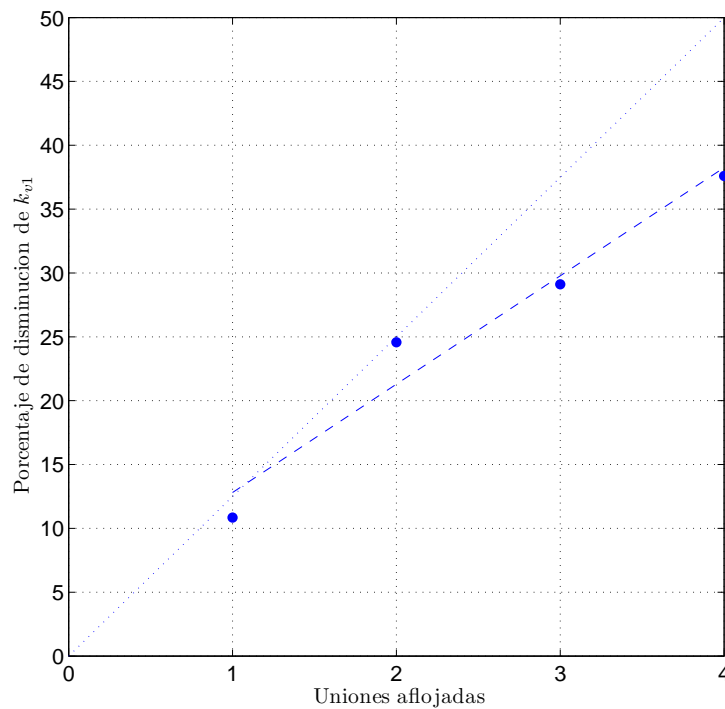


Figura 7.15: Disminución de rigidez en la primera planta según el número de uniones aflojadas.

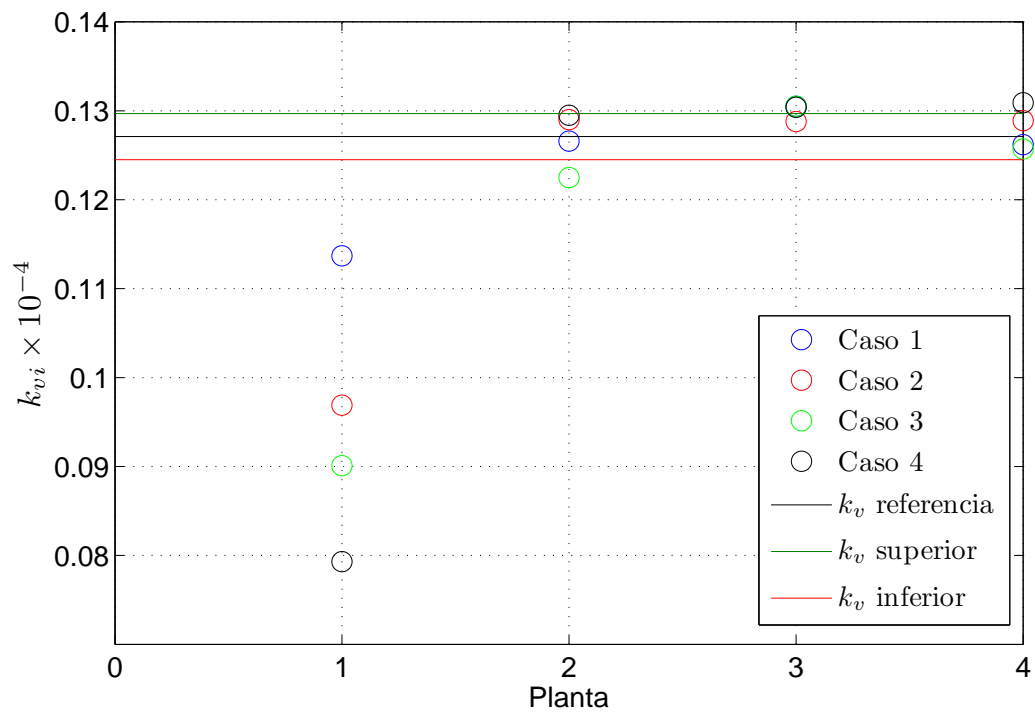


Figura 7.16: Predicciones de la localización del daño en los cuatro primeros casos.

Hasta este momento se han analizado los casos de daño simulado en una misma planta y como se ha visto se obtienen buenos resultados en cuanto a localización e incluso en cuantificación del daño ya que la pérdida de rigidez sigue una proporción parecida al número de uniones aflojadas. También hay que decir que la primera planta es la más sensible a este tipo de daño por lo que quizá sea una razón de los buenos resultados que se han obtenidos.

Buscando los límites de este procedimiento de identificación, se intenta identificar daño en dos plantas diferentes de forma simultánea, de ahí la realización de ensayos en las configuraciones de daño 5 y 6, con daño en la primera y tercera planta simultáneamente.

Tabla 7.15: Resultados de la identificación correspondientes al daño 5.

DAÑO 5	$k_{v1}/10^{-4}$	$k_{v2}/10^{-4}$	$k_{v3}/10^{-4}$	$k_{v4}/10^{-4}$	ε [%]
1	0.0974	0.1212	0.1218	0.1132	23.6179
2	0.1012	0.1178	0.1231	0.1111	23.6432
3	0.0828	0.1288	0.1295	0.1145	23.3429
4	0.0918	0.1272	0.1176	0.1183	23.6027
5	0.1062	0.1216	0.1079	0.1188	23.8959
6	0.1095	0.1172	0.1111	0.1154	23.8945
7	0.1125	0.1119	0.1187	0.1094	23.82
8	0.0967	0.1188	0.1281	0.1098	23.5289
9	0.089	0.1306	0.1129	0.1233	23.6632
10	0.1041	0.1128	0.1295	0.1062	23.5959
media	0.0987	0.1206	0.1198	0.1139	
desviación	0.0094	0.0064	0.0078	0.0052	

Los resultados para el caso 5 se muestran en la tabla 7.15. Se aprecia como tanto el resultado de mínimo error como la media llevan a resultados engañosos. En el caso de mínimo error predice daño en la cuarta planta del 9.91 % y en la primera planta del 34.85 %, por lo tanto no corresponde exactamente con la realidad. Localiza bien la primera planta pero no la tercera y en cuanto a la cuantificación debería de salir resultados similares ya que están aflojadas dos uniones en cada planta.

Algo parecido ocurre para el caso 6 reflejado en la tabla 7.16. En este caso la solución de mínimo error localiza el daño en las plantas primera y cuarta fundamentalmente, cuantificando el daño en la primera planta del 34.93 % y en la cuarta del 15.73 %. En la primera planta predice exactamente el mismo daño con el caso anterior y de hecho eso es cierto, y en cuanto a la cuarta planta se predice aproximadamente el doble que el caso anterior con lo cual se detecta que es un daño de mayor entidad pero no es capaz

de localizarlo exactamente.

Tabla 7.16: Resultados de la identificación correspondientes al daño 6.

DAÑO 6	$k_{v1}/10^{-4}$	$k_{v2}/10^{-4}$	$k_{v3}/10^{-4}$	$k_{v4}/10^{-4}$	ε [%]
1	0.0946	0.1137	0.1298	0.103	23.6912
2	0.0827	0.1229	0.1306	0.1071	23.5295
3	0.0836	0.1236	0.1257	0.1095	23.6023
4	0.0845	0.1293	0.1134	0.1167	23.7783
5	0.1117	0.1078	0.1179	0.1035	24.0361
6	0.1036	0.1099	0.127	0.1015	23.8386
7	0.1086	0.1139	0.1094	0.1097	24.1128
8	0.0829	0.1262	0.1236	0.1111	23.6191
9	0.0857	0.1219	0.1269	0.1081	23.6161
10	0.0807	0.128	0.1235	0.1121	23.592
media	0.0912	0.1195	0.1226	0.1081	
desviación	0.0119	0.0078	0.0070	0.0047	

Esta falta de precisión en la localización puede ser debida a los errores en la identificación de los modos ya que como se dijo anteriormente la desviación típica de los modos es casi dos ordenes de magnitud superior a la de la frecuencia, y por otro lado la información de los modos es esencial en materia de localización. Algo parecido ya fue detectado en la tesis de González-Martínez [2004], donde una de las conclusiones era que la metodología basada en ANN daba malos resultados de identificación de daño cuando se presentaban porcentajes de error en los modos superiores al 0.1 %, esto es, que los errores en los modos tienen una gran influencia en la predicción del daño.

7.4. Resumen

En el presente capítulo se expone la identificación de la estructura UNIOVI partiendo de una identificación modal de la vibración libre de los dos primeros modos naturales de la estructura. Una vez identificados estos modos mediante un modelo lineal y dos no lineales, se utilizan los resultados del modelo no lineal con ablandamiento en la rigidez para la readaptación de dos modelos de elementos finitos de semiportal y con cada uno de ellos se consigue identificar masas añadidas y daño simulado sobre la estructura.

El primer caso consiste en la readaptación del modelo utilizando las dos primeras frecuencias de dos configuraciones de masa y con ello validar el resto de configuraciones de masas añadidas. Y en el segundo caso se propone la localización y cuantificación de

daño simulado mediante aflojamiento de tornillos en la estructura. La localización se hace por planta y la cuantificación como un porcentaje de disminución en la rigidez de dicha planta.

Capítulo 8

Conclusiones

8.1. Conclusions

8.1.1. UNIOVI Structure

A medium-scale four-storey steel frame with two bays in the longitudinal direction and one bay in the transversal one, which was named as “UNIOVI Structure”, was designed. Bolted connections and welded connections were designed in the longitudinal and the transversal directions, respectively. After the structure was built, three different mechanical exciters were designed and placed in the third and fourth storeys using two different physical principles: eccentric rotating mass and pendular movement. Finally, four high-sensitivity seismic accelerometers were screwed on each floor and a data acquisition system was fixed to this application as a measurement chain. Free vibration tests in the longitudinal direction were carried out with different mass and damage configurations. The following conclusions are extracted from the analysis of the tests:

- Even though the eccentric-mass exciter could theoretically excite the first four modes, in practice, it was impossible to excite the higher modes due to the high acceleration levels applied to the structure.
- The pendulum-like exciter was able to excite the first four modes, however, only the free vibration of first two modes were stable and useful for the research.

8.1.2. Novelty detection technique

A new technique for damage detection in cantilever-like structures based on free vibration tests was designed. A new feature was introduced for the first time named as “signal length”. A postulate is defined: an increase of the damage will produce a monotonic decrease of the signal length. A damage index derived from the signal length was used as a control variable, whose value is bounded and it has physical meaning. After application to the UNIOVI Structure the following conclusions can be drawn:

- Despite signal length being a unidimensional variable, it is able to keep the relevant information contained in the original signal.
- All the experiments satisfy the postulate.
- Besides the detection, damage index contributes a global quantification of structural state.
- The procedure was able to detect an increase of 0.04 % of the total mass and loosening of one out of 152 bolts.
- The extreme value theory and control of runs provide an increase in sensitivity and a reduction of false negatives cases

8.1.3. Structural identification technique

A new multiobjective technique was developed. It can be applied for direct identification of analytical models, finite element model updating and damage localization and quantification. It was posed as a minimization of an error function defined in time domain. A sampling algorithm adapted to the common shape of the error function is used to minimize the error function. Two different approaches were considered: isotropic and anisotropic. The application of the technique to numerical simulations and experimental cases allow to conclude:

- The minimization process was summarized by a very simple algorithm which is able to cover both the global and local phase of the identification.
- The anisotropic algorithm performance is much better than that of the isotropic one and even better than those of other general-purpose stochastic procedures. The algorithm does not need any previous calibration, which is an additional advantage.
- The algorithm is effective and feasible when using a broad bound search space.
- Even though the algorithm was initially designed for time-domain signals, it is also effective with modal variables.
- The anisotropic approach is very promising in the structural dynamics field, specially for the identification of nonlinear models and the finite element model updating when there is not a previous calibration of the parameters and a broad search space is needed.

8.1.4. Damage localization and quantification procedure at the UNIOVI Structure

A damage localization and quantification procedure was designed and applied to the UNIOVI structure. It consists of several consecutive phases and the identification technique explained in chapter 5 was used in all of them. The initial phase consists of a nonlinear modal identification of the first two bending modes. Then, the modal variables corresponding to the underlying linear model were extracted. And finally, the damage identification was carried out through a semiportal model that was updated from the modal variables identified earlier. From this application some conclusions are extracted:

- In the modal identification application, the softening nonlinear model provides the best practical results because of its trade-off between the accurate of the results and the time of computing.
- The damage predictions were not successful in dual-floor damage cases. Nevertheless, the predictions for single-floor damage cases were quite accurate.
- The global vibration data that can be obtained in a real application, which this thesis aimed to reproduce, do not allow a feasible damage identification in a steel frame.

8.2. Conclusiones

8.2.1. Estructura UNIOVI

Se diseñó una estructura metálica porticada de 2×1 vanos y cuatro plantas a media escala llamada “Estructura UNIOVI”. La estructura está provista de uniones atornilladas en dirección longitudinal y soldadas en dirección transversal. Tras la construcción de la misma, se instalaron tres excitadores mecánicos en la tercera y cuarta planta, diseñados mediante dos fundamentos motrices distintos: masa excéntrica rotativa y pendular. Por último, se diseñó e instaló una cadena de medida compuesta por cuatro acelerómetros de alta sensibilidad atornillados uno en cada planta y un sistema de adquisición de datos. La estructura fue sometida a ensayos de vibración libre en dirección longitudinal para diferentes configuraciones de masa y daño. Del análisis de los ensayos se extraen las siguientes conclusiones:

- Aunque el rango de frecuencias en el excitador rotativo cubría los cuatro primeros modos de flexión, este sistema resultó inviable a efectos prácticos en los modos altos debido a los elevados niveles de aceleración incompatibles con el uso normal de las estructuras.
- Con el excitador pendular se consiguió excitar los cuatro primeros modos de flexión, sin embargo, sólo los dos primeros fueron estables en vibración libre y aprovechables para el análisis posterior.

8.2.2. Técnica de detección de daño incipiente

Se diseñó una nueva técnica de detección de daño incipiente aplicable a estructuras de tipo voladizo basada en la medición de la vibración libre del extremo del voladizo. Se ha introducido una nueva variable característica denominada “longitud de la señal”. Como fundamento de la técnica se postula que un incremento en el daño produce un decremento monótonico en la longitud de la señal. Como variable de control se utilizó un índice de daño derivado de la longitud de la señal, cuyo valor está acotado y tiene sentido físico. Los resultados de los ensayos en la estructura UNIOVI han puesto de manifiesto que:

- La longitud de la señal a pesar de ser una variable unidimensional es capaz de mantener la información relevante contenida en la señal original.
- En todos los experimentos analizados se cumple el postulado establecido.
- Además de la detección, el índice de daño aporta una cuantificación global del estado de la estructura.
- Se consiguieron detectar incrementos de masa del 0.04 % y el aflojamiento de un solo tornillo de los 152 que posee la estructura.

- La adopción de la teoría de extremos y control de rachas proporcionan un incremento en la sensibilidad así como una reducción de falsos negativos.

8.2.3. Técnica de identificación estructural

Se desarrolló una técnica multipropósito que se puede aplicar tanto a la identificación directa de modelos analíticos, a la readaptación de modelos de elementos finitos y a la localización y cuantificación de daño. Se plantea como la minimización de cierta función de error definida en el dominio del tiempo. Esta función de error se minimiza mediante un algoritmo de muestreo específicamente adaptado a las características generales de la función de error en estos casos. Se han considerado dos enfoques diferentes: isotrópico y anisotrópico. La aplicación de la técnica a simulaciones numéricas y a varios casos experimentales permite concluir que:

- El proceso de minimización se ha sintetizado en un algoritmo muy simple capaz de solventar tanto la fase global como la local de la identificación.
- Las prestaciones del algoritmo anisotrópico son muy superiores a las del algoritmo isotrópico e incluso mejores que las de otros procedimientos estocásticos de propósito general. Una ventaja adicional respecto a estos es que no necesita calibración previa de los propios parámetros del algoritmo.
- El algoritmo es efectivo y fiable en intervalos de búsqueda muy amplios.
- Aunque el algoritmo inicialmente fue diseñado para señales en el dominio del tiempo, también resultó efectivo con variables modales.
- La versión anisotrópica propuesta es muy prometedora en el campo de la dinámica estructural, sobretodo en casos no lineales y cuando no existe una calibración previa del modelo y es necesario un amplio espacio de búsqueda.

8.2.4. Procedimiento para localización y cuantificación de daño en la estructura UNIOVI

Se diseñó un procedimiento para la localización y cuantificación de daño en la estructura UNIOVI. Éste está compuesto por varias fases consecutivas y en todas ellas se utiliza la técnica de identificación descrita en el capítulo 5. La fase inicial consiste en la identificación modal no lineal de los dos primeros modos de flexión. Se continua con la extracción de las variables modales del correspondiente modelo lineal subyacente. Por último, la identificación de daño se lleva a cabo mediante un modelo de semiportal que se readapta a partir de las variables modales extraídas. Las conclusiones alcanzadas son:

- De los modelos utilizados para la identificación modal de la estructura, el modelo no lineal en rigidez proporciona los mejores resultados desde un punto de vista práctico, ya que constituye un compromiso entre la precisión de los resultados y el tiempo de computación.
- Se ha localizado y cuantificado con éxito cuatro niveles de daño en una misma planta, sin embargo, las predicciones no fueron acertadas para los casos de daño simultáneo en dos plantas.
- Los datos de vibración globales que se pueden obtener en un caso “real”, que se han tratado de aproximar en esta tesis, no permiten una identificación fiable del daño por planta en una estructura porticada.

8.3. Trabajo Futuro

Existen varios puntos sobre los que se puede y debe seguir. Para conseguir una validación más completa de las técnicas propuestas éstas deben aplicarse sobre más casos experimentales tanto de laboratorio como de estructuras reales.

En la técnica de detección de daño incipiente habría que comprobar la bondad del postulado establecido. Aunque la técnica de detección incipiente está propuesta para estructuras de tipo voladizo, la experiencia podría extenderse a estructuras con otras configuraciones. En este caso, debería realizarse un estudio previo de la posición y número óptimo de sensores necesarios para garantizar de que el daño en cualquier punto de la estructura tenga influencia en la respuesta.

En cuanto a la estructura UNIOVI, dadas las limitaciones referentes a la identificación de los “modos altos” en base a la vibración libre, la identificación de daño debe desviarse hacia otras estrategias experimentales que permitan extraer información más local.

Bibliografía

- J. Abad-Blasco, J. Franco-Gimeno, L. Lezaun-Martínez, and F. Martínez. Numerical modelling and experimental validation of bolted lap joints with 1d hysteresis finite elements. Orlando, USA, a. ASME, editors. Proceedings of International Mechanical Engineering Congress Exposition, IMECE2009.
- J. Abad-Blasco, J. Franco-Gimeno, M.P. González-Martínez, L. Lezaun-Martínez, and J. Zapico-Valle. Determination of bending stiffness in bolted joints by the finite element method and experimental validation. Valencia, Spain, b. doi: 10.4203/ccp.93.120.
- N. Ajavakom, C. H. Ng, and F. Ma. Performance of nonlinear degrading structures: Identification, validation, and prediction. *Computers & Structures*, 86(7-8):652–662, Apr. 2008. ISSN 0045-7949. doi: 10.1016/j.compstruc.2007.07.014.
- J. S. Arora. *Introduction to Optimum Design*. Elsevier Academic Press, 2 edition, 2004.
- A. Arslan, M. Aykan, and H. N. Ozguven. Parametric identification of structural nonlinearities from measured frequency response data. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 25(4):1112 – 1125, 2011. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymsp.2010.10.010.
- E. Balmès. *Structural Dynamics Toolbox*. Scientific Software Group, 1997.
- D. H. Bassir, J. L. Zapico, M. P. González-Martínez, and R. Alonso. Identification of a spatial linear model based on earthquake-induced data and genetic algorithm with parallel selection. *International Journal for Simulation and Multidisciplinary Design Optimization*, 1:39–48, 2007.
- O. Begambre and J. E. Laier. A hybrid particle swarm optimization - simplex algorithm (PSOS) for structural damage identification. *Advances in Engineering Software*, 40(9):883–891, Sept. 2009. ISSN 0965-9978. doi: 10.1016/j.advengsoft.2009.01.004.
- J. M. W. Brownjohn, P.-Q. Xia, H. Hao, and Y. Xia. Civil structure condition assessment by fe model updating: methodology and case studies. *Finite Elements in Analysis and Design*, 37(10):761 – 775, 2001. ISSN 0168-874X. doi: 10.1016/S0168-874X(00)00071-8.

- M. Cao, L. Ye, L. Zhou, Z. Su, and R. Bai. Sensitivity of fundamental mode shape and static deflection for damage identification in cantilever beams. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 25(2011):630 – 643, 2011. doi: 10.1016/j.ymsp.2010.06.011.
- P. Carden and P. Fanning. Vibration Based Condition Monitoring: A Review. *Structural Health Monitoring*, 3:355–377, 2004. doi: 10.1177/1475921704047500.
- E. Castillo, A. S. H., N. Balakrishnan, and J. M. Sarabia. *Extreme Value and Related Models with Applications in Engineering and Science*. Wiley-Interscience, 1 edition, Nov. 2004. ISBN 047167172X.
- P. Cawley and R. D. Adams. The location of defects in structures from measurements of natural frequencies. *The Journal of Strain Analysis*, 14(2):49–57, 1979.
- M. Chandrashekhar and R. Ganguli. Damage assessment of structures with uncertainty by using mode-shape curvatures and fuzzy logic. *Journal of Sound and Vibration*, 326(3-5):939–957, Oct. 2009. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/j.jsv.2009.05.030.
- J. Cunha, E. Foltête, and N. Bouhaddi. Evaluation of stiffness of semi-rigid joints in pultruded profiles from dynamic and static data by using model updating technique. *Engineering Structures*, 30(4):1024–1036, Apr. 2008. ISSN 0141-0296. doi: 10.1016/j.engstruct.2007.06.012.
- R. O. Curadelli, J. D. Riera, D. Ambrosini, and M. G. Amani. Damage detection by means of structural damping identification. *Engineering Structures*, 2008. doi: 10.1016/j.engstruct.2008.05.024.
- C. Devriendt and P. Guillaume. Identification of modal parameters from transmissibility measurements. *Journal of Sound and Vibration*, 314(1-2):343–356, July 2008. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/j.jsv.2007.12.022.
- S. W. Doebling, C. R. Farrar, and M. B. Prime. Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review. *Los Alamos National Laboratory Report*, (LA-13070-MS), 1996.
- Eurocodes. *Eurocódigo 3: BS EN 1993-1-1, Design of steel structures*. 2005a.
- Eurocodes. *Eurocódigo 8: BS EN 1998-1, Seismic design of buildings*. 2005b.
- D. J. Ewins. *Modal Testing theory, practice and application*. Research Studies Press LTD., second edition, 2000.
- S.-E. Fang and R. Perera. Power mode shapes for early damage detection in linear structures. *Journal of Sound and Vibration*, 324(1-2):40–56, July 2009. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/j.jsv.2009.02.002.

- M. I. Friswell and J. E. Mottershead. *Finite element model updating in structural dynamics*. Kluwer academic publishers, 1 edition, 1995. ISBN 0792334310.
- C.-P. Fritzen, D. Jennewein, and T. Kiefer. Damage detection based on model updating methods. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 12(1):163 – 186, 1998.
- M. P. González and J. L. Zapico. Seismic damage identification in buildings using neural networks and modal data. *Computers and Structures*, 86(2008):416 – 426, 2008. doi: 10.1016/j.compstruc.2007.02.021.
- A. González-Buelga. *Análisis modal experimental aplicado a la identificación de daño sísmico en edificios*. PhD thesis, Universidad de Oviedo, Septiembre 2005.
- M. P. González-Martínez. *Identificación de daño sísmico en estructuras de edificios*. PhD thesis, Universidad de Oviedo, Julio 2004.
- E. Görl and M. Link. Damage identification using changes of eigenfrequencies and mode shapes. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(1):103 – 110, 2003. doi: 10.1006/mssp.2002.1545,.
- M. Gul and F. N. Catbas. Statistical pattern recognition for Structural Health Monitoring using time series modeling: Theory and experimental verifications. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(7):2192 – 2204, 2009. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymsp.2009.02.013.
- N. Hansen. http://www.lri.fr/~hansen/cmaes_inmatlab.html. web page, 2007.
- N. Hansen and A. Ostermeier. Completely Derandomized Self-Adaptation in Evolution Strategies. *Evolutionary Computation*, 9:159–195, June 2001. ISSN 1063-6560. doi: <http://dx.doi.org/10.1162/106365601750190398>.
- N. Hansen, S. D. Müller, and P. Koumoutsakos. Reducing the Time Complexity of the Derandomized Evolution Strategy with Covariance Matrix Adaptation (CMA-ES). *Evolutionary Computation*, 11(1):1–18, May 2011. ISSN 1063-6560. doi: 10.1162/106365603321828970.
- P. Hayton, S. Utete, D. King, S. King, P. Anuzis, and L. Tarassenko. Static and dynamic novelty detection methods for jet engine health monitoring. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 365(1851):493 – 514, Feb. 2007. doi: 10.1098/rsta.2006.1931.
- N. E. Huang, Z. Shen, S. R. Long, M. C. Wu, H. H. Shih, Q. Zheng, N. Yen, C. C. Tung, and H. H. Liu. The Empirical Mode Decomposition and the Hilbert spectrum for nonlinear and non-stationary time series analysis. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 454(1971): 903 – 995, Mar. 1998. doi: 10.1098/rspa.1998.0193.

- F. Ismail, A. Ibrahim, and H. R. Martin. Identification of fatigue cracks from vibration testing. *Journal of Sound and Vibration*, 140(2):305–317, July 1990. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/0022-460X(90)90530-D.
- B. Jaishi and W.-X. Ren. Finite element model updating based on eigenvalue and strain energy residuals using multiobjective optimisation technique. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 21(5):2295 – 2317, 2007. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymsp.2006.09.008.
- A. Kareem and K. Gurley. Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59:131 – 157, 1996. doi: 10.1016/0167-6105(96)00004-9.
- S. Kern, S. Müller, N. Hansen, D. Büche, J. Ocenasek, and P. Koumoutsakos. Learning Probability Distributions in Continuous Evolutionary Algorithms - A Comparative Review. *Natural Computing*, 3:77–112, 2004. ISSN 1567-7818.
- G. Kerschen, K. Worden, A. F. Vakakis, and J.-C. Golinval. Past, present and future of nonlinear system identification in structural dynamics. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 20(3):505 – 592, 2006. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymsp.2005.04.008.
- J.-T. Kim and N. Stubbs. Crack detection in beam-type structures using frequency data. *Journal of Sound and Vibration*, 259(1):145–160, Jan. 2003. ISSN 0022-460X. doi: 10.1006/jsvi.2002.5132.
- C. G. Koh, Y. F. Chen, and C. Y. Liaw. A hybrid computational strategy for identification of structural parameters. *Computers & Structures*, 81(2):107–117, Feb. 2003. ISSN 0045-7949. doi: 10.1016/S0045-7949(02)00344-9.
- F. P. Kopsaftopoulos and S. D. Fassois. Vibration based health monitoring for a lightweight truss structure: Experimental assessment of several statistical time series methods. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24(7):1977 – 1997, 2010. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymsp.2010.05.013.
- J. Kullaa. Damage detection of the Z24 bridge using control charts. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(1):163 – 170, 2003. doi: 10.1006/mssp.2002.1555,.
- A. Kyprianou, K. Worden, and M. Panet. Identification of hysteretic systems using the differential evolution algorithm. *Journal of Sound and Vibration*, 248(2):289–314, Nov. 2001. ISSN 0022-460X. doi: 10.1006/jsvi.2001.3798.
- U. Lee and J. Shin. A frequency response function-based structural damage identification method. *Computers & Structures*, 80(2):117–132, Jan. 2002. ISSN 0045-7949. doi: 10.1016/S0045-7949(01)00170-5.

- Y. Lee and M. Chung. A study on crack detection using eigenfrequency test data. *Computers & Structures*, 77(3):327–342, June 2000. ISSN 0045-7949. doi: 10.1016/S0045-7949(99)00194-7.
- R. I. Levin and N. A. J. Lieven. Dynamic finite element model updating using simulated annealing and genetic algorithms. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 12(1): 91 – 120, 1998.
- Y. C. Liang, H. P. Lee, S. P. Lim, W. Z. Lin, K. H. Lee, and C. G. Wu. Proper Orthogonal Decomposition and its Applications-Part I: Theory. *Journal of Sound and Vibration*, 252(3):527 – 544, 2002. ISSN 0022-460X. doi: 10.1006/jsvi.2001.4041.
- J. M. Lifshitz and A. Rotem. Determination of Reinforcement Unbonding of Composites by a Vibration Technique. *Journal of Composite Materials*, 3(3):412 –423, Jan. 1969. doi: 10.1177/002199836900300305.
- M. Link and M. Weiland. Damage identification by multi-model updating in the modal and in the time domain. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(6):1734 – 1746, 2009. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymsp.2008.11.009. Special Issue: Inverse Problems.
- G. R. Liu. *Computational Inverse Techniques in Nondestructive Evaluation*. CRC Press, 2 edition, June 2003. ISBN 9780849315237.
- X. Liu, N. A. J. Lieven, and P. J. Escamilla-Ambrosio. Frequency response function shape-based methods for structural damage localisation. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(4):1243–1259, May 2009. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymsp.2008.10.002.
- L. Ljung. *System Identification*. Prentice Hall PTR, Upper Daddle River, NJ 07458, second edition, 1999.
- Y. I. Maggi, R. M. Gonçalves, R. T. Leon, and L. F. L. Ribeiro. Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modeling. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(5):689–708, May 2005. ISSN 0143-974X. doi: 10.1016/j.jcsr.2004.12.001.
- S. A. Mahin. Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake. *Engineering Structures*, 20(4-6):261 – 270, 1998. ISSN 0141-0296. doi: 10.1016/S0141-0296(97)00032-1. Innovations in Stability Concepts and Methods for Seismic Design in Structural Steel.
- N. M. M. Maia and J. M. M. Silva. Theoretical and experimental modal analysis. 1997.
- N. M. M. Maia, J. M. M. Silva, and A. M. R. Ribeiro. The transmissibility concept in multi-degree-of-freedom systems. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 15(1): 129–137, Jan. 2001. ISSN 0888-3270. doi: 10.1006/mssp.2000.1356.

- G. Manson, K. Worden, and D. Allman. Experimental validation of a Structural Health Monitoring methodology. Part II. Novelty detection on a gnat aircraft. *Journal of Sound and Vibration*, 259(2):345 – 363, 2003. doi: 10.1006/jsvi.2002.5167.
- C. Mares, J. E. Mottershead, and M. I. Friswell. Stochastic model updating: Part 1 - theory and simulated example. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 20(7): 1674 – 1695, 2006. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymssp.2005.06.006.
- M. Markou and S. Singh. Novelty detection: A Review—part 1: Statistical approaches. *Signal Processing*, 83:2481 – 2497, July 2003a. doi: 10.1016/j.sigpro.2003.07.018.
- M. Markou and S. Singh. Novelty detection: A Review—part 2: Neural network based approaches. *Signal Processing*, 83:2499 – 2521, March 2003b. doi: 10.1016/j.sigpro.2003.07.019.
- D. Montalvão, A. M. R. Ribeiro, and J. Duarte-Silva. A method for the localization of damage in a CFRP plate using damping. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(2009):1846 – 1854, 2009. doi: 10.1016/j.ymssp.2008.08.011.
- D. C. Montgomery. *Introduction to Statistical Quality Control, 4th Edition*. John Wiley & Sons Canada, Ltd., 4th edition edition, Nov. 2000. ISBN 0471316482.
- F. Mustapha, G. Manson, K. Worden, and S. G. Pierce. Damage location in an isotropic plate using a vector of novelty indices. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 21(2007):1885 – 1906, 2007. doi: 10.1016/j.ymssp.2006.06.009.
- M. R. Naniwadekar, S. S. Naik, and S. K. Maiti. On prediction of crack in different orientations in pipe using frequency based approach. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 22(3):693–708, Apr. 2008. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymssp.2007.09.007.
- J. A. Nelder and R. Mead. A simplex method for function minimization. *The Computer Journal*, 7:308–313, 1965.
- K. C. G. Ong, Z. Wang, and M. Maalej. Adaptive magnitude spectrum algorithm for Hilbert-Huang transform based frequency identification. *Engineering Structures*, 30(1):33 – 41, 2008. ISSN 0141-0296. doi: 10.1016/j.engstruct.2007.02.018.
- L. Ortiz-Berrocal. *Resistencia de Materiales*. McGraw-Hill, 3 edition, 2007. ISBN 9788448156336.
- G. M. Owolabi, A. S. J. Swamidias, and R. Seshadri. Crack detection in beams using changes in frequencies and amplitudes of frequency response functions. *Journal of Sound and Vibration*, 265(1):1–22, July 2003. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/S0022-460X(02)01264-6.

- M. B. Özer, H. N. Özgüven, and T. J. Royston. Identification of structural nonlinearities using describing functions and the Sherman - Morrison method. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(1):30 – 44, 2009. ISSN 0888-3270. doi: 10.1016/j.ymsp.2007.11.014. Special Issue: Non-linear Structural Dynamics.
- E. Papatheou, G. Manson, R. J. Barthorpe, and K. Worden. The use of pseudo-faults for novelty detection in SHM. *Journal of Sound and Vibration*, 329(12):2349 – 2366, 2010. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/j.jsv.2009.07.020. Structural Health Monitoring Theory Meets Practice.
- E. Parloo, P. Guillaume, and M. Van - Overmeire. Damage assessment using mode shape sensitivities. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(3):499–518, May 2003. ISSN 0888-3270. doi: 10.1006/mssp.2001.1429.
- M. Peifer, J. Timmer, and H. U. Voss. Nonparametric Identification of Nonlinear Oscillating Systems. *Journal of Sound and Vibration*, 267:1157 – 1167, 2003. ISSN 0022-460X.
- V. K. Rohatgi and A. K. M. E. Saleh. *An Introduction to Probability and Statistics*. Wiley-Interscience, 2 edition, Oct. 2000. ISBN 0471348465.
- M. Sahin and R. A. Shenoi. Quantification and localisation of damage in beam-like structures by using artificial neural networks with experimental validation. *Engineering Structures*, 25:1785–1802, August 2003.
- O. S. Salawu. Detection of structural damage through changes in frequency: A review. *Engineering Structures*, 19(9):718–723, 1997.
- R. P. C. Sampaio, N. M. M. Maia, and J. M. M. Silva. Damage detection using the frequency-response-function curvature method. *Journal of Sound and Vibration*, 226(5):1029–1042, Oct. 1999. ISSN 0022-460X. doi: 10.1006/jsvi.1999.2340.
- I. Sheinman. Damage detection and updating of stiffness and mass matrices using mode data. *Computers & Structures*, 59(1):149 – 156, 1996. ISSN 0045-7949. doi: 10.1016/0045-7949(95)00227-8.
- H. Sohn, D. W. Allen, K. Worden, and C. R. Farrar. Structural damage classification using extreme value statistics. *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control*, 127(1):125–132, Mar. 2005. doi: 10.1115/1.1849240.
- A. Teughels and G. D. Roeck. Structural damage identification of the highway bridge Z24 by FE model updating. *Engineering Structures*, (278):589–610, October 2003.
- C. Touzé, O. Thomas, and A. Chaigne. Hardening/softening behaviour in non-linear oscillations of structural systems using non-linear normal modes. *Journal of Sound and Vibration*, 273(1-2):77 – 101, 2004. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/j.jsv.2003.04.005.

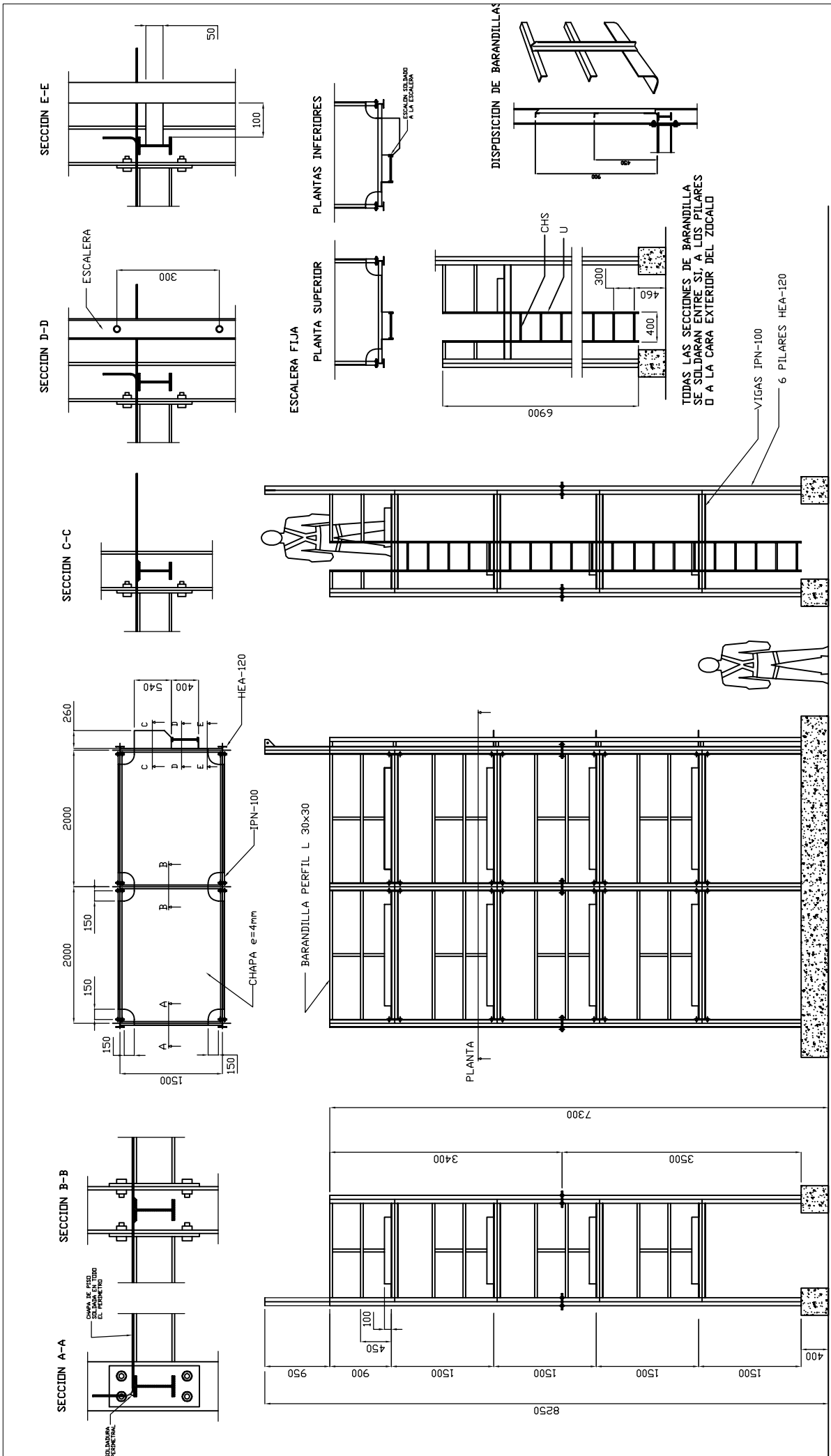
- I. Trendafilova and W. Heylen. Categorisation and pattern recognition methods for damage localisation from vibration measurements. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(4):825 – 836, 2003.
- Users-Manual-Version-6.5. *MATLAB*, 2002.
- B. S. Wang and Z. C. He. Crack detection of arch dam using statistical neural network based on the reductions of natural frequencies. *Journal of Sound and Vibration*, 302(4-5):1037–1047, May 2007. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/j.jsv.2007.01.008.
- J.-F. Wang, C.-C. Lin, and S.-M. Yen. A story damage index of seismically-excited buildings based on modal frequency and mode shape. *Engineering Structures*, 29(9):2143–2157, Sept. 2007. ISSN 0141-0296. doi: 10.1016/j.engstruct.2006.10.018.
- X. Wang, N. Hu, H. Fukunaga, and Z. H. Yao. Structural damage identification using static test data and changes in frequencies. *Engineering Structures*, 23(6):610–621, June 2001. ISSN 0141-0296. doi: 10.1016/S0141-0296(00)00086-9.
- C. W. Wong, W. H. Mak, and J. M. Ko. System and parametric identification of flexible connections in steel framed structures. *Engineering Structures*, 17(8):581–595, Sept. 1995. ISSN 0141-0296. doi: 10.1016/0141-0296(95)00010-5.
- K. Worden and J. M. Dulieu-Barton. An Overview of Intelligent Fault Detection in Systems and Structures. *Structural Health Monitoring*, 3:85–98, 2004.
- K. Worden and G. R. Tomlinson. *Nonlinearity in Structural Dynamics: Detection, Identification and Modelling*. Taylor & Francis, 1 edition, Jan. 2001. ISBN 9780750303569.
- K. Worden, G. Manson, and N. R. J. Fieller. Damage detection using outlier analysis. *Journal of Sound and Vibration*, 229(3):647 – 667, 2000. doi: 10.1006/jsvi.1999.2514,.
- K. Worden, G. Manson, and D. Allman. Experimental validation of a Structural Health Monitoring methodology: Part I. Novelty detection on a laboratory structure. *Journal of Sound and Vibration*, 259(2):323 – 343, 2003. doi: 10.1006/jsvi.2002.5168,.
- K. Worden, C. R. Farrar, G. Manson, and G. Park. The fundamental axioms of structural health monitoring. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Science*, 463(2082):1639 –1664, June 2007. doi: 10.1098/rspa.2007.1834.
- D. Yinfeng, L. Yingmin, X. Mingkui, and L. Ming. Analysis of earthquake ground motions using an improved Hilbert-Huang transform. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(1):7 – 19, 2008. ISSN 0267-7261. doi: 10.1016/j.soildyn.2007.05.002.

- C. Yorgun, S. Dalci, and G. A. Altay. Finite element modeling of bolted steel connections designed by double channel. *Computers & Structures*, 82(29-30):2563–2571, Nov. 2004. ISSN 0045-7949. doi: 10.1016/j.compstruc.2004.04.003.
- J. L. Zapico and M. P. González. Numerical simulation of a method for seismic damage identification in buildings. *Engineering Structures*, 28(2006):255 – 263, 2006. doi: 10.1016/j.engstruct.2005.08.005.
- J. L. Zapico, M. P. González, M. I. Friswell, C. A. Taylor, and A. J. Crewe. Finite element model updating of a small scale bridge. *Journal of Sound and Vibration*, (268):993–1012, November 2002.
- J. L. Zapico, M. P. González, and K. Worden. Damage assessment using neural networks. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(1):119–125, Jan. 2003. ISSN 0888-3270. doi: 10.1006/mssp.2002.1547.
- J. L. Zapico, F. J. Molina, M. P. González, and S. Montes. Identification of a composite frame from a pseudodynamic test. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 19: 579–595, 2005.
- J. L. Zapico-Valle, R. Alonso-Cambor, M. P. González-Martínez, and M. García-Diéguez. A new method for finite element model updating in structural dynamics. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24(7):2137–2159, 2010.
- J. L. Zapico-Valle, M. García-Diéguez, M. P. González-Martínez, and K. Worden. Experimental validation of a new statistical process control feature for damage detection. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 25(7):2513–2525, 2011.
- R. R. Zhang, R. King, L. Olson, and Y.-L. Xu. Dynamic response of the Trinity River Relief Bridge to controlled pile damage: modeling and experimental data analysis comparing Fourier and Hilbert-Huang techniques. *Journal of Sound and Vibration*, 285(4-5):1049 – 1070, 2005. ISSN 0022-460X. doi: 10.1016/j.jsv.2004.09.032.

Apéndice A

Planos

A.1. Planos de la estructura



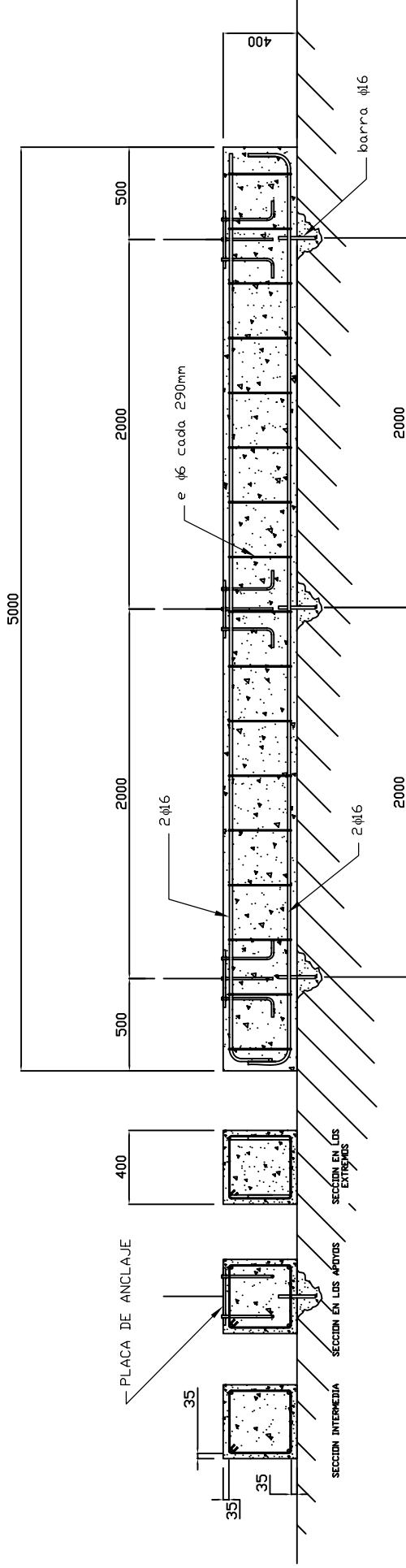
PLANO 1:
GENERAL

ESTRUCTURA METALICA PARA
ENSAYOS DINAMICOS
UNIVERSIDAD DE OVIEDO
DPTO. DE CONSTRUCCION

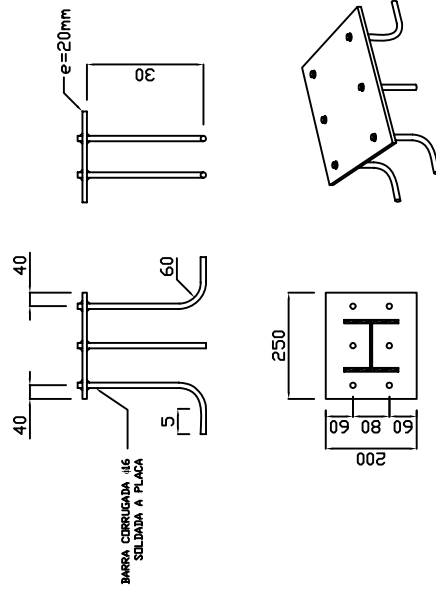
DIBUJADO:
MARTA GARCÍA DIÉGUEZ
DIRECCIONES DE CONTACTO:
garciamarta.uo@uniovi.es

FDD:

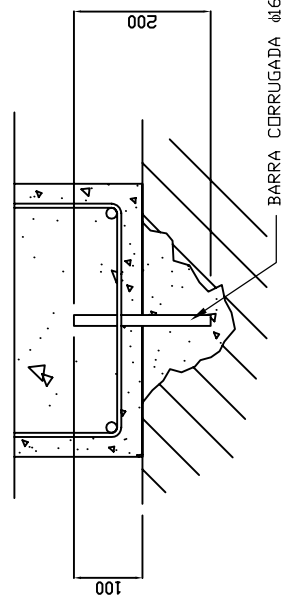
CIMENTACION SOBRE SOLERA



PLACA DE ANCLAJE



DETALLE ANCLAJE A LA SOLERA



PLAND 2:
ZAPATAS

ESTRUCTURA METALICA PARA
ENSAYOS DINAMICOS

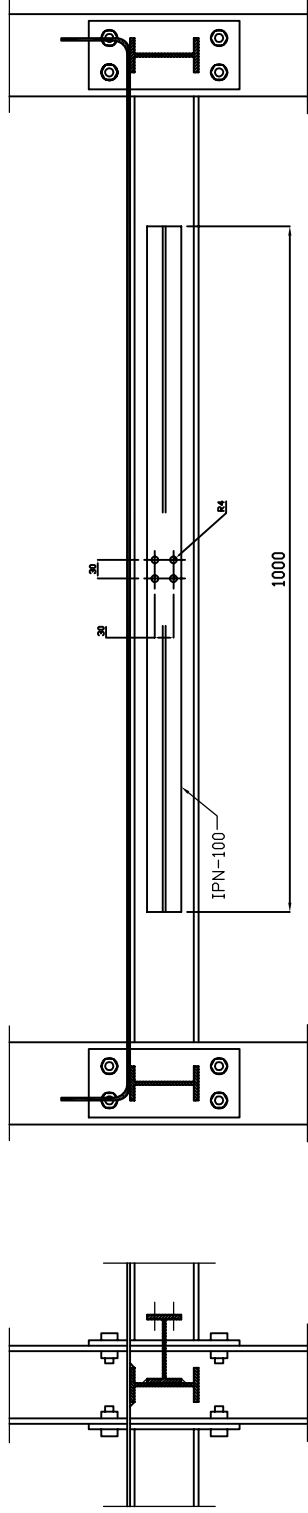
UNIVERSIDAD DE OVIEDO
DPTO. DE CONSTRUCCION

DIBUJADO:
MARTA GARCÍA DIÉGUEZ

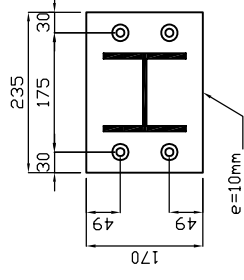
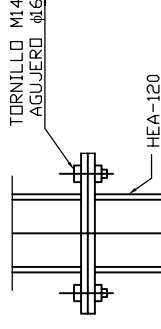
DIRECCIONES DE CONTACTO:
garciamarta.uo@uniovi.es

FDD:

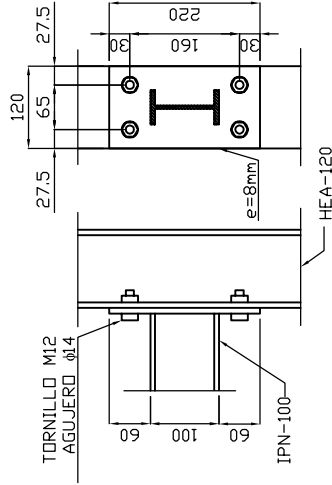
SECCION B-B
(SOLD PLANTA SUPERIOR)



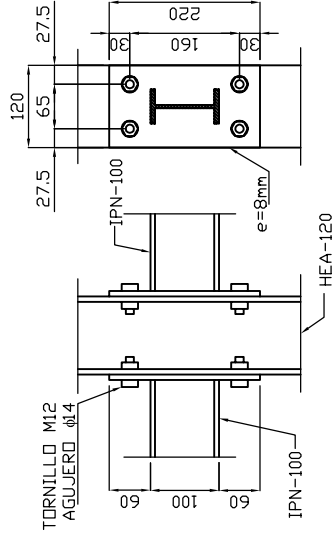
UNION 1: PILAR-PILAR
(ATORNILLADA)



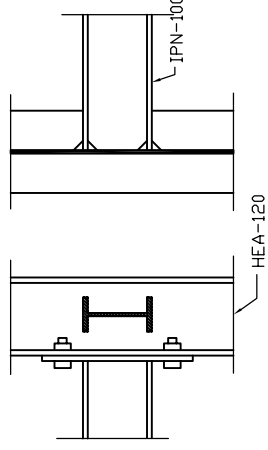
UNION 2: VIGA PILAR EXTREMOS
(ATORNILLADA)



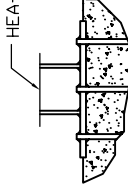
UNION 3: VIGA PILAR CENTRALES
(ATORNILLADA)



UNION 4: PILAR VIGA TRANSVERSAL
(SOLDADA)



UNION 5: APOYOS EN CIMENTACION
(SOLDADA)



TODOS LOS PILARES Y VIGAS VAN SOLDADOS PERIMETRALMENTE A SUS PLACAS DE ANLAJE

PLAND 3:
UNIONES

ESTRUCTURA METALICA PARA
ENSAYOS DINAMICOS

UNIVERSIDAD DE OVIEDO
DPTO. DE CONSTRUCCION

DIBUJADO:

MARTA GARCÍA DIÉGUEZ

DIRECCIONES DE CONTACTO:

garciamarta.uo@uniovi.es

FDD:

ESCALERA FIJA

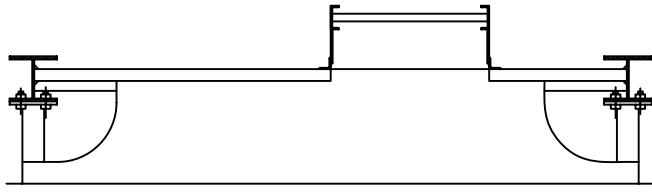
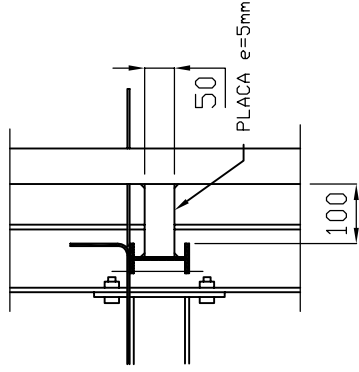
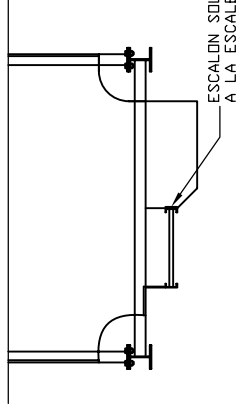
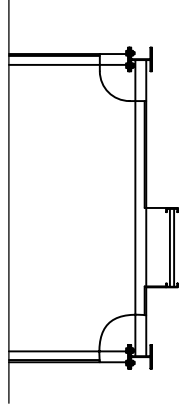
ANCLAJES A LA ESTRUCTURA

PLANTA SUPERIOR

PLANTA SUPERIOR

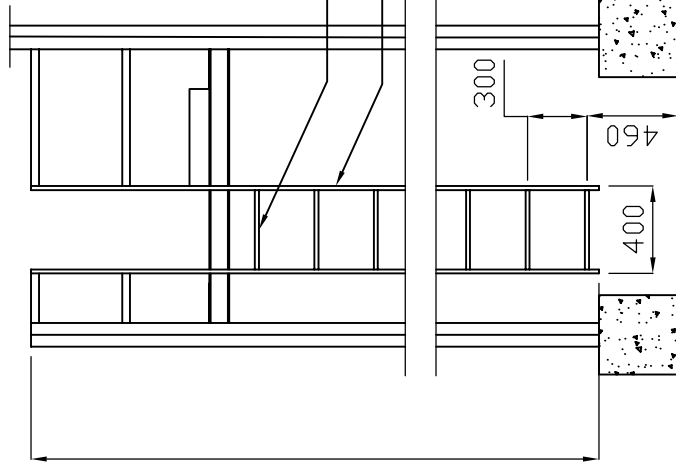
PLANTAS INFERIORES

PLANTAS INFERIORES



CHS

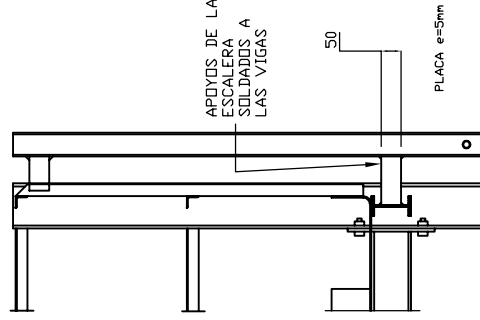
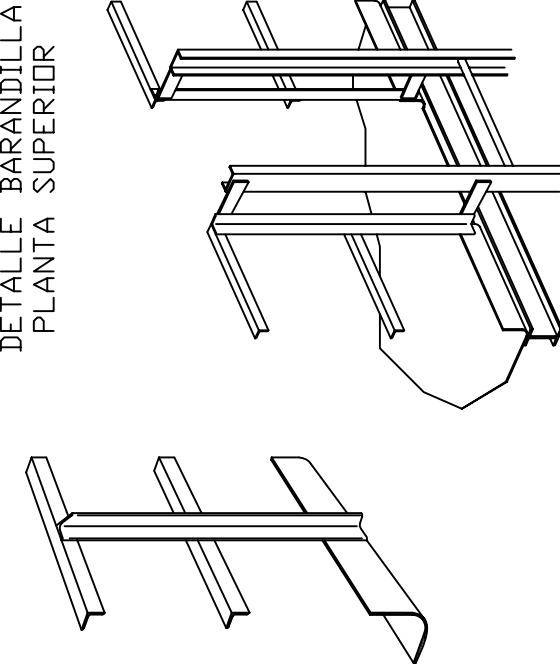
U



0069

DISPOSICION DE BARANDILLAS

DETALLE BARANDILLA PLANTA SUPERIOR



TODAS LAS SECCIONES DE BARANDILLA SE SOLDARAN ENTRE SI, A LOS PILARES O A LA CARA EXTERIOR DEL ZOCALO

PLANO 4:

ESCALERA Y BARANDILLA

ESTRUCTURA METALICA PARA ENSAYOS DINAMICOS

UNIVERSIDAD DE OVIEDO
DPTO. DE CONSTRUCCION

DIBUJADO:

MARTA GARCÍA DIEGUEZ

DIRECCIONES DE CONTACTO:

garciamarta.uo@uniovi.es

FDD:

A.2. Planos del excitador mecánico

4

3

2

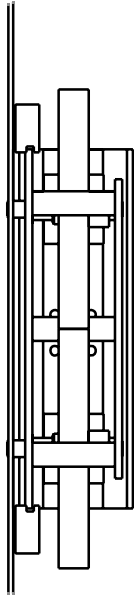
1

4

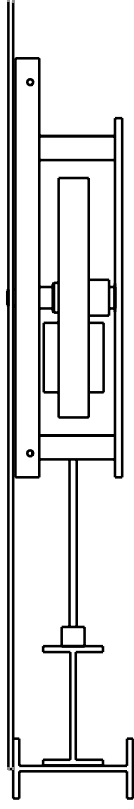
3

2

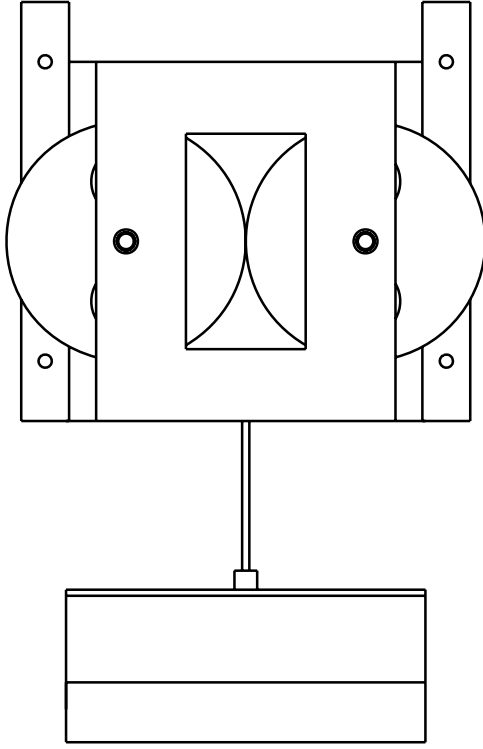
1



Right view
Scale: 1:6



Front View
Scale: 1:6



Bottom view
Scale: 1:6

Area Mecánica Medios Continuos

DRAWING TITLE

DRAWN BY	DATE	DRAWING NUMBER		REV
Marta García	04/08/2008	Excitador mecánico		X
CHECKED BY	DATE	SIZE	DRAWING NUMBER	
J. Zapico	09/09/2008	A4	200	
DESIGNED BY	DATE	SCALE	1:6 WEIGHT (kg)	SHEET
XXX	XXX	1:6	XXX	1/1

4

3

2

1

4

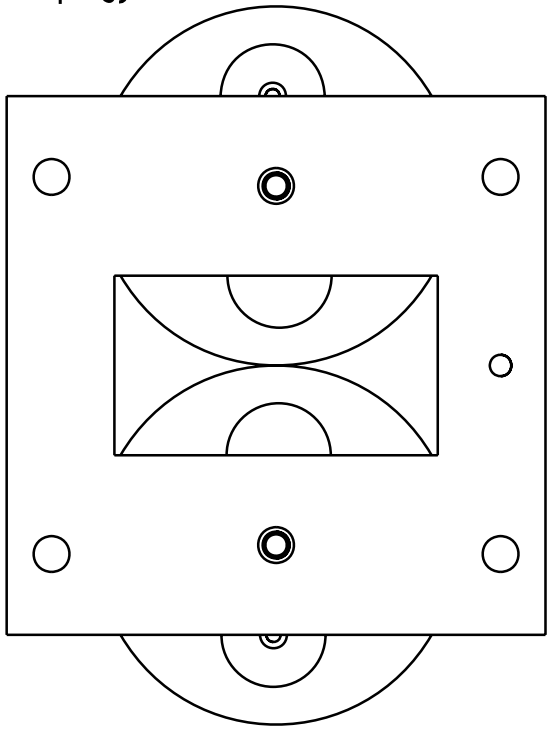
3

2

1

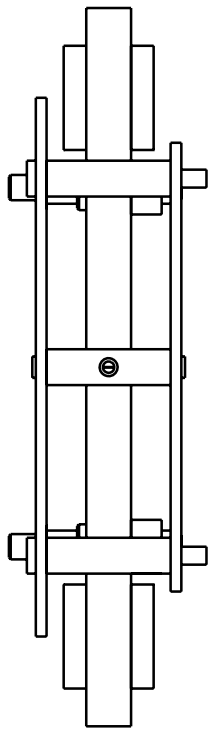
A

4 3 2 1

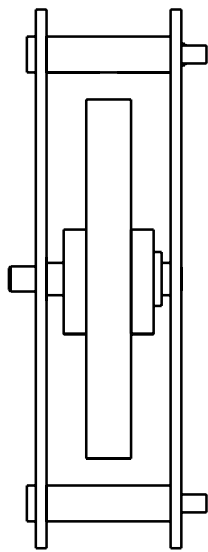


Top view
Scale: 1:4

Left view
Scale: 1:4



Front View
Scale: 1:4



Area Mecánica Medios Continuos

DRAWING TITLE

DRAWN BY
Marta García

DATE
07.07/2008

CHECKED BY
J. Zapico

DATE
09/07/2008

DESIGNED BY
XXX

DATE
XXX

Excentrica

SIZE
A4

DRAWING NUMBER
100

REV
0

SCALE
1:4

WEIGHT (kg)
XXX

SHEET
1/1

4

3

2

1

4

3

2

1

A.3. Planos de los excitadores pendulares

4

3

2

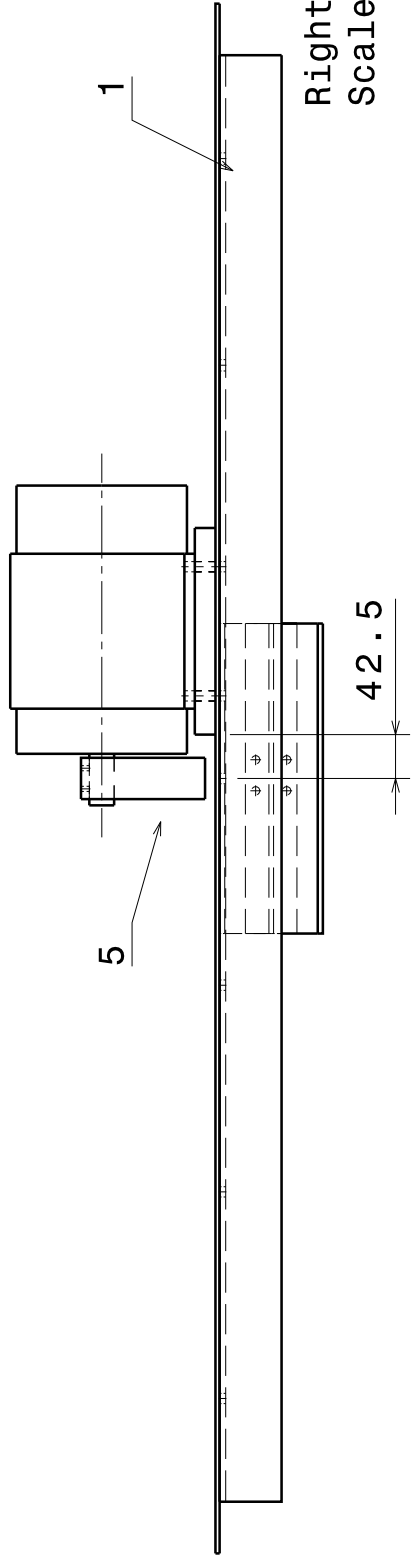
1

4

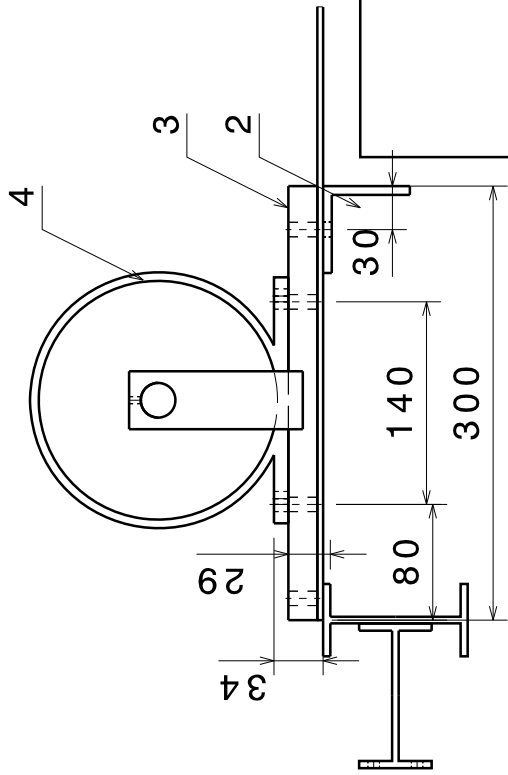
3

2

1



Nº	Descripción
1	Chapa
2	Angular
3	Soporte motor
4	Motor
5	Pendolo



DRAWING TITLE

Montaje excitador pendular 1

DRAWN BY
Marta Garcia

DATE
07/04/2010

CHECKED BY
J. Zapico

DATE

DESIGNED BY

DATE

SIZE
A4

DRAWING NUMBER

REV

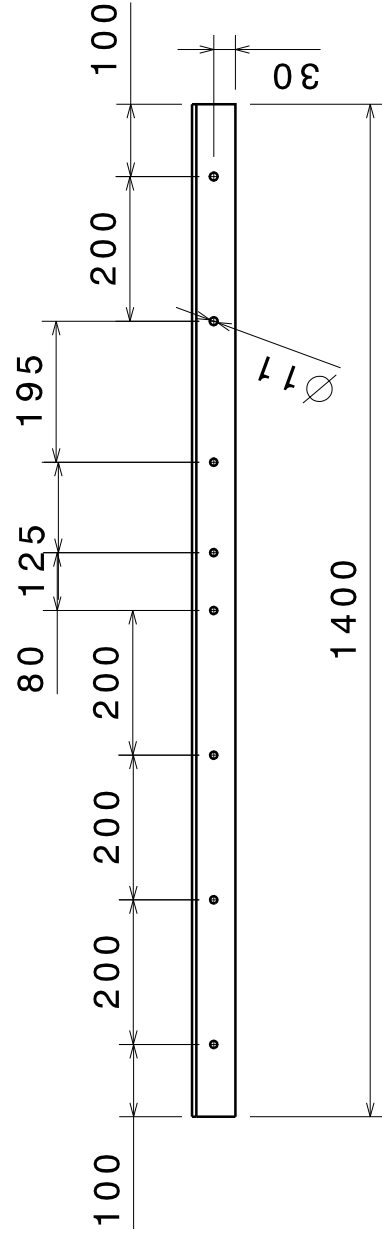
SCALE 1:1 WEIGHT(kg)

SHEET 1/1

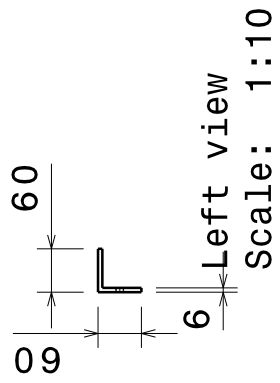
D

A

4 3 2 1 D A



Front View
Scale: 1:10



DRAWING TITLE		Angular rigidizador	
DRAWN BY	DATE	SIZE	DRAWING NUMBER
Marta Garcia	12/05/2010	A4	1
CHECKED BY	DATE	SCALE	WEIGHT (kg)
J. Zapico		1:10	7.5
DESIGNED BY	DATE	SHEET	1/1



D

A

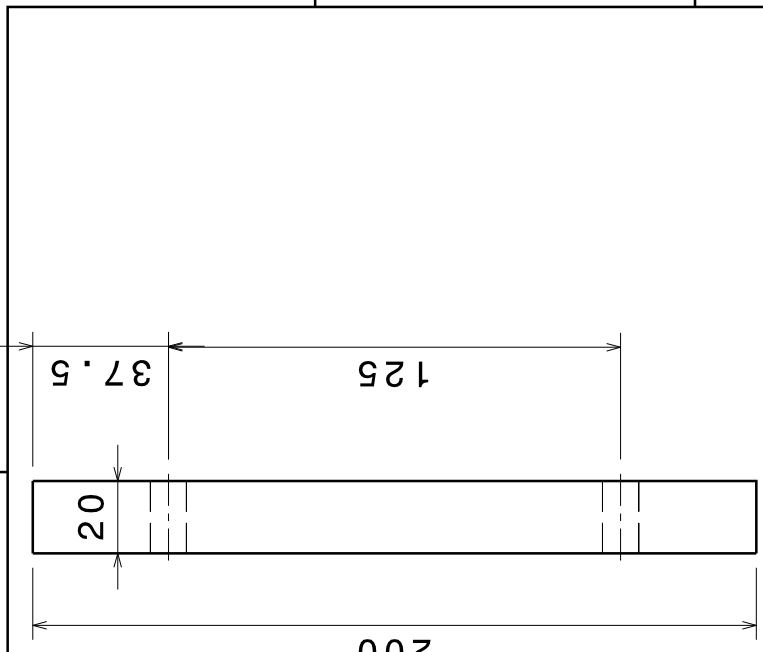
4 3 2 1

A

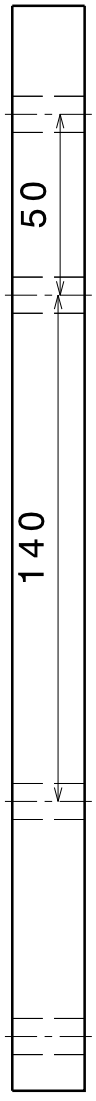
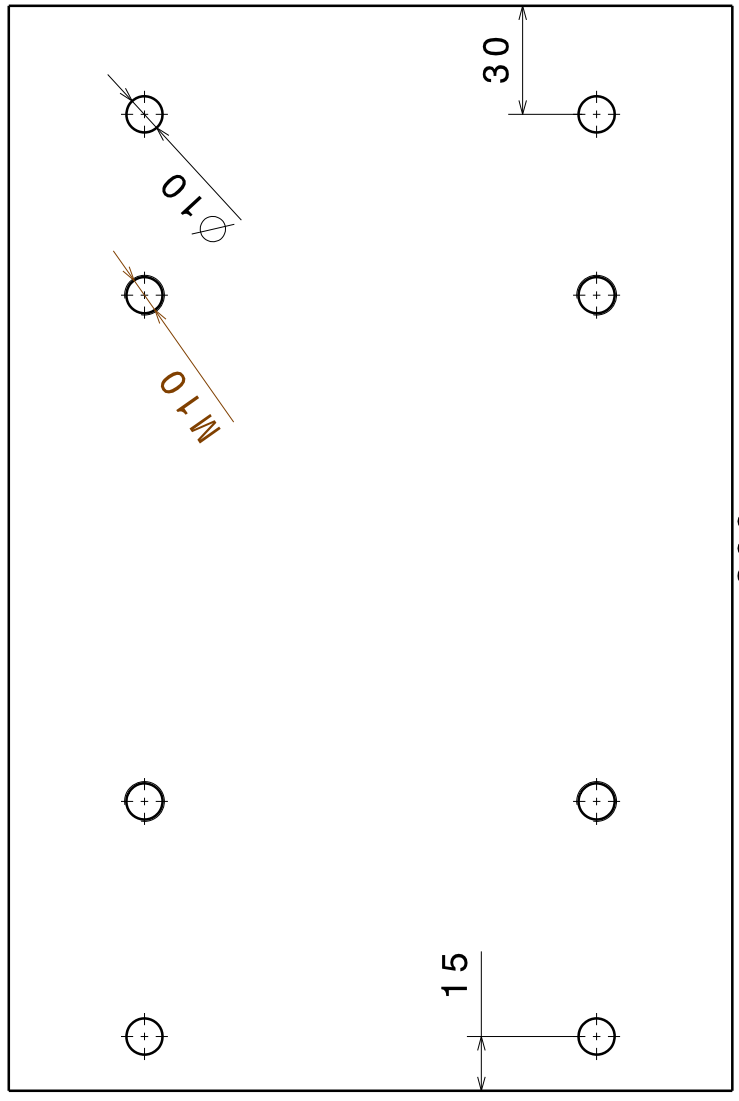
B

C

D



Left view
Scale: 1:2



DRAWING TITLE		Soporte motor (excitador pendular 1)		REV	1
DRAWN BY		DATE	DRAWING NUMBER		
Marta Garcia		14/05/2010	A4		
CHECKED BY		DATE	SCALE	1:1 WEIGHT (kg)	SHEET 1/1
J. Zapico		DATE	9.32	1/1	
DESIGNED BY					

A

D

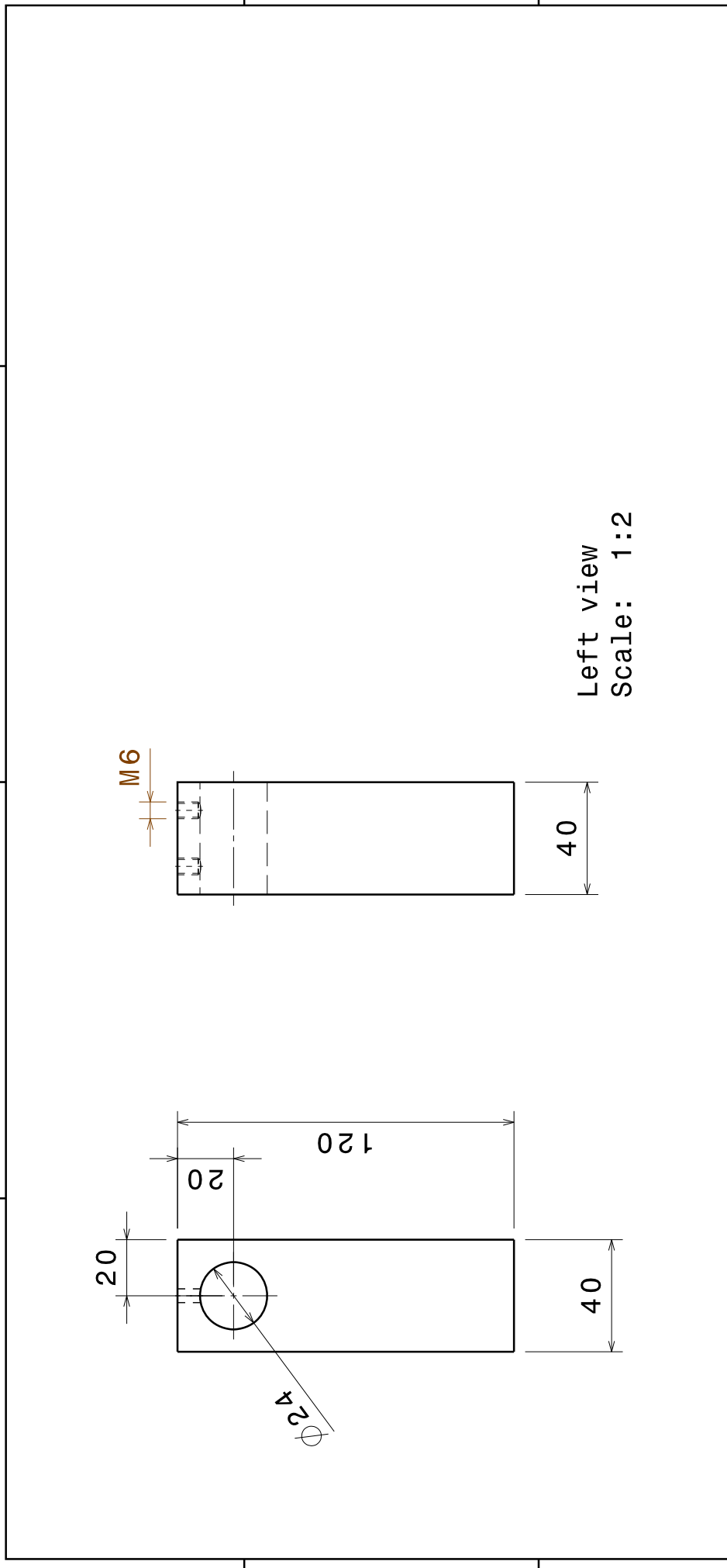
4

3

2

1

4 3 2 1



Left view
Scale: 1:2

Top view
Scale: 1:2

DRAWN BY Marta Garcia		DATE 14/05/2010		DRAWING TITLE Pendulo (excitador pendular 1)	
		CHECKED BY J. Zapico			
DESIGNED BY		DATE		SCALE 1:1	SHEET 1/1

D A

4

3

2

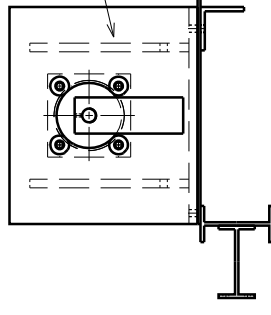
1

4

3

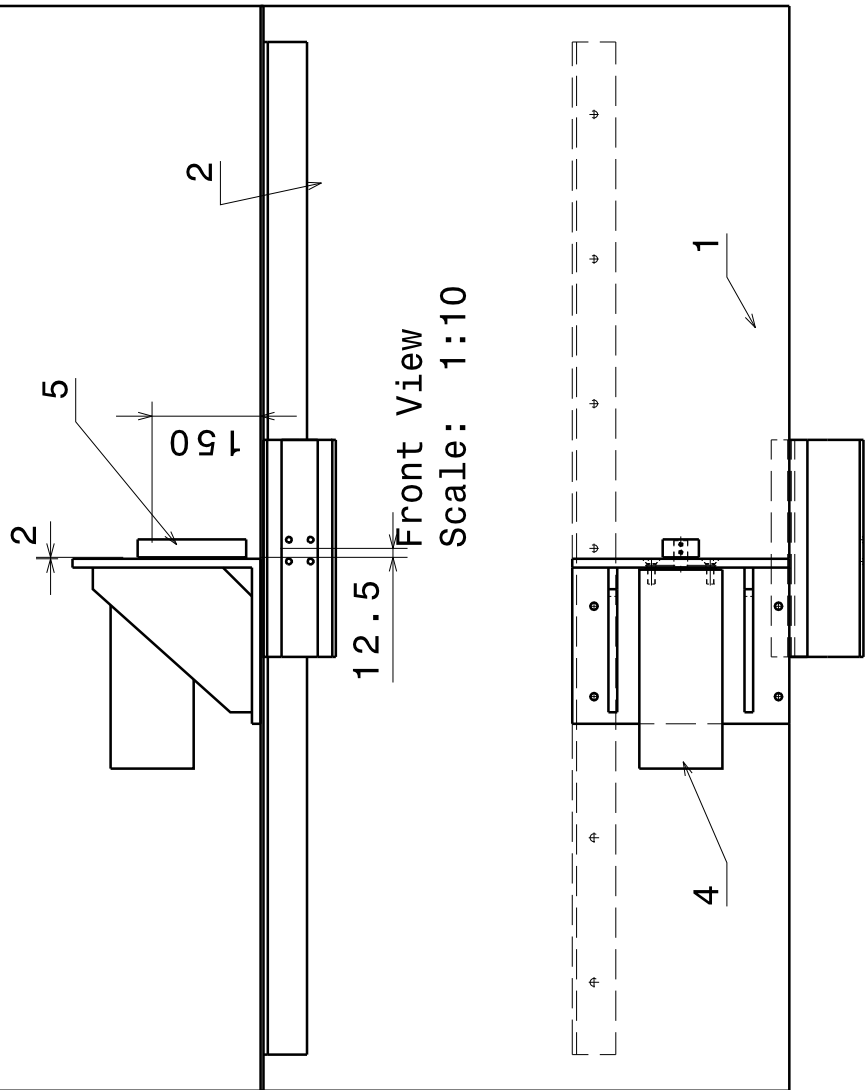
2

1



Right view
Scale: 1:10

Nº	Descripción
1	Chapa
2	Angular
3	Soporte motor
4	Motor
5	Pendulo



Top view
Scale: 1:10

Top view
Scale: 1:10

DRAWING TITLE

Montaje excitador pendular 2

SIZE DRAWING NUMBER

A4

DATE

14/05/2011

DRAWN BY

Marta Garcia

DATE

CHECKED BY

J. Zapico

DATE

DESIGNED BY

REV

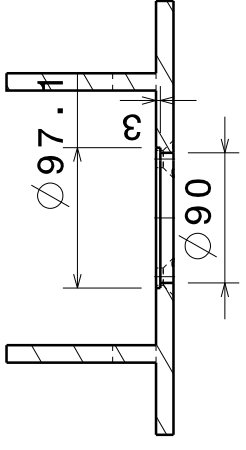
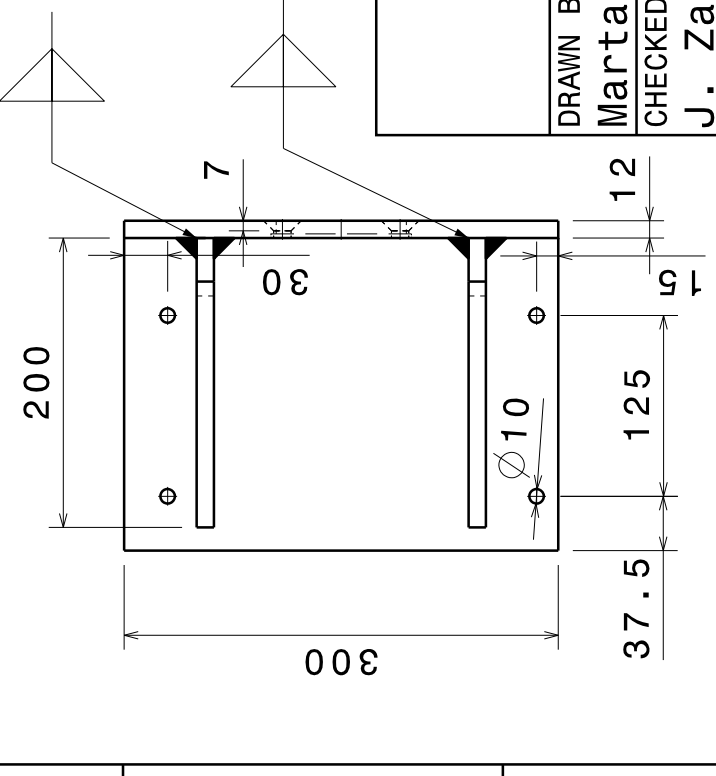
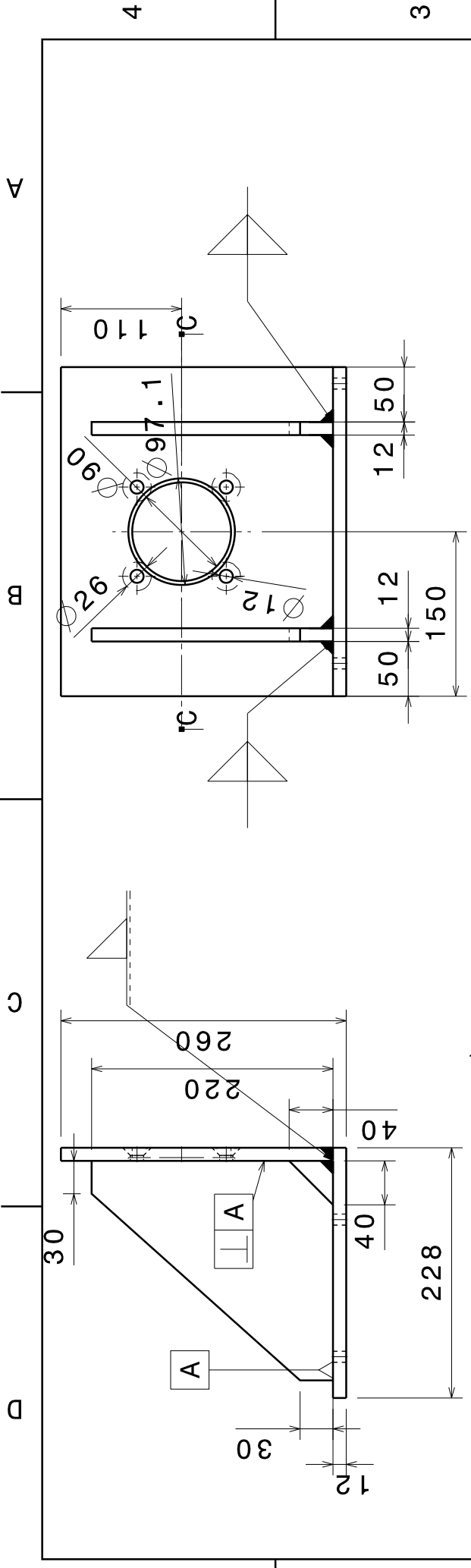
SCALE 1:1 WEIGHT(kg)

SHEET

1/1

A

D

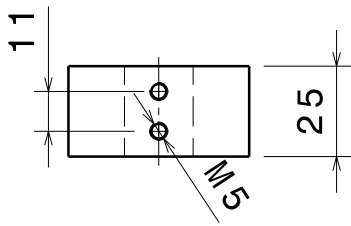
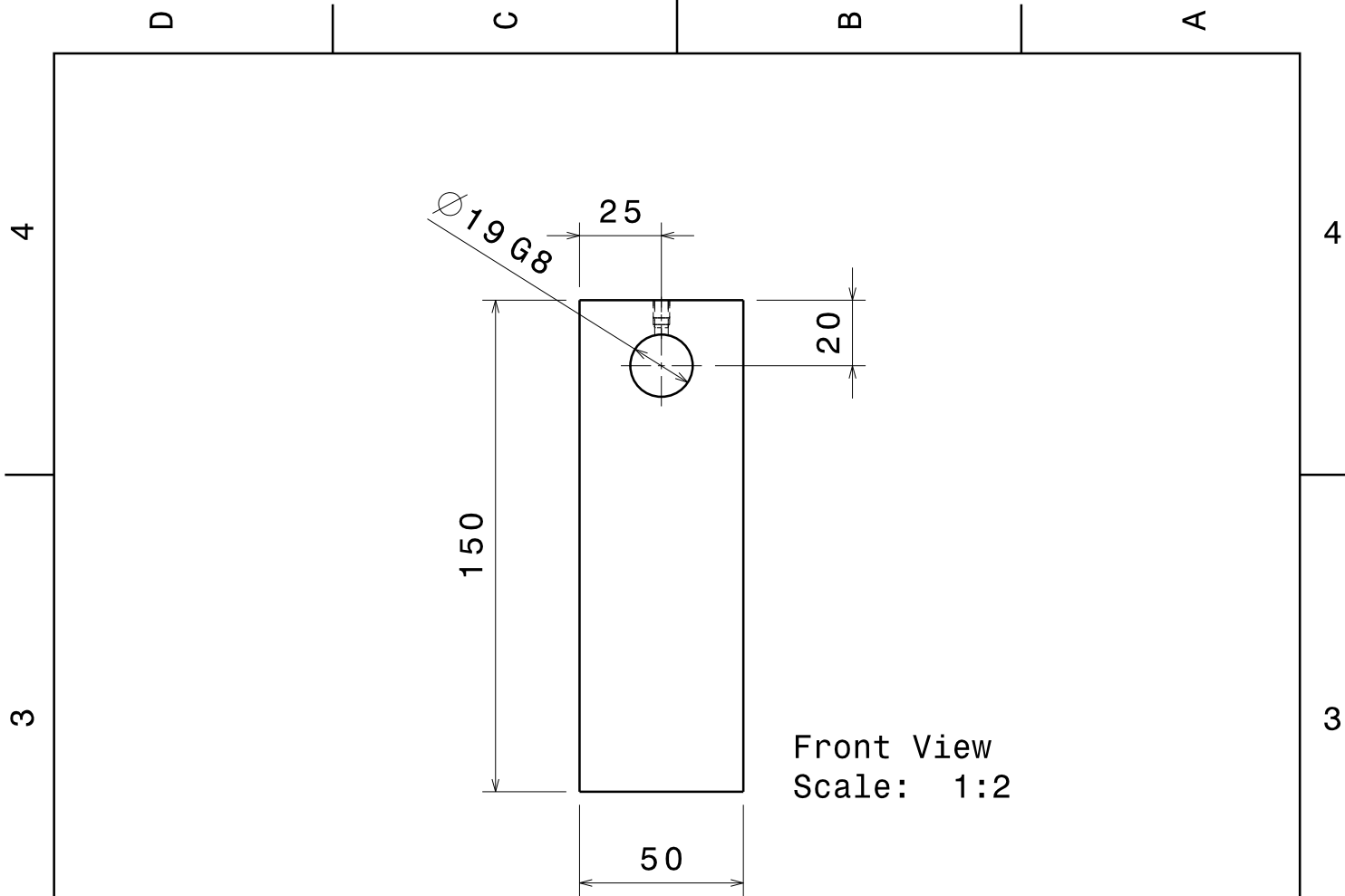


Section view C-C
Scale: 1:5

DRAWING TITLE		Soporte del motor (excitador pendular 2)	
DRAWN BY	DATE	SIZE	DRAWING NUMBER
Marta Garcia	13/04/2011	A4	REV
CHECKED BY	DATE	SCALE	SHEET
J. Zapico		1:1 WEIGHT (kg)	1/1
DESIGNED BY	DATE		

A

D



DRAWING TITLE
Pendolo
 (excitador pendular 2)

DRAWN BY
Marta Garcia
 DATE
 14/04/2011

CHECKED BY
J. Zapico
 DATE

DESIGNED BY
 DATE

SIZE
A4
 DRAWING NUMBER
 REV

SCALE
 1:1
 WEIGHT(kg)
 1.24
 SHEET
 1/1

1

1

D

A

Índice alfabético

- Índice de daño, 56
- Algoritmo
 - CMA-ES, 82
 - de minimización, 76
 - Isotrópico, 79
- Algoritmo Anisotrópico, 81
- Amortiguamiento, 13
- Análisis de Outliers, 18
- Cadena de medida, 9
 - Sensores, 36
 - Sistema de adquisición de datos, 38
- Descomposición Ortogonal Propia, 16
- Detección de daño incipiente
 - Técnica de, 53
- Distribución beta, 78
- Estructura UNIOVI, 23
 - Unión Viga-Pilar-Viga, 39
- Excitación
 - Sistemas de, 9
 - mecánica, 28
 - pendular, 32
- Frecuencias Naturales, 10
- FRF
 - Función de Respuesta en Frecuencia, 14
- Hilbert
 - Transformada de, 15
- Identificación
 - de daño, 18
 - dinámica de sistemas, 20
- Modos de vibración
 - Curvatura de, 13
 - COMAC, 12
 - MAC, 12
- Puente a pequeña escala, 47
- Reconocimiento de patrones, 17
- Redes Neuronales, 3
- SHM
 - Monitorizado estructural, 7
- Transmisibilidad, 14
- Variables características
 - Extracción de, 10
- Vibración libre
 - Ensayos de, 63