

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

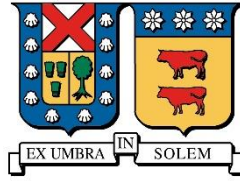
**IDENTIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES
DINÁMICAS DE SISTEMAS ESTRUCTURA-
AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA A
PARTIR DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL
SISTEMA ACOPLADO**

Esteban Ariel Cortés Hernández

Ingeniero Civil

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Marzo de 2023



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**IDENTIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES
DINÁMICAS DE SISTEMAS ESTRUCTURA-
AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA A
PARTIR DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL
SISTEMA ACOPLADO**

Tesis de Grado y Memoria de Título presentada por

Esteban Ariel Cortés Hernández

como requisito parcial para optar al título de

Ingeniero Civil

y el grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía

Dr. Cristian Cruz Doggenweiler

Marzo de 2023

TÍTULO DE LA TESIS:

IDENTIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE SISTEMAS ESTRUCTURA-AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA A PARTIR DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL SISTEMA ACOPLADO

AUTOR:

ESTEBAN ARIEL CORTÉS HERNÁNDEZ

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el **Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil** de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Cristian Cruz Doggenweiler

Pablo Heresi Venegas

Francisco Hernández Prado

Valparaíso, Chile, Marzo de 2023

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a las personas más importantes de mi vida que fueron el pilar fundamental en mi desarrollo académico y personal.

A mi novia Camila, quien durante los últimos diez años me ha regalado los momentos más felices de mi vida. Gracias totales por ser parte de mi vida, por estar siempre a mi lado, en mis victorias y derrotas. Estaré siempre agradecido de la vida por haber juntado nuestros caminos.

A mis padres Teresa y Eleodoro, por haberme criado en una familia llena de amor. Por cada sacrificio que hicieron durante estos años por educarme y formar la persona que soy el día de hoy. Sin duda alguna todos mis logros son en gran parte mérito de estas dos extraordinarias personas.

A mi hermana Tanya, quien durante toda mi vida ha sido mi partner. La persona en la que siempre he podido confiar. La que me ayudaba a dormir cuando tenía pesadillas. La mejor hermana que pude haber tenido.

También quiero agradecer a cada profesor que, desde mis primeros años en el colegio hasta mis últimos años en la universidad, aportó en mi desarrollo como estudiante. En especial al profesor Cristian Cruz, quien durante estos dos años fue una guía y un apoyo fundamental para el desarrollo de este trabajo. Le agradezco profundamente su compromiso y dedicación.

A mis amigos Kevin, Bryam y Sebastian, quienes conocí durante mi primer año de universidad y se volvieron una compañía fundamental durante toda mi etapa universitaria. Agradezco profundamente haberlos conocido ya que estos últimos siete años no hubieran sido lo mismo sin su amistad y compañía.

Mención especial para Arturo Castillo y la gente de VMB, quienes amablemente nos facilitaron los registros del edificio de la Cámara Chilena de la Construcción. Y para Daniel Maurel quien me ayudó a llevar a cabo los ensayos de laboratorio en el campus San Joaquín.

Este trabajo forma parte del proyecto FONDECYT de Iniciación en Investigación N° 11230258 titulado “*Characterization of the Amplitude Dependency of First-Mode Periods and Damping Ratios of Buildings*”. Se agradece a ANID por el financiamiento otorgado.

RESUMEN

El diseño de un amortiguador de masa sintonizada (AMS) requiere conocer a priori el periodo natural, la masa modal y la fracción de amortiguamiento crítico del modo a sintonizar de la estructura primaria, es decir, la estructura sin que el AMS se encuentre instalado en ella. Tal como su nombre lo indica, un AMS se diseña para tener un comportamiento sintonizado al movimiento de la estructura primaria, sin embargo, su efectividad puede verse diezmada si el sistema no está correctamente sintonizado a las propiedades dinámicas reales de dicha estructura. A pesar de que es habitual prediseñar el AMS durante las etapas de diseño o construcción del edificio, en base a las propiedades modales determinadas a partir de modelos de elementos finitos de la estructura (que se suele suponer elástico-lineal), las propiedades dinámicas computadas no necesariamente coincidirán con las propiedades dinámicas que presenta el edificio una vez construido. En consecuencia, resulta fundamental rediseñar el AMS conforme a las propiedades dinámicas que posee la estructura una vez construida; de esta forma se garantizará un sistema sintonizado a las propiedades dinámicas de la estructura real. Si bien es posible identificar las propiedades dinámicas modales de la estructura primaria mediante técnicas tradicionales de identificación de sistemas antes de la instalación del AMS, en ocasiones en las que el AMS se instala de forma simultánea con la construcción de la estructura primaria o debido a efectos de desintonización del AMS en servicio debido a cambios en los parámetros dinámicos tanto del AMS como de la estructura primaria, es necesario estimar las propiedades modales de la estructura primaria a partir de la respuesta registrada del sistema acoplado estructura-AMS, en lugar de hacerlo únicamente a partir de la respuesta registrada de la estructura primaria. Desde la identificación de sistemas, este es un problema complejo ya que la presencia de dos modos de frecuencias estrechamente espaciadas, inherentes de los sistemas estructura-AMS, y una cantidad relativamente grande de amortiguamiento en dichos modos, dificulta el proceso de identificación.

Es por esto, por lo que en este trabajo se desarrolla una técnica paramétrica de identificación de sistemas en el dominio del tiempo que intenta resolver este problema. Para ello, el método representa la estructura primaria mediante un modelo simplificado de vigas de corte y flexión, acopladas de modo de que experimenten la misma deformación lateral. Debido a la naturaleza no clásica del amortiguamiento del sistema acoplado estructura-AMS, la identificación se realiza estimando la respuesta sísmica estructural mediante un análisis modal generalizado. La técnica de identificación es primero validada numéricamente mediante la simulación computacional de dos estructuras y luego de forma experimental, mediante la identificación de las propiedades modales de un marco de laboratorio equipado con un AMS. Finalmente, se presenta un caso de estudio de un edificio real de 23 pisos equipado con un AMS no lineal. Se muestra que el método propuesto identifica con éxito las propiedades dinámicas tanto del modo controlado de la estructura primaria, como las del AMS.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	IV
RESUMEN.....	VI
CONTENIDO	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIV
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 MOTIVACIÓN	1
1.2 OBJETIVOS	4
1.2.1 Objetivo General	4
1.2.2 Objetivos Específicos	4
1.3 ALCANCE.....	5
1.4 ORGANIZACIÓN	6
2 AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA	8
2.1 DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO	8
2.2 DINÁMICA DE SISTEMAS ESTRUCTURA-AMS	9
2.2.1 Ecuación de Movimiento	9
2.2.2 Propiedades Dinámicas Estructura Primaria	11
2.2.3 Propiedades Dinámicas Amortiguador de Masa Sintonizada	12
2.2.4 Propiedades Dinámicas Sistema Acoplado	12
2.2.5 Función de Respuesta en Frecuencia.....	15
2.3 PARÁMETROS ÓPTIMOS DE SINTONÍA	18

2.3.1	Generalidades	18
2.3.2	Análisis de Sensibilidad	22
2.4	EFICACIA SÍSMICA	25
3	METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS.....	30
3.1	INTRODUCCIÓN.....	30
3.2	IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS	30
3.2.1	Generalidades	30
3.2.2	Aplicaciones en Dinámica Estructural	32
3.2.3	Método de Minimización Modal	32
3.3	MODELO MATEMÁTICO.....	33
3.3.1	Modelo de Vigas Acopladas de Corte y Flexión.....	33
3.3.1.1	Generalidades	33
3.3.1.2	Matriz de Rigidez	34
3.3.1.3	Matriz de Masa.....	37
3.3.1.4	Condensación Estática.....	37
3.3.1.5	Matriz de Amortiguamiento	38
3.3.2	Modelo de Vigas Acopladas de Corte y Flexión con AMS	39
3.3.2.1	Generalidades	39
3.3.2.2	Matriz de Rigidez	40
3.3.2.3	Matriz de Masa.....	40
3.3.2.4	Matriz de Amortiguamiento	40
3.4	CÁLCULO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL	41
3.4.1	Ecuación de Movimiento	41
3.4.2	Análisis Modal Generalizado	42
3.5	IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO.....	47
3.6	FUNCIÓN OBJETIVO	56
3.7	VALORES INICIALES	58
4	EJEMPLOS NUMÉRICOS	60
4.1	INTRODUCCIÓN.....	60
4.2	ESTRUCTURA PRIMARIA CON MODELO DE VIGA DE CORTE Y FLEXIÓN.....	61
4.2.1	Propiedades Dinámicas	61
4.2.2	Influencia de los Parámetros Iniciales.....	61

4.2.3	Sensibilidad de la Función Objetivo	66
4.2.4	Influencia del Ruido	73
4.3	ESTRUCTURA PRIMARIA ARBITRARIA	77
4.3.1	Propiedades Dinámicas	77
4.3.2	Resultados Identificación	78
4.3.3	Diferencias entre la Estructura y el Modelo	80
4.3.4	Resultados Identificación con Registros Filtrados	87
4.4	RESUMEN METODOLOGÍA MODIFICADA.....	92
5	VALIDACIÓN EXPERIMENTAL	94
5.1	INTRODUCCIÓN.....	94
5.2	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA PRIMARIA Y DEL AMS	94
5.3	DESCRIPCIÓN DE LA MESA VIBRADORA Y DE LOS SENSORES	97
5.4	SELECCIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS	98
5.5	ENSAYO DE LA ESTRUCTURA PRIMARIA.....	101
5.6	ENSAYO DEL SISTEMA ACOPLADO.....	104
6	CASO DE ESTUDIO	110
6.1	INTRODUCCIÓN.....	110
6.2	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	111
6.3	MODELO COMPUTACIONAL.....	113
6.3.1	Estructura Primaria.....	113
6.3.2	Amortiguador de Masa Sintonizada	114
6.3.3	Simulación de la Respuesta Estructural	115
6.3.4	Identificación de los Parámetros de Sintonía	119
6.4	REGISTROS REALES	127
6.4.1	Sismos Registrados	127
6.4.2	Elección de Acelerómetros.....	128
6.4.3	Identificación de los Parámetros de Sintonía	129
6.4.4	Identificación Modos Superiores.....	134
6.4.5	Identificación Propiedades Dinámicas Dirección Fuerte	136
7	CONCLUSIONES.....	139
7.1	INTRODUCCIÓN.....	139

7.2	RESUMEN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES.....	140
7.2.1	Metodología de Identificación de Sistemas.....	140
7.2.2	Ejemplos Numéricos	141
7.2.3	Validación Experimental.....	144
7.2.4	Caso de Estudio.....	144
7.3	LIMITACIONES Y SUGERENCIAS DE TRABAJO FUTURO.....	146
7.4	OBSERVACIONES FINALES.....	147
	REFERENCIAS	150

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Valores numéricos de los parámetros que conforman Θ de la estructura de ejemplo.....	53
Tabla 3.2: Propiedades modales del edificio de 3 pisos con AMS usado como ejemplo.	56
Tabla 3.3: Propiedades modales modelo equivalente usado como ejemplo.	56
Tabla 4.1: Parámetros reales e intervalo de valores iniciales estructura primaria.....	62
Tabla 4.2: Parámetros reales e intervalo de valores iniciales amortiguador de masa sintonizada. ...	62
Tabla 4.3: Periodos estructura primaria original y VCF de periodos equivalentes.....	80
Tabla 4.4: Periodos y fracciones de amortiguamiento del sistema acoplado original y del modelo de VCF con AMS equivalente.	80
Tabla 4.5: Comparación resultados identificados a partir del Sismo A y del Sismo B.....	83
Tabla 5.1: Registros sísmicos seleccionados y su respectivo factor de escala.	100
Tabla 5.2: Propiedades modales identificadas a partir del ensayo de la estructura primaria.	101
Tabla 5.3: Razón de masas identificadas a partir del ensayo de la estructura primaria.	102
Tabla 6.1: Periodos de vibración del modelo de elementos finitos del edificio de la CChC.	114
Tabla 6.2: Parámetros reales e intervalo de valores iniciales de la estructura primaria del modelo de elementos finitos del caso de estudio.	119

Tabla 6.3: Parámetros reales e intervalo de valores iniciales del AMS del modelo de elementos finitos del caso de estudio.	119
Tabla 6.4: Información sismos registrados en el edificio CChC. Fuente: Centro Sismológico Nacional.	127
Tabla 6.5: Periodos y fracciones de amortiguamiento identificadas de los dos primeros modos del edificio CChC en su dirección débil (dirección Norte).	136
Tabla 6.6: Periodos y fracciones de amortiguamiento identificadas de los dos primeros modos del edificio CChC en su dirección fuerte (dirección Este).	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Ubicación del Amortiguador de Masa Sintonizada en la Torre Taipei 101, Taiwán. Fuente: https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/1/15/Taipei_101_Tuned_Mass_Damper.png	9
Figura 2.2: Representación esquemática de una estructura equipada con un AMS.	10
Figura 2.3: FRF de aceleraciones absolutas de techo, típica de estructuras con y sin AMS.	17
Figura 2.4: Rango de operación típico estructuras con AMS.	18
Figura 2.5: Parámetros óptimos de sintonía, $\xi_1 = 3$ [%]. (a) razón óptima de sintonización de frecuencias; (b) fracción de amortiguamiento óptima del AMS.	22
Figura 2.6: Sensibilidad de la razón de frecuencias óptima de sintonía con respecto a: (a) Variación de la razón de masas. (b) Variación de la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria. ...	24
Figura 2.7: Sensibilidad de la fracción de amortiguamiento óptima.	25
Figura 2.8: Espectros de Fourier de los registros de aceleración de los terremotos: (a) Kobe 1995 y (b) Loma Prieta 1989.	27
Figura 2.9: Historia temporal de los desplazamientos relativos de la estructura con y sin AMS, bajo la excitación de los registros de aceleración de los terremotos: (a) Kobe 1995 y (b) Loma Prieta 1989.	27
Figura 2.10: Registro de aceleraciones del terremoto de Kobe de 1995: (a) amplitud del espectro de Fourier; (b) espectro de aceleraciones absolutas al 3 [%] de amortiguamiento; (c) espectro de desplazamientos relativos al 3 [%] de amortiguamiento.	29

Figura 3.1: Modelo continuo de vigas acopladas de corte y flexión (adaptado de Miranda & Akkar, 2006).	34
Figura 3.2: Modelo discretizado de vigas acopladas de corte y flexión.....	35
Figura 3.3: Modelo discretizado de vigas acopladas de corte y flexión con AMS.	39
Figura 4.1: Periodos identificados del primer modo de la estructura primaria, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.....	63
Figura 4.2: Periodos identificados del AMS, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.....	64
Figura 4.3: Razones de masa identificadas, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.	64
Figura 4.4: Fracciones de amortiguamiento identificadas del AMS, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.	65
Figura 4.5: Fracciones de amortiguamiento identificadas del primer modo de la estructura primaria, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.	65
Figura 4.6: Sensibilidad de la función objetivo según variación de: (a) periodo la estructura primaria; (b) periodo del AMS; (c) razón de masas; (d) fracción de amortiguamiento del AMS; (e) fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.....	68
Figura 4.7: Largo del intervalo de control de la función objetivo a partir de la variación de los distintos parámetros de interés y configuraciones de sensores.....	69
Figura 4.8: Espectro de aceleraciones al 1 [%] de amortiguamiento: (a) Sismo I; (b) Sismo II.....	70
Figura 4.9: Aceleraciones absolutas de techo producidos por: (a) Sismo I; (b) Sismo II.	71
Figura 4.10: Largo del intervalo de control de la función objetivo a partir de la variación de los distintos parámetros de interés, configuraciones de sensores y dos distintas excitaciones basales. .	72
Figura 4.11: Influencia del ruido en el periodo de la estructura primaria identificado.	74

Figura 4.12: Influencia del ruido en el periodo del AMS identificado.	74
Figura 4.13: Influencia del ruido en la razón de masas identificada.	75
Figura 4.14: Influencia del ruido en la fracción de amortiguamiento del AMS identificada.	75
Figura 4.15: Influencia del ruido en la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria identificada.	76
Figura 4.16: Parámetros de sintonía identificados (estructura primaria con modelo de VCF): (a) periodo la estructura primaria; (b) periodo del AMS; (c) razón de masas; (d) fracción de amortiguamiento del AMS; (e) fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.....	79
Figura 4.17: Vectores de configuración modal χ_{ng} del sistema acoplado original y VCF equivalente con AMS.	81
Figura 4.18: Vectores de configuración modal β_{ng} del sistema acoplado original y VCF equivalente con AMS.	82
Figura 4.19: Desagregación de las aceleraciones modales relativas predichas a partir del Sismo A. En gris la respuesta total y en negro la contribución exclusiva del modo respectivo.....	85
Figura 4.20: Desagregación de las aceleraciones modales relativas predichas a partir del Sismo B. En gris la respuesta total y en negro la contribución exclusiva del modo respectivo.....	86
Figura 4.21: FRF empírica de aceleraciones absolutas de techo y banda de frecuencias seleccionada.	88
Figura 4.22: FRF empírica de aceleraciones absolutas de techo filtradas.....	89
Figura 4.23: Parámetros de sintonía identificados (estructura primaria arbitraria) a partir de los registros filtrados: (a) periodo la estructura primaria; (b) periodo del AMS; (c) razón de masas; (d) fracción de amortiguamiento del AMS; (e) fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.90	
Figura 4.24: Razón de frecuencias de sintonía identificada a partir de: (a) registros sin filtrar; (b) registros filtrados.....	91

Figura 4.25: Fracción de amortiguamiento del AMS identificada a partir de: (a) registros sin filtrar; (b) registros filtrados.	92
Figura 5.1: Montaje experimental estructura con AMS.	95
Figura 5.2: Mesa vibradora Quanser Shake Table II. Fuente: https://quanser.com/wp-content/uploads/2017/03/shake_table_II_rev3.jpg	97
Figura 5.3: Ubicación acelerómetros ensayo estructura con AMS.	98
Figura 5.4: Formas modales efectivas identificadas - Estructura primaria.	102
Figura 5.5: Historia temporal de aceleraciones absolutas producidas a partir del registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha. Ensayo estructura primaria.	103
Figura 5.6: Espectros de aceleraciones de piso ($\xi = 1\%$) producidos a partir del registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha. Líneas verdes verticales corresponden a los periodos identificados. Ensayo estructura primaria.	103
Figura 5.7: Resultados de la identificación de los parámetros de interés a partir del ensayo del sistema acoplado: (a) periodo la estructura primaria; (b) periodo del AMS; (c) razón de masas; (d) fracción de amortiguamiento del AMS; (e) fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.	105
Figura 5.8: Historia temporal de aceleraciones absolutas producidas a partir del registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha. Ensayo sistema acoplado.	107
Figura 5.9: Espectros de aceleraciones de piso ($\xi = 1\%$) producidos por el registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha. Líneas verdes verticales corresponden a los periodos identificados. Ensayo sistema acoplado.	107
Figura 5.10: Historia temporal de las aceleraciones absolutas registradas, producidas a partir del registro del terremoto de N. Palm Springs (1986).....	108
Figura 5.11: Historia temporal de las aceleraciones absolutas registradas, producidas a partir del registro del terremoto de Joshua Tree CA (1992).	108

Figura 5.12: Espectros de aceleraciones de piso ($\xi = 1\%$) producidos a partir de los registros de: (a) terremoto de N. Palm Springs de 1986; (b) terremoto de Joshua Tree de 1992. Líneas verticales corresponden a los periodos identificados (azules a partir del ensayo de la estructura primaria y rojas a partir del ensayo del sistema acoplado).....	109
Figura 6.1: Vista aérea del edificio corporativo de la cámara chilena de la construcción. Fuente: https://atelier4architects.cl/wp-content/uploads/2017/05/cchc_5.jpg	111
Figura 6.2: Amortiguador de masa sintonizada del edificio corporativo de la CChC. Fuente: https://ohstgo.cl/wp-content/uploads/2021/12/LAS-CONDES_Edificio-CChC_x3-1035x687.jpg	112
Figura 6.3: Distribución de acelerómetros edificio CChC.....	113
Figura 6.4: Modelo de elementos finitos edificio de la CChC sin subterráneos y con subterráneos.	114
Figura 6.5: Historia temporal de aceleraciones absolutas del modelo de elementos finitos producto del registro del terremoto: (a) Chi-chi 1999; (b) Northridge 1994. En color azul AMS con amortiguamiento lineal y en color rojo AMS con amortiguamiento no lineal.....	117
Figura 6.6: Historia temporal de aceleraciones absolutas filtradas del modelo de elementos finitos producto del registro del terremoto: (a) Chi-chi 1999; (b) Northridge 1994. En color azul AMS con amortiguamiento lineal y en color rojo AMS con amortiguamiento no lineal.....	118
Figura 6.7: Parámetros de sintonía identificados a partir del modelo de elementos finitos del caso de estudio considerando un amortiguamiento del AMS de tipo lineal.	121
Figura 6.8: Fracción de amortiguamiento identificada del AMS a partir de diferentes configuraciones de la matriz de amortiguamiento del sistema acoplado.....	123
Figura 6.9: Parámetros de sintonía identificados a partir del modelo de elementos finitos del caso de estudio considerando un amortiguamiento del AMS de tipo no lineal.	125
Figura 6.10: Parámetros de sintonía identificados a partir del modelo de elementos finitos del caso de estudio considerando un amortiguamiento del AMS de tipo no lineal, bajo criterio de selección.	126

Figura 6.11: Epicentros y magnitudes de los sismos registrados en el edificio CChC. Fuente: Centro Sismológico Nacional.	128
Figura 6.12: Distribución de acelerómetros en planta edificio CChC.....	129
Figura 6.13: Parámetros de sintonía identificados del edificio CChC: (a) Periodo fundamental de la estructura primaria en el eje débil; (b) Periodo del AMS; (c) Razón de masas del sistema; (d) Fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura primaria.	131
Figura 6.14: Tiempo historia de aceleraciones filtradas absolutas producidas por el sismo ocurrido el 23-05-2020. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha.	132
Figura 6.15: Periodo del primer modo de la estructura primaria en su dirección débil identificado y normalizado, en función de la relación de deriva máxima de techo.	133
Figura 6.16: Fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura primaria en su dirección débil identificada, en función de la relación de deriva máxima de techo.....	134
Figura 6.18: Periodo del primer modo de la estructura primaria en su dirección fuerte identificado y normalizado, en función de la relación de deriva máxima de techo.	138
Figura 6.19: Fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura primaria en su dirección fuerte identificado, en función de la relación de deriva máxima de techo.	138

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En las últimas décadas se ha prestado una gran atención a la investigación y el desarrollo de dispositivos de control estructural, con especial énfasis en la disminución de las vibraciones de edificios y puentes debido principalmente a cargas de viento y sismos (Soong & Spencer, 2002). En ambas áreas, se han realizado grandes esfuerzos para transformar el concepto de control estructural en una tecnología viable, y hoy en día existen diversos dispositivos de este tipo instalados en una amplia variedad de estructuras (e.g., McNamara, 1977; Pavic et al., 2015; Tuan & Shang, 2014). En general, estos dispositivos pueden clasificarse en cuatro grandes grupos principales: pasivo; activo; semi-activo; e híbrido, clasificados en función de su mecanismo de funcionamiento (Spencer & Nagarajaiah, 2003; Saaed et al., 2013).

Los sistemas pasivos se caracterizan por la capacidad de mejorar la disipación de energía en los sistemas estructurales en los que están instalados. Esto se puede lograr mediante la conversión de energía cinética a calor, o por transferencia de energía entre modos de vibración (Housner et al., 1997). El primer método incluye dispositivos que operan sobre principios tales como deslizamiento por fricción, fluencia de metales, transformación de fase en metales, deformación de sólidos o fluidos viscoelásticos, y viscoelasticidad a través del flujo de fluidos en orificios. El último método incluye suplementos osciladores, que actúan como amortiguadores dinámicos de vibraciones. Sin embargo, los dispositivos pasivos poseen una capacidad de control limitada, debido a que estos a menudo se ajustan de manera óptima para proteger a la estructura de una carga dinámica particular, por lo tanto, su rendimiento es subóptimo para otros escenarios y configuraciones de carga (Christenson, 2002). De igual forma, históricamente, ingenieros han optado por su uso por sobre otro tipo de dispositivos,

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

principalmente debido a la simplicidad del sistema y robustez probada. En particular, estos dispositivos no requieren energía externa ni mediciones de la respuesta estructural para su funcionamiento.

El amortiguador de masa sintonizada (AMS) es uno de los dispositivos pasivos clásicos. Suele constar de una masa, un elemento de rigidez característica y un elemento de amortiguación viscosa enlazados a una estructura principal, con el objetivo de atenuar las vibraciones. Algunas de las ventajas que se recomiendan para su uso son: su diseño robusto, que no se ve afectado por altas o bajas temperaturas, que proporciona un gran amortiguamiento estructural y que es relativamente barato de implementar (Elias & Matsagar, 2017). El efecto amortiguador del AMS depende del hecho de que la respuesta del AMS retrasa la respuesta estructural principal en un ángulo de fase de noventa grados, de modo que la fuerza elástica transmitida por el AMS actúa como una fuerza viscosa sobre la estructura principal. Esto ocurrirá solo si la frecuencia del AMS está efectivamente sintonizada a la frecuencia de la estructura principal y que la excitación excite en forma efectiva al modo amortiguado (Lin et al., 2001).

La determinación de los parámetros del AMS es la cuestión principal en el diseño de estos dispositivos. Los parámetros óptimos de sintonía del AMS se seleccionan en función de las propiedades modales del modo a sintonizar de la estructura primaria, esto es, la estructura sin que el amortiguador se encuentre instalado en ella. Es habitual diseñar el AMS antes de la construcción del edificio, por lo que el diseño se suele efectuar en función de las propiedades modales estimadas a partir de un modelo computacional que no necesariamente corresponderán a los valores reales del edificio una vez construido. En consecuencia, resulta fundamental verificar el diseño mediante la instrumentación del edificio y posterior identificación de las propiedades modales del sistema primario (Wang et al., 2023).

Si bien es posible identificar las propiedades modales de la estructura primaria mediante técnicas tradicionales de identificación de sistemas antes de la instalación del AMS. En ocasiones en las que el AMS se instala de forma simultánea con la construcción de la estructura primaria, es necesario estimar las propiedades modales de la estructura primaria a partir de la respuesta registrada del sistema acoplado estructura-AMS, en lugar de hacerlo únicamente a partir de la estructura primaria. De forma similar, ocurre el problema de desintonización del AMS en servicio, debido a cambios de parámetros dinámicos que ocurren tanto en el AMS como en la estructura primaria. De esta forma, el AMS se debiera estar sintonizando en forma periódica de manera de garantizar su efectividad. Para

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

lograr dicha resintonización se requiere la estimación de los parámetros modales de la estructura primaria cuando el AMS está en funcionamiento y montado en la estructura (Weber & Feltrin, 2010). Desde la identificación de sistemas, este es un problema complejo ya que la presencia de dos modos de frecuencias estrechamente espaciadas, inherentes de los sistemas estructura-AMS, y una cantidad relativamente grande de amortiguamiento en dichos modos, dificulta el proceso de identificación de la estructura primaria y del AMS. Desde el punto de vista experimental, los modos estrechamente espaciados se identifican a veces como uno solo durante la identificación modal (Brownjohn et al., 2010).

En la literatura se encuentran diversas investigaciones que han abordado la identificación de los parámetros dinámicos de la estructura primaria y del AMS, a partir de la respuesta del sistema acoplado. Por ejemplo, Hazra et al. (2010) propusieron un método combinado de correlación cruzada modificada con descomposición modal empírica (MCC-EMD) para identificar las propiedades modales del sistema estructura-AMS a partir de mediciones de vibraciones ambientales. La frecuencia natural de la estructura primaria para el modo controlado se aproximó mediante la media aritmética de dos frecuencias seleccionadas del sistema acoplado. Por su parte, Roffel & Narasimhan (2014) propusieron un método basado en el filtro de Kalman extendido para separar la dinámica estructural sin control del sistema acoplado, asumiendo que los parámetros del AMS son conocidos. Wang & Lin (2015) extrajeron las frecuencias modales y las razones de amortiguamiento del AMS y de la estructura primaria a partir de la respuesta del sistema acoplado, sin embargo, no se discute la identificación de la masa modal del modo controlado de la estructura primaria o de la razón de masas del sistema, el cual es el parámetro utilizado comúnmente en la literatura para definir la razón óptima de frecuencias de sintonía. Cao et al. (2019) derivaron expresiones simples para calcular las propiedades modales respectivas del modo estructural controlado de la estructura primaria y del AMS a partir de las propiedades modales de un modelo reducido de dos grados de libertad, que caracteriza la dinámica acoplada del modo estructural bajo control y del AMS. Sin embargo, para derivar dichas expresiones es indispensable contar con mediciones de la respuesta estructural en el AMS y en el piso en donde el dispositivo está instalado.

A diferencia de estudios anteriores, en este trabajo se desarrolla una técnica paramétrica de identificación de sistemas, en donde los parámetros identificados corresponden directamente a todos los parámetros necesarios para conocer el grado de sintonización entre la estructura primaria y el AMS, proporcionando una mejor comprensión de la influencia de estos parámetros a la respuesta

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

estructural y en la que no es necesario conocer a priori el valor real de ninguno de dichos parámetros de interés. La metodología de identificación propuesta hace uso de mediciones de la respuesta estructural en unos pocos grados de libertad de la estructura y no está forzada al uso de mediciones de la respuesta del AMS o la de algún grado de libertad en particular de la estructura primaria. Debido a que tanto el periodo de vibración de una estructura como la fracción de amortiguamiento crítico son parámetros que pueden variar con la amplitud de la respuesta estructural – particularmente a amplitudes bajas como las producidas por viento (Kijewski-Correa & Pirnia, 2007) y teniendo en consideración edificios cuyas máximas demandas estén dadas por excitaciones sísmicas, es que se utiliza un enfoque de identificación entrada-salida, en donde se asume que es posible medir las aceleraciones basales producidas por el movimiento sísmico. De este modo, el periodo identificado corresponderá al periodo de la estructura sujeta a este tipo de excitaciones y niveles de amplitud, esto con el objetivo de que se pueda ajustar de forma óptima el AMS para proteger a la estructura ante cargas sísmicas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

El objetivo general de esta investigación es evaluar una metodología de identificación de sistemas que, mediante un número reducido de parámetros, logre identificar las propiedades dinámicas de la estructura primaria y del amortiguador de masa sintonizada en edificios equipados con dicho dispositivo de control estructural, a partir de la respuesta sísmica registrada del sistema acoplado.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para llevar a cabo el objetivo general de este trabajo, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- i) Resolver el problema de identificación de la estructura primaria mediante el desarrollo de un modelo numérico que: (1) aproxime adecuadamente la respuesta de edificios con amortiguadores de masa sintonizada; y (2) reduzca el número de parámetros a controlar.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

- ii) Evaluar la confiabilidad y sensibilidad de los parámetros identificados mediante el método propuesto.
- iii) Validar experimentalmente la metodología de identificación propuesta mediante el ensayo de laboratorio de un marco estructural equipado con un amortiguador de masa sintonizada.
- iv) Aplicar la metodología propuesta a un edificio real equipado con un amortiguador de masa sintonizada.

1.3 Alcance

La metodología propuesta en esta investigación se limita a la identificación de las propiedades dinámicas respectivas de la estructura primaria y del amortiguador de masa sintonizada, necesarias para evaluar el grado de sintonización entre ambos, en edificios convencionales equipados con dicho dispositivo de control estructural y que responden elásticamente cuando se someten a excitaciones sísmicas. La identificación se realiza en el dominio del tiempo a partir de la respuesta sísmica registrada del sistema acoplado y en base a un modelo matemático de la estructura que calcula la respuesta dinámica estructural mediante análisis modal generalizado, para caracterizar la naturaleza no clásica del amortiguamiento del sistema acoplado. El modelo de la estructura primaria considera elasticidad lineal e invariabilidad temporal de los materiales, amortiguamiento modal del tipo viscoso lineal y condición de base fija por lo que no se considera el efecto de la interacción suelo-estructura. Además, el modelo del edificio corresponde un modelo plano, por lo que no se consideran efectos asociados a modos de vibración torsionales, ni a efectos de múltiples entradas sísmicas, es decir, sismo en la dirección longitudinal y transversal actuando de forma simultánea. Tampoco se considera la acción del sismo en la dirección vertical. Por otro lado, el amortiguador de masa sintonizada se modela como un oscilador armónico amortiguado de un grado de libertad instalado en el techo de la estructura primaria y sintonizado con su primer modo de vibración, lo cual supone la configuración más típica de este tipo de dispositivos. La identificación en edificios que responden en su rango no lineal queda fuera del alcance de este trabajo. Sin embargo, se estudia la aplicabilidad de la metodología propuesta para el caso particular en la que el amortiguador de masa sintonizada presente un amortiguamiento viscoso del tipo no lineal.

1.4 Organización

El tema central de este trabajo es la identificación de las propiedades dinámicas en sistemas acoplados estructura-AMS, requeridas para la correcta resintonización del dispositivo de control. El desarrollo de este trabajo proporciona una metodología de identificación de sistemas, la cual es validada numérica y experimentalmente, para su posterior aplicación a un caso real.

El Capítulo 2 contiene una extensa revisión de la literatura sobre los amortiguadores de masa sintonizada. En primer lugar, se describen las bases teóricas del funcionamiento de estos dispositivos. Luego, se detalla la influencia de estos en las propiedades dinámicas de las estructuras equipadas con dicho dispositivo de control. Además, se discute en base a estudios anteriores, la elección de sus parámetros óptimos de sintonía, así como su eficacia en la reducción de la respuesta estructural ante cargas sísmicas.

El Capítulo 3 por su parte, contiene la metodología propuesta para la identificación de las propiedades dinámicas respectivas de la estructura primaria y del AMS a partir de la respuesta del sistema acoplado. En primer lugar, se realiza una breve descripción de los conceptos generales de la identificación de sistemas, así como sus principales aplicaciones en dinámica estructural. A continuación, se establecen las bases de la metodología propuesta, comenzando por una detallada descripción del modelo matemático mediante el cual se va a predecir la respuesta estructural del sistema acoplado, para luego especificar el procedimiento mediante el cual se realizará el cálculo de la respuesta estructural. Posteriormente, se aborda la implementación computacional del modelo, así como la definición de la función objetivo del algoritmo de optimización mediante el cual se obtendrán los parámetros identificados. Finalmente, se mencionan recomendaciones de valores iniciales para los parámetros que se desean identificar, con el objetivo de que el algoritmo de optimización converja al mínimo global de la función objetivo.

El Capítulo 4 presenta la validación numérica de la metodología propuesta, mediante la simulación computacional y posterior identificación de dos estructuras equipadas con un AMS. En primer lugar, se simula un edificio de diez pisos cuyas propiedades físicas cumplen con todos los supuestos del modelo propuesto. Se identifican sus respectivas propiedades dinámicas de interés a partir de distintas configuraciones de sensores y a partir de diferentes conjuntos de valores iniciales, con el objetivo de evaluar su influencia en los resultados identificados. Además, se evalúa la influencia de cada uno de los parámetros identificados en la sensibilidad de la función objetivo. Así como la influencia del ruido

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

en las señales, en los parámetros de interés identificados. Posteriormente, se simula un segundo edificio de diez pisos cuyas propiedades físicas no cumplen con ninguno de los supuestos del modelo propuesto, con el objetivo de evaluar la influencia de las diferencias entre la estructura y el modelo simplificado en los resultados identificados. Adicionalmente, se evalúa la efectividad de la metodología propuesta a partir de la respuesta estructural filtrada, considerando exclusivamente la contribución de la respuesta de una banda de frecuencias de interés, con el objetivo de mejorar los resultados de la identificación de los parámetros de sintonía.

El Capítulo 5 contiene todo lo relacionado con la validación experimental de la metodología propuesta, la cual se lleva a cabo mediante el ensayo de laboratorio de un marco estructural de tres pisos equipado con un AMS de tipo péndulo. En una primera instancia se describen las respectivas propiedades físicas de la estructura primaria y del AMS. Luego se detallan las principales características de la mesa vibradora y de los acelerómetros utilizados en el ensayo. Posteriormente, se presentan los valores de referencia de las propiedades dinámicas de la estructura primaria obtenidas mediante el ensayo del marco estructural sin la instalación del AMS, así como las propiedades dinámicas de referencia del AMS obtenidas en base a sus propiedades físicas medidas. Finalmente se presentan los resultados identificados a partir del ensayo del sistema combinado. Comparando los valores de los resultados identificados mediante la metodología propuesta con los valores referenciales.

El Capítulo 6 contiene el análisis de un caso de estudio real. En primer lugar, se describe el edificio estudiado, así como su AMS el cual tiene la particularidad de tener un amortiguamiento de tipo no lineal. Luego, a partir de un modelo de elementos finitos del edificio se simula su respuesta estructural considerando un primer caso en donde el amortiguamiento del AMS es de tipo lineal y un segundo caso donde dicho amortiguamiento es de tipo no lineal. Se comparan ambas respuestas y se discute la influencia de la no linealidad del amortiguamiento del AMS en la respuesta estructural del sistema. Posteriormente, en base a la respuesta estructural simulada del edificio con el AMS cuyo amortiguamiento es no lineal, se realiza la identificación de los parámetros de sintonía mediante la metodología propuesta. Finalmente, se realiza la identificación de los parámetros de sintonía del edificio real en base a su respuesta sísmica registrada, para luego comparar los resultados obtenidos con los valores referenciales extraídos del modelo de elementos finitos.

Por último, el Capítulo 7 presenta un resumen de los principales resultados y conclusiones de este trabajo, así como sus limitaciones y las posibilidades de ampliar el trabajo en futuras investigaciones.

2 AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

2.1 Descripción y Funcionamiento

Un Amortiguador de Masa Sintonizada (AMS) es un dispositivo de control pasivo de vibraciones instalado en estructuras con el objetivo de mitigar vibraciones indeseables debidas a cargas dinámicas tales como las inducidas por el viento o por sismos. El dispositivo consiste principalmente en una masa, elementos restituitivos, y mecanismos de disipación de energía. Su funcionamiento se basa en la sintonización entre la frecuencia del modo controlado de la estructura primaria y la del dispositivo, con el objetivo de que una gran cantidad de la energía de vibración se transfiera al AMS de tal manera de reducir la respuesta dinámica de la estructura principal. Los AMS han sido utilizados ampliamente en aplicaciones reales con el fin de reducir vibraciones en estructuras, por ejemplo, en: la Torre Taipei 101 en Taipei, Taiwán (Figura 2.1); el Edificio Citicorp Center en Nueva York, Estados Unidos; la Torre CN en Toronto, Canadá; el Puente del Milenio en Londres, Reino Unido y el Edificio Corporativo de la Cámara Chilena de la Construcción en Santiago, Chile.

El concepto de AMS fue originado por Frahm (1911) quien patentó un *dispositivo de amortiguamiento de vibraciones* consistente en el acople de una masa auxiliar a una embarcación a través de un elemento de rigidez característica, con el fin de disminuir el movimiento de balanceo de esta. Sin embargo, este dispositivo no consideraba ningún amortiguamiento inherente y solo era eficaz cuando la frecuencia natural del AMS estaba muy cerca de la frecuencia de excitación. Además, si la frecuencia de excitación se acercaba a cualquiera de las dos frecuencias naturales del sistema acoplado estructura-AMS, podía producirse una respuesta muy grande debido a efectos de resonancia. Esta problemática se eliminó posteriormente cuando Ormondroyd & Den Hartog (1928) demostraron

que, si se introduce una cierta cantidad de amortiguamiento en el dispositivo de Frahm, el deterioro del rendimiento bajo el cambio de la frecuencia de excitación no será muy grave y la respuesta en resonancia también puede reducirse significativamente.



Figura 2.1: Ubicación del Amortiguador de Masa Sintonizada en la Torre Taipei 101, Taiwán. Fuente: https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/1/15/Taipei_101_Tuned_Mass_Damper.png

2.2 Dinámica de Sistemas Estructura-AMS

2.2.1 Ecuación de Movimiento

La Figura 2.2 muestra una representación esquemática en dos dimensiones de una estructura primaria de N grados de libertad equipada con un AMS en su j -ésimo grado de libertad. El AMS está representado por un sistema de un grado de libertad, de modo que la ecuación de movimiento del sistema acoplado estructura-AMS sometido a excitaciones externas puede ser expresada de forma general según:

$$\begin{aligned}
 [M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} - [c_0(\dot{x}_0(t) - \dot{x}_j(t)) + k_0(x_0(t) - x_j(t))]\{u\} &= \{F(t)\} \\
 m_0\ddot{x}_0(t) + c_0(\dot{x}_0(t) - \dot{x}_j(t)) + k_0(x_0(t) - x_j(t)) &= F_0(t)
 \end{aligned} \quad (2.1)$$

en donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son matrices cuadradas de orden N que representan las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura primaria, respectivamente. De igual forma m_0 , c_0 y k_0

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

representan la masa, amortiguamiento y rigidez del AMS. $\{\ddot{x}(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$ y $\{x(t)\}$ corresponden a los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos a la base de los N grados de libertad de la estructura primaria. $\ddot{x}_0(t)$, $\dot{x}_0(t)$ y $x_0(t)$ corresponden a la aceleración, velocidad y desplazamiento relativos a la base del AMS. $\{l\}$ es un vector indicador de la ubicación del AMS, el cual $l_j = 1$ y $l_n = 0$ para $j \neq n$. $\{F(t)\}$ es el vector de excitaciones externas que actúa sobre la estructura primaria y $F_0(t)$ la cantidad escalar que representa la excitación externa actuando sobre el AMS.

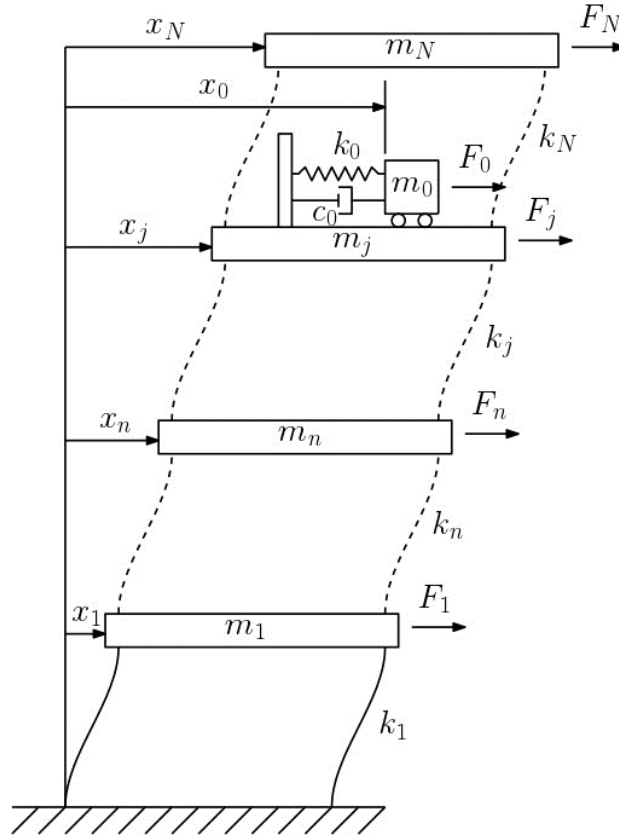


Figura 2.2: Representación esquemática de una estructura equipada con un AMS.

Para el caso de interés en que la excitación externa corresponda a una excitación sísmica puramente horizontal se tiene que $\{F(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g(t)$ y a su vez $F_0(t) = -m_0\ddot{x}_g(t)$, en donde $\ddot{x}_g(t)$ es una cantidad escalar que representa la aceleración del suelo en cada instante de tiempo. En dicho caso, la ecuación de movimiento queda dada por:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} - [c_0(\dot{x}_0(t) - \dot{x}_j(t)) + k_0(x_0(t) - x_j(t))]\{l\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g(t) \quad (2.2)$$

$$m_0\ddot{x}_0(t) + c_0(\dot{x}_0(t) - \dot{x}_j(t)) + k_0(x_0(t) - x_j(t)) = -m_0\ddot{x}_g(t)$$

2.2.2 Propiedades Dinámicas Estructura Primaria

Considerando una estructura primaria amortiguada de forma clásica, es decir, que satisface la siguiente identidad:

$$[C][M]^{-1}[K] = [K][M]^{-1}[C] \quad (2.3)$$

todos los modos de vibración natural tienen un valor real y son idénticos a los del sistema no amortiguado asociado, por lo tanto, sus propiedades dinámicas modales pueden ser obtenidas mediante la resolución del problema de valor característico real (e.g., Chopra, 2014) dado por:

$$([K] - \omega_n^2[M])\{\phi_n\} = \{0\} \quad (2.4)$$

cuya solución no trivial está dada por:

$$\det([K] - \omega_n^2[M]) = 0 \quad (2.5)$$

esta ecuación tiene N raíces reales y positivas para ω_n^2 , debido a que las matrices de masa $[M]$ y rigidez $[K]$ estructurales son simétricas y definidas positivas. Las N raíces ω_n^2 de la ecuación (2.5) determinan las N frecuencias naturales de vibración ω_n ($n = 1, 2, \dots, N$) de la estructura primaria, dispuestas por convención de menor a mayor ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_N$). Cuando una frecuencia natural ω_n es conocida, la ecuación (2.4) puede resolverse para el correspondiente vector $\{\phi_n\}$, los cuales determinan las formas o modos de vibrar de la estructura. Además, si se consideran estos modos de vibrar en su versión normalizada con respecto a la matriz de masas, tal como se detalla en la ecuación (2.6).

$$\{\bar{\phi}_n\} = \frac{1}{\sqrt{\{\phi_n\}^T[M]\{\phi_n\}}} \{\phi_n\} \quad (2.6)$$

y luego se agrupan en la matriz $[\Phi]$ dada por:

$$[\Phi] = [\{\bar{\phi}_1\} \{\bar{\phi}_2\} \dots \{\bar{\phi}_N\}] \quad (2.7)$$

es posible demostrar que debido a que el sistema estructural está clásicamente amortiguado, se cumple que:

$$[\Phi]^T[C][\Phi] = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & 2\xi_n\omega_n & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

en donde ξ_n corresponde a la fracción de amortiguamiento asociada al n -ésimo modo de vibrar de la estructura primaria. Además, de forma equivalente a las frecuencias naturales de vibración, se definen los periodos de vibración de la estructura primaria según:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2.9)$$

2.2.3 Propiedades Dinámicas Amortiguador de Masa Sintonizada

El AMS corresponde a un oscilador armónico amortiguado, de un grado de libertad, cuyas propiedades dinámicas están dadas por:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_0}{m_0}} \quad (2.10)$$

$$\xi_0 = \frac{c_0}{2\omega_0 m_0} \quad (2.11)$$

En donde ω_0 y ξ_0 , corresponden a la frecuencia natural de vibración y fracción de amortiguamiento, respectivas del AMS. De forma equivalente a la frecuencia natural de vibración, se define el periodo natural de vibración del AMS, T_0 , como:

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} \quad (2.12)$$

2.2.4 Propiedades Dinámicas Sistema Acoplado

Para el caso de interés, en el cual la excitación de entrada corresponde a una excitación del tipo sísmica, la ecuación (2.2) se puede reescribir de forma equivalente como:

$$[M^s]\{\ddot{x}^s(t)\} + [C^s]\{\dot{x}^s(t)\} + [K^s]\{x^s(t)\} = -[M^s]\{1\}\ddot{x}_g(t) \quad (2.13)$$

El superíndice “s” se utiliza para enfatizar que se hace referencia a las propiedades del sistema acoplado estructura-AMS. Las matrices $[M^s]$, $[C^s]$ y $[K^s]$ son matrices cuadradas de orden $N + 1$ que representan las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, respectivamente. $\{\ddot{x}^s(t)\}$, $\{\dot{x}^s(t)\}$ y $\{x^s(t)\}$ corresponden a los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos a la base de los $N + 1$ grados de libertad del sistema.

El supuesto de amortiguamiento clásico de la estructura primaria deja de ser válido para el amortiguamiento de los sistemas acoplados estructura-AMS. Esto se debe a que en la práctica los AMS presentan grandes niveles de amortiguamiento, mucho mayores a los niveles de amortiguamiento de la estructura primaria. Por lo tanto, la identidad definida por la ecuación (2.14) deja de ser válida para este tipo de sistemas estructurales. Es decir, para este tipo de sistemas estructurales se cumple que:

$$[C^s][M^s]^{-1}[K^s] \neq [K^s][M^s]^{-1}[C^s] \quad (2.14)$$

Por lo tanto, las propiedades dinámicas del sistema acoplado ya no pueden ser calcular mediante la resolución del problema de valor característico real definido en la ecuación (2.4). Sin embargo, existen formas alternativas para poder calcular las propiedades modales de este tipo de sistemas estructurales con amortiguamiento no clásico como, por ejemplo, mediante un análisis modal generalizado, detallado en el siguiente capítulo de este trabajo, o a través de una representación en espacio de estados, detallada a continuación.

La ecuación (2.13) puede ser expresada alternativamente por un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden en espacio-estado continuo como:

$$\{\dot{y}^s(t)\} = [A^s]\{y^s(t)\} + [B^s]\ddot{x}_g(t) \quad (2.15)$$

en donde $\{y^s(t)\} = \{x^s(t) \quad \dot{x}^s(t)\}^T$ es el vector de estados del sistema, los cuales corresponden a los desplazamientos y velocidades relativas del sistema acoplado. A su vez, $\{\dot{y}^s(t)\} = \{\dot{x}^s(t) \quad \ddot{x}^s(t)\}^T$ corresponde a la derivada en función del tiempo del vector de estados. Por su parte,

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

$[A^s]$ se define como la matriz de estados del sistema, la cual corresponde a una matriz cuadrada de orden $2(N + 1)$ que viene dada por:

$$[A^s] = \begin{pmatrix} [0] & [I] \\ -[M^s]^{-1}[K^s] & -[M^s]^{-1}[C^s] \end{pmatrix} \quad (2.16)$$

con $[0]$ e $[I]$ como las matrices nula e identidad de orden $N + 1$, respectivamente. Por último, $[B^s]$ es la matriz de entradas del sistema definida en este caso por:

$$[B^s] = \begin{pmatrix} \{0\} \\ -\{1\} \end{pmatrix} \quad (2.17)$$

Los parámetros modales del sistema pueden ser extraídos directamente de la matriz de estado. La matriz de estado $[A^s]$ puede ser descompuesta mediante descomposición propia como:

$$[A^s] = [\Gamma][\Sigma][\Gamma]^{-1} \quad (2.18)$$

donde $[\Sigma]$ es la matriz diagonal que contiene los $2(N + 1)$ valores propios de la matriz $[A^s]$, a su vez, $[\Gamma]$ corresponde a la matriz que agrupa sus respectivos vectores propios. Los valores propios de este tipo de sistemas (que no se encuentran clásicamente amortiguados) se caracterizan por su naturaleza compleja con parte real negativa y por aparecer en pares conjugados, por lo que se tiene en total $(N + 1)$ valores propios λ_n y sus respectivos pares conjugados $\bar{\lambda}_n$ ($n = 1, \dots, N + 1$), los cuales pueden ser expresados en función de a_n y b_n como sus respectivas partes real e imaginaria, según:

$$\begin{aligned} \lambda_n, \bar{\lambda}_n &= a_n \pm i b_n \\ &= -\xi_n^s \omega_n^s \pm i \omega_n^s \sqrt{1 - (\xi_n^s)^2} \end{aligned} \quad (2.19)$$

Las frecuencias naturales ω_n^s y las fracciones de amortiguamiento modal ξ_n^s del sistema acoplado se obtienen de la ecuación (2.19) obteniéndose:

$$\omega_n^s = \sqrt{a_n^2 + b_n^2} \quad (2.20)$$

$$\xi_n^s = \frac{-a_n}{\sqrt{a_n^2 + b_n^2}} \quad (2.21)$$

Además, de forma equivalente a la frecuencia natural de vibración, se define el periodo de vibración del n -ésimo modo del sistema acoplado T_n^s como:

$$T_n^s = \frac{2\pi}{\omega_n^s} \quad (2.22)$$

2.2.5 Función de Respuesta en Frecuencia

Para ampliar la comprensión de los sistemas estructura-AMS, resulta interesante analizar la dinámica del sistema acoplado mediante un análisis en el dominio de la frecuencia.

Aplicando la transformada de Fourier a la ecuación (2.15), aplicando la propiedad diferenciadora de la transformada de Fourier, y suponiendo que el sistema parte del reposo, se tiene que:

$$i\omega Y^s(\omega) = [A^s]Y^s(\omega) + [B^s]\ddot{X}_g(\omega) \quad (2.23)$$

en donde $Y^s(\omega)$ corresponde a la transformada de Fourier del vector de estados $\{y^s(t)\}$, a su vez $\ddot{X}_g(\omega)$ corresponde a la transformada de Fourier de la excitación basal $\ddot{x}_g(t)$. Despejando $Y^s(\omega)$ de la ecuación (2.23) se tiene:

$$Y^s(\omega) = (i\omega [I] - [A^s])^{-1}[B^s]\ddot{X}_g(\omega) \quad (2.24)$$

Se define el vector de respuesta del sistema $\{z^s(t)\}$ como:

$$\{z^s(t)\} = [\tilde{C}^s]\{y^s(t)\} + [D^s]\ddot{x}_g(t) \quad (2.25)$$

en donde $[\tilde{C}^s]$ es la matriz de respuesta y $[D^s]$ es la matriz de transmisión directa o “feedthrough”. Ambas matrices dependen de la respuesta de interés. Por ejemplo, para el caso particular en donde la respuesta de interés corresponda a las aceleraciones absolutas del sistema, es decir, $\{z^s(t)\} = \{\ddot{x}^s(t)\} + \{1\}\ddot{x}_g(t)$. Se tiene que:

$$\begin{aligned} [\tilde{C}^s] &= (-[M^s]^{-1}[K^s] \quad -[M^s]^{-1}[C^s]) \\ [D^s] &= [0] \end{aligned} \quad (2.26)$$

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

Aplicando la transformada de Fourier a la ecuación (2.25) se obtiene:

$$Z^s(\omega) = [\tilde{C}^s]Y^s(\omega) + [D^s]\dot{X}_g(\omega) \quad (2.27)$$

en donde $Z^s(\omega)$ corresponde a la transformada de Fourier del vector de respuesta. Luego, reemplazando la ecuación (2.24) en la ecuación (2.27):

$$Z^s(\omega) = ([\tilde{C}^s](i\omega [I] - [A^s])^{-1}[B^s] + [D^s])\dot{X}_g(\omega) \quad (2.28)$$

Finalmente, se define la función de respuesta en frecuencia $H(\omega)$ tal como:

$$\begin{aligned} H(\omega) &= \frac{Z^s(\omega)}{\dot{X}_g(\omega)} \\ &= ([\tilde{C}^s](i\omega [I] - [A^s])^{-1}[B^s] + [D^s]) \end{aligned} \quad (2.29)$$

Cabe destacar que la deducción anterior de la función de respuesta en frecuencia (FRF), realizada en base a las ecuaciones del sistema acoplado, es totalmente válida para la estructura primaria considerando su respectiva matriz de masa, rigidez y amortiguamiento sin considerar la contribución del AMS. A modo de ejemplo, en la Figura 2.3 se muestra una FRF de las aceleraciones absolutas de techo típica de una estructura con y sin la instalación de un AMS. La estructura sin AMS representa una estructura primaria de 3 grados de libertad, por su parte, la estructura con AMS, supone la existencia de un AMS instalado en el techo y sintonizado con la primera frecuencia de vibración de la estructura primaria, lo cual en la práctica corresponde a la situación más común de estructuras con AMS. La abscisa del gráfico ha sido normalizada con respecto a la primera frecuencia de vibración de la estructura primaria y, además, de color azul y rojo se señalan las respectivas frecuencias naturales de vibración, tanto de la estructura primaria ω_n como las del sistema acoplado ω_n^s , respectivamente.

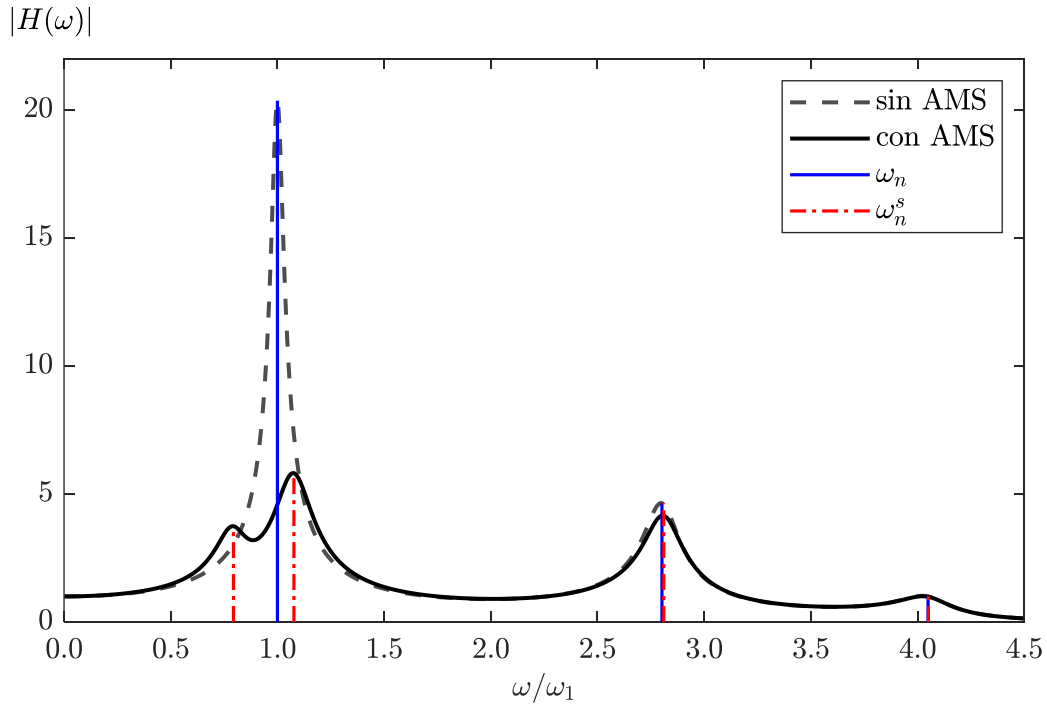


Figura 2.3: FRF de aceleraciones absolutas de techo, típica de estructuras con y sin AMS.

De la Figura 2.3 se observa que la FRF de la estructura sin AMS presenta tres picos justamente en las tres frecuencias de vibración de dicha estructura. Por su parte, la FRF de la estructura con AMS (sistema acoplado) tiene un pico adicional, debido a que el AMS aporta un modo de vibrar extra al sistema estructural. Es importante notar que el sistema acoplado posee dos frecuencias de vibración estrechamente espaciadas, en reemplazo de la frecuencia fundamental del sistema original (sin AMS). Como el AMS está sintonizado con el primer modo de la estructura primaria, el sistema acoplado reduce la amplitud de la respuesta en torno a dicha frecuencia. Por otra parte, se observa que para los modos superiores no hay diferencias significativas entre la respuesta de la estructura con y sin la adición del AMS. Además, con respecto a las frecuencias naturales de vibración de la estructura primaria y del sistema acoplado, se cumple que:

$$\begin{aligned}
 \omega_1^s &< \omega_1 < \omega_2^s \\
 \omega_3^s &\approx \omega_2 \\
 \omega_4^s &\approx \omega_3
 \end{aligned}
 \tag{2.30}$$

La Figura 2.4 replica la FRF de la Figura 2.3, acercándose a una vecindad de frecuencias en torno a la frecuencia fundamental del sistema sin AMS. La banda azul representa el rango de operación óptimo del AMS, el cual corresponde a la banda de frecuencias en donde hay una disminución de la respuesta estructural producto de la instalación del dispositivo. Los puntos de intersección de ambas curvas, que definen los límites de dicha franja, dependen de la frecuencia y fracción de amortiguamiento del AMS. La elección de dichos parámetros, así como la eficacia de este dispositivo se discute a continuación.

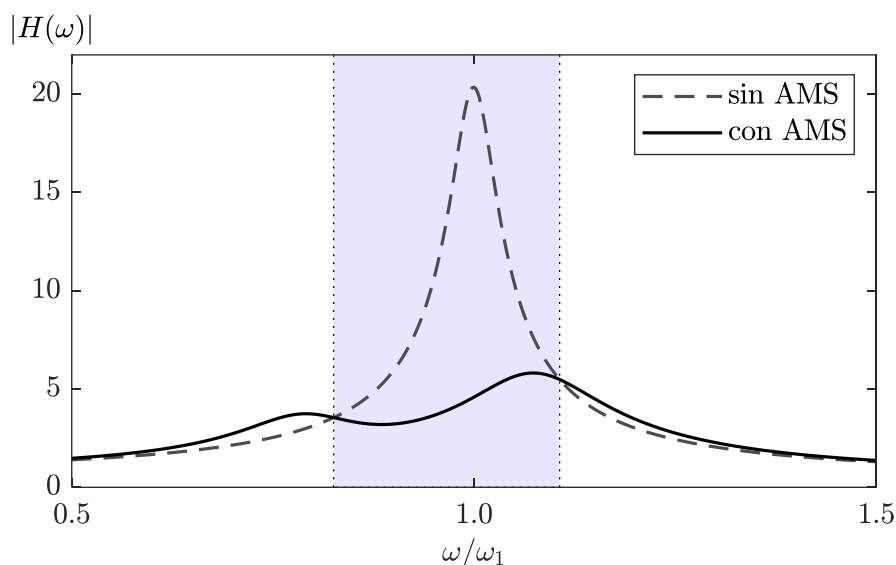


Figura 2.4: Rango de operación típico estructuras con AMS.

2.3 Parámetros Óptimos de Sintonía

2.3.1 Generalidades

Para maximizar la eficacia del AMS, es necesario seleccionar sus parámetros dinámicos de tal forma que estos correspondan a los parámetros óptimos de sintonía, los cuales están directamente relacionados con las propiedades modales del modo controlado de la estructura primaria. Estos parámetros pueden expresarse mediante la razón óptima de sintonización de frecuencias f^{opt} y la fracción de amortiguamiento óptima del AMS ξ_0^{opt} .

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

La razón de sintonización de frecuencias f está dada por el cociente entre la frecuencia natural de vibración del AMS, ω_0 , y la frecuencia del modo controlado r de la estructura primaria ω_r .

$$f = \frac{\omega_0}{\omega_r} \quad (2.31)$$

El valor óptimo de ambos parámetros, por lo general se expresa en función de la razón de masas del sistema acoplado μ , la cual está dada por la razón entre la masa del AMS m_0 y la masa modal del modo controlado r de la estructura primaria M_r , definida según:

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{m_0}{M_r} \\ &= \frac{m_0}{\{\hat{\phi}_r\}^T [M] \{\hat{\phi}_r\}} \end{aligned} \quad (2.32)$$

en donde $\{\hat{\phi}_r\}$ es la forma modal del modo controlado r de la estructura primaria normalizada por la amplitud del modo en el grado de libertad en donde está ubicado el AMS (Rana & Soong, 1998). Para el caso particular en donde la estructura primaria corresponda a un sistema de un único grado de libertad, M_r simplemente equivale a la masa total de la estructura primaria.

Cabe destacar que, en algunos casos, investigadores han desarrollado expresiones para los parámetros óptimos de sintonía no solo en función de la razón de masas μ , sino también en función de la fracción de amortiguamiento del modo controlado r de la estructura primaria. Además, a excepción de los sistemas de múltiples amortiguadores de masa sintonizada (e.g., Abé & Fujino, 1994), cuando se cuenta con un único AMS, en la práctica este se instala habitualmente en el techo del edificio y es sintonizado con el primer modo de vibrar de la estructura primaria ($r = 1$). Por lo tanto, en lo que resta de este documento se asumirá dicha configuración para la sintonización del AMS.

El trabajo de Den Hartog (1956) fue el primero en derivar expresiones de forma cerrada para los parámetros óptimos del AMS que minimizan la respuesta en estado estacionario de la estructura primaria. En su investigación, consideró una estructura principal de un grado de libertad y sin amortiguamiento inherente, sujeto a excitaciones armónicas. Desarrolló expresiones para dos casos: el primero cuando la excitación se realizaba directamente sobre la masa de la estructura primaria; y un segundo caso cuando la excitación correspondía a una aceleración basal.

Para el caso en el que la masa principal está sujeta a una excitación armónica, los parámetros óptimos están dados por:

$$f^{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (2.33)$$

$$\xi_0^{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (2.34)$$

Por otro lado, para el caso de que la estructura esté sujeta a una excitación basal del tipo armónico, las expresiones correspondientes son:

$$f^{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \left(\sqrt{\frac{2 - \mu}{2}} \right) \quad (2.35)$$

$$\xi_0^{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \left(\sqrt{\frac{2}{2 - \mu}} \right) \quad (2.36)$$

A lo largo de los años, diversos investigadores han planteado diferentes metodologías y expresiones para estos parámetros óptimos de sintonización, cuyos trabajos se diferencian principalmente en: cómo se modela la excitación de entrada, cómo se modela la estructura principal, y cuál es el parámetro de respuesta estructural que se desea minimizar con la incorporación del AMS. Dentro de los trabajos que incluyeron la modelación y/o evaluación de excitaciones sísmicas en la deducción de los parámetros óptimos de sintonía se encuentran los que se presentan a continuación.

Lin et al., (1994) investigaron la eficacia de un AMS para reducir la respuesta de la estructura primaria bajo cargas ambientales estocásticas. Mediante un estudio paramétrico dedujeron expresiones de forma cerrada que minimizan la razón de respuesta cuadrática media entre la estructura con y sin AMS, en términos de aceleraciones absolutas y desplazamientos relativos. Dichas expresiones corresponden a:

$$f^{opt} = \left(\frac{a}{1 + \mu} \right)^b, \quad a = 1 - \frac{\xi_1}{4}, \quad b = 1.35e^{3.2\xi_1} \quad (2.37)$$

$$\xi_0^{opt} = 0.46\mu^{0.48} \quad (2.38)$$

Según los investigadores, este AMS óptimo puede reducir tanto las respuestas estructurales inducidas por terremotos como por viento, por lo que se recomienda para todos los fines de diseño. Además, este estudio muestra que los AMS pasivos son más eficaces para reducir las vibraciones inducidas por el viento que por los terremotos.

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

Sadek et al., (1997) centraron su estudio en encontrar los parámetros óptimos de los AMS que dan lugar a una reducción considerable de la respuesta estructural ante cargas sísmicas. El criterio utilizado para obtener dichos parámetros óptimos consistió en seleccionar, para una relación de masas dada, la razón de frecuencias de sintonización y la fracción de amortiguamiento del AMS que darían lugar a un amortiguamiento modal igual en los dos primeros modos de vibración del sistema acoplado estructura-AMS, obteniendo las siguientes expresiones:

$$f^{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right) \quad (2.39)$$

$$\xi_0^{opt} = \frac{\xi_1}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \quad (2.40)$$

Hoang et al., (2008) realizaron un estudio sobre el diseño óptimo de un AMS para una estructura de un solo grado de libertad bajo cargas sísmicas. En su trabajo seleccionaron el espectro propuesto por Kanai (1957) y Tajimi (1960) para modelar la excitación sísmica y demostraron que cuando la relación entre la frecuencia característica del suelo en el espectro de Kanai-Tajimi y la frecuencia natural de la estructura primaria es superior a tres, se puede suponer que el movimiento del suelo es un ruido blanco para diseñar el AMS. Para una relación de frecuencia del terreno menor, obtuvieron fórmulas sencillas de los parámetros óptimos del AMS que minimizan la respuesta cuadrática media de los desplazamientos de la estructura primaria. Por ejemplo, para el caso en que la relación entre la frecuencia característica del suelo en el espectro de Kanai-Tajimi y la frecuencia natural de la estructura primaria es igual a uno, que corresponde al caso resonante, se tienen las siguientes expresiones para los parámetros óptimos:

$$f^{opt} = \frac{\sqrt{(1 - 0.6\mu)(1 + \mu^2)}}{1 + \mu} - 0.7\xi_1 \quad (2.41)$$

$$\xi_0^{opt} = \frac{\sqrt{\mu(1 + 2.5\mu + 2\mu^2)}}{2(1 + 2.7\mu)} \quad (2.42)$$

En la Figura 2.5 se grafican las expresiones de los parámetros óptimos de sintonía desarrolladas por los estudios anteriormente mencionados. Con respecto al trabajo realizado por Den Hartog (1956), solo se consideró para el gráfico el caso cuando la excitación corresponde a una aceleración basal armónica. Se observan diferencias en los valores obtenidos mediante las expresiones propuestas, lo cual se debe a diferencias en la modelación de la excitación de entrada y al uso de diferentes métricas de rendimiento en la determinación de la sintonización óptima. Sin embargo, la tendencia general de

las curvas, independiente de la expresión propuesta, es la misma. Se cumple que, al aumentar la razón de masas del sistema, disminuye la razón óptima de sintonización de frecuencias y a su vez aumenta la fracción de amortiguamiento óptima del AMS.

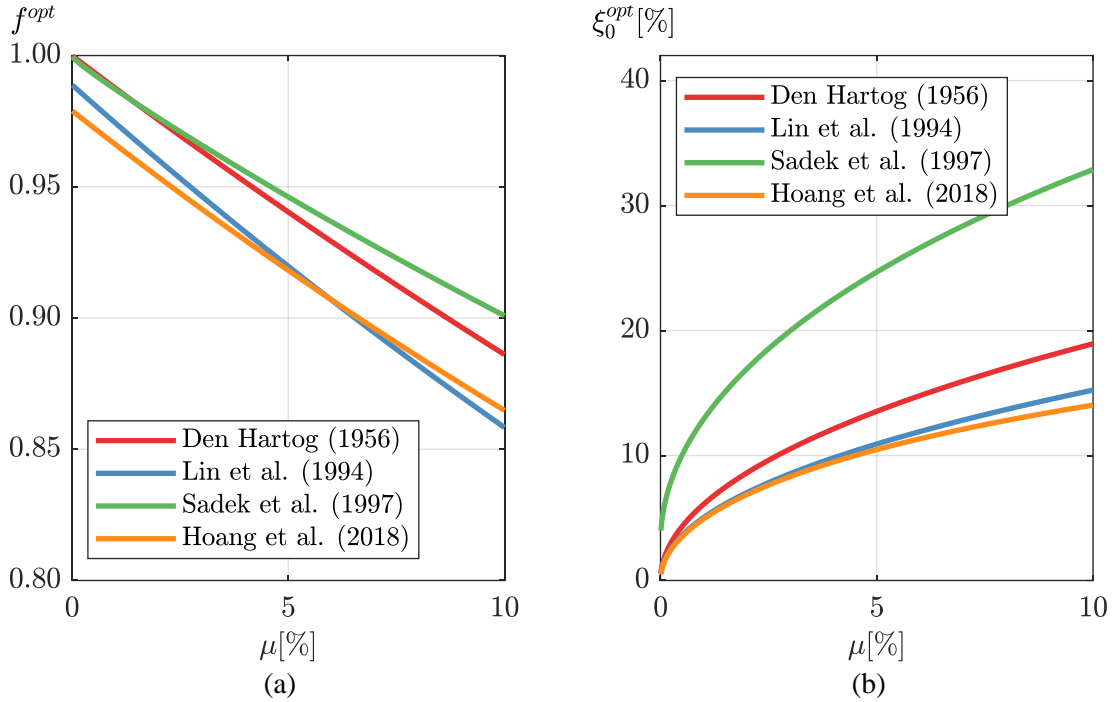


Figura 2.5: Parámetros óptimos de sintonía, $\xi_1 = 3$ [%]. (a) razón óptima de sintonización de frecuencias; (b) fracción de amortiguamiento óptima del AMS.

2.3.2 Análisis de Sensibilidad

Otro aspecto que resulta interesante analizar es el grado de sensibilidad de los parámetros óptimos de sintonía en función de las propiedades dinámicas de la estructura primaria y del AMS. Teniendo en consideración que el objetivo de este trabajo es identificar dichas propiedades dinámicas, cuya identificación de forma intrínseca lleva consigo algún grado de incertidumbre en los parámetros identificados, surge la necesidad de poder cuantificar dicha sensibilidad. Por ejemplo: ¿identificar con un error del 1 [%] el periodo de la estructura primaria afectará de igual medida al grado de sintonización del sistema que identificar con un error del 1 [%] la razón de masas del sistema o la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria? Para poder responder esa pregunta, se plantea el uso de una métrica de desempeño que estima una franja de valores de cada uno de los parámetros

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

de interés, cuyo ancho de intervalo de forma independiente proporciona un error equivalente en los parámetros óptimos de sintonía que la franja de valores generada por un error del 1 [%] del periodo de la estructura primaria o del AMS. A modo de ejemplo, consideremos un sistema acoplado estructura-AMS cuya razón de masas μ es igual al 2.5 [%] y la fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura primaria ξ_1 igual al 4 [%]. Con ambos parámetros, es posible calcular la razón de frecuencias óptima de sintonía y la fracción de amortiguamiento óptima del AMS, mediante cualquiera de las expresiones descritas anteriormente u otra presente en la literatura. En particular, para este estudio se consideró las expresiones propuestas por Lin et al., (1994) detalladas en las ecuaciones (2.37) y (2.38). Por lo tanto, reemplazando en dichas expresiones los valores mencionados, se tiene que $f^{opt} = 0.948$ y $\xi_0^{opt} = 7.83$ [%].

La razón de frecuencia de sintonía está definida por la ecuación (2.31), sin embargo, se puede expresar de forma equivalente según los periodos de la estructura primaria, T_1 , y del AMS, T_0 , resultando:

$$f = \frac{T_1}{T_0} \quad (2.43)$$

Notar que una variación igual al ± 1 [%] del periodo de la estructura primaria o del periodo del AMS (de forma independiente), según la ecuación (2.43) resulta en aproximadamente un error igual al ± 1 [%] de la razón de frecuencias de sintonía. En particular, para este ejemplo se tiene que el intervalo de frecuencias de sintonía asociado a un error del ± 1 [%] del valor real, viene dado por un valor de f que varía entre 0.939 – 0.957, tal como se muestra en la Figura 2.6. Por otro lado, según la ecuación (2.37) se tiene que el valor de la razón de frecuencias óptima de sintonía depende exclusivamente dos parámetros: la razón de masas del sistema μ y la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria ξ_1 . Por lo que para analizar (de forma independiente) la influencia de estos dos parámetros en el valor de la razón de frecuencias de sintonía, se calcula el intervalo respectivo de valores que resultan en una razón de frecuencias de sintonía que varía entre 0.939 – 0.957, considerando el valor real del otro parámetro. Para este ejemplo, como se puede observar en la Figura 2.6 (a), resulta equivalente a una variación de la razón de masas μ entre 1.84 [%] y 3.17 [%], lo cual corresponde aproximadamente a un intervalo de error del ± 27 [%] del valor real de μ . De forma similar, como se observa en la Figura 2.6 (b), el error en cuestión también es equivalente a una fracción de amortiguamiento de la estructura primaria ξ_1 entre 2.1 [%] y 5.7 [%], lo cual corresponde aproximadamente a un intervalo de error del ± 45 [%] del valor real de ξ_1 . En otras palabras, un error

del $\pm 1[\%]$ en el periodo de la estructura primaria o del AMS (de forma independiente), afecta de igual manera en la razón de frecuencias óptima que un error del $\pm 27[\%]$ en la razón de masas del sistema o un error del $\pm 45[\%]$ en la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.

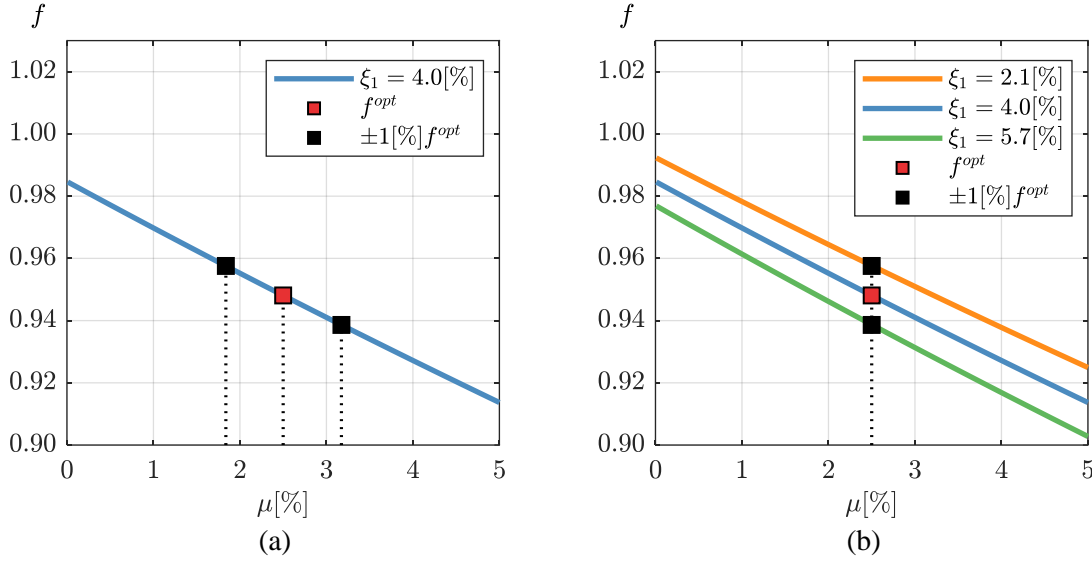


Figura 2.6: Sensibilidad de la razón de frecuencias óptima de sintonía con respecto a: (a) Variación de la razón de masas. (b) Variación de la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.

El último parámetro de interés que falta por analizar es la fracción de amortiguamiento del AMS, su valor óptimo según la expresión (2.38), solo depende de la razón de masas del sistema. Por lo cual, para analizar su influencia en el grado de sintonización del sistema, se considera el mismo intervalo de valores de la razón de masas que correspondía de forma equivalente a un error del $\pm 1[\%]$ en la frecuencia óptima de sintonía. Tal como se muestra en la Figura 2.7, dicho error es equivalente a una razón de amortiguamiento del AMS ξ_0 que varía entre un 6.75[%] y un 8.78[%], lo cual corresponde a aproximadamente a un intervalo de error del $\pm 13[\%]$ del valor real.

Notar que los resultados obtenidos mediante el ejemplo anterior pueden ser extrapolados a cualquier sistema acoplado estructura-AMS siguiendo la misma metodología, lo cual resulta de interés a la hora de evaluar los resultados de la identificación de los parámetros dinámicos de la estructura primaria y del AMS, mediante el método de identificación propuesto en este estudio, ya que, como quedó de manifiesto, cada uno de los parámetros que definen el grado de sintonización del sistema acoplado, tiene una distinta relevancia en dicha función. Por lo tanto, resulta importante implementar un

algoritmo que identifique con mayor precisión dichos parámetros de mayor sensibilidad en el grado de sintonización, como es el caso de los periodos de la estructura primaria y del AMS.

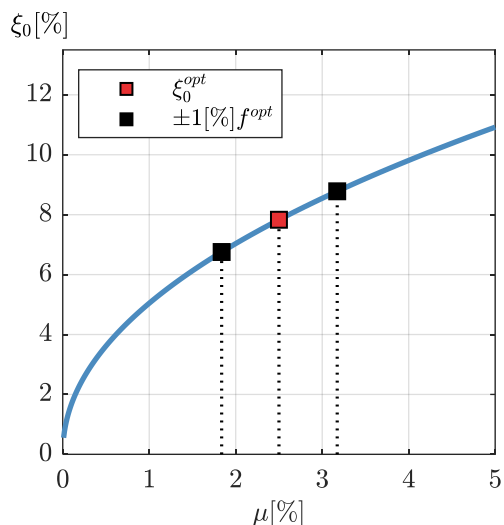


Figura 2.7: Sensibilidad de la fracción de amortiguamiento óptima.

2.4 Eficacia Sísmica

En la literatura, existe consenso de que el AMS es eficaz sólo cuando está perfectamente sintonizado con la frecuencia del modo de mayor contribución (e.g., Abé & Igusa, 1995; Chen & Wu, 2001). Para el caso de vibraciones debido al viento, algunas investigaciones han recomendado el uso de estos dispositivos para controlar la respuesta estructural (e.g., Tuan & Shang, 2014). Sin embargo, la eficacia en la mitigación de la respuesta sísmica ha sido cuestionada por algunos investigadores. Por ejemplo, Sladek & Klingner (1983) concluyeron que los AMS no son eficaces en el control sísmico de los edificios altos. Por otro lado, Domizio et al., (2015) informaron de que en los casos en que el contenido de frecuencias de la acción sísmica difiere de la frecuencia del modo fundamental, la adición del AMS sería ineficaz. Por su parte, Villaverde (1994) investigó la efectividad sísmica de los AMS mediante el estudio de 3 estructuras sometidas a 9 registros sísmicos reales, obteniendo en algunos casos un gran desempeño del AMS, sin embargo, en otros casos el efecto del AMS fue poco o nulo. Sadek et al., (1997) ampliaron el estudio anterior mediante el estudio de 30 estructuras bajo la excitación de 52 registros sísmicos reales. Los resultados medios obtenidos de la respuesta estructural con y sin AMS indicaron que la acción del AMS era eficaz. La inconsistencia entre los

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

distintos estudios se debe principalmente al uso de diferentes características dinámicas de la estructura y de la excitación externa, así como diferentes métricas de rendimiento para determinar la efectividad del AMS.

Con el fin de comprender mejor la acción sísmica de los AMS, se simuló la respuesta de una estructura con un AMS óptimo sujeta a la excitación de dos registros sísmicos con contenidos de frecuencia muy distintos. La estructura primaria corresponde a un sistema de un grado de libertad, con un periodo fundamental de vibración igual a 1 [s], equivalente a una frecuencia de vibración igual a 1 [Hz], y una fracción de amortiguamiento igual al 3 [%]. Por su parte, el AMS tiene una masa igual al 2 [%] de la masa de la estructura primaria y sus propiedades dinámicas fueron seleccionadas según las expresiones propuestas por Lin et al., (1994) descritas en la sección 2.3. La Figura 2.8 muestra la amplitud del espectro de Fourier de las aceleraciones del terremoto de Kobe de 1995 (RSN 1101) y de las aceleraciones del terremoto de Loma Prieta de 1989 (RSN 803), ambos registros extraídos de la base de datos NGA-West2 del *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. Se observa claramente que la frecuencia fundamental de la estructura primaria coincide con un alto contenido en frecuencia para el terremoto de Kobe. Para el registro de Loma Prieta, en cambio, la amplitud de Fourier para una frecuencia de 1 [Hz] se reduce en aproximadamente un 65 [%] respecto a la del registro de Kobe, y en consecuencia el modo fundamental no se excita de forma significativa.

Por otro lado, los registros tiempo historia de desplazamientos relativos se ilustran en la Figura 2.9, los cuales muestran que el rendimiento del AMS es obviamente excelente para el caso en donde la excitación basal es producida por el registro de aceleraciones del terremoto de Kobe, pero es ineficaz para el caso en donde la excitación basal es producida por el registro de aceleraciones del terremoto de Loma Prieta, tal como se esperaba al analizar el contenido de frecuencias de los sismos. Este sencillo ejemplo ilustra la dependencia de la eficacia sísmica de los AMS en función del contenido de frecuencias del registro del sismo, el cual reduce considerablemente la respuesta estructural solo bajo condiciones resonantes. Dicho fenómeno hace pensar de forma intuitiva que los AMS son poco eficaces en la reducción de las vibraciones producidas por excitaciones sísmicas, ya que en general, la excitación sísmica es un proceso aleatorio cuya distribución exacta de contenido de frecuencias para un evento particular es imprevisible. Sin embargo, aunque la adición de un AMS es poco útil fuera de las condiciones resonantes, la respuesta estructural en dichas situaciones suele ser menor, por lo que se podría argumentar que el AMS es un dispositivo de control útil para reducir las respuestas sísmicas excesivas que se producen durante condiciones resonantes.

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

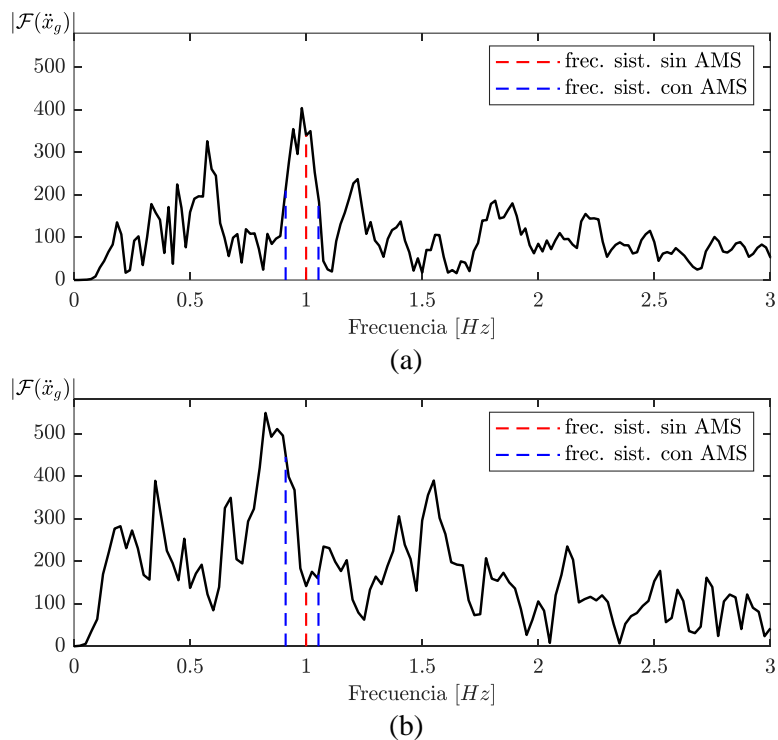


Figura 2.8: Espectros de Fourier de los registros de aceleración de los terremotos: (a) Kobe 1995 y (b) Loma Prieta 1989.

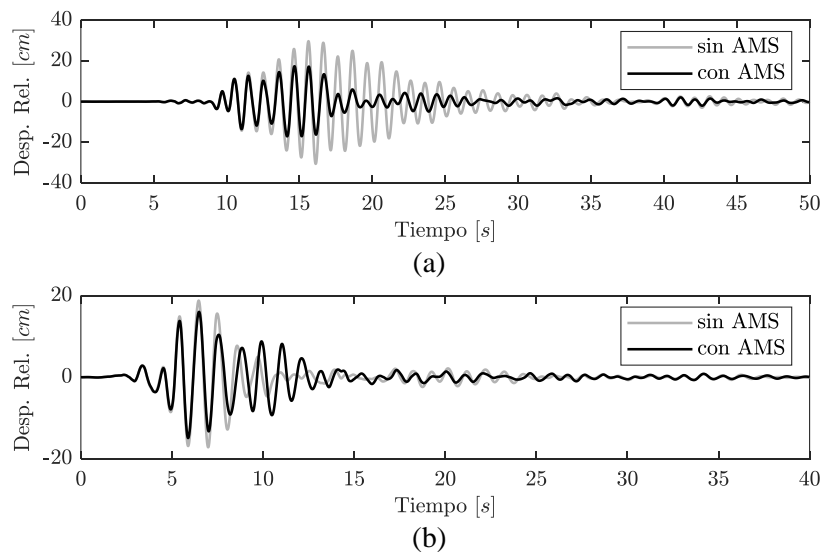


Figura 2.9: Historia temporal de los desplazamientos relativos de la estructura con y sin AMS, bajo la excitación de los registros de aceleración de los terremotos: (a) Kobe 1995 y (b) Loma Prieta 1989.

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

El análisis anterior se repitió, pero ahora simulando la respuesta de varias estructuras de un grado de libertad con un rango de periodos comprendidos entre los 0.01 [s] hasta los 4 [s], sometidas a la excitación del registro de aceleraciones del terremoto en Kobe de 1995 (RSN 1101). Adicionalmente, todas las estructuras se simularon con la contribución de un AMS óptimo con una masa igual al 2 [%] de la masa de la estructura primaria y cuyas propiedades dinámicas fueron calculadas en base a las expresiones propuestas por Lin et al., (1994) descritas en la sección 2.3.

En la Figura 2.10 se presenta nuevamente la amplitud del espectro de Fourier del registro de aceleraciones del terremoto de Kobe de 1995, pero esta vez en función del periodo de vibración en vez de la frecuencia. Además, se presentan los valores absolutos máximos en términos de aceleraciones absolutas y en términos de desplazamientos relativos a la base, de las estructuras con y sin AMS simuladas. Nótese que las aceleraciones absolutas y desplazamientos relativos máximos para el caso de la estructura sin AMS corresponden explícitamente a los respectivos espectros de aceleración y espectros de desplazamientos (S_a y S_d , respectivamente). Definiciones que en estricto rigor no son aplicables al sistema de dos grados de libertad estructura-AMS. Sin embargo, se subentiende que en dicha figura S_a y S_d hacen referencia a los valores absolutos máximos en términos de aceleraciones absolutas y en términos de desplazamientos relativos a la base de la masa de la estructura primaria de un grado de libertad con y sin la contribución del AMS, para cada uno de los periodos considerados.

De la Figura 2.10 se observa que el AMS reduce considerablemente la respuesta de la estructura primaria justamente en los periodos que se encuentran en los picos del espectro de Fourier del registro de aceleraciones del terremoto. Además, los espectros de respuesta de la estructura con AMS en casi la totalidad de periodos se encuentra por debajo de los espectros de respuesta de la estructura sin AMS. Si bien, existen ciertos periodos específicos en los cuales la respuesta se amplifica para el caso de la estructura con AMS, estas excepciones son pocas y la cantidad de amplificación es muy limitada, por lo que no pareciera motivo suficiente para afirmar la ineficacia de los AMS para fines sísmicos.

CAPÍTULO 2. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

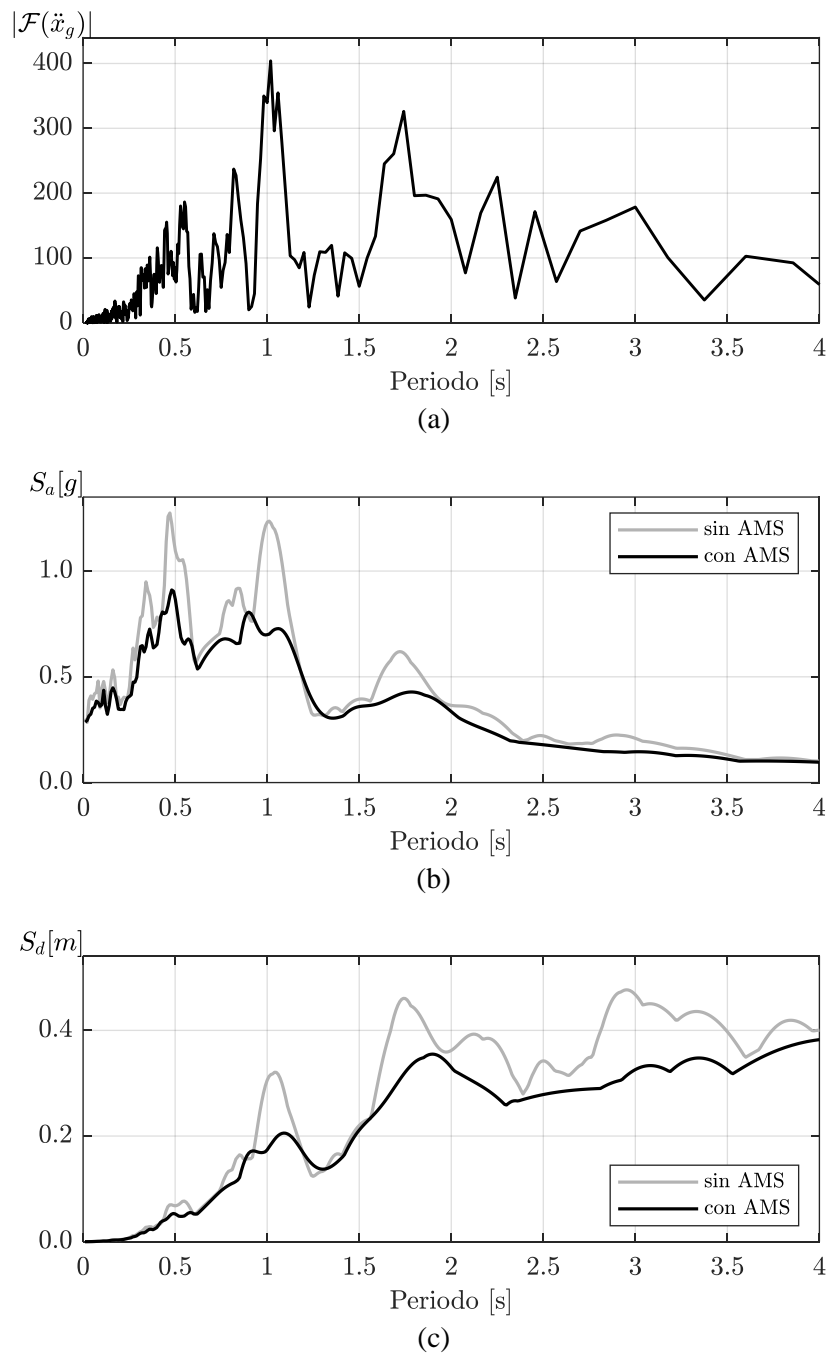


Figura 2.10: Registro de aceleraciones del terremoto de Kobe de 1995: (a) amplitud del espectro de Fourier; (b) espectro de aceleraciones absolutas al 3 [%] de amortiguamiento; (c) espectro de desplazamientos relativos al 3 [%] de amortiguamiento.

3 METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

3.1 Introducción

En este capítulo se realiza una breve descripción de los conceptos generales de la identificación de sistemas, así como sus principales aplicaciones en dinámica estructural. Luego, se establecen las bases de la metodología propuesta comenzando por una detallada descripción del modelo matemático con el cual se simula la respuesta estructural de edificios con AMS. A modo general, la estructura primaria se representa mediante un modelo simplificado, mientras que el AMS se modela como un oscilador armónico amortiguado de un grado de libertad. Posteriormente, se describen las bases teóricas del análisis modal generalizado, herramienta mediante la cual es posible calcular la respuesta estructural de este tipo de sistemas que no están clásicamente amortiguados. Finalmente, se discute sobre la implementación computacional de la metodología propuesta, así como de algunas recomendaciones prácticas.

3.2 Identificación de Sistemas

3.2.1 Generalidades

En pocas palabras, un sistema es un conjunto de diferentes tipos de variables que interactúan entre sí produciendo señales observadas. Estas señales observadas a menudo se denominan salidas. El sistema

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

también se ve afectado por estímulos externos, las señales externas que pueden ser manipuladas por el observador a menudo se denominan entradas. Otros tipos de señales externas se denominan perturbaciones y se pueden dividir en las que se miden directamente y las que se observan solo por su efecto en la salida.

Para estudiar y comprender un sistema, se debe utilizar algún mecanismo para explicar las relaciones entre las variables. Este mecanismo se denomina modelo del sistema. Los modelos pueden tomar muchas formas y expresarse con diversos grados de formalismo matemático dependiendo del nivel de complejidad requerido para su uso. Estos modelos matemáticos se pueden caracterizar por una serie de adjetivos (continuos o discretos, lineales o no lineales, determinísticos o estocásticos, etc.) que indican el tipo de ecuación diferencial utilizada. La construcción de un modelo matemático puede desarrollarse mediante dos caminos. El primero consiste en subdividir el sistema en subsistemas, cuyas propiedades estén bien comprendidas a partir de relaciones establecidas que tienen sus raíces en trabajos empíricos anteriores, a continuación, estos subsistemas se unen matemáticamente y se obtiene un modelo del sistema completo. Este camino es como se modela de forma tradicional a una estructura civil y no implica necesariamente ninguna experimentación en los sistemas reales. El otro camino se basa directamente en la experimentación, mediante el cual las señales de entrada y salida del sistema son registradas y se someten a una serie de análisis para inferir un modelo. Este camino se conoce como la identificación de sistemas (Ghanem & Shinozuka, 1995).

En la actualidad existen una gran cantidad de técnicas de identificación de sistemas. Sin embargo, a grandes rasgos es posible clasificarlas en dos tipos: técnicas paramétricas y no paramétricas. Una técnica de identificación de sistemas no paramétrica consiste en identificar una relación funcional entre las señales de entrada y de salida del sistema, normalmente mediante una función de transferencia. Se caracterizan por un alto poder predictivo pero una escasa capacidad explicativa (Beck, 1979). Por su parte, una técnica de identificación de sistemas paramétrica consiste en encontrar el conjunto de parámetros que minimice la diferencia entre la respuesta registrada por las salidas del sistema, y la predicha por un modelo matemático del sistema, lo cual aporta un significado físico en los parámetros identificados.

3.2.2 Aplicaciones en Dinámica Estructural

La identificación de las propiedades modales de edificios sometidos a vibraciones, tales como las producidas por vientos o sismos, desempeña un rol importante en la predicción de la respuesta estructural. Los parámetros modales identificados proporcionan información más fiable sobre el comportamiento dinámico de las estructuras, además de que pueden ser utilizados para la identificación de daños (e.g., Kim & Stubbs, 2002), actualización de modelos (e.g., Yang et al., 2015), mejora de las técnicas de control (e.g., Qiu et al., 2009) y el monitoreo de la salud estructural (e.g., Park & Oh, 2018).

Las técnicas de identificación modal de estructuras pueden clasificarse generalmente en dos grandes grupos: métodos de entrada-salida y métodos de solo salida. Los métodos entrada-salida requieren de mediciones tanto de la respuesta estructural como de la excitación externa, que controla en forma primaria la respuesta medida del sistema. Por otro lado, los métodos solo salida, como su nombre lo indica, no necesitan medir la excitación externa que actúa sobre la estructura para realizar la identificación, lo cual resulta conveniente para aquellas excitaciones externas difíciles de medir con precisión, como por ejemplo las excitaciones producidas por las fuerzas de viento. Sin embargo, la principal limitante que tiene este tipo de técnicas es que la evaluación matemática de la exactitud de los modelos del sistema resultantes es difícil de realizar debido a la ausencia de una entrada medida. Por lo tanto, métodos entrada-salida son preferibles si la excitación de entrada se puede conocer con precisión, como, por ejemplo, para el caso de excitaciones sísmicas (J. Kim & Lynch, 2012).

3.2.3 Método de Minimización Modal

El método de minimización modal es una técnica paramétrica de identificación de sistemas que consiste en encontrar el conjunto óptimo de parámetros que harán que un modelo matemático de la estructura reproduzca la respuesta registrada con el menor error. Puede realizarse tanto en el dominio del tiempo (e.g., Beck & Jennings, 1980) o en el dominio de la frecuencia (e.g., McVerry, 1980), sin diferencias significativas en la medida que la estructura se comporte en forma elástica-lineal.

En este trabajo de tesis, la identificación de sistemas se lleva a cabo en el dominio del tiempo, de forma similar a lo realizado por Cruz & Miranda (2017), quienes combinaron el método con un

análisis modal de la respuesta. A diferencia de dicho estudio, el modelo matemático propuesto considera la presencia de un amortiguador de masa sintonizada instalado en el edificio, así como un amortiguamiento no clásico del sistema.

3.3 Modelo Matemático

3.3.1 Modelo de Vigas Acopladas de Corte y Flexión

3.3.1.1 Generalidades

El modelo de vigas acopladas de corte y flexión es un modelo simplificado que considera el edificio como un sistema continuo formado por una viga de flexión en voladizo unida por bielas (infinitamente rígidas) a una viga de corte, para compatibilizar los desplazamientos horizontales entre ambas vigas, tal como se muestra en la Figura 3.1. Dicho modelo ha sido utilizado para obtener de forma aproximada aceleraciones de piso, demandas de derivas e identificar propiedades dinámicas de edificios (Miranda & Akkar, 2006; Miranda & Taghavi, 2005; Reinoso & Miranda, 2005). La principal ventaja que tiene este modelo es que, al considerar en paralelo tanto las deformaciones asociadas a corte como a flexión, permite tener en cuenta una amplia gama de modos de deformación intermedios, que representan aproximadamente los de los edificios reales. Lamentablemente, la inclusión de un AMS dificulta el uso de este modelo continuo debido a la complejidad matemática del problema (Hurgo & Hernández, 2019). Sin embargo, este problema puede resolverse mediante el uso de un modelo discreto equivalente, cuya construcción se detalla a continuación.

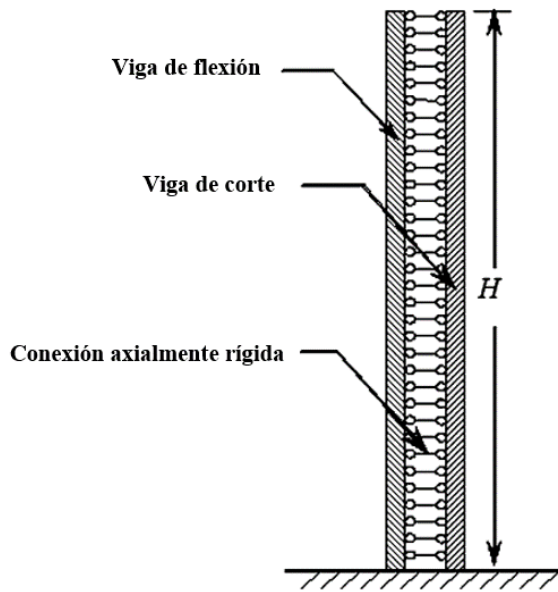


Figura 3.1: Modelo continuo de vigas acopladas de corte y flexión (adaptado de Miranda & Akkar, 2006).

3.3.1.2 Matriz de Rigidez

Considere que el modelo continuo de viga de corte y flexión de la Figura 3.1 ha sido discretizado en N masas concentradas en cada uno de los pisos del edificio. Por cada piso, la viga de flexión tendrá dos grados de libertad por nodo, uno traslacional y otro rotacional, característicos de la deflexión de una viga en flexión pura. Por su parte, la viga de corte tendrá un exclusivo grado de libertad traslacional por nodo, característico de la deflexión de una viga en corte puro. Una representación esquemática de esto se muestra en la Figura 3.2. En primer lugar, se encuentran enumerados los grados de libertad horizontales y posteriormente los grados de libertad rotacionales, en ambos casos de forma descendente desde el techo hasta el primer piso.

en donde:

$$[K_{RH}] = [K_{HR}]^T \quad (3.9)$$

3.3.1.3 Matriz de Masa

Bajo el supuesto de que la masa rotacional es despreciable, la matriz de masa del modelo viene dada por:

$$[M] = \begin{pmatrix} [M_{HH}] & [0] \\ [0] & [0] \end{pmatrix} \quad (3.10)$$

en donde:

$$[M_{HH}] = \begin{pmatrix} m_1 & & [0] \\ & \ddots & \\ [0] & & m_N \end{pmatrix} \quad (3.11)$$

y con m_i igual a la masa del i -ésimo piso del edificio (enumerado desde el techo al suelo).

3.3.1.4 Condensación Estática

El orden de las matrices de masa y rigidez del modelo de viga de corte y flexión puede ser reducido si es que ambas matrices se reescriben en función exclusivamente de los grados de libertad horizontales, mediante condensación estática. La ecuación de movimiento no amortiguada del modelo de viga de corte y flexión se puede expresar en forma particionada en función de los grados de libertad horizontales y rotacionales según:

$$\begin{pmatrix} [M_{HH}] & [0] \\ [0] & [0] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{x}_H\} \\ \{\ddot{x}_R\} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} [K_{HH}] & [K_{HR}] \\ [K_{RH}] & [K_{RR}] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \{x_H\} \\ \{x_R\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_H\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

la ecuación anterior es equivalente al siguiente sistema de ecuaciones:

$$[M_{HH}]\{\ddot{x}_H\} + [K_{HH}]\{x_H\} + [K_{HR}]\{x_R\} = \{F_H\} \quad (3.13)$$

$$[K_{RH}]\{x_H\} + [K_{RR}]\{x_R\} = \{0\} \quad (3.14)$$

Despejando el vector $\{x_R\}$ de la ecuación (3.14):

$$\{x_R\} = -[K_{RR}]^{-1}[K_{RH}]\{x_H\} \quad (3.15)$$

y sustituyendo la ecuación (3.15) en la ecuación (3.13) se obtiene la ecuación de movimiento no amortiguada del modelo en función de los grados de libertad horizontales:

$$[M_{HH}]\{\ddot{x}_H\} + [\widehat{K}_{HH}]\{x_H\} = \{F_H\} \quad (3.16)$$

en donde $[\widehat{K}_{HH}]$ corresponde a la matriz de rigidez condensada, dada por:

$$[\widehat{K}_{HH}] = [K_{HH}] - [K_{HR}][K_{RR}]^{-1}[K_{RH}] \quad (3.17)$$

Finalmente, considerando que el modelo está clásicamente amortiguado, es posible calcular las respectivas frecuencias naturales y modos de vibrar del modelo de vigas acopladas de corte y flexión, resolviendo el problema de valor característico real:

$$([\widehat{K}_{HH}] - \widehat{\omega}^2[M_{HH}])\{\phi_{HH}\} = \{0\} \quad (3.18)$$

3.3.1.5 Matriz de Amortiguamiento

Bajo el supuesto de amortiguamiento clásico es posible construir la matriz de amortiguamiento del sistema en función de sus respectivas fracciones de amortiguamiento modal ξ_n ($n = 1, \dots, N$), asociadas a cada una de las frecuencias naturales $\widehat{\omega}_n$ (ordenadas de menor a mayor), según:

$$[C_{HH}] = ([\Phi_{HH}]^T)^{-1} \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & 2\xi_n\widehat{\omega}_n & \\ & & \ddots \end{bmatrix} [\Phi_{HH}]^{-1} \quad (3.19)$$

en donde $[\Phi_{HH}]$ es la matriz que agrupa los vectores de formas modales $\{\phi_{HH}\}$, normalizados con respecto a la matriz de masa traslacional $[M_{HH}]$, según la ecuación (2.6).

3.3.2 Modelo de Vigas Acopladas de Corte y Flexión con AMS

3.3.2.1 Generalidades

Huergo & Hernández (2019) desarrollaron un modelo discreto equivalente, basado en el modelo continuo de vigas acopladas de corte y flexión, para el análisis dinámico en el dominio del tiempo de edificios uniformes de gran altura con estructura de muro cortante, base fija y con cualquier número de amortiguadores de masa sintonizada (AMS). En este estudio se hace uso de una simplificación de dicho modelo ya que se considera la presencia de un único AMS, instalado en el techo del edificio, lo cual, en la práctica, es lo habitual para este tipo de dispositivo de control. Una representación esquemática del modelo propuesto se puede apreciar en la Figura 3.3. Al igual que para el modelo de vigas acopladas de corte y flexión, los pisos y grados de libertad de la estructura se enumeran de arriba hacia abajo. Note que solo se consideran los grados de libertad horizontales en cada uno de los pisos, lo cual se logra realizando la respectiva condensación estática de los grados de libertad rotacionales de la estructura primaria, procedimiento detallado en la sección 3.3.1.4.

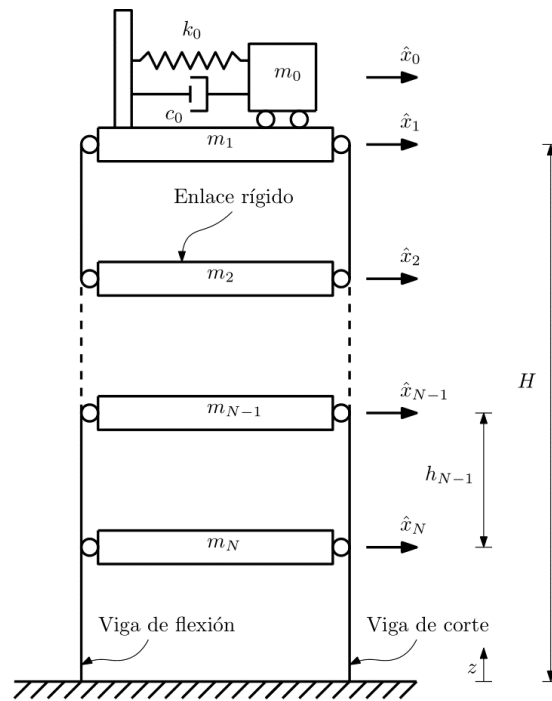


Figura 3.3: Modelo discretizado de vigas acopladas de corte y flexión con AMS.

3.3.2.2 Matriz de Rigidez

La matriz de rigidez $[\widehat{K}^s]$ de orden $N + 1$ del modelo discreto de vigas acopladas de corte y flexión con AMS viene dada por:

$$[\widehat{K}^s] = \begin{pmatrix} k_0 & -k_0 & 0 & \cdots & 0 \\ -k_0 & \widehat{k}_{11} + k_0 & \widehat{k}_{12} & \cdots & \widehat{k}_{1N} \\ 0 & \widehat{k}_{21} & \widehat{k}_{22} & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \ddots & \\ 0 & \widehat{k}_{N1} & \cdots & & \widehat{k}_{NN} \end{pmatrix} \quad (3.20)$$

en donde k_0 es la rigidez horizontal del AMS y \widehat{k}_{ij} corresponde al elemento de la fila i y la columna j de la matriz condensada $[\widehat{K}_{HH}]$ de los grados de libertad horizontales del modelo de vigas acopladas de corte y flexión, definida por la ecuación (3.17).

3.3.2.3 Matriz de Masa

La matriz de masa $[\widehat{M}^s]$ de orden $N + 1$ del modelo discreto de vigas acopladas de corte y flexión con AMS viene dada por:

$$[\widehat{M}^s] = \begin{pmatrix} m_0 & [0] \\ [0] & [M_{HH}] \end{pmatrix} \quad (3.21)$$

en donde m_0 corresponde a la masa del AMS y $[M_{HH}]$ es la matriz de masa del modelo de vigas acopladas de corte y flexión, definida por la ecuación (3.11).

3.3.2.4 Matriz de Amortiguamiento

Debido a la naturaleza no clásica del sistema acoplado, la matriz de amortiguamiento no puede ser obtenida directamente a partir de las fracciones de amortiguamiento modal del sistema. Sin embargo, se puede derivar en función del amortiguamiento del AMS y de la matriz de amortiguamiento del modelo de vigas acoplada de corte y flexión. La matriz de amortiguamiento no clásica $[\widehat{C}^s]$ de orden $N + 1$ del modelo discreto de vigas acopladas de corte y flexión con AMS viene dada por:

$$[\hat{C}^s] = \begin{pmatrix} c_0 & -c_0 & 0 & \cdots & 0 \\ -c_0 & c_{11} + c_0 & c_{12} & \cdots & c_{1N} \\ 0 & c_{21} & c_{22} & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \ddots & \\ 0 & c_{N1} & \cdots & & c_{NN} \end{pmatrix} \quad (3.22)$$

en donde c_0 corresponde al amortiguamiento del AMS y c_{ij} hace referencia al elemento de la fila i y la columna j de la matriz $[C_{HH}]$ definida por la ecuación (3.19).

3.4 Cálculo de la Respuesta Estructural

3.4.1 Ecuación de Movimiento

Una vez construidas las respectivas matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del modelo de vigas acopladas de corte y flexión con AMS, es posible calcular la respuesta del sistema resolviendo la ecuación de movimiento del sistema:

$$[\hat{M}^s]\{\ddot{x}^s(t)\} + [\hat{C}^s]\{\dot{x}^s(t)\} + [\hat{K}^s]\{x^s(t)\} = \{F^s(t)\} \quad (3.23)$$

La ecuación (3.23) puede ser resuelta de forma directa mediante integración numérica haciendo uso de algún algoritmo apropiado. Sin embargo, lo anterior requiere conocer de forma explícita las respectivas propiedades físicas (matrices de masa, rigidez y amortiguamiento) de cada uno de los elementos estructurales que conforman el sistema resistente lateral del edificio y del AMS, lo cual, para sistemas estructurales complejos es muy poco eficiente. De forma alternativa, es posible calcular la respuesta del modelo en función de sus propiedades modales en vez de sus propiedades físicas, lo cual es numéricamente mucho más eficiente debido a que se reduce considerablemente la cantidad de parámetros que definen la respuesta estructural y además que dichos parámetros son mucho más sencillos de identificar a partir de la respuesta medida del sistema.

3.4.2 Análisis Modal Generalizado

La respuesta de una estructura de N grados de libertad equipada con un AMS de un grado de libertad y sujeta a una aceleración del suelo $\ddot{x}_g(t)$, está gobernada por la ecuación (2.13). Como se mencionó anteriormente, debido a la naturaleza no clásica de la matriz de amortiguamiento en estructuras equipadas con amortiguadores de masa sintonizada, no es correcto calcular la respuesta del sistema mediante un análisis modal clásico. Sin embargo, es posible ampliar dicha metodología para el caso de estructuras cuya matriz de amortiguamiento no es clásica, mediante un análisis modal generalizado (e.g., Veletsos & Ventura, 1986).

La vibración libre de una estructura primaria de N grados de libertad equipada con un AMS de un grado de libertad, está controlada por la siguiente ecuación (caso homogéneo):

$$[M^s]\{\dot{x}^s(t)\} + [C^s]\{\dot{x}^s(t)\} + [K^s]\{x^s(t)\} = \{0\} \quad (3.24)$$

esta ecuación admite una solución de la forma:

$$\{x^s(t)\} = \{\psi^s\}e^{\lambda^s t} \quad (3.25)$$

en donde $\{\psi^s\} \in \mathbb{C}^{(N+1)}$ y $\lambda^s \in \mathbb{C}$.

Al sustituir la ecuación (3.25) en la ecuación (3.24) se llega al problema de valor característico complejo:

$$((\lambda^s)^2[M^s] + \lambda^s[C^s] + [K^s])\{\psi^s\} = 0 \quad (3.26)$$

Aunque la ecuación (3.26) puede resolverse directamente para un valor característico λ^s y el vector característico asociado $\{\psi^s\}$, estos valores pueden determinarse de manera más conveniente al reducir primero las $N + 1$ ecuaciones diferenciales de segundo orden de la ecuación (3.24) a un sistema de $2(N + 1)$ ecuaciones diferenciales de primer orden, mediante la definición de las variables de estado y un arreglo algebraico similar al realizado en la sección 2.2.4.

Note que la ecuación (3.24) puede reescribirse de forma equivalente a una ecuación diferencial de primer orden llamada espacio-estado, según:

$$[a^s]\{\dot{u}^s\} + [b^s]\{u^s\} = \{0\} \quad (3.27)$$

En donde $\{u^s\} = \{\dot{x}^s(t) \quad x^s(t)\}^T$ es el vector de estados del sistema. Por su parte, $[a^s]$ y $[b^s]$ son matrices cuadradas de orden $2(N + 1)$ dadas por:

$$\begin{aligned} [a^s] &= \begin{pmatrix} [0] & [M^s] \\ [M^s] & [C^s] \end{pmatrix} \\ [b^s] &= \begin{pmatrix} -[M^s] & [0] \\ [0] & [K^s] \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (3.28)$$

La solución de la ecuación (3.27) tiene la forma:

$$\{u^s(t)\} = \{\kappa^s\}e^{\lambda^s t} \quad (3.29)$$

donde λ^s es el valor característico y $\{\kappa^s\}$ es el vector característico asociado de $2(N + 1)$ elementos. Los $(N + 1)$ elementos inferiores de $\{\kappa^s\}$ representan los desplazamientos modales $\{\psi^s\}$ y los $N + 1$ elementos superiores representan las correspondientes velocidades modales $\lambda^s\{\psi^s\}$:

$$\{\kappa^s\} = \begin{Bmatrix} \lambda^s\psi^s \\ \psi^s \end{Bmatrix} \quad (3.30)$$

Si se sustituye la ecuación (3.29) en la ecuación (3.27), se llega al problema de valor característico:

$$(\lambda^s[a^s] + [b^s])\{\kappa^s\} = \{0\} \quad (3.31)$$

cuya solución no trivial está dada por:

$$\det(\lambda^s[a^s] + [b^s]) = \{0\} \quad (3.32)$$

Esta ecuación tiene $2(N + 1)$ raíces λ^s , las cuales se presentan en pares conjugados complejos con parte real negativa. La cuales pueden ser expresadas como:

$$\lambda_n^s, \bar{\lambda}_n^s = -\xi_n^s \omega_n^s \pm \omega_n^s \sqrt{1 - (\xi_n^s)^2} i \quad (3.33)$$

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

Note que el resultado anterior es exactamente el mismo al obtenido en la ecuación (2.19), debido a que la resolución de la ecuación (3.32) es matemáticamente equivalente al cálculo de valores propios de la matriz de estados $[A^s]$ definida en la sección 2.2.4. Además, igual que con las propiedades dinámicas de la estructura primaria, los respectivos valores de ω_n^s se enumeran en orden ascendente y los valores de λ_n^s y $\{\psi_n^s\}$ están numerados en el orden correspondiente a ω_n^s .

La solución modal para el caso homogéneo (i.e., el desplazamiento del n-ésimo modo) asociada con el par conjugado complejo de valores característicos λ_n^s y sus vectores característicos asociados $\{\psi_n^s\}$ está dada por:

$$\{x_n^s(t)\} = B_n \{\psi_n^s\} e^{\lambda_n^s t} + \bar{B}_n \{\bar{\psi}_n^s\} e^{\bar{\lambda}_n^s t} \quad (3.34)$$

donde B_n es una constante de valor complejo por determinar.

Como el segundo término algebraico de la ecuación (3.34) es el conjugado del primero, las partes imaginarias se cancelan entre sí, resultando:

$$\{x_n^s(t)\} = \text{Re}(2B_n \{\psi_n^s\} e^{\lambda_n^s t}) \quad (3.35)$$

La respuesta del sistema está dada por la superposición de las soluciones modales:

$$\{x^s(t)\} = \sum_{n=1}^{N+1} \text{Re}(2B_n \{\psi_n^s\} e^{\lambda_n^s t}) \quad (3.36)$$

Considerando las propiedades de ortogonalidad de los modos, es posible determinar la constante de valor complejo B_n , en función de las condiciones iniciales del sistema:

$$B_n = \frac{\lambda_n^s \{\psi_n^s\}^T [M^s] \{x^s(0)\} + \{\psi_n^s\}^T [C^s] \{x^s(0)\} + \{\psi_n^s\}^T [M^s] \{\dot{x}^s(0)\}}{2\lambda_n^s \{\psi_n^s\}^T [M^s] \{\psi_n^s\} + \{\psi_n^s\}^T [C^s] \{\psi_n^s\}} \quad (3.37)$$

Si la aceleración del suelo corresponde a un impulso unitario, entonces se cumple que las velocidades iniciales son iguales a $\{\dot{x}^s(0)\} = -\{\iota\}$ y no hay desplazamientos iniciales, es decir, $\{x^s(0)\} = \{0\}$. Por lo tanto, la ecuación (3.37) queda dada por:

$$B_n^g = \frac{-\{\psi_n^s\}^T [M^s] \{\iota\}}{2\lambda_n^s \{\psi_n^s\}^T [M^s] \{\psi_n^s\} + \{\psi_n^s\}^T [C^s] \{\psi_n^s\}} \quad (3.38)$$

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

En donde el superíndice “ g ” en B_n^g se añade para enfatizar que estas constantes se asocian con la aceleración del suelo. Por otro lado, el producto $2B_n^g\{\psi_n^s\}$, se puede expresar de forma equivalente según su parte real e imaginaria como:

$$2B_n^g\{\psi_n^s\} = \{\beta_n^g\} + i\{\gamma_n^g\} \quad (3.39)$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación (3.36), las expresiones obtenidas en (3.33) y en (3.39), junto con desarrollo de la identidad de Euler, se tiene que la respuesta del sistema sometido a un impulso unitario está dada por:

$$\{h(t)\} \equiv \{x^s(t)\} = \sum_{n=1}^{N+1} e^{-\xi_n^s \omega_n^s t} [\{\beta_n^g\} \cos(\omega_n^s \sqrt{1 - (\xi_n^s)^2} t) - \{\gamma_n^g\} \sin(\omega_n^s \sqrt{1 - (\xi_n^s)^2} t)] \quad (3.40)$$

Por otro lado, la función de respuesta al impulso unitario $h_n(t)$ del n -ésimo modo del sistema está dada por:

$$h_n(t) = -\frac{1}{\omega_n^s \sqrt{1 - (\xi_n^s)^2}} e^{-\xi_n^s \omega_n^s t} \sin(\omega_n^s \sqrt{1 - (\xi_n^s)^2} t) \quad (3.41)$$

y su primera derivada viene dada por:

$$\dot{h}_n(t) = -e^{-\xi_n^s \omega_n^s t} \cos(\omega_n^s \sqrt{1 - (\xi_n^s)^2} t) - \xi_n^s \omega_n^s h_n(t) \quad (3.42)$$

Reemplazando las funciones trigonométricas presentes en la ecuación (3.40) por los resultados obtenidos en (3.41) y en (3.42). Se obtiene una expresión equivalente a la de la ecuación (3.40) en términos de $h_n(t)$ y $\dot{h}_n(t)$, la cual viene dada por:

$$\{h(t)\} = -\sum_{n=1}^{N+1} [\{\alpha_n^g\} \omega_n^s h_n(t) + \{\beta_n^g\} \dot{h}_n(t)] \quad (3.43)$$

en donde el vector de configuración modal $\{\alpha_n^g\}$ corresponde a:

$$\{\alpha_n^g\} = \xi_n^s \{\beta_n^g\} - \sqrt{1 - (\xi_n^s)^2} \{\gamma_n^g\} \quad (3.44)$$

Cabe destacar que los vectores $\{\alpha_n^g\}$ y $\{\beta_n^g\}$ satisfacen las siguientes propiedades:

$$\sum_{n=1}^{N+1} \{\beta_n^g\} = \{0\} \quad (3.45)$$

$$\sum_{n=1}^{N+1} \omega_n^s [\{\alpha_n^g\} - 2\xi_n^s \{\beta_n^g\}] = -\{l\} \quad (3.46)$$

Para el caso de interés en donde la excitación de entrada corresponda a una aceleración arbitraria del suelo, la respuesta del sistema puede ser calculada mediante la integral de convolución entre la aceleración del suelo $\ddot{x}_g(t)$ y la respuesta impulso unitario del sistema $h(t)$:

$$\{x^s(t)\} = \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \{h(t-\tau)\} d\tau \quad (3.47)$$

Definiendo el vector $\{\chi_n^g\}$ según:

$$\{\chi_n^g\} = \{\alpha_n^g\} \omega_n^s \quad (3.48)$$

y sustituyendo $h(t)$ por la ecuación (3.43) se obtiene:

$$\{x^s(t)\} = - \sum_{n=1}^{N+1} [\{\chi_n^g\} D_n(t) + \{\beta_n^g\} \dot{D}_n(t)] \quad (3.49)$$

en donde:

$$\begin{aligned} D_n(t) &= \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) h_n(t-\tau) d\tau \\ \dot{D}_n(t) &= \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \dot{h}_n(t-\tau) d\tau \end{aligned} \quad (3.50)$$

$D_n(t)$ representa el desplazamiento relativo a la base del sistema de un grado de libertad con las propiedades de vibración, frecuencia natural ω_n^s (o de forma equivalente periodo natural T_n^s) y fracción de amortiguamiento ξ_n^s del n -ésimo modo del sistema acoplado de $N + 1$ grados de libertad estructura-AMS, sometido a una excitación del suelo $\ddot{x}_g(t)$. Por su parte, $\dot{D}_n(t)$ representa la velocidad relativa a la base del mismo sistema de un grado de libertad. Por lo tanto, lo anterior es equivalente a resolver la ecuación:

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi_n^s \omega_n^s \dot{D}_n(t) + (\omega_n^s)^2 D_n(t) = -\ddot{x}_g(t) \quad (3.51)$$

La respuesta modal del sistema suele calcularse a partir de la resolución de la ecuación (3.51), mediante el uso de algún algoritmo numérico y no por la evaluación numérica de las integrales de convolución presentes en la ecuación (3.50).

3.5 Implementación del Modelo

La respuesta estructural de un edificio de N grados de libertad horizontales con un AMS de un grado de libertad, sometido a una excitación del suelo, puede ser calculada según la ecuación (3.49) en función de sus propiedades dinámicas modales, derivadas de un análisis modal generalizado. Dichas propiedades se pueden expresar de forma conjunta a través del parámetro Ω dado por:

$$\Omega = \left(\begin{array}{c} \left\{ \begin{array}{c} T_1^s \\ \vdots \\ T_{N+1}^s \end{array} \right\} \\ \left\{ \begin{array}{c} \xi_1^s \\ \vdots \\ \xi_{N+1}^s \end{array} \right\} \\ \left[\begin{array}{c} \{\chi_1^g\} \\ \vdots \\ \{\chi_{N+1}^g\} \end{array} \right] \\ \left[\begin{array}{c} \{\beta_1^g\} \\ \vdots \\ \{\beta_{N+1}^g\} \end{array} \right] \end{array} \right) \quad (3.52)$$

en donde T_n^s corresponde al n -ésimo periodo de vibración del sistema acoplado y ξ_n^s la n -ésima fracción de amortiguamiento. Por su parte, $\{\chi_n^g\}$ y $\{\beta_n^g\}$ corresponden a los vectores modales del n -ésimo modo de vibrar del sistema acoplado estructura-AMS con amortiguamiento no clásico definidos mediante la ecuación (3.48) y la ecuación (3.39), respectivamente. Note que, en efecto, para reproducir la respuesta exacta del sistema se debe considerar la contribución de la totalidad de modos de vibrar del sistema, es decir, $n = 1, \dots, N + 1$. Sin embargo, la contribución de los modos superiores a la respuesta global del sistema en la mayoría de los casos suele ser despreciable, por ende, se puede aproximar bien la respuesta total a través la contribución de un número menor de modos, es decir, $n = 1, \dots, m$, con $m < N + 1$.

Si bien es posible identificar directamente las propiedades modales del sistema, esto resultaría en un problema complejo debido al gran número de parámetros por identificar. En efecto, si se tiene la respuesta estructural del sistema en J grados de libertad y esta respuesta se aproxima a partir de la contribución de n modos, se tiene un total de $(2J + 2) \times n$ parámetros por identificar. Además, identificar las propiedades modales del sistema acoplado Ω , no resuelve directamente el problema de identificación de los parámetros de sintonía, ya que estos últimos dependen de las propiedades modales de la estructura primaria y del AMS.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

Como se detalló en la sección 3.3.2 el modelo simplificado escogido representa a la estructura primaria como una viga en voladizo en flexión acoplada a una viga de corte, a su vez el AMS se modela como un oscilador armónico amortiguado instalado en el techo de la estructura primaria. La construcción de las respectivas matrices de masa, rigidez y amortiguamiento del sistema fue realizada a partir de las propiedades físicas por piso de la estructura junto con las propiedades físicas del AMS.

Sin embargo, calcular las respectivas propiedades dinámicas del sistema a partir de sus respectivas matrices de masa, rigidez y amortiguamiento, resulta un procedimiento complicado e ineficiente ya que supone el conocimiento detallado de las propiedades físicas del sistema en cada uno de sus grados de libertad. En base a lo anterior, se plantea un procedimiento alternativo mediante el cual no es necesario conocer el valor exacto de las propiedades físicas del sistema para poder estimar sus propiedades dinámicas, si no que basta con caracterizar su distribución de masa y rigidez en altura junto con información de los parámetros de sintonía del sistema.

La distribución de masa en altura que se encuentra en la mayoría de los edificios no tiene un efecto significativo sobre las propiedades dinámicas (Miranda & Taghavi, 2005), por lo que es conveniente suponer una distribución uniforme de la masa. La distribución de la rigidez lateral en los edificios es aproximadamente parabólica (Alonso-Rodríguez & Miranda, 2016), por lo que se ha considerado una función parabólica de variación de la rigidez según:

$$S(y) = 1 - (1 - \delta)y^2 \quad (3.53)$$

donde δ representa la relación de la rigidez lateral en el piso superior con respecto a la de la base. Un valor de $\delta = 1$ corresponde a una rigidez uniforme a lo largo de la altura de la estructura. A su vez, la coordenada y corresponde a la altura relativa z de cada piso con respecto a la altura total H del edificio, es decir, $y = z/H$. Por lo tanto, se supone que:

$$EI(y) = EI_0 S(y) \quad (3.54)$$

$$GA(y) = GA_0 S(y) \quad (3.55)$$

en donde $EI(y)$ junto con $GA(y)$ corresponden a las rigideces a flexión y corte de la estructura primaria a lo largo de la altura. A su vez EI_0 y GA_0 representan la rigidez infinitesimal a flexión y corte en la base, respectivamente. De este modo, la construcción de la matriz de rigidez del modelo

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

simplificado de la estructura primaria se facilita, ya que en teoría basta con solo conocer la rigidez a flexión y corte en la base, mientras que las respectivas rigideces en altura se calculan en función del parámetro δ .

Además, se puede definir un segundo parámetro adimensional denominado coeficiente de rigidez lateral α , que define la contribución relativa de las vigas de corte y flexión a la rigidez lateral del edificio, el cual viene dado por:

$$\alpha = \sqrt{\frac{GA_0}{EI_0}} H \quad (3.56)$$

un valor de α igual a cero corresponderá a una viga de flexión pura, mientras que el comportamiento de una viga de corte puro se alcanza cuando α tiende a infinito.

Notar que para un edificio de N pisos con un AMS instalado en el techo caracterizado mediante el modelo de vigas acopladas de corte y flexión, bastaría con conocer la altura total del edificio H , la rigidez a flexión en la base EI_0 y la masa por piso m_i , para poder construir las respectivas matrices de masa $[M]$ y rigidez $[K]$ de la estructura primaria, en función de los parámetros α y δ definidos recientemente. Luego sería posible construir la matriz de amortiguamiento de la estructura primaria $[C]$, a partir de las fracciones de amortiguamiento modal ξ_1, \dots, ξ_n de los primeros n modos de interés. Finalmente, sería posible construir las matrices del sistema acoplado estructura-AMS ($[M^s]$; $[C^s]$; $[K^s]$), adicionando los respectivos valores de masa m_0 , rigidez k_0 y amortiguamiento c_0 del AMS a las matrices de la estructura primaria. A partir de las matrices del sistema acoplado, se podrían deducir las respectivas propiedades modales del sistema Ω , en función de las cuales sería posible reproducir completamente la respuesta estructural del sistema producto de cualquier excitación basal. A su vez el sistema acoplado tendría una razón de frecuencia de sintonías f y una razón de masas μ .

Si bien, con la definición de los parámetros α y δ se ha reducido considerablemente la cantidad de parámetros de entrada del modelo. Gran parte de ellos aún corresponden a propiedades físicas de la estructura primaria y del AMS, que son difíciles de medir con precisión y que no son de interés para evaluar el grado de sintonización del sistema estructura-AMS, razón por la cual se propone un procedimiento alternativo mediante el cual los parámetros de entrada corresponden directamente a los parámetros necesarios para evaluar el grado de sintonización del sistema, en adición

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

exclusivamente con los parámetros α y δ . Para ello se va a asumir que los parámetros H, EI_0 y m_i , dejan de ser parámetros de entrada del modelo, ya que se les asignará un valor real positivo arbitrario (por ejemplo $\bar{H} = \bar{EI}_0 = \bar{m}_i = 1$). De este modo se va a generar un modelo de vigas acopladas de corte y flexión de propiedades físicas arbitrarias, equivalente al modelo de vigas acopladas de corte y flexión original de propiedades físicas reales. En efecto, lo que se logra con el modelo equivalente de propiedades \bar{H}, \bar{EI}_0 y \bar{m}_i arbitrarias es prescindir de dichos 3 parámetros, para la construcción del modelo.

Cabe destacar que, si las matrices de masa y rigidez de la estructura primaria del modelo equivalente de propiedades físicas arbitrarias se construyen con la misma distribución en altura que las del modelo original de propiedades físicas reales, es decir, distribución de masa uniforme en altura y una distribución de rigidez que depende exclusivamente de los parámetros α y δ , el cociente de periodos de la estructura primaria original será el mismo que el cociente de periodos de la estructura primaria equivalente, es decir, se cumple que:

$$T_1/T_n = \bar{T}_1/\bar{T}_n \quad (3.57)$$

en donde T_1 y T_n corresponden a los periodos del modo fundamental y del resto de modos de la estructura primaria original de propiedades físicas reales, respectivamente. Mientras que \bar{T}_1 y \bar{T}_n corresponden a los periodos del modo fundamental y del resto de modos de la estructura primaria equivalente de propiedades físicas arbitrarias, respectivamente. Con respecto a la construcción de la matriz de amortiguamiento de la estructura primaria equivalente, se asume que las fracciones de amortiguamiento modal son las mismas que las de la estructura primaria original.

Por otro lado, suponiendo que la razón de frecuencia de sintonías f y la razón de masas μ , es conocida e igual en ambos modelos, es posible calcular los respectivos valores de la masa \bar{m}_0 y el periodo \bar{T}_0 del AMS del modelo equivalente. Además, considerando el mismo valor de la fracción de amortiguamiento del AMS en ambos modelos, es posible calcular el respectivo valor del amortiguamiento del AMS. Con lo cual se puede calcular las respectivas matrices del sistema acoplado del modelo equivalente y posteriormente calcular sus respectivas propiedades modales $\bar{\Omega}$, definidas según:

$$\bar{\Omega} = \left(\left(\begin{array}{c} \bar{T}_1^s \\ \vdots \\ \bar{T}_{N+1}^s \end{array} \right) \left(\begin{array}{c} \bar{\xi}_1^s \\ \vdots \\ \bar{\xi}_{N+1}^s \end{array} \right) \left[\begin{array}{c} \{\bar{\chi}_1^g\} \\ \vdots \\ \{\bar{\chi}_{N+1}^g\} \end{array} \right] \left[\begin{array}{c} \{\bar{\beta}_1^g\} \\ \vdots \\ \{\bar{\beta}_{N+1}^g\} \end{array} \right] \right) \quad (3.58)$$

en donde, a modo general se cumple que:

$$\Omega \neq \bar{\Omega} \quad (3.59)$$

En resumen, a partir de una definición arbitraria de los valores \bar{H} , \bar{EI}_0 y \bar{m}_i , se ha generado un sistema acoplado equivalente de propiedades modales $\bar{\Omega}$, en donde, se cumple que en ambos modelos los parámetros adimensionales α , δ , $\{\xi_1, \dots, \xi_n\}$, ξ_0 , f y μ son los mismos. Notar que lo que interesa es poder reproducir la respuesta estructural del modelo original, no la del modelo equivalente. En otras palabras, el objetivo es poder encontrar el conjunto de propiedades modales Ω , no el conjunto de propiedades modales $\bar{\Omega}$, que es lo que obtiene de forma directa con el modelo equivalente. Sin embargo, debido a cómo se han definido las propiedades físicas y dinámicas del modelo equivalente, es posible estimar Ω a partir de $\bar{\Omega}$. Para esto, a parte de los parámetros adimensionales de ambos modelos, es necesario conocer el periodo fundamental de la estructura original T_1 .

Se define el parámetro adimensional η según:

$$\eta = T_1/\bar{T}_1 \quad (3.60)$$

el cual corresponde a la razón entre el periodo fundamental de la estructura original con el periodo fundamental del modelo equivalente, este último, se puede calcular junto con la construcción del modelo.

Además, en función de cómo se ha definido el modelo equivalente, es sencillo probar que se cumplen las siguientes relaciones entre las propiedades modales que definen Ω con las que definen $\hat{\Omega}$:

$$\left\{ \begin{array}{c} T_1^s \\ \vdots \\ T_{N+1}^s \end{array} \right\} = \eta \cdot \left\{ \begin{array}{c} \bar{T}_1^s \\ \vdots \\ \bar{T}_{N+1}^s \end{array} \right\} \quad (3.61)$$

$$\left\{ \begin{array}{c} \xi_1^s \\ \vdots \\ \xi_{N+1}^s \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \bar{\xi}_1^s \\ \vdots \\ \bar{\xi}_{N+1}^s \end{array} \right\} \quad (3.62)$$

$$\begin{bmatrix} \{\chi_1^g\} \\ \vdots \\ \{\chi_{N+1}^g\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{\bar{\chi}_1^g\} \\ \vdots \\ \{\bar{\chi}_{N+1}^g\} \end{bmatrix} \quad (3.63)$$

$$\begin{bmatrix} \{\beta_1^g\} \\ \vdots \\ \{\beta_{N+1}^g\} \end{bmatrix} = \eta \cdot \begin{bmatrix} \{\bar{\beta}_1^g\} \\ \vdots \\ \{\bar{\beta}_{N+1}^g\} \end{bmatrix} \quad (3.64)$$

De este modo, es posible caracterizar de forma simplificada un sistema estructural simplificado compuesto por un edificio 2D de N pisos, equipado con un AMS en el techo, en función de un número reducido de parámetros Θ , definidos según:

$$\Theta = \begin{pmatrix} \alpha \\ \delta \\ T_1 \\ T_0 \\ \mu \\ \xi_0 \\ \xi_1 \\ \vdots \\ \xi_n \end{pmatrix} \quad (3.65)$$

Notar que en la ecuación (3.65) se ha reemplazado por conveniencia el parámetro f por el parámetro T_0 , ya que, en efecto, si T_1 y f son conocidos, implícitamente se conoce T_0 , por lo que la definición de Θ en función de f o de T_0 es totalmente equivalente.

La principal ventaja del modelo propuesto es que el sistema acoplado estructura primaria-AMS queda totalmente definido en función de los parámetros necesarios para evaluar el grado de sintonización entre la estructura y el AMS, es decir, en función del periodo de la estructura primaria T_1 y del AMS T_0 , la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria ξ_1 y del AMS ξ_0 , y la razón de masas del sistema acoplado μ . Por lo tanto, al realizar la identificación de sistemas, los parámetros identificados corresponderán directamente a los requeridos para evaluar el grado de sintonización entre la estructura primaria y el AMS.

En síntesis, el objetivo del modelo propuesto consiste en que dado un sistema estructura-AMS de parámetros Θ , calcular sus respectivas propiedades modales Ω , en función de las propiedades modales del modelo equivalente $\bar{\Omega}$. Nótese que de la estructura real solo se conocen o identifican los parámetros Θ , y no se tiene información sobre las propiedades físicas reales del sistema.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

A continuación, se detalla de forma secuencial y acompañado de un ejemplo numérico sencillo, los pasos a seguir para lograr obtener las propiedades modales Ω de un edificio equipado con un AMS, a partir exclusivamente de sus parámetros Θ y de las propiedades modales $\bar{\Omega}$ del modelo equivalente de propiedades físicas arbitrarias. Para el ejemplo, considere una estructura primaria que representa un edificio de $N = 3$ pisos, la variación de rigidez en altura está dada por un valor de $\delta = 0.5$, por su parte el coeficiente de rigidez lateral está dado por $\alpha = 5$. La masa por piso es constante y está dada por $m = 133 \times 10^3$ [kg], la altura entrepiso es de $h = 3.5$ [m] y la rigidez a flexión en la base está dada por $EI_0 = 1 \times 10^8$ [Nm²]. Además, la estructura tiene una fracción de amortiguamiento modal $\xi_n = 4$ [%] igual en todos sus modos. Con respecto al AMS, este tiene una masa $m_0 = 3.719 \times 10^3$ [kg], un amortiguamiento $c_0 = 3.7753 \times 10^3$ [Ns/m] y una rigidez $k_0 = 9.5814 \times 10^4$ [N/m]. Por lo tanto, a partir de los valores definidos recientemente, la estructura primaria y el AMS pueden ser caracterizados mediante el conjunto de parámetros Θ cuyos valores se detallan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Valores numéricos de los parámetros que conforman Θ de la estructura de ejemplo.

α	δ	T_1 [s]	T_0 [s]	μ [%]	ξ_0 [%]	ξ_1 [%]	ξ_2 [%]	ξ_3 [%]
5	0.5	1.20	1.24	2.0	10.0	4.0	4.0	4.0

Para la construcción del modelo equivalente se utiliza Θ como la entrada del modelo junto con la información del número de pisos y la cantidad de modos mediante la cual se quiere aproximar la respuesta estructural. Los pasos para calcular las propiedades modales del sistema acoplado se detallan a continuación:

- 1) Se discretiza el modelo equivalente en función del número de pisos del edificio, es decir, $N = n^\circ$ de pisos. Para el ejemplo se tiene que $N = 3$.
- 2) Se define de forma arbitraria la altura total del edificio \bar{H} , la masa por piso \bar{m}_i ($i = 1, \dots, N$) y la rigidez a flexión en la base \bar{EI}_0 del modelo equivalente. Por simplicidad, se sugiere definir todos estos parámetros iguales a 1, es decir, $\bar{H} = \bar{m}_i = \bar{EI}_0 = 1$.
- 3) Se construye la matriz de masas de la estructura primaria del modelo equivalente de propiedades físicas arbitrarias según la ecuación (3.10) y en función de la masa por piso definida en el punto anterior.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

- 4) Para un respectivo valor del coeficiente de rigidez lateral α , se calcula la rigidez a corte en la base de la estructura primaria equivalente \overline{GA}_0 despejando dicho valor de la ecuación (3.56). Para el ejemplo, con un valor de $\alpha = 5$ y habiendo definido $\overline{H} = \overline{EI}_0 = 1$, se tiene que $\overline{GA}_0 = 25$.
- 5) Para un respectivo valor δ dado, se calcula la variación de rigidez en altura según las ecuaciones (3.54) y (3.55). Considerando una altura de entrepiso constante igual a $\overline{h} = \overline{H}/N$.
- 6) Dada la variación de rigidez en altura, se calculan los respectivos coeficientes de rigidez según las ecuaciones (3.1), (3.3), (3.4) y (3.6). Con dichos coeficientes se construyen las respectivas matrices de rigidez según las ecuaciones (3.2), (3.5) y (3.7). Posteriormente se realiza la condensación estática de la matriz de rigidez en función de los grados de libertad puramente horizontales según la ecuación (3.17).
- 7) Se calculan las respectivas frecuencias naturales y formas modales de la estructura primaria del modelo equivalente, resolviendo el problema de valor característico real dado por la ecuación (3.18). Note que el valor de las frecuencias del modelo equivalente $\overline{\omega}_n$ no corresponden necesariamente a las frecuencias de la estructura primaria que se quiere representar ω_n , esto se debe básicamente a la definición arbitraria de los valores de masa y rigidez del modelo equivalente. En particular, según los valores definidos por el ejemplo se tiene que la estructura primaria original tiene un periodo natural $T_1 = 1.20$ [s] y una distribución de rigidez en altura dada por los parámetros $\alpha = 5$ y $\delta = 0.5$, como consecuencia se tienen las siguientes frecuencias angulares: $\omega_1 = 5.2328$ [rad/s], $\omega_2 = 16.1111$ [rad/s] y $\omega_3 = 35.5459$ [rad/s]. Por su parte, las frecuencias angulares del modelo equivalente para el ejemplo en cuestión vienen dadas por: $\overline{\omega}_1 = 3.9197$ [rad/s], $\overline{\omega}_2 = 12.0682$ [rad/s] y $\overline{\omega}_3 = 26.6261$ [rad/s]. Note que $\omega_n \neq \overline{\omega}_n$, sin embargo, se cumple que $\omega_n/\omega_1 = \overline{\omega}_n/\overline{\omega}_1$ o de forma equivalente $T_1/T_n = \overline{T}_1/\overline{T}_n$, tal como se definió en la ecuación (3.57).
- 8) En función de un conjunto de n fracciones de amortiguamiento modales dadas (ξ_1, \dots, ξ_n) , se calcula la matriz de amortiguamiento de la estructura primaria del modelo equivalente según la ecuación (3.19). Note que n corresponde el número de modos considerados en la posterior estimación de la respuesta estructural del sistema, por lo tanto, se cumple siempre que $n \leq N$. Para el caso en que $n = N$, la ecuación (3.19) queda bien definida. Sin embargo, en el caso en que $n < N$, será necesario definir las fracciones de amortiguamiento para los modos superiores que posteriormente no serán considerados en el cálculo de la respuesta estructural, por esta razón, pueden ser definidas de forma arbitraria. Se sugiere considerar $\xi_j = 5[\%]$ ($j = n + 1, \dots, N$).

- 9) Para una respectiva razón de masas μ dada, se calcula la masa del AMS del modelo equivalente, despejando dicho valor de la ecuación (2.32). Note que para realizar lo anterior es necesario previamente haber calculado la masa modal de la estructura primaria del modelo equivalente, la cual está totalmente definida en función de su respectiva matriz de masa y su forma modal, que para este paso ya han sido calculadas. Con la masa del AMS, se construye la matriz de masa del modelo acoplado equivalente según la ecuación (3.21).
- 10) A partir de los periodos reales de la estructura primaria original T_1 y del AMS original T_0 , dados como entradas del modelo, se calcula la razón de frecuencias de sintonía f a partir de la ecuación (2.43). Note que la razón de frecuencias de sintonía es la misma para el modelo equivalente de periodos \bar{T}_1 y \bar{T}_0 como para la estructura original de periodos T_1 y T_0 . Luego, se calcula la frecuencia angular del AMS del modelo equivalente $\bar{\omega}_0$ de forma directa a partir de la ecuación (2.31), considerando la razón de frecuencias de sintonía f recién calculada y la frecuencia angular de la estructura primaria del modelo equivalente $\bar{\omega}_1$. Para el ejemplo se tiene que $T_1 = 1.20$ [s] y $T_0 = 1.24$ [s] por lo tanto $f = 0.9677$. Como $\bar{\omega}_1 = 3.9197$ [rad/s] entonces $\bar{\omega}_0 = 3.7931$ [rad/s].
- 11) Una vez calculada la masa del AMS del modelo equivalente y su respectiva frecuencia angular $\bar{\omega}_0$, es posible calcular el respectivo coeficiente de rigidez del modelo equivalente del AMS partir de la ecuación (2.10). Luego, en función de una fracción de amortiguamiento del AMS ξ_0 dada, se calcula el respectivo coeficiente de amortiguamiento despejándolo de la ecuación (2.11). Con dichos coeficientes se construye las matrices de rigidez y amortiguamiento del modelo equivalente del sistema acoplado, reemplazando sus valores en las ecuaciones (3.20) y (3.22), respectivamente.
- 12) Las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema acoplado del modelo equivalente son reordenadas siguiendo la metodología del análisis modal generalizado según la ecuación (3.28). Mediante este procedimiento, es posible calcular las frecuencias y fracciones de amortiguamiento modal del modelo equivalente del sistema acoplado según la ecuación (3.33).
- 13) Una vez obtenidas las respectivas propiedades modales se calculan los parámetros $\bar{\chi}_n^g$ y $\bar{\beta}_n^g$ a partir de las ecuaciones (3.48) y (3.39), que junto con \bar{T}_n^s y $\bar{\xi}_n^s$ definen la respuesta estructural del modelo equivalente del sistema acoplado. A partir de estos valores, se pueden estimar las respectivas propiedades modales del sistema acoplado real. A modo general, siempre se cumple que: $T_n^s = \eta \bar{T}_n^s$; $\xi_n^s = \bar{\xi}_n^s$; $\{\chi_n^g\} = \{\bar{\chi}_n^g\}$ y $\{\beta_n^g\} = \eta \{\bar{\beta}_n^g\}$ en donde η es un factor adimensional dado por $\eta = T_1/\bar{T}_1$ o de forma equivalente $\eta = \bar{\omega}_1/\omega_1$. De este modo se obtienen las

propiedades modales del sistema acoplado original Ω . Luego, a partir de dichas propiedades es posible reproducir la respuesta estructural del sistema según la ecuación (3.49). En la Tabla 3.2 se muestran los valores numéricos de las respectivas propiedades modales Ω del edificio de 3 pisos con AMS de parámetros Θ , y en la Tabla 3.3 se muestran las respectivas propiedades modales $\bar{\Omega}$ del modelo equivalente. Note que para el ejemplo se tiene que $\eta = 0.749$.

Tabla 3.2: Propiedades modales del edificio de 3 pisos con AMS usado como ejemplo.

n	T_n^s	ξ_n^s	$\chi_{n,AMS}^g$	$\chi_{n,P3}^g$	$\chi_{n,P2}^g$	$\chi_{n,P1}^g$	$\beta_{n,AMS}^g$	$\beta_{n,P3}^g$	$\beta_{n,P2}^g$	$\beta_{n,P1}^g$
1	1.302	7.04	-5.507	-0.536	-0.311	-0.109	-0.083	-0.059	-0.035	-0.012
2	1.145	7.02	4.552	-0.751	-0.455	-0.165	0.085	0.059	0.035	0.012
3	0.390	4.03	-0.039	0.355	-0.466	-0.361	0	0	0	0
4	0.177	4.00	0.001	-0.062	0.235	-0.364	0	0	0	0

Tabla 3.3: Propiedades modales modelo equivalente usado como ejemplo.

n	\bar{T}_n^s	$\bar{\xi}_n^s$	$\bar{\chi}_{n,AMS}^g$	$\bar{\chi}_{n,P3}^g$	$\bar{\chi}_{n,P2}^g$	$\bar{\chi}_{n,P1}^g$	$\bar{\beta}_{n,AMS}^g$	$\bar{\beta}_{n,P3}^g$	$\bar{\beta}_{n,P2}^g$	$\bar{\beta}_{n,P1}^g$
1	1.738	7.04	-5.507	-0.536	-0.311	-0.109	-0.111	-0.079	-0.046	-0.016
2	1.528	7.02	4.552	-0.751	-0.455	-0.165	0.113	0.079	0.046	0.016
3	0.520	4.03	-0.039	0.355	-0.466	-0.361	0	0	0	0
4	0.236	4.00	0.001	-0.062	0.235	-0.364	0	0	0	0

3.6 Función Objetivo

Se define la función objetivo J del problema como la diferencia por mínimos cuadrados entre la aceleración relativa registrada \ddot{x} y la predicha por el modelo matemático de la estructura $\ddot{\tilde{x}}$ (dado por el modelo simplificado de vigas acopladas de corte y flexión con AMS) normalizada por la aceleración relativa registrada \ddot{x} al cuadrado, según:

$$J(\Theta) = \sum_{j=1}^{N_s} \sum_{i=1}^{\tau} \frac{(\ddot{x}_j(i\Delta t) - \ddot{\hat{x}}_j(i\Delta t))^2}{\sum_{i=1}^{\tau} (\dot{x}_j(i\Delta t))^2} \quad (3.66)$$

donde Θ corresponde al conjunto de parámetros que definen el modelo matemático de la estructura definido según (3.65), N_s es el número de sensores instalados en la estructura sobre el nivel de suelo, τ es la longitud del registro y Δt es el paso temporal de los registros. El propósito de la normalización es proporcionar un peso igual a cada sensor, ya que, si no se hace esta normalización, la identificación del sistema convergería hacia parámetros que minimizan la diferencia entre las aceleraciones relativas calculadas y medidas en las ubicaciones de los sensores que experimentan mayores aceleraciones (Cruz & Miranda, 2017).

Derivando dos veces la ecuación (3.49), se tiene que las aceleraciones relativas predichas del modelo pueden ser obtenidas mediante:

$$\{\ddot{\hat{x}}(t)\} = - \sum_{n=1}^m [\{\chi_n^g\} \ddot{D}_n(t) + \{\beta_n^g\} \ddot{D}_n(t)] \quad (3.67)$$

en donde m corresponde a la cantidad de modos mediante el cual se aproxima la respuesta estructural, $\ddot{D}_n(t)$ corresponden a las aceleraciones modales definidas según la ecuación (3.51) y $\ddot{D}_n(t)$ corresponde a la derivada en función del tiempo, de dichas aceleraciones modales.

Si bien la ecuación (3.66) está definida en función de las aceleraciones relativas medidas y predichas por el modelo desarrollado, es totalmente equivalente definirla en función de las aceleraciones absolutas, sin diferencias en los parámetros identificados. Cabe destacar que en estricto rigor las aceleraciones medidas por un acelerómetro corresponderán a aceleraciones absolutas, por lo que, si se define la función objetivo en términos de las aceleraciones relativas, a las aceleraciones medidas por los acelerómetros se le deben restar las aceleraciones registradas en la base. De manera similar si la función objetivo se define en términos de las aceleraciones absolutas, se debe sumar a las aceleraciones relativas predichas por el modelo, las aceleraciones registradas en la base.

El objetivo de la identificación es encontrar el set de parámetros Θ que minimizan la función objetivo. En este estudio la optimización se lleva a cabo mediante el Toolbox de Optimización de MATLAB, en particular, mediante la función *fmincon()*, utilizando el algoritmo *Sequential quadratic programming (sqp)*.

3.7 Valores Iniciales

Debido a la no linealidad de la función objetivo, es importante proporcionar al algoritmo de optimización un conjunto de parámetros iniciales lo suficientemente cercano a los valores reales, de forma tal que el algoritmo converja al mínimo global. En caso de contar con el modelo de elementos finitos del sistema estructural, es una buena herramienta para seleccionar dichos valores iniciales, ya que en teoría deberían ser relativamente cercanos a los valores reales. Sin embargo, en caso de no contar con dicha información o a modo de complementarla, se presentan a continuación algunas otras sugerencias.

Con respecto al coeficiente de rigidez lateral α Miranda & Reyes (2002) indicaron que los modos de deflexión lateral de edificios cuyo sistema de resistencia lateral consiste únicamente en muros estructurales pueden aproximarse normalmente utilizando valores de α entre 0 y 2. El mismo estudio indicó que para edificios con sistemas de resistencia lateral doble, consistentes en una combinación de marcos resistentes a momentos y muros de corte o una combinación de marcos resistentes a momentos y marcos arriostrados, los valores de α suelen estar entre 1.5 y 6, mientras que para edificios cuyo sistema de resistencia lateral consiste únicamente en marcos resistentes a momentos, los valores de α suelen estar entre 5 y 20. Por ende basta saber cómo está compuesto el sistema resistente lateral del edificio para tener un conjunto de valores iniciales para comenzar el proceso de optimización.

En relación con la influencia del parámetro δ , que caracteriza la reducción de la rigidez lateral en altura, en las propiedades modales de la estructura primaria. Miranda & Taghavi (2005) comprobaron que para edificios que se deforman lateralmente como vigas de flexión, el efecto es muy pequeño y puede desprejarse. Aunque para edificios que se deforman lateralmente aproximadamente como vigas de corte, el efecto es mayor, sigue siendo relativamente pequeño. En mayor medida, el parámetro δ afecta al cociente de periodos. Sin embargo, el interés principal de la metodología propuesta es determinar el periodo fundamental de la estructura primaria. De este modo, simplemente se sugiere escoger un conjunto de valores arbitrarios entre 0 y 1.

El periodo de la estructura primaria T_1 , como se demostrará más adelante, es uno de los parámetros de mayor influencia en la función objetivo. Por ende, es sumamente importante comenzar la optimización con un valor relativamente cercano al valor real. Por lo general, se puede lograr una buena aproximación de este valor observando la función de respuesta en frecuencia de las

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

aceleraciones absolutas de techo o los espectros de respuesta de piso de las aceleraciones de techo a un bajo nivel de amortiguamiento. Ya que como quedó en evidencia en la sección 2.2.5, el periodo de la estructura primaria se encuentra dentro del intervalo conformado por el primer y segundo periodo del sistema acoplado estructura-AMS. Por ende, si se logra distinguir ambos periodos mediante la identificación de picos en la FRF o en el espectro de respuesta, se puede acotar un intervalo de valores iniciales para dicho parámetro. En cuanto a las fracciones de amortiguamiento modal de la estructura primaria, se recomienda escoger valores iniciales clásicos, es decir, valores entre 2 [%] y 5 [%] o escoger dichos valores en función de la altura del edificio siguiendo las recomendaciones de Cruz & Miranda (2020).

Acerca de los parámetros que definen la dinámica del AMS, es decir, su periodo T_0 y su fracción de amortiguamiento ξ_0 , ambos parámetros pueden ser estimados fácilmente si es que se cuenta con mediciones de su respuesta a vibraciones libres o forzadas. Por otro lado, en caso de no contar con su respuesta estructural, también es posible obtener una aproximación de las propiedades dinámicas a partir de sus propiedades físicas, es decir, su masa, amortiguamiento y rigidez. Al ser un sistema de un grado de libertad, hay una menor incertidumbre de dichos parámetros en comparación a los del edificio.

Por último, con respecto a la razón de masas del sistema acoplado μ , los AMS convencionales suelen representar un pequeño porcentaje de la masa modal de la estructura primaria, del orden del 1 – 5 [%]. Sin embargo, estudios recientes han propuesto nuevas configuraciones no convencionales en la que las masas ya presentes en la estructura que se quiere proteger se convierten en masas sintonizadas, conservando funciones estructurales o arquitectónicas más allá de la mera función de control. En dichos casos se observan valores muchos mayores de hasta el 100 [%] de la masa modal (De Angelis et al., 2012).

Finalmente, con el objetivo de disminuir los efectos de la incertidumbre en la elección de los parámetros iniciales, se recomienda realizar la optimización a partir de diferentes conjuntos de parámetros iniciales, escogiendo al final el conjunto de parámetros identificados que entregue un menor valor en la función objetivo.

4 EJEMPLOS NUMÉRICOS

4.1 Introducción

En el presente capítulo se lleva a cabo una verificación numérica de la metodología propuesta en el capítulo anterior. Para ello se simula computacionalmente la respuesta de dos edificios equipados con amortiguadores de masa sintonizada, sometidos a la excitación de 20 registros sísmicos. La primera estructura en estudio corresponde a un modelo plano de un edificio de 10 pisos cuya distribución de masa y rigidez cumple con los supuestos del modelo de vigas acopladas de corte y flexión. La segunda estructura, en cambio, corresponde a un modelo plano de un edificio de 10 pisos con una distribución de masa y rigidez arbitraria, que no cumple con los supuestos del modelo de vigas acopladas de corte y flexión. Ambas estructuras son modeladas en el software MATLAB. Luego de definir las propiedades dinámicas de cada estructura y su respectivo AMS, se realiza la identificación de los parámetros dinámicos de interés, considerando distintas configuraciones de sensores. Se analizan los resultados obtenidos, se estudia la confiabilidad de los parámetros identificados y se propone el uso de un filtro pasa banda a los registros de aceleraciones para mejorar, en algunos casos, los resultados de los parámetros identificados.

4.2 Estructura Primaria con Modelo de Viga de Corte y Flexión

4.2.1 Propiedades Dinámicas

Considere una estructura primaria de diez pisos cuyo sistema de resistencia lateral está conformado por marcos y muros estructurales. Sus distribuciones de masa y rigidez en altura son equivalentes al de un modelo de vigas acopladas de corte y flexión (VCF) de parámetros $\alpha = 6$ y $\delta = 1$. La estructura en cuestión tiene un periodo fundamental de vibración $T_1 = 1.5$ [s] y se asume que está clásicamente amortiguada con una fracción de amortiguamiento modal $\xi_n = 3$ [%] en todos sus modos. En el techo de la estructura se encuentra un AMS sintonizado con el periodo fundamental de la estructura primaria, cuyo periodo de vibración es de $T_0 = 1.57$ [s] y fracción de amortiguamiento $\xi_0 = 7.8$ [%]. El sistema acoplado tiene una razón de frecuencias de sintonía $f = 0.955$ y una razón de masas $\mu = 2.5$ [%].

Con los parámetros definidos recientemente y la metodología propuesta en el capítulo anterior, se simula la respuesta estructural del sistema acoplado sometido a la excitación de 20 registros sísmicos arbitrarios, extraídos de la base de datos NGA-West2 del PEER. La simulación numérica se realizó en el software MATLAB mediante un análisis modal generalizado considerando la totalidad de modos de vibrar del sistema (11 modos). Las respectivas ecuaciones modales fueron resueltas numéricamente mediante el algoritmo de Newmark de aceleración constante.

4.2.2 Influencia de los Parámetros Iniciales

Como se mencionó en el capítulo anterior, es de suma importancia la elección de un correcto conjunto de parámetros iniciales, de modo que el algoritmo de optimización no converja a un mínimo local. Sin embargo, debido a la incertidumbre intrínseca de los parámetros que se desea identificar, muchas veces resulta complejo elegir dicho conjunto de parámetros iniciales. Una alternativa para reducir el error asociado a una mala elección de parámetros iniciales es la de realizar varias identificaciones con distintos valores iniciales, ya que, al aumentar la cantidad de identificaciones realizadas, aumenta la probabilidad de encontrar un punto de partida lo suficientemente cercano al valor real, de tal forma de que el algoritmo converja al mínimo global. En la práctica, para cada parámetro de interés se puede definir un intervalo de valores dentro del cual se espera que se encuentre el valor real. El rango puede

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

estimarse en base al modelo de elementos finitos del sistema estructural, mediante propiedades nominales de los materiales usados o incluso a partir del análisis de la respuesta estructural del sistema, como se menciona en el capítulo anterior.

En la Tabla 4.1 y en la Tabla 4.2 se muestran los valores reales de los parámetros que se desea identificar, tanto de la estructura primaria como del AMS, junto con un intervalo de valores que se utilizó para seleccionar de manera aleatoria un conjunto de parámetros iniciales con el cual ejecutar el algoritmo de optimización.

Tabla 4.1: Parámetros reales e intervalo de valores iniciales estructura primaria.

α		δ		T_1 [s]		ξ_n [%]	
Real	Inicial	Real	Inicial	Real	Inicial	Real	Inicial
6	[4-8]	1	[0.8-1]	1.50	[1.42-1.67]	3	[3-5]

Tabla 4.2: Parámetros reales e intervalo de valores iniciales amortiguador de masa sintonizada.

T_0 [s]		ξ_0 [%]		μ [%]	
Real	Inicial	Real	Inicial	Real	Inicial
1.57	[1.41-1.73]	7.8	[6-10]	2.5	[1-5]

De forma aleatoria, se seleccionan cinco conjuntos de parámetros iniciales $\theta_0^{(j)}$, ($j = 1, \dots, 5$), se realiza la identificación aproximando la respuesta real mediante la contribución de los primeros 5 modos del sistema acoplado y además considerando dos configuraciones distintas de sensores. En primer lugar, se considera un Caso I, en donde se simula la existencia de acelerómetros en el AMS y en el techo de la estructura primaria. Se selecciona esta configuración debido a que existen varios trabajos anteriores que realizan la identificación de las propiedades modales de la estructura primaria y del AMS, utilizando exclusivamente registros de la respuesta estructural en estos dos grados de libertad. Por otro lado, se considera un Caso II, el cual simula la existencia de acelerómetros en el techo y en el piso 5 (piso a media altura) del edificio. Lo cual en la práctica supone una distribución de sensores típica en edificios instrumentados.

Desde la Figura 4.1 hasta la Figura 4.5 se muestran los resultados obtenidos a partir de los distintos conjuntos de parámetros iniciales considerados y las dos configuraciones de sensores establecidas.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

En primer lugar, se observa claramente la dependencia del valor inicial en el valor identificado, ya que por ejemplo al considerar el conjunto inicial $\theta_0^{(2)}$ los parámetros identificados, independiente de la configuración de sensores considerada, no convergen a los valores reales e incluso para algunos parámetros como las fracciones de amortiguamiento del AMS o del primer modo de la estructura primaria, presentan una gran dispersión en los valores identificados. Por contraposición se encuentran los parámetros identificados a partir del conjunto inicial $\theta_0^{(1)}$, los cuales independiente de la configuración de sensores considerada, convergieron a los valores reales para los 20 registros sísmicos considerados. Otro resultado interesante y que se aprecia a simple vista, es la influencia de la configuración de sensores considerada en los parámetros identificados. Se observa en la gran mayoría de los casos, una menor dispersión sumado a una mayor exactitud en los parámetros identificados a partir del Caso I. De hecho, para el Caso I, no se convergió al valor real exclusivamente cuando el conjunto de valores iniciales correspondía al conjunto $\theta_0^{(2)}$. Además, se observa que el periodo de la estructura primaria es el parámetro menos sensible al conjunto de valores iniciales, ya que, para ambas configuraciones de sensores, fue el parámetro que su valor identificado estuvo más cercano al valor real con la menor dispersión. Finalmente, mediante este sencillo ejemplo queda de manifiesto la importancia de elegir más de un conjunto de parámetros iniciales, sobre todo cuando se tiene una mayor incertidumbre de los valores reales o cuando se tiene una configuración de sensores subóptima, es decir, no se tiene información de la respuesta estructural del AMS.

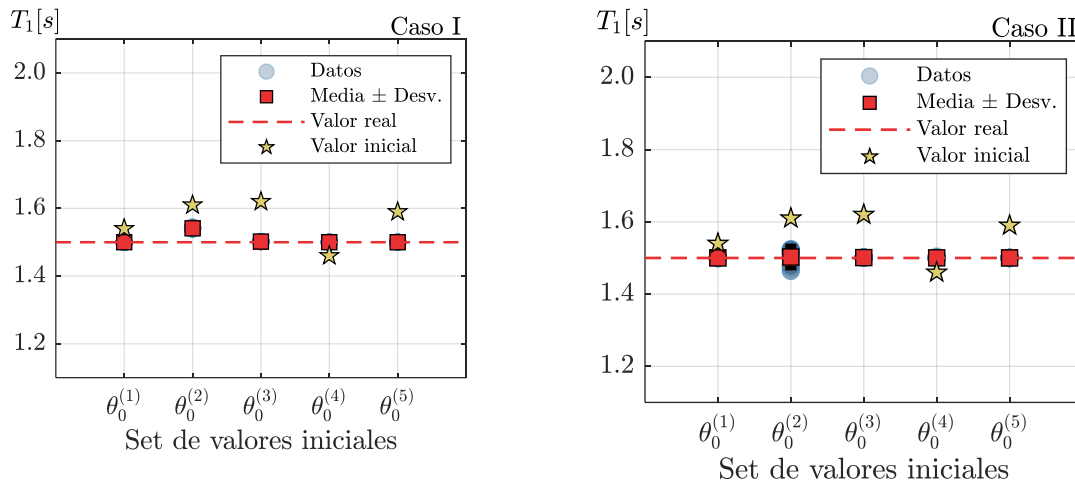


Figura 4.1: Periodos identificados del primer modo de la estructura primaria, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

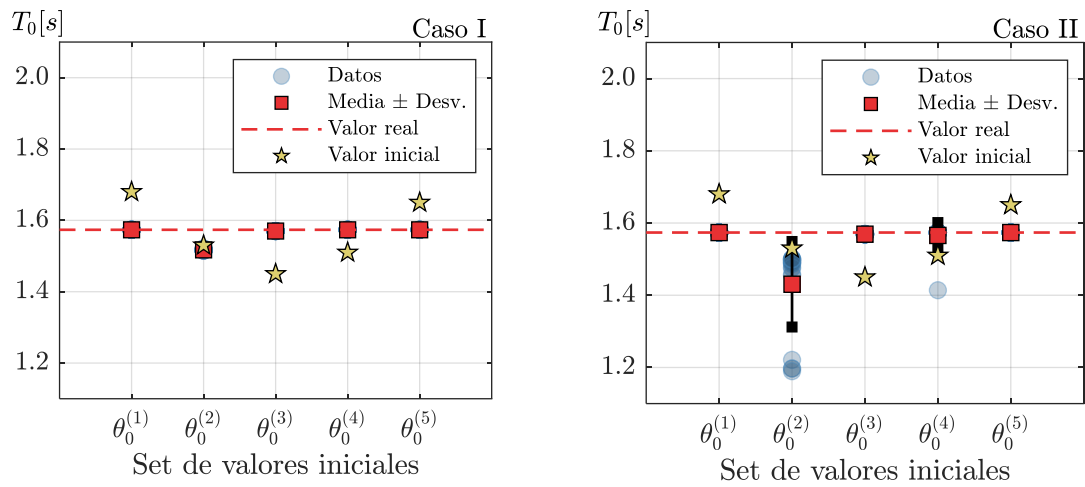


Figura 4.2: Periodos identificados del AMS, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.

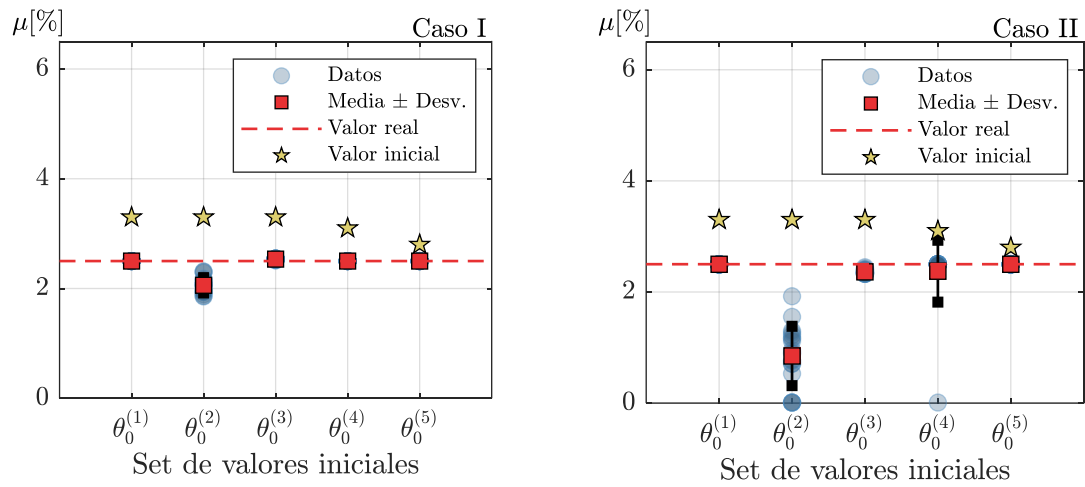


Figura 4.3: Razones de masa identificadas, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

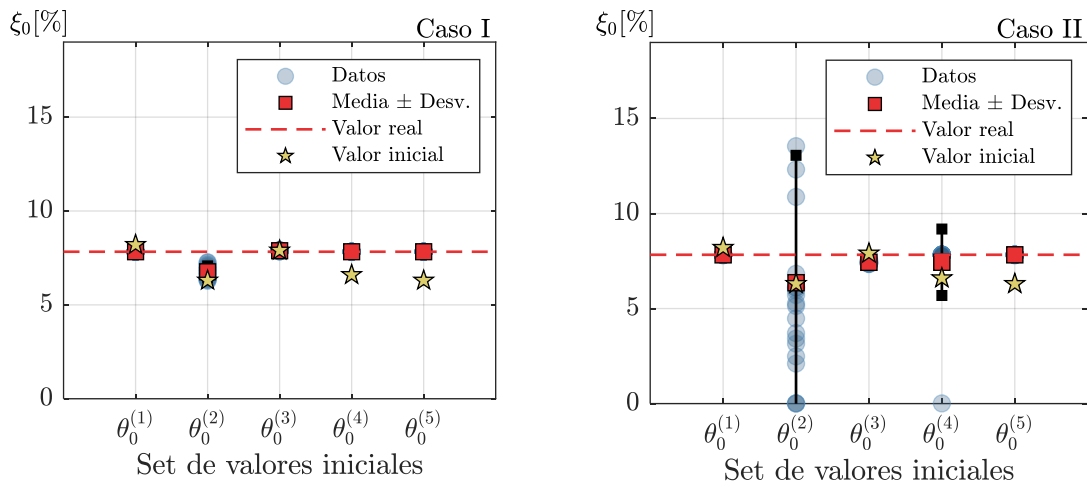


Figura 4.4: Fracciones de amortiguamiento identificadas del AMS, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.

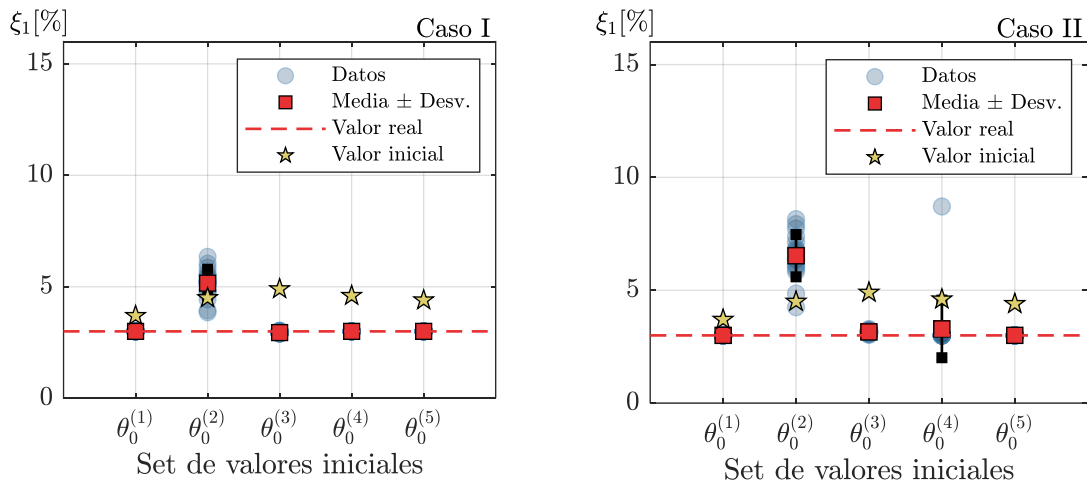


Figura 4.5: Fracciones de amortiguamiento identificadas del primer modo de la estructura primaria, en función de cinco distintos conjuntos de valores iniciales y dos configuraciones distintas de sensores.

4.2.3 Sensibilidad de la Función Objetivo

Otro factor importante para tener en cuenta a la hora de realizar la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura primaria y del AMS mediante el método propuesto, es la confiabilidad de los parámetros identificados. Observando los resultados obtenidos en la subsección anterior, la identificación realizada mediante la configuración de sensores del Caso I (AMS + Techo) parece ser mucho menos sensible a los parámetros iniciales que la realizada mediante la configuración de sensores del Caso II (Techo + Piso 5). Además, independiente de la configuración de sensores utilizada, el periodo de la estructura primaria es el parámetro mejor identificado, indistintamente del conjunto de parámetros iniciales considerado.

La variabilidad que se observa en los resultados puede ser explicada mediante el estudio de la influencia de los parámetros identificados en la sensibilidad de la función objetivo. En la Figura 4.6 se muestra para cada uno de los 5 parámetros que definen el grado de sintonización del AMS, el valor de la función objetivo $J(\theta)$ variando por separado el valor del parámetro de interés con respecto a su valor real, sin modificar el valor del resto de parámetros. Además, en cada gráfico se presentan 4 casos, que definen 4 configuraciones distintas de sensores. A los Casos I y II, definidos anteriormente, se le suman los Casos III y IV. El Caso III simula la existencia de acelerómetros en el AMS y el piso 8 del edificio, mientras que el Caso IV simula la existencia de acelerómetros en el piso 8 y piso 5.

Como medida de confiabilidad, se define un intervalo de control correspondiente a la variación de un 1 [%] del mínimo de la función objetivo, con la finalidad de comparar la sensibilidad de la función objetivo entre los distintos parámetros y entre las distintas configuraciones de sensores. El ancho de estos intervalos es una medida de la pendiente de la función objetivo en la dirección del parámetro considerado. Más formalmente, este ancho es una medida de la derivada parcial de la función objetivo con respecto al parámetro considerado en las proximidades del valor de dicho parámetro que produce el mínimo en la función objetivo. Por lo tanto, un parámetro cuyo ancho de intervalo es menor, es un parámetro cuyo valor identificado es más confiable (Cruz & Miranda, 2019). De la Figura 4.6 se observa que el ancho de los intervalos se reduce considerablemente si es que la identificación se realiza con el registro de la respuesta del AMS (Casos I y III). Esto se vuelve aún más importante para la identificación del periodo del AMS o su fracción de amortiguamiento, donde se observa que el ancho de este intervalo se reduce a aproximadamente la mitad, en comparación a los casos que no cuentan con la respuesta en el AMS (Casos II y IV). En consecuencia, la variabilidad de los

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

parámetros identificados a partir de los casos II y IV puede ser significativamente mayor que la variabilidad de los parámetros inferidos a partir de los casos I y III.

Por otro lado, si ahora la comparación se realiza en base a los parámetros, seleccionando una única distribución de sensores, por ejemplo, la del Caso I. Se tiene que variar el valor del periodo fundamental de la estructura primaria en un 0.04 [%] produce la misma variación en la función objetivo que cuando se varía el periodo del AMS en un 1 [%], o cuando se varía la razón de masas o la fracción de amortiguamiento del AMS en un 12 [%], o cuando se varía la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria en un 30 [%]. Por lo tanto, un error en la estimación del periodo fundamental de la estructura primaria, o del AMS, tiene un impacto significativamente mayor en la estimación de la respuesta estructural que un error en la estimación de las fracciones de amortiguamiento de la estructura primaria y del AMS, o de la razón de masas del sistema. En consecuencia, resulta más fácil identificar estos periodos que otros parámetros del sistema acoplado ya que la respuesta estructural es más sensible a ellos. Por lo tanto, se espera una variabilidad significativamente menor en el valor identificado para los periodos de la estructura y del AMS, que en el valor obtenido para las fracciones de amortiguamiento y razones de masa inferidas a partir de un conjunto de registros sísmicos diferentes.

En resumen, se espera que los resultados de la identificación sean más confiables y tengan una menor variabilidad registro a registro, si son identificados utilizando una red de acelerómetros que cuente con la respuesta estructural del AMS. Del mismo modo, los parámetros identificados más confiables corresponderán a los periodos del AMS y de la estructura primaria.

De forma adicional, para sintetizar la información de la Figura 4.6 se muestra en la Figura 4.7 la distribución del Largo de Intervalo (*L. I.*) en función de los distintos parámetros y casos de estudio. Se define *L. I.* como el largo total del intervalo medido en porcentaje, que define el intervalo de control dado por la variación del ± 1 [%] de la función objetivo, por lo que se cumple que a menor *L. I.* mayor será la sensibilidad de la función objetivo al parámetro usado en el ajuste.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

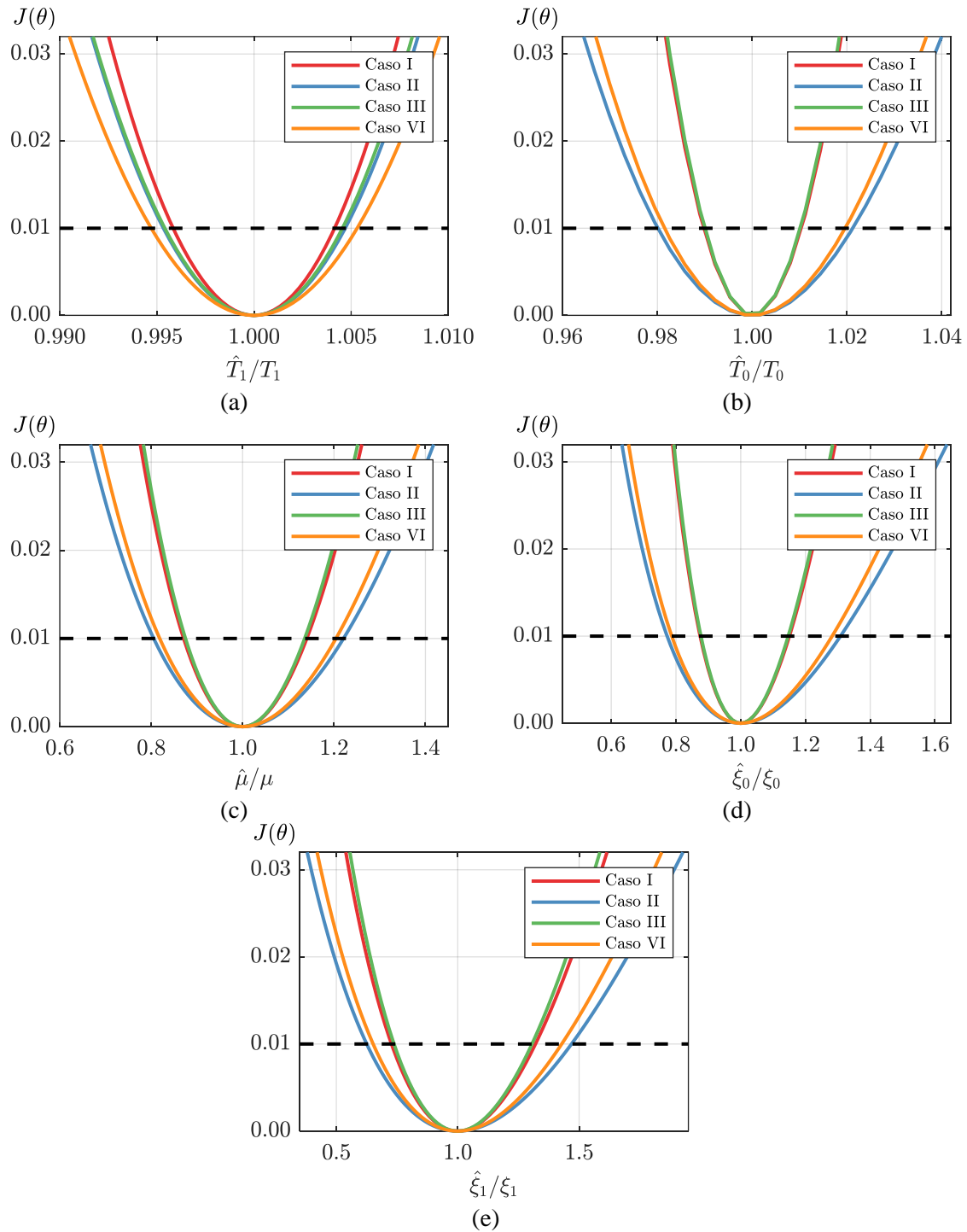


Figura 4.6: Sensibilidad de la función objetivo según variación de: (a) periodo la estructura primaria; (b) periodo del AMS; (c) razón de masas; (d) fracción de amortiguamiento del AMS; (e) fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.

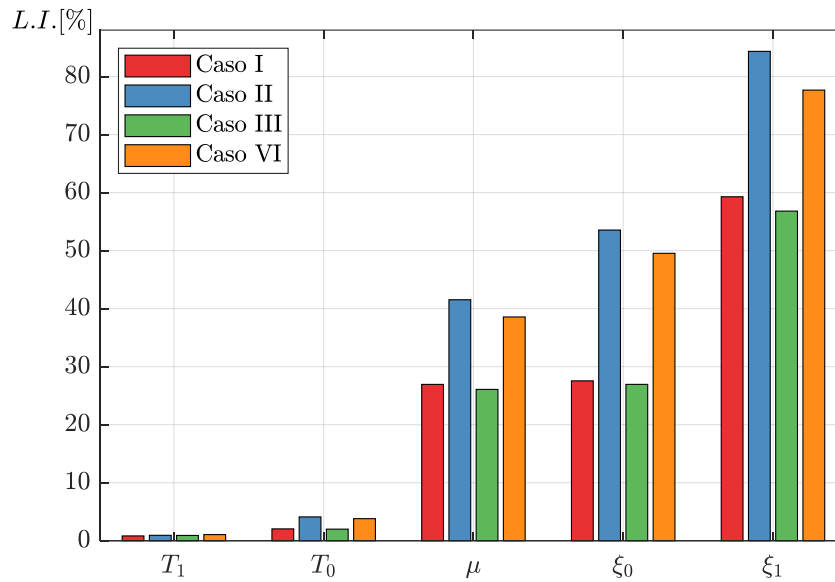


Figura 4.7: Largo del intervalo de control de la función objetivo a partir de la variación de los distintos parámetros de interés y configuraciones de sensores.

El análisis de sensibilidad anterior se realizó exclusivamente en función de la respuesta de la estructura bajo la excitación de un registro sísmico en particular, cuya elección fue totalmente de carácter arbitraria, ya que lo que se buscaba era comparar la influencia de los distintos parámetros y configuraciones de sensores al valor de la función objetivo dada una excitación basal. Sin embargo, también resulta interesante comparar la confiabilidad de los parámetros identificados en función del registro sísmico que excita a la estructura.

De este modo, se repite el análisis anterior, pero ahora a partir de la respuesta estructural producida por la excitación basal de dos registros sísmicos cuidadosamente seleccionados. En particular, se seleccionó el registro RSN 2059 del terremoto de Nenana Mountain 2002 (Sismo I) y el registro RSN 806 del terremoto de Loma Prieta 1989 (Sismo II). El criterio de selección de estos dos registros fue la de tener un registro sísmico que excitara al AMS, por ende, hubiera una reducción considerable de la respuesta estructural en comparación con el edificio sin el dispositivo de control y otro registro sísmico que no excitara al AMS, por lo cual, no hubiera diferencias significativas entre la respuesta estructural del edificio con y sin la instalación del AMS.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

En la Figura 4.8 se muestran los respectivos espectros de aceleración de los registros sísmicos escogidos, mientras que en la Figura 4.9 se muestran las historias temporales de aceleraciones absolutas de techo de la estructura con y sin la instalación del AMS, en donde se aprecia una reducción considerable de la respuesta estructural para el caso en donde la excitación basal corresponde al Sismo I, no así para el escenario en donde la excitación basal corresponde al Sismo II.

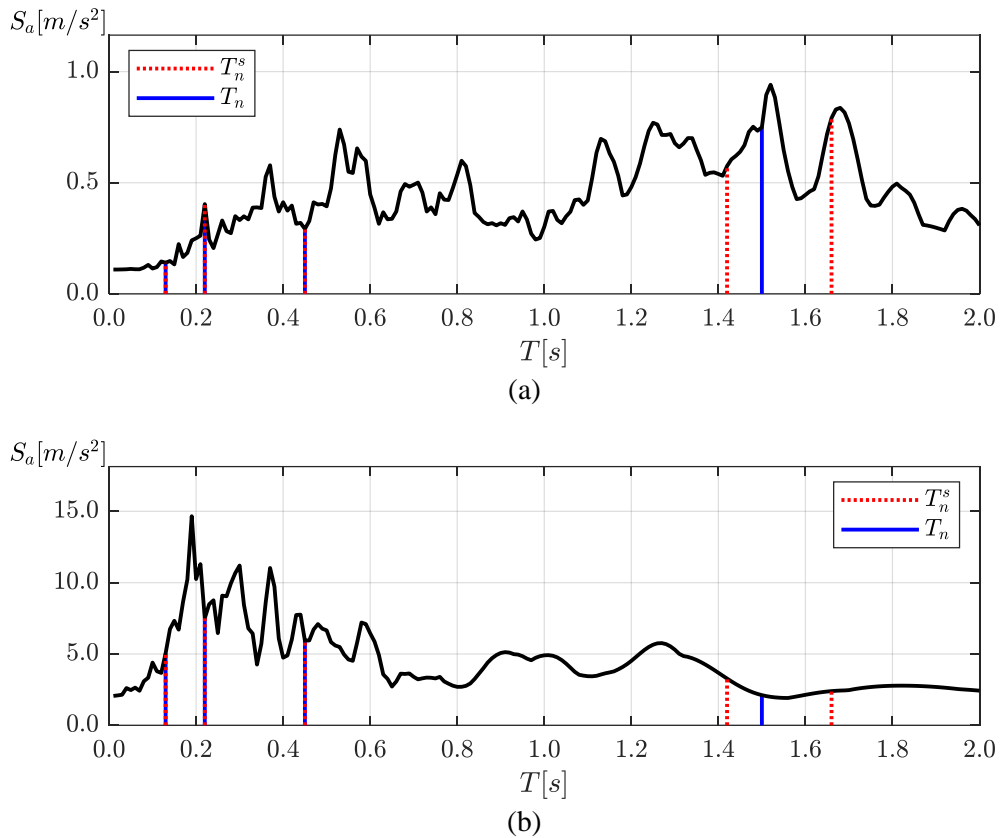


Figura 4.8: Espectro de aceleraciones al 1 [%] de amortiguamiento: (a) Sismo I; (b) Sismo II.

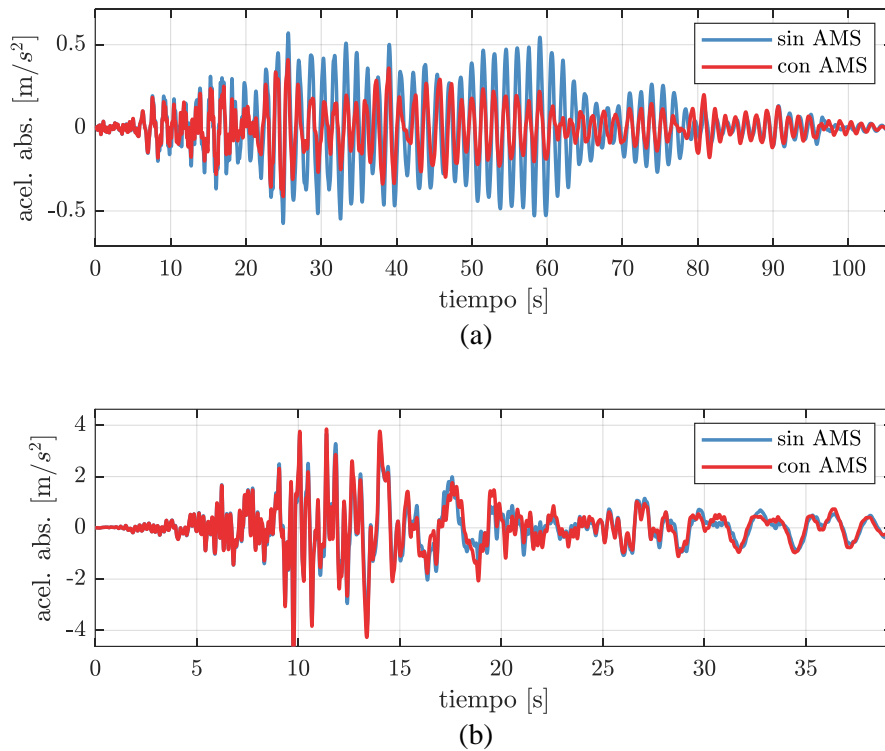


Figura 4.9: Aceleraciones absolutas de techo producidos por: (a) Sismo I; (b) Sismo II.

En la Figura 4.10 se muestran los resultados del análisis de sensibilidad de la función objetivo a partir de los dos registros sísmicos seleccionados. Se puede apreciar, al igual que en el análisis anterior, que por lo general los $L.I.$ son menores para los casos I y III, que son los casos en donde se cuenta con la respuesta estructural en el AMS, independiente del parámetro considerado e independiente del registro sísmico considerado. Además, los periodos de la estructura primaria y del AMS siguen siendo los parámetros identificados más confiables, independiente del registro sísmico considerado. Por otro lado, como era de esperarse, los $L.I.$ asociados al Sismo I son menores que los asociados al Sismo II. Esta diferencia se aprecia de forma más significativa para los Casos II y IV, a diferencia de los Casos I y III en donde esta diferencia entre sismos es mínima, con excepción de los $L.I.$ del periodo de la estructura primaria, en donde los $L.I.$ asociados al Sismo II son ligeramente menores. Sin embargo, esta diferencia es poco significativa. En resumen, se tiene que la sensibilidad de los parámetros identificados también es susceptible al contenido de frecuencias del registro sísmico, en particular, si es que se excita o no, el modo controlado por el AMS.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

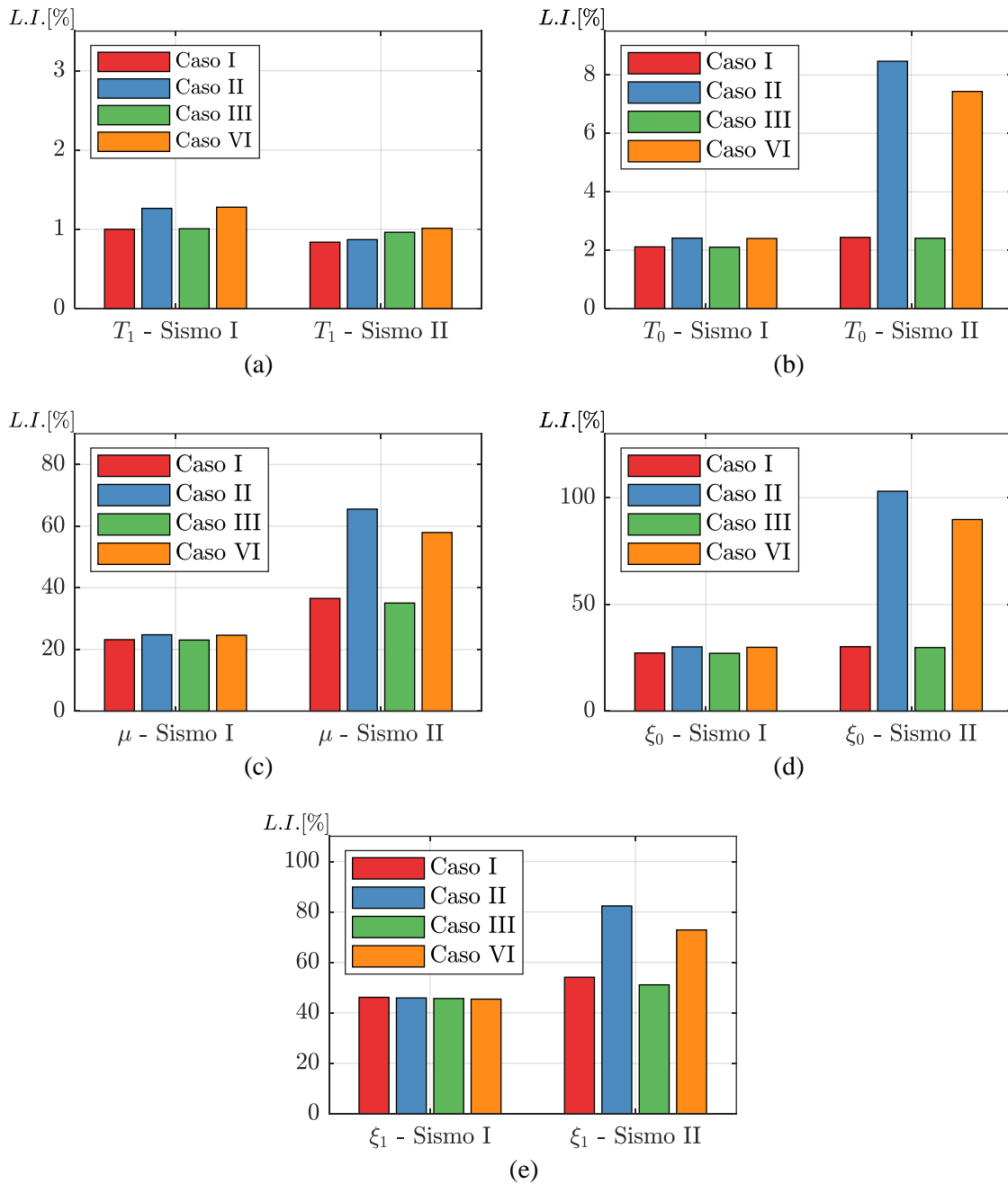


Figura 4.10: Largo del intervalo de control de la función objetivo a partir de la variación de los distintos parámetros de interés, configuraciones de sensores y dos distintas excitaciones basales.

4.2.4 Influencia del Ruido

Otro aspecto que también se investigó, fue la influencia del ruido en la señal de entrada (registro de aceleración del suelo) y en las señales de salida (registros de aceleración de piso), en los valores de los parámetros de interés identificados. Para ello, se contaminó cada señal añadiendo ruido con una amplitud igual a un porcentaje de la raíz cuadrática media (*RMS*) de la señal original, según:

$$\ddot{x}_j^{ruido}(i\Delta t) = \ddot{x}_j(i\Delta t) + \eta_R \varepsilon_G \sqrt{\frac{1}{\tau} \sum_{i=1}^{\tau} [\ddot{x}_j(i\Delta t)]^2} \quad (4.1)$$

donde τ es el número de puntos de la señal, Δt es el paso temporal de los registros, ε_G es un número aleatorio que sigue una distribución normal estándar (gaussiana), y η_R es la ganancia de ruido medida como porcentaje. Adicionalmente al caso sin ruido ($\eta_R = 0$ [%]), se estudiaron 4 escenarios: 2 con ruido añadido a la señal de entrada y 2 con ruido añadido a las señales de salida. El nivel de ruido η_R se fijó en 10 [%] y en 25 [%].

Desde la Figura 4.11 hasta la Figura 4.15 se muestran los valores de los parámetros de interés identificados a partir de los escenarios de ruido añadido a la señal de entrada (η_R^{in}) y de ruido añadido a las señales de salida (η_R^{out}). La identificación se realizó en base a la configuración de sensores del Caso II, es decir, simulando la existencia de acelerómetros en el techo, en el piso 5 y en la base de la estructura.

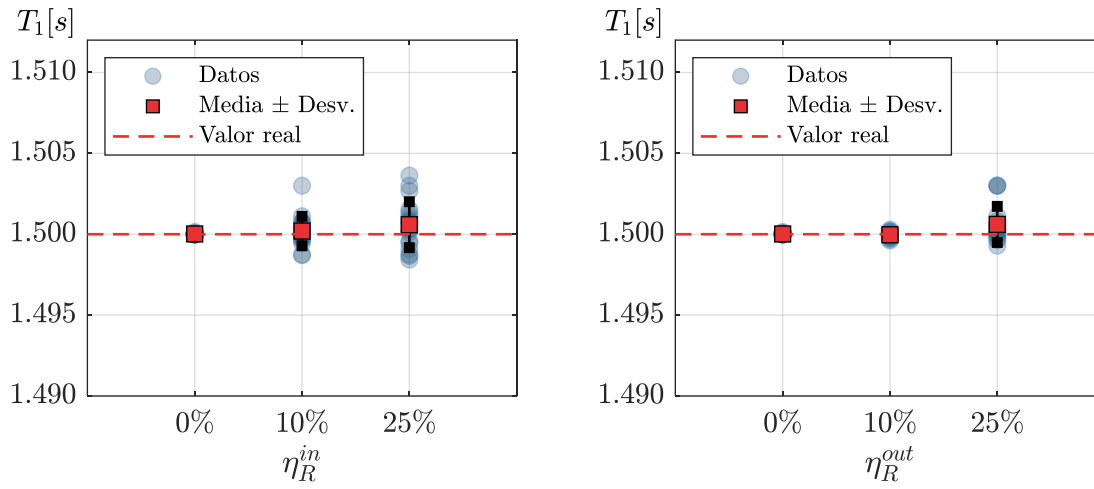


Figura 4.11: Influencia del ruido en el periodo de la estructura primaria identificado.

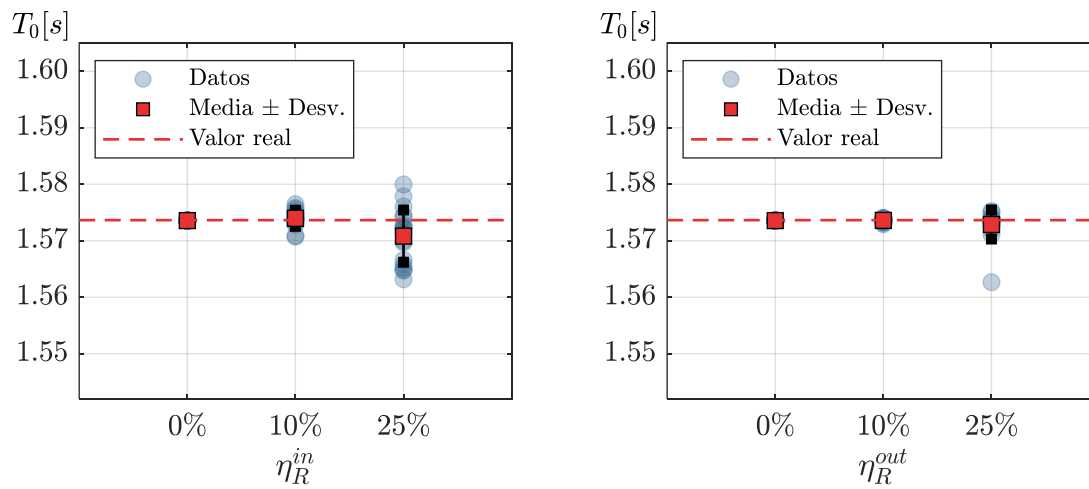


Figura 4.12: Influencia del ruido en el periodo del AMS identificado.

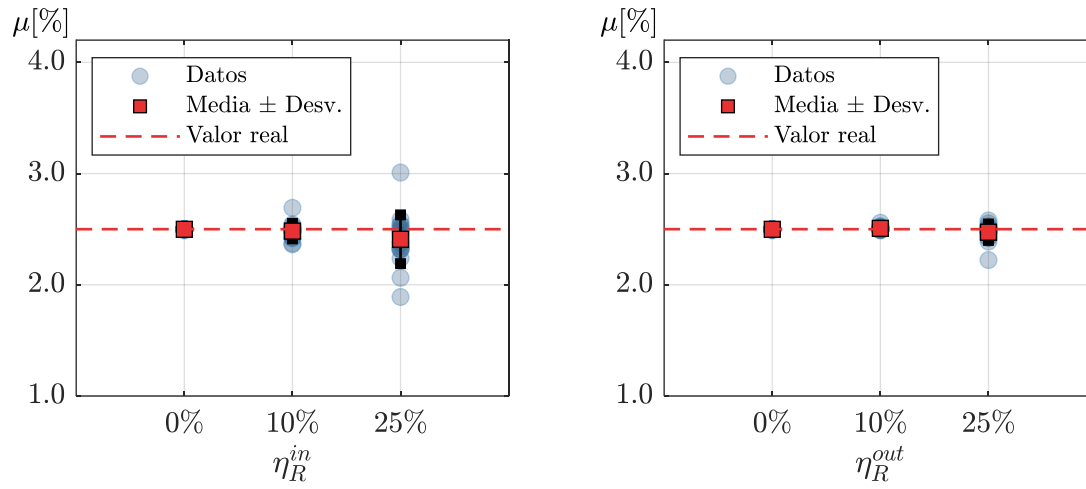


Figura 4.13: Influencia del ruido en la razón de masas identificada.

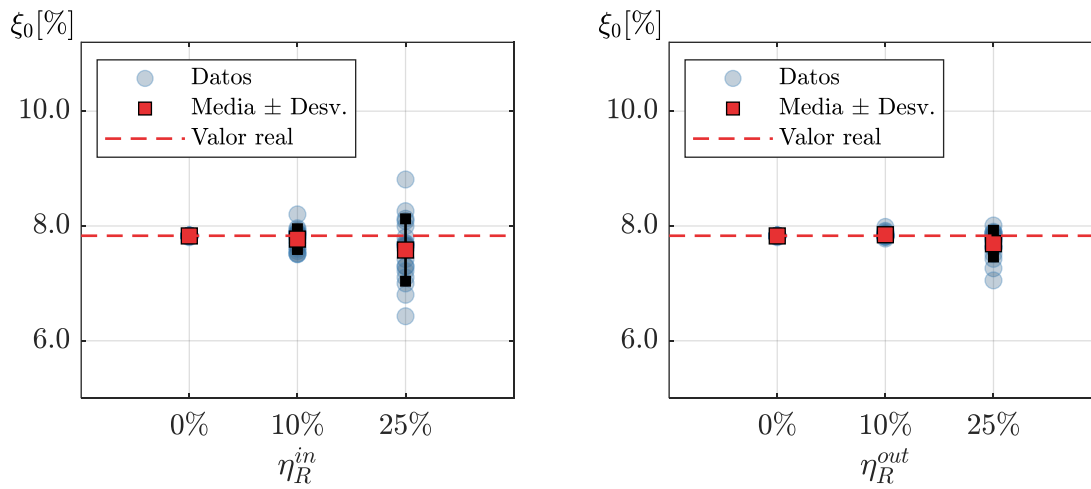


Figura 4.14: Influencia del ruido en la fracción de amortiguamiento del AMS identificada.

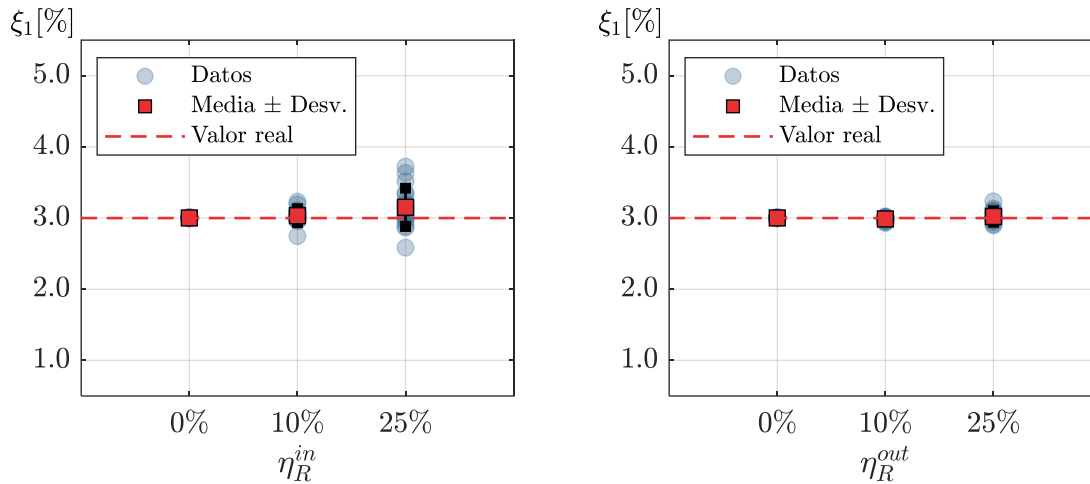


Figura 4.15: Influencia del ruido en la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria identificada.

De las figuras anteriores se observa que los parámetros identificados son más sensibles al ruido en la señal de entrada que al ruido en las señales de salida. Además, como era de esperar, la variabilidad de los resultados aumenta con la ganancia del ruido, tanto para el escenario de ruido añadido a la señal de entrada como para el escenario de ruido añadido a las señales de salida.

Con relación a los periodos identificados de la estructura primaria y del AMS, en todos los escenarios la diferencia entre el valor medio identificado con el valor real es inferior al 0.2 [%] mientras que el valor absoluto de la desviación estándar es inferior al 0.3 [%]. Por otro lado, con respecto a las razones de masas identificadas la diferencia entre el valor medio identificado con el valor real es inferior al 0.7 [%] para los escenarios con un nivel de ruido igual al 10 [%], este valor aumenta para los escenarios en donde el nivel de ruido es igual al 25 [%], específicamente a una diferencia del 3.6 [%] para el escenario de ruido en la señal de entrada y a una diferencia del 1.1 [%] para el escenario de ruido en las señales de salida. Por último, con respecto a las fracciones de amortiguamiento identificadas, se tiene que la diferencia entre el valor medio identificado con el valor real es siempre inferior al 2 [%], con excepción de los escenarios en donde el nivel de ruido en la señal de entrada es de 25 [%], en donde esta diferencia es del 3.2 [%] en la fracción de amortiguamiento del AMS y del 5.0 [%] en la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.

4.3 Estructura Primaria Arbitraria

4.3.1 Propiedades Dinámicas

El ejemplo anterior consideraba una estructura principal cuya distribución de masa y de rigidez cumplía con los supuestos del modelo de vigas acopladas de corte y flexión. Sin embargo, dicho supuesto no es válido para todas las estructuras, razón por lo cual interesa evaluar el método propuesto en una estructura cuya distribución de masa y rigidez sea totalmente arbitraria.

Considere un marco de corte de diez pisos. La rigidez por piso está dada por: $k_1 = k_2 = 72.5 [kN/m]$; $k_i = 62.5 [kN/m]$ ($i = 3, \dots, 8$) y $k_9 = k_{10} = 60 [kN/m]$. Mientras que la masa por piso está dada por: $m_1 = m_2 = 200 [kg]$; $m_3 = 180 [kg]$; $m_j = 100 [kg]$ ($j = 2, \dots, 8$); $m_9 = 120 [kg]$ y $m_{10} = 150 [kg]$. Para modelar el amortiguamiento de la estructura se considera que la estructura tiene una fracción de amortiguamiento modal igual al 4 [%] en todos sus modos. A partir de la rigidez y masa de la estructura, es posible obtener sus respectivos periodos naturales de vibración. Los primeros cuatro periodos naturales son: $T_1 = 1.780 [s]$; $T_2 = 0.661 [s]$; $T_3 = 0.402 [s]$ y $T_4 = 0.288 [s]$. Además, considere que la estructura en cuestión tiene instalado en el techo un AMS óptimo, cuyas propiedades dinámicas fueron seleccionadas según las expresiones propuestas por Lin et al., (1994) descritas en la sección 2.3, de masa $m_0 = 11.857 [kg]$, rigidez $k_0 = 134.798 [N/m]$ y amortiguamiento $c_0 = 5.625 [Ns/m]$. Por lo tanto, su periodo de vibración es $T_0 = 1.864 [s]$ y su fracción de amortiguamiento es $\xi_0 = 7.03 [\%]$. De este modo, el sistema acoplado tiene una razón de frecuencias de sintonía $f = 0.955$ y una razón de masas $\mu = 2 [\%]$.

Al igual que el ejemplo anterior, se simula en MATLAB la respuesta estructural del sistema acoplado sometido a la excitación de 20 registros sísmicos. Esta vez, dado que se definen de forma explícita las propiedades de masa y rigidez por piso de la estructura primaria, junto con las del AMS, es posible construir las respectivas matrices de masa y rigidez del sistema acoplado. Por otro lado, la matriz de amortiguamiento puede ser fácilmente deducida a partir de las fracciones de amortiguamiento modal. Finalmente, la solución numérica de la ecuación de movimiento se obtiene mediante integración directa utilizando el algoritmo de Newmark de aceleración constante en su versión matricial, lo cual es totalmente equivalente a haber calculado la respuesta mediante un análisis modal generalizado, considerando la totalidad de modos (11) del sistema acoplado.

4.3.2 Resultados Identificación

Se realiza la identificación de los parámetros que definen el modelo simplificado de vigas acopladas de corte y flexión con AMS considerando los primeros 5 modos de vibración del sistema acoplado y simulando la existencia de 4 diferentes configuraciones de sensores distribuidos en la estructura. Dichas 4 configuraciones corresponden a las mismas ocupadas en el ejemplo anterior: un Caso I que considera acelerómetros en el techo y en el AMS, un Caso II con acelerómetros en el techo y en el piso 5, un Caso III con acelerómetros ubicados en el piso 8 y en el AMS, y finalmente un Caso IV que simula la presencia de acelerómetros en el piso 8 y piso 5 de la estructura.

En la Figura 4.16 se muestran los resultados obtenidos de la identificación de los 5 parámetros que definen el grado de sintonización del sistema acoplado, realizada mediante el método propuesto. En dicha figura, se presentan los respectivos valores identificados para cada uno de los 20 registros sísmicos considerados, así como su valor medio y su desviación estándar. Además, se resalta el respectivo valor real de cada uno de los parámetros, así como un intervalo de error que representa el equivalente a un error del 1 [%] en la identificación de la frecuencia óptima de sintonía, definido en la sección 2.3. De la figura, se observa que los mejores resultados corresponden a los identificados mediante el Caso I y Caso III, los cuales cuentan con la respuesta estructural en el AMS. Con respecto a los parámetros identificados a partir del Caso I, se observa que, para los 20 registros, todos los parámetros convergen prácticamente sin dispersión a los valores reales. Por su parte, los parámetros identificados a partir del Caso III convergen a valores ligeramente mayores o menores, con una baja dispersión. Caso contrario son los parámetros identificados a partir del Caso II y IV, los cuales presentan una alta dispersión y para algunos registros sísmicos considerados inclusive el valor identificado supera el intervalo de error tolerable definido. Esta mayor variabilidad en los parámetros identificados en los Casos II y IV se puede explicar en parte al conjunto de parámetros iniciales utilizado y a que la sensibilidad de la función objetivo es menor para dichas configuraciones de sensores. Sin embargo, salvo para el Caso I, la media de los resultados identificados no converge al valor real. Esto puede deberse a las diferencias entre la estructura real y el modelo simplificado utilizado para realizar la identificación, lo cual se estudia a continuación.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

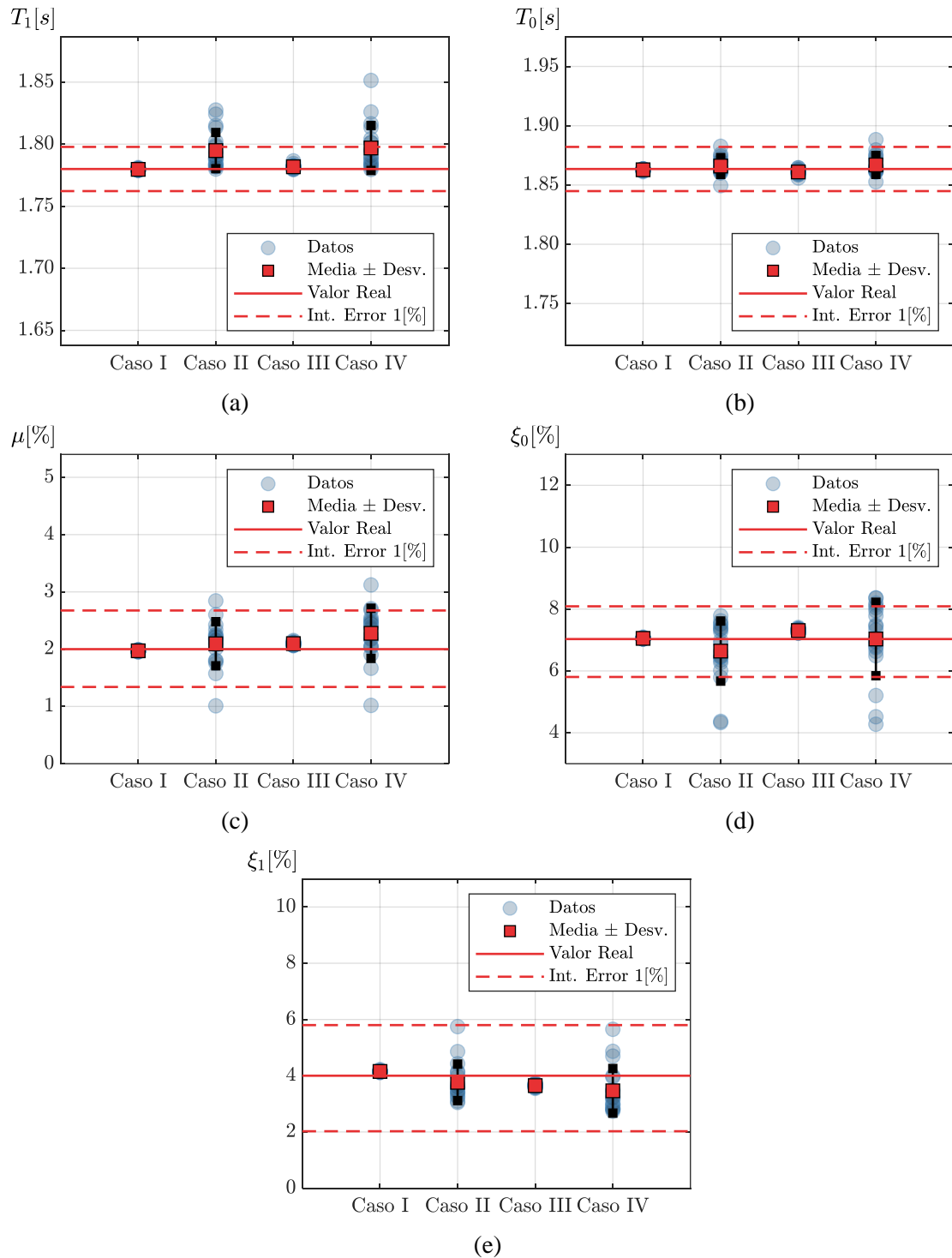


Figura 4.16: Parámetros de sintonía identificados (estructura primaria con modelo de VCF): (a) periodo la estructura primaria; (b) periodo del AMS; (c) razón de masas; (d) fracción de amortiguamiento del AMS; (e) fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.

4.3.3 Diferencias entre la Estructura y el Modelo

La estructura primaria en cuestión no tiene una distribución de rigidez en altura tal que se pueda caracterizar mediante un valor de δ dado. Sin embargo, si en una primera instancia solo nos centramos en los 4 primeros periodos de vibración de dicha estructura y buscamos la combinación de α y δ del modelo de vigas acopladas de corte y flexión cuyos periodos se aproximen lo más cercano posible a la estructura primaria en estudio, se obtienen los parámetros $\alpha = 31.1393$ y $\delta = 0.3735$. Los respectivos periodos de la estructura original, así como los del modelo de vigas acopladas de corte y flexión de periodos equivalentes se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Periodos estructura primaria original y VCF de periodos equivalentes.

Estructura Primaria	T_1 [s]	T_2 [s]	T_3 [s]	T_4 [s]
Original	1.7801	0.6613	0.4020	0.2878
VCF equivalente	1.7801	0.6611	0.4025	0.2876

Además, si a ambas estructuras se le instala un AMS con propiedades $T_0 = 1.864$ [s], $\xi_0 = 7.03$ [%] y $\mu = 2$ [%]; y al sistema acoplado resultante se le calculan sus respectivas propiedades modales calculas a partir de un análisis modal generalizado, se obtienen los periodos y fracciones de amortiguamiento detallados en la Tabla 4.4, junto con los vectores de configuración modal $\{\chi_n^g\}$ y $\{\beta_n^g\}$ mostrados en la Figura 4.17 y en la Figura 4.18, respectivamente.

Tabla 4.4: Periodos y fracciones de amortiguamiento del sistema acoplado original y del modelo de VCF con AMS equivalente.

Modo (n)	Original		VCF equivalente	
	T_n^s [s]	ξ_n^s [%]	T_n^s [s]	ξ_n^s [%]
1	1.9573	5.54	1.9583	5.54
2	1.6974	5.50	1.6980	5.49
3	0.6607	4.04	0.6600	4.07
4	0.4019	4.02	0.4023	4.03
5	0.2877	4.01	0.2875	4.01

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

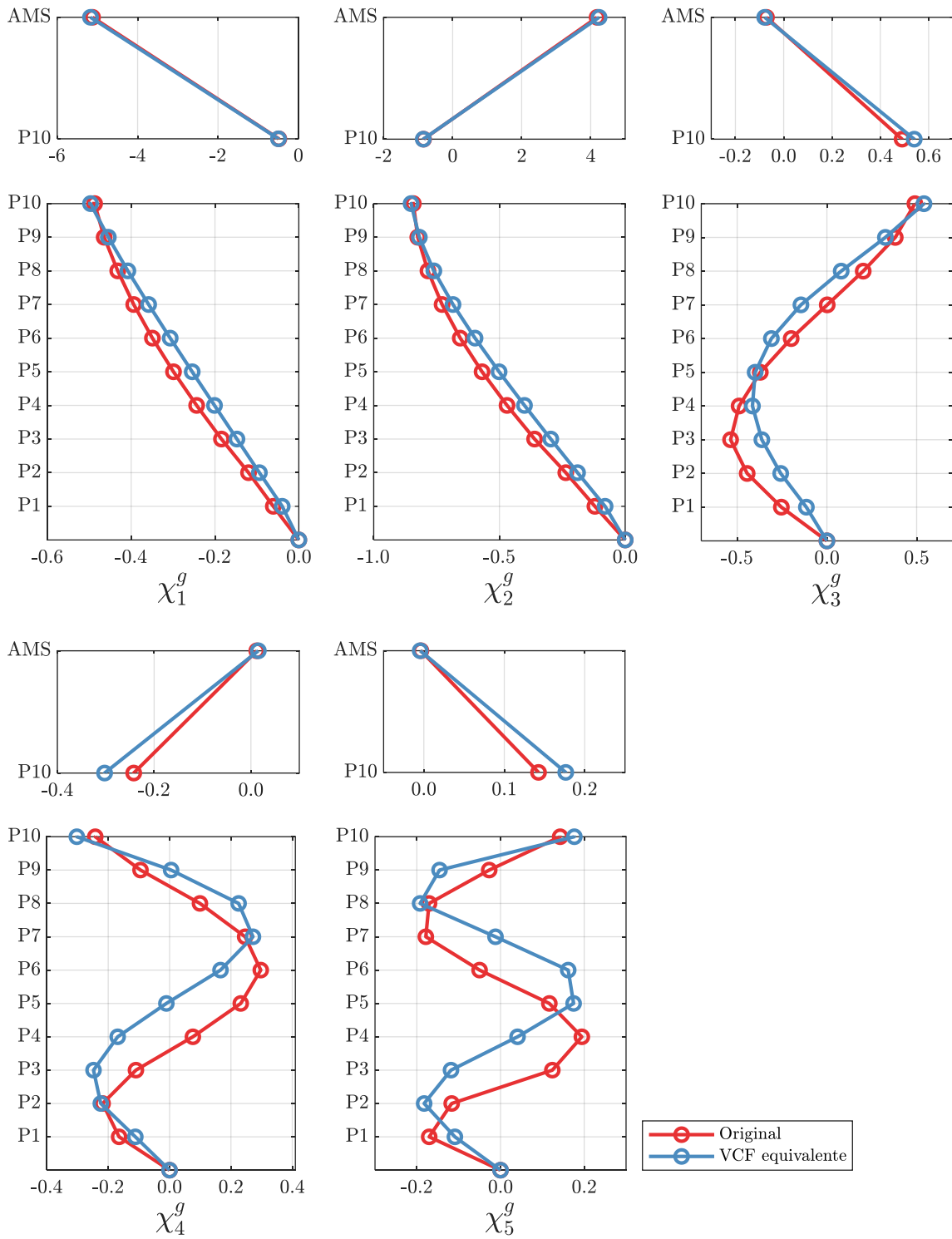


Figura 4.17: Vectores de configuración modal $\{\chi_n^g\}$ del sistema acoplado original y VCF equivalente con AMS.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

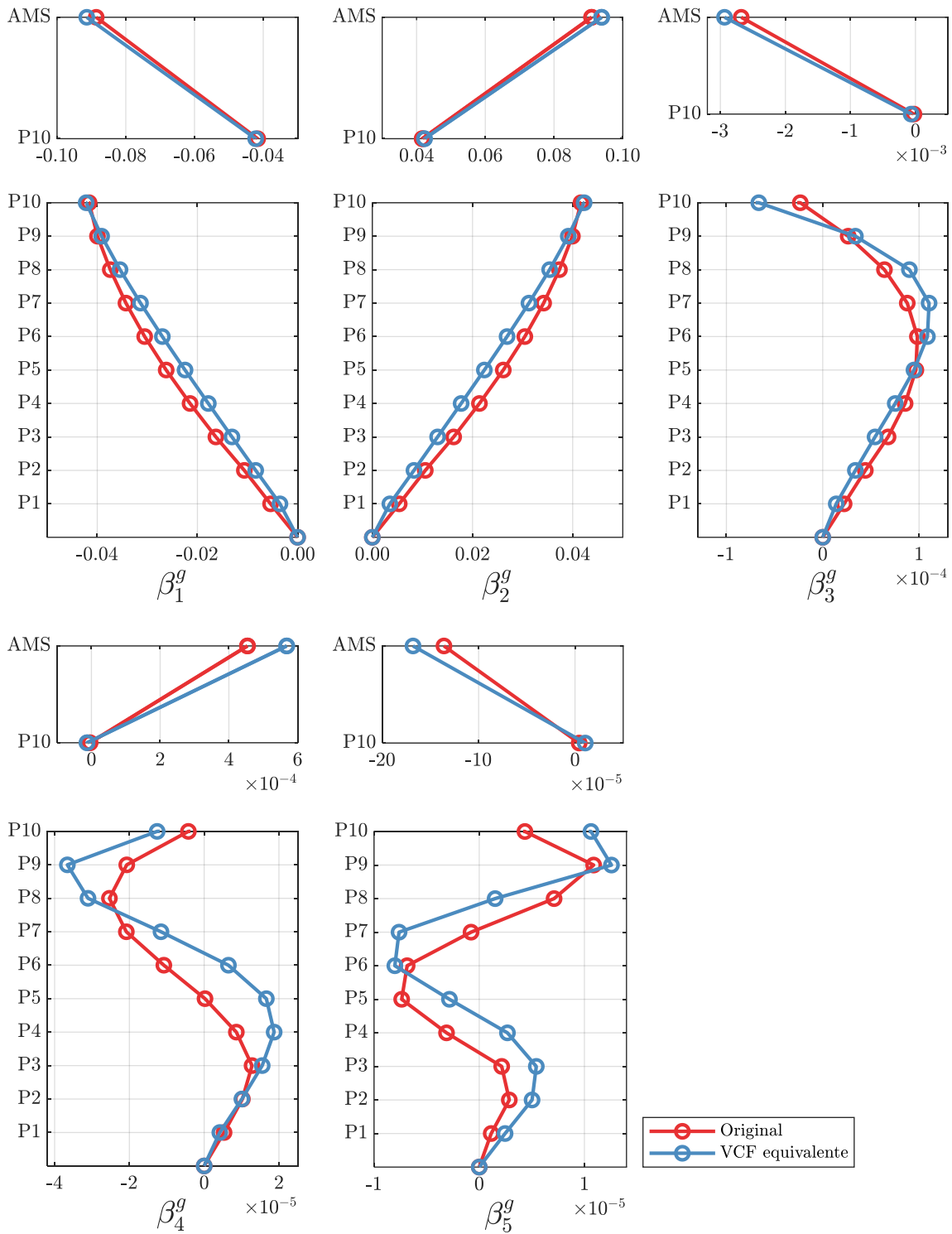


Figura 4.18: Vectores de configuración modal $\{\beta_n^g\}$ del sistema acoplado original y VCF equivalente con AMS.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

En términos de periodos y fracciones de amortiguamiento, de la Tabla 4.4 se observa que ambas estructuras poseen valores aproximadamente idénticos. Sin embargo, en términos de formas modales de la Figura 4.17 se observan grandes diferencias en los vectores de configuración modal $\{\chi_n^g\}$ en algunos grados de libertad en particular, sobre todo para modos superiores. Esto último, explica la gran dispersión en los resultados de la identificación realizada que se muestra en la Figura 4.16. Los casos II y IV son los resultados con una mayor dispersión y, a su vez, son los casos que utilizan la respuesta estructural para realizar la identificación en pisos donde existe una gran diferencia entre la forma modal de la estructura real y la del modelo de vigas acopladas de corte y flexión de periodos y fracciones de amortiguamiento equivalente, como lo son los pisos 5 y 8. Por ende, si la identificación se realiza con la respuesta estructural en dichos pisos y además el registros sísmico en cuestión tiene una importante contribución en modos superiores, el algoritmo de identificación no identificará con precisión los parámetros de interés ya que el modelo es incapaz de reproducir la respuesta real para este caso.

Para ejemplificar mejor lo descrito anteriormente, considere exclusivamente los resultados obtenidos mediante la identificación realizada a partir del Caso II. En la Tabla 4.5 se muestran los resultados de la identificación en base a únicamente dos registros, los cuales corresponden a los registros de los terremotos de Northridge 1994 (RNS 983) y Nenana Mountain 2002 (RSN 2059), denominados como Sismo A y Sismo B respectivamente. Se seleccionaron estos dos registros, debido a que fueron con los que obtuvo el mayor y menor error relativo al identificar los periodos de la estructura primaria y del AMS, respectivamente. Además, como se observó con el ejemplo anterior, se tiene que la función objetivo es mucho más sensible a estos dos parámetros que al resto de parámetros.

Tabla 4.5: Comparación resultados identificados a partir del Sismo A y del Sismo B.

Parámetro	Real	Sismo A		Sismo B	
		Identificado	Error relativo	Identificado	Error relativo
T_1 [s]	1.7801	1.8275	2.66%	1.7799	0.01%
T_0 [s]	1.8636	1.8743	0.57%	1.8653	0.09%
μ [%]	2.000	2.168	8.41%	2.337	16.84%
ξ_0 [%]	7.030	5.791	17.62%	7.783	10.71%
ξ_1 [%]	4.000	4.149	3.72%	3.243	18.93%

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

Es bien reconocido que sólo un pequeño número de modos contribuyen significativamente a la respuesta sísmica de los edificios. Además, los parámetros de sintonía están relacionados con la contribución de los primeros dos modos del sistema acoplado, los cuales de forma implícita contienen su información. Por lo tanto, si ambos modos no contribuyen significativamente a la respuesta del sistema, los parámetros de sintonía identificados pueden ser poco confiables. De esa manera se propone el uso de una métrica con la que se pueda cuantificar la contribución relativa de cada uno de los modos del sistema. Se define la contribución modal de Arias del n -ésimo modo MC_n , según:

$$MC_n = \frac{\sum_{j=1}^{N_s} \sum_{k=1}^{\tau} [\ddot{x}_{nj}(k\Delta t)]^2}{\sum_{i=1}^{N_m} \sum_{j=1}^{N_s} \sum_{k=1}^{\tau} [\ddot{x}_{ij}(k\Delta t)]^2} \quad (4.2)$$

en donde \ddot{x}_{nj} corresponde a la aceleración relativa predicha por el modelo simplificado del i -ésimo modo en el j -ésimo modo grado de libertad, N_s es el número de sensores instalados, N_m es el número de modos considerados, τ es la longitud del registro y Δt es el paso temporal de los registros. Esta métrica fue utilizada en la investigación de Cruz & Miranda (2019) con el objetivo de tener una medida de selección de los parámetros modales identificados confiables.

En la Figura 4.19 y en la Figura 4.20 se muestra la desagregación de las aceleraciones relativas modales, predichas a partir de los parámetros identificados por el Sismo A y el Sismo B, respectivamente. Con respecto a las aceleraciones producidas por el Sismo A, las cuales generaron periodos identificados con mayor error, se observa que la mayor contribución la genera el tercer modo, con una contribución del 36.91 [%]. Además, el cuarto modo también tiene una contribución importante, de un 12.86 [%]. Por su parte, el primer y segundo modo, que corresponden a los modos característicos de los sistemas estructura-AMS, aportan solo un 20.76 [%] y un 28.56 [%] respectivamente. Caso contrario son las aceleraciones producidas por el Sismo B, las cuales generaron periodos identificados con el menor error. Se aprecia que para dicho caso la respuesta en términos de aceleraciones está fuertemente controlada por la contribución del segundo modo con un MC igual 75.70 [%], seguido por la contribución del primer modo con un MC igual 16.02 [%]. Por otro lado, la contribución de modos superiores es casi nula con apenas un 7.31 [%] del modo 3 y contribuciones menores al 1 [%] en el resto de los modos superiores. Los resultados anteriores reafirman que si la identificación se realiza con la respuesta estructural en pisos cuya forma modal difiere de forma significativa con la del modelo simplificado de periodos y fracciones de amortiguamiento equivalente, y además el registro sísmico en cuestión tiene una importante contribución en modos superiores, el algoritmo de identificación no identificará con precisión los parámetros de interés.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

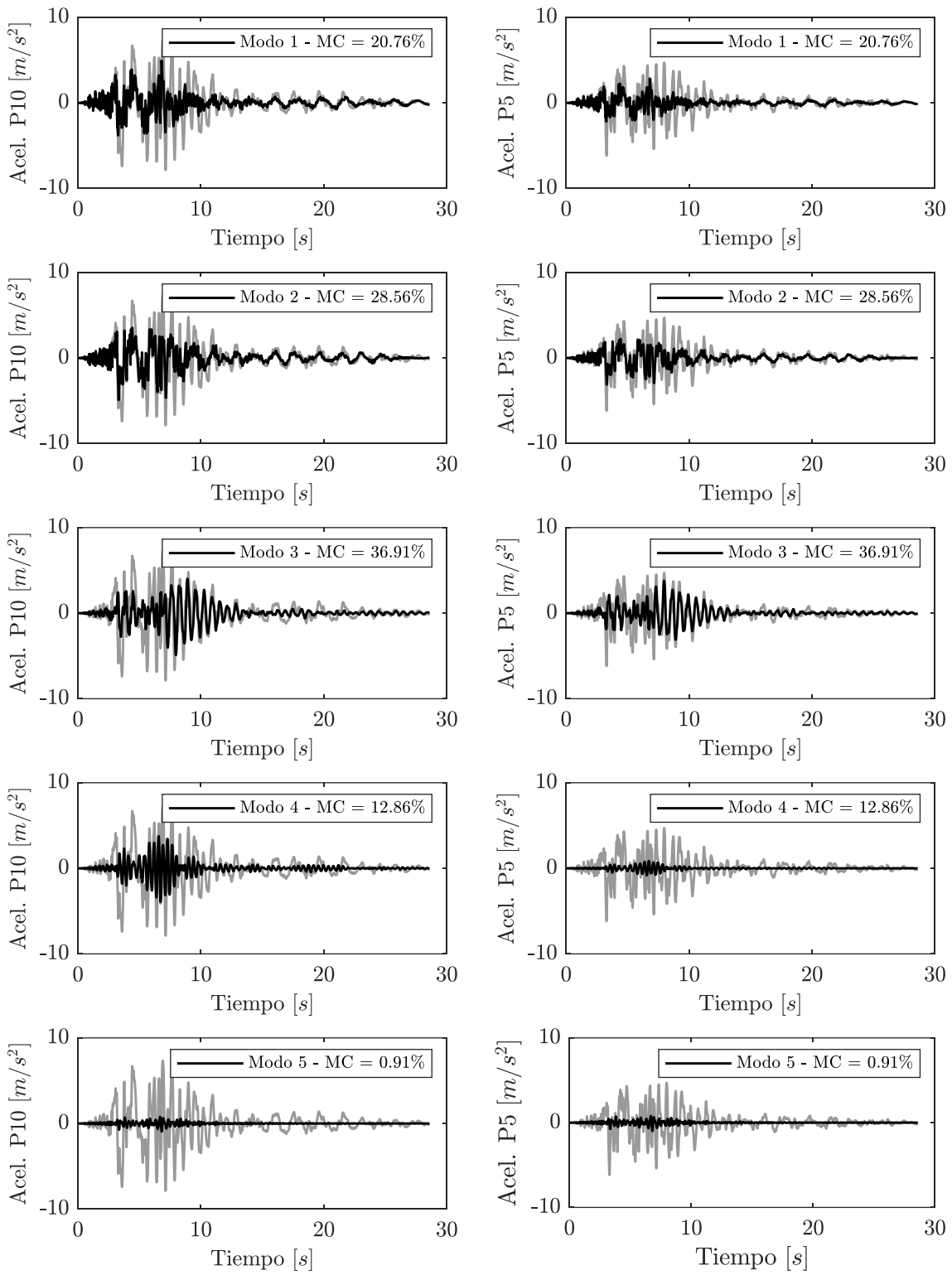


Figura 4.19: Desagregación de las aceleraciones modales relativas predichas a partir del Sismo A. En gris la respuesta total y en negro la contribución exclusiva del modo respectivo.

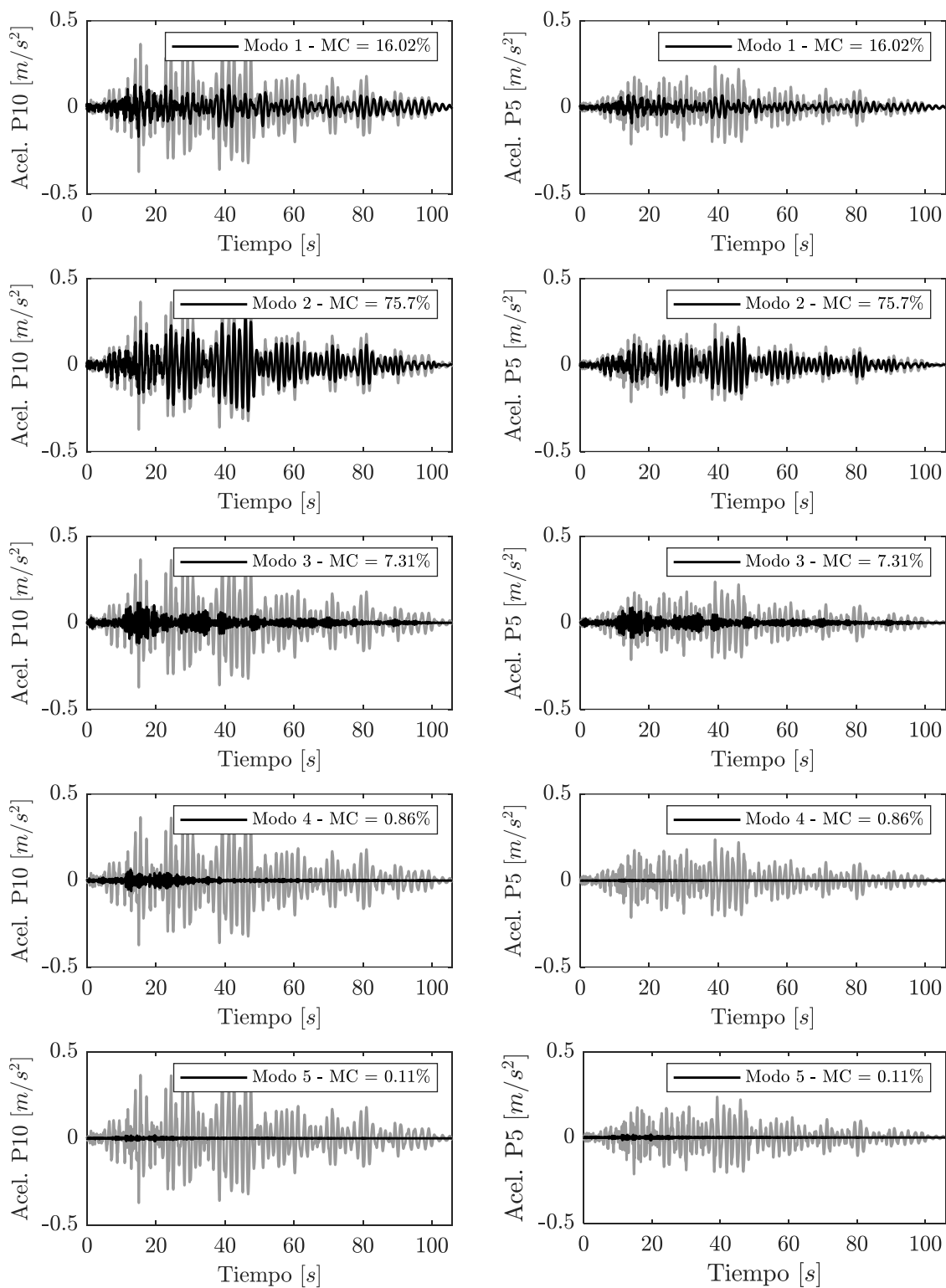


Figura 4.20: Desagregación de las aceleraciones modales relativas predichas a partir del Sismo B. En gris la respuesta total y en negro la contribución exclusiva del modo respectivo.

4.3.4 Resultados Identificación con Registros Filtrados

Las diferencias significativas en las formas modales entre una estructura, cuya distribución de rigidez y masa en altura no se asemeja a la del modelo de vigas acopladas de corte y flexión, y la del modelo de vigas acopladas de corte y flexión de periodos equivalentes, genera errores en la identificación cuando se utiliza la respuesta estructural en cuyos grados de libertad donde hay una mayor contribución de modos superiores. Esta problemática casi no se aprecia cuando se utilizan la respuesta registrada en el AMS junto con el techo (Caso I), que asoma como la configuración de sensores óptima si el objetivo es identificar las propiedades modales de la estructura primaria y las propiedades dinámicas del AMS. Sin embargo, en la práctica puede que no se cuente con la respuesta registrada en dichos grados de libertad. Por ende, es necesario plantear alternativas para mejorar los resultados de la identificación.

Como el problema principal radica en la contribución de modos superiores y con el objetivo de aislar la contribución de los primeros dos modos del sistema acoplado, los cuales de forma implícita contienen toda la información de los parámetros de sintonía, la respuesta medida se filtró mediante un filtro pasa banda que elimina el contenido de frecuencia de la señal que no está en la proximidad de dichas dos frecuencias de interés. Por la misma razón, el registro del movimiento del suelo se filtró también dentro del mismo rango de frecuencias. Utilizando el movimiento del suelo filtrado, se empleó el algoritmo de optimización para encontrar los parámetros de sintonía que hicieran que el sistema reprodujera la mejor respuesta filtrada. Los límites de las frecuencias filtradas f_L y f_U se calculan según:

$$f_L = \frac{\tilde{f}_1}{2} \quad (4.3)$$

$$f_U = \frac{\tilde{f}_1 + f_2}{2} \quad (4.4)$$

en donde \tilde{f}_1 corresponde a la frecuencia promedio de las 2 primeras frecuencias del sistema acoplado, la cual se puede calcular en términos de sus periodos según:

$$\tilde{f}_1 = \frac{1}{\left(\frac{T_1^s + T_2^s}{2}\right)} \quad (4.5)$$

por su parte f_2 corresponde a la siguiente frecuencia del sistema acoplado, la cual puede ser calculada en función del tercer periodo del sistema acoplado según:

$$f_2 = \frac{1}{T_3^s} \quad (4.6)$$

En la Figura 4.21 se muestra la FRF empírica de las aceleraciones absolutas de techo registradas a partir de la excitación del Sismo B. Se destaca en una franja azul la banda de frecuencias de interés. Cabe destacar que, en la práctica, debido a que las dos primeras frecuencias del sistema acoplado corresponden a frecuencias poco espaciadas por lo general se superponen y se dificulta la distinción entre dichas frecuencias, además por lo general ambas frecuencias se observan como una sola. Por lo cual \tilde{f}_1 se puede aproximar a la frecuencia menor que genera el primer pico apreciable en la FRF, por su parte f_2 corresponderá a la frecuencia que genera el según pico apreciable en la FRF.

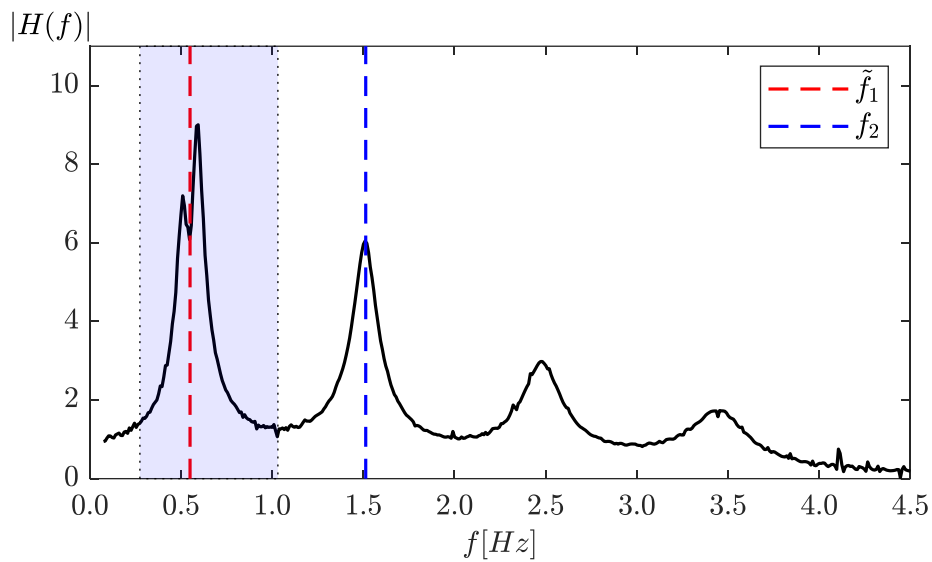


Figura 4.21: FRF empírica de aceleraciones absolutas de techo y banda de frecuencias seleccionada.

En la Figura 4.22, a modo de comparación, se muestra la FRF empírica filtrada mediante el filtro pasa banda propuesto, en particular se utilizó un filtro tipo *Butterworth* de orden 3. Por su parte, en la Figura 4.23 se muestran los valores de los parámetros identificados haciendo uso de los registros filtrados.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

De la Figura 4.23 se observa una clara mejora en los resultados identificados en comparación a los mostrados en la Figura 4.16. A modo general, se observa a simple vista que se redujo considerablemente la dispersión en los parámetros identificados, sobre todo para los parámetros identificados en función de los Casos II y IV. Si bien, para ambos casos los parámetros identificados no convergen exactamente al valor real, si convergen y con una mínima dispersión a un valor muy cercano al real y con un error mínimo. Una pequeña excepción a lo anterior corresponde al amortiguamiento del AMS identificado, el cual para los casos II y IV (los cuales no cuentan con la respuesta estructural del AMS) su valor identificado medio está más cerca del límite del intervalo de error definido, que de su valor real. Sin embargo, está demostrado que la eficacia del AMS es mucho más sensible al error en la sintonización de la frecuencia del AMS que a la sintonización de su amortiguamiento (Bachmann & Weber, 1995), razón por la cual resulta mucho más importante identificar con precisión las frecuencias del AMS y de la estructura primaria, que la respectiva fracción de amortiguamiento del AMS.

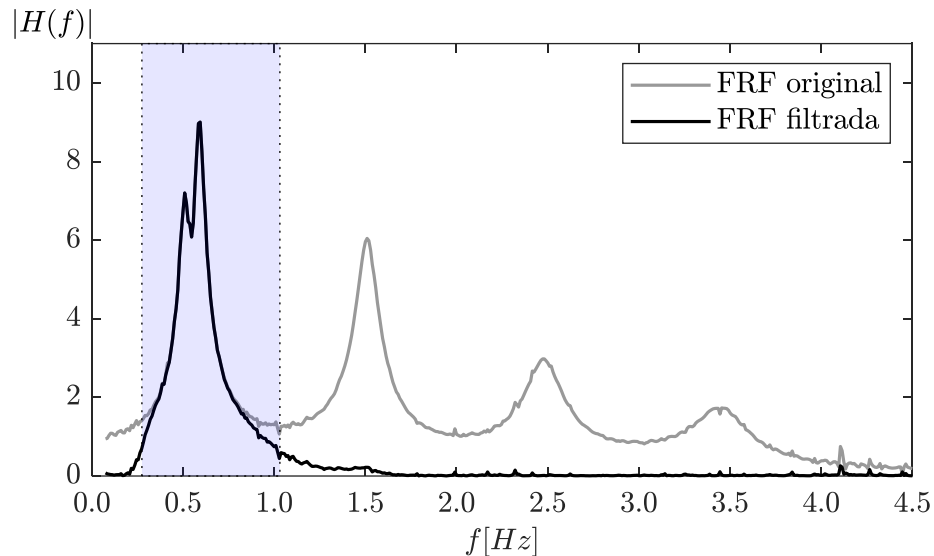


Figura 4.22: FRF empírica de aceleraciones absolutas de techo filtradas.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

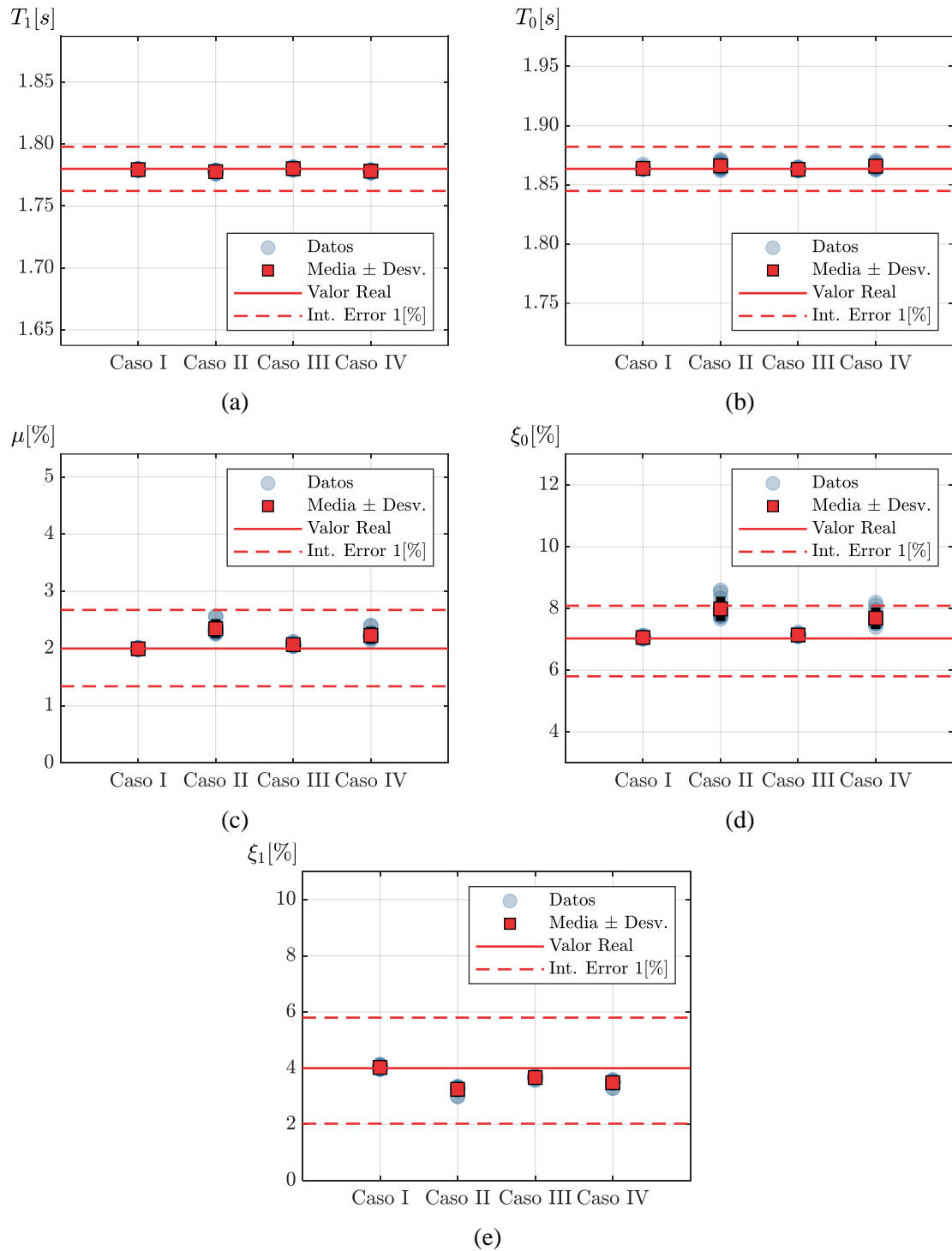


Figura 4.23: Parámetros de sintonía identificados (estructura primaria arbitraria) a partir de los registros filtrados: (a) periodo la estructura primaria; (b) periodo del AMS; (c) razón de masas; (d) fracción de amortiguamiento del AMS; (e) fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

Además, a modo de comparación entre los resultados identificados a partir de los registros sin filtrar y los registros filtrados, se muestra en la Figura 4.24 la razón de frecuencias de sintonía identificada en ambos casos, en donde se aprecia de forma clara una mejora considerable de los resultados al utilizar los registros filtrados, en especial en los resultados identificados asociados a los Casos II y IV. De forma similar, en la Figura 4.25 se muestra la fracción de amortiguamiento del AMS identificada en ambos casos, en donde también se aprecia de forma clara una mejora considerable de los resultados al utilizar los registros filtrados, en especial en los resultados identificados asociados a los Casos II y IV. Para ambos casos, se reduce la dispersión del valor identificado y a su vez este converge de forma más cercana al valor real.

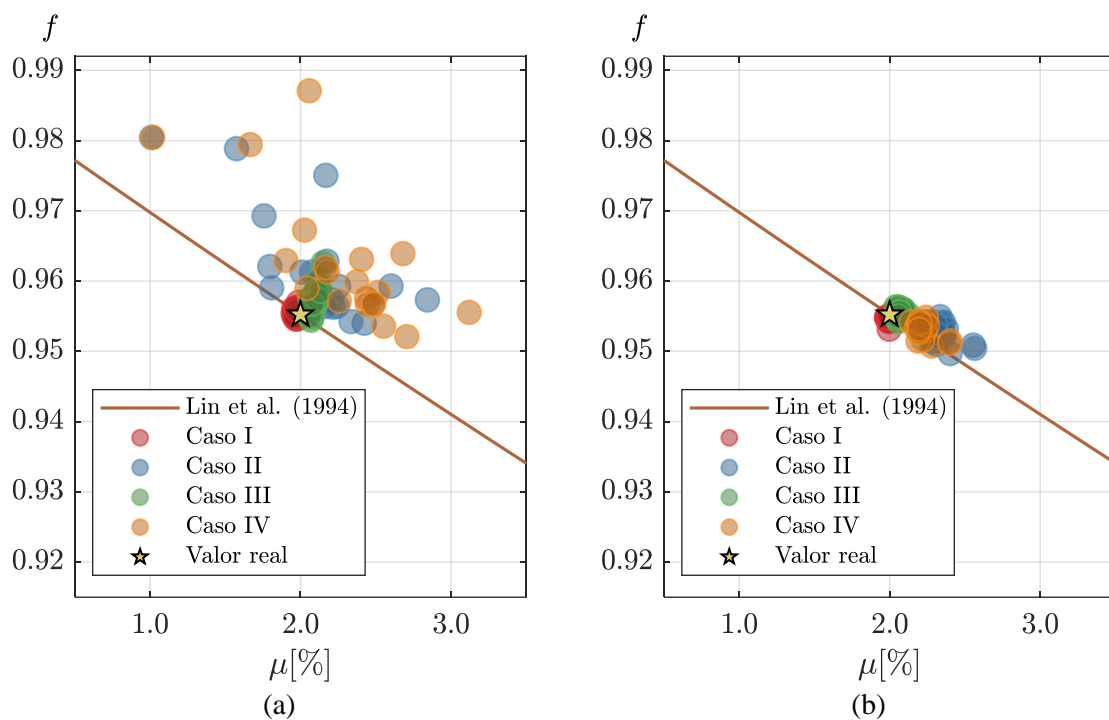


Figura 4.24: Razón de frecuencias de sintonía identificada a partir de: (a) registros sin filtrar; (b) registros filtrados.

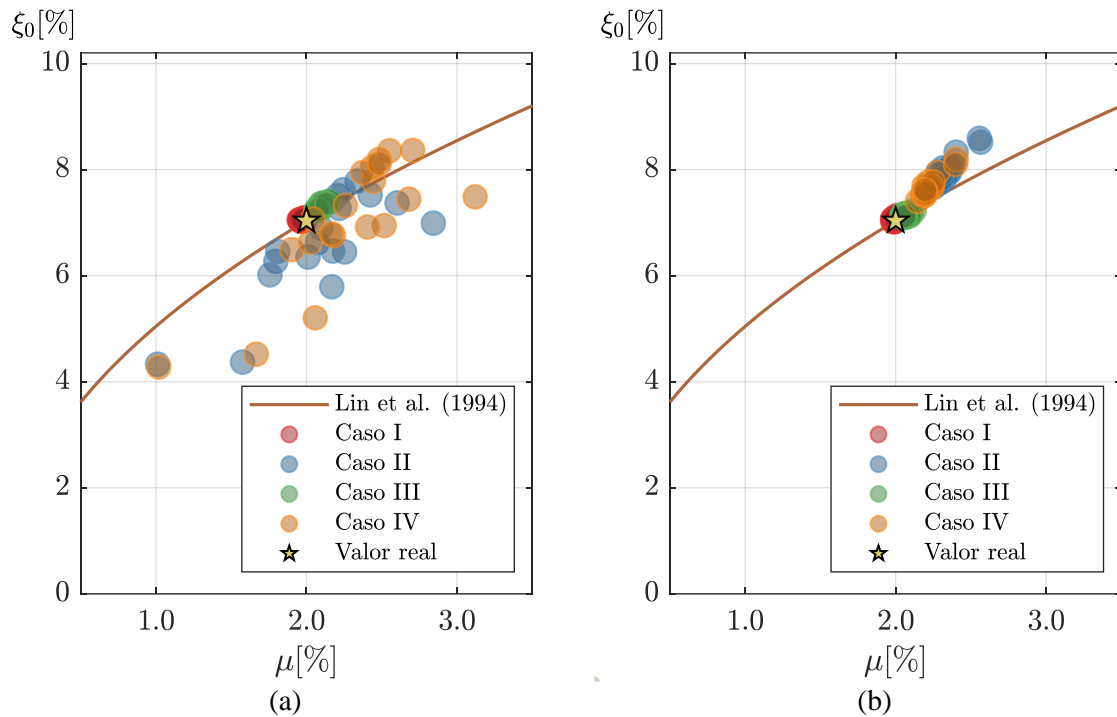


Figura 4.25: Fracción de amortiguamiento del AMS identificada a partir de: (a) registros sin filtrar; (b) registros filtrados.

Adicionalmente, notar que si se realiza la identificación de los parámetros de sintonía a partir de la respuesta filtrada y considerando solo la contribución de los primeros dos modos de vibración del sistema acoplado, los parámetros α y δ del modelo dejan de ser relevantes, debido a que ambos parámetros junto con el periodo de la estructura primaria definían principalmente el resto de los periodos de la estructura primaria, los cuales, al ser filtrada la respuesta, es eliminada su contribución.

4.4 Resumen Metodología Modificada

Tal como quedó de manifiesto en la sección 4.3.4, para mejorar los resultados de la identificación de los parámetros de sintonía, en el caso general en donde el edificio analizado no cumple con los supuestos del modelo simplificado de vigas acopladas de corte y flexión, es necesario agregar un paso extra a la metodología de identificación propuesta, el cual corresponde al filtrado de las aceleraciones registradas.

CAPÍTULO 4. EJEMPLOS NUMÉRICOS

A modo de resumen, se describen secuencialmente los pasos a seguir para poder llevar a cabo la identificación de los parámetros de sintonía de edificios equipados con AMS, mediante la modificación de la metodología propuesta.

- 1) Identificar de manera aproximada el valor de las frecuencias (o periodos) de los modos superiores de la estructura, con el objetivo de eliminar dicha contribución de los registros y considerar exclusivamente la contribución de los primeros dos modos del sistema acoplado, los cuales de forma implícita contienen toda la información de los parámetros de sintonía. Lo anterior se puede realizar a través del análisis de los espectros de piso o de funciones de transferencia empíricas.
- 2) Filtrar los registros de aceleración mediante el uso del filtro pasa banda detallado en la sección 4.3.4.
- 3) Definir un conjunto de valores iniciales para cada uno de los parámetros que definen el modelo matemático con el cual se llevará a cabo la identificación. La elección de estos valores iniciales se detalla en la sección 3.7.
- 4) Utilizando el registro del suelo filtrado, ejecutar el algoritmo que minimiza la función objetivo definida en la sección 3.6, de modo de encontrar el conjunto de parámetros que mediante el modelo matemático propuesto reproducen de mejor forma la respuesta filtrada registrada.

5 VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

5.1 Introducción

En este capítulo se describe el procedimiento y los principales resultados mediante el cual se valida experimentalmente la metodología propuesta. Lo anterior mediante un ensayo de laboratorio de un marco estructural de 3 pisos, equipado con un amortiguador de masa sintonizada de tipo péndulo, bajo la excitación de 20 registros sísmicos. Los periodos, fracciones de amortiguamiento y formas modales de referencia de la estructura primaria son estimados en base al ensayo del marco sin la contribución del AMS. Por su parte, las propiedades dinámicas de referencia del AMS son estimadas a partir de sus propiedades físicas. Posteriormente, se ensaya la estructura con el AMS equipado y se identifican, mediante la metodología propuesta, las propiedades dinámicas respectivas de la estructura primaria y del AMS, a partir de la respuesta del sistema acoplado. Finalmente, se comparan los valores identificados con los de referencia estimados anteriormente.

5.2 Descripción de la Estructura Primaria y del AMS

La Figura 5.1 muestra el modelo experimental estructura-AMS ensayado. La estructura primaria corresponde a un marco estructural compuesto de 4 columnas y 3 pisos, con una altura de entre piso de 60 [cm] y una masa uniforme por piso de 3.28 [kg]. Las columnas están fabricadas de aluminio de una sección transversal de 40x3 [mm]. El sistema de piso está formado por planchas de madera de 38x38x1.8 [cm] las cuales se suponen que actúan como diafragmas rígidos. El detalle del proceso de fabricación y montaje de dicha estructura se comenta en detalle en Maurel (2020).

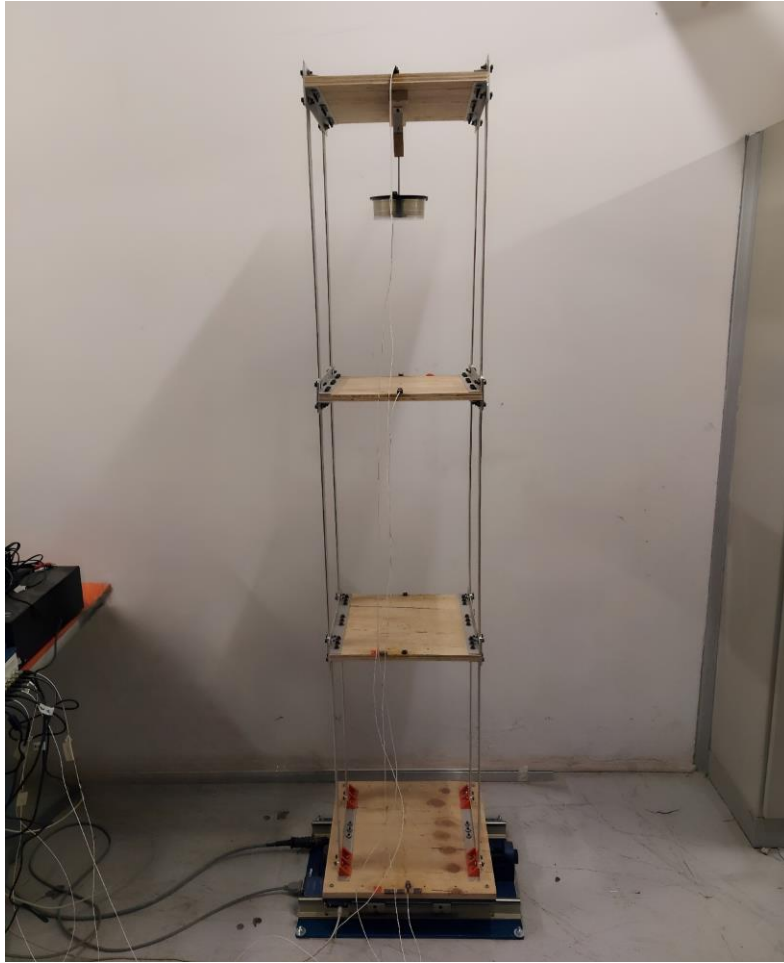


Figura 5.1: Montaje experimental estructura con AMS.

La estructura es ensayada con respecto a su eje débil. En dicha dirección, según Maurel (2020) la estructura tiene un periodo fundamental de 0.74 [s] y una fracción de amortiguamiento del primer modo de 0.48 [%]. Debido a la simetría de la estructura se desprecian efectos torsionales, por lo que, considerando un grado de libertad traslacional por piso, la dinámica completa de la estructura se puede representar mediante un modelo de marco plano de 3 grados de libertad.

Por su parte, el AMS tiene una masa de 0.475 [kg] y un largo medido, desde el pivote hasta el centro de masa del dispositivo, de $l = 165 \pm 1$ [mm]. El dispositivo se puede modelar como un péndulo simple, cuya ecuación de movimiento en oscilaciones libres está dada por:

$$\ddot{\theta} + \frac{g}{l} \sin(\theta) = 0 \quad (5.1)$$

en donde θ es el ángulo que mide el giro del péndulo a partir de la posición de equilibrio, l es el largo del péndulo y g corresponde a la constante de aceleración de gravedad.

La ecuación (5.1) corresponde a una ecuación diferencial no lineal, sin embargo, si consideramos pequeñas deformaciones, se tiene que matemáticamente $\sin \theta \approx \theta$, por lo tanto, la ecuación de movimiento se puede linealizar según:

$$\ddot{\theta} + \frac{g}{l} \theta = 0 \quad (5.2)$$

La ecuación (5.2) tiene una solución armónica cuyo periodo viene dado por:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{l}{g}} \quad (5.3)$$

De este modo, es posible estimar el periodo natural de vibración del péndulo exclusivamente en función de su largo. Por lo tanto, reemplazando el largo medido del péndulo en la ecuación (5.3) se tiene que el periodo de referencia del AMS T_0 se encuentra entre $0.812 - 0.817$ [s].

Cabe destacar que el péndulo instalado en la estructura difiere ligeramente de cómo el AMS es modelado matemáticamente en los modelos estructurales. Primero, el modelo propuesto no considera un comportamiento no lineal de la dinámica del AMS. Por lo tanto, el modelo será adecuado siempre y cuando no se generen desplazamientos excesivos en el AMS producto de las aceleraciones basales a las cuales está sometida la estructura, es decir, que se mantenga el supuesto de deformaciones pequeñas ($\sin \theta \approx \theta$). Segundo, el principal mecanismo de disipación de energía del péndulo instalado corresponde al roce en el pivote del péndulo, y al roce entre el aire y la masa principal del péndulo. Por su parte, el modelo matemático propuesto asume disipación del tipo viscoelástica lineal, de modo que hay una inconsistencia entre el mecanismo de disipación real y el del modelo. Como el AMS no tiene un amortiguador viscoso real, no es posible estimar un valor de la fracción de amortiguamiento del AMS de referencia con la que luego comparar con los resultados de la identificación. Sin embargo, el algoritmo de optimización identificará un amortiguamiento viscoso equivalente que reproduce de la mejor forma posible la respuesta registrada.

5.3 Descripción de la Mesa Vibradora y de los Sensores

La estructura fue montada en la mesa vibradora modelo *Quanser Shake Table II* mostrada en la Figura 5.2. La mesa tiene una serie de limitaciones las cuales se detallan en Quanser (2017). Dentro de las limitaciones, se destaca que el recorrido total que es capaz de generar la mesa es de 15.24 [cm] (7.62 [cm] a cada extremo desde el centro), limitante que tiene directa relación con el escalamiento de los registros sísmicos seleccionados, ya que estos deben estar escalados de tal forma de tener un PGD (*peak ground displacement*) menor a 7.62 [cm]. Además, la mesa solo es capaz de generar oscilaciones con una frecuencia máxima de 10 [Hz], por lo cual registros sísmicos con un contenido de frecuencia superior a dicho límite, no son bien reproducidos.

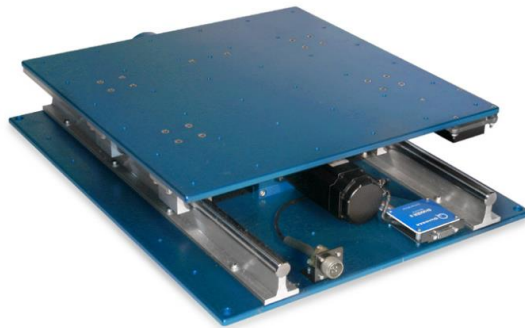


Figura 5.2: Mesa vibradora Quanser Shake Table II. Fuente: https://quanser.com/wp-content/uploads/2017/03/shake_table_II_rev3.jpg

En relación con los sensores utilizados, estos corresponden a acelerómetros piezoeléctricos uniaxiales PCB modelo 333B30. Se dispone de un total de 4 acelerómetros, los cuales para el ensayo de la estructura primaria se instalan uno por piso y uno en la base simulando un sensor de campo libre. Por otro lado, cuando se ensaya el sistema acoplado estructura-AMS, se retira el acelerómetro del piso 1 y se instala en el AMS. En la Figura 5.3 se muestra con mayor detalle la ubicación de los acelerómetros instalados para el ensayo del sistema acoplado.

Los acelerómetros en cuestión tienen un rango de operación de 0.5 – 3000 [Hz] y la frecuencia de muestreo es de 2000 [Hz]. Para los respectivos análisis y en función de las limitaciones de la mesa

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

y los sensores, los registros de aceleración obtenidos son procesados mediante una corrección de línea base y un filtro pasa banda tipo *Butterworth* de orden 3, en una banda de frecuencias igual a 0.5 – 10 [Hz].



Figura 5.3: Ubicación acelerómetros ensayo estructura con AMS.

5.4 Selección de los Registros Sísmicos

Se seleccionaron un total de veinte registros sísmicos de la base de datos NGA West 2 del PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*), todos corresponden a terremotos de naturaleza cortical ocurridos en California y con un contenido de frecuencias predominantes cercanas a la frecuencia natural de la estructura primaria. Esto con el objetivo de asegurar la excitación del modo controlado por el AMS.

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

Para limitar los desplazamientos máximos de la estructura primaria y obtener un *PRDR* (*peak roof drift ratio*) igual al 2 [%] en cada uno de los ensayos de la estructura primaria. Los registros sísmicos seleccionados son escalados de modo de obtener en cada uno de ellos un valor del espectro de desplazamientos relativos $S_d(T_1 = 0.74 [s], \xi_1 = 0.48 [\%])$ igual a 3.25 [cm], ya que para dicho valor de S_d se puede obtener aproximadamente el *PRDR* objetivo.

En efecto, el *PRDR* está definido según:

$$PRDR = \frac{\max(x_t(t))}{H} \quad (5.4)$$

en donde $x_t(t)$ corresponde al desplazamiento relativo a la base del techo de la estructura y H corresponde a la altura total de la estructura, la cual, para el marco ensayado corresponde a 180 [cm]. El valor máximo de $x_t(t)$ se puede aproximar, si consideramos que dicho desplazamiento está controlado principalmente por el primer modo de la estructura, según:

$$\max(x_t(t)) \approx \Gamma_1 \Phi_{1,t} S_d(T_1, \xi_1) \quad (5.5)$$

en donde $\Gamma_1 \Phi_{1,t}$ corresponde a la forma modal efectiva del techo correspondiente al primer modo de la estructura, cuyo valor teórico debe ser cercano a 1.23, por lo que reemplazando en la ecuación (5.4) y luego en la ecuación (5.5) se obtiene un *PRDR* aproximado del 2 [%], que corresponde al valor objetivo seleccionado.

Además, se verifica que, con el factor de escala propuesto, la mesa sea capaz de reproducir adecuadamente el registro, en función de la limitación del rango de movimiento que es capaz de generar. Los registros seleccionados con sus respectivos RSN (*Record Sequence number*) y factores de escala se muestran en la Tabla 5.1.

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

Tabla 5.1: Registros sísmicos seleccionados y su respectivo factor de escala.

Terremoto	RSN	Factor de Escala
Borrego (1942)	9	1.400
Imperial Valley-03 (1951)	10	2.180
Kern County (1952)	13	1.242
Kern County (1952)	15	0.342
Northern Calif-02 (1952)	16	1.085
Northern Calif-03 (1954)	20	0.289
Central Calif-02 (1960)	24	2.088
Hollister-01 (1961)	26	0.449
Hollister-02 (1961)	27	0.499
San Fernando (1971)	70	0.399
Westmorland (1981)	317	0.300
N. Palm Springs (1986)	527	0.273
Whittier Narrows-01 (1987)	615	0.271
Whittier Narrows-01 (1987)	645	0.225
Landers (1992)	841	0.329
Big Bear-01 (1992)	916	0.572
San Simeon CA (2003)	3979	0.445
El Mayor-Cucapah (2010)	5975	0.237
Big Bear-01 (1992)	6059	0.377
Joshua Tree CA (1992)	6875	0.405

5.5 Ensayo de la Estructura Primaria

Con el objetivo de conocer con mayor certeza las propiedades modales de la estructura primaria. Se ensaya la estructura en la mesa vibradora, registrando las aceleraciones absolutas en todos los pisos, producidas por los veinte registros sísmicos indicados en la subsección anterior. Las propiedades modales son identificadas mediante la metodología propuesta cambiando el modelo matemático subyacente utilizado en el algoritmo de minimización modal. En particular, para este caso el modelo matemático ya no corresponde al de vigas acopladas de corte y flexión con AMS, sino al de un edificio tradicional, representado por el típico modelo de estructura plana de base fija y amortiguamiento clásico, cuya respuesta estructural se puede reproducir mediante un análisis modal clásico. En la Tabla 5.2 se muestra un resumen con los periodos y fracciones de amortiguamiento identificados. Por su parte, en la Figura 5.4 se presentan las formas modales efectivas identificadas.

Tabla 5.2: Propiedades modales identificadas a partir del ensayo de la estructura primaria.

Parámetro	T_1 [s]	T_2 [s]	T_3 [s]	ξ_1 [%]	ξ_2 [%]	ξ_3 [%]
Máx.	0.7327	0.2507	0.1678	0.66	1.22	0.76
Mín.	0.7284	0.2447	0.1658	0.38	0.2	0.2
Media	0.7308	0.2483	0.1666	0.51	0.47	0.37
Desv. Est.	0.0010	0.0017	0.0005	0.06	0.25	0.13

De los resultados obtenidos se observa una muy baja dispersión en los periodos identificados y una mayor dispersión en las fracciones de amortiguamiento y formas modales efectivas identificadas. Sin embargo, los niveles de dispersión obtenidos son considerados como tolerables e intrínsecos al método de identificación utilizado.

En función de las formas modales efectivas identificadas del primer modo de la estructura primaria y de su masa por piso, se calcula la respectiva masa modal asociada al modo controlado. Luego, con dicho parámetro y la masa del AMS, reemplazando los respectivos valores en la ecuación (2.32), se obtienen las razones de masa μ de referencia. En la Tabla 5.3 se muestra un resumen de los valores identificados en base a los 20 registros sísmicos considerados.

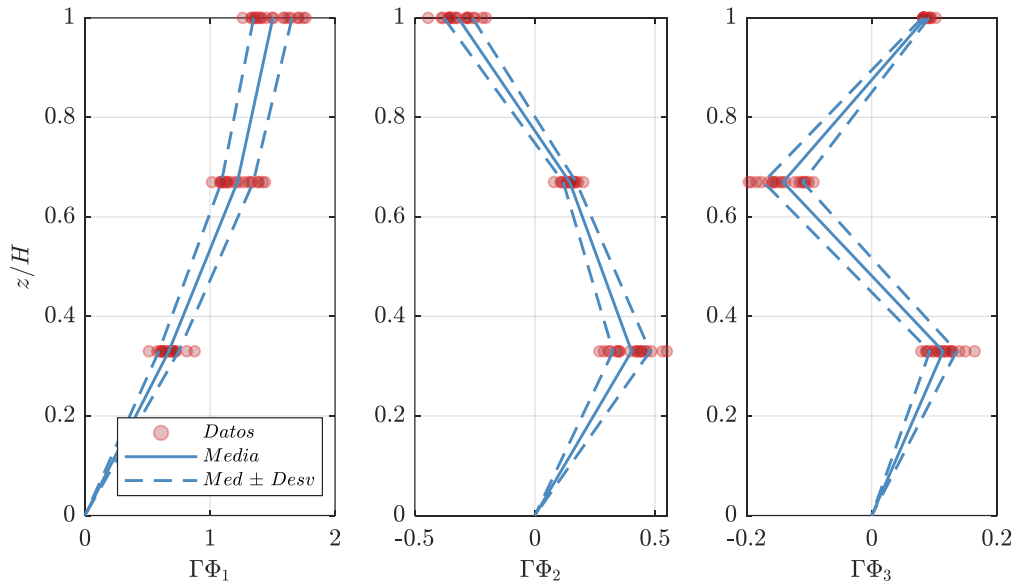


Figura 5.4: Formas modales efectivas identificadas - Estructura primaria.

Tabla 5.3: Razón de masas identificadas a partir del ensayo de la estructura primaria.

Máx.	Razón de masa μ [%]		
	Mín.	Media	Desv. Est.
8.00	7.43	7.78	0.19

Cabe destacar, que para todos los registros se logra una gran aproximación de la respuesta real mediante los parámetros identificados. A modo de ejemplo se muestra en la Figura 5.5 el registro temporal de aceleraciones absolutas medidas y predichas, producidas por el terremoto de Joshua Tree de 1992. De igual forma en la Figura 5.6 se muestra los espectros de aceleraciones de piso registrados y estimados, en donde se observa que los picos de los espectros coinciden con los periodos identificados.

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

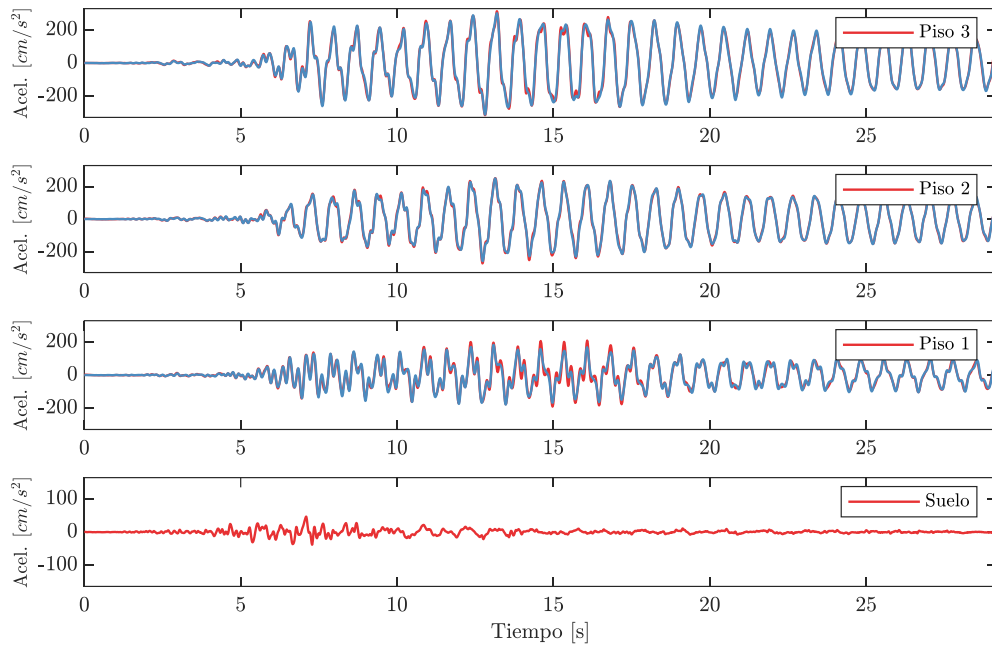


Figura 5.5: Historia temporal de aceleraciones absolutas producidas a partir del registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha. Ensayo estructura primaria.

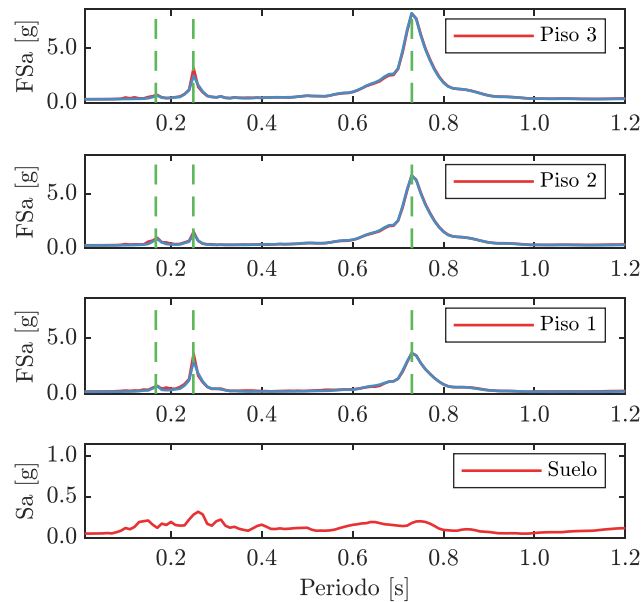


Figura 5.6: Espectros de aceleraciones de piso ($\xi = 1\%$) producidos a partir del registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha. Líneas verdes verticales corresponden a los periodos identificados. Ensayo estructura primaria.

5.6 Ensayo del Sistema Acoplado

De forma similar a lo realizado con la estructura primaria, luego de instalar el AMS en el techo de la estructura, se ensaya el sistema acoplado mediante la excitación de los mismos 20 registros sísmicos seleccionados y se registra la respuesta estructural del sistema.

Como se mencionó anteriormente, el comportamiento lineal del AMS está condicionado a la restricción de un desplazamiento relativo límite con respecto a su posición de equilibrio. Por lo general, se considera válida la aproximación $\sin \theta \approx \theta$ para valores de θ menores a 15° , lo cual considerando un largo del péndulo de $16.5 [cm]$ implica un desplazamiento relativo máximo del AMS con respecto al techo de $4.27 [cm]$, por lo cual, desplazamientos relativos mayores a dicho límite implican diferencias significativas entre la respuesta registrada del AMS y la predicha por el modelo de identificación.

Antes de realizar la identificación, se estiman los desplazamientos relativos del AMS con respecto al techo a partir de la diferencia entre los desplazamientos relativos a la base de ambos grados de libertad. Los desplazamientos relativos a la base se estiman integrando dos veces los registros de aceleraciones relativas. Los resultados obtenidos confirman lo observado durante el ensayo: las deformaciones del AMS, en la gran mayoría de los casos, superaron el límite para la cual el sistema se comporta de forma lineal, por lo que, para evitar errores en los parámetros identificados a causa de estas diferencias, no se utiliza el registro de aceleraciones del AMS para realizar la identificación. Es decir, la identificación se realiza empleando únicamente las aceleraciones registradas en el piso 2 y el techo de la estructura. Como la distribución de masa y de rigidez en altura de la estructura primaria se asemeja al del modelo de vigas acopladas de corte y flexión, no se considera necesario filtrar los registros. Por ende, se predice la respuesta del sistema mediante la contribución de todos los modos de vibrar del sistema acoplado (4 modos). En la Figura 5.7 se muestran los resultados obtenidos, en donde se observa a grandes rasgos que los valores de los parámetros identificados en promedio están muy cercanos del intervalo de valores de referencia obtenido mediante el ensayo de la estructura primaria y el estudio de las propiedades físicas del AMS.

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

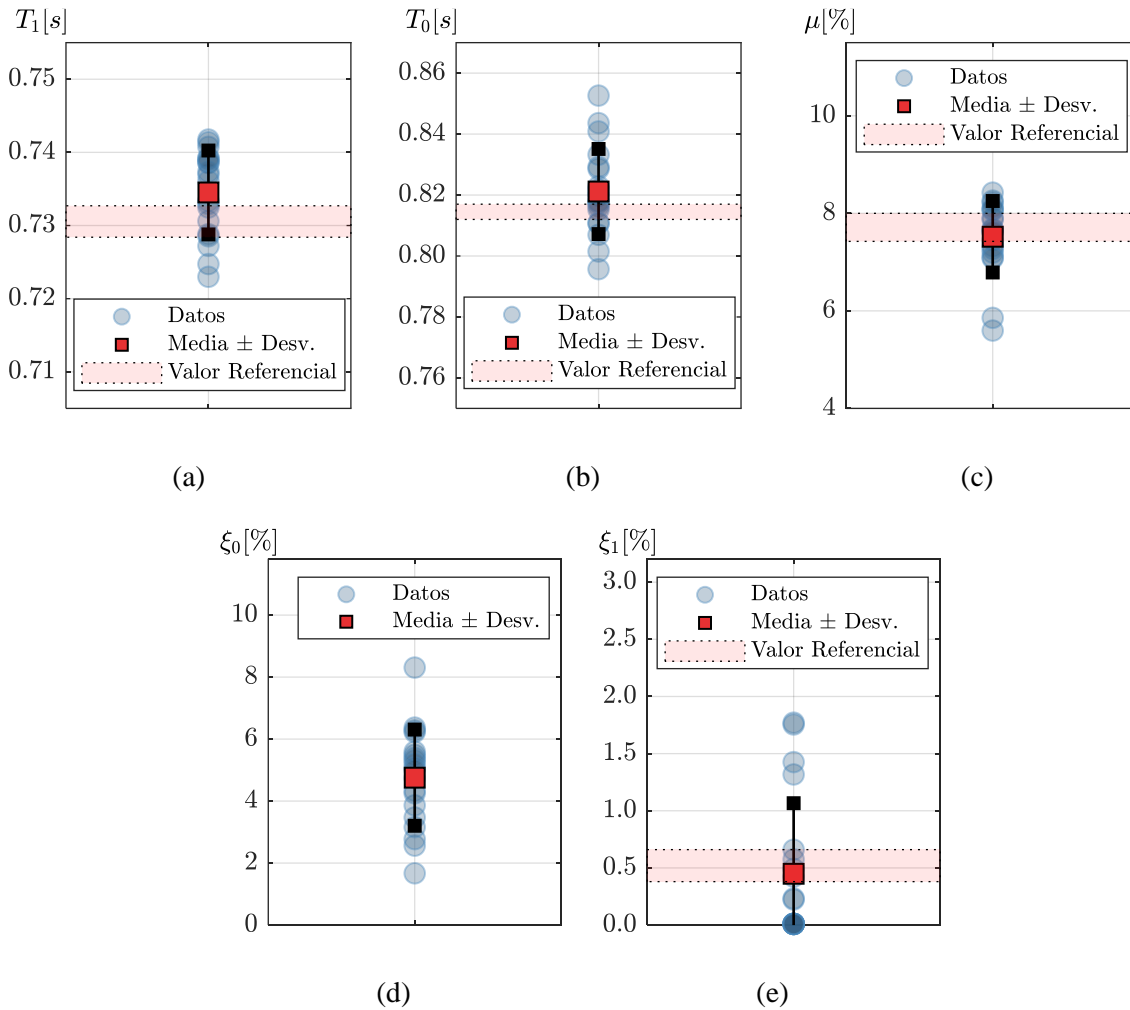


Figura 5.7: Resultados de la identificación de los parámetros de interés a partir del ensayo del sistema acoplado: (a) periodo la estructura primaria; (b) periodo del AMS; (c) razón de masas; (d) fracción de amortiguamiento del AMS; (e) fracción de amortiguamiento de la estructura primaria.

Analizando los periodos identificados, en relación con el periodo del primer modo de la estructura primaria T_1 la media del valor referencial, identificado a partir del ensayo de la estructura sin el AMS corresponde a 0.7308 [s], por su parte la media de los valores identificados a partir del ensayo del sistema acoplado corresponde a 0.7345 [s], lo cual implica un error absoluto de apenas 0.0037 [s] y un error relativo de 0.51 [%]. Incluso para el caso más desfavorable, en el cual el periodo identificado a partir del ensayo del sistema acoplado corresponde a 0.7418 [s], se tiene un error absoluto con respecto a la media del valor referencial de apenas 0.0110 [s]. A su vez, en relación con los resultados obtenidos de la identificación del periodo del AMS T_0 se tiene que la media de su valor referencial corresponde a 0.8149 [s] y la media del valor identificado a partir del ensayo del sistema acoplado

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

corresponde a 0.8212 [s], lo cual resulta en un error absoluto de apenas 0.0063 [s] y un error relativo de 0.77 [%]. De igual forma, si analizamos el caso más desfavorable el cual corresponde a un periodo identificado a partir del ensayo del sistema acoplado de 0.8526 [s] implica un error absoluto con respecto a la media del valor referencial de tan solo 0.0377 [s].

En relación con la razón de masas μ del sistema, a partir de los resultados del ensayo de la estructura primaria se obtuvieron valores referenciales de este parámetro que variaron entre 7.43 – 8.00 [%], con una media de 7.78 [%]. Por su parte la media de los resultados identificados mediante el ensayo del sistema acoplado fue de 7.52 [%], lo cual significa un error absoluto con respecto a la media del valor referencial de apenas un 0.26 [%]. Además, 18 de los 20 valores identificados se encuentran dentro o muy cerca de la franja de valores referenciales.

Con respecto a las fracciones de amortiguamiento identificadas, se aprecia una mayor variabilidad que en el resto de los parámetros identificados. En particular, se observa una gran dispersión en los resultados de la fracción de amortiguamiento del AMS, ξ_0 . Como no existe un amortiguador viscoso en el AMS, no se cuenta con un valor referencial de dicho parámetro que permita determinar la precisión de los valores identificados. Por la misma razón, el valor identificado mediante el ensayo del sistema acoplado corresponde más bien a la fracción de amortiguamiento de un modelo equivalente. Dicho valor para la gran mayoría de los casos varió entre el 3 – 6 [%], con un valor medio de 4.76 [%]. Por otro lado, en relación con el amortiguamiento del primer modo de la estructura primaria ξ_1 , los valores referenciales identificados a partir del ensayo de la estructura primaria fueron menores al 1 [%], en particular, variaron entre el 0.38 – 0.66 [%]. Por su parte la mitad fracciones de amortiguamiento identificadas a partir del ensayo del sistema acoplado convergieron al 0.01 [%] el cual correspondía al límite implementado en el algoritmo de optimización. La otra mitad convergió a valores que variaron entre el 0.22 – 1.77 [%].

Cabe mencionar, que para todos los registros se logra una buena aproximación de la respuesta real del sistema, a partir de los parámetros identificados. A modo de ejemplo se muestra en la Figura 5.8 el registro de aceleraciones absolutas medidas y predichas, producidas por el registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. De igual forma en la Figura 5.9 se muestra los espectros de aceleraciones de piso registrados y estimados, en donde se observa que los picos de los espectros coinciden con los periodos identificados. Con respecto a esta última figura, a diferencia de la Figura 5.6 ahora se observan un periodo identificado adicional producto de la inclusión del AMS.

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

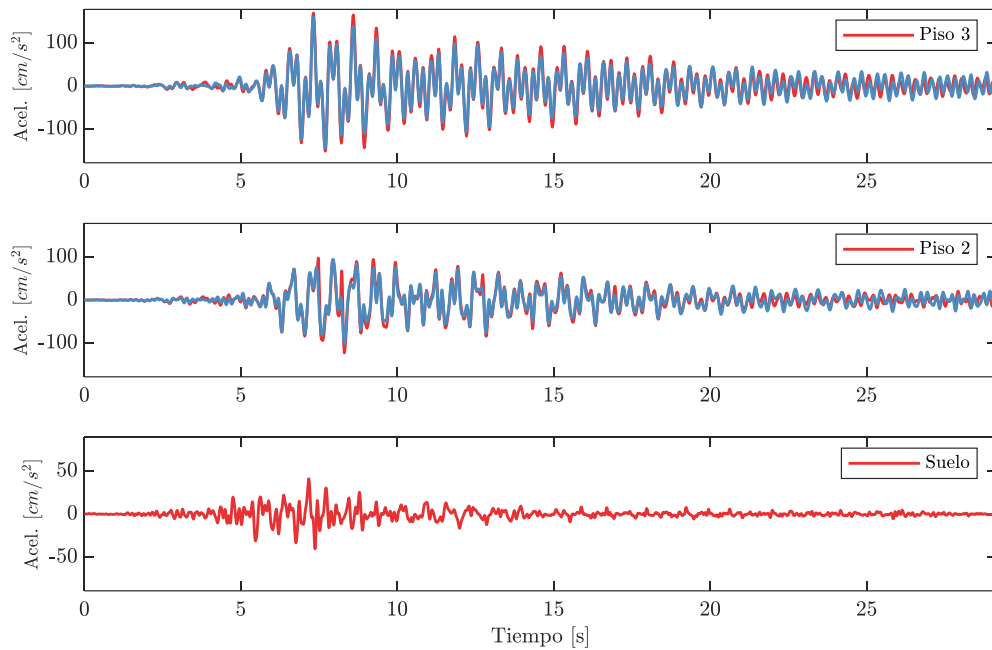


Figura 5.8: Historia temporal de aceleraciones absolutas producidas a partir del registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha. Ensayo sistema acoplado.

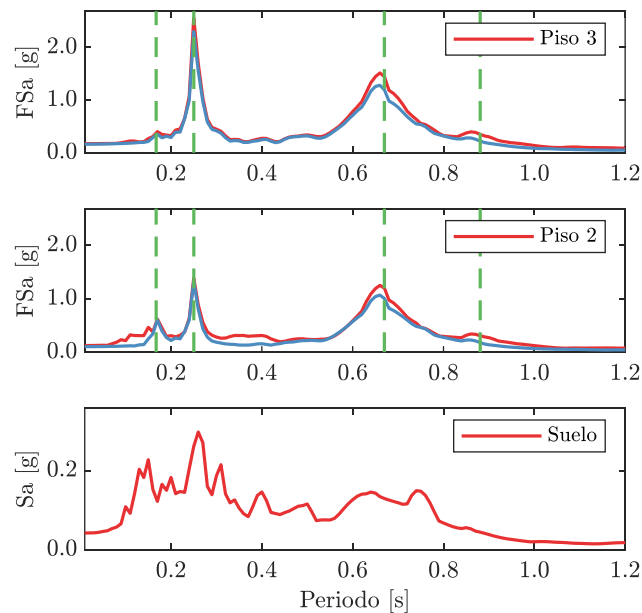


Figura 5.9: Espectros de aceleraciones de piso ($\xi = 1\%$) producidos por el registro del terremoto de Joshua Tree de 1992. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha. Líneas verdes verticales corresponden a los periodos identificados. Ensayo sistema acoplado.

CAPÍTULO 5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

Finalmente, a modo de ejemplo, para mostrar la eficacia en la reducción de la respuesta estructural del AMS, se muestra en la Figura 5.10 y en la Figura 5.11 la historia temporal de aceleraciones absolutas registradas de la estructura con y sin la instalación del AMS, producidas por una misma excitación basal, en donde se observa una reducción considerable en las aceleraciones de la estructura. Además, en la Figura 5.12 se muestran los espectros de aceleraciones de piso respectivos.

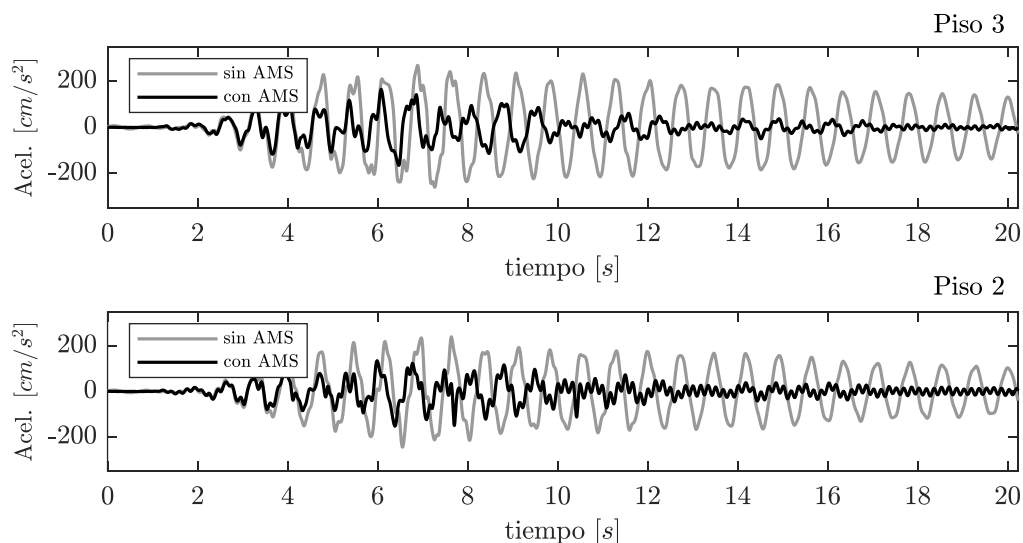


Figura 5.10: Historia temporal de las aceleraciones absolutas registradas, producidas a partir del registro del terremoto de N. Palm Springs (1986).

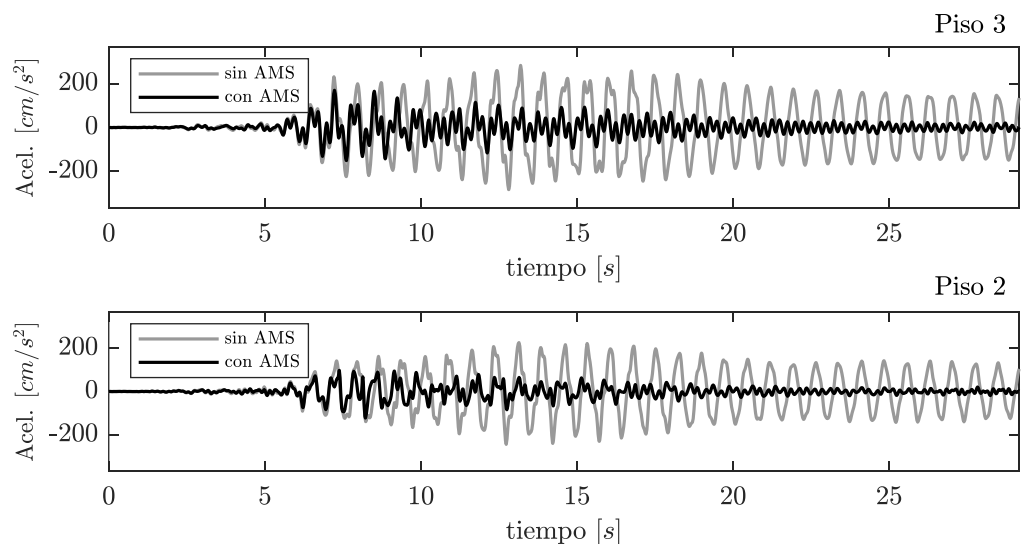


Figura 5.11: Historia temporal de las aceleraciones absolutas registradas, producidas a partir del registro del terremoto de Joshua Tree CA (1992).

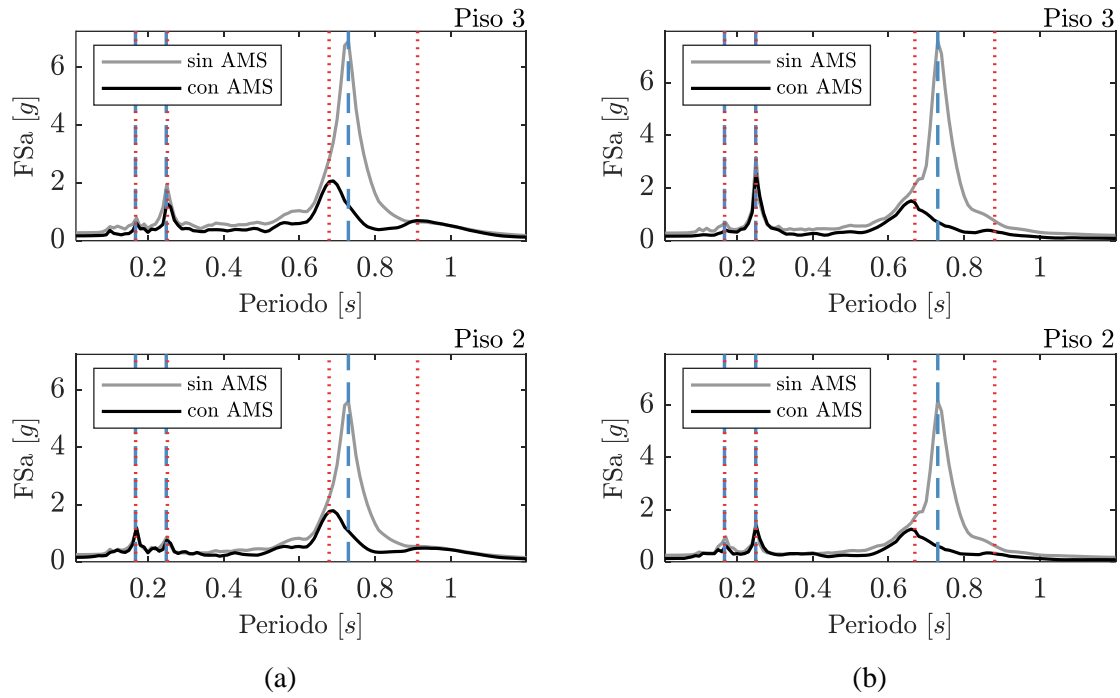


Figura 5.12: Espectros de aceleraciones de piso ($\xi = 1\%$) producidos a partir de los registros de: (a) terremoto de N. Palm Springs de 1986; (b) terremoto de Joshua Tree de 1992. Líneas verticales corresponden a los periodos identificados (azules a partir del ensayo de la estructura primaria y rojas a partir del ensayo del sistema acoplado).

De la Figura 5.12 además de observar una clara reducción en la respuesta estructural debido a la instalación del AMS, se observa que los periodos identificados de la estructura sin el AMS (T_n) con los periodos de la estructura con el AMS (T_n^s) se relacionan según:

$$\begin{aligned}
 T_1^s &> T_1 > T_2^s \\
 T_3^s &\approx T_2 \\
 T_4^s &\approx T_3
 \end{aligned}
 \tag{5.6}$$

Note que las relaciones definidas en (5.6) son totalmente equivalentes a las obtenidas del análisis teórico de la función de respuesta en frecuencia de estructuras con y sin AMS detalladas en (2.30), considerando $T = 2\pi/\omega$.

6 CASO DE ESTUDIO

6.1 Introducción

En el presente capítulo se lleva a cabo el análisis de un caso real de estudio bajo la metodología propuesta. El edificio en estudio corresponde a un edificio de hormigón armado, el cual se encuentra instrumentalizado por medio de la presencia de acelerómetros distribuidos en la altura del edificio. Además, el edificio se encuentra equipado con un amortiguador de masa sintonizada de tipo péndulo, el cual está provisto de dos amortiguadores viscosos no lineales. En una primera instancia, se realiza la identificación de los parámetros de sintonía a partir de los registros de aceleraciones simulados por un modelo de elementos finitos de la estructura, considerando el caso en que el amortiguamiento del AMS es de naturaleza lineal y el caso en que dicho amortiguamiento se comporta de forma no lineal. Esto con el objetivo de evaluar la aplicabilidad de la metodología propuesta cuyo modelo simplificado considera amortiguamiento del AMS del tipo lineal, al caso particular en donde el amortiguamiento del AMS es del tipo no lineal, como es el caso real de estudio. Finalmente, se realiza la identificación de los parámetros de sintonía del edificio real en estudio, a partir de las aceleraciones sísmicas registradas por el sistema de monitoreo estructural presente en el edificio.

6.2 Descripción del Edificio

El Edificio Corporativo de la Cámara Chilena de la Construcción (CChC) es un edificio de hormigón armado ubicado en la punta de diamante que forman Av. Las Condes y Av. Apoquindo, en la Región Metropolitana. El edificio cuenta con una configuración típica de edificios de oficina, esto es, un núcleo central de muros donde típicamente se ubican los ascensores y escaleras, y columnas perimetrales en el área de las oficinas. La estructura cuenta con 82.5 metros de altura, que se traducen en 22 niveles sobre nivel de calle, más un piso mecánico de doble altura junto con ello, cuenta con 9 niveles subterráneos, con una profundidad de 28 metros. Una fotografía del edificio se muestra en la Figura 6.1.



Figura 6.1: Vista aérea del edificio corporativo de la cámara chilena de la construcción. Fuente: https://atelier4architects.cl/wp-content/uploads/2017/05/cchc_5.jpg

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

Además, el edificio cuenta con un amortiguador de masa sintonizada del tipo péndulo que consta de una esfera de acero de 150 toneladas suspendido sobre el piso 22 del edificio mediante 12 cadenas de acero y se encuentra amortiguado mediante 2 amortiguadores viscosos. Una fotografía del dispositivo se muestra en la Figura 6.2.



Figura 6.2: Amortiguador de masa sintonizada del edificio corporativo de la CChC. Fuente: https://ohstgo.cl/wp-content/uploads/2021/12/LAS-CONDES_Edificio-CChC_x3-1035x687.jpg

Otra particularidad del edificio es que se encuentra monitoreado a través de 7 acelerómetros triaxiales Guralp modelo 5TDE distribuidos en la altura del edificio, que registran en tiempo real las aceleraciones del edificio, desde el año 2018 hasta la actualidad. En concreto, se encuentran 2 acelerómetros en el último subterráneo, 1 acelerómetro en el primer piso, 2 acelerómetros a media altura y 2 acelerómetros en el último piso, tal como se muestra en la Figura 6.3.

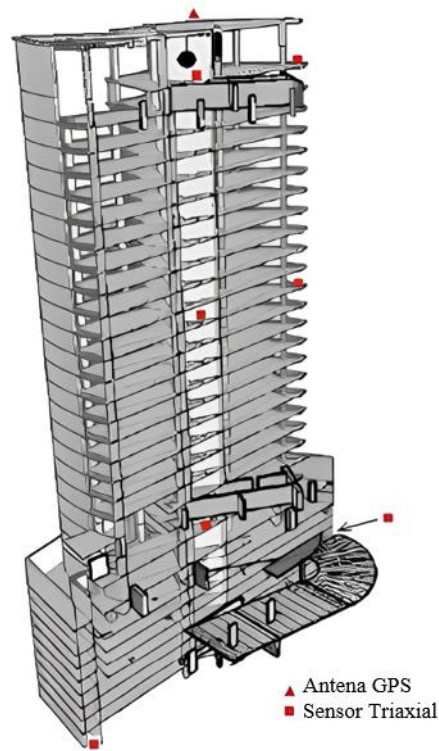


Figura 6.3: Distribución de acelerómetros edificio CChC.

6.3 Modelo Computacional

6.3.1 Estructura Primaria

Debido a la gran cantidad de subterráneos que presenta el edificio y a que a priori se desconoce si el suelo alrededor de los subterráneos efectivamente actúa como una restricción a los desplazamientos laterales. Es que se analizan dos modelos de elementos finitos del mismo edificio en el software ETABS. El primer modelo considera el caso en que el suelo alrededor de los subterráneos restringe completamente los desplazamientos laterales de estos, por ende, el subterráneo se comporta como un cuerpo rígido y las propiedades dinámicas de la estructura son equivalentes a las de un modelo del edificio sin la presencia de los subterráneos. Caso contrario es el segundo modelo, el cual considera que el suelo alrededor de los subterráneos no aporta ningún tipo de restricción lateral a los subterráneos, por ende, para el cálculo de las propiedades dinámicas se considera la masa y rigidez de estos. En la Figura 6.4 se muestra una captura del software ETABS de ambos modelos.

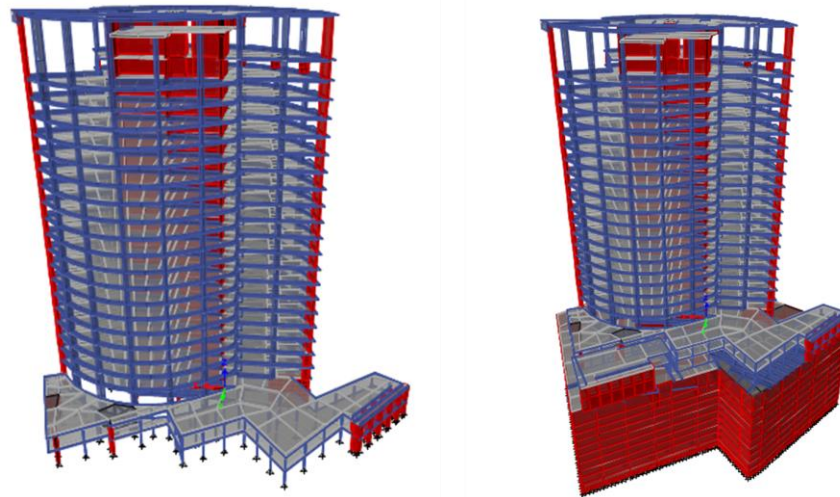


Figura 6.4: Modelo de elementos finitos edificio de la CChC sin subterráneos y con subterráneos.

En la Tabla 6.1 se presentan los primeros periodos de vibración en cada una de las 3 direcciones principales de análisis de ambos modelos, extraídos de cada uno de los modelos de elementos finitos.

Tabla 6.1: Periodos de vibración del modelo de elementos finitos del edificio de la CChC.

Modelo	Dirección Débil				Dirección Fuerte			Rotacional		
	$T_{1,y}[s]$	$T_{2,y}[s]$	$T_{3,y}[s]$	$T_{4,y}[s]$	$T_{1,x}[s]$	$T_{2,x}[s]$	$T_{3,x}[s]$	$T_{1,\theta}[s]$	$T_{2,\theta}[s]$	$T_{3,\theta}[s]$
sin sub.	2.60	0.75	0.37	0.21	1.06	0.27	0.13	1.99	0.63	0.34
con sub.	2.87	0.80	0.40	0.25	1.35	0.33	0.20	2.11	0.67	0.37

6.3.2 Amortiguador de Masa Sintonizada

El amortiguador de masa sintonizada presente en el edificio de la CChC tiene una masa nominal de $150 \times 10^3 [kg]$. Está sujetado por 12 cadenas las cuales tienen un largo de $2.026 [m]$ por lo que considerando que el dispositivo se comporta como un péndulo simple, este tiene un periodo nominal de $2.86 [s]$, según la ecuación (5.3). Por otro lado, el AMS presenta dos amortiguadores viscosos

los cuales además de suministrarle mayor amortiguamiento al dispositivo, limitan su rango de movimiento. En particular, estos amortiguadores, a diferencia de los representados en el modelo simplificado propuesto, producen una fuerza viscosa F_v de naturaleza no lineal, cuya magnitud en vez de ser proporcional a la velocidad relativa del AMS con respecto al techo, es proporcional al cuadrado de dicha velocidad, es decir:

$$|F_v| = c_0(\dot{x}_0(t) - \dot{x}_j(t))^2 \quad (6.1)$$

En el software ETABS el AMS es modelado a través de un elemento “link” del tipo “linear” con rigidez k_0 igual a 725.69 [kN/m] unido en paralelo a un elemento “link” de tipo “Damper – Exponential” con un amortiguamiento c_0 igual a 51.14 [kN(s/m)²]. El valor de la rigidez se calcula de forma tal de obtener el periodo nominal del dispositivo, mientras que el valor del amortiguamiento corresponde al indicado por el fabricante (*FIP Industriale*).

6.3.3 Simulación de la Respuesta Estructural

Con el objetivo de poder evaluar el efecto del amortiguador viscoso no lineal del AMS en comparación con el caso lineal, es que se simuló la respuesta estructural del modelo de elementos finitos del edificio en estudio considerando un AMS con amortiguamiento no lineal y un segundo caso considerando el mismo AMS, pero con amortiguamiento lineal, producto de la excitación de dos registros sísmicos los cuales corresponden al terremoto de Chi-chi 1999 (RSN 1244) y al terremoto de Northridge 1994 (RSN 983), ambos extraídos de la base de datos NGA-West2 del PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*). En particular, el análisis se realizó considerando el modelo de elementos finitos del edificio sin la contribución de los subterráneos. Para el cálculo de la respuesta estructural, debido a la naturaleza no clásica y no lineal del amortiguamiento del AMS, se empleó el algoritmo FNA (*Fast Nonlinear Analysis*) considerando una fracción de amortiguamiento modal igual al 5 [%] para todos los modos del modelo. Se escogió el algoritmo FNA debido a que es un método de análisis no lineal simplificado, en el cual se combina la superposición modal con un análisis no lineal. Este tipo de análisis es adecuado únicamente para casos en donde las no linealidades se concentran en pocos grados de libertad (CSi, 2017), como es el caso de estudio.

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

En la Figura 6.5, a modo de comparación se observa la historia temporal de las aceleraciones absolutas en varios pisos del modelo de elementos finitos considerando un amortiguamiento del AMS de carácter lineal y no lineal, producidas por una misma aceleración basal. De dicha figura se observan diferencias significativas en términos de las aceleraciones absolutas registradas en el AMS, sin embargo, en el resto de los grados de libertad no pareciera haber mayores diferencias entre un caso y el otro. En particular, el único cambio entre un modelo y el otro, es el exponente considerado en la definición del elemento “*link*” de tipo “*Damper – Exponential*”. Como se mencionó anteriormente, para el caso no lineal se consideró un exponente igual a 2. Por otro lado, para el caso lineal, se consideró un exponente igual a 1.

Adicionalmente, en la Figura 6.6 se muestra la historia temporal de aceleraciones absolutas filtradas mediante el filtro pasa banda propuesto en la sección 4.3.4, con el objetivo de considerar solo la contribución de los 2 primeros modos de vibración del sistema acoplado. Al igual que en el caso anterior, las diferencias entre un caso y otro solo se aprecian de forma significativa en la amplitud de la respuesta del AMS. En particular, se tiene que el amortiguador no lineal reduce las aceleraciones máximas del AMS en comparación al caso lineal, sin afectar en gran medida el periodo de vibración. Por lo tanto, menores aceleraciones a un mismo periodo de vibración resultan en menores desplazamientos del dispositivo. En otras palabras, el principal efecto que se logra al considerar un AMS con amortiguamiento no lineal es el de reducir y/o limitar sus desplazamientos máximos.

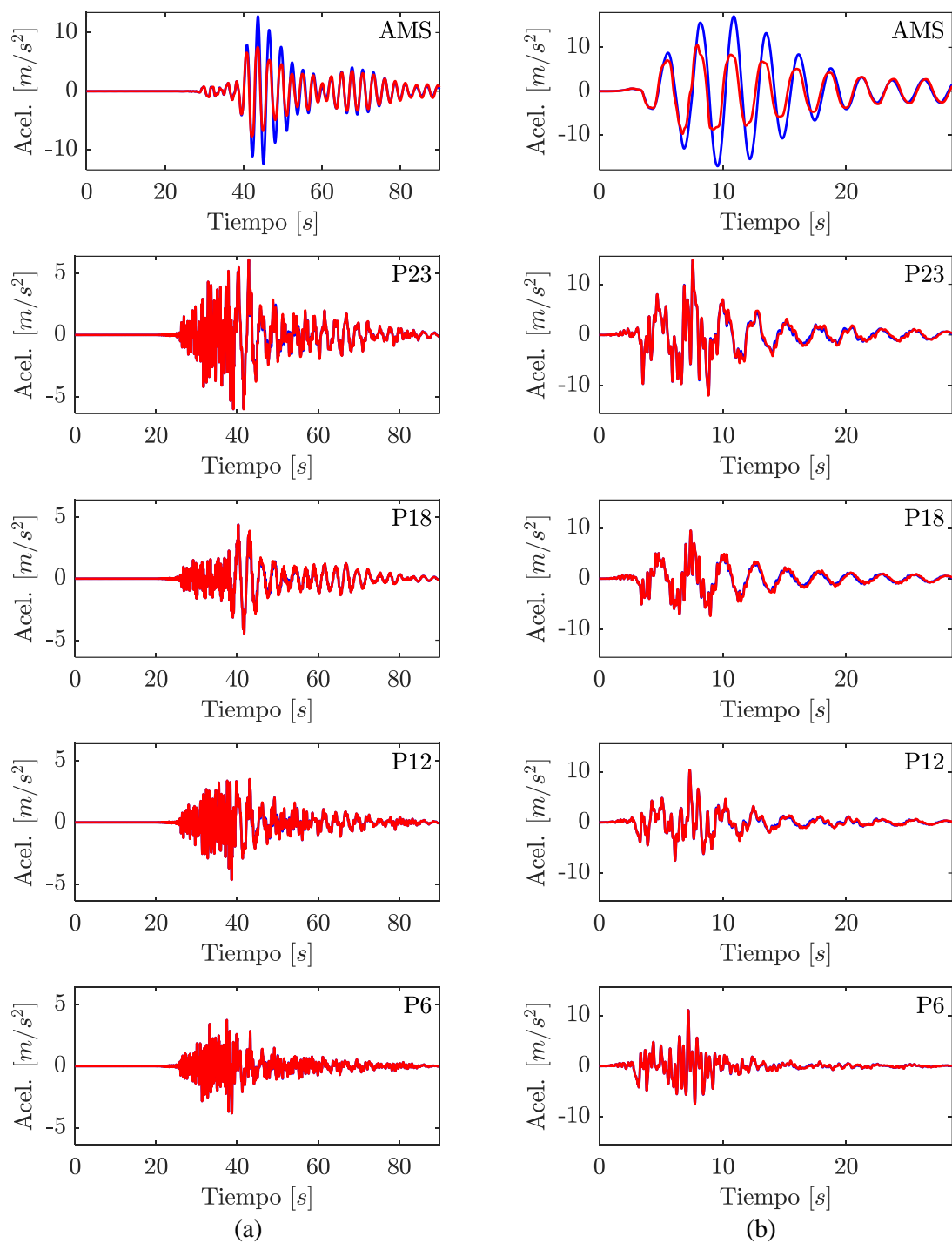


Figura 6.5: Historia temporal de aceleraciones absolutas del modelo de elementos finitos producto del registro del terremoto: (a) Chi-chi 1999; (b) Northridge 1994. En color azul AMS con amortiguamiento lineal y en color rojo AMS con amortiguamiento no lineal.

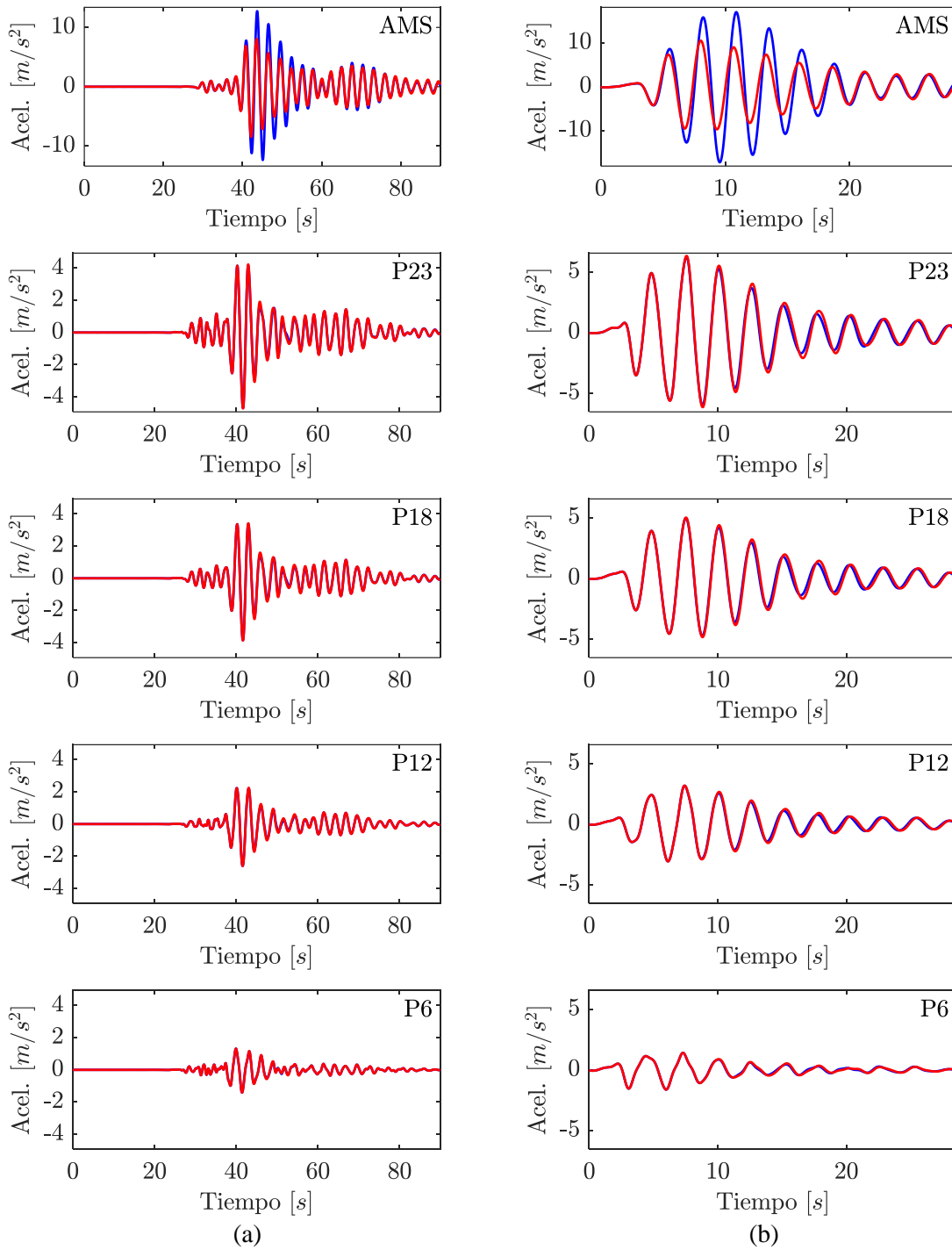


Figura 6.6: Historia temporal de aceleraciones absolutas filtradas del modelo de elementos finitos producto del registro del terremoto: (a) Chi-chi 1999; (b) Northridge 1994. En color azul AMS con amortiguamiento lineal y en color rojo AMS con amortiguamiento no lineal.

6.3.4 Identificación de los Parámetros de Sintonía

En la sección anterior se observó que el efecto de la no linealidad del amortiguamiento viscoso de un AMS afecta principalmente a la amplitud de la respuesta del dispositivo, razón por la cual, resulta interesante evaluar la metodología propuesta ignorando dicha no linealidad. En virtud de lo anterior se realiza el siguiente ejercicio. En una primera instancia, se realiza la identificación de los parámetros de sintonía a partir de la respuesta simulada por el modelo de elementos finitos del edificio en estudio, modelando el amortiguamiento viscoso del AMS de forma lineal. Al igual que en la sección anterior se seleccionó el modelo de elementos finitos sin la contribución de los subterráneos para la simulación de la respuesta estructural. En la Tabla 6.2 y en la Tabla 6.3 se muestran los valores reales de cada uno de los parámetros de sintonía, extraídos directamente desde el modelo de elementos finitos, junto con un intervalo de valores que se utilizó para seleccionar de manera aleatoria un conjunto de parámetros iniciales con el cual ejecutar el algoritmo de optimización.

Tabla 6.2: Parámetros reales e intervalo de valores iniciales de la estructura primaria del modelo de elementos finitos del caso de estudio.

α		δ		T_1 [s]		ξ_n [%]	
Real	Inicial	Real	Inicial	Real	Inicial	Real	Inicial
-	[4-7]	-	[0.5-1]	2.60	[2.50-2.70]	5.0	[4.0-6.0]

Tabla 6.3: Parámetros reales e intervalo de valores iniciales del AMS del modelo de elementos finitos del caso de estudio.

T_0 [s]		ξ_0 [%]		μ [%]	
Real	Inicial	Real	Inicial	Real	Inicial
2.86	[2.75-2.95]	7.75	[6.0-10.0]	1.36	[1.0-5.0]

Cabe destacar que la estructura primaria en estudio no tiene una distribución de rigidez en altura tal que se pueda caracterizar con exactitud mediante un par de parámetros α y δ dados. Sin embargo, se pueden encontrar combinaciones de dichos dos parámetros que generan que el modelo simplificado de vigas acopladas de corte y flexión tenga periodos y/o formas modales relativamente cercanas a la de la estructura primaria en estudio.

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

En la Figura 6.7 se muestran los resultados obtenidos de la identificación mediante la metodología propuesta, considerando dos configuraciones distintas de sensores. Un Caso I que simula la configuración de acelerómetros óptima, según los resultados obtenidos en el Capítulo 4 de este trabajo, es decir, acelerómetros ubicados en el techo y en el AMS. Y un Caso II que simula la configuración de acelerómetros presente en el edificio de la CChC, es decir, un acelerómetro en el cielo del piso 22 y otro en el cielo del piso 11. En total se simularon un total de 20 respuesta sísmicas, mediante el algoritmo FNA. Los registros de aceleraciones fueron filtrados mediante el filtro banda definido en la Sección 4.3.4. Además, para reducir la contribución de los modos torsionales, las aceleraciones fueron extraídas simulando acelerómetros ubicados cerca del centro de rigidez de cada piso. De la Figura 6.7 se observa, como era de esperar, mejores resultados para el Caso I que para el Caso II. En particular, los valores identificados para cada uno de los parámetros identificados mediante la configuración de sensores del Caso I convergen en su totalidad a un valor muy cercano del valor real. Por otro lado, los valores de la identificación mediante al Caso II tienen una mayor dispersión. Sin embargo, los valores identificados convergen relativamente cerca del valor real, salvo para el caso particular de la razón de amortiguamiento del AMS.

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

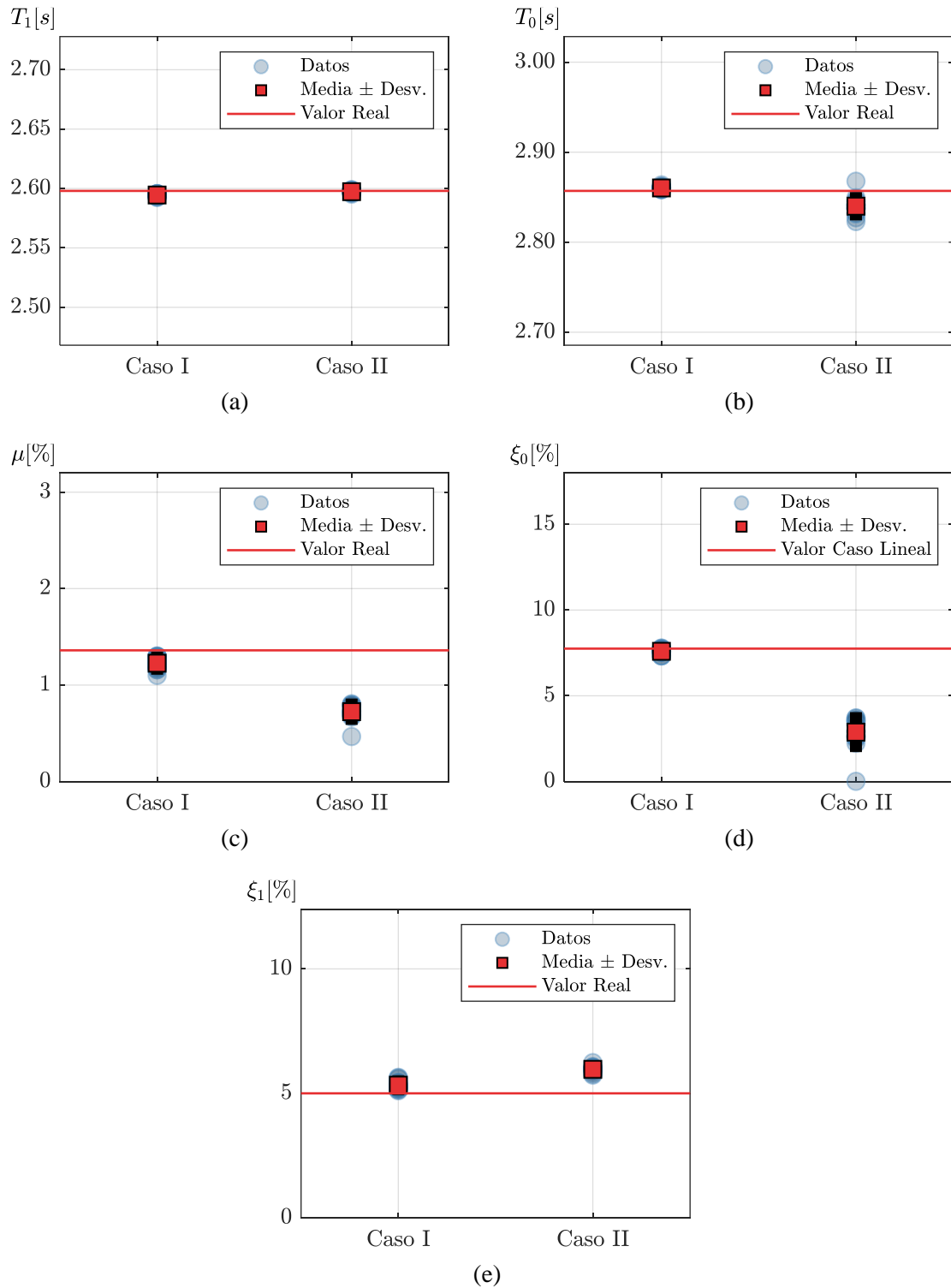


Figura 6.7: Parámetros de sintonía identificados a partir del modelo de elementos finitos del caso de estudio considerando un amortiguamiento del AMS de tipo lineal.

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

Cabe destacar que para obtener los resultados obtenidos en Figura 6.7, se tuvo que hacer una pequeña modificación en el modelo simplificado propuesto, esto con el objetivo de ser consistente con el algoritmo FNA mediante el cual se simula la respuesta estructural del modelo de elementos finitos. La modificación se presenta en la construcción de la matriz de amortiguamiento del sistema acoplado del modelo simplificado. En el modelo simplificado, dicha matriz de amortiguamiento dada por la ecuación (3.22), se obtuvo a partir de las fracciones de amortiguamiento modal de la estructura primaria y del AMS por separado. Por otro lado, para el cálculo de la respuesta estructural mediante el algoritmo FNA, se deben especificar fracciones de amortiguamiento modal para el sistema acoplado sin considerar la contribución del amortiguador viscoso del AMS. En otras palabras, en vez de construir la matriz de amortiguamiento clásico de la estructura primaria, se construye una matriz de amortiguamiento clásico del sistema acoplado considerando no solo las propiedades de masa y rigidez de la estructura primaria, sino que también las del AMS, así como fracciones de amortiguamiento modal de dicho sistema acoplado. Por lo tanto, el amortiguamiento del AMS modelado mediante el elemento “link” de tipo “*Damper – Exponential*”, se considera de forma adicional a dichas fracciones de amortiguamiento definidas para el sistema acoplado.

En la Figura 6.8 se muestran los valores de la fracción de amortiguamiento del AMS identificada a partir del modelo simplificado considerando la modificación de la matriz de amortiguamiento del sistema acoplado y sin considerar dicha modificación. En ambos casos se utilizó la respuesta estructural del AMS y del techo para realizar la identificación (Caso I), ya que es la configuración de sensores que logra una mayor exactitud en la identificación de dicho parámetro. De la Figura 6.8 se observa que, para el Caso I, en donde la matriz de amortiguamiento del modelo simplificado es consistente con la del algoritmo FNA, el valor identificado corresponde al definido en la Tabla 6.2. Por otro lado, para el Caso I* en donde la matriz de amortiguamiento del modelo no es consistente con la del algoritmo, la fracción de amortiguamiento del AMS identificada converge a 12.75 [%] que corresponde a la suma de ξ_0 con ξ_1 definidos en la Tabla 6.2.

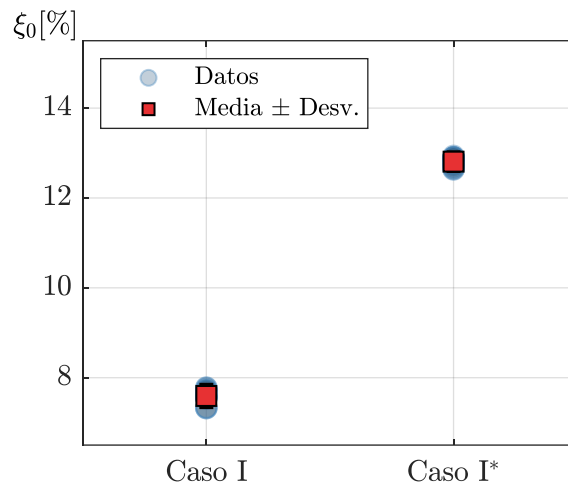


Figura 6.8: Fracción de amortiguamiento identificada del AMS a partir de diferentes configuraciones de la matriz de amortiguamiento del sistema acoplado.

Finalmente, se identifican los parámetros de sintonía en base a la respuesta simulada del modelo de elementos finitos, pero ahora considerando la no linealidad del amortiguamiento del AMS. En la Figura 6.9 se muestran los valores de los parámetros identificados en base a las mismas dos configuraciones de sensores definidas para la identificación del caso lineal. A modo general, al igual que para el caso lineal, se observa que los mejores resultados son los obtenidos a partir de la respuesta registrada dada por la configuración de sensores del Caso I.

Con respecto al periodo de la estructura primaria identificado, de la figura en cuestión se aprecia que la metodología propuesta identifica con éxito dicho parámetro incluso a partir de la configuración de sensores del Caso II. Caso contrario, son los periodos del AMS identificados, los cuales para el Caso II, tienen valores identificados de hasta un 5 [%] de error relativo, con respecto al valor real. Por otro lado, con respecto a la razón de masas identificada se tiene que para ambas configuraciones de sensores el valor identificado tiende a ser menor que el valor real. Por el contrario, las fracciones de amortiguamiento de la estructura primaria identificadas tienden a ser levemente mayores a las reales.

Tema aparte son las fracciones de amortiguamiento del AMS identificadas. En estricto rigor, el concepto de fracción de amortiguamiento definido por la ecuación (2.11) solo es aplicable para el caso lineal. Por lo tanto, el algoritmo de optimización en realidad identifica la fracción de amortiguamiento equivalente que mejor reproduce la respuesta no lineal del amortiguamiento del

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

AMS, lo cual explica en gran medida la dispersión de dichos valores identificados. Para el Caso I, se obtuvieron fracciones de amortiguamiento que varían desde el 1.5 – 15 [%]. Por otro lado, para el Caso II la gran mayoría de los valores identificados fueron menores al 4 [%] y en varias ocasiones se obtuvieron valores de 0.01 [%] el cual corresponde precisamente al límite impuesto al algoritmo de optimización, siendo un valor sin un mayor significado físico, pues representa el caso en donde no existe amortiguamiento en el AMS. En base a lo anterior, se propone descartar todo el conjunto de parámetros identificados asociados a los registros sísmicos en los cuales el algoritmo convergió a una fracción de amortiguamiento del AMS igual al 0.01 [%]. En la Figura 6.10 se muestran los resultados que cumplen con el criterio de selección propuesto, en donde se aprecia una mejora significativa en términos de la media identificada y de su dispersión asociada del periodo del AMS identificado y la razón de masas identificada del Caso II.

En líneas generales, en base a los resultados obtenidos se afirma que la metodología propuesta logra una buena aproximación de los parámetros de sintonía para el caso particular en donde el amortiguamiento del AMS es de naturaleza no lineal. Al igual que para el caso lineal, la eficacia de la metodología depende en gran medida de la distribución de los acelerómetros mediante los cuales se registra la respuesta del sistema, siendo la configuración óptima cuando se cuenta con la respuesta estructural en el AMS y en el techo de la estructura primaria. Para el caso particular, en donde solo se cuenta con acelerómetros distribuidos en la altura de la estructura primaria, sin la presencia de un acelerómetro en el AMS, el periodo del AMS y la razón de masas del sistema presentan una gran dispersión en su valor identificado.

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

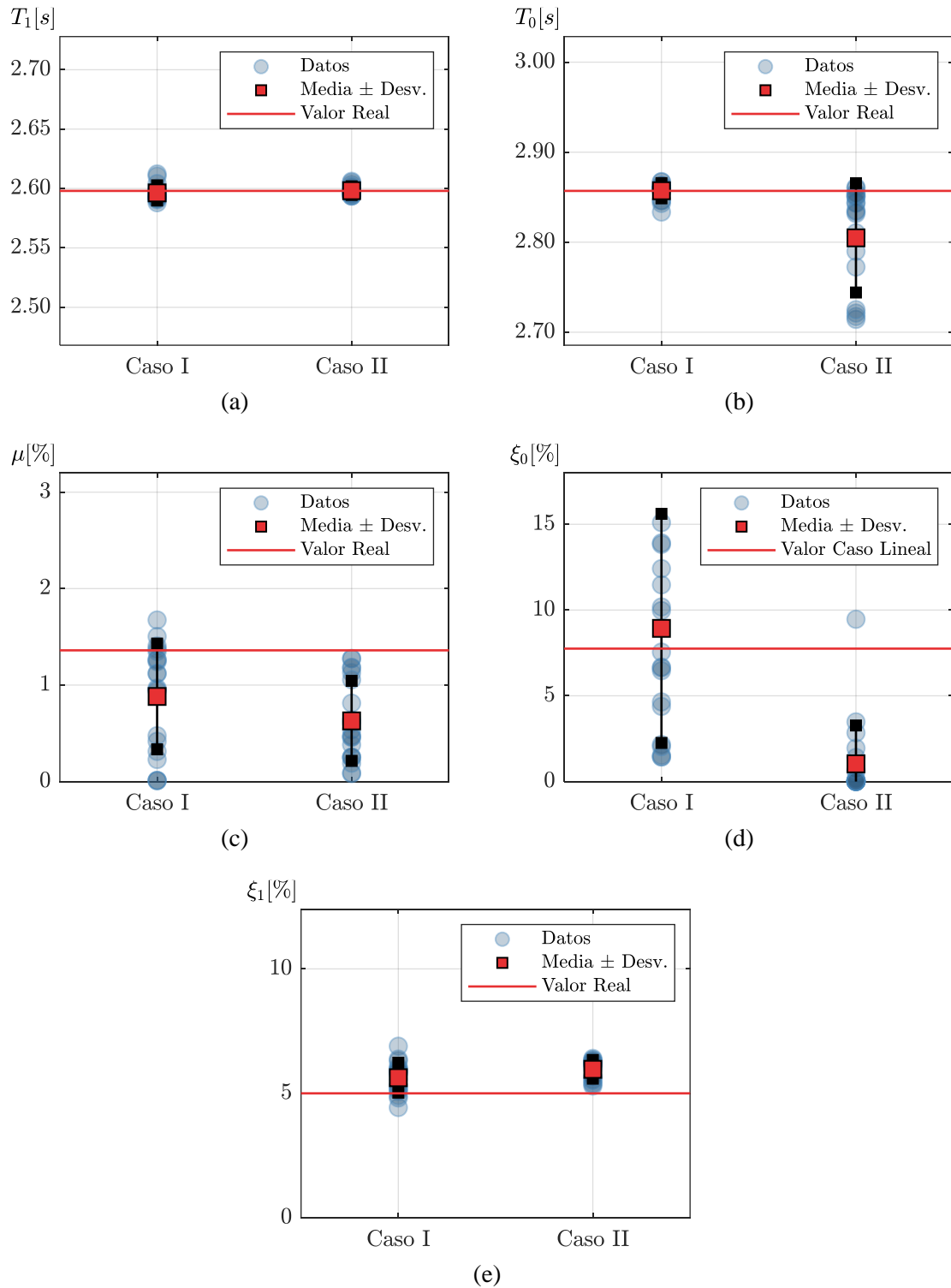


Figura 6.9: Parámetros de sintonía identificados a partir del modelo de elementos finitos del caso de estudio considerando un amortiguamiento del AMS de tipo no lineal.

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

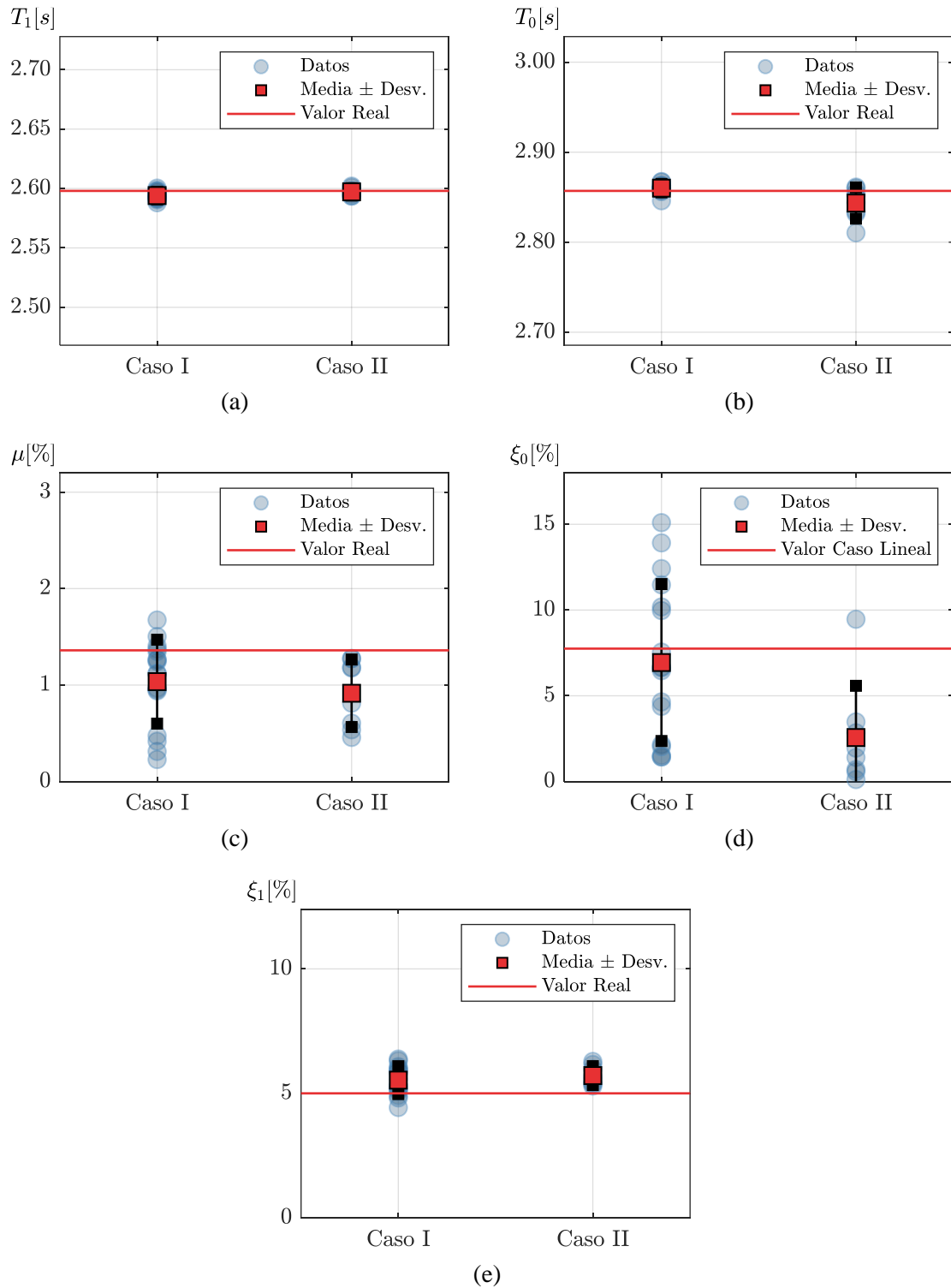


Figura 6.10: Parámetros de sintonía identificados a partir del modelo de elementos finitos del caso de estudio considerando un amortiguamiento del AMS de tipo no lineal, bajo criterio de selección.

6.4 Registros Reales

6.4.1 Sismos Registrados

Como se mencionó anteriormente, el edificio en estudio registra en tiempo real las aceleraciones del edificio desde mediados del 2018 hasta la actualidad. En particular, para este trabajo se tuvo acceso a las aceleraciones registradas desde agosto del 2018 hasta enero de 2021. Por lo tanto, la primera labor es determinar las fechas de aquellos sismos que excitaron a la estructura con el objetivo de poder extraer la respuesta sísmica del edificio. En virtud de lo anterior, en la Tabla 6.4 se muestra en detalle la información de cada uno de los sismos considerados, extraída del Centro Sismológico Nacional. Adicionalmente, se muestra la distancia de los epicentros con respecto a la ubicación del edificio.

Tabla 6.4: Información sismos registrados en el edificio CChC. Fuente: Centro Sismológico Nacional.

Fecha	Hora UTC	Latitud [grados]	Longitud [grados]	Profundidad [km]	Magnitud Momento	Distancia [km]
30-08-2018	21:43:39	-32.403°	-71.231°	55	4.8	128
31-08-2018	13:25:00	-32.234°	-70.489°	106	5.1	131
05-09-2018	20:16:41	-34.393°	-70.588°	126	5.1	110
05-12-2018	17:12:14	-33.693°	-71.500°	40	5.2	93
20-01-2019	01:32:51	-30.100°	-71.300°	70	6.7	374
04-11-2019	21:53:24	-31.814°	-71.339°	56	6.1	192
22-11-2019	22:27:32	-32.722°	-70.171°	113	5.1	84
14-04-2020	16:02:10	-33.876°	-70.516°	114	4.9	52
23-05-2020	13:11:00	-33.501°	-70.014°	118	5.2	52
15-08-2020	11:11:57	-33.199°	-70.072°	10	4.7	51
19-01-2021	02:46:21	-31.833°	-69.031°	5	6.4	226
24-01-2021	00:07:44	-33.346°	-70.212°	123	5.8	33

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

Además, en la Figura 6.11 se muestra una captura del software Google Earth en donde se aprecia el epicentro de cada uno de los sismos considerados junto con su magnitud de momento y la ubicación del edificio en estudio.



Figura 6.11: Epicentros y magnitudes de los sismos registrados en el edificio CChC. Fuente: Centro Sismológico Nacional.

6.4.2 Elección de Acelerómetros

El edificio en estudio presenta un total de 7 acelerómetros distribuidos a lo alto del edificio, como se muestra en la Figura 6.3. Sin embargo, solo 3 de estos sensores se encuentran en el núcleo central del edificio, cercanos a la posible ubicación del centro de rigidez de cada piso. Los otros 4 sensores al estar ubicados en los extremos de la planta de los respectivos pisos registran aceleraciones con una gran contribución de la respuesta torsional del edificio. Cada acelerómetro registra las respectivas aceleraciones en la dirección horizontal débil del edificio (dirección Norte), en la dirección horizontal fuerte del edificio (dirección Este) y en dirección vertical.

Como el modelo simplificado mediante el cual se realiza la identificación de sistemas considera un modelo plano del edificio, es decir, sin la contribución de modos torsionales, y para ser consistentes

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

con dicho modelo es que para este estudio solo se utilizan los registros de aceleraciones de dichos 3 sensores, bajo el supuesto de que los subterráneos del edificio se comportan como un cuerpo rígido, por ende, la aceleración registrada en el cielo del subterráneo 1 es la utilizada como la aceleración basal del sistema. En la Figura 6.12 se muestra la distribución en planta de los acelerómetros en donde se encuentran destacados de color verde, aquellos mediante los cuales se realizó la identificación de sistemas. Cabe destacar que de igual forma se realizó la identificación de sistemas considerando como la aceleración basal del modelo las aceleraciones registradas en el último subterráneo del edificio. Sin embargo, no se obtuvieron diferencias significativas en los parámetros identificados en comparación con los obtenidos al considerar como aceleración basal las aceleraciones registradas en el cielo del subterráneo 1.

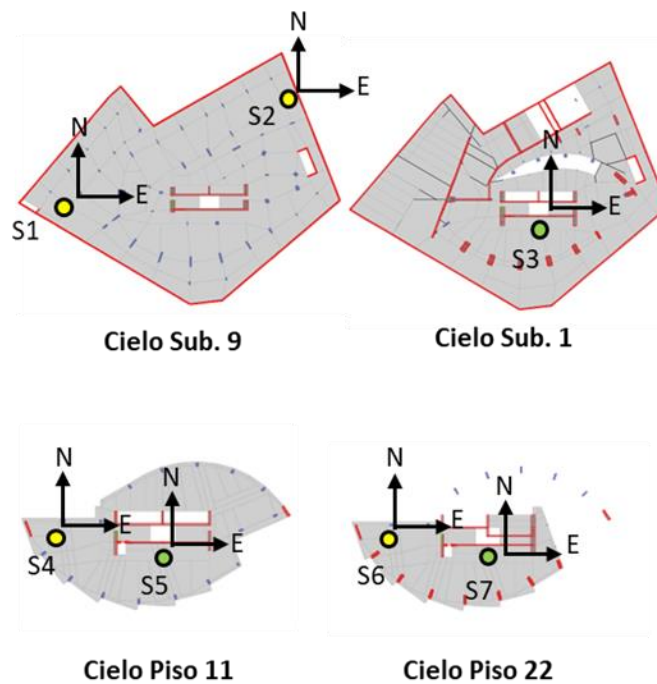


Figura 6.12: Distribución de acelerómetros en planta edificio CChC.

6.4.3 Identificación de los Parámetros de Sintonía

Debido a que el AMS está sintonizado con el periodo fundamental del eje débil del edificio. Se utilizan los registros de aceleraciones en dicha dirección para realizar la identificación de los parámetros de sintonía mediante el método propuesto. Para una mayor precisión de los resultados, los

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

registros son filtrados mediante el filtro pasa banda definido en la Sección 4.3.4, en base a los periodos nominales del edificio en la dirección de análisis extraídos del modelo de elementos finitos. Además, se definió un intervalo de posibles valores iniciales para cada uno de los parámetros que definen el algoritmo de optimización. Esto con el objetivo de realizar la identificación a partir de diferentes conjuntos de valores iniciales.

En la Figura 6.13 se muestran los valores de los parámetros identificados, con excepción de la fracción de amortiguamiento del AMS, debido a que el AMS del edificio tiene un amortiguador altamente no lineal. De dicha figura se aprecia a simple vista, a excepción del periodo de la estructura primaria, una alta dispersión de los valores de los parámetros identificados, lo cual se debe principalmente a la información disponible para realizar la identificación. En particular, debido a que la configuración de sensores presente en el edificio no es la óptima para identificar con precisión todos los parámetros de sintonía, principalmente debido a que no se cuenta con el registro de aceleraciones del AMS y a que la gran mayoría de los sismos considerados fueron de baja magnitud y con un contenido de frecuencia predominante que difiere de la frecuencia de sintonización. Los parámetros tales como el periodo del AMS y la razón de masas del sistema, no son identificados con precisión. De todas formas, ambos parámetros tienden a converger a valores cercanos a los referenciales. Por ejemplo, el periodo nominal del AMS del edificio de la CChC es de 2.86 [s], por su parte, considerando el intervalo dado por la media más y menos una desviación estándar, el periodo identificado se encuentra entre 2.60 – 3.10 [s]. Por otro lado, según el modelo de elementos finitos del edificio, la razón de masas nominal corresponde a 1.36 [%] mientras que el valor medio identificado fue de 1.13 [%]. Por último, con respecto a la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria identificada, este valor varió entre un 0.1 – 3.1 [%]. Donde 0.1 [%] fue el límite inferior impuesto al algoritmo de optimización para dicho parámetro, por lo que las fracciones de amortiguamiento que su valor identificado convergió a dicho valor, no se consideran valores confiables y no son utilizadas en los siguientes análisis.

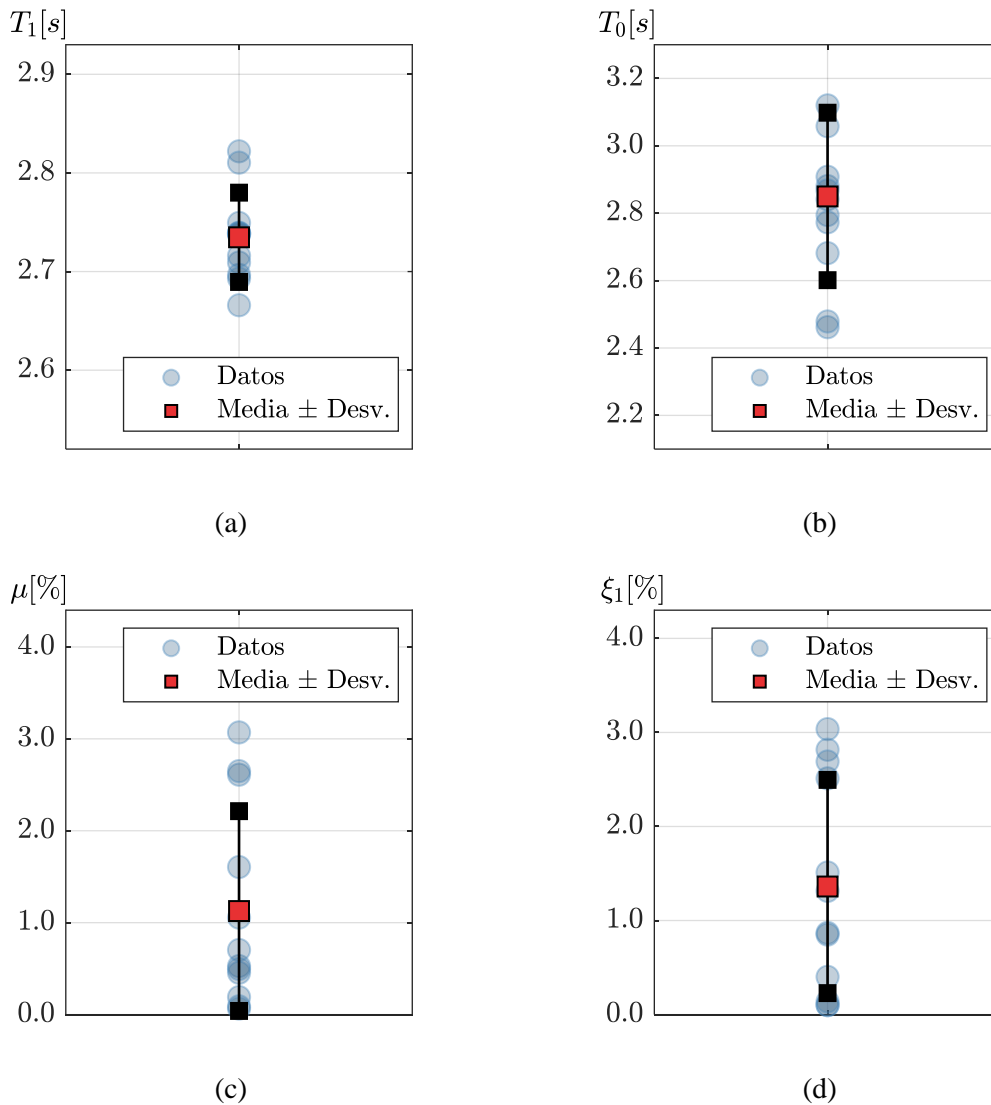


Figura 6.13: Parámetros de sintonía identificados del edificio CChC: (a) Periodo fundamental de la estructura primaria en el eje débil; (b) Periodo del AMS; (c) Razón de masas del sistema; (d) Fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura primaria.

Además, cabe mencionar que, mediante los parámetros identificados, para cada uno de los registros sísmicos considerados se logra una muy buena aproximación de la respuesta registrada del sistema. A modo de ejemplo se muestra en la Figura 6.14 el registro de aceleraciones filtradas absolutas medidas y predichas por el modelo simplificado, producidas por el sismo ocurrido el 23-05-2020.

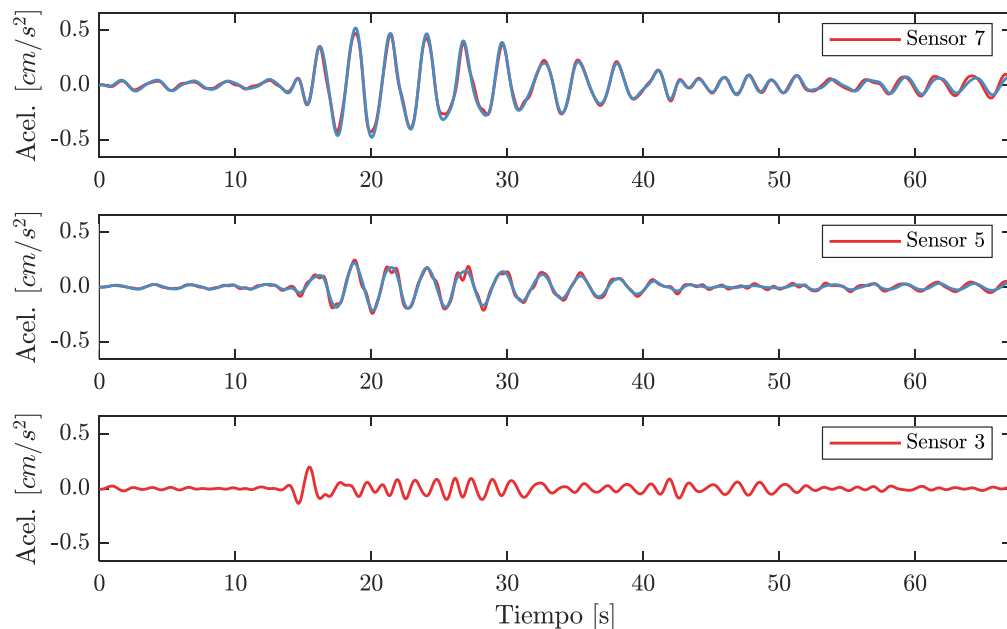


Figura 6.14: Tiempo historia de aceleraciones filtradas absolutas producidas por el sismo ocurrido el 23-05-2020. En rojo la respuesta medida y en azul la respuesta predicha.

En la Sección 6.3.4 se obtuvo que el periodo de la estructura primaria es el parámetro de sintonía mejor identificado, independiente de la naturaleza lineal o no lineal del amortiguamiento del AMS e incluso independiente de la configuración de sensores utilizada para la identificación. El periodo de la estructura primaria obtenido a partir de los registros reales del caso de estudio varió entre 2.67 – 2.82[s], por lo tanto, resulta interesante evaluar si dicha variación se debe a un error intrínseco del método de identificación o es debido a efectos de amplitud de la respuesta. Para tratar de responder esa pregunta, se estimó el *PRDR* (*peak roof drift ratio*) resultante de cada uno de los registros sísmicos considerados. Como no se cuenta con la respuesta en el techo de la estructura, para el cálculo del *PRDR*, dicha respuesta fue aproximada a la respuesta del último piso del edificio de la cual se tienen registros. Los desplazamientos, fueron estimados mediante la doble integración numérica de los registros de aceleraciones.

En la Figura 6.15 se muestra el valor de cada periodo identificado y normalizado, en función del respectivo *PRDR* asociado. En particular, el periodo se normaliza con respecto al periodo identificado asociado al menor *PRDR* (\tilde{T}_1). De la figura en cuestión se observa una clara tendencia del aumento

del periodo en función del aumento del $PRDR$. Resultados que son consistentes con los obtenidos por Cruz & Miranda (2021).

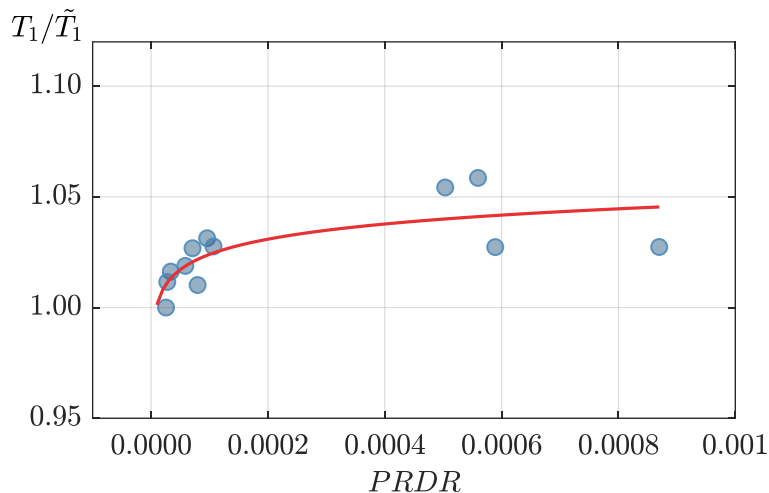


Figura 6.15: Periodo del primer modo de la estructura primaria en su dirección débil identificado y normalizado, en función de la relación de deriva máxima de techo.

Se tiene que el periodo identificado asociado al menor $PRDR$ fue $\tilde{T}_1 = 2.67$ [s] el cual es un valor cercano al del periodo del modelo de elementos finitos del edificio que no consideraba la contribución de los subterráneos, cuyo valor es de 2.60 [s]. A priori, este resultado hace suponer que el comportamiento real del suelo alrededor de los subterráneos se asemeja más al de restringir los desplazamientos relativos de los subterráneos, que el de permitir completamente sus desplazamientos relativos. Sin embargo, lo anterior se volverá a analizar más adelante cuando se identifiquen los periodos de los modos superiores y los periodos traslacionales en la dirección fuerte del edificio.

El análisis anterior se repitió, pero ahora en base a las fracciones de amortiguamiento identificadas del primer modo de la estructura primaria. En la Figura 6.16 se muestra el valor de cada fracción de amortiguamiento identificada, en función del respectivo $PRDR$ asociado. Cabe destacar que para este análisis no se consideraron las fracciones de amortiguamiento identificadas, cuyo valor identificado tendía al valor del límite inferior impuesto en el algoritmo de optimización ($\xi_1 \approx 0.1$ [%]). De la figura en cuestión se observa (a excepción de un único valor) un aumento lineal del valor de la fracción de amortiguamiento en función de un aumento del nivel de amplitud de la respuesta, cuantificado en este caso mediante el $PRDR$, y luego una estabilización de dicho valor a una amplitud

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

aproximada de $PRDR \approx 0.00013$. Resultados que son consistentes con los obtenidos por Jeary (1986) y por Fang et al., (1999).

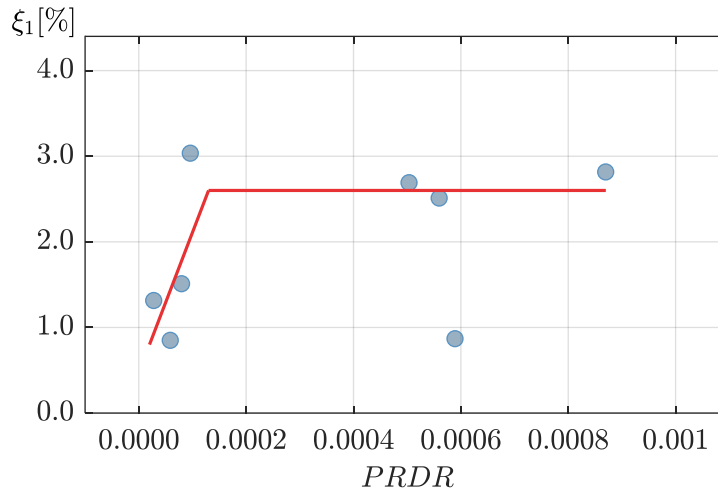


Figura 6.16: Fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura primaria en su dirección débil identificada, en función de la relación de deriva máxima de techo.

6.4.4 Identificación Modos Superiores

Se tiene que la dinámica de los modos superiores de un edificio equipado con un AMS sintonizado con el primer modo de vibrar de la estructura primaria, prácticamente no se ve afectada por la presencia del dispositivo. Lo anterior se demostró de forma teórica mediante el estudio de la FRF típica de estos sistemas mostrada en la Figura 2.3 e incluso este fenómeno se apreció claramente cuando se realizó la validación experimental de la metodología propuesta, mediante el estudio del espectro de aceleraciones de piso mostrado en la Figura 5.12. Por otro lado, si bien mediante la metodología propuesta es posible identificar las propiedades dinámicas de los modos superiores, la eficacia de esta está condicionada a la similitud en términos de distribución de masa y rigidez en altura de la estructura real con la del modelo simplificado. Por lo tanto, en virtud de lo anterior, es que las propiedades modales del segundo modo de la estructura primaria son identificadas de forma directa cambiando el modelo matemático subyacente utilizado en el algoritmo de minimización modal. En particular, para este caso el modelo matemático ya no corresponde al de vigas acopladas

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

de corte y flexión con AMS, sino al de un edificio tradicional, representado por el típico modelo de estructura plana de base fija y amortiguamiento clásico, cuya respuesta estructural se puede reproducir mediante un análisis modal clásico, modelo que fue utilizado para identificar las propiedades modales de la estructura primaria y utilizado para la validación experimental de la metodología, detallado en la Sección 5.5. La ventaja de este modelo matemático subyacente es que los parámetros identificados son directamente los periodos, fracciones de amortiguamiento y formas modales efectivas de los modos de interés. Es importante señalar que, para identificar desde el tercer modo del sistema acoplado, el cual es equivalente al segundo modo de la estructura primaria, los registros deben ser filtrados por un filtro paso alto, que elimina la contribución de los dos primeros modos del sistema acoplado los cuales fueron utilizados para la identificación de los parámetros de sintonía. En otras palabras, la respuesta es filtrada eliminando el contenido de frecuencias menores a f_U definido por la Ecuación (4.4).

En la Tabla 6.5 se muestran los respectivos periodos y fracciones de amortiguamiento de los dos primeros modos de la estructura primaria en su dirección débil (dirección Norte), identificados en base a cada uno de los sismos considerados. Los periodos y fracciones de amortiguamiento del primer modo son los identificados mediante el modelo simplificado de vigas acopladas de corte y flexión con AMS, cuyos valores fueron presentados en una primera instancia en la sección 6.4.3. Cabe destacar que las fracciones de amortiguamiento del primer modo que convergieron a un valor muy cercano al 0.1 [%] no se consideran confiables debido a que dicho valor corresponde al valor límite inferior impuesto al algoritmo de optimización. Por su parte, los periodos y fracciones de amortiguamiento del segundo modo de la estructura primaria fueron identificados mediante el modelo de estructura plana de base fija con amortiguamiento clásico.

Note además que los periodos identificados del segundo modo son mucho más cercanos al periodo del modelo de elementos finitos que no considera la contribución de los subterráneos. El cual según la Tabla 6.1 correspondía a 0.75 [s]. Lo cual se condice con los resultados obtenidos de la identificación del periodo del primer modo.

Tabla 6.5: Periodos y fracciones de amortiguamiento identificadas de los dos primeros modos del edificio CChC en su dirección débil (dirección Norte).

Registro	T_1 [s]	T_2 [s]	ξ_1 [%]	ξ_2 [%]
30-08-2018	2.67	0.73	-	2.09
31-08-2018	2.71	0.73	-	1.83
05-09-2018	2.70	0.73	1.31	1.94
05-12-2018	2.75	0.74	3.04	2.58
20-01-2019	2.74	0.76	0.87	2.53
04-11-2019	2.82	0.77	2.51	2.68
22-11-2019	2.72	0.75	0.85	1.96
14-04-2020	2.69	0.75	1.51	2.24
23-05-2020	2.74	0.74	-	2.30
15-08-2020	2.74	0.75	-	2.18
19-01-2021	2.74	0.77	2.82	2.56
24-01-2021	2.81	0.77	2.69	2.28

6.4.5 Identificación Propiedades Dinámicas Dirección Fuerte

Con respecto a la otra dirección de análisis se tiene que el periodo del primer modo de vibrar de la estructura, en base al modelo de elementos finitos, corresponde a 1.06 – 1.35 [s] (según el modelo considerado) mientras que el periodo nominal del AMS es de 2.86 [s]. Por lo tanto, en dicha dirección de análisis no existe ningún tipo de sintonización entre la estructura primaria y el dispositivo. Además, la masa del AMS se considera despreciable en comparación a la masa por piso de la estructura, por ende, es totalmente válido el supuesto que en dicha dirección la contribución del AMS es nula, razón por la cual, se supone que en esta dirección el edificio se comporta de igual forma a si no tuviera el AMS. Es por esto por lo que su respuesta estructural puede ser calculada mediante un análisis modal clásico. En virtud de lo anterior, las propiedades modales en esta dirección pueden ser identificadas

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

en forma directa a partir de un modelo de estructura plana de base fija y amortiguamiento clásico, cuya respuesta estructural se puede reproducir mediante un análisis modal clásico, por lo que no existe la necesidad de hacer un análisis especial, como en la otra dirección de estudio.

En la Tabla 6.6 se muestran los respectivos periodos y fracciones de amortiguamiento de los primeros dos modos de vibrar. Con relación a los periodos identificados, se observa que sus valores son mayores a los del modelo de elementos finitos sin la contribución de los subterráneos, pero menores que los del modelo de elementos finitos con la contribución de estos (ver Tabla 6.1). Además, se aprecian fracciones de amortiguamiento que varían entre el 0.72 – 2.35 [%] para los primeros dos modos, valores similares a los mostrados en la Tabla 6.5 con respecto a la otra dirección de análisis.

Tabla 6.6: Periodos y fracciones de amortiguamiento identificadas de los dos primeros modos del edificio CChC en su dirección fuerte (dirección Este).

Registro	T_1 [s]	T_2 [s]	ξ_1 [%]	ξ_2 [%]
30-08-2018	1.27	0.32	0.73	1.83
31-08-2018	1.28	0.32	1.18	1.79
05-09-2018	1.27	0.32	0.72	1.70
05-12-2018	1.28	0.32	1.66	1.99
20-01-2019	1.29	0.33	1.72	0.74
04-11-2019	1.31	0.33	1.60	2.41
22-11-2019	1.29	0.33	1.07	1.99
14-04-2020	1.29	0.33	1.06	1.80
23-05-2020	1.29	0.33	0.72	1.96
15-08-2020	1.30	0.33	1.47	2.25
19-01-2021	1.31	0.33	1.72	2.15
24-01-2021	1.31	0.33	1.19	2.35

Además, en la Figura 6.17 y en la Figura 6.18 se muestra respectivamente, la variación del periodo y de la fracción de amortiguamiento del primer modo identificado en función del *PRDR*. En donde, al

CAPÍTULO 6. CASO DE ESTUDIO

igual que en la otra dirección de análisis, se aprecia un incremento en el valor de ambos parámetros en función de un aumento del *PRDR*.

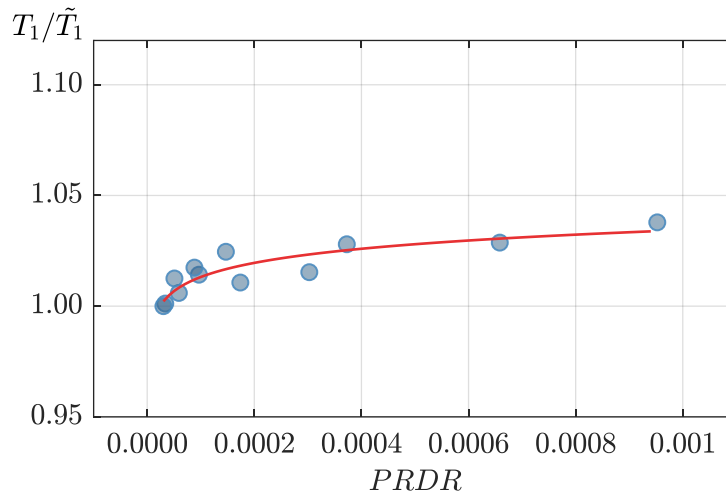


Figura 6.17: Periodo del primer modo de la estructura primaria en su dirección fuerte identificado y normalizado, en función de la relación de deriva máxima de techo.

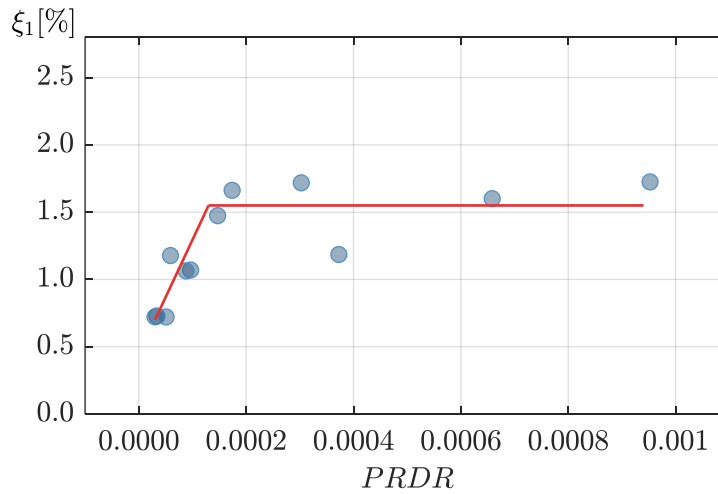


Figura 6.18: Fracción de amortiguamiento del primer modo de la estructura primaria en su dirección fuerte identificado, en función de la relación de deriva máxima de techo.

7 CONCLUSIONES

7.1 Introducción

El amortiguador de masa sintonizada (AMS) es un dispositivo pasivo de control de vibraciones que se instala en edificios y en otras estructuras civiles con el objetivo de reducir sus vibraciones. Para el diseño de estos dispositivos se requiere conocer el periodo, la masa modal y la fracción de amortiguamiento de la estructura primaria, es decir, la estructura sin la presencia del dispositivo de control. La práctica común es diseñar el AMS antes de la construcción del edificio en base a las propiedades modales de un modelo computacional de este último, las cuales no necesariamente corresponden a los valores reales una vez construido. En consecuencia, la mejor forma de verificar el diseño es mediante la identificación de sistemas a partir de la respuesta registrada de la estructura. Desde la identificación de sistemas, este es un problema complejo ya que requiere estimar las propiedades de la estructura primaria a partir de la respuesta registrada del sistema acoplado.

Este trabajo se centró en resolver este problema. Su objetivo principal consistió en evaluar una metodología de identificación de sistemas que, mediante un número reducido de parámetros, logre identificar las propiedades dinámicas de la estructura primaria y del amortiguador de masa sintonizada en edificios equipados con dicho dispositivo de control estructural, a partir de la respuesta sísmica registrada del sistema acoplado. Los objetivos específicos que esta tesis buscó desarrollar fueron:

- i) Resolver el problema de identificación de la estructura primaria mediante el desarrollo de un modelo numérico que: (1) aproxime adecuadamente la respuesta de edificios con amortiguadores de masa sintonizada; y (2) reduzca el número de parámetros a controlar.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

- ii) Evaluar la confiabilidad y sensibilidad de los parámetros identificados mediante el método propuesto.
- iii) Validar experimentalmente la metodología de identificación propuesta mediante el ensayo de laboratorio de un marco estructural equipado con un amortiguador de masa sintonizada.
- iv) Aplicar la metodología propuesta a un edificio real equipado con un amortiguador de masa sintonizada.

A continuación, se resumen los principales resultados y conclusiones obtenidas en cada uno de los capítulos de este trabajo, los cuales están directamente relacionados con los objetivos de esta tesis.

7.2 Resumen de Resultados y Conclusiones

7.2.1 Metodología de Identificación de Sistemas

El capítulo 3 presentó la metodología de identificación propuesta en este trabajo. A modo general, el método de identificación minimiza la diferencia entre la respuesta estructural medida por diferentes acelerómetros ubicados en el edificio y la respuesta estructural predicha por un modelo matemático de la estructura. El método representa la estructura primaria mediante un modelo simplificado de vigas acopladas de corte y flexión. Al considerar en paralelo tanto las deformaciones asociadas a corte como a flexión, este modelo permite tener en cuenta una amplia gama de modos de deformación intermedios, que representan más de cerca los de los edificios reales de varios pisos. Además, dicho modelo simplificado tiene la ventaja de que la construcción de sus respectivas matrices de masa, rigidez y amortiguamiento se logra a partir de un número reducido de parámetros. Por su parte, el AMS se modeló como un oscilador armónico amortiguado instalado en el techo de la estructura primaria y sintonizado con el modo fundamental de vibración de esta última. Debido a la naturaleza no clásica del amortiguamiento del sistema acoplado, la respuesta predicha por el modelo se calculó mediante un análisis modal generalizado. Otra gran ventaja del modelo propuesto es que los parámetros dinámicos del sistema acoplado mediante los cuales se realiza el cálculo de la respuesta estructural son estimados directamente en base a los parámetros de la estructura primaria y del AMS necesarios para evaluar el grado de sintonización del sistema. Por lo tanto, los resultados de la identificación corresponden directamente a los periodos y fracciones de amortiguamiento, tanto del

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

AMS como del modo fundamental de vibración de la estructura primaria, junto con la razón de masas del sistema.

7.2.2 Ejemplos Numéricos

El capítulo 4 presentó los resultados de la identificación de los parámetros de sintonía de dos edificios de 10 pisos equipados con un AMS, cuya respuesta estructural fue simulada computacionalmente en el software MATLAB. La primera estructura simulada correspondió a un edificio cuya distribución de masa y rigidez en altura cumplía con todos los supuestos del modelo simplificado de vigas acopladas de corte y flexión. Luego de simular su respuesta producto de la excitación de veinte registros sísmicos distintos, se realizó la identificación de los parámetros dinámicos de interés mediante la metodología propuesta a partir de 5 distintos conjuntos de valores iniciales y 2 distintas configuraciones de sensores. Para el caso en donde la respuesta registrada correspondía a las aceleraciones medidas en el AMS y en el techo, los parámetros identificados convergieron exactamente a sus valores reales a partir de 4 de los 5 conjuntos de valores iniciales. Sin embargo, para el caso en donde la respuesta registrada correspondía a las aceleraciones medidas en el techo y en el quinto piso, los parámetros identificados convergieron a su valor real exacto a partir de tan solo 2 de los 5 conjuntos de valores iniciales. Además, para este último caso hubo una mayor dispersión en los resultados identificados a partir de cada registro sísmico.

Con el objetivo de poder explicar las diferencias obtenidas, se estudió la sensibilidad de la función objetivo en base a variaciones de los parámetros identificados con respecto a su valor real. Del análisis realizado se obtuvo que la función objetivo es mucho más sensible a cambios en los periodos de la estructura primaria o del AMS que a cambios en el resto de los parámetros de sintonización. Además, se obtuvo que la función objetivo es más sensible a variaciones en cualquiera de los parámetros de interés, si es que se cuenta con una distribución de sensores que no solo se encuentren distribuidos en la altura del edificio, sino que también cuente con la respuesta estructural del AMS. En otras palabras, se espera que los resultados de la identificación sean más confiables y tengan una menor variabilidad registro a registro, si son identificados utilizando una red de acelerómetros que cuente con la respuesta estructural del AMS. Del mismo modo, los parámetros identificados más confiables corresponderán a los periodos del AMS y de la estructura primaria.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

Por otro lado, también se analizó la influencia del contenido de frecuencias del registro sísmico en la confiabilidad de los parámetros identificados. En particular, se analizó la sensibilidad de la función objetivo a variaciones de los parámetros identificados, a partir de un registro sísmico cuyo contenido de frecuencia excitaba al AMS y otro registro sísmico cuyo contenido de frecuencia no lo excitaba mayormente. Del análisis, se obtuvo que la confiabilidad de los parámetros identificados también es susceptible a la excitación del AMS, dada por una condición de resonancia entre el contenido de frecuencia predominante del registro sísmico y el dispositivo. Se obtuvo que la función objetivo es más sensible a variaciones de los parámetros identificados si es que el registro sísmico excita al AMS, en especial, si es que no se cuenta con la respuesta registrada del AMS.

Otra característica que también se estudió, fue la influencia del ruido en la señal de entrada y en las señales de salida, en los parámetros del modelo identificados. Para ello, a cada señal se la añadió ruido con una amplitud igual al 10 y 25 [%] de la raíz cuadrática media de la señal original. Del análisis se obtuvo que los parámetros identificados son más sensibles al ruido en la señal de entrada que al ruido en las señales de salida, siendo el periodo de la estructura primaria el parámetro menos sensible para todos los casos estudiados. Además, como era de esperar, la variabilidad de los resultados aumenta con la ganancia del ruido, tanto para el escenario de ruido añadido a la señal de entrada como para el escenario de ruido añadido a las señales de salida.

La segunda estructura simulada correspondió a un edificio con una distribución de masa y rigidez en altura arbitraria, que no satisfacía los supuestos del modelo simplificado de vigas acopladas de corte y flexión. Luego de simular la respuesta de la estructura producto de la excitación de 20 registros sísmicos diferentes, se realizó la identificación de los parámetros de sintonización mediante la metodología propuesta a partir de 4 configuraciones distintas de sensores. En específico, un Caso I en donde se simuló la existencia de acelerómetros en el AMS y en el techo de la estructura primaria; el Caso II simuló la existencia de acelerómetros en el techo y en el piso 5 (piso a media altura) del edificio; el Caso III simuló la existencia de acelerómetros en el AMS y el piso 8 del edificio; y un Caso IV que simuló la existencia de acelerómetros en el piso 8 y piso 5.

De los análisis realizados, se obtuvo que los mejores resultados fueron los obtenidos mediante el Caso I, en donde para cada uno de los parámetros y a partir de cada uno de los 20 registros sísmicos considerados se convergió al valor real. Para el Caso III se obtuvieron resultados similares, sin embargo, hubo una pequeña dispersión en los resultados, con parámetros identificados con errores inferiores al 1 [%] de su valor. Caso contrario fueron los resultados obtenidos mediante el Caso II y

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

IV, los cuales para cada uno de los parámetros de interés presentaron una gran dispersión en los valores identificados, con errores relativos hasta del 4 [%] en periodos y errores relativos hasta del 40 [%] en fracciones de amortiguamiento. Inclusive se obtuvo que la media de los valores identificados del periodo de la estructura primaria no convergió directamente al valor real.

La menor precisión en los resultados identificados, sobre todo para los casos en donde no se contaba con la respuesta estructural en el AMS, motivó la búsqueda de un procedimiento adicional para obtener mejores resultados. En una primera instancia, se compararon las propiedades dinámicas de la estructura en estudio, con una viga acoplada de corte y flexión con AMS cuyos periodos y fracciones de amortiguamiento eran prácticamente iguales. Se observó que la principal diferencia entre las propiedades dinámicas modales de ambas estructuras eran las formas modales, particularmente aquellas asociadas a modos superiores. Estas diferencias eran significativas en ciertos grados de libertad, razón por la que, al realizar la identificación a partir de la respuesta estructural de dichos grados de libertad, los resultados identificados presentaron una mayor dispersión o no convergieron al valor real. Como el principal problema eran los modos superiores, se propuso filtrar las aceleraciones registradas mediante un filtro pasa banda, y a su vez calcular la respuesta del modelo simplificado a partir de exclusivamente los 2 primeros modos de vibración del sistema acoplado estructura-AMS, los cuales de forma implícita contienen la información del modo controlado de la estructura primaria y de la dinámica del AMS. Finalmente, se realizó nuevamente la identificación de los parámetros de sintonía, pero ahora con los registros filtrados, obteniendo una mejora significativa en los resultados de todos los parámetros, convergiendo en la mayoría de los casos al valor real, y prácticamente sin dispersión en los resultados obtenidos registro a registro, con excepción de las razones de masa y de la fracción de amortiguamiento del AMS identificados a partir del Caso II y IV, cuyos valores convergieron a un valor superior en un 10 [%] de su valor real.

En resumen, de los resultados obtenidos se destaca la importancia de contar con la respuesta estructural en el AMS, ya que aumenta considerablemente la confiabilidad de los parámetros identificados, sobre todo los asociados a la dinámica del AMS. En caso contrario, y para evitar diferencias significativas entre el edificio en estudio y el modelo simplificado, se recomienda realizar la identificación con las respuestas registradas filtradas con tal de considerar solo la contribución de los 2 primeros modos de vibrar del sistema acoplado.

7.2.3 Validación Experimental

El Capítulo 5 de esta tesis presentó los resultados de la identificación de los parámetros de sintonía de un sistema estructural compuesto por un marco de momento de 3 pisos equipado con un AMS de tipo péndulo ensayado en laboratorio, mediante los cuales se validó experimentalmente la metodología propuesta. En una primera instancia, se estimaron los valores referenciales de cada uno de los parámetros de sintonía. Los parámetros asociados a la dinámica del AMS se calcularon en función de sus propiedades físicas, las cuales debido a la simplicidad del dispositivo fueron sencillas de medir. Por otro lado, las propiedades asociadas a la dinámica de la estructura primaria fueron estimadas a partir del ensayo de la estructura sin la presencia del AMS. Posteriormente se realizó el ensayo del sistema acoplado en donde mediante la metodología propuesta se obtuvieron valores identificados muy cercanos a los valores referenciales. En particular, el error relativo entre la media identificada y la media del valor referencial, tanto para el periodo de la estructura primaria como para el periodo del AMS fue menor al 1 [%]. Es importante resaltar que el AMS de la estructura experimental tenía un mecanismo de disipación de energía basado principalmente en el roce producido por el pivote del péndulo. Este mecanismo difiere con el amortiguamiento viscoso considerado en el modelo numérico simplificado. Además, debido a un bajo nivel de disipación de energía del dispositivo, el péndulo experimentó deformaciones mayores a las que permiten la linealización de la ecuación de movimiento del péndulo. A pesar de estos inconvenientes se obtuvieron valores identificados muy cercanos a los valores referenciales, con lo cual se concluye que la metodología propuesta es robusta ante la presencia de este tipo de diferencias con el modelo matemático del AMS.

7.2.4 Caso de Estudio

El Capítulo 6 de este trabajo contiene el análisis de un caso real de estudio bajo la metodología propuesta. El edificio corresponde al edificio de la Cámara Chilena de la Construcción (CChC), el cual tiene instalado un AMS que tiene la particularidad de contar con amortiguadores viscosos no lineales. Debido a esta no linealidad, se evaluó en una primera instancia la aplicabilidad del método de identificación propuesto a este caso particular. Para ello, se simuló la respuesta del edificio con un AMS con amortiguamiento lineal y no lineal, a través de un modelo de elementos finitos del sistema. Se observó que la no linealidad del amortiguamiento del AMS solo tenía un efecto considerable en la

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

reducción de la amplitud de la respuesta del AMS. En consecuencia, se propuso el uso de la metodología propuesta sin modificaciones adicionales, es decir, suponiendo un comportamiento viscoelástico lineal en el modelo numérico del AMS.

En primer lugar, se realizó la identificación a partir de la respuesta simulada del modelo de elementos finitos del edificio, modelado con el respectivo amortiguamiento del AMS de naturaleza no lineal. La identificación se realizó mediante dos configuraciones de sensores: la primera corresponde al caso óptimo en donde se cuenta con el registro de la respuesta estructural en el techo y en el AMS; y la segunda configuración asume que se cuenta con los registros de la respuesta del edificio en el cielo del piso 22 y en el cielo del piso 11, que es la configuración de sensores existente en el edificio de la CChC. Los resultados obtenidos se condicen con los obtenidos en los ejemplos numéricos anteriormente presentados, en donde se aprecia claramente una mejor calidad de resultados para el caso en donde se simula la presencia de acelerómetros en el techo y en el AMS. Para el otro caso, los parámetros identificados, con excepción del periodo de la estructura primaria, no convergen directamente al valor real, sino que a valores ligeramente inferiores o superiores según el caso.

Finalmente, se realizó la identificación de los parámetros de sintonía a partir de 12 respuestas sísmicas registradas en el edificio. Se obtuvo que la media de los parámetros identificados converge a valores relativamente cercanos a los valores nominales, en particular se tiene que la media del periodo identificado de la estructura primaria tiene una diferencia del 5 [%] con respecto al periodo del modelo de elementos finitos. A su vez, la media del periodo identificado del AMS y de la razón de masas del sistema, tienen una diferencia del 0.4 [%] y del 16.9 [%] con respecto a sus valores nominales, respectivamente. Sin embargo, se obtuvo una gran dispersión en los parámetros identificados. La desviación estándar obtenida de los periodos identificados de la estructura primaria y del AMS fue de 0.05 [s] y 0.25 [s], respectivamente. A su vez, la desviación estándar obtenida de la razón de masas identificada del sistema y de la fracción de amortiguamiento identificada del modo fundamental de la estructura primaria fue de 1.09 [%] y 1.13 [%], respectivamente. En general, se observa una mayor dispersión en aquellos parámetros que dependen directamente de la dinámica del AMS, es decir, el periodo del dispositivo y la razón de masas del sistema. Esto se debe principalmente a que no se cuenta con la respuesta estructural registrada en dicho grado de libertad. Cabe destacar que el edificio tiene una configuración de sensores subóptima para realizar la identificación de los parámetros de sintonía ya que no se cuenta con la respuesta registrada del AMS. Además, los sismos registrados son en su mayoría de baja y mediana intensidad con un alto contenido de alta frecuencia,

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

que no excitan mayormente el modo fundamental del edificio. Aun así, la metodología propuesta logra identificar parámetros de sintonía con valores cercanos a los nominales.

Finalmente, se evaluó la naturaleza de la dispersión obtenida en los periodos identificados de la estructura primaria. Se observó una clara tendencia en el aumento del periodo identificado en función de un incremento en la amplitud de la respuesta estructural, esta última cuantificada en función del *PRDR*. Para respaldar la hipótesis anterior, se realizó la identificación del periodo fundamental de la estructura en su otra dirección (dirección fuerte), periodo que no está sintonizado con el AMS. En donde se obtuvo nuevamente una clara tendencia del aumento del periodo en función del aumento del *PRDR*. De forma similar, se estudió la relación de la fracción de amortiguamiento del modo fundamental de la estructura con la amplitud de la respuesta estructural, cuantificada a partir del *PRDR*. Al igual que para el caso del periodo fundamental, se obtuvo una tendencia en el aumento de la fracción de amortiguamiento a partir del aumento de la amplitud de la respuesta, en ambas direcciones de análisis.

Estos resultados reafirman la necesidad de contar con una metodología de identificación como la propuesta, que sea capaz de identificar las propiedades modales de la estructura primaria a partir de altos niveles de amplitud, como es el caso de la respuesta de sistemas bajo la excitación de movimientos sísmicos, sobre todo si el AMS fue diseñado con ese objetivo. De este modo, el periodo identificado corresponderá al periodo de la estructura sujeta a este tipo de excitaciones y niveles de amplitud. Esto con el objetivo de que se pueda ajustar de forma óptima el AMS para proteger a la estructura de este tipo de cargas.

7.3 Limitaciones y Sugerencias de Trabajo Futuro

La metodología propuesta trae consigo tres limitaciones relevantes. La primera y más importante tiene relación a la información de entrada requerida para ejecutar la metodología de identificación. Todo el trabajo se centró en el desarrollo de un modelo que fuera capaz de poder reproducir la respuesta sísmica del sistema. Por ende, pensando en una aplicación real en un edificio equipado con un AMS recientemente construido, será necesario esperar un tiempo indefinido para poder tener el primer registro de la respuesta sísmica de la estructura, y un tiempo aún mayor para poder recolectar una cantidad suficiente de registros de la respuesta sísmica de la estructura, mediante los cuales se puedan obtener parámetros identificados estadísticamente significativos. Por lo tanto, en la práctica,

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

la metodología propuesta solo es eficaz en aquellas estructuras construidas en zonas con una alta actividad sísmica y en donde el objetivo de diseño del AMS sea el de reducir las vibraciones de la estructura sujeta a este tipo de excitaciones y niveles de amplitud.

La segunda limitante tiene relación con el contenido de frecuencias del sismo. Para el éxito de la metodología se requiere que el sismo sea capaz de excitar el modo controlado por el AMS. Si el movimiento no excita al modo sintonizado de la estructura, entonces la identificación de los parámetros de sintonía traerá consigo una mayor dispersión y una menor precisión en los valores identificados, ya que la contribución de los modos asociados a la dinámica del sistema acoplado estructura-AMS será poco apreciable.

Por último, la tercera limitante tiene relación con las posibles diferencias entre la estructura real en estudio y el modelo simplificado desarrollado. En primer lugar, el modelo simplificado tiene consigo una serie de supuestos relacionados con la distribución de rigidez y masa en altura, que no serán del todo válidos para las estructuras en estudio. Además, el modelo corresponde a un modelo plano en donde se desprecia cualquier efecto torsional, lo cual puede ser un gran inconveniente si es que los sensores disponibles no están ubicados cerca del centro de rigidez del piso en cuestión. Entre más alejado de dicha ubicación, mayor será la contribución de modos torsionales en la respuesta registrada. Estas discrepancias contribuyen a aumentar la dispersión de los resultados.

Como sugerencia para trabajos futuros, se recomienda adaptar esta metodología para la identificación de los parámetros de sintonía a partir de otro tipo de cargas que exciten con mayor frecuencia a la estructura, como, por ejemplo, a partir de vibraciones ambientales. Además, resultaría interesante ampliar el método simplificado a un modelo tridimensional en donde se considere los efectos torsionales.

7.4 Observaciones Finales

En la práctica, un AMS corresponde generalmente a un sistema de un grado de libertad cuyas propiedades dinámicas pueden ser bien representadas en función de sus propiedades físicas, debido a la simplicidad del dispositivo. Por el contrario, la estructura primaria corresponde a un sistema complejo de múltiples grados de libertad, cuyas propiedades dinámicas generalmente difieren de

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

aquellas estimadas en base a sus propiedades físicas, debido principalmente a la gran incertidumbre que existe de las mismas. En consecuencia, resulta de mayor relevancia que el método de identificación sea capaz de estimar con mayor precisión aquellas propiedades dinámicas asociadas a la estructura primaria que a las asociadas al AMS, ya que estas últimas pueden ser estimadas con mayor facilidad mediante procedimientos alternativos sencillos.

Por otra parte, para maximizar la eficacia del AMS, es necesario seleccionar sus parámetros dinámicos de tal forma que estos correspondan a los parámetros óptimos de sintonía, los cuales están directamente relacionados con las propiedades modales del modo controlado de la estructura primaria. Estos parámetros se expresan mediante la razón óptima de sintonización de frecuencias (cociente entre los periodos o frecuencias de la estructura primaria y del AMS) y la fracción de amortiguamiento óptima del AMS. La eficacia del AMS es más sensible al error en la sintonización de las frecuencias del AMS que a la sintonización de su amortiguamiento, por lo cual es más importante identificar con precisión las frecuencias de vibrar del AMS y de la estructura primaria, que la respectiva fracción de amortiguamiento del AMS.

En este trabajo se desarrolló una metodología de identificación de sistemas mediante la cual es posible identificar, a partir de la respuesta sísmica registrada del sistema acoplado, las propiedades modales de la estructura primaria y las del AMS. En particular, se demostró que el método propuesto cumple con las dos consideraciones descritas anteriormente, ya que el método tiende a identificar con mayor precisión las propiedades modales de la estructura primaria por sobre las propiedades dinámicas del AMS, y entre las propiedades dinámicas del AMS, su periodo de vibración tiende a ser el parámetro mejor identificado. Además, entre los parámetros de sintonía identificados, el periodo de la estructura primaria es el parámetro mejor identificado. Lo cual sumado a que el método hace uso de la respuesta sísmica registrada, genera que se pueda identificar dicho parámetro a diferentes niveles de amplitud de la respuesta.

Cabe destacar que la confiabilidad de la metodología propuesta depende de la configuración de sensores utilizada como entrada en el algoritmo de optimización. Resulta sumamente ventajoso contar con el registro de la respuesta estructural del AMS, en adición a los registros de algunos pisos de la estructura primaria. La configuración óptima es el caso en donde se cuenta con los registros de la respuesta estructural en el techo del edificio y en el AMS.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

La metodología de identificación fue primero validada mediante simulaciones numéricas, y luego de forma experimental mediante la identificación de los parámetros de sintonía de un marco de laboratorio equipado con un AMS. Finalmente, se presentó un caso de estudio de un edificio real de 23 pisos equipado con un AMS no lineal. Se mostró que el método propuesto identifica con éxito las propiedades dinámicas tanto del modo controlado de la estructura primaria, como las del AMS.

REFERENCIAS

- Abé, M., & Fujino, Y. (1994). Dynamic characterization of multiple tuned mass dampers and some design formulas. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(8), 813–835.
- Abé, M., & Igusa, T. (1995). Tuned mass dampers for structures with closely spaced natural frequencies. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 24(2), 247–261.
- Alonso-Rodríguez, A., & Miranda, E. (2016). Dynamic behavior of buildings with non-uniform stiffness along their height assessed through coupled flexural and shear beams. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(12), 3463–3483.
- Bachmann, H., & Weber, B. (1995). Tuned vibration absorbers for “lively” structures. *Structural Engineering International*, 5(1), 31–36.
- Beck, J. L. (1979). *Determining Models of Structures from Earthquake Records*. California Institute of Technology.
- Beck, J. L., & Jennings, P. C. (1980). Structural identification using linear models and earthquake records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 8(2), 145–160.
- Brownjohn, J. M. W., Carden, E. P., Goddard, C. R., & Oudin, G. (2010). Real-time performance monitoring of tuned mass damper system for a 183 m reinforced concrete chimney. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 98(3), 169–179.
- Cao, Z., Hua, X., Wen, Q., Chen, Z., & Niu, H. (2019). A state space technique for modal identification of coupled structure–tuned mass damper systems from vibration measurement. *Advances in Structural Engineering*, 22(9), 2048–2060.

- Chen, G., & Wu, J. (2001). Optimal Placement of Multiple Tune Mass Dampers for Seismic Structures. *Journal of Structural Engineering*, 127(9), 1054–1062.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. Pearson educación.
- Christenson, R. (2002). *Semiactive control of civil structures for natural hazard mitigation: Analytical and experimental studies*. University of Notre Dame.
- Cruz, C., & Miranda, E. (2017). Evaluation of damping ratios for the seismic analysis of tall buildings. *Journal of Structural Engineering*, 143(1), 04016144.
- Cruz, C., & Miranda, E. (2019). Reliability of damping ratios inferred from the seismic response of buildings. *Engineering Structures*, 184, 355–368.
- Cruz, C., & Miranda, E. (2021). Damping ratios of the first mode for the seismic analysis of buildings. *Journal of Structural Engineering*, 147(1), 04020300.
- CSi. (2017). *CSi Analysis Reference Manual*.
- De Angelis, M., Perno, S., & Reggio, A. (2012). Dynamic response and optimal design of structures with large mass ratio TMD. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(1), 41–60.
- Den Hartog, J. P. (1956). *Mechanical vibrations*. McGraw-Hill Book Company.
- Domizio, M., Ambrosini, D., & Curadelli, O. (2015). Performance of tuned mass damper against structural collapse due to near fault earthquakes. *Journal of Sound and Vibration*, 336, 32–45.
- Elias, S., & Matsagar, V. (2017). Research developments in vibration control of structures using passive tuned mass dampers. *Annual Reviews in Control*, 44, 129–156.
- Fang, J. Q., Li, Q. S., Jeary, A. P., & Liu, D. K. (1999). Damping of tall buildings: its evaluation and probabilistic characteristics. *Structural Design of Tall Buildings*, 8(2), 145–153.
- Frahm, H. (1911). *Device for damping vibrations of bodies*. (Patent 989,958). U.S. Patent.
- Ghanem, R., & Shinozuka, M. (1995). Structural-System Identification. I: Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 121(2), 255–264.

- Hazra, B., Sadhu, A., Lourenco, R., & Narasimhan, S. (2010). Re-tuning tuned mass dampers using ambient vibration measurements. *Smart Materials and Structures*, *19*(11), 115002.
- Hoang, N., Fujino, Y., & Warnitchai, P. (2008). Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas. *Engineering Structures*, *30*(3), 707–715.
- Housner, G. W., Bergman, L. A., Caughey, T. K., Chassiakos, A. G., Claus, R. O., Masri, S. F., Skelton, R. E., Soong, T. T., Spencer, B. F., & Yao, J. T. P. (1997). Structural control: past, present, and future. *Journal of Engineering Mechanics*, *123*(9), 897–971.
- Huergo, I. F., & Hernández, H. (2019). Coupled shear-flexural model for dynamic analysis of fixed-base tall buildings with tuned mass dampers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, *28*(17), e1671.
- Jeary, A. P. (1986). Damping in tall buildings—a mechanism and a predictor. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *14*(5), 733–750.
- Kanai, K. (1957). Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo*, *35*(2), 309–325.
- Kijewski-Correa, T., & Pirnia, J. D. (2007). Dynamic behavior of tall buildings under wind: insights from full-scale monitoring. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, *16*(4), 471–486.
- Kim, J., & Lynch, J. P. (2012). Subspace system identification of support-excited structures—part I: theory and black-box system identification. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *41*(15), 2235–2251.
- Kim, J. T., & Stubbs, N. (2002). Improved damage identification method based on modal information. *Journal of Sound and Vibration*, *252*(2), 223–238.
- Lin, C. C., Hu, C. M., Wang, J. F., & Hu, R. Y. (1994). Vibration control effectiveness of passive tuned mass dampers. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, *17*(3), 367–376.
- Lin, C. C., Wang, J. F., & Ueng, J. M. (2001). Vibration control identification of seismically excited mdf of structure-PTMD systems. *Journal of Sound and Vibration*, *240*(1), 87–115.

- Maurel, D. (2020). *Diseño de un laboratorio experimental para el estudio de fenómenos dinámicos y técnicas de monitoreo estructural*. Universidad Técnica Federico Santa María.
- McNamara, R. J. (1977). Tuned mass dampers for buildings. *Journal of the Structural Division*, 103(9), 1785–1798.
- McVerry, G. H. (1980). Structural identification in the frequency domain from earthquake records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 8(2), 161–180.
- Miranda, E., & Akkar, S. D. (2006). Generalized interstory drift spectrum. *Journal of Structural Engineering*, 132(6), 840–852.
- Miranda, E., & Reyes, C. J. (2002). Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 840–849.
- Miranda, E., & Taghavi, S. (2005). Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. I: Formulation. *Journal of Structural Engineering*, 131(2), 203–211.
- Ormondroyd, J., & Den Hartog, J. P. (1928). The theory of the dynamic vibration absorber. *Trans., ASME, Applied Mechanics*, 50, 9–22.
- Park, H. S., & Oh, B. K. (2018). Real-time structural health monitoring of a supertall building under construction based on visual modal identification strategy. *Automation in Construction*, 85, 273–289.
- Pavic, A., Armitage, T., Reynolds, P., & Wright, J. (2015). Methodology for modal testing of the Millennium Bridge, London. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 152(2), 111–121.
- Qiu, Z. C., Wu, H. X., & Ye, C. D. (2009). Acceleration sensors based modal identification and active vibration control of flexible smart cantilever plate. *Aerospace Science and Technology*, 13(6), 277–290.
- Quanser. (2017). *User Manual, Shake Table II, Set Up and Configuration*.
- Rana, R., & Soong, T. T. (1998). Parametric study and simplified design of tuned mass dampers. *Engineering Structures*, 20(3), 193–204.

- Reinoso, E., & Miranda, E. (2005). Estimation of floor acceleration demands in high-rise buildings during earthquakes. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 14(2), 107–130.
- Roffel, A. J., & Narasimhan, S. (2014). Extended Kalman filter for modal identification of structures equipped with a pendulum tuned mass damper. *Journal of Sound and Vibration*, 333(23), 6038–6056.
- Saaed, T. E., Nikolakopoulos, G., Jonasson, J. E., & Hedlund, H. (2013). A state-of-the-art review of structural control systems. *Journal of Vibration and Control*, 21(5), 919–937.
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A. W., & Chung, R. M. (1997). A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(6), 617–635.
- Sladek, J. R., & Klingner, R. E. (1983). Effect of tuned-mass dampers on seismic response. *Journal of Structural Engineering*, 109(8), 2004–2009.
- Soong, T. T., & Spencer, B. F. (2002). Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice. *Engineering Structures*, 24(3), 243–259.
- Spencer Jr., B. F., & Nagarajaiah, S. (2003). State of the art of structural control. *Journal of Structural Engineering*, 129(7), 845–856.
- Tajimi, H. (1960). A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake. *Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1960*, 0, 781–797.
- Tuan, A. Y., & Shang, G. Q. (2014). Vibration control in a 101-storey building using a tuned mass damper. *Journal of Applied Science and Engineering*, 17(2), 141–156.
- Veletsos, A. S., & Ventura, C. E. (1986). Modal analysis of non-classically damped linear systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 14(2), 217–243.
- Villaverde, R. (1994). Seismic control of structures with damped resonant appendages. *1st World Conference on Structural Control, Los Angeles, CA, U.S.A.*

- Wang, J. F., & Lin, C. C. (2015). Extracting parameters of TMD and primary structure from the combined system responses. *Smart Structures and Systems*, 16(5), 937–960.
- Wang, X., Zhu, Z., & Au, S. K. (2023). Bayesian operational modal analysis of structures with tuned mass damper. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 182, 109511.
- Weber, B., & Feltrin, G. (2010). Assessment of long-term behavior of tuned mass dampers by system identification. *Engineering Structures*, 32(11), 3670–3682.
- Yang, J., Lam, H. F., & Hu, J. (2015). Ambient vibration test, modal identification and structural model updating following bayesian framework. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 15(7), 1540024.