



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE LA  
CATEDRAL METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO  
DURANTE EL PERIODO 1997-2015**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS  
P R E S E N T A:

**BRIANDA BASURTO SCOTT**

TUTOR:

**DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO**  
INSTITUTO DE INGENIERÍA

Ciudad Universitaria, Ciudad de México, abril 2017



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Meli Piralla Roberto  
Secretario: Dr. Murià Vila David  
Vocal: Dr. Chávez Cano Marcos Mauricio  
1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Peña Mondragón Fernando  
2<sup>do</sup>. Suplente: M.I. Sánchez Ramírez Abraham Roberto

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**



---

DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO



*A mi Padre Celestial que ha alargado mis días sobre la Tierra.  
Él da aliento de vida y de Él proviene toda buena dádiva  
y todo don perfecto. Todo es por Él y para Él.*

*“Oh Señor, tú me has escudriñado y conocido.  
Tú conoces mi sentarme y mi levantarme;  
desde lejos comprendes mis pensamientos.  
Tú escudriñas mi senda y mi descanso,  
y conoces bien todos mis caminos.  
Aun antes de que haya palabra en mi boca,  
he aquí, oh Señor, tú ya la sabes toda...  
Porque tú formaste mis entrañas;  
me hiciste en el seno de mi madre...  
Tus ojos vieron mi embrión,  
y en tu libro se escribieron todos  
los días que me fueron dados,  
cuando no existía ni uno solo de ellos.  
¡Cuán preciosos también son para mí, oh Dios, tus pensamientos!  
¡Cuán inmensa es la suma de ellos!  
Si los contara, serían más que la arena;  
al despertar aún estoy contigo.”  
(Salmo 134:1-4; 16-18)*

## AGRADECIMIENTOS

A Dios, quien es el dador de la vida, por permitirme vivir esta experiencia y por darme gracia para concluir estos estudios. Gracias por ser mi Padre que me sostiene, que ha extendido su brazo de amor y poder para renovar mis fuerzas cada día. Gracias Jesús por ser mi mayor ejemplo de entrega, disciplina y liderazgo, no ha existido ni habrá un hombre como Tú en esta tierra. Gracias Espíritu Santo por soplar aliento de vida en mí, por ser mi amigo, compañero y guía.

Agradezco a mi padre Jesús Edgar Basurto por enseñarme el amor y la pasión por el trabajo. A mi madre Mónica Scott porque su ternura y amor parecen no tener límites. Gracias por estar siempre conmigo, por acompañarme en mis desvelos y por decir siempre lo correcto en cada ocasión, eres la mujer más sabia que conozco. A mi hermana Ana Karen Basurto por ser amiga, compañera y cómplice. Eres mi mayor orgullo y me encanta ser testigo de todos tus sueños cumplidos, las puertas siempre se te abrirán. A mis abuelos que ya no están en esta tierra pero siempre estarán en mi corazón, algún día nos volveremos a encontrar. A mis tíos y primos, por formar parte de mi vida, por sus consejos y por todo su amor.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por ser mi alma mater, en donde no solo adquirí mi formación académica, sino también, mi crecimiento personal. Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca otorgada. Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo financiero y por todas las facilidades para realizar este trabajo. Al posgrado de ingeniería y a los profesores que compartieron su conocimiento y experiencia.

A Leonardo Ramírez, Citlali Pérez y Rosario Delgado del área de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM por la recopilación de los registros en la Catedral a partir del año 2003. A Roberto Durán, Leonardo Flores, Darío Rivera y Bernardo Orozco por la recopilación de acelerogramas en la Catedral antes del año 2003. A Juan Manuel Espinosa y al equipo del CIRES que proporcionaron los datos de las pruebas de vibración ambiental en la Catedral de 1990.

A mi tutor, el Dr. Marcos Mauricio Chávez, por haber confiado en mí, por su paciencia y por haberme acompañado hasta el final en este sueño. Tu tenacidad me enseñó a ser persistente. Gracias por todos los consejos y comentarios que permitieron que este trabajo fuese mejor de lo que pensé. A los integrantes de mi jurado que me ayudaron a pulir este documento. A Fernando Peña por su amistad y por sus enseñanzas, lo que bien se aprende nunca se olvida. A Roberto Meli por siempre mostrar interés en esta tesis y por compartir su experiencia. A David Murià por la impartición de sus conocimientos, por sus consejos y por el tiempo dedicado a la revisión de este trabajo. A Roberto Sánchez por su experiencia y por tener esa habilidad de hacerte ver las cosas con palabras sencillas.

A mis amigos, compañeros de la maestría, compañeros del Instituto y a todos aquellos que compartieron conmigo cada vivencia. Sin ustedes esta experiencia no hubiese sido la misma. En especial agradezco a Laura Robles, no sólo por ser mi amiga sino por ser una excelente persona, sabes que te admiro y que siempre le agradeceré a Dios por haberte puesto en mi camino.

A Armando Mora por enseñarme a amar y por hacer cada uno de mis días felices. Gracias por compartir mis sueños y por siempre impulsarme a ser mejor, es hermoso estar a tu lado.

## RESUMEN

En este trabajo se evalúa la respuesta dinámica de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México desde 1990 hasta 2015. Se hace una recopilación de las intervenciones realizadas en el templo desde inicios del siglo XX. Las más significativas formaron parte del proyecto de corrección geométrica de la Catedral. Como parte de este proyecto se realizaron pruebas de vibración ambiental. Durante el programa de rehabilitación, desde 1991 operó un sistema de mediciones con instrumentación convencional. También, se instaló una red de monitoreo continuo en 1992 y una red de monitoreo sísmico en 1996, ambas continúan en operación. Se hace la comparación de los resultados obtenidos con ambos tipos de mediciones. Los resultados de las pruebas de vibración ambiental fueron tomados del informe técnico del CIRES (1991) y los resultados de los registros sísmicos son descritos aquí haciendo una clara distinción entre los sismos de falla normal y de subducción. Se destaca la importancia de analizar el comportamiento de la Catedral bajo la acción de ambos tipos de sismos porque tienen diferentes repercusiones en la estructura. Por un lado, los sismos de subducción inducen desplazamientos laterales que afectan más al terreno, la cimentación y la parte superior de las torres. Por otro lado, con los sismos de falla normal la componente vertical del movimiento afecta más el sistema de cubierta y la parte inferior de las torres. La metodología de análisis de los registros sísmicos consistió en estudiar las historias de aceleraciones, obtener los correspondientes espectros de respuesta y de Fourier para después realizar un análisis espectral en donde se calcularon: periodos, formas modales y el porcentaje de amortiguamiento crítico. Se estudia el movimiento tanto del terreno como de la estructura. Se incluye una descripción comparativa de los efectos de los sismos en el terreno blando que subyace a la Catedral y el terreno firme de Ciudad Universitaria. En lo que corresponde a la estructura se describe la respuesta en tres zonas: la cimentación, la cubierta y la torre Oeste. Se observan similitudes en la detección de las frecuencias y la forma de los espectros con los dos tipos de mediciones a pesar de que las amplitudes son diferentes por los niveles de sollicitaciones a los que se somete la estructura. Con los resultados fue posible observar mejoras en el comportamiento dinámico de la Catedral, tanto en el terreno como en la estructura, después del arduo programa de rehabilitación a que fue sometida.

## ABSTRACT

In this work the dynamic response of the Cathedral of Mexico City since 1990 to 2015 is presented. A compilation of the interventions performed in the temple since the beginning of the 20<sup>th</sup> century is made. The most significant of them were part of the geometric correction project of the Cathedral. As part of this project, ambient vibration tests were carried out. Since 1991, a measurement system with conventional instrumentation operated during the rehabilitation. Also, a continuous monitoring network was installed in 1992 and a permanent seismic monitoring network was installed in 1996, both still in operation. A comparison of the results obtained with both types of measurements is done. The results of the ambient vibration tests were taken from the CIRES technical report (1991) and the results of the seismic records are described here making a clear distinction between normal fault and subduction earthquakes. The importance of analyze the behavior of the Cathedral under the action of both types of earthquakes is stand out because they produce different aftermath over the structure. On one hand subduction earthquakes induce lateral displacements affecting more the ground, the foundation and the top of the towers. On the other hand with the normal fault earthquakes the vertical component of the movement affects more the roof system and the lower part of the towers. The analysis methodology of the seismic records consisted of studying the acceleration histories, obtaining the respective response and Fourier spectra and then performing a spectral analysis to calculate: periods, modal shapes and damping ratio. The movement of the ground and the structure is studied. A comparative description of the effects of the earthquakes on the soft ground that underlies the Cathedral and the firm ground of Ciudad Universitaria is included. What concerns to the structure, the response of three zones is described: the foundation, the roof system and the west tower. Similarities are observed in the detection of frequencies and spectral shapes with the two type of measurements despite the difference in amplitudes because of the stress levels to which the structure is subjected. With the results it was possible to observe improvements in the dynamic behavior of the Cathedral after the arduous rehabilitation program to which it was submitted, both on the ground and in the structure.



## ÍNDICE

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>IV</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>V</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>VI</b>
<b>ÍNDICE .....</b>	<b>VII</b>
<b>CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	4
<b>CAPÍTULO II INTERVENCIONES Y MONITOREO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>7</b>
2.1. INTERVENCIÓN EN LAS CIMENTACIONES .....	11
2.1.1. Vaciado de las celdas de cimentación en 1940.....	11
2.1.2. Colocación de pilotes de control en 1972.....	12
2.2. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN 1990.....	13
2.2.1. Descripción del programa de pruebas.....	13
2.2.2. Selección de puntos y programa de pruebas .....	13
2.3. INTERVENCIÓN GEOTÉCNICA.....	17
2.3.1. Proceso de subexcavación (agosto de 1993-junio de 1998).....	17
2.3.2. Sistema de apuntalamiento preventivo.....	18
2.3.3. Inyección de mortero en el terreno (septiembre de 1998 - enero del 2002).....	19
2.4. INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL .....	20
2.4.1. Detección de daños en monumentos coloniales y posibles causas .....	20
2.4.2. Modelos numéricos .....	20
2.4.3. Pruebas experimentales.....	22
2.4.4. Reparaciones y refuerzo definitivo .....	22
2.5. RED DE MONITOREO CONTINUO .....	24
2.5.1. Instrumentación convencional .....	24
2.5.2. Instrumentación de registro electrónico continuo .....	26
2.6. RED DE MONITOREO SÍSMICO .....	29
2.6.1. Descripción general.....	29
2.6.2. Trabajos previos acerca del análisis de señales de la Catedral .....	31
<b>CAPÍTULO III CONCEPTOS BÁSICOS Y METODOLOGÍA DE ANÁLISIS.....</b>	<b>32</b>
3.1. CONCEPTOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL .....	33
3.1.1. Métodos de solución de la ecuación de equilibrio dinámico .....	33
3.1.2. Propiedades dinámicas de un sistema .....	34
3.2. ANÁLISIS Y FUNCIONES EMPLEADAS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA .....	35
3.2.1. Aplicación de la serie y la transformada de Fourier.....	35
3.2.2. Espectro de amplitudes de Fourier.....	37
3.2.3. Autoespectro de potencia.....	37
3.2.4. Espectro cruzado de potencia .....	37
3.2.5. Función de transferencia .....	38
3.2.6. Función de coherencia .....	38
3.2.7. Ángulo de fase.....	38



3.3.	PROCEDIMIENTO Y EJEMPLO DE ANÁLISIS DE UN REGISTRO SÍSMICO .....	39
3.3.1.	Adquisición de datos .....	39
3.3.2.	Procedimiento de análisis para la identificación de la respuesta dinámica .....	40
3.3.3.	Tratamiento de los acelerogramas .....	41
3.3.4.	Índices de severidad del movimiento: aceleración máxima e intensidad de Arias.....	42
3.3.5.	Espectros de respuesta .....	44
3.3.6.	Espectros de Fourier .....	45
3.3.7.	Estimación del periodo en el terreno y la estructura .....	46
3.3.8.	Estimación del amortiguamiento.....	49
3.4.	EJEMPLO DE LOS RESULTADOS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	51

**CAPÍTULO IV INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL DE 1990 .....53**

4.1.	CUBIERTA DE LA NAVE PRINCIPAL.....	54
4.2.	CUBIERTA DE LA NAVE DEL TRANSEPTO.....	57
4.3.	CÚPULA PRINCIPAL .....	59
4.4.	EFFECTOS DE TORSIÓN .....	61
4.5.	TORRE OESTE .....	62
4.6.	TORRE ESTE.....	64
4.7.	EFFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA .....	65

**CAPÍTULO V REGISTROS ACELEROGRÁFICOS DEL MONITOREO SÍSMICO.....66**

5.1.	SISMICIDAD DE LA CIUDAD DE MÉXICO.....	67
5.1.1.	Propagación de ondas sísmicas.....	68
5.1.2.	Efectos de sitio .....	70
5.1.3.	Catálogo de registros sísmicos en la Catedral Metropolitana de la ciudad de México .....	71
5.1.4.	Aceleraciones máximas en todas las estaciones de registro.....	73
5.2.	SELECCIÓN DE LOS EVENTOS SÍSMICOS .....	77
5.2.1.	Calidad del registro.....	77
5.2.2.	Mecanismo de falla.....	77
5.2.3.	Magnitud del sismo.....	77
5.2.4.	Aceleración máxima del terreno (PGA) .....	77
5.2.5.	Sismos seleccionados .....	77

**CAPÍTULO VI MOVIMIENTO DEL TERRENO .....81**

6.1.	HISTORIAS DE ACELERACIÓN.....	82
6.2.	INDICADORES DE LA SEVERIDAD DEL MOVIMIENTO .....	84
6.2.1.	Aceleración máxima en el terreno .....	84
6.2.2.	Intensidad de Arias .....	84
6.2.3.	Duración de la fase intensa del movimiento .....	84
6.2.4.	Evaluación de la severidad.....	84
6.3.	RESPUESTA MÁXIMA.....	84
6.3.1.	Espectros de respuesta .....	84
6.3.2.	Periodo del terreno detectado con los espectros de respuesta .....	84
6.4.	ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA .....	84
6.4.1.	Espectros de Fourier .....	84
6.4.2.	Función de transferencia .....	84
6.5.	EVOLUCIÓN DEL PERIODO EN EL TERRENO .....	84
6.6.	AMPLIFICACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO BLANDO.....	84



<b>CAPÍTULO VII MOVIMIENTO DE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>104</b>
7.1. MOVIMIENTO DE LA CIMENTACION .....	105
7.1.1. Historias de aceleración .....	105
7.1.2. Respuesta máxima en la cimentación y el terreno .....	108
7.1.3. Análisis del comportamiento de la cimentación en el dominio de la frecuencia.....	108
7.1.4. Evolución del periodo de la cimentación .....	108
7.1.5. Estimación de los efectos de interacción suelo estructura .....	108
7.2. MOVIMIENTO DE LA CUBIERTA .....	121
7.2.1. Historias de aceleración .....	121
7.2.2. Respuesta máxima en la cubierta .....	126
7.2.3. Estimación del periodo en la cubierta con un análisis en el dominio de la frecuencia.....	132
7.2.4. Evolución del periodo en la cubierta.....	138
7.2.5. Estimación del amortiguamiento.....	139
7.2.6. Evolución del amortiguamiento.....	143
7.3. MOVIMIENTO DE LA TORRE OESTE.....	145
7.3.1. Historias de aceleración .....	145
7.3.2. Respuesta máxima en la torre Oeste .....	149
7.3.3. Estimación del periodo en la torre Oeste con un análisis en el dominio de la frecuencia.....	149
7.3.4. Descripción del acoplamiento entre la torre Oeste y el sistema de cubierta .....	149
7.3.5. Modos en la torre Oeste y evolución del periodo.....	149
7.4. COMPARACIÓN ENTRE LA VIBRACIÓN AMBIENTAL Y LOS SISMOS.....	159
7.4.1. Mediciones en el terreno .....	163
7.4.2. Mediciones en la cimentación.....	164
7.4.3. Mediciones en la cubierta.....	166
7.4.4. Mediciones en la torre Oeste.....	169
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>172</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>176</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>177</b>



# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

*“Sólo tú eres el Señor.  
Tú hiciste los cielos,  
los cielos de los cielos con todo su ejército,  
la tierra y todo lo que en ella hay,  
los mares y todo lo que en ellos hay.  
Tú das vida a todos ellos  
y el ejército de los cielos se postra ante ti.”*

*(Nehemías 9:6)*



# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Desde el inicio de su construcción, la Catedral Metropolitana ha presentado fuertes problemas estructurales, principalmente por la ocurrencia de hundimientos diferenciales. Estos se deben a que la estructura está desplantada sobre arcillas compresibles y también sobre restos de los templos aztecas (Fig. 1.1). El mayor hundimiento diferencial medido en diciembre de 1989 fue de 2.4 m, desde el altar mayor hasta la torre poniente (Durán *et al*, 1997). De acuerdo con Meli y Sánchez (2001), los daños se pueden clasificar en dos mecanismos: a) El hundimiento en el lado surponiente provocó la separación entre la fachada sur y las torres, generando una configuración de grietas transversales en la cubierta y en los muros laterales. b) La emersión de la zona central ocasionó la rotación hacia afuera de las columnas y las naves laterales, así como, la abertura de arcos y bóvedas, dando lugar a grandes desplomes en las columnas (Fig. 1.2).

Los planos levantados por la Secretaría del Patrimonio Nacional en 1975 constatan la aparición de grietas y fisuras en la Catedral. Se conoce que las grietas fueron resanadas e inyectadas una y otra vez. Además de esto, se realizaron intervenciones como el vaciado de las celdas de cimentación en 1940 y la colocación de pilotes de control en 1972. Estas intervenciones resultaron ser medidas correctivas temporales que fueron sobrepasadas por el incremento del hundimiento en el terreno. A partir de los daños detectados, en 1989 se reunió un grupo de especialistas y técnicos para atacar el problema de raíz dando lugar al ambicioso proyecto de la nivelación y corrección geométrica de la Catedral.

Antes de realizar la rehabilitación, se llevó a cabo una campaña de mediciones con levantamientos topográficos y pruebas de vibración ambiental para conocer el estado de la estructura. La primera parte del programa de rehabilitación consistió en utilizar la técnica de subexcavación con la extracción lenta y controlada del suelo debajo de la cimentación. Con ello, se lograron reducir las diferencias de nivel y de desplomo en las columnas de la nave central junto con el de las torres. Además, se consiguió el cierre de grietas en la nave central y el desnivel de 2.4 m se redujo a 0.83 m. La duración de esta etapa fue de cinco años, desde agosto de 1993 hasta mayo de 1998.

En el año de 1996 se instaló la red de monitoreo sísmico de la Catedral Metropolitana para monitorear su respuesta dinámica. Esta red ha permitido el registro de un total de 46 eventos desde el sismo de enero de 1997 hasta el de marzo del 2015. Posterior a la corrección geométrica de la primera etapa, se buscó tener una uniformidad en los hundimientos con un mejoramiento del terreno. Para ello, se inyectó con una lechada de mortero los estratos más compresibles del subsuelo desde septiembre de 1998 hasta enero del 2002. En esta segunda etapa no se esperaban movimientos significativos del terreno y se aprovechó para realizar algunas reparaciones en la estructura, como fueron: la inyección de grietas, la sustitución de sillares dañados y la reparación de huecos (Meli y Sánchez, 2001).

Considerando lo anterior, es natural que surjan dudas acerca del estado actual de la Catedral. El objetivo principal de este trabajo es determinar cómo ha evolucionado la respuesta dinámica de la Catedral y si las intervenciones a las que fue sometida durante el programa de rehabilitación han favorecido su comportamiento. Para lograr este objetivo se estudian las propiedades dinámicas de la estructura y del terreno. Los objetivos secundarios son los siguientes:

- Determinar el comportamiento sísmico del terreno blando y sus efectos de sitio en comparación con la respuesta en terreno firme
- Identificar los efectos de los sismos de subducción y sus diferencias con los de falla normal
- Comparar los resultados obtenidos con los registros sísmicos y con vibración ambiental

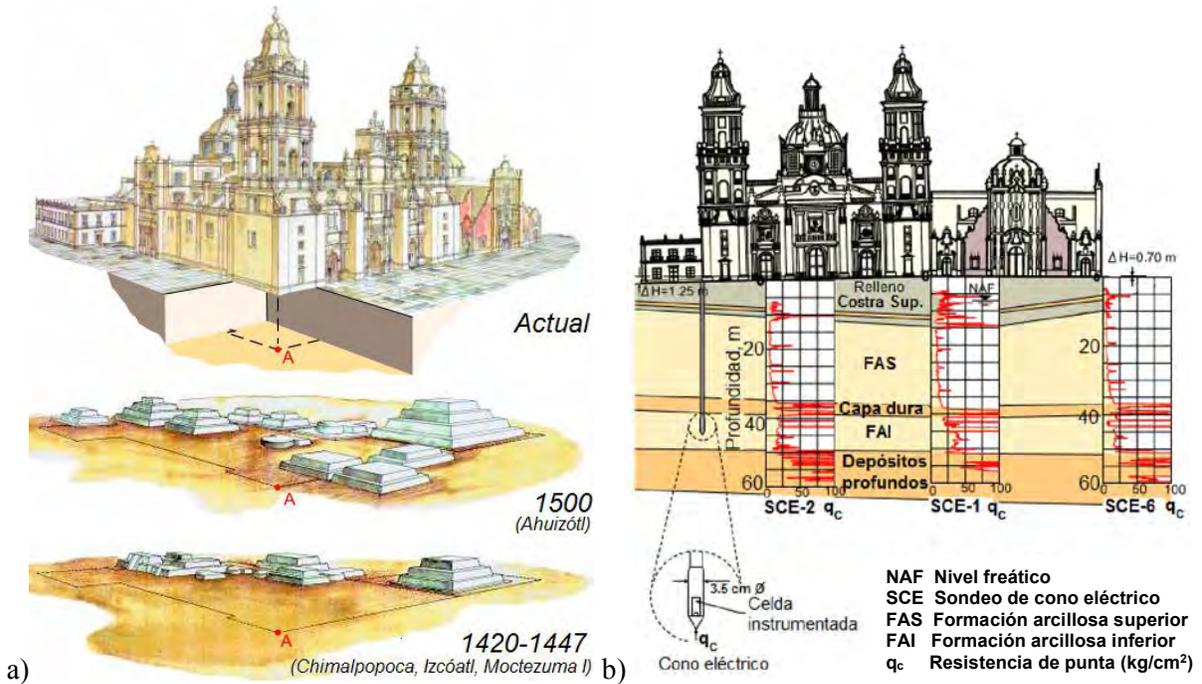


Figura 1.1. Características del subsuelo de la Catedral: a) templos del centro ceremonial azteca que subyacen a la estructura, b) estratigrafía del sitio (Santoyo y Ovando, 2002)

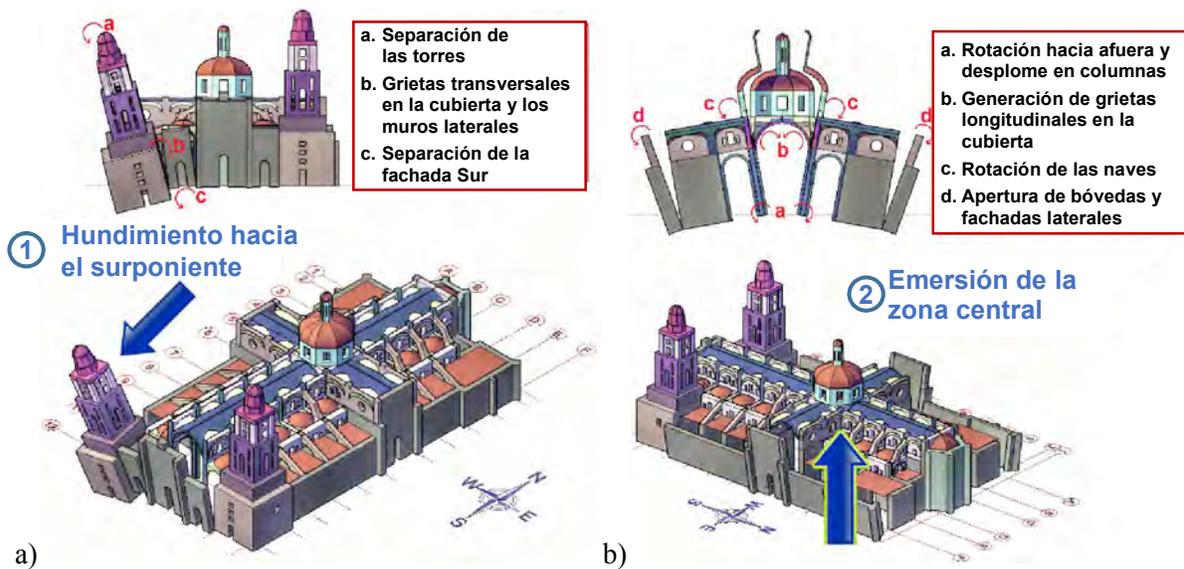


Figura 1.2. Mecanismos de falla generados en la Catedral Metropolitana como consecuencia de la configuración de hundimientos en el terreno

## 1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La magnífica obra de la Catedral Metropolitana resume en sí misma todo el arte de la colonia y el virreinato en la Nueva España. En ella se pueden evidenciar varios estilos artísticos y arquitectónicos que imperaron durante los casi tres siglos que duró su construcción. Se puede apreciar el estilo gótico del siglo XVI en las bóvedas ojivales que conforman la nave central, el estilo herreriano en la fachada norte y sus pórticos, el barroco en las fachadas oriente y poniente, el churrigueresco en el altar de los Reyes, las cúpulas renacentistas, las superficies alabeadas modernistas y el neoclásico de las torres y la cúpula central (Pérez, 2003). Los arquitectos españoles Claudio de Arcienega y Juan Miguel de Agüero realizaron la traza y el alzado de la Catedral Metropolitana (Fig. 1.3). Los trabajos dieron inicio en el año 1573, se comenzó desde el ábside hacia la fachada principal. En el año 1581 estuvo lista la cimentación, en 1585 se iniciaron las capillas y para 1615 los muros alcanzaban la mitad de su altura total. En 1623 se cerraron las bóvedas de la sacristía. En 1626 se demolió el primer templo que había mandado construir Hernán Cortés en 1524. Las obras se interrumpieron en 1629 a causa de una inundación pero se retomaron un año después. En 1630 Juan Gómez de Trasmonte y Rodrigo Díaz de Aguilera levantaron el crucero. Para el año 1656, su hijo Luis Gómez de Trasmonte construyó la cúpula central. Se tuvieron dudas acerca de la capacidad de carga de las columnas del crucero y se propuso ensancharlas, sin embargo, no se produjo esa ampliación. Todo el interior, incluyendo las bóvedas, fue concluido en el año 1667. La edificación continuó en el exterior y las portadas de las fachadas que dan al oriente y poniente fueron concluidas entre 1672 y 1689. El arquitecto veracruzano Damián Ortiz de Castro fue el responsable de construir las majestuosas torres desde 1780 hasta 1792. Lamentablemente, Damián Ortiz no alcanzó a concluir la obra porque murió prematuramente en 1793. Fue el valenciano Manuel Tolsá quién para el año 1813 completó la obra de Catedral, él le dio perfil a la cúpula principal y levantó el cuerpo central de la fachada principal. Desde 1573 hasta 1813 transcurrieron 240 años de construcción (Orozco, 2005; Santoyo y Ovando, 2008).



**Figura 1.3. La Catedral Metropolitana a través del tiempo: a) Plano de la traza (Aguilera, 2013), b) Fotografía aérea de la Plaza de la Constitución y la Catedral tomada en 1919 (Roca, 2014)**

En cuanto a su geometría, la Catedral tiene forma de cruz latina en planta. En la dirección longitudinal (N-S) se distinguen cinco naves: la nave principal que está cubierta por una bóveda cilíndrica y es intersectada por bóvedas conoidales, mejor conocidas como lunetos, dos naves procesionales o de tránsito que están cerradas con bóvedas baídas de forma esférica y dos naves laterales para capillas. Una nave cruza el templo transversalmente (E-W) y sobre la intersección se levanta la cúpula principal en el crucero del templo. Los muros perimetrales de la fachada que confinan las naves, en conjunto con los contrafuertes y los muros perpendiculares que dividen las capillas constituyen un cinturón perimetral que proporciona una considerable rigidez y resistencia ante cargas laterales. La planta es casi rectangular cuyas dimensiones son 121x63 m. La altura es de 25 m desde el nivel feligresía hasta la nave central, 57 m hasta la cúpula central y 65 m hasta la punta de las cruces de las torres (Fig. 1.4). La altura de las columnas es de 19 m para el arranque de los arcos de la nave principal y de la nave transversal. Mientras que en las columnas que soportan las naves procesionales el arranque de arcos es de 14 m (Fig. 1.5).

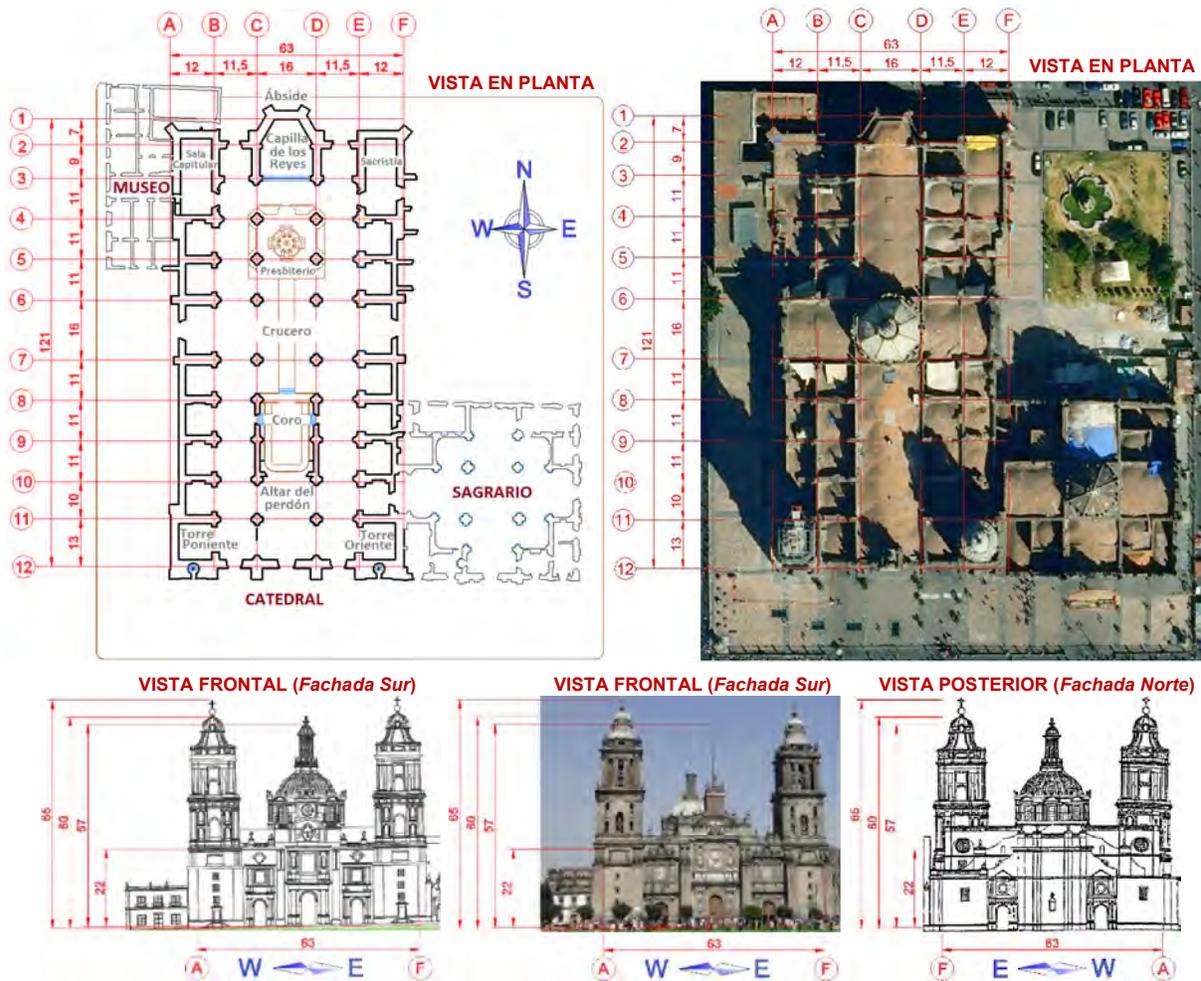


Figura 1.4. Dimensiones generales de la Catedral Metropolitana

Con base en las experiencias de construcciones aledañas, los constructores de la época ya tenían noción de la baja capacidad de carga del terreno del centro histórico de la ciudad de México y la solución por la que optaron para poder desplantar la estructura fue reforzar el terreno con un sistema de 22,500 pilotes cortos de madera espaciados cada 60 cm. Sobre éstos se colocó una plataforma de mampostería (mejor conocida como pedraplén) con espesor variable, que en promedio es de 1 m. La cual aumenta hacia el sur debido a los hundimientos que se presentaron desde los inicios de la construcción. La superficie que cubre el pedraplén es de 140 m de largo y 70 m de ancho. Estas dimensiones exceden las dimensiones de la Catedral porque la concepción original del proyecto era un templo de siete naves y cuatro torres en cada esquina. Sobre el pedraplén se construyó una retícula de contratrabes de mampostería de 3.5 m de alto y 2.5 m de ancho (Fig. 1.6). Encima de las contratrabes descansan los muros, pilastras y columnas del templo. En total se tienen 36 columnas: 16 libres y 20 adosadas a los muros, las cuales sirven como soporte de los arcos de las bóvedas y cúpulas. (Peña, 1995; Rivera, 2000; Orozco, 2005; Santoyo y Ovando, 2008). En varias ocasiones se detuvo la construcción mientras que la consolidación del terreno continuaba y los hundimientos incrementaban. Esto ocasionó que se agudizara el problema de la inclinación en columnas, obligando así a realizar correcciones en su verticalidad. Los cambios de pendiente en los fustes indican que en una primera etapa se levantaron las columnas hasta 2.7 m, después hasta 10 m y finalmente, mucho después se completaron los 19 m de altura. En la Figura 1.5 se aprecia el uso de distintos materiales en estas alturas.

Una de las zonas críticas, debido a la alta concentración de esfuerzos en la Catedral son las cuatro columnas que soportan la cúpula principal. Se estima que el peso de ésta, a nivel de la trabe poligonal, es alrededor de 1,701 t, en el nivel de arranque de la nave central el peso acumulado es de 6,776 t, en el nivel de arranque de las naves procesionales es de 20,045 t y el peso a nivel feligresía es de 53,000 t. Si además se suma el peso de la cimentación y de las torres, se tiene un peso total de la estructura de 127,000 toneladas. Considerando que la Catedral abarca una superficie de 7,623 m<sup>2</sup> (63x121m), el esfuerzo promedio sobre el suelo es de 16.7 t/m<sup>2</sup>. Este valor es muy elevado en comparación con la resistencia del terreno subyacente (Orozco, 2005).

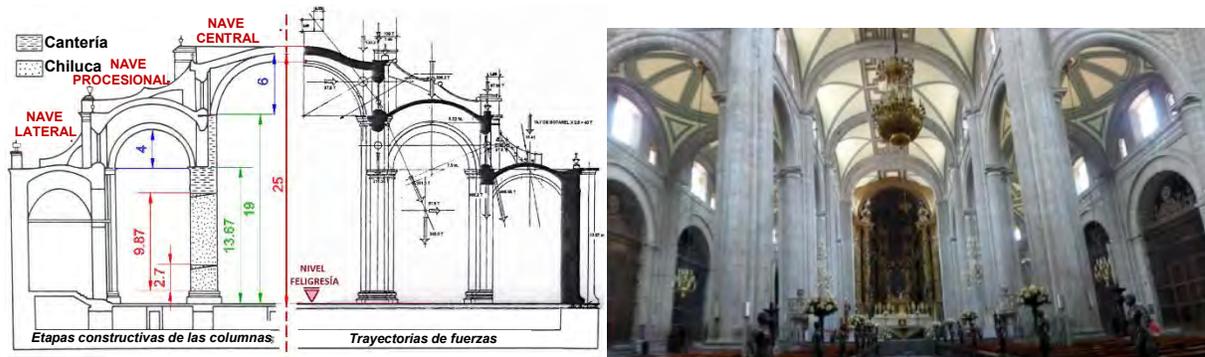


Figura 1.5. Principales elementos estructurales vistos desde el interior de la Catedral Metropolitana (modificado de Tamez et al., 1995)

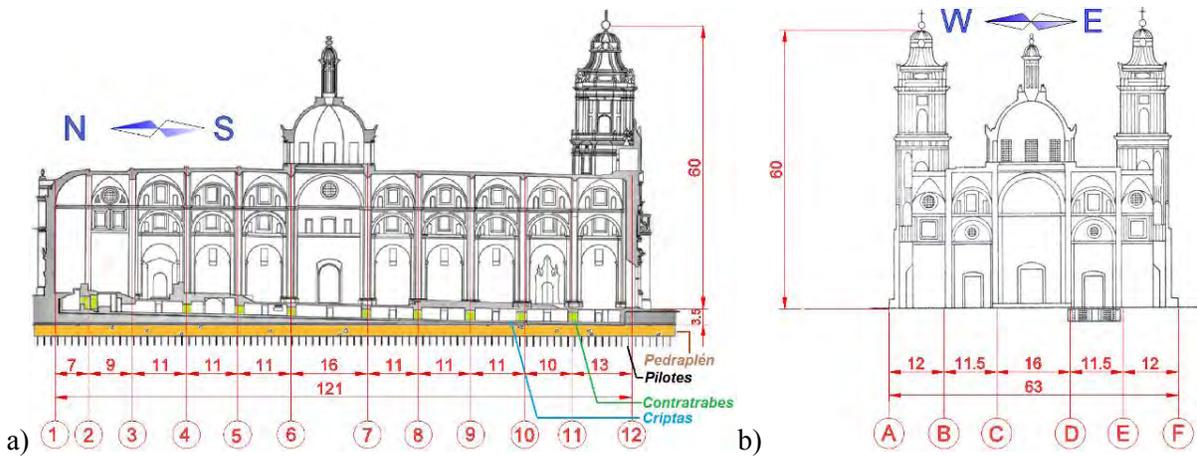


Figura 1.6. Cortes de sección de la Catedral: a) longitudinal (N-S), b) transversal (E-W)

El material de construcción es una especie de concreto ciclópeo integrado por piedras de origen volcánico (andesitas y tezontle), aglutinadas por un mortero de cal y arena. Las propiedades mecánicas de los materiales y su composición varían de acuerdo con los elementos estructurales y la fecha en que fueron construidos. El pedraplén está conformado por piedras basálticas de gran tamaño, algunas piedras pequeñas y muy poco tezontle. En las bóvedas desaparecen las piedras de basalto denso. En los muros se utilizó una mampostería de resistencia a la tensión mayor a la que se tiene con mampostería de ladrillos (debido a la ausencia de planos débiles generados en las juntas de mortero). En las columnas y arcos se empleó mampostería de sillares de piedra por ser elementos que debía soportar elevados esfuerzos a compresión (Rivera, 2000; Meli y Sánchez, 2001).



## CAPÍTULO II

### INTERVENCIONES Y MONITOREO ESTRUCTURAL

*“Entonces reedificarán las ruinas antiguas,  
levantarán los lugares devastados de antaño,  
y restaurarán las ciudades arruinadas,  
los lugares devastados de muchas generaciones...  
Entonces su descendencia será conocida entre las naciones,  
y sus vástagos en medio de los pueblos;  
todos los que los vean los reconocerán,  
porque son la simiente que el Señor ha bendecido...  
Porque como la tierra produce sus renuevos,  
y como el huerto hace brotar lo sembrado en él,  
así el Señor Dios hará que la justicia y la alabanza  
broten en presencia de todas las naciones.”*  
(Isaías 61:4, 9, 11)

## CAPÍTULO II

### INTERVENCIONES Y MONITOREO ESTRUCTURAL

La conservación y restauración de la Catedral Metropolitana ha sido de interés tanto de ingenieros como investigadores a nivel nacional e internacional. El simple hecho de que la conclusión de esta obra demorara 240 años (1573-1813), en comparación con otras catedrales de la época colonial, como la de Morelia que duró 84 años (1660-1774) o la de Puebla que duró 193 años (1575-1768), revela la complejidad de su construcción y las dificultades a las que se tuvieron que enfrentar los primeros constructores. Los asentamientos diferenciales del subsuelo ocasionaron un desajuste estructural desde el inicio, dando lugar a numerosas correcciones y ajustes en la geometría durante todo el proceso constructivo. Una evidencia clara del problema de hundimientos es la diferencia de alturas en columnas y muros. Por ejemplo, la altura del fuste de la columna C-9 es casi 0.90 m mayor que la del fuste de la pilastra C-3 que limita al ábside (Fig. 2.1a). Con el transcurso de los años también fue notorio el incremento de los hundimientos. En el año 1907, el Ing. Roberto Gayol notificó que el hundimiento medido desde el ábside hasta la torre surponiente era de 1.6 m. Más tarde, en el año 1989 se registró que esta medida había alcanzado 2.4 m (Fig. 2.1b).

Durante la caída de lluvia del 11 de abril de 1989, fue detectada una grieta sobre las bóvedas de la Catedral Metropolitana por donde se filtró el agua dañando objetos y obras de arte. Esta grieta reveló una seria fractura en la estructura que no se había detectado anteriormente. Este incidente llevó a la deducción de que una parte del edificio había sido sometida a un asentamiento significativo del terreno. Para entonces, muchas grietas ya habían sido inyectadas y resanadas una y otra vez. Estas fueron reparaciones superficiales porque la torsión en los elementos, la inclinación de columnas y la aparición de nuevas grietas seguían en aumento. Existen documentos y fotografías que revelan reparaciones en los años treinta y los años cincuenta. Algunas de éstas fueron tan drásticas, como el hecho de cambiar dovelas completas de los arcos torales de la cúpula. Hoy en día este tipo de soluciones serían altamente cuestionables debido a lo que establecen la Carta de Atenas de 1931 y la Carta de Venecia de 1964. Algunos artículos de la Carta de Venecia (ICOMOS, 1964) establecen lo siguiente:

- Artículo 3. “La conservación y restauración de monumentos tiende a salvaguardar toda la obra de arte como el testimonio histórico”.
- Artículo 6. “...toda construcción nueva, toda destrucción y cualquier arreglo que pudiera alterar las relaciones entre los volúmenes y los colores, será desechada”.
- Artículo 12. “Los elementos destinados a reemplazar las partes inexistentes deben integrarse armoniosamente en el conjunto, distinguiéndose claramente de las originales”.
- Artículo 15. “...los elementos de integración serán siempre reconocibles y constituirán el mínimo necesario para asegurar las condiciones de conservación del monumento y restablecer la continuidad de sus formas”.

Las primeras reparaciones en la Catedral revelan el esfuerzo que se realizó para mantener en pie la estructura. Posteriormente, en el año 1989, se consultaron diversos especialistas y técnicos para comenzar el arduo proyecto de corrección geométrica de la Catedral. Las técnicas y métodos empleados han sido una valiosa aportación para la comunidad científica. En la Tabla 1 se presentan algunas de las intervenciones que se llevaron a cabo en la Catedral desde 1907 y los especialistas que colaboraron en la realización de cada una de éstas (Meli y Sánchez, 2001; Muñoz, 2000; Orozco, 2005; Rivera, 2000; Santoyo y Ovando, 2008). En este capítulo se comenta brevemente en qué consistieron las principales intervenciones hechas en la Catedral. También, se describen las pruebas de vibración ambiental, las redes de monitoreo continuo y de monitoreo sísmico que sirvieron como fundamento para tener una mayor claridad en el comportamiento estructural de tan compleja edificación.

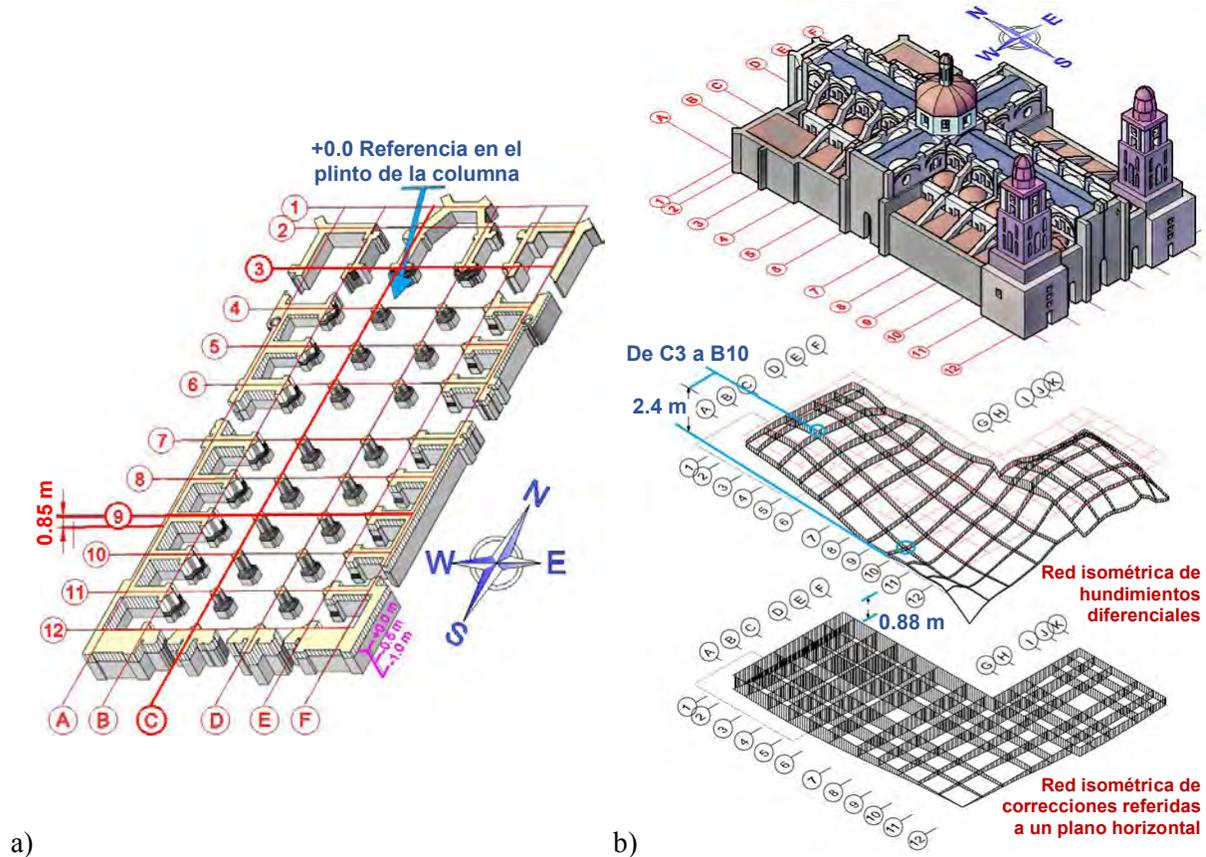


Figura 2.1. Problemas de los hundimientos diferenciales (modificado de Santoyo y Ovando, 2008): a) diferencia en las alturas de fustes y muros, b) red isométrica de hundimientos

Tabla 1. Cronología de las intervenciones realizadas en la Catedral Metropolitana

Mediciones y levantamientos Topográficos	1907	El Ing. Roberto Gayol realizó estudios en la cuenca y fue el primero en señalar que la ciudad se estaba hundiendo, descubrió que el hundimiento en Catedral desde el ábside hasta la torre sur poniente era de 1.6 m. Fue él quien realizó el 1° levantamiento topográfico del piso de feligresía. También determinó las dimensiones e inclinaciones de los elementos estructurales en Catedral, las alturas diferenciales de las columnas y la configuración del piso de feligresía
	1927	2° Levantamiento topográfico del piso de feligresía
	1929	La comisión técnica de conservación de la Catedral encomendó a los Arquitectos Manuel Ortiz y Manuel Cortina hacer una evaluación estructural
	1936	3° Levantamiento topográfico del piso de feligresía
Intervención en las cimentaciones	1938	Demolición del Seminario para descargar la zona Oriente
	1940	Se vació el relleno de las contratraves de mampostería y éstas se recubrieron con concreto reforzado, el espacio se ocupó para instalar criptas. También se sustituyó el piso de nivel feligresía por una losa de concreto armado
	1943	Estudios realizados por el Dr. Leonardo Zeevaert para el Pasaje de Catedral
	1953 - 1955	Estudio de los asentamientos de la Catedral realizados por los profesores Raúl Marsal y Marcos Mazari
	1967 - 1983	Sondeos para las líneas del Metro
	1972	Estudio estructural y geotécnico por parte de la Secretaría del Patrimonio Nacional (SPN). El Ing. Manuel González Flores recomendó la instalación de pilotes de control desplantados en la capa dura
	1972, 1977 y 1983	Instrumentación del subsuelo con piezómetros abiertos a cargo de IESA, SAHOP y GEOTEC, respectivamente



Proyecto de nivelación de la Catedral por la SEDUE a través de la DGSMP*.	Abril de 1989	Se advierte daño en las bóvedas de Catedral. Una gran precipitación pluvial reveló las severas fracturas de la Catedral al infiltrarse agua al interior del monumento, dañando las obras de arte. Para este año, el asentamiento medido desde el ábside hasta la torre sur poniente alcanzó los 2.4 m
	Jun - nov de 1989	Elaboración del estudio geotécnico
	Noviembre de 1990	Primer campaña de pruebas de vibración ambiental ejecutadas por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) Elaboración del proyecto ejecutivo de Catedral. El director de proyecto fue el Arq. Sergio Zaldívar hasta el año 2000 y posteriormente fue el Dr. Xavier Cortés Rocha quién lo dirigió.
	Abr 1990 - feb -1991	El grupo de expertos del Comité Técnico se conformó por: Fernando López Carmona, Roberto Meli, Enrique Tamez, Hilario Prieto, Jorge Díaz Padilla, Efraín Ovando Shelley, Roberto Sánchez y Arturo Ramírez Abraham
* Secretaría de Desarrollo Urbano (SEDUE) y Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural (DGSMP)		
Preparativos para los trabajos en campo	May 1990 - ene 1991	Subexcavación experimental en San Antonio Abad
	Oct 1991 - dic 1993	Construcción de Lumberas 1° Reunión de consultores. El objetivo fue revisar el proyecto de subexcavación y la Comisión Internacional de Consultores estuvo conformada por los Doctores: Michele Jamiolkowski (Polonia), John Burland (Reino Unido) y Giorgio Macchi (Italia), Gholamreza Mesri (Irán) y Pietro de Porchelinis (Eslovenia). Durante las juntas de trabajo se hicieron presentes los distinguidos técnicos mexicanos: Emilio Rosenblueth, Daniel Reséndiz, Gabriel Auvinet, Miguel Romo, Luis Arnal, Jesús Aguirre, Neftalí Rodríguez, Oscar de Buen, Juan Manuel Orozco y Juan Schmitter
Proceso de subexcavación	Agosto de 1993	Subexcavación experimental en Catedral. Previo al inicio de estos trabajos, se colocó un sistema de apuntalamiento dinámico a base de tubos de acero debajo de las naves procesionales, los arcos que soportan la nave principal y la cúpula, además de zunchar seis columnas que presentaban grietas verticales muy peligrosas. Comienza el proceso de subexcavación
	1994	Se instaló un sistema de monitoreo continuo para detectar la apertura o cierre de arcos y bóvedas, el desplome de columnas y los cambios de temperatura dentro y fuera de la iglesia. Fue diseñado, construido e instalado por el ISMES, Instituto de Bérghamo (Italia) y aún continúa en operación
	Abr - jul 1995	Suspensión de la subexcavación
	Febrero de 1996	Instalación de la red de monitoreo sísmico por parte del CENAPRED. Se instalaron ocho acelerógrafos en los distintos puntos de interés
	Septiembre de 1997	Prueba de inyección en Texcoco
	Nov 1997 - ene 1998	Prueba de inyección en el atrio poniente
	Junio de 1998	Finaliza el proceso de subexcavación (4.5 años efectivos)
Endurecimiento del suelo con la inyección de mortero	Agosto de 1998	2° Reunión de consultores. El objetivo fue revisar la información sobre inyección de morteros, esta Comisión fue encabezada por el Dr. Daniel Reséndiz y con la participación de los Doctores Gabriel Auvinet, Manuel Mendoza, Oscar de Buen, y Neftalí Rodríguez.
	Septiembre de 1998	Inyección de mortero para el endurecimiento del subsuelo
	Oct de 1999 - may 2000	Suspensión de actividades en el terreno para la observación del comportamiento
	Noviembre de 1999	Se retiran los acelerógrafos provistos por el CENAPRED para la red de monitoreo sísmico
	Noviembre del 2000	El Instituto de Ingeniería de la UNAM instala cinco acelerógrafos para mantener el monitoreo sísmico, la cual opera hasta la fecha
	Jun - jul del 2000	Inyección en la torre poniente
	Ago - oct del 2000	Suspensión de actividades en el terreno para la observación del comportamiento
	Nov - dic del 2000	Inyección en la esquina Nororiente
	Ene - oct del 2001	Suspensión de actividades en el terreno para la observación del comportamiento
	Nov 2001 - ene 2002	Finaliza el proceso de endurecimiento del terreno con la inyección de mortero en la oficina de la Curia (1.4 años efectivos)

## 2.1. INTERVENCIÓN EN LAS CIMENTACIONES

### 2.1.1. Vaciado de las celdas de cimentación en 1940

En 1929 la Comisión Técnica y de Conservación de la Catedral solicitó a los arquitectos Manuel Ortiz Monasterio y Manuel Cortina García hacer una revisión estructural de los daños en Catedral. En 1938 se demolió del Seminario para descargar la zona oriente. Para el año 1940 se realizó la primera intervención en las cimentaciones que consistió en vaciar el relleno de las celdas de la retícula de contratrabes. De este modo se logró reducir casi 40, 000 toneladas de la carga transmitida y se disminuyó la presión de contacto un 25%, desde 14.3 t/m<sup>2</sup> hasta 10.8 t/m<sup>2</sup> (Fig. 2.2). El propósito de esta intervención era disminuir los asentamientos, sin embargo, al disminuir la presión se produjo una expansión en las capas de arcilla subyacentes. Años más tarde, el espacio abierto fue aprovechado para la construcción de criptas. Esta modificación obligó a abrir vanos en las contratrabes para conformar pasillos de acceso hacia las criptas. Fue necesario reforzar con viguetas de acero IPR (Fig. 2.3) porque la cimentación se debilitó. Además, se colocó una losa de concreto armado para formar el piso de las criptas y otra losa de concreto armado para sustituir el piso de madera a nivel feligresía (Santoyo y Ovando, 2008).

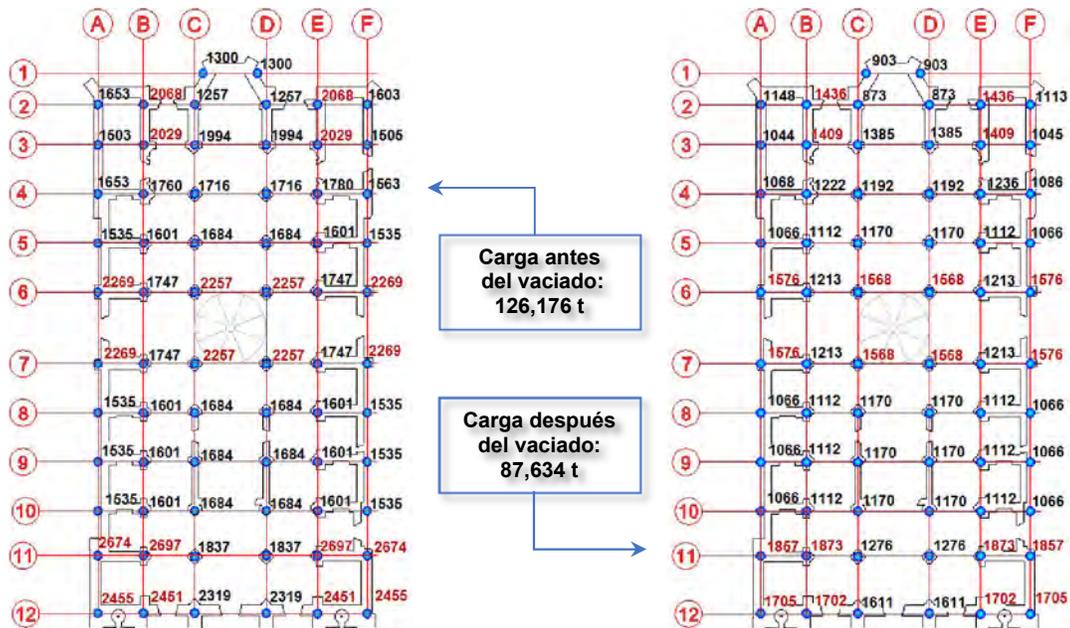


Figura 2.2. Bajada de cargas a través de las columnas antes y después del vaciado de las celdas de cimentación (modificado de DGSMP, 1989 y López Hurtado, 2004)

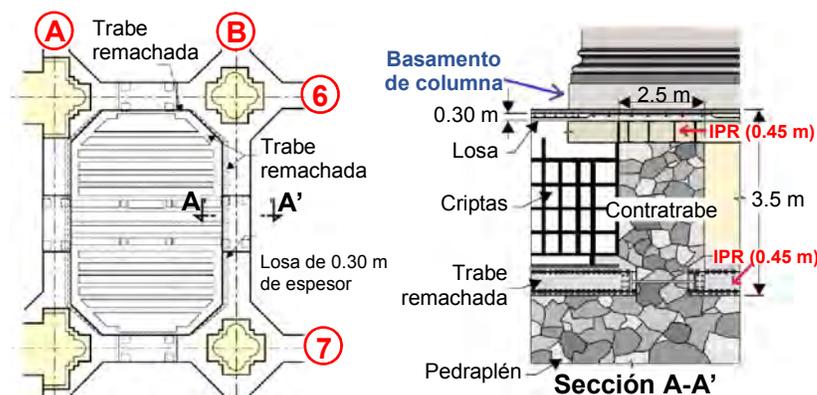


Figura 2.3. Intervención en las cimentaciones en 1940 (modificado de Santoyo y Ovando, 2008)

### 2.1.2. Colocación de pilotes de control en 1972

Las mejoras en el comportamiento de la Catedral alcanzadas por el vaciado de celdas fueron superadas rápidamente por el hundimiento regional y fue necesario realizar una segunda intervención. En 1972, la Secretaría del Patrimonio Nacional realizó un estudio estructural y geotécnico que consistió en cuatro sondeos mixtos en la periferia de Catedral. El Ing. Manuel González Flores propuso una solución para la problemática del hundimiento diferencial que consistía en desplantar pilotes de control sobre la capa dura, a casi a 40 m de profundidad. Esta solución fue ejecutada. Se utilizaron pilotes de concreto reforzado en segmentos precolados de un metro de longitud y de 0.4 m a 0.45 m de diámetro. El sistema de control está formado por un marco de acero y cubos de madera deformable (Fig. 2.4). La propuesta inicial incluía la colocación 280 pilotes distribuidos con mayor densidad en la zona sur del templo. Sin embargo, las dificultades técnicas ocasionaron que el número de pilotes incrementara a 390, pues no fue posible colocar todos los pilotes en donde se había planteado originalmente.

Las tres metas que se deseaban cumplir con esta intervención fueron las siguientes: reducir el trabajo de la cimentación 25%, renivelar el terreno haciéndolo descender al nivel del terreno circuncidante y uniformar los hundimientos diferenciales dentro de la misma estructura. Un análisis estadístico reveló que sólo 26% de los pilotes fueron confiables, los demás eran ineficaces por algunas razones como las siguientes: no llegaban a la capa dura y no trabajaban como pilotes de punta sino como pilotes de fricción, estaban inclinados y rotos o se ubicaron donde no hacían falta. Partiendo de la idea de que sólo 103 pilotes fueron confiables y que cada uno es capaz de soportar 100 t se puede decir que, los pilotes pueden alcanzar una capacidad de carga total de 10,300 t. Si se compara este valor con el peso de la estructura de 127,000 t y si los pilotes tuvieran una distribución uniforme en toda la planta, la máxima carga que podrían soportar sería únicamente 8% del peso de la estructura y no el 25% planteado originalmente.

Este sistema no fue idóneo para controlar el hundimiento diferencial en la Catedral. La implementación de los pilotes de control ha sido exitosa en los edificios modernos porque la rigidez de la superestructura permite recortar los pilotes haciendo descender los marcos de soporte. En cambio, en la Catedral, sus grandes dimensiones y su gran flexibilidad estructural no permiten hacer este tipo de modificaciones en los pilotes y su trabajo a largo plazo resulta imperceptible (Santoyo y Ovando, 2008).

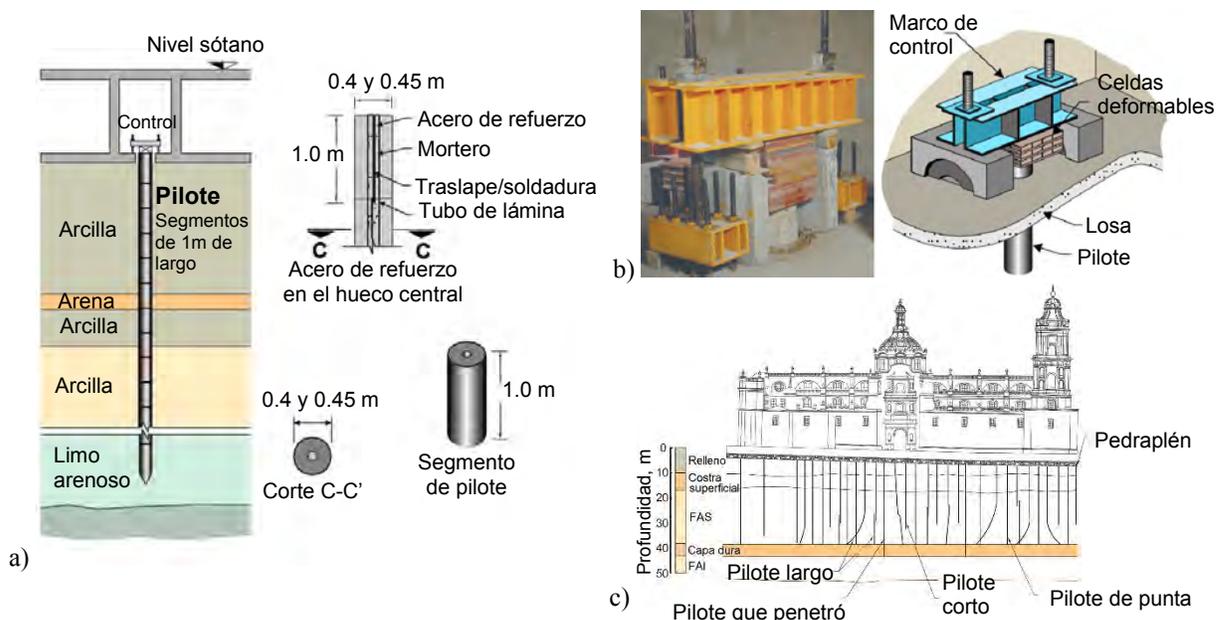


Figura 2.4. Intervención en las cimentaciones en 1972 (modificado de Aguilera, 2013; Santoyo y Ovando, 2008): a) pilotes de control, b) dispositivo de control, c) estado de los pilotes

## 2.2. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN 1990

En abril de 1990 se comenzó con la elaboración del proyecto ejecutivo de la corrección geométrica de la Catedral Metropolitana. Para tener una comprensión global del estado estructural de la Catedral en esa época, se implementó un programa de pruebas de vibración ambiental. En noviembre de 1990 la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE) con la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural (DGSMPC) contrató al Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) para realizar estas mediciones como parte de los trabajos previos al proyecto.

### 2.2.1. Descripción del programa de pruebas

Cada campaña de registro consistió en captar simultáneamente las microvibraciones de la estructura por medio de cuatro sensores. Como los sensores eran uniaxiales, fue necesario hacer numerosas pruebas para realizar el análisis completo de la estructura en las tres direcciones. Se seleccionaron 36 puntos de medición en la estructura (Fig. 2.5) y se realizaron 41 pruebas. Cada uno de los dispositivos se montó sobre una base metálica que fue alternando su posición dependiendo de cada prueba. El sistema estuvo compuesto por los siguientes elementos:

- Cuatro sensores (uniaxiales) de alta sensibilidad de aceleración que captan las vibraciones de la estructura sobre el eje en el cual se orienten
- Cuatro acopladores de las señales generadas por los sensores para poder registrarlas.
- Cuatro filtros digitales con una banda de frecuencias de 0 a 30 Hz
- Una microcomputadora tipo PC Modelo-386 para recibir las señales de los filtros y convertirlas en valores digitales
- Una fuente ininterrumpible de energía para proteger y mantener en operación el sistema en caso de falla del suministro de corriente eléctrica

En cada prueba se capturaron registros de 4.5 ó 9 minutos con un intervalo de muestreo de 0.0125 s. Para pasar del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, la información se procesó por pares de señales adquiridas simultáneamente aplicando la transformada de Fourier a eventos de 12.8 s de duración. Los espectros de cada evento se promediaron linealmente y al mismo tiempo se calcularon las funciones de transferencia y de coherencia promedio entre las señales. La resolución en el dominio de la frecuencia fue de 0.08 Hz y el número total de eventos fue de 40 para los registros de vibración vertical y 80 para los registros de vibración horizontal (CIRES, 1991).

### 2.2.2. Selección de puntos y programa de pruebas

El objetivo del programa de pruebas fue identificar algunas propiedades dinámicas de la Catedral en su conjunto y en algunos puntos de interés donde se pensaba que se pudieran tener algunos movimientos relativos durante los trabajos de renovación. Se seleccionaron 35 puntos dentro de la estructura y un punto en el terreno. Las mediciones se realizaron en las tres direcciones ortogonales de la Catedral: longitudinal (L), transversal (T) y vertical (V), la primera coincide con el eje Norte-Sur (N-S) y la segunda con el eje Este-Oeste (E-W). Al contar con sólo cuatro sensores, las pruebas se realizaron en ocho grupos (Figs. 2.6 y 2.7):

- Grupo I: Nave central (V, T y L)
- Grupo II: Transepto (T y L)
- Grupo III: Crucero (T y L)
- Grupo IV: Zona Sur de la nave central y zona oriente del transepto para revisar torsión (T y L)
- Grupo V: Entre eje 4 (T y L)
- Grupo VI: Eje 9 (T y L)
- Grupo VII: Torres (T y L)
- Grupo VIII: Planta baja y terreno para revisar la interacción suelo-estructura, ISE (V, T y L)

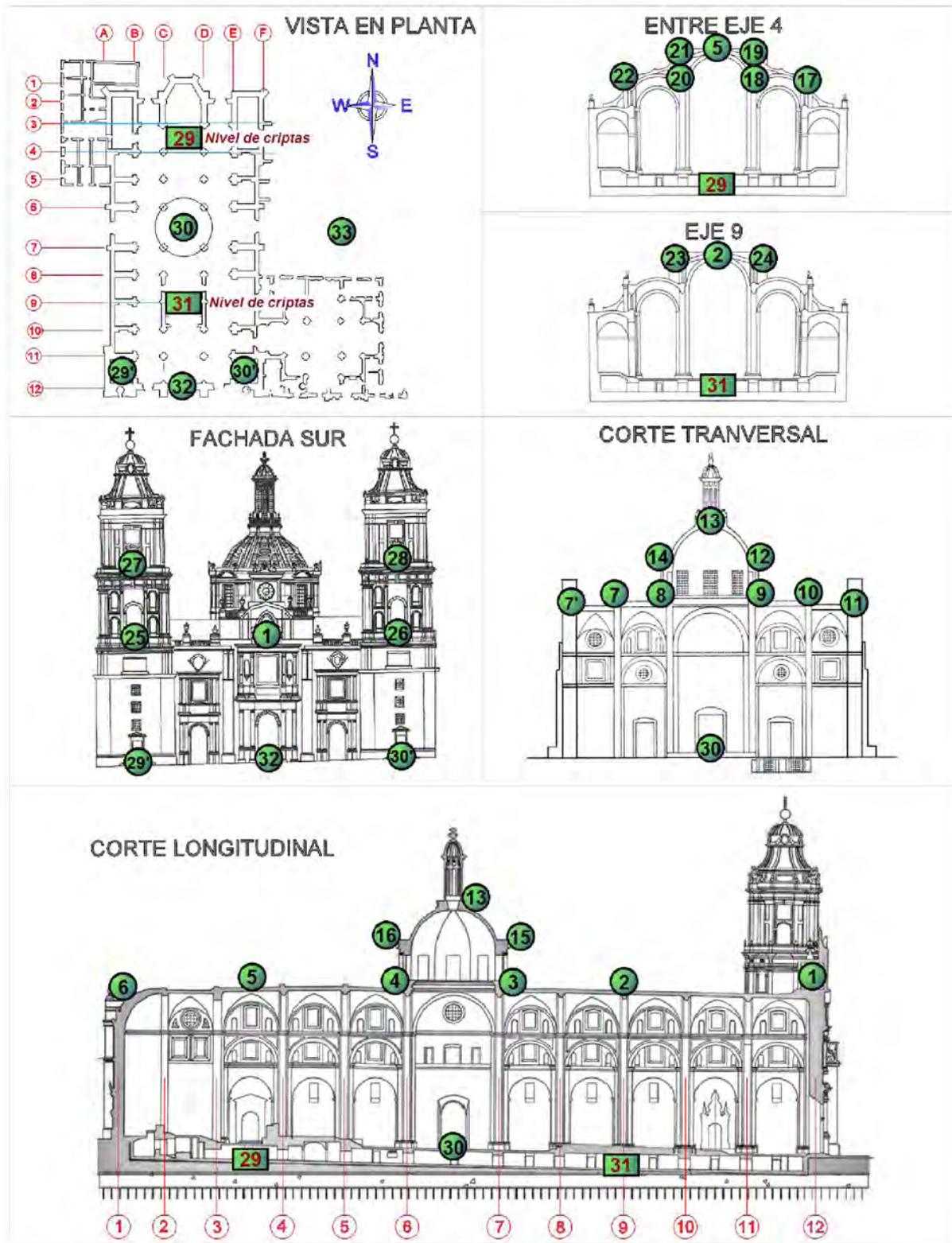


Figura 2.5. Puntos seleccionados en las pruebas de vibración ambiental (modificado de CIRES, 1991)

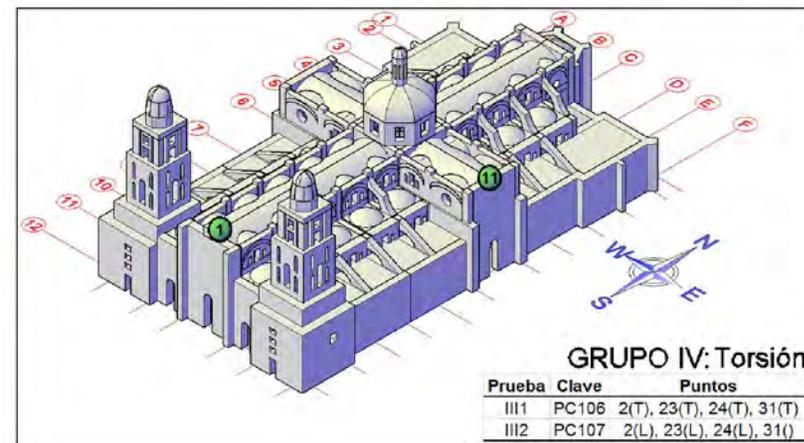
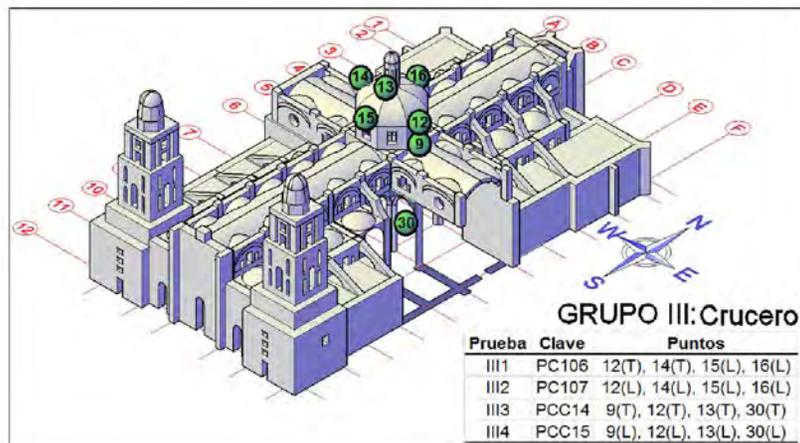
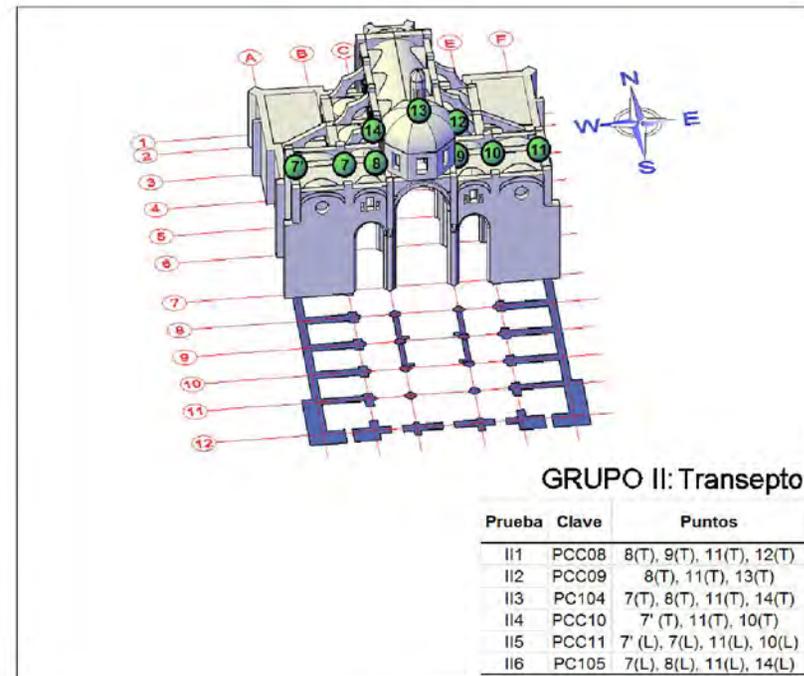
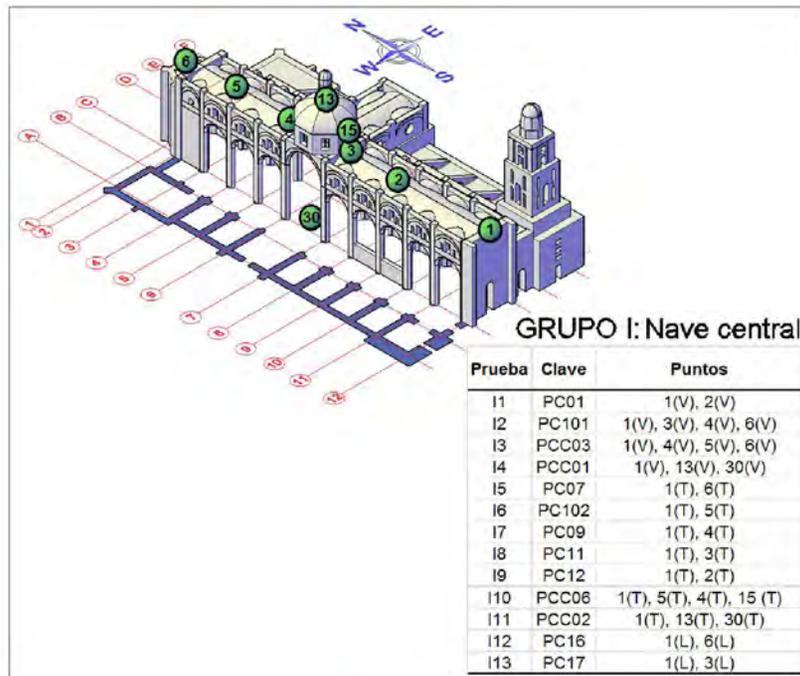


Figura 2.6. Grupo de pruebas I – IV en la campaña de vibración ambiental de la Catedral Metropolitana en noviembre de 1990

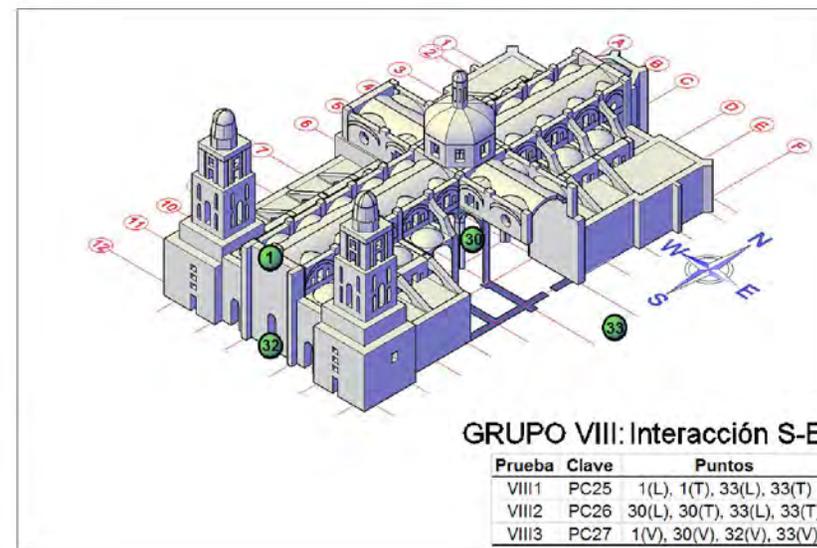
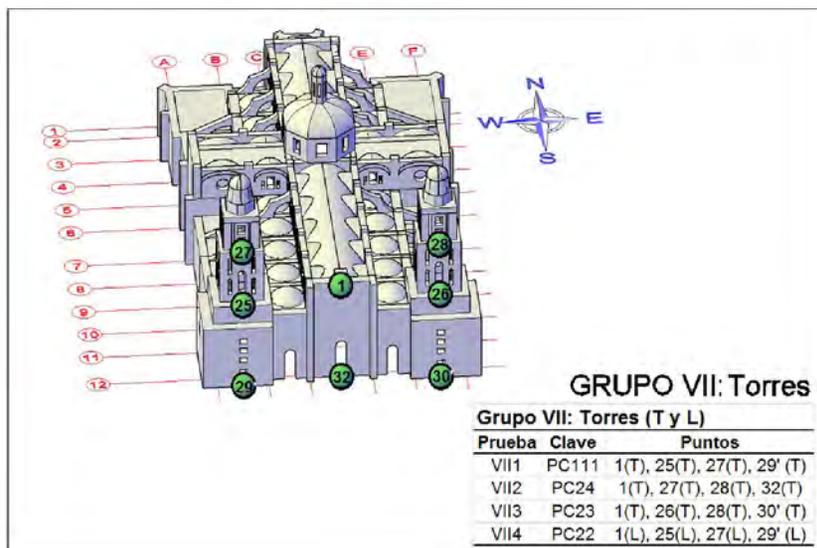
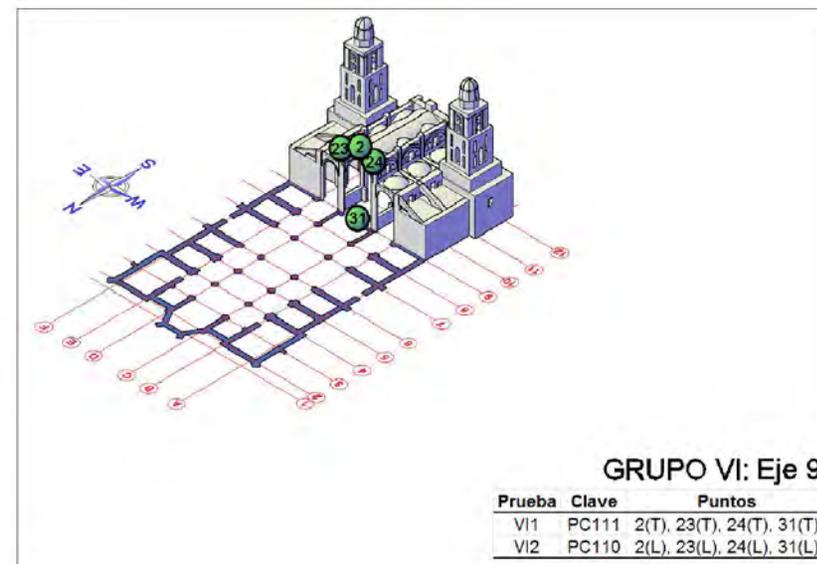
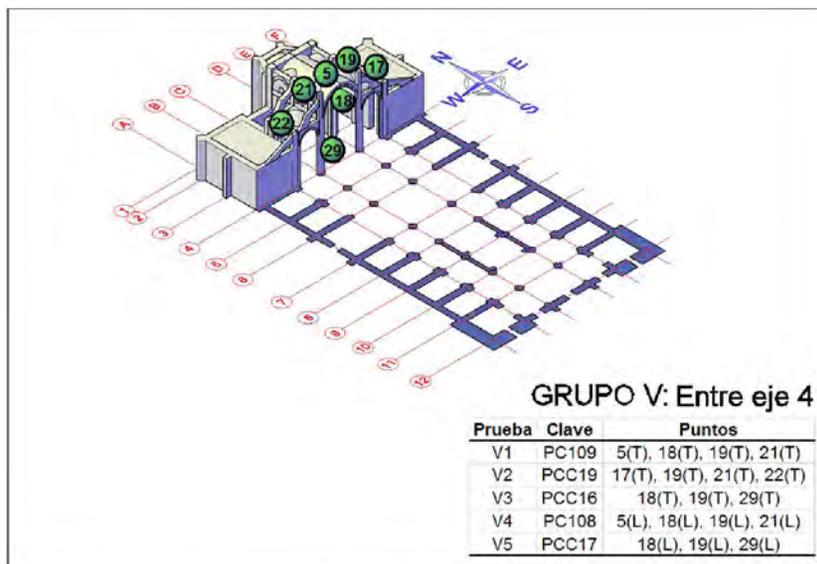
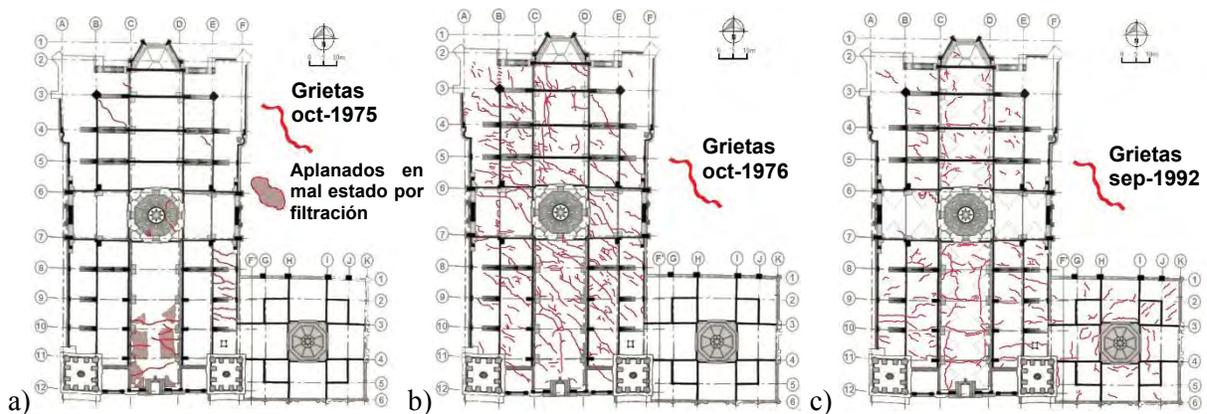


Figura 2.7. Grupo de pruebas V – VIII en la campaña de vibración ambiental de la Catedral Metropolitana en noviembre de 1990

### 2.3. INTERVENCIÓN GEOTÉCNICA

Las intervenciones realizadas en la cimentación del templo, sumadas a los crecientes asentamientos diferenciales, indujeron un movimiento en la superestructura que ocasionó la aparición de nuevas fisuras, tal como lo evidencia un plano de la Secretaría del Patrimonio Nacional (Fig. 2.8). En 1989 el daño en el templo fue más evidente y no hubo otro remedio que tomar medidas más drásticas para solucionar el problema de raíz. De este modo se llevó a cabo un arduo programa de rehabilitación para la corrección geométrica y la nivelación del templo. Este proyecto se dividió en dos etapas: la primera consistió en emplear la técnica de subexcavación para corregir los desniveles y la segunda etapa consistió en la inyección de mortero para endurecer el terreno y reducir su deformabilidad ante el inevitable hundimiento subsecuente.



**Figura 2.8. Evidencia de daño en la cubierta exterior de Catedral (modificado de Tamez *et al.*, 1995): a) grietas y aplanados en mal estado por filtraciones, b) plano de la SPN de fisuras durante la recimentación, c) plano de grietas en bóvedas antes del proceso de subexcavación**

#### 2.3.1. Proceso de subexcavación (agosto de 1993-junio de 1998)

La técnica de subexcavación consiste en la extracción lenta y controlada del suelo en el que se apoya la cimentación, haciendo descender las partes altas con respecto a las partes bajas del terreno para igualar la velocidad de hundimiento en diferentes zonas de la estructura. La primera etapa de subexcavación inició en noviembre de 1992. Se construyeron 32 lumbreras de acceso cuya profundidad variaba entre los 14 y 25 metros hasta llegar al primer estrato de arcilla compresible de la formación arcillosa superior. Cada una de las lumbreras tenía instaladas boquillas de 15 cm de diámetro. El número de boquillas se estableció de acuerdo con la cantidad de material que se deseaba remover, teniendo como máximo 50 perforaciones radiales. La extracción de suelo en Catedral comenzó en agosto de 1993 y se suspendió la subexcavación en junio de 1998. El volumen total de material extraído fue de 4,220 m<sup>3</sup> de suelo en 1'451,000 penetraciones de los tubos extractores (Fig. 2.9). Las metas de la subexcavación de la Catedral Metropolitana fueron: 1) hundir el ábside de 80 a 95 cm, siguiendo un movimiento de cuerpo rígido, 2) producir un cierre o giro de las fachadas laterales para fortalecer en confinamiento del cinturón de contrarresto y 3) hacer girar el Sagrario generando 30 cm de hundimiento en su lado norte. Estos propósitos se cumplieron y se anularon las deformaciones en el terreno. (Aguilera, 2013; López Hurtado, 2004; Ovando y Santoyo, 2001; Santoyo y Ovando, 2002; Santoyo y Ovando, 2008).

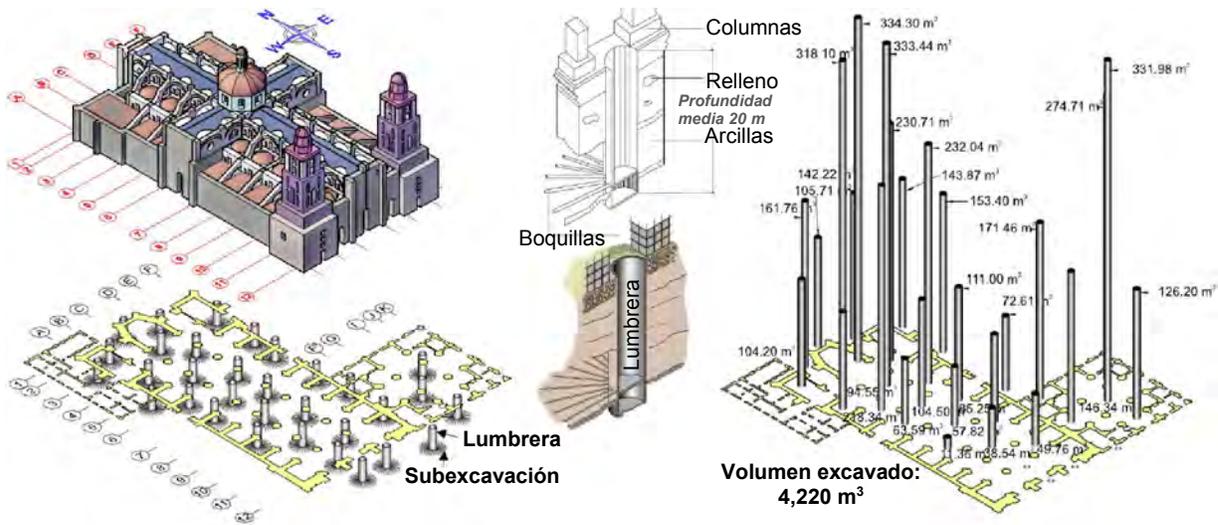


Figura 2.9. Proceso de Subexcavación (modificado de López, 2004; Santoyo y Ovando, 2002)

### 2.3.2. Sistema de apuntalamiento preventivo

Durante la primera etapa del proyecto se utilizó un complejo sistema de apuntalamiento preventivo cuyo mecanismo permitió ajustar su altura y controlar la carga que fue variando por los asentamientos producidos durante la subexcavación. De esta forma se logró controlar cualquier deformación imprevista y evitar daños estructurales (Fig. 2.10).

Adicionalmente, se tomó en cuenta la situación crítica de las cuatro columnas del crucero y dos columnas más (C6, C7, D6, D7, C4, C5) sujetas a altos niveles de carga axial que también presentaban desplomes elevados. En estas seis columnas se colocó un zuncho a base de elementos de acero para confinar su sección transversal y así evitar una posible falla frágil que se produjera por alguna sobrecarga accidental.

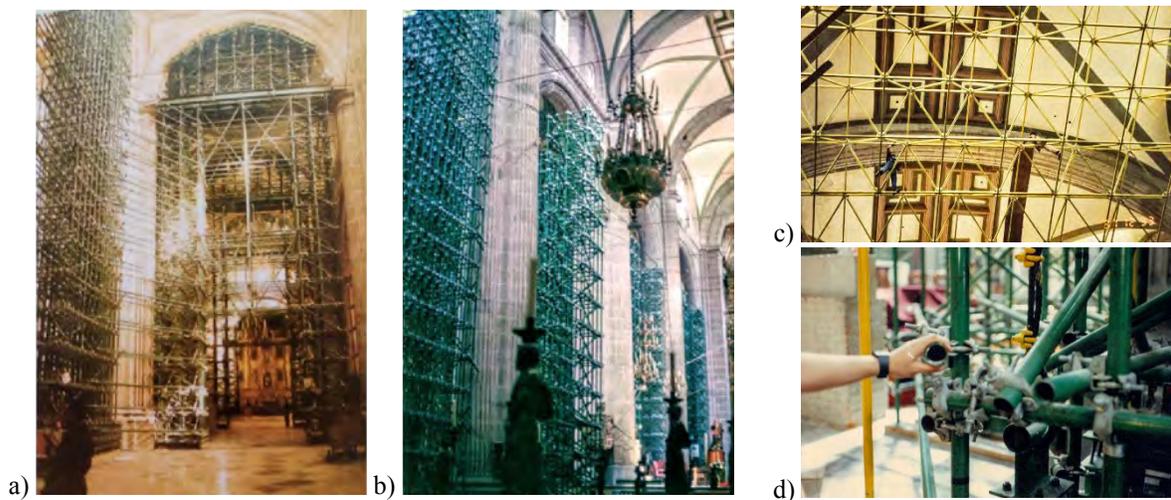


Figura 2.10. Estructura preventiva de acero (Peña, 1993 y Tamez *et al*, 1995): a) arco toral de la cúpula principal, b) nave lateral, c) personal del Instituto de Ingeniería, d) estructura tubular

### 2.3.3. Inyección de mortero en el terreno (septiembre de 1998 - enero del 2002)

La intención general de la inyección de mortero es reforzar el suelo generando una masa compuesta por el material original intercalado por delgados estratos de mortero, esta estructura compuesta tiene menor deformabilidad que la que poseía originalmente la arcilla. En el caso de las arcillas jóvenes de la Ciudad de México, el esfuerzo vertical es mayor que el horizontal, entonces cuando se inyecta el mortero a presión, éste se expande en dirección horizontal formando láminas verticales (Pinto de Oliveira, 2008).

Después de revisar los resultados obtenidos acerca de la inyección de mortero como medida para endurecer el suelo en el Palacio de Bellas Artes, el lago de Texcoco y el atrio poniente de la Catedral, se optó por aplicar esta técnica para endurecer el suelo de la Catedral Metropolitana. Este proceso se dividió en dos periodos: el primero de septiembre de 1998 hasta septiembre de 1999 y el segundo, de mayo del 2000 hasta enero del 2002, donde se inyectaron las siguientes zonas:

- 1a. Del 8 de septiembre de 1998 al 4 de junio de 1999 se inyectaron las esquinas surponiente (SW), suroriente (SE) y nororiente (NE), la inyección en la zona surponiente tuvo que hacerse en dos etapas con el 50% de la inyección total en cada una.
- 1b. Del 7 de junio de 1999 al 9 de septiembre de 1999 se inyectó la zona sur.
- 2a. De mayo a julio y del 9 de noviembre al 22 de diciembre del 2000 se volvió inyectar la esquina nororiente (NE).
- 2b. Del 2 de noviembre de 2001 al 20 de enero del 2002 se inyectó la curia (lo que hoy es el museo).

Después de cada etapa de inyección se observó el comportamiento del monumento con base en los resultados de los siguientes estudios: nivelaciones topográficas, mediciones de desplomo y apertura o cierre de grietas. El mortero utilizado para inyectar el terreno estuvo compuesto por bentonita, arena pómez y aditivos. Se buscó que la profundidad de inyección llegara hasta la capa dura, por lo tanto, fue necesario atravesar el pedraplén, los rellenos arqueológicos, la costra superficial y la formación arcillosa superior. El volumen total de mortero inyectado fue de 5,189 m<sup>3</sup> (Fig. 2.11; Santoyo y Ovando, 2008).

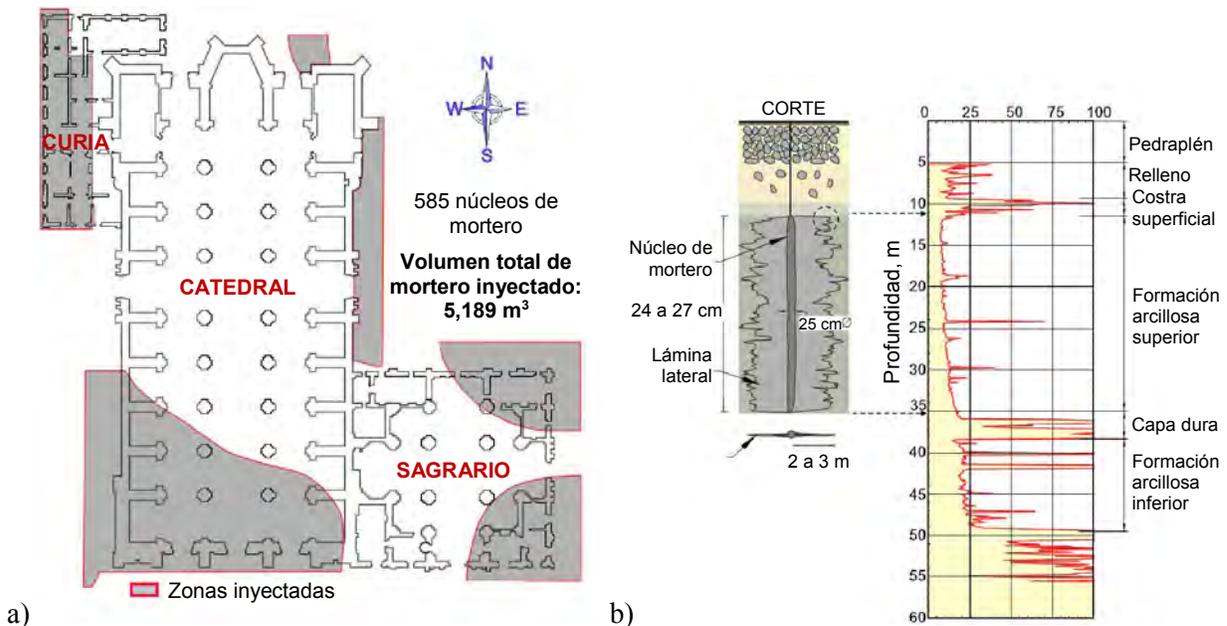


Figura 2.11. Inyección de mortero (modificado de Santoyo y Ovando, 2002): a) zonas inyectadas, b) núcleo de mortero y sondeo de cono eléctrico



## 2.4. INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL

Además de las intervenciones geotécnicas, una parte importante del proyecto de rehabilitación fue evaluar el estado estructural de la Catedral. Para ello fue necesaria la detección de daños, la realización de modelos numéricos y de pruebas experimentales. Con los resultados de estos análisis y del monitoreo estructural, se tomaron decisiones para reparar la estructura y colocar el refuerzo definitivo.

### 2.4.1. Detección de daños en monumentos coloniales y posibles causas

De forma general, se puede decir que el sistema estructural de la Catedral se caracteriza por ser un sistema de gravedad en el que las acciones como peso propio, sismo y viento se transmiten por esfuerzos de compresión y son contrarrestadas por los muros, contrafuertes, columnas y pilastras. En la Tabla 2 se presentan algunos ejemplos de daños detectados en monumentos coloniales (Sánchez *et al.* 1998b).

**Tabla 2. Principales daños estructurales en monumentos coloniales y causas que los producen**

Acción	Muros	Columnas	Sistemas de cubierta
Cargas gravitacionales	<b>Grietas verticales</b> en zonas de concentración de esfuerzos. No tienen problemas de estabilidad por pandeo debido a su gran espesor y porque los esfuerzos de compresión por carga axial se mantienen dentro de los márgenes de los muros	Son pocos los daños ocasionados por esta acción, el diseño de las cubiertas de estas estructuras hace que la carga se transmita (casi en su totalidad) axialmente sobre la sección de las columnas	En el caso de cubiertas esféricas, su geometría y espesor permiten que la transmisión de cargas se realice mediante esfuerzos moderados de compresión con un buen comportamiento ante esta acción
Acciones sísmicas	<b>Grietas diagonales</b> cuando los esfuerzos cortantes exceden la resistencia de la mampostería (esto ocurre generalmente cerca de aberturas como puertas y ventanas). Posibles <b>mecanismos de falla</b> : 1) volteo de muros, 2) falla por flexión con grietas horizontales, 3) separación de muros con grietas verticales en las zonas cercanas a la unión, 4) falla por flexión bajo un efecto de placa (cuando los bordes se restringen), el agrietamiento es diagonal en las esquinas y horizontal donde se intersectan éstas	<b>Grietas horizontales</b> en las bases de las columnas.  Las columnas colaboran con los muros y contrafuertes para absorber las fuerzas de inercia	Los sistemas de cubierta no actúan como diafragma rígido y tienen movimientos relativos  <b>Grietas</b> a lo largo de la <b>clave por el intradós</b> o a lo largo de los <b>arranques por el extradós</b> , ambas se deben al cambio de la línea de presiones por la variación del claro entre apoyos
Hundimientos diferenciales	<b>Grietas diagonales</b> cuando la deformación angular es excesiva y <b>grietas horizontales</b> en zonas cercanas a los apoyos por cambio en la verticalidad del muro en dirección perpendicular	Se abren o cierran los arcos que forman las bóvedas ocasionando <b>desplomos y deformaciones</b> en las columnas e incrementando la excentricidad con la que reciben la carga vertical, este efecto de flexocompresión se manifiesta en <b>grietas verticales</b>	<b>Agrietamientos</b> con trayectorias que obedecen el patrón de deformación que experimentan sus apoyos, si se produce un cambio en el claro de las bóvedas ocurre el mismo mecanismo que ante cargas sísmicas

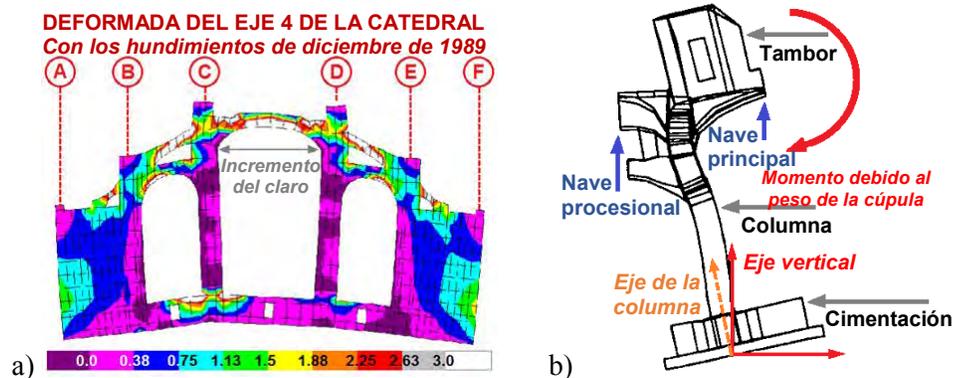
### 2.4.2. Modelos numéricos

Los modelos numéricos de elemento finito fueron muy útiles para la comprensión del comportamiento estructural de la Catedral ante diversas solicitaciones. Se utilizaron tres tipos de modelos: uno con condiciones ideales, otro con los hundimientos diferenciales observados en 1989 y uno más que contempló los asentamientos inducidos durante el proceso de subexcavación (Sánchez *et al.*, 1998a).

a) *Modelo con condiciones ideales* (cimentación horizontal y rígida). Éste permitió conocer aspectos acerca del funcionamiento estructural como el estado de esfuerzos y las deformaciones en los elementos, así como, la forma en que se transmiten las fuerzas entre ellos. Se observó que las columnas más solicitadas son las que soportan la cúpula principal. En las columnas C6 y C7 la excentricidad que existe entre la sección superior e inferior es de 66 cm, lo cual representa un 30%, tomando en cuenta que la sección transversal de las columnas varía entre 224 y 232 cm. La carga axial en la base de las columnas centrales es del orden de 810 t y los esfuerzos a compresión máximos llegan hasta 25 kg/cm<sup>2</sup> mientras que en los muros de capillas es de 5.5 kg/cm<sup>2</sup> y en las bóvedas de 2.5 kg/cm<sup>2</sup>. Además, con los modelos en el plano se determinaron las trayectorias de fuerzas ubicando la fuerza resultante en varias secciones del modelo y empleando ecuaciones de la estática. El peso de la nave principal se transmite hacia las columnas centrales y el empuje horizontal que genera es contrarrestado eficientemente por los muros. Con este primer modelo se llegó a la conclusión de que los constructores de la época tuvieron una acertada concepción estructural y de no ser por los asentamientos diferenciales, la estructura tendría un amplio margen de seguridad. Esto refleja el buen criterio estructural con que fue concebida la Catedral.

b) *Modelo con hundimientos diferenciales alcanzados hasta 1989* (con desplazamientos verticales inducidos). La curvatura máxima del perfil de hundimientos se alcanzó en las zonas emergentes generando el movimiento hacia afuera de los apoyos, el desplomo en columnas y esfuerzos de tensión elevados en su base. Consecuentemente, esta deformación tiende a abrir el arco. Con el incremento del claro de las bóvedas se generan esfuerzos de tensión en el intradós y en el extradós, en la clave y los arranques, respectivamente. Las grietas se generaron porque el material que conforma los elementos no soporta este tipo de esfuerzos. Se pudo observar que existe una alta concentración de esfuerzos en el extremo superior de las columnas centrales. Cuando éstas se deforman, las naves procesionales giran provocando que la nave principal descienda y que la pechina también gire (Figs. 2.12a y b). Con este modelo se obtuvo la configuración de deformaciones en los elementos y se llegó a la conclusión de que los hundimientos detectados en 1989 fueron la principal causa de daño en la estructura.

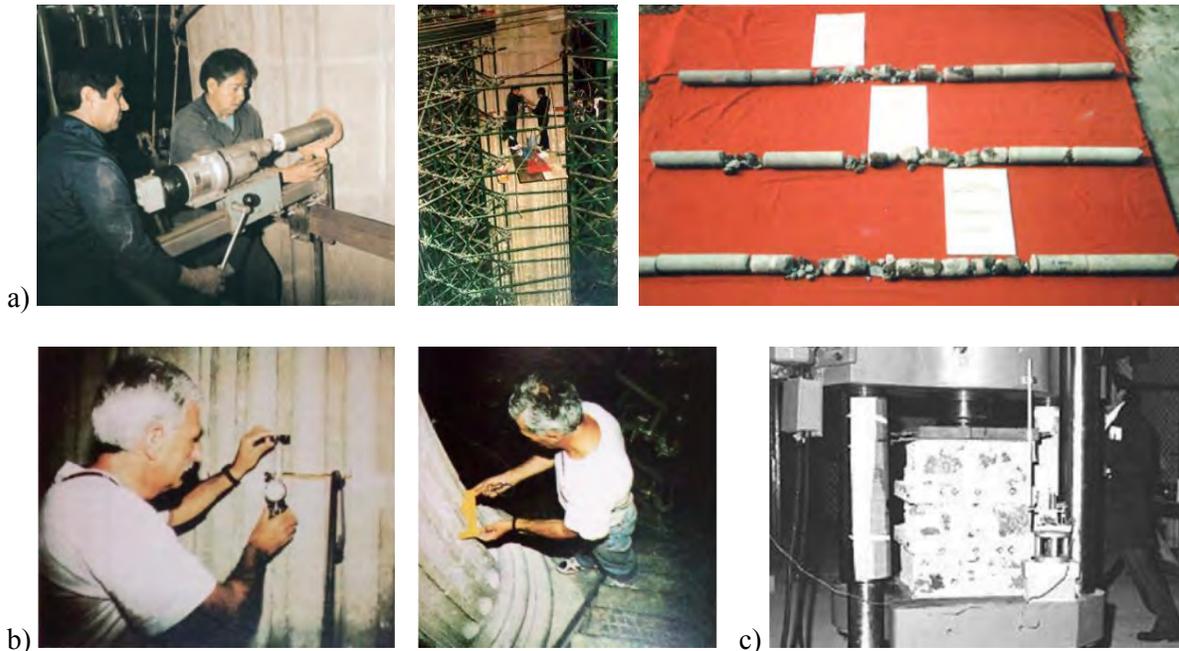
c) *Modelo con hundimientos inducidos durante el proceso de subexcavación* (con desplazamientos verticales inducidos). El objetivo fue conocer cómo reaccionaría el templo con las intervenciones que se realizarían durante el programa de rehabilitación. Estos modelos sirvieron de apoyo para proponer lineamientos y adecuaciones durante el proyecto. Por ejemplo, se llegó a la conclusión de que era más conveniente producir movimientos de cuerpo rígido para reducir los desplomos en lugar de tratar de corregir deformaciones antiguas porque lo segundo incrementaría los esfuerzos en toda la estructura sin llegar a grandes beneficios. Otra aportación es que los análisis obtenidos sirvieron de apoyo para definir algunas medidas que debía incluir el sistema de monitoreo, el cual se comentará más adelante.



**Figura 2.12. Deformación ante hundimientos diferenciales (modificado de Meli y Sánchez, 2001; Peña, 1998): a) modelo plano, b) configuración deformada de una columna del crucero**

### 2.4.3. Pruebas experimentales

Además de los modelos numéricos se realizaron pruebas experimentales para determinar las propiedades mecánicas de los materiales, tanto pruebas en sitio como en laboratorio (Fig. 2.13). En el caso de los materiales que conforman la cimentación se obtuvieron muestras directamente del pedraplén. Para el material en los muros se obtuvieron elementos de construcciones semejantes y para las columnas se extrajeron núcleos continuos de 5 cm de espesor a tres alturas diferentes de dos columnas de la Catedral y una del Sagrario. Los resultados indicaron que la mampostería de los muros era de una calidad aceptable y uniforme con una resistencia promedio a la compresión de 35 kg/cm<sup>2</sup>. Por otro lado, la calidad de la cantera empleada en las columnas disminuye notablemente con la altura, debajo de los 10 m de altura se tiene una resistencia promedio a la compresión de 272 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que en la parte superior la resistencia varía desde 75 kg/cm<sup>2</sup> hasta 100 kg/cm<sup>2</sup> (Meli y Sánchez, 2001).



**Figura 2.13. Pruebas experimentales (Tamez et al, 1995): a) extracción de núcleos, b) prueba de gato plano, c) prueba de compresión simple en el material de los muros**

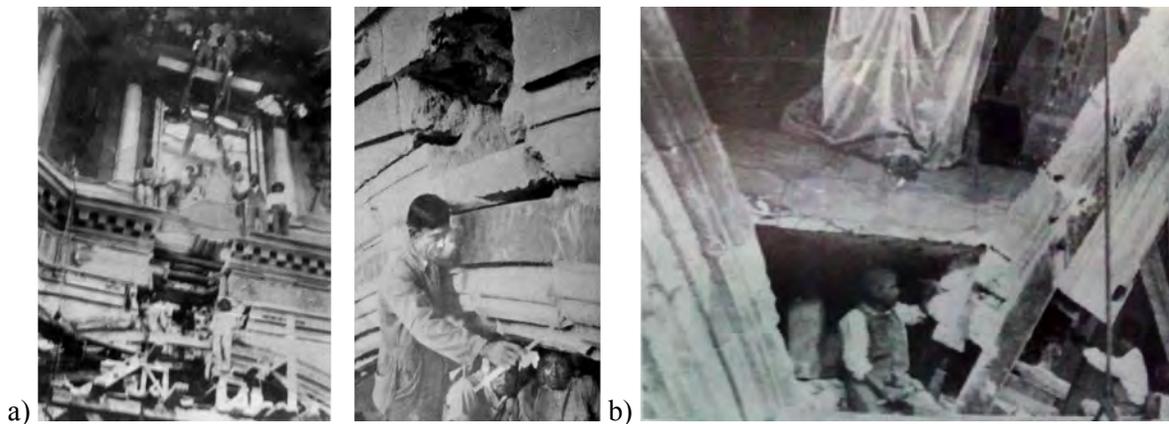
### 2.4.4. Reparaciones y refuerzo definitivo

Con los estudios realizados en los modelos numéricos, las pruebas experimentales y el monitoreo estructural se llegó a la conclusión de que los daños causados por los hundimientos diferenciales representan la mayor amenaza para la seguridad estructural de la Catedral que los sismos. Conscientes de esto, una vez que se concluyó la etapa de mejoramiento del terreno se hizo una estimación de los hundimientos diferenciales que podrían suscitarse durante los próximos 25 años. Los resultados de estas estimaciones demostraron que la estructura se encontraba dentro de los márgenes de la seguridad, por lo cual, se realizaron acciones básicas en cuanto a las intervenciones estructurales (Sánchez et al., 2015).

El sistema de apuntalamiento y el zunchado de columnas fueron acciones temporales para salvaguardar la estructura durante el proceso de subexcavación y en la etapa de inyección de mortero se realizaron las reparaciones y el refuerzo definitivo. Todas las intervenciones correctivas que se llevaron a cabo tuvieron la finalidad de restaurar la integridad de la estructura original en la medida de lo posible de acuerdo con lo estipulado para la conservación y restauración del patrimonio cultural, ya que, el Centro Histórico de la ciudad de México fue declarado por la UNESCO como Patrimonio Cultural de la Humanidad en el año 1987 (INC, 2007; INAH, 1972; UNESCO, 1972; Villalobos, 2012).

Previo al programa de rehabilitación se realizaron numerosas reparaciones en el templo, muchas de estas no se encuentran registradas. Algunas fueron las realizadas en la década de los 30 (Fig. 2.14). En lo que respecta al proyecto de la corrección geométrica, la actividad más intensa fue la reparación de grietas previas a la rehabilitación y aquellas originadas durante el proceso de subexcavación. Se llevó a cabo una inyección exhaustiva en bóvedas y muros para consolidar la mampostería. El mortero utilizado fue una mezcla de cal, arena, cemento y algunos aditivos estabilizadores de volumen.

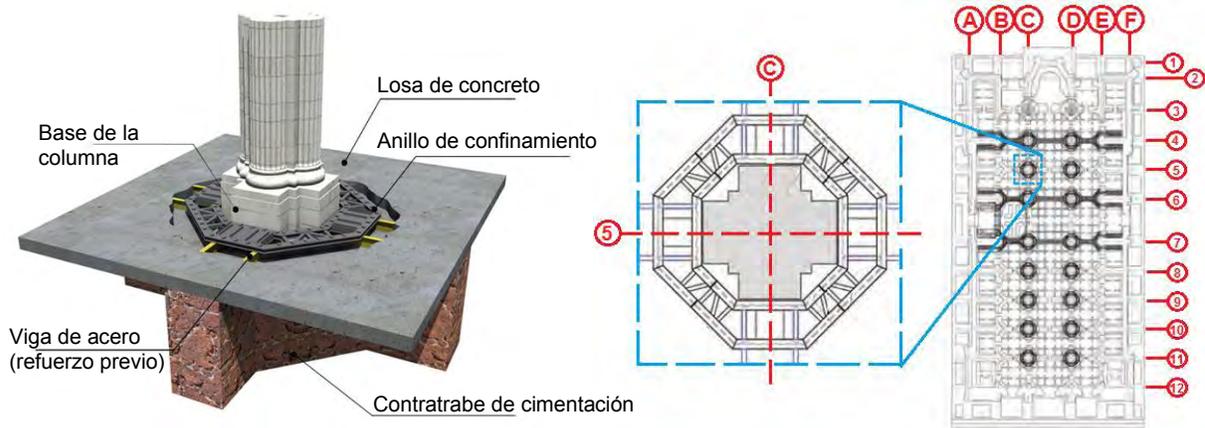
Desafortunadamente existieron algunos casos en donde el nivel de daño ocasionó que no se pudieran conservar los elementos originales y tuvieron que ser sustituidos, como es el caso de los sillares afectados en el arco del eje 7 de la nave procesional poniente (Fig. 2.15b). Las columnas con altos niveles de esfuerzo, como son las ubicadas en el crucero, fueron rehabilitadas eliminando las cuñas de piedra y la colocación de una nueva capa de mortero de alta calidad en las juntas de las columnas para lograr una distribución más uniforme de esfuerzos (Fig. 2.15a). Estas cuñas fueron colocadas durante la etapa constructiva para nivelar los sillares mientras el mortero tomaba cuerpo. Sin embargo, esta acción ocasionó una concentración de esfuerzos en las piedras cercanas a las cuñas. (Meli y Sánchez, 2001; Peña, 1998). Para reforzar la cimentación se buscó tener un mallado rígido que fuera eficaz para oponerse a los asentamientos relativos. Para ello, se colocaron vigas de acero desde la parte superior de las contratraves hasta los anillos octogonales de acero colocados en la base de las columnas (Fig. 2.16, Sánchez *et al.*, 2015). Además de las intervenciones realizadas durante el proyecto, se han realizado otras para salvaguardar los tesoros artísticos de Catedral. Algunas de ellas fueron la restauración del órgano, el retablo de los reyes y los campanarios de las torres (Aguilera, 2013; Zavalza, 2012).



**Figura 2.14. Reparaciones efectuadas entre 1930 y 1940 (Tamez *et al.*, 1995): a) sustitución de dovelas en la cúpula principal de la Catedral y reparación de la base del tambor del Sagrario**



**Figura 2.15. Reparaciones en las columnas de Catedral durante el programa de rehabilitación (Meli y Sánchez, 2001): a) eliminación de cuñas de piedra, b) sustitución de sillares**



**Figura 2.16. Refuerzo en la cimentación para dar continuidad entre las contratraves y columnas (modificado de Aguilera, 2013; Sánchez *et al.*, 2015)**

## 2.5. RED DE MONITOREO CONTINUO

### 2.5.1. Instrumentación convencional

Para monitorear la respuesta de la Catedral durante el proceso de subexcavación y realizar adecuaciones o medidas de ajuste durante la ejecución, se instaló una red de monitoreo en diversos puntos de la estructura. Para definir la instrumentación necesaria se estudiaron las ventajas y limitaciones de varios tipos de instrumentos desde los más simples como plomadas, cinta métrica y niveles de manguera hasta los más elaborados, con registro electrónico continuo. La instrumentación convencional durante la excavación de lumbreras y el proceso de subexcavación cumplía con los siguientes aspectos (Tabla 3, Tamez *et al.*, 1995):

- Medición de cambio de desplomo con plomadas convencionales, con precisión de  $\pm 1$  mm
- Nivelación topográfica respecto a un banco de nivel profundo, con precisión de  $\pm 1$  mm
- Levantamiento de coordenadas de los puntos de control instalados en la fachada sur, torres, cúpulas y bóvedas, con precisión de  $\pm 5$  mm
- Medición de convergencias o cambio de distancia entre las columnas con dos técnicas: extensómetro de cinta y teodolito con distanciómetro, ambas con precisión de  $\pm 1$  mm
- Medición de la variación de la inclinación en pilastras, columnas y torres a tres alturas distintas mediante una plomada electrónica (también conocida como tiltmeter, telecoordinómetro o inclinómetro)
- Medición de aberturas y cierres de grietas en bóvedas, fachadas y muros, previas y las que aparecieron durante todo el proceso, con precisión de  $\pm 0.1$  mm

Con base en estas mediciones se puede decir que el programa de rehabilitación tuvo un decremento significativo en cuanto a la tasa de crecimiento en los hundimientos diferenciales. Siendo superiores a 12 mm/año (Fig. 2.17a) antes de iniciar el proyecto y posteriores a la subexcavación y la inyección de mortero éstas no superaron 2 mm/año. Antes de iniciar con los trabajos de corrección, el hundimiento entre el ábside y la esquina suroeste era de 2.4 m, una vez concluido el proceso de subexcavación esta distancia fue reducida a 0.83 m. (Fig. 2.18; Sánchez *et al.*, 2015).

Tabla 3. Puntos de control instalados y periodicidad de medición (Tamez et al., 1995)

Medición	Puntos en Catedral	Puntos en Sagrario	Puntos en museo y capilla	Total de puntos de control	Periodicidad	Precisión
Desplomos	122	53	9	184	mensual	$\pm 1$ mm
Convergencias por intradós	82 bajas + 76 altas + 40 arranque de arcos	15 bajas + 18 altas	13 bajas + 15 altas	259	mensual	$\pm 1$ mm
Convergencias por extradós	31	3	-	34	mensual	$\pm 1$ mm
Grietas en bóvedas	201	69	-	270	mensual	$\pm 0.1$ mm
Grietas en muros	313	91	15	419	trimestral	$\pm 0.1$ mm
Cambio de inclinación	252	72	-	324	mensual	$\pm 1'$
Verticalidad de las torres	20	-	-	20	trimestral	$\pm 5$ mm
Fachada sur, torres y cúpulas	44	15	-	59	trimestral	$\pm 5$ mm
Nivelación de bóvedas	491	149	-	640	mensual	$\pm 1$ mm
Levantamiento de coordenadas	491	149	-	640	semestral	$\pm 5$ mm

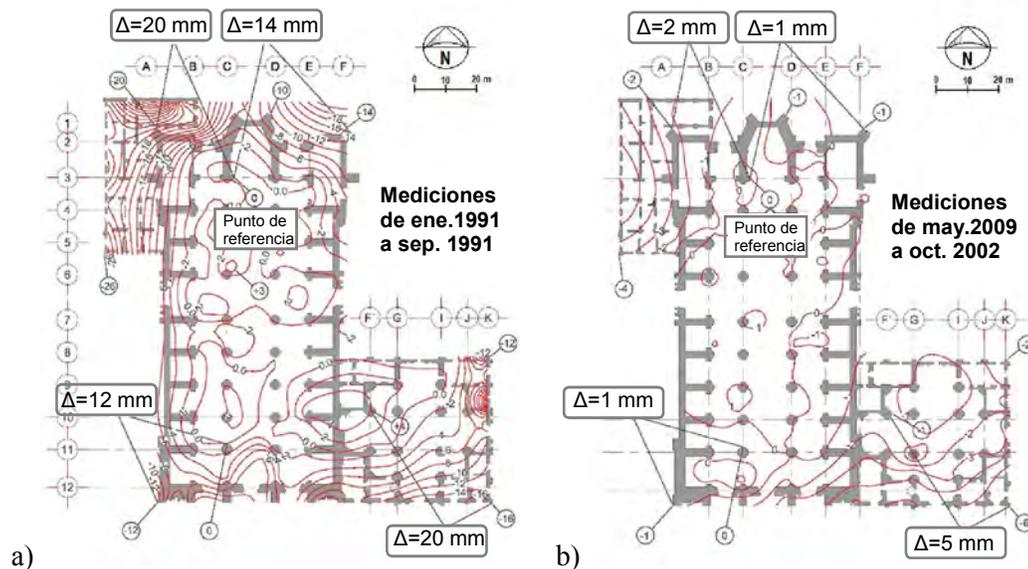


Figura 2.17. Incremento anual de los asentamientos diferenciales mm/año: a) antes de la subexcavación, b) después de concluido el proyecto de rehabilitación (Sánchez et al., 2015)

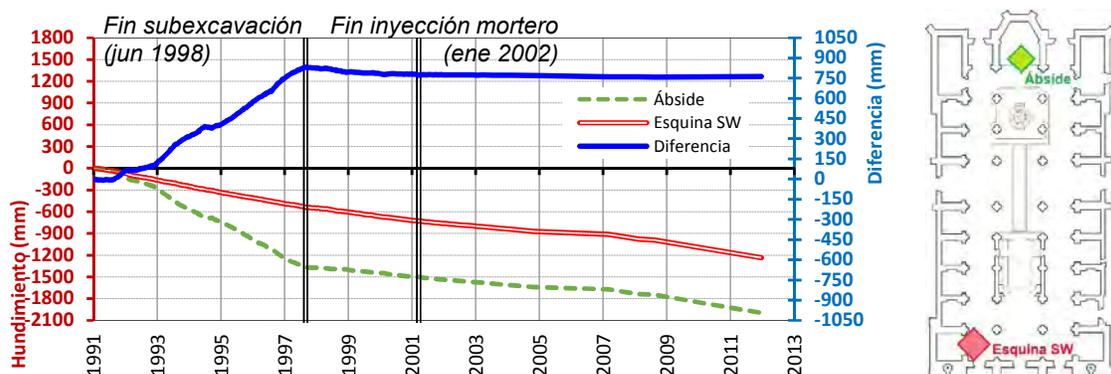


Figura 2.18. Evolución del hundimiento relativo entre el ábside y la esquina surponiente después del proyecto de rehabilitación (Sánchez et al., 2014)

### 2.5.2. Instrumentación de registro electrónico continuo

Además de contar con el sistema convencional de mediciones, se optó por instalar una red de monitoreo para registrar de forma continua y automática los índices de respuesta de la estructura. En 1992, el Instituto del Globo de París donó 14 inclinómetros y en 1994 el gobierno de Italia donó: inclinómetros, deformímetros (o extensómetros), medidores de temperatura y de radiación solar (Tamez *et al.*, 1995). El sistema fue diseñado por el ISMES (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture, Italia) e instalado en colaboración con el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Las mediciones comenzaron a mediados de 1994 y aún continúa en operación. La instrumentación que lo conforma es la siguiente (Figs. 2.19, 2.20):

- 22 Deformímetros que registran los cambios de la apertura o cierre de arcos y bóvedas
- 10 Inclinómetros eléctricos que registran el desplome de columnas
- 6 Termómetros que registran la temperatura dentro y fuera de la iglesia
- 1 Radiómetro que registra la radiación solar

Las señales que emite cada sensor son llevadas por una red de cableado hacia la estación central de adquisición de datos. El sistema recaba lecturas de datos cada cuatro horas automáticamente, si se desea, el sistema se puede operar manualmente para obtener datos en cualquier instante o algún evento extraordinario. Se tiene un programa que muestra gráficamente la evolución de cada uno de los parámetros medidos, los datos se actualizan y se envían a dos estaciones de control remoto. El control, seguimiento e interpretación de los resultados de este sistema también está a cargo del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Meli y Sánchez, 2001).

Con la red de monitoreo electrónico continuo fue posible darle seguimiento al comportamiento que presentaban algunos elementos estructurales críticos, como las columnas centrales del crucero. El desplomo en las columnas siguió incrementándose durante los trabajos de rehabilitación. La columna que presentó un mayor desplazamiento (en su sección transversal superior) fue la columna más cercana la esquina surponiente (SW) debido a la extracción de suelo en esa zona. La columna que sufrió menos desplazamientos fue la columna cercana a la zona norte (Sánchez *et al.*, 2015). Después de las intervenciones geotécnicas, en el año 2002, se observa que los desplazamientos en las columnas centrales no tuvieron desplazamientos notables e incluso pareciera que se mantiene constante (Fig. 2.21). Los resultados indican que sólo una pequeña fracción de la inclinación de las columnas y muros fueron corregidos con el proceso de subexcavación, en algunos casos la corrección fue revertida.

Otro caso de estudio fueron las torres, de acuerdo con una bajada de cargas de la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural (DGSMPC), la zona subyacente a las torres es la más cargada de toda la planta (Fig. 2.2). Su enorme peso aunado a las intervenciones en el subsuelo no actuó en favor de las correcciones que se pretendían alcanzar. En ambas torres se detectó un movimiento significativo hacia el sur (Fig. 2.22). Este movimiento ocasionó la reapertura de grietas transversales en las bóvedas de la primera crujía de la nave central.

En lo que se refiere a la convergencia de los elementos, se presenta la Figura 2.23 con la apertura y cierre de arcos en la nave central desde el año 2007 para enfatizar su comportamiento. Se observa un incremento estacional, a inicio y final de año. Con las temperaturas bajas de invierno no hay un incremento tan visible como a mediados de año, que se presenta cierto incremento con las elevadas temperaturas de primavera y verano. Además de esta peculiaridad, se puede notar que los desplazamientos en realidad son pequeños, menores a 10 mm. Los arcos que menos se han desplazado son los que se ubican en el crucero (deformímetros 7 y 8) porque están restringidos, de cierto modo, por la cúpula principal. La apertura de arcos en la nave central originó la reapertura de la grieta longitudinal a lo largo de la bóveda que tuvo que ser reparada una vez concluido el proyecto (Sánchez *et al.*, 2015).

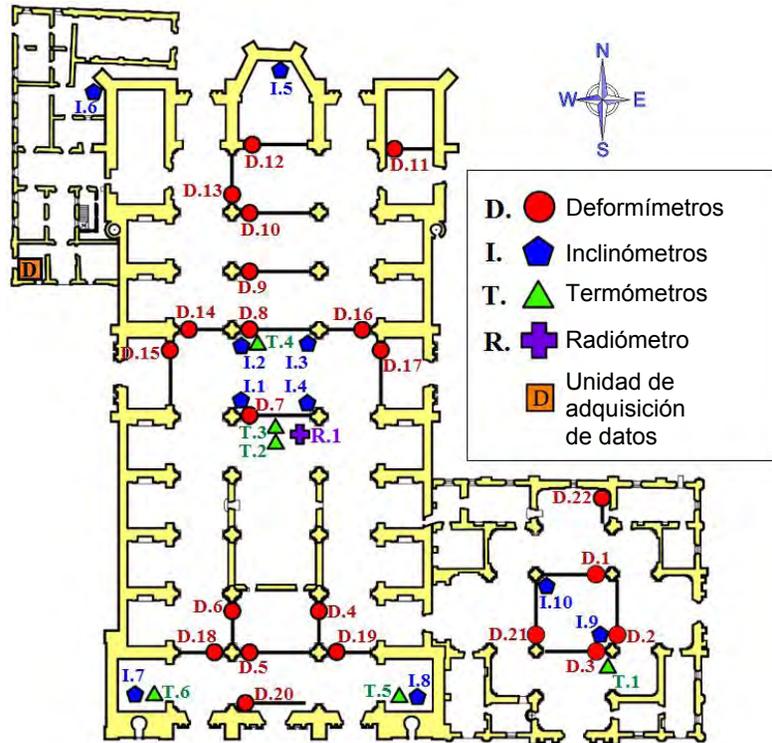


Figura 2.19. Localización en el plano de los instrumentos en la red de monitoreo continuo en tiempo real (Sánchez et al., 2015)

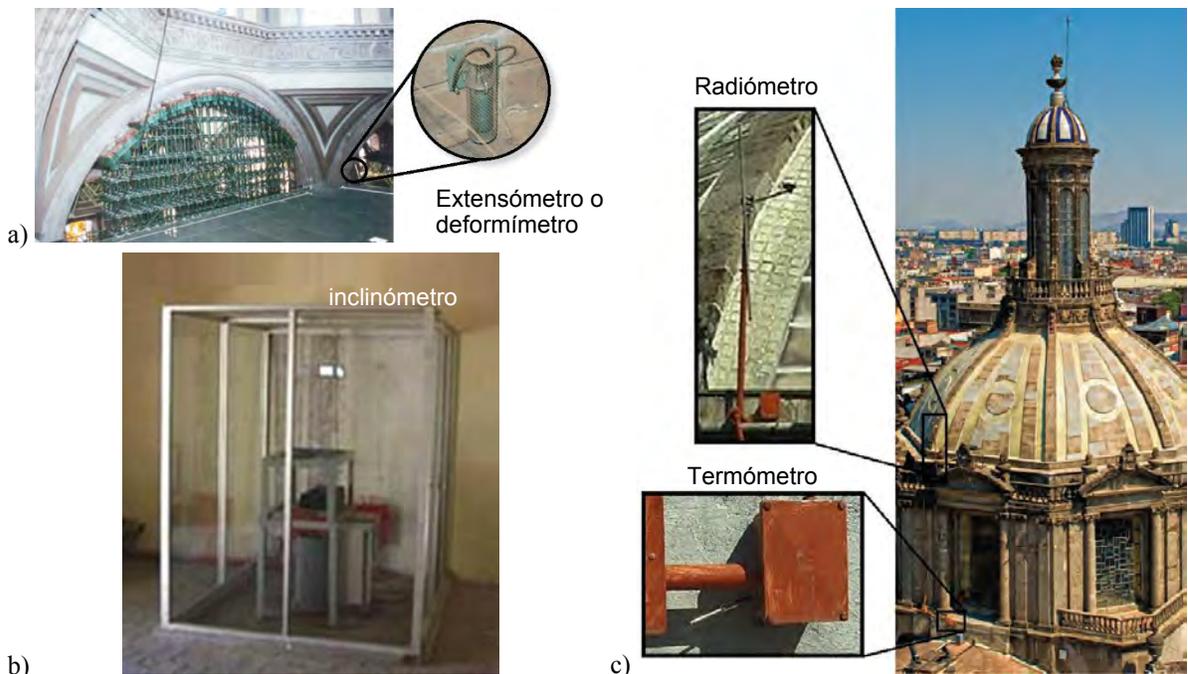


Figura 2.20. Instrumentos de la red de monitoreo electrónico continuo (modificado de Aguilera, 2013; Meli y Sánchez, 2001): a) deformímetro en la pechina de la cúpula principal, b) inclinómetro en el sotabanco de la torre poniente, c) termómetro en la base del tambor y radiómetro en el extradós de la cúpula principal

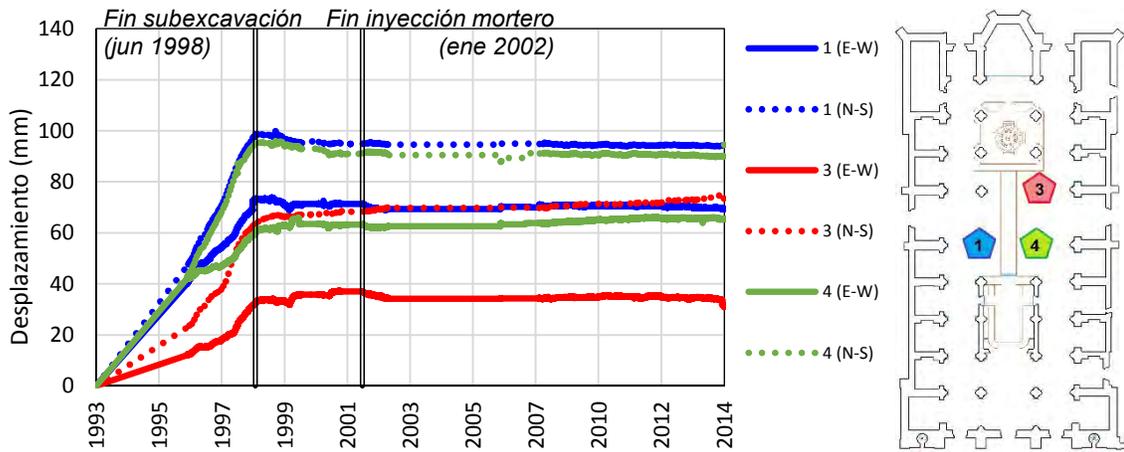


Figura 2.21. Evolución del desplomo en la parte superior de tres columnas del crucero medido con los inclinómetros desde el proceso de subexcavación (Sánchez et al., 2015)

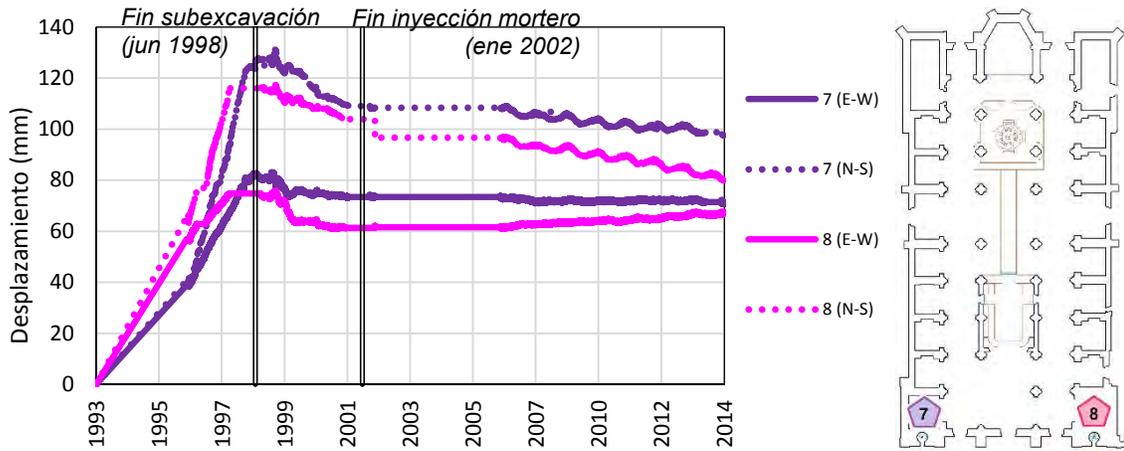


Figura 2.22. Evolución del desplomo en la parte superior de las torres medido con los inclinómetros desde el proceso de subexcavación (Sánchez et al., 2015)

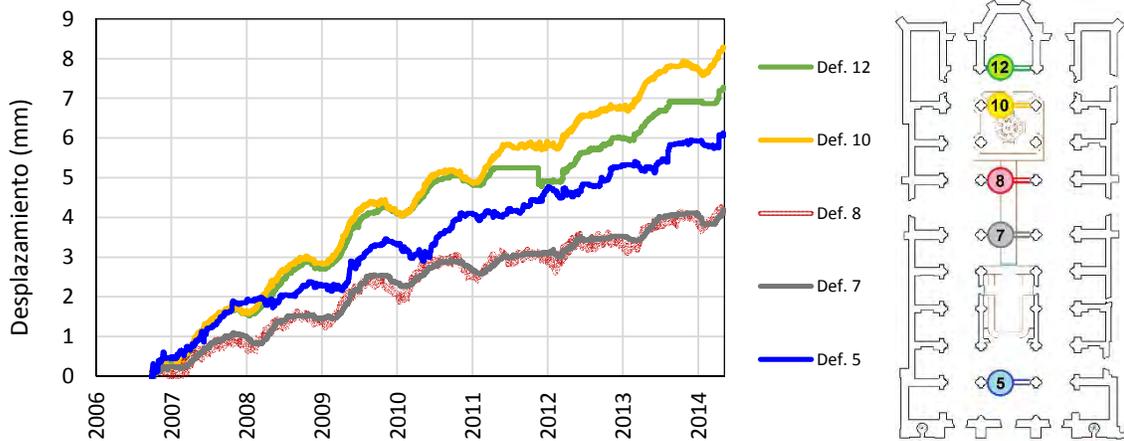


Figura 2.23. Incremento en el claro en cinco arcos de la nave central medido con los deformímetros (Sánchez et al., 2015)

## 2.6. RED DE MONITOREO SÍSMICO

### 2.6.1. Descripción general

El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) instaló la red de monitoreo sísmico de la Catedral Metropolitana (RMSCM) compuesta por ocho acelerógrafos en 1996. La red operó inicialmente con acelerógrafos digitales K2 marca Kinometrics pero estos equipos fueron retirados en noviembre de 1999 para ser utilizados en otros edificios. Posteriormente, el Instituto de Ingeniería de la UNAM instaló una nueva red compuesta por cinco acelerógrafos digitales tridimensionales: cuatro marca Terra Technology modelo DCA-333R y uno marca Kinometrics modelo ETNA EpiSensor. En noviembre de 2001 se añadió otro acelerógrafo DCA-333R (Rivera, 2000; Torres *et al.*, 2003). Hasta el momento se han registrado 46 eventos sísmicos desde el sismo de enero de 1997 hasta el sismo de marzo del 2015. El arreglo de los instrumentos se ha modificado en varias ocasiones. Todos los puntos de medición se muestran en la Figura 2.24 y las configuraciones realizadas son las siguientes:

- Sismos registrados entre enero y julio de 1997 (CENAPRED). Se instalaron seis aparatos en tres pares (cada par con un aparato a nivel de criptas y otro a nivel de cubierta) en las zonas: norte, centro y sur. Se colocó un séptimo acelerógrafo en la azotea oeste y el octavo en campo libre.
- Sismos entre diciembre de 1997 y mayo de 1998 (CENAPRED). Los aparatos que estaban en la zona sur y norte a nivel de criptas fueron trasladados a la torre poniente, uno en el sotabanco (torre baja) y otro en el remate (torre alta).
- Sismos de junio de 1999 a septiembre de 1999 (CENAPRED). En este periodo se tienen pocos registros, de dos a tres por evento sísmico, debido a la remoción de equipo. Las estaciones que operaron fueron sótano centro, azotea centro, torre alta y torre baja.
- Sismos de julio del 2000 a mayo del 2009 (II UNAM). El arreglo tiene un acelerógrafo a nivel de criptas (sótano centro), dos en cubierta (azotea centro y azotea oeste), dos en la torre poniente (torre baja y torre alta) y uno en campo libre. Las características de estas seis estaciones y sus acelerógrafos se encuentran en las Tablas 4 y 5.
- Desde junio del 2010 hasta mayo del 2011 (II UNAM). Registros únicamente en campo libre.
- Desde abril de 2011 hasta marzo del 2015 (II UNAM) la red opera con cinco estaciones, ya no se cuenta con el registro en torre alta.

Cada instrumento cuenta con un sensor que se compone de tres transductores que registran el movimiento en las dos direcciones horizontales ortogonales (N-S, E-W) y en la dirección vertical (V). Cuando se percibe un movimiento en la base que rebasa el umbral se genera un disparo. La memoria graba durante un tiempo previo y posterior al disparo. Se utilizó el sistema maestro-esclavo con un disparo y una señal de tiempo común en las distintas estaciones de registro para tener sincronía entre éstas. En todas las etapas de instrumentación sísmica de la Catedral, se seleccionó como maestro al instrumento en la base de la cúpula principal (Azotea Centro, AC), el cual transmite la señal de disparo al resto de los acelerógrafos de la red. Además del disparo externo, cada uno de los equipos tiene la posibilidad de activarse por sí mismo al detectar un movimiento local superior al umbral de disparo. Los equipos están resguardados en cajas de protección de fibra de vidrio y en el equipo instalado en la parte alta de la torre se utilizó una caja metálica como blindaje adicional (Meli y Sánchez, 2001).

Al inicio de la operación de la red se tuvieron problemas de saturación en las memorias de almacenamiento de los equipos por la presencia de altos niveles de inducción en el cableado, esto propició que en más de una ocasión no se contara con el registro en todas las estaciones. Para solucionar al problema de la inducción electromagnética en el cableado de interconexión fue necesario colocar acopladores ópticos en los equipos (Torres *et al.*, 2003).



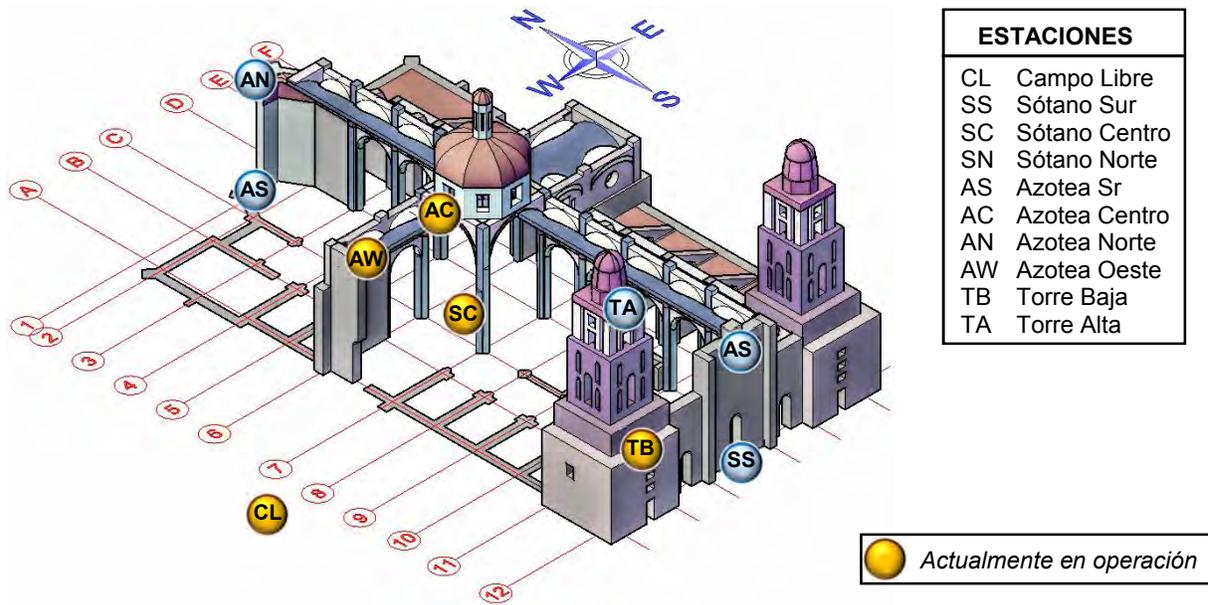
**Tabla 4. Características de los acelerógrafos en la red de monitoreo sísmico de la Catedral Metropolitana (modificado de Torres *et al.*, 2003)**

CARACTERÍSTICAS	K2 (CENAPRED)	DCA-333R (II UNAM)	ETNA EpiSensor (II UNAM)
Fabricante	Kinematics	Terra Technology	Kinematics
Tipo	Digital	Digital	Digital
Medio de registro	Memoria de estado sólido con tarjetas PCMCIA	Memoria de estado sólido tipo Ramdeck	Tarjeta "flash card"
Transductores (3)	Internos por balance de fuerzas	Internos por balance de fuerzas	Internos por balance de fuerzas
Escala de registros (g)	2.0	0.25-1.0	1.0-2.0
Frecuencia natural (Hz)	50	30	50
Amortiguamiento	0.7	0.7	0.6-0.8
Tasa de muestreo (m/s)	100, 200 ó 250	100	100, 200 ó 250
Resolución (bit)	19	12	18
Escala dinámica (db)	114	72	108
Alimentación (volt CD)	+ 12	+ 12	+ 12

**Tabla 5. Información de las estaciones de registro de la red de monitoreo sísmico de la Catedral con los instrumentos del II UNAM desde el sismo 22/01/2003**

ESTACIÓN	CAMPO LIBRE (CL)			AZOTEA CENTRO (AC)			AZOTEA OESTE (AW)		
Clave	CTCL			CTAC			CTAO		
Latitud (N)	19.434521			19.434399			19.434361		
Longitud (W)	99.133503			99.133151			99.133357		
Altitud (msnm)	2240			2240			2240		
Suelo	blando (zona de lago)			blando (zona de lago)			blando (zona de lago)		
Modelo del acelerógrafo	ETNA EpiSensor			DCA-333R			DCA-333R		
Serie del acelerógrafo	2456			169			308		
Canal	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Orientación	N00W	N90W	V	V	N90E	N00E	V	N90E	N00E
Velocidad de muestreo	200	200	200	100	100	100	100	100	100
Escala (g) de sensores	2	2	2	0.25	1	1	0.25	0.25	0.25
Frecuencia natural de los sensores	204	204	212	30	30.4	30.4	30	30	30
Amortiguamiento de sensores	0.7	0.7	0.7	0.757	0.739	0.722	0.75	0.68	0.66
Intervalo de muestreo (DT)	0.005	0.005	0.005	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Umbral de disparo	4 Gal	4 Gal	4 Gal	2 Gal	8 Gal	8 Gal	/	/	/
	hasta 2008			hasta abril 2009					
	1.8 Gal	1.8 Gal	1.8 Gal	1.5 Gal	7 Gal	7 Gal	/	/	/
	hasta abril de 2012			hasta abril 2014					
	1 Gal	1 Gal	1 Gal	2.5 Gal	10 Gal	10 Gal	/	/	/
	desde mayo 2012			desde mayo 2014					
Unidades	Gal (cm/s/s o cm/s <sup>2</sup> )			Gal (cm/s/s o cm/s <sup>2</sup> )			Gal (cm/s/s o cm/s <sup>2</sup> )		
Factor de decimación	1	1	1	1	1	1	1	1	1

ESTACIÓN	SÓTANO CENTRO (SC)			TORRE BAJA OESTE (TB)			TORRE ALTA OESTE (TA)		
Clave	CTSC			CTOB			CTOA		
Latitud (N)	19.434399			19.433906			19.4344		
Longitud (W)	99.133151			99.133359			99.133		
Altitud (msnm)	2240			2240			2240		
Suelo	blando (zona de lago)			blando (zona de lago)			blando (zona de lago)		
Modelo del acelerógrafo	DCA-333R			DCA-333R			DCA-333R		
Serie del acelerógrafo	318			319			297		
Canal	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Orientación	V	N90E	N00E	V	N90E	N00E	V	N90E	N00E
Velocidad de muestreo	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Escala (g) de sensores	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Frecuencia natural de los sensores	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Amortiguamiento de sensores	0.753	0.659	0.619	0.753	0.659	0.619	0.753	0.659	0.619
Intervalo de muestreo (DT)	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Umbral de disparo	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Unidades	Gal (cm/s/s o cm/s <sup>2</sup> )			Gal (cm/s/s o cm/s <sup>2</sup> )			Gal (cm/s/s o cm/s <sup>2</sup> )		
Factor de decimación	1	1	1	1	1	1	1	1	1



**Figura 2.24. Puntos de medición que han conformado la red de monitoreo sísmico de la Catedral desde 1996 y estaciones de registro operan actualmente (tomado de Rivera *et al*, 1997)**

### 2.6.2. Trabajos previos acerca del análisis de señales de la Catedral

Previo a este trabajo, se cuenta con información del análisis de las señales de monitoreo sísmico de la Catedral proporcionada por Rivera (2000), desde enero de 1997 hasta junio de 1999 y por Orozco (2005), desde septiembre de 1999 hasta enero del 2003. De los estudios anteriores (Meli y Sánchez, 2001; Orozco, 2005; Rivera, 2000; Rivera *et al.*, 2008) se resume lo siguiente:

- El periodo del terreno oscila entre los 2.2 y 2.7 segundos, lo cual concuerda con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal que establece que el periodo del suelo en la zona donde se encuentra la Catedral es de 2.5 s.
- El periodo de la cubierta en dirección E-W oscila entre 0.4 y 0.43 segundos, para la dirección N-S se tiene un periodo de 0.39 y para la torre un periodo de 0.84 y 0.87 s (prácticamente el doble de lo que se presenta en la azotea). La cúpula presenta una vibración vertical local, con un periodo de 0.15 s, que se atribuye a su gran peso y a la baja rigidez axial de los elementos que transmiten su peso hacia las columnas del crucero.
- El periodo del terreno es mucho mayor al de la estructura, lo cual es favorable porque es difícil que la estructura entre en resonancia.
- Existe una interacción favorable entre el suelo y la estructura debido a que las ondas de vibración que más afectan a las estructuras como la de Catedral (con periodos menores a 2 segundos) experimentan una reducción de amplitud.
- La parte baja de las torres se comporta de forma acoplada con el sistema de cubierta, mientras que la parte superior se comporta como un apéndice.
- Las fachadas sur y poniente tienen una vibración perpendicular a su plano significativa, lo cual, quiere decir que no están perfectamente ligadas al resto de la estructura.
- Se estimó una fracción de amortiguamiento crítico para el primer modo de vibrar de la cubierta que varía entre 4 y 12%, los mayores valores se presentan en los sismos de mayor magnitud.



## CAPÍTULO III

### CONCEPTOS BÁSICOS Y METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

*“Aguas profundas son las palabras de la boca del hombre;  
arroyo que fluye, la fuente de sabiduría...  
El corazón del prudente adquiere conocimiento,  
y el oído del sabio busca el conocimiento.  
La dádiva del hombre le abre camino  
y lo lleva ante la presencia de los grandes.”  
(Proverbios 18:4, 15-16)*

## CAPÍTULO III

### CONCEPTOS BÁSICOS Y METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

Se ha dedicado este capítulo para definir algunos conceptos básicos de dinámica estructural y del análisis en el dominio de la frecuencia con el propósito de tener un fundamento teórico en la interpretación de los resultados que sirvieron como base para determinar la respuesta dinámica de la Catedral Metropolitana. También se incluye la metodología empleada para el análisis de los registros sísmicos.

#### 3.1. CONCEPTOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL

Por definición, un problema dinámico se caracteriza por la variación a lo largo del tiempo tanto de la carga aplicada como de la respuesta del sistema. Dentro del contexto de la mecánica clásica, la dinámica se encarga de estudiar los cuerpos o partículas en movimiento y se divide en dos campos: La cinemática y la cinética. La cinemática estudia la geometría del movimiento (relacionando el desplazamiento, la velocidad, la aceleración y el tiempo) sin hacer referencias a las causas del movimiento. Mientras que la cinética sí estudia las causas del movimiento al relacionar las fuerzas que actúan sobre un cuerpo, la masa del cuerpo y su movimiento (García-Reyes, 1998).

##### 3.1.1. Métodos de solución de la ecuación de equilibrio dinámico

La respuesta de un sistema se puede dar en términos de aceleración  $\ddot{x}(t)$ , velocidad  $\dot{x}(t)$  o desplazamiento  $x(t)$ . Para encontrar esta respuesta se debe dar solución a la ecuación de equilibrio dinámico *EED* y su resultado puede darse en cantidades relativas o totales. Algunos de los métodos más comunes se presentan en la Figura 3.1 (Chopra, 1995; Clough y Penzien, 1995; Thorby, 2008).

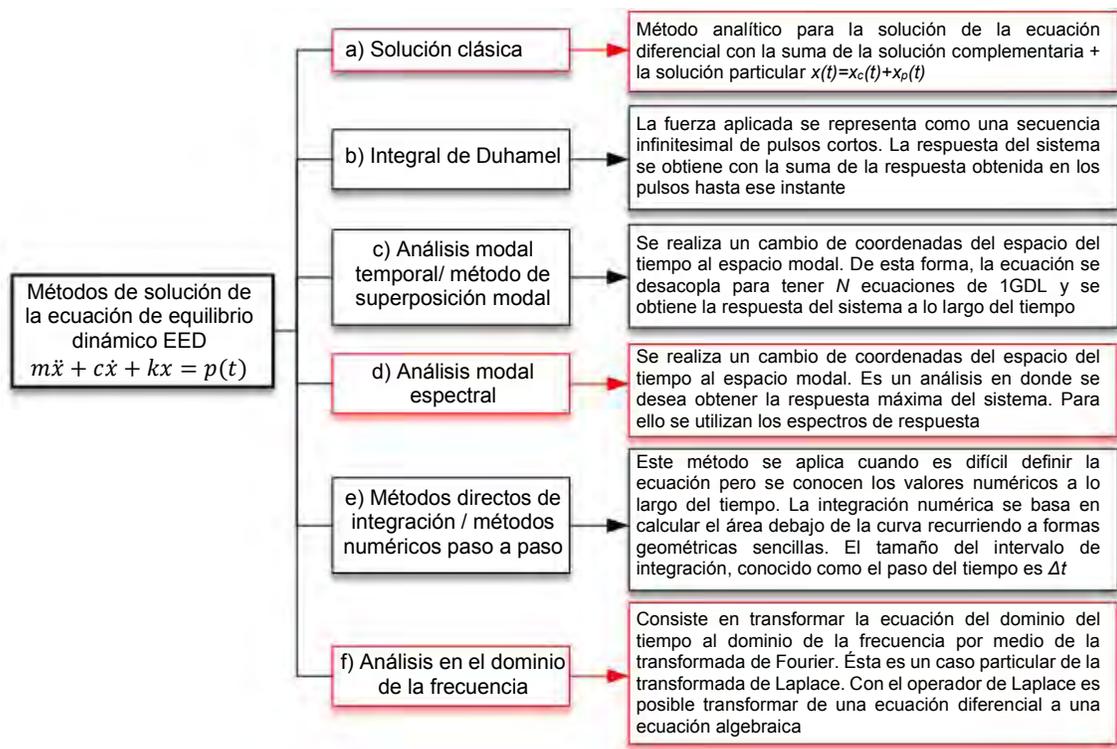


Figura 3.1. Métodos de solución comúnmente empleados para la solución de la EED

Para fines de este trabajo se hace referencia a tres de estos métodos. La solución clásica, se utiliza en la sección 3.1.2 para definir conceptualmente las propiedades dinámicas del sistema en vibración libre. Se utilizó el análisis modal espectral con los espectros de respuesta de los registros sísmicos para conocer la respuesta máxima en los elementos de la Catedral Metropolitana. También se empleó el análisis en el dominio de la frecuencia para identificar el periodo de los elementos en la Catedral con las pruebas de vibración ambiental y los registros sísmicos. A su vez, el análisis en el dominio de la frecuencia se utilizó para estimar el amortiguamiento en la Catedral con los análisis de los registros sísmicos.

### 3.1.2. *Propiedades dinámicas de un sistema*

Las propiedades dinámicas de un sistema son: el periodo (o frecuencia) natural del sistema, las formas modales y el amortiguamiento. El periodo natural de vibración del sistema es el tiempo requerido para que un sistema no amortiguado complete un ciclo en vibración libre, se denomina como  $T_n$  y sus unidades son los segundos. El periodo tiene relación con la frecuencia circular natural del sistema  $\omega_n$  en radianes por segundo y con la frecuencia cíclica natural de vibración  $f_n$  cuyas unidades son los Hertz o ciclos por segundo (Ec. 1). El periodo y la frecuencia dependen de la masa y la rigidez del sistema (Ec. 2).

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad \text{ó} \quad \omega_n = 2\pi T_n \quad \text{ó} \quad \omega_n = 2\pi f_n \quad \text{ó} \quad f_n = 1 / T_n \quad (1)$$

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{ó} \quad \omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2)$$

Los modos o formas modales son una representación de cómo se mueve la estructura en los puntos (o coordenadas) asociados a los grados de libertad en vibración libre. Éstos describen el movimiento relativo que existe entre las masas y su relación de amplitudes. La frecuencia asociada al primer modo se conoce como la frecuencia fundamental y el periodo asociado al mismo modo se denomina periodo fundamental del sistema.

Por otro lado, el amortiguamiento es una propiedad que posee el sistema para disipar energía. Algunos mecanismos de disipación de energía son: la fricción entre la estructura y los elementos no estructurales, la apertura y cierre de microfisuras, la fricción interna que produce un sólido cuando se deforma, entre otros. El amortiguamiento en las estructuras se debe a la acción simultánea de estos mecanismos y generalmente se idealiza con el amortiguamiento viscoso equivalente. La fuerza de amortiguamiento  $F_D$  es igual al producto del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente  $c$  por la velocidad  $\dot{x}$ . Si se agrega esta fuerza a la EED de un sistema en vibración libre, se puede obtener la ecuación de movimiento con vibración libre amortiguada (Ec. 3). Si la Ecuación 3 se divide entre la masa  $m$ , se puede expresar como la Ecuación 4, donde  $\xi$  es la razón o porcentaje de amortiguamiento crítico. Este último valor es una medida adimensional y es una propiedad del sistema que depende de la masa y la rigidez (Ec. 5).

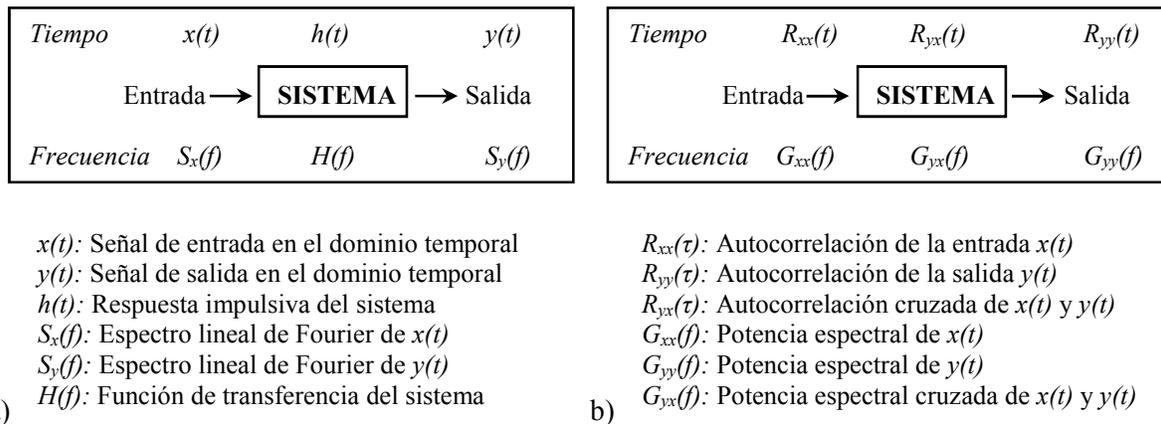
$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (3)$$

$$\ddot{x} + (2\xi\omega_n)\dot{x} + (\omega_n^2)x = 0 \quad (4)$$

$$\xi = \frac{c}{c_r} \quad \text{ó} \quad \xi = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (5)$$

### 3.2. ANÁLISIS Y FUNCIONES EMPLEADAS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

Como los registros obtenidos de los eventos sísmicos y de vibración ambiental no son datos determinísticos, para su análisis se tiene que recurrir a términos probabilísticos más que matemáticos. Se tiene que realizar un proceso estocástico para estudiar el conjunto de variables aleatorias. Estas variables se caracterizan con las funciones de densidad de probabilidad (Fig. 3.2). Para determinar las propiedades dinámicas de la Catedral se emplearon técnicas no paramétricas en el dominio de la frecuencia mediante un análisis espectral convencional. Este análisis consiste en la obtención de los espectros de Fourier y varios cocientes espectrales de los registros para determinar las frecuencias más significativas del sistema y su amortiguamiento (Henaó, 2013; Murià-Vila, 2007). En ocasiones resulta más conveniente realizar el análisis en el dominio de la frecuencia porque algunos parámetros dependen de ésta, como la rigidez ( $k = \omega_n^2 m$ ) y el amortiguamiento ( $\xi = c/2m\omega_n$ ). La mayoría de los programas de análisis de señales utilizan la transformada rápida de Fourier (TRF) para obtener el espectro de Fourier. Para comprender la TRF es necesario abordar antes los temas de la serie y la integral de Fourier de Fourier que dan paso a la transformada inversa, directa y discreta de Fourier. El propósito de esta sección es mostrar las formulaciones y funciones empleadas en el dominio de la frecuencia para evaluar la respuesta de un sistema ante una carga arbitraria como son los sismos y la vibración ambiental.



**Figura 3.2. Funciones en el dominio del tiempo y la frecuencia empleadas en el análisis de señales (modificado de Henaó, 2013): a) relaciones lineales, b) relaciones cuadráticas**

#### 3.2.1. Aplicación de la serie y la transformada de Fourier

Se dice que una función  $p(t)$  es periódica si, la porción definida como el periodo  $T_0$ , se repite indefinidamente y debe satisfacer la Ecuación 6.

$$p(t + jT_0) = p(t) \quad \text{dónde } j = -\infty, \dots, -3, -2, -1, 0, 1, 2, 3, \dots, \infty \quad (6)$$

En 1807 Fourier desarrolló una teoría en la que afirma que cualquier forma de onda periódica puede representarse como una suma infinita (o serie) de ondas sinusoidales y cosenoidales, cuyas frecuencias son múltiplos de la frecuencia fundamental de la onda  $\omega_0$  (Ec. 7). Esta expresión matemática se conoce como la serie de Fourier y suele escribirse de forma compacta como una sumatoria en su forma trigonométrica (Ec. 8) o compleja (Ec. 9). Si se desea más información acerca de la serie de Fourier y la determinación de los coeficientes  $a_0$ ,  $a_j$  y  $b_j$  se puede consultar la bibliografía (Chopra, 1995). La serie de Fourier se aplica a cargas periódicas.

A pesar de que las excitaciones sísmicas y la vibración ambiental no son cargas periódicas, este análisis puede extenderse a excitaciones arbitrarias usando técnicas como la transformada de Fourier. Para aplicar la serie de Fourier a cargas no periódicas se hace la hipótesis de que el periodo tiende a infinito  $T_0 \rightarrow \infty$  y la frecuencia tiende a cero  $\omega_0 \rightarrow 0$ . De este modo, el incremento de la frecuencia se vuelve infinitesimal ( $\Delta\omega_0 \rightarrow d\omega$ ) y la serie de Fourier que se expresaba como una sumatoria (Ec. 9) se convierte en una integral (Ec. 10) conocida como la transformada inversa de Fourier de la carga  $P(\omega)$ .

$$p(t) = \frac{a_0}{2} + a_1 \cos(\omega t) + b_1 \sin(\omega t) + a_2 \cos(2\omega t) + b_2 \sin(2\omega t) + a_3 \cos(3\omega t) + b_3 \sin(3\omega t) \dots \infty \quad (7)$$

$$p(t) = a_0 + \sum_{j=1}^{\infty} a_j \cos(j\omega_0 t) + \sum_{j=1}^{\infty} b_j \sin(j\omega_0 t) \quad (8)$$

$$p(t) = \sum_{j=-\infty}^{\infty} P_j e^{i(j\omega_0 t)} \quad (9)$$

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} P(\omega) e^{i(\omega t)} d\omega \quad (10)$$

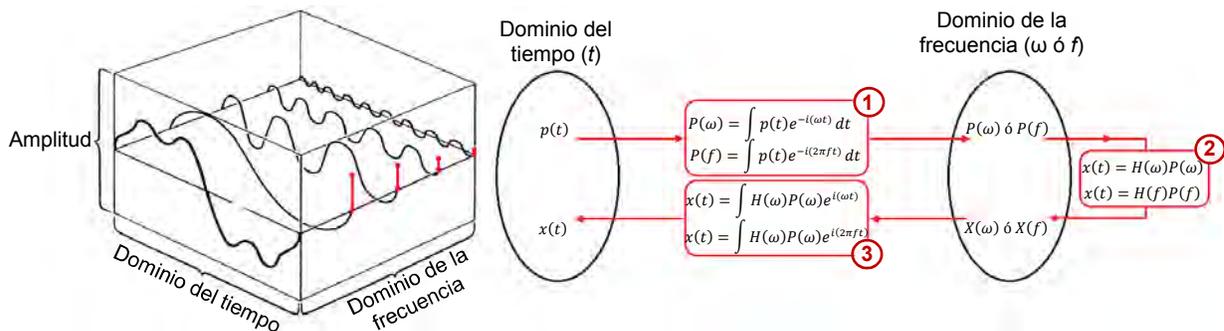
Una vez que la carga se pasa del dominio del tiempo  $p(t)$  al dominio de la frecuencia  $P(\omega)$  el siguiente paso es obtener la respuesta del sistema en el dominio de la frecuencia  $X(\omega)$ . La amplitud compleja de la respuesta  $X(\omega)$  es el resultado del producto  $H(\omega)P(\omega)$ , donde  $H(\omega)$  es el coeficiente o la función compleja de la respuesta. La última etapa del análisis consiste en convertir la respuesta del sistema en el dominio de la frecuencia de regreso al dominio del tiempo (Fig. 3.3). Cuando la respuesta de todos los armónicos se suma, el resultado final es la historia de la respuesta en el dominio del tiempo  $x(t)$ .

La Ecuación 11 es la transformada inversa de Fourier de la respuesta en función de la frecuencia  $X(\omega)$ . Para obtener la respuesta en el dominio del tiempo  $x(t)$  se utiliza la transformada directa de Fourier (Ec. 12). Si se intercambian los desplazamientos  $x(t)$  por aceleraciones  $\ddot{x}(t)$  y si se sustituye la frecuencia circular  $\omega$  por la frecuencia cíclica  $f$  en la Ecuación 12 ( $\omega = 2\pi f$ ) y si se discretiza la función continua, entonces se obtiene la transformada discreta de Fourier (Ec. 13). Ésta se resuelve comúnmente con el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (Cooley y Tukey, 1965) para obtener los espectros de Fourier empleados en el análisis espectral.

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) e^{i(\omega t)} d\omega \quad (11)$$

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i(\omega t)} dt \quad (12)$$

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{x}(t) e^{-i(2\pi f t)} dt \quad (13)$$



**Figura 3.3. Análisis en el dominio de la frecuencia (modificado Chopra 1995; Murià-Vila, 2014)**

### 3.2.2. Espectro de amplitudes de Fourier

Otra forma de expresar la transformada discreta de Fourier (Ec. 13) es en forma trigonométrica y se muestra en la Ecuación 14. Con esta representación es más evidente que las amplitudes de Fourier  $|\ddot{X}(f)|$  (Ec. 15) se componen de una parte real  $\ddot{X}_R$  y una parte imaginaria  $\ddot{X}_I$  (Murià-Vila, 2007). El espectro de amplitudes de Fourier (Ec. 16) es una función de densidad espectral donde se grafican las amplitudes de Fourier  $|\ddot{X}(f)|$  correspondientes a cada frecuencia de una señal dada (Henaó, 2013).

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{x}(t) \cos(2\pi ft) dt - i \int_0^T \ddot{x}(t) \sen(2\pi ft) dt \quad (14)$$

$$|\ddot{X}(f)| = \sqrt{[\ddot{X}_R(f)]^2 + [\ddot{X}_I(f)]^2} \quad (15)$$

$$S_x(f) = |\ddot{X}(f)| \quad (16)$$

### 3.2.3. Autoespectro de potencia

La función de autocorrelación de un proceso aleatorio (Ec. 17) consiste en multiplicar una señal  $x(t)$  consigo misma desplazada en el tiempo  $x(t+\tau)$ . La función de densidad autoespectral o función de potencia espectral está dada por la Ecuación 18. De este modo el autoespectro de potencia (Ec. 19) se puede calcular como el producto de espectro de Fourier  $S_x(f)$  con su conjugado  $\overline{S_x(f)}$ . Considerando la propiedad de que ambas funciones son simétricas ( $S_x(f) = \overline{S_x(f)}$ ), se puede definir el espectro de potencia con la Ecuación 20 para los tres casos expuestos.

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)x(t+\tau) dt \quad (17)$$

$$S_{xx}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i(2\pi f\tau)} d\tau \quad (18)$$

$$S_{xx}(f) = S_x(f) \overline{S_x(f)} \quad (19)$$

$$G_{xx}(f) = \begin{cases} 2S_{xx}(f) & ; f > 0 \\ S_{xx}(f) & ; f = 0 \\ 0 & ; f < 0 \end{cases} \quad (20)$$

### 3.2.4. Espectro cruzado de potencia

Por otro lado, la función de correlación cruzada (Ec. 21) determina la correlación entre dos señales distintas. Esta se obtiene al multiplicar una señal  $x(t)$  con otra desplazada en el tiempo  $y(t+\tau)$ . Esta función determina la similitud entre dos señales. La función de potencia espectral cruzada está dada por la Ecuación 22. El espectro cruzado de potencia (Ecs. 23 y 24) se obtiene con el producto de espectro de Fourier de una señal  $S_y(f)$  con el conjugado de otra  $\overline{S_x(f)}$ .

$$R_{xy}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)y(t+\tau) dt \quad (21)$$

$$S_{xy}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) e^{-i(2\pi f\tau)} d\tau \quad (22)$$

$$S_{xy}(f) = \overline{S_x(f)} S_y(f) \quad (23)$$

$$G_{xy}(f) = \begin{cases} 2S_{xy}(f) & ; f > 0 \\ S_{xy}(f) & ; f = 0 \\ 0 & ; f < 0 \end{cases} \quad (24)$$

### 3.2.5. *Función de transferencia*

Para determinar la función compleja de la respuesta  $H(\omega)$  es necesario conocer algunos parámetros del sistema como son: frecuencia  $\omega$ , rigidez  $k$  y amortiguamiento  $\zeta$ . Sin embargo, estos datos no siempre están disponibles. Una alternativa para obtener esta función es la que se describe a continuación. Se relaciona la señal de entrada al sistema con respecto a la señal de salida mediante el cociente de los espectros de Fourier de ambas señales (Ec. 25). Con esta relación se corre el riesgo de que existan términos con valor igual a cero, si el dividendo es cero entonces el resultado también es cero. Por otro lado, si el divisor es cero entonces el resultado se indetermina. Para evitar estos dos casos, se utiliza una forma alternativa para calcular los cocientes espectrales por medio de las potencias espectrales.

De este modo, la función de transferencia  $FT$  se puede obtener de dos formas. La primera es con la raíz del cociente de dos autoespectros de potencia o con el cociente de dos espectros de Fourier (Ec. 26). La segunda forma es con los autoespectros y espectros cruzados (Ec. 27).

$$H(f) = \frac{S_y(f)}{S_x(f)} \quad (25)$$

$$FT = \sqrt{\frac{G_{xx}(f)}{G_{yy}(f)}} = \frac{\dot{X}(f)}{\dot{Y}(f)} \quad (26)$$

$$FT_{xy} = \frac{G_{xy}(f)}{G_{xx}(f)} \quad y \quad FT_{yx} = \frac{G_{yy}(f)}{G_{xy}(f)} \quad (27)$$

### 3.2.6. *Función de coherencia*

Los cocientes espectrales de las funciones de transferencia son iguales sólo si las dos señales están relacionadas linealmente. La determinación de la correlación de cada uno de los componentes frecuenciales de las dos señales se da con la relación que existe entre las funciones del espectro cruzado y los autoespectros de cada una de las señales (Ec. 28). A partir de esta relación, se define la función de coherencia entre dos señales (Ec. 29). Esta función es una medida de consistencia entre dos señales y permiten determinar qué tanto se parece una con respecto a la otra. Los valores de la función varían entre cero y uno, siendo cero cuando no existe coherencia entre ambas señales y uno cuando hay una relación lineal para ambas (Henao, 2013; Murià-Vila, 2007).

$$|G_{xy}(f)|^2 \leq G_{xx}(f) \cdot G_{yy}(f) \quad (28)$$

$$C^2(f) = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f) \cdot G_{yy}(f)} \quad (29)$$

### 3.2.7. *Ángulo de fase*

La función del espectro cruzado de potencia de dos señales  $G_{xy}(f)$  contiene un conjunto de valores complejos, es decir, valores reales e imaginarios (Ec. 30). El espectro muestra los datos de magnitud de esta función y sus valores son reales (Ec. 31). Por otro lado, el ángulo de fase entre dos señales  $\theta_{xy}(f)$  es un cociente de la parte imaginaria de la función entre su parte real (Ec. 32). Los valores del ángulo de fase varían entre  $\pm\pi$  (entre  $\pm 180^\circ$ ) y es un indicativo entre el movimiento relativo entre dos puntos de medición. Si el ángulo de fase es igual a cero se dice que ambos puntos se mueven en el mismo sentido y que “están en fase”. De modo contrario, si el ángulo de fase es igual a  $\pm 180^\circ$ , entonces se mueven en sentido opuesto y “están en desfase”. El ángulo de fase es una herramienta muy útil para determinar las formas modales. (Henao, 2013; Murià-Vila, 2007).

$$G_{xy}(f) = A_{xy}(f) + iB_{xy}(f) \quad (30)$$

$$|G_{xy}(f)| = \sqrt{A_{xy}^2(f) + B_{xy}^2(f)} \quad (31)$$

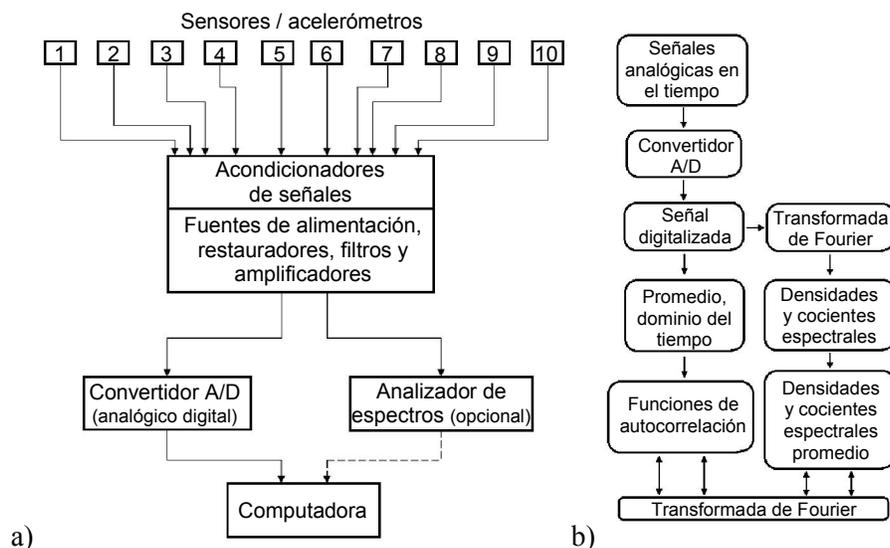
$$\theta_{xy}(f) = \tan^{-1} \frac{B_{xy}(f)}{A_{xy}(f)} \quad (32)$$

### 3.3. PROCEDIMIENTO Y EJEMPLO DE ANÁLISIS DE UN REGISTRO SÍSMICO

En esta sección se ejemplifica la metodología y el procedimiento de análisis que se utilizó para identificar la respuesta dinámica de la Catedral Metropolitana. Para tal efecto, se empleó el sismo de Guerrero del 18 de abril del 2014 (magnitud  $M=7.2$ , distancia epicentral  $d=297$  km, profundidad focal  $P=10$  km).

#### 3.3.1. Adquisición de datos

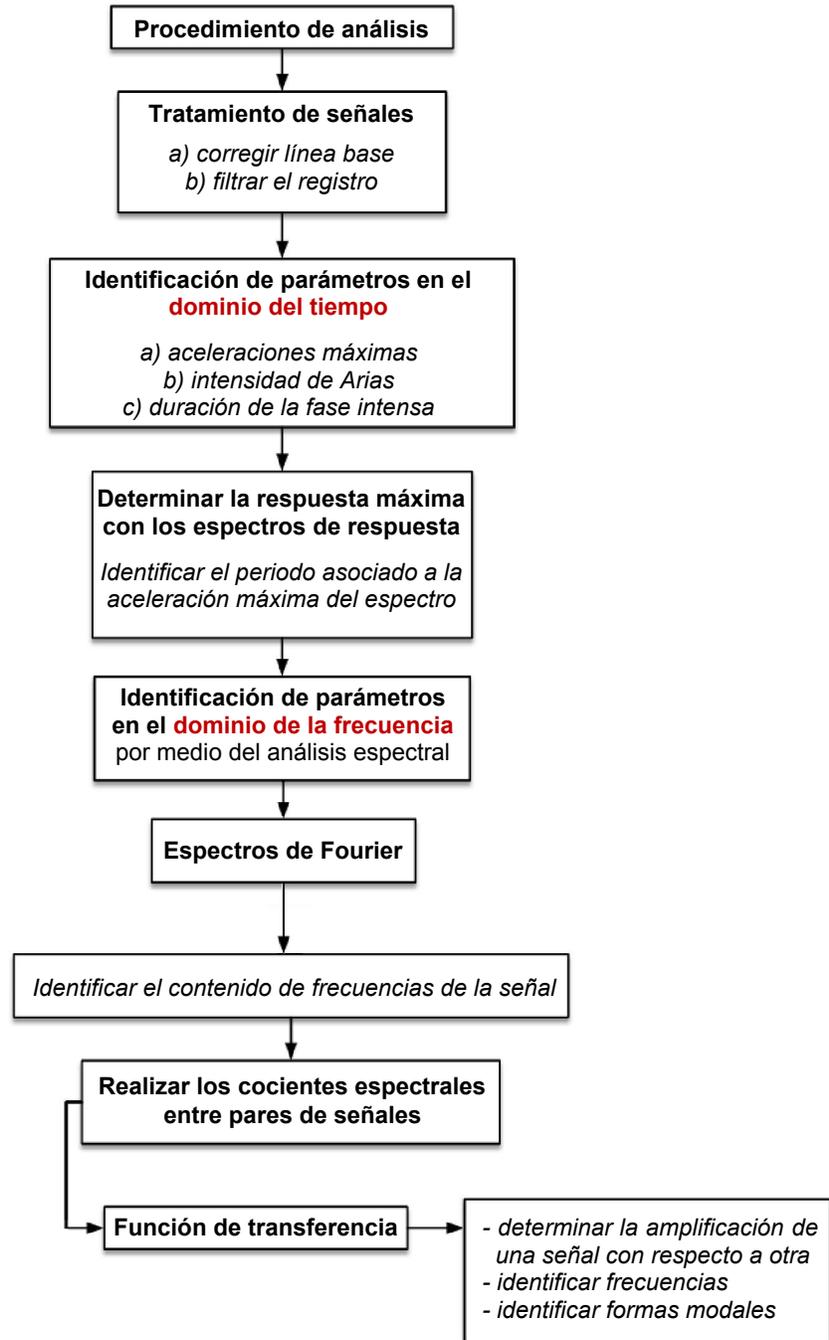
Los registros se procesan en dos etapas. La primera etapa es llevada a cabo por el grupo encargado de la operación y mantenimiento de la red (Fig. 3.4a). Los sensores captan el movimiento y emiten una señal que es enviada a los acondicionadores de señales. Esta señal se filtra para eliminar el ruido eléctrico de los sensores dependiendo del rango de frecuencias que se tenga contemplado. Los acondicionadores de señales también permiten amplificar la señal de los sensores con el fin de mejorar la calidad de la medición al aumentar de la resolución. La señal debe ser amplificada de modo que la gama de voltajes máximos de la señal acondicionada sea igual al rango de entrada máximo del convertidor analógico digital. La señal analógica (funciones continuas) se convierte a una señal digital (funciones discretas) para facilitar el muestreo. Una vez que se tiene la señal digitalizada, los datos se almacenan en la memoria de cada aparato. Estos archivos se recuperan y se editan para asignarles características de la estación, del instrumento y del evento registrado. La segunda etapa consiste en procesar los registros de aceleración (Méndez, 2014; Murià-Vila, 2007; Rivera, 2000). El procesamiento o tratamiento de los registros da como resultado los acelerogramas corregidos que se emplean más tarde para el análisis de las señales (Fig. 3.4b). En el presente trabajo se corrigieron los acelerogramas con el programa de análisis de señales Degtra versión 9.3.2 desarrollado por Ordaz y Montoya (2014) en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.



**Figura 3.4. Análisis de señales digitales (Murià-Vila, 2014): a) dispositivo experimental de pruebas dinámicas para capturar el registro de aceleraciones, b) análisis del registro**

### 3.3.2. Procedimiento de análisis para la identificación de la respuesta dinámica

En la Figura 3.5 se presentan las etapas involucradas en el procedimiento de análisis de los registros obtenidos con el sistema de monitoreo sísmico de la Catedral Metropolitana que opera desde 1996 (durante y después del proyecto de rehabilitación).



**Figura 3.5. Procedimiento de análisis empleado para la identificación de las propiedades dinámicas de la Catedral Metropolitana**

### 3.3.3. Tratamiento de los acelerogramas

El primer paso del procedimiento de análisis consiste en el tratamiento de la señal (Fig. 3.5). Se realiza la corrección de la línea base para determinar el eje de amplitudes cero de cada registro. Para ello, se obtiene una constante igual al promedio de los valores de amplitud de todos los puntos del registro. Esta constante se resta a todo el registro sísmico y el promedio de los nuevos valores debe ser igual a cero (Carreño *et al.*, 1999; Henao, 2013; Murià-Vila, 2007; Ordaz *et al.*, 2005). Durante el proceso de adquisición de datos, la mayoría de los registros tiene un filtrado con los acondicionadores de señales de 0 a 30 Hz. Sin embargo, es común realizar un filtrado adicional en el análisis de las señales para excluir las frecuencias ajenas al sistema en estudio y para eliminar el ruido en la señal. De acuerdo con los estudios anteriores acerca del análisis de señales, tanto de registros sísmicos (Orozco, 2005; Rivera, 2000) como de vibración ambiental (CIRES, 1991), se utilizó un filtro pasa banda (Ec. 33; Ordaz *et al.*, 2005) con un rango de frecuencias de 0.1 a 10 Hz para determinar las propiedades dinámicas de la Catedral Metropolitana. En este trabajo se aplicó el mismo filtro. Como una parte del procedimiento de análisis consiste en realizar cocientes espectrales, también es conveniente sincronizar todos los registros de un mismo evento (Fig. 3.6). Si se realizan los cocientes espectrales sin haber realizado la corrección de los acelerogramas y su sincronización se puede obtener resultados inconsistentes.

$$H(f) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f^2 - F_{\min} F_{\max}}{F_{\max} - F_{\min}}\right)^2}} \quad (33)$$

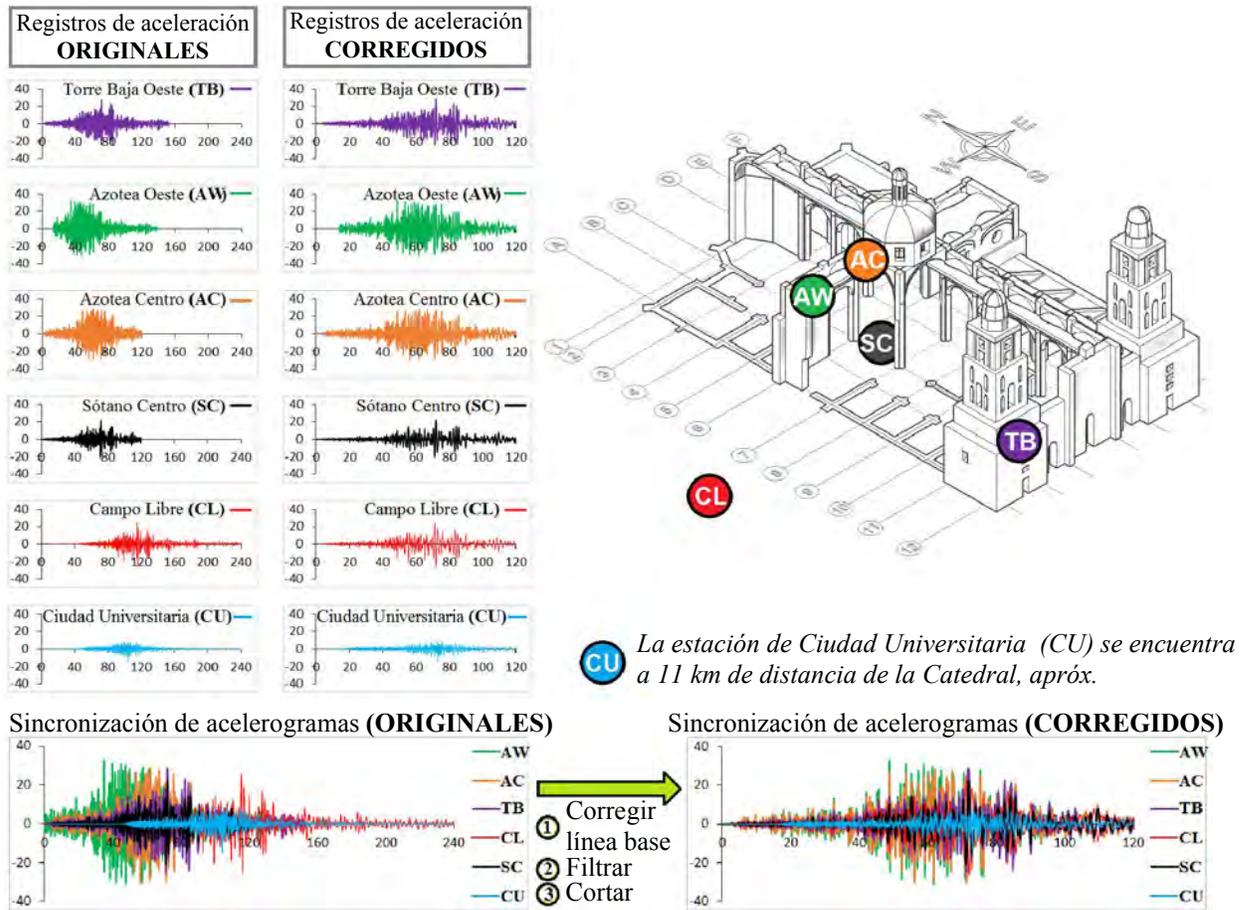


Figura 3.6. Corrección y sincronización de los acelerogramas registrados en todas las estaciones que operan actualmente en la RMS de la Catedral para el sismo de 18/04/2014 (E-W)

### 3.3.4. Índices de severidad del movimiento: aceleración máxima e intensidad de Arias

No es posible comparar indiscriminadamente la respuesta de una estructura con un sismo o con otro, dado que no existen sismos iguales, pues estos eventos difieren en magnitud, coordenadas del epicentro y profundidad. La experiencia ha demostrado que existen algunos factores que pueden modificar la intensidad, por ejemplo: los efectos de sitio, el recorrido de propagación de las ondas y la atenuación que existe desde el epicentro hasta la zona de estudio. Para evaluar la intensidad o severidad del movimiento, existen dos parámetros que se obtienen directamente de los registros, los cuales son: la aceleración máxima del terreno y la intensidad de Arias (Aldama, 2009; Carrasco, 2009).

La aceleración máxima del terreno, también conocida como *PGA* (por sus siglas en inglés peak ground acceleration) se obtiene del registro de una estación colocada en campo libre (Fig. 3.7). Con este indicativo se puede tener cierta noción de qué sismo es más severo que otro, en el sentido de que si un sismo tiene mayor *PGA* que otro, se puede esperar que provoque mayores efectos en una estructura.

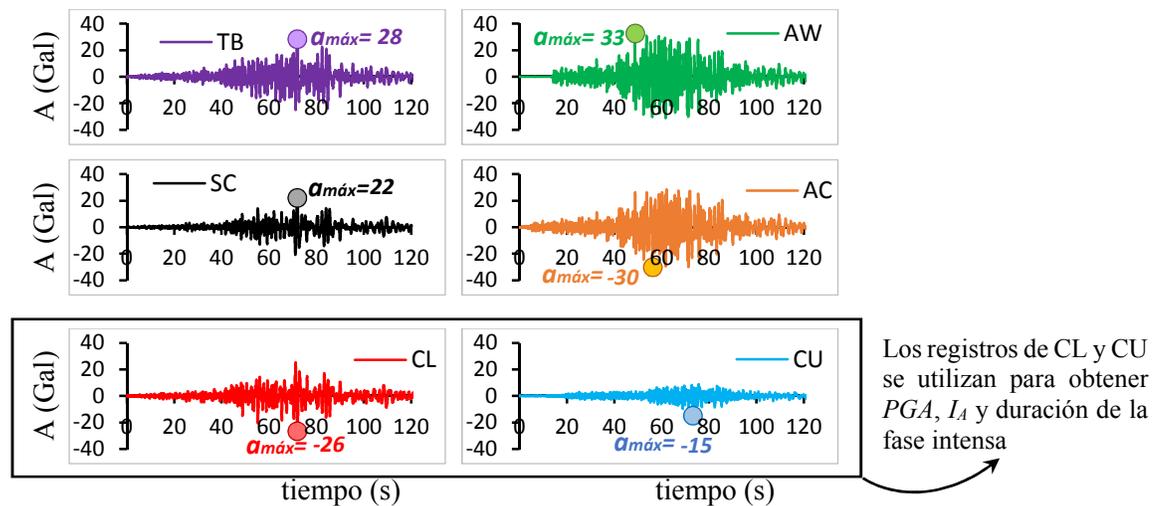


Figura 3.7. Aceleraciones máximas en las estaciones que operan actualmente en la Catedral (TB, AW, SC, AC, CL) y en la estación de Ciudad Universitaria (CU) para el sismo de 18/04/2014

Otro índice para cuantificar la severidad de la excitación es la intensidad de Arias  $I_A$ . Ésta se define como la cantidad de energía por unidad de peso disipada por una familia de osciladores de 1GDL para una excitación y amortiguamiento dados. La  $I_A$  no es sensible al contenido de frecuencias de la excitación. Primero se integra el cuadrado de todas las amplitudes de aceleración en todo el registro (con un tiempo de duración igual a  $t_d$ ). Esto se realiza para las dos direcciones horizontales ortogonales (Ecs. 34 y 35). La historia de aceleraciones  $a_L$  corresponde a la dirección longitudinal y la de  $a_T$  corresponde a la dirección transversal. Posteriormente se obtiene la intensidad horizontal de Arias  $I_{HA}$  con la suma de ambas intensidades (Ec. 36). La intensidad vertical de Arias  $I_V$  (Ec. 37) se obtiene con la historia de aceleraciones en dirección vertical  $a_V$ . (Aldama, 2009; Arias, 1970; Orosco y Villegas, 2008).

$$I_L = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a_L^2(t) dt \quad (34)$$

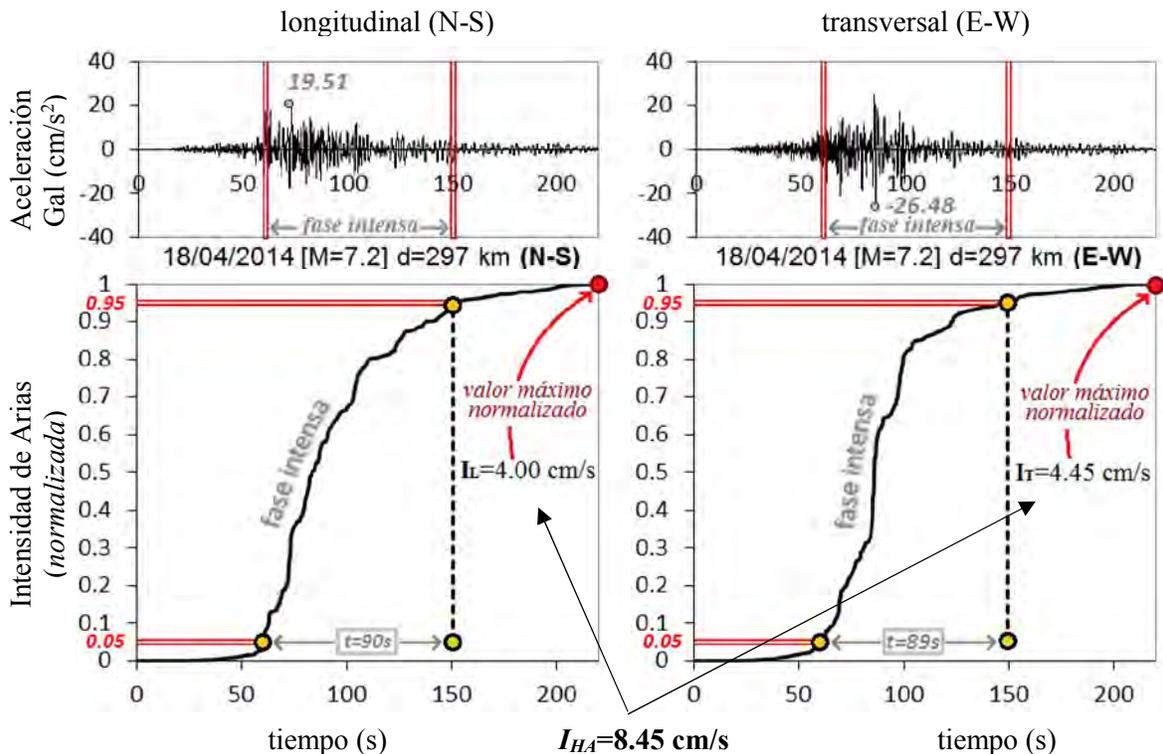
$$I_T = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a_T^2(t) dt \quad (35)$$

$$I_{HA} = I_L + I_T \quad (36)$$

$$I_V = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a_V^2(t) dt \quad (37)$$

Para visualizar el significado de la intensidad de Arias se utiliza el gráfico propuesto por Husid (1973) en donde se muestra la variación de esta intensidad con respecto al tiempo. Este gráfico representa los valores acumulados del movimiento del terreno y es común que el eje de las ordenadas esté normalizado (Carreño *et al.*, 1999). Otro parámetro importante que se ha estudiado es la duración de los sismos. La cual, se puede asociar con la respuesta no lineal de las estructuras porque el número de ciclos de carga impuestos durante el sismo depende de la duración del mismo. De acuerdo con un estudio realizado por Trifunac y Brady (1975) el intervalo de valores que incrementa rápidamente en el gráfico de Husid corresponde al movimiento fuerte del sismo. Mientras que el intervalo que se vuelve asintótico corresponde a la llegada tardía de ondas dispersas difractadas que pertenecen a la coda del acelerograma. Las ondas de la coda han sufrido una atenuación mayor y contribuyen en poca medida con la energía de la señal completa. La coda corresponde a la parte tardía del acelerograma (SSN, 2016; Suteau y Whitcomb 1979). En este documento se utiliza la propuesta de Trifunac y Brady (1975) en donde la fase intensa del sismo queda delimitada entre el 5% y el 95% de la intensidad de Arias.

La Figura 3.8 muestra el registro de uno de los sismos más recientes registrado por la RMS de la Catedral Metropolitana. Este registro tiene una duración de más de 200 segundos pero la fase intensa tan sólo dura 89 segundos para la dirección N-S y 90 segundos para la dirección E-W. La aceleración máxima del terreno es  $PGA=19.51 \text{ cm/s}^2$  para la dirección N-S y  $PGA=26.48 \text{ cm/s}^2$  para la dirección E-W. La curva de la intensidad de Arias en el gráfico de Husid está normalizada. El valor alcanzado de la intensidad es de  $4.00 \text{ cm/s}$  para la dirección longitudinal y de  $4.45 \text{ cm/s}$  en la transversal. La suma de ambos valores da como resultado la intensidad horizontal de Arias  $I_{HA}=8.45 \text{ cm/s}$ .



**Figura 3.8. Acelerogramas registrados en campo libre de la Catedral Metropolitana para el sismo del 18 de abril del 2014, se identifica la aceleración máxima del terreno (PGA), también se presenta el gráfico de Husid con la intensidad de Arias**

### 3.3.5. Espectros de respuesta

El espectro de respuesta es la representación gráfica de la respuesta máxima (puede ser aceleración, velocidad o desplazamiento) en función del periodo  $T_n$  o la frecuencia natural  $f_n$  de un sistema de un grado de libertad (1 GDL) sometido a una misma carga para un amortiguamiento  $\xi$  dado. Si se modifica el amortiguamiento, se modifica la respuesta del sistema y, por consiguiente, el espectro de respuesta también es diferente (Fig. 3.9). Dicho de otro modo, el espectro de respuesta resume la respuesta máxima de todos los posibles sistemas de 1GDL ante una determinada carga. La obtención aproximada del espectro con la relación entre desplazamiento y aceleración (Ec. 38) se denomina espectro de pseudoaceleración. El espectro de aceleraciones comienza con un valor diferente a cero cuando  $T=0$  porque inicia con la aceleración del terreno (Fig. 3.9). Este valor corresponde al máximo valor en el registro de aceleraciones del terreno o *PGA*.

$$\ddot{x} = \omega^2 x \quad \text{ó} \quad \ddot{x} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 x \quad (38)$$

La Figura 3.9 muestra los diferentes espectros de respuesta para una misma carga (el sismo del 18 de abril del 2014 registrado en Catedral) utilizando fracciones de amortiguamiento de 2, 5 y 10%. Si un mayor amortiguamiento representa una mayor disipación de energía, entonces se espera que la respuesta en la estructura sea menor. Se puede observar que la respuesta es menor con el mayor amortiguamiento ( $\xi=0.10$  ó  $\xi=10\%$ ). A pesar de tener distintos valores de amortiguamiento, en todos los espectros se puede reconocer que el periodo asociado con la respuesta máxima es similar, con un valor cercano a  $T=2$  s.

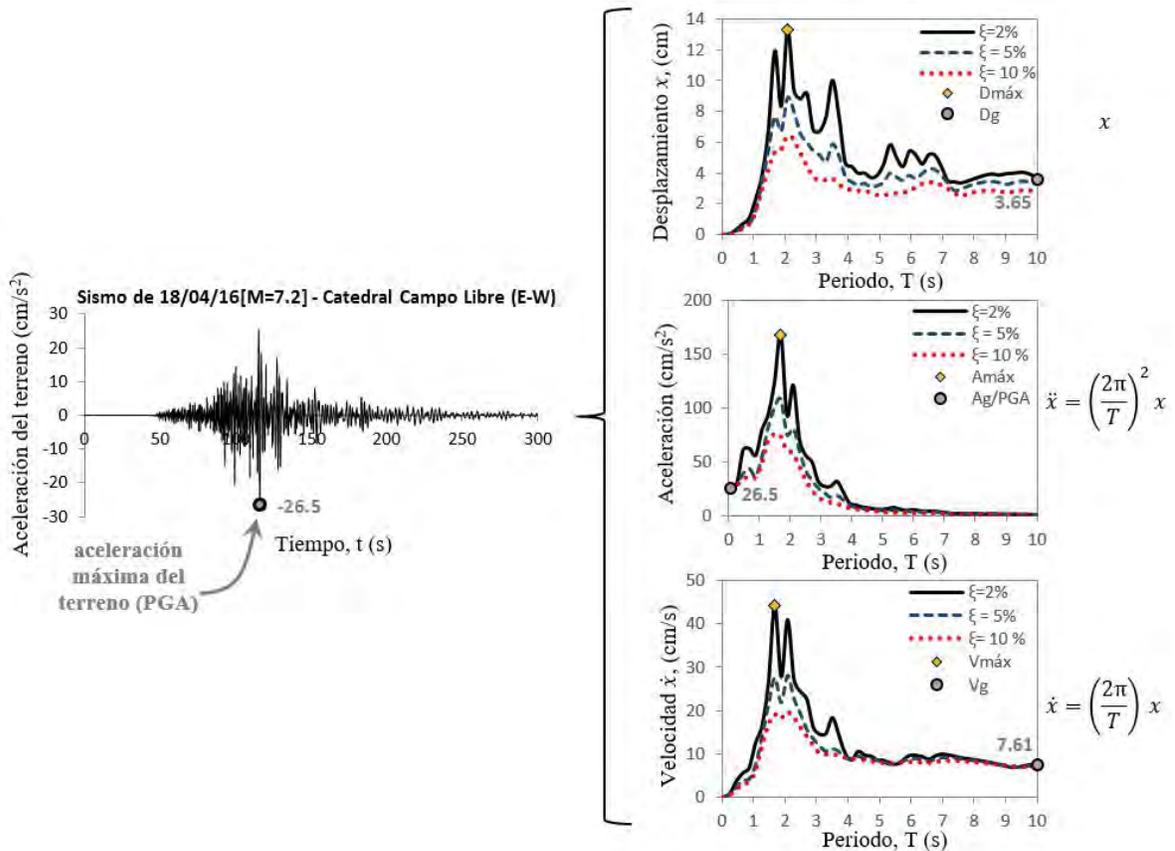


Figura 3.9. Espectros de respuesta de desplazamientos, velocidad y pseudoaceleración para amortiguamientos del 2, 5 y 10% utilizando el movimiento del terreno registrado en la Catedral Metropolitana del sismo del 18 de abril de 2014

Como se demuestra más adelante, el amortiguamiento cambia dependiendo de la severidad de cada sismo. Se decidió mantener un valor fijo de amortiguamiento para poder comparar los espectros de respuesta de diferentes eventos sísmicos. En este documento se utilizó una fracción de amortiguamiento crítico  $\zeta = 0.05$  o 5%. Este valor es el mismo que en los estudios previos (Orozco, 2005 y Rivera, 2000) para poder comparar los espectros de respuesta de pseudoaceleración anteriores con los nuevos.

Para determinar la respuesta máxima de la Catedral se utilizaron diferentes estaciones de registro para calcular los espectros de respuesta de pseudoaceleración: CU y CL para el terreno, SC para la cimentación, AC y AW para la cubierta, TA y TB para la torre oeste (Figura 3.10). El sismo del 18/04/2014 ya no tiene registro en TA, por eso no se incluye su espectro de respuesta en la Figura 3.10.

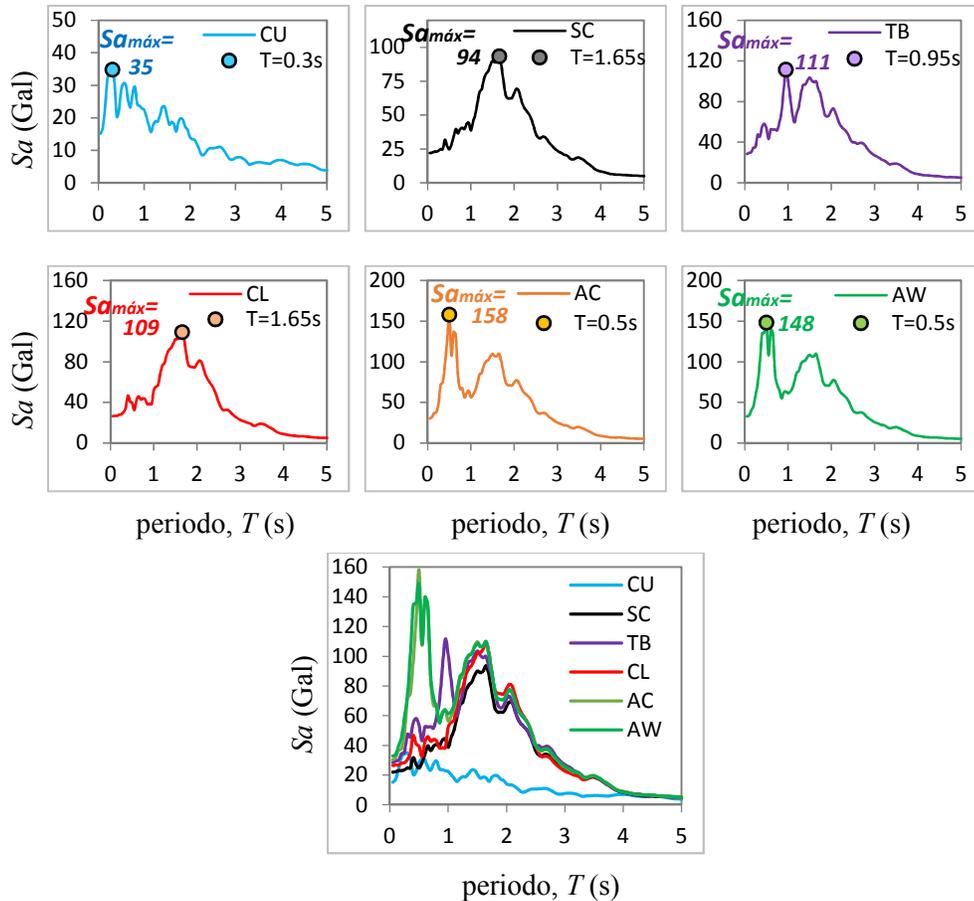


Figura 3.10. Espectros de respuesta de todas las estaciones para el sismo del 18/04/2014 (E-W), en las gráficas se indica el valor de la amplitud máxima del espectro y su periodo asociado

### 3.3.6. Espectros de Fourier

Los espectros de Fourier se obtuvieron para observar el contenido de frecuencias del registro. Éstos se utilizaron más tarde para realizar los cocientes espectrales o la función de transferencia empírica (Reinoso, 2007). En la Figura 3.11 se presentan los espectros de Fourier de todas las estaciones de registro para el sismo del 18/04/2014 en la medición E-W. En diferentes documentos de investigación se utilizan dos alternativas para presentar los resultados del espectro de Fourier, puede ser con escala logarítmica o con escala aritmética (Fig. 3.12). En este documento se presenta la escala logarítmica para los resultados de los análisis sísmicos (secciones 6.4.1; 7.1.3; 7.2.3; 7.3.3) y la escala aritmética en las comparaciones con las pruebas de vibración ambiental de 1990 (sección 7.4).

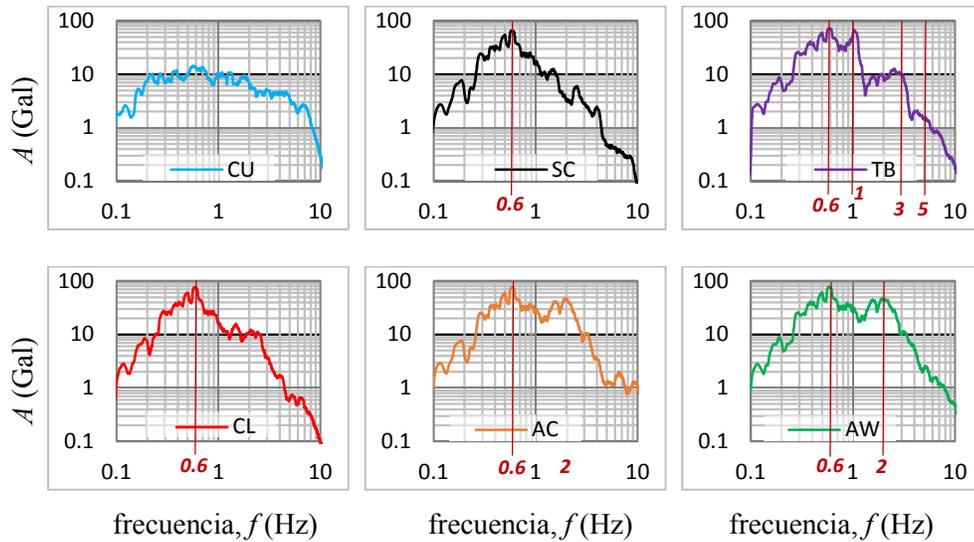


Figura 3.11. Espectros de Fourier de todas las estaciones para el sismo del 18/04/2014 (E-W), en las gráficas se muestran algunas frecuencias detectadas

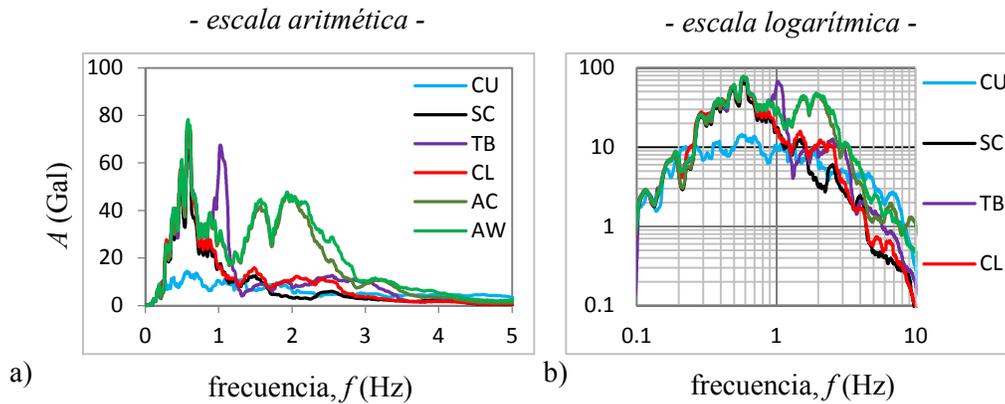


Figura 3.12. Presentación de los espectros de Fourier para el sismo del 18/04/2014 (E-W): a) escala aritmética, b) escala logarítmica

### 3.3.7. Estimación del periodo en el terreno y la estructura

Como se demuestra más adelante (secciones 6.3 y 6.4), los espectros de respuesta son sensibles a la magnitud y mecanismos de falla de los sismos. Por otro lado, las funciones de transferencia no son sensibles a estos parámetros. Por estas razones pueden existir pequeñas discrepancias entre el periodo asociado con la aceleración máxima del espectro de respuesta  $S_{a_{máx}}$  y el periodo detectado con los cocientes espectrales. Para detectar las propiedades dinámicas del terreno se analizaron los cocientes entre pares de señales de los registros obtenidos en las estaciones ubicadas en el terreno (Fig. 3.13). En este caso se utilizaron las estaciones de Catedral Campo Libre (CL) y de Ciudad Universitaria (CU). Para detectar las propiedades dinámicas de la cubierta se realizó el cociente entre el espectro en la azotea (AC, AW) y la cimentación (SC). Finalmente para detectar las frecuencias en la torre Oeste (Fig. 3.14) se realizó el cociente entre el espectro de Fourier en la torre (TB, TA) y la cimentación (SC).

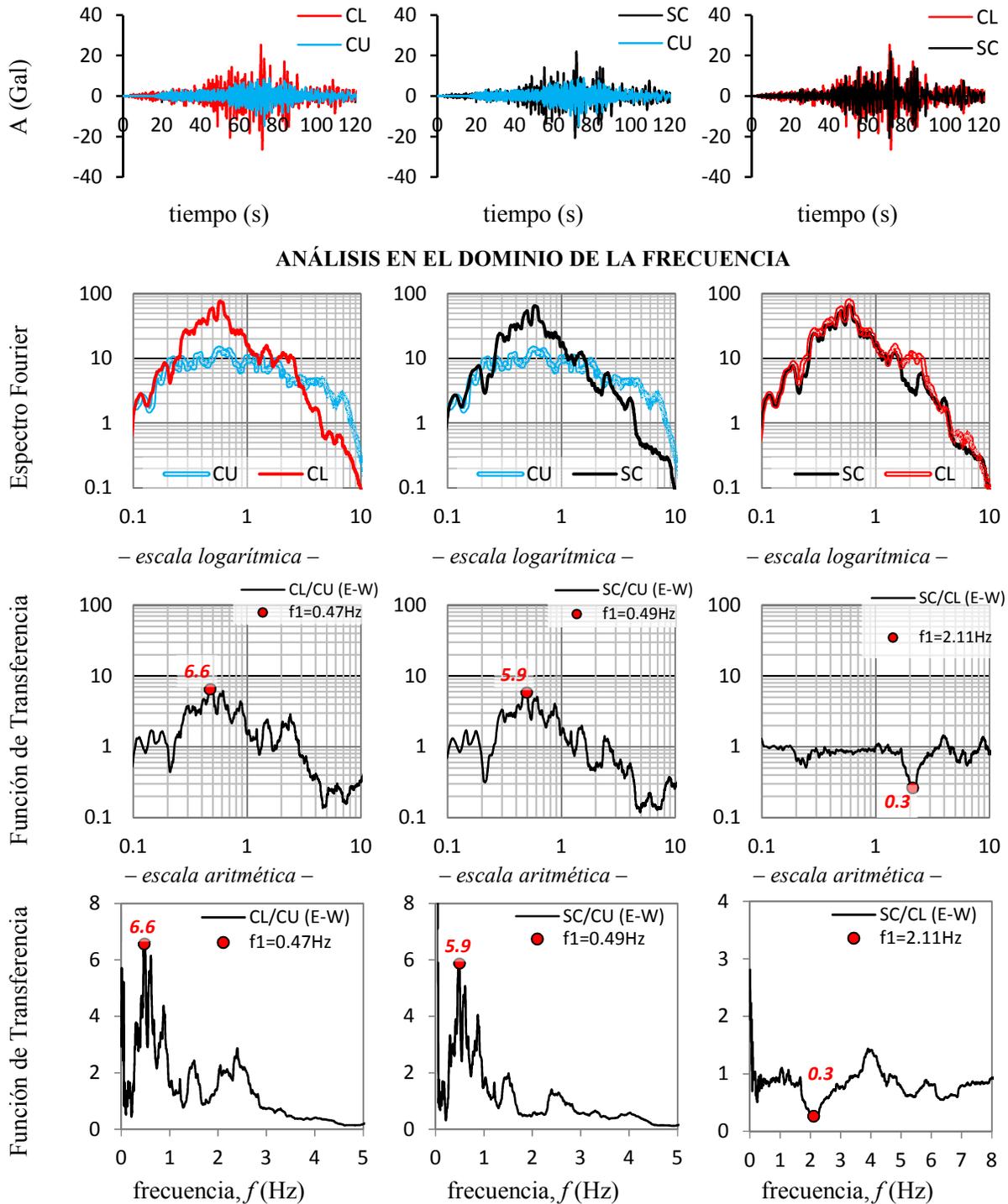


Figura 3.13. Acelerogramas, espectros de Fourier y funciones de transferencia utilizados para detectar las propiedades dinámicas del terreno

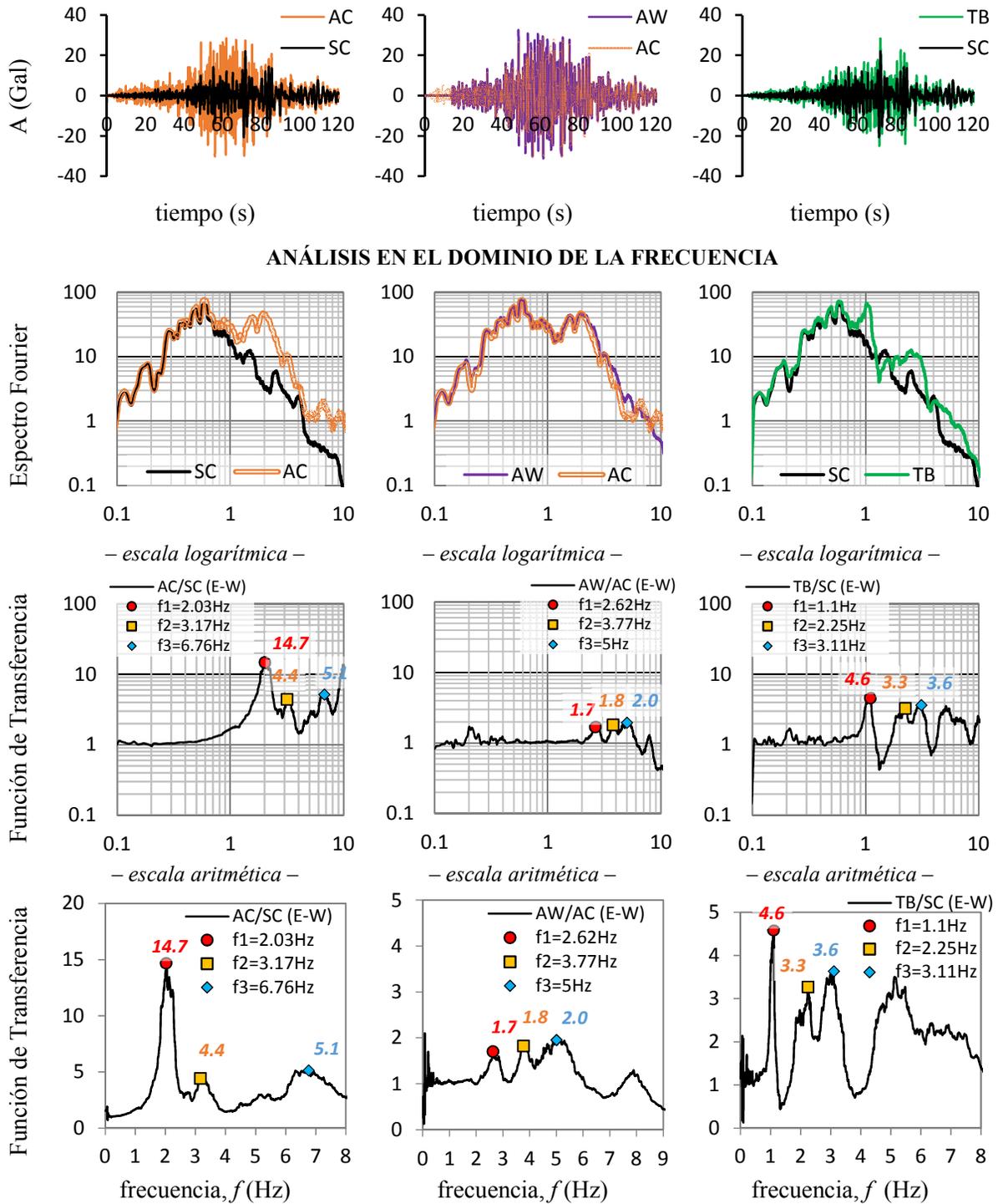


Figura 3.14. Acelerogramas, espectros de Fourier y funciones de transferencia utilizados para detectar las propiedades dinámicas de la estructura

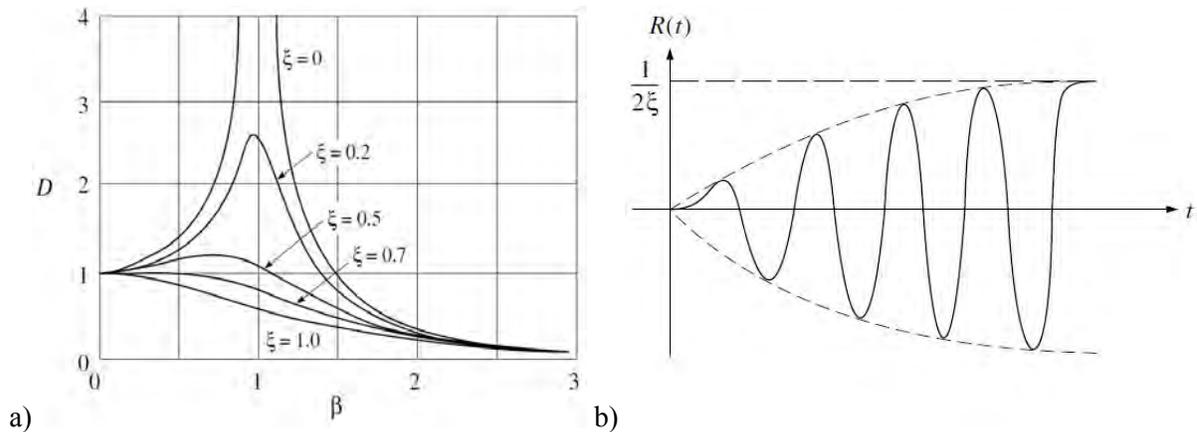
### 3.3.8. Estimación del amortiguamiento

Existen diversos métodos para determinar el amortiguamiento de un sistema, algunos de ellos se basan en el concepto de resonancia (Fig. 3.15). La relación que existe entre el desplazamiento dinámico  $x(t)$  y el desplazamiento estático  $\frac{p_0}{k}$  es conocida como el factor de amplificación dinámica  $D$  (Ec. 39).

$$D = \frac{x(t)}{p_0 / k} = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (39)$$

Se conoce como resonancia al estado en que el sistema presenta la mayor amplitud de la respuesta. La resonancia se da cuando la relación entre la frecuencias del sistema  $\omega_n$  y la carga  $\omega_p$  es igual a uno,  $\beta = \omega_p / \omega_n = 1$  (Fig. 3.15a). Si se sustituye  $\beta = 1$  en el divisor de la Ecuación 39, se tiene  $\sqrt{(1-1)^2 + (2\xi 1)^2} = 2\xi$  y se obtiene el factor de amplificación dinámica máximo  $D_{m\acute{a}x}$  (Ec. 40). Para los sistemas amortiguados, se tiene un límite máximo de la respuesta que es igual a  $1/2\xi$  (Fig. 3.15b).

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{x(t)}{p_0 / k} = \frac{1}{2\xi} \quad (40)$$



**Figura 3.15. Efectos de la resonancia (Clough y Penzien, 1995): a) factor de amplificación dinámica máximo  $D$  con diferente  $\xi$ , b) respuesta ante la resonancia de un sistema amortiguado**

Los tres métodos que se utilizaron para estimar el amortiguamiento de la Catedral son tres: el método del factor de amplificación dinámica, el método del semiancho de banda y el método de Rinawi y Clough (Fig. 3.16). Para estimar el amortiguamiento se utilizó la curva de la función de transferencia de AC/SC. La cual, es resultado del cociente del espectro de Fourier de Azotea Centro entre el espectro de Fourier de Sótano Centro.

1) *Método del factor de amplificación dinámica, FAD* (Chopra, 1995). Cuando se presenta la resonancia, la amplitud máxima de la curva es  $A_{m\acute{a}x} = 1/2\xi$ . Con este método, el porcentaje de amortiguamiento crítico  $\zeta$  se obtiene despejando esta relación (Ec. 41).

$$\xi = \frac{1}{2A_{m\acute{a}x}} \quad \text{cuando} \quad A = A_{m\acute{a}x} \quad (41)$$

2) *Método del semiancho de banda* (Clough y Penzien, 1995). Como la respuesta de una estructura está controlada por el amortiguamiento y la amplitud máxima es sensible a los niveles de esfuerzo a los que esté sometida, este método sugiere utilizar otras propiedades de la curva. Los autores proponen considerar la amplitud a un nivel de  $1/\sqrt{2}$  veces  $A_{m\acute{a}x}$ , porque ah\i el ancho de banda es igual a  $2\xi$ . El valor de  $\xi$  se obtiene con la relaci3n de las frecuencias  $f_1$  y  $f_2$  que delimitan el ancho de banda (Ec. 42).

$$\xi = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad \text{cuando} \quad A = \frac{A_{m\acute{a}x}}{\sqrt{2}} \quad (42)$$

3) *Método de Rinawi y Clough* (1992). Con este método no se obtienen las propiedades dinámicas directamente de la funci3n de transferencia original, sino que es necesario cortarla y tomar solo los valores de un pico. Esto con el prop3sito de realizar ajuste de datos para obtener una nueva curva con un comportamiento similar a un sistema de 1GDL. Para obtener la nueva curva se utiliza un método numérico no iterativo basado en el método de los mínimos cuadrados. El amortiguamiento se obtiene con los datos de la nueva curva de ajuste. El primer paso es obtener los valores de la matriz mostrada en la Ecuaci3n 43, los valores de  $A$  corresponden a las amplitudes de la funci3n de transferencia cortada y los valores de  $\Omega$  corresponden a la frecuencia asociada a cada amplitud (se tiene que convertir de Hz a rad/s con la relaci3n  $\Omega = 2\pi f$ ).

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum A^6 & \sum A^6 \Omega^2 & -\sum A^4 \\ \sum A^6 \Omega^2 & \sum A^6 \Omega^4 & -\sum A^4 \Omega^2 \\ -\sum A^4 & -\sum A^4 \Omega^2 & \sum A^2 \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} -\sum A^6 \Omega^4 \\ -\sum A^6 \Omega^6 \\ \sum A^4 \Omega^4 \end{Bmatrix} \quad (43)$$

Resolviendo el producto de matrices se obtienen los valores de  $x_1$ ,  $x_2$  y  $x_3$  (Ec. 44).

$$\begin{aligned} x_1 &= \omega_n^4 \\ x_2 &= 4\xi^2 \omega_n^2 - 2\omega_n^2 \\ x_3 &= P_n^2 \end{aligned} \quad (44)$$

Al despejar  $x_1$  se obtiene el valor de la frecuencia natural del sistema  $\omega_n$  y con ésta se determina el periodo natural del sistema  $T_n$ . Mientras que el amortiguamiento se obtiene despejando  $x_2$ . Los autores definen a  $P_n$  como el factor de participaci3n para ese modo y se determina con la ra\iz de  $x_3$  (Ec. 45).

$$\begin{aligned} \omega_n &= \sqrt[4]{x_1} \rightarrow T_n = 2\pi/\omega_n \\ \xi_n &= \frac{x_2}{4\omega_n^2} + \frac{1}{2} \\ P_n &= \sqrt{x_3} \end{aligned} \quad (45)$$

Una vez obtenidos los parámetros de la Ecuaci3n 45 se puede obtener la nueva curva ajustada. Para una frecuencia  $\Omega_k$  dada, la amplitud de la respuesta  $A_k$  toma un valor de acuerdo con la Ecuaci3n 46. La curva ajustada corresponde a la gráfca de los valores de  $A_k$  con respecto a  $\Omega_k$ . La Ecuaci3n 46 tiene un gran parecido con la expresi3n matemática del factor de amplificaci3n dinámico (Ec. 39).

$$A_k = \frac{P_n}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_k^2)^2 + 2\omega_n \xi_n \Omega_k}} = \frac{P_n}{D_k} \quad (46)$$

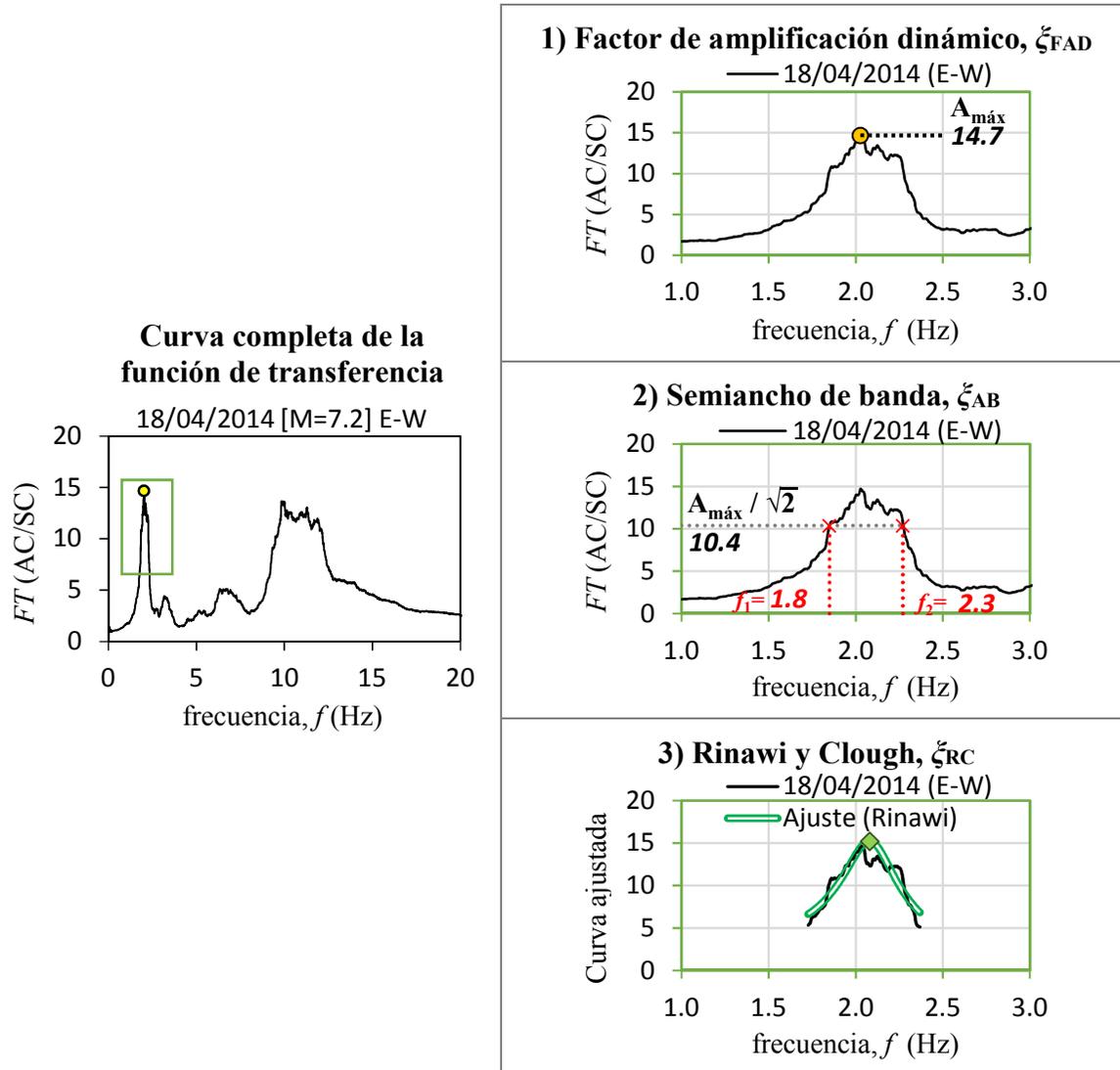


Figura 3.16. Métodos empleados para determinar el amortiguamiento

### 3.4. EJEMPLO DE LOS RESULTADOS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Aunque los resultados de las pruebas de vibración ambiental fueron tomados directamente del informe técnico del CIRES (1991), la metodología para identificar las frecuencias fue similar a la que se utiliza en este documento para el análisis de los registros sísmicos de la RMS de la Catedral. No se tienen los registros de aceleración de las pruebas de vibración ambiental, sin embargo, en el informe del CIRES se presentan los espectros de potencia, las funciones de transferencia y las funciones de coherencia de algunas de las pruebas realizadas. Como ejemplo de estas gráficas, en la Figura 3.17 se presentan los resultados en el punto de medición más elevado de las pruebas (punto 13) y un punto de referencia ubicado en la base (punto 30). Las frecuencias se detectaron con los picos de la función de transferencia. En la Figura 3.18 se muestra un ejemplo de las frecuencias detectadas en la función de transferencia con una de las pruebas de vibración ambiental y con el sismo del 18 de abril del 2014.

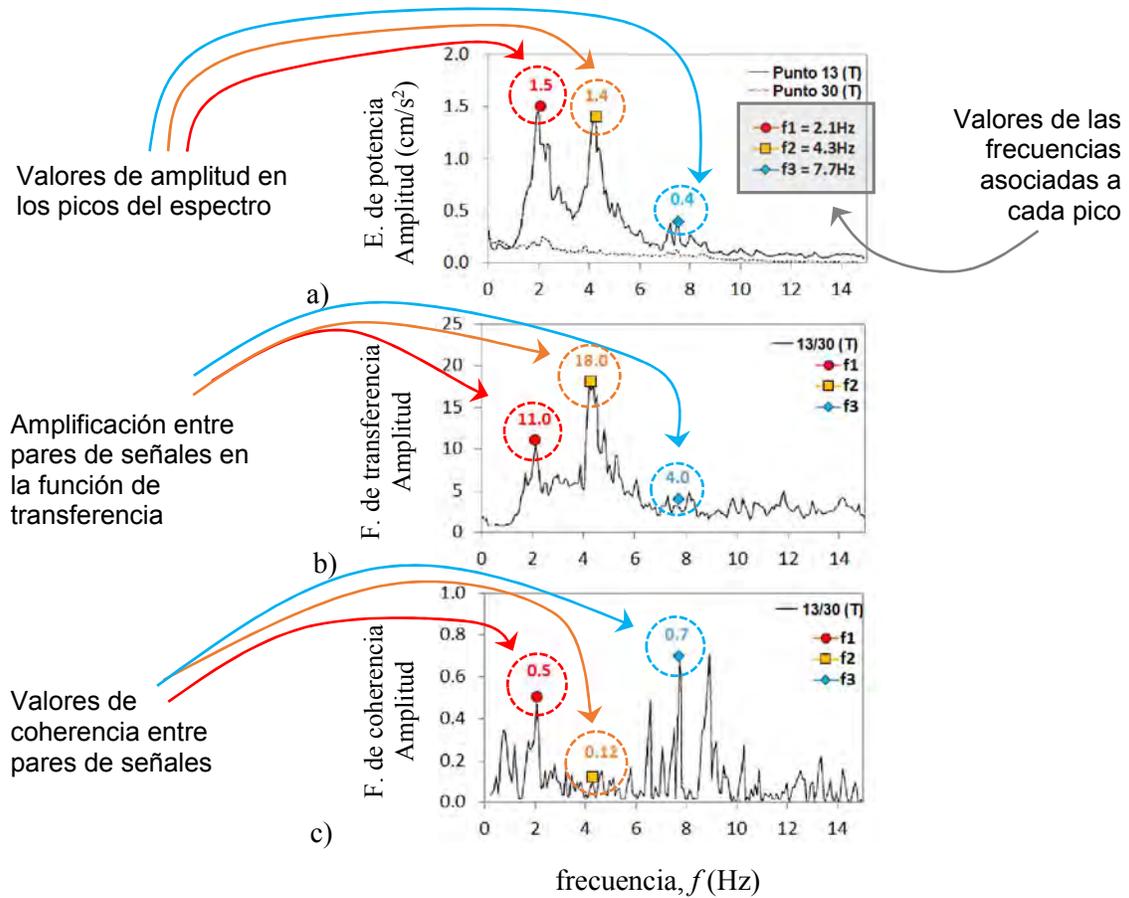


Figura 3.17. Resultados de las pruebas de vibración ambiental (modificado de CIRES, 1991): a) espectros de potencia, b) función de transferencia, c) función de coherencia

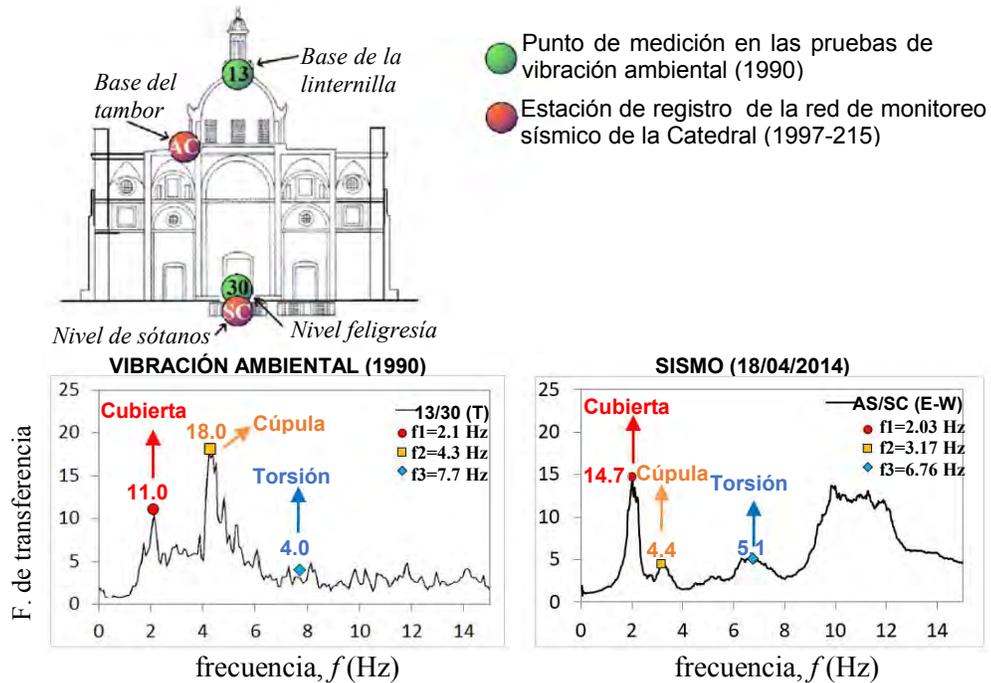


Figura 3.18. Comparación entre las frecuencias con vibración ambiental y con un sismo



## CAPÍTULO IV

### INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL DE 1990

*“Entonces Él dijo: Sal y ponte en el monte  
delante del Señor. Y he aquí que el Señor pasaba.  
Y un grande y poderoso viento destrozaba los montes  
y quebraba las peñas delante del Señor;  
pero el Señor no estaba en el viento.  
Después del viento, un terremoto;  
pero el Señor no estaba en el terremoto.  
Después del terremoto, un fuego;  
pero el Señor no estaba en el fuego.  
Y después del fuego, el susurro de una brisa apacible.”  
(1 Reyes 19:11-12)*

## CAPÍTULO IV

# INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL DE 1990

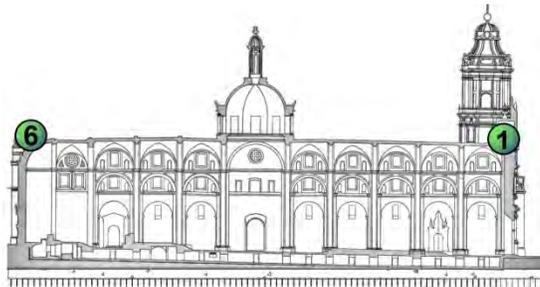
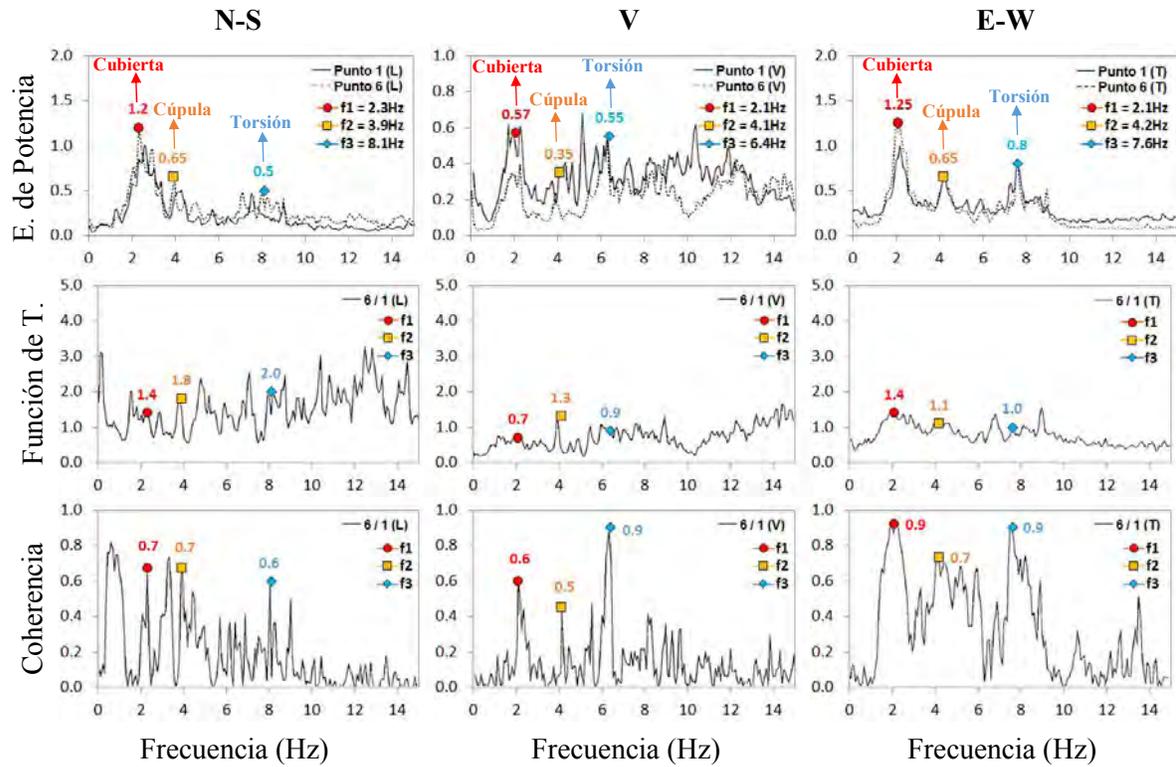
La campaña de mediciones de vibración ambiental en la Catedral fue llevada a cabo por el CIRES en noviembre de 1990. El procedimiento empleado en el programa de pruebas y los 36 puntos seleccionados para las 41 pruebas se presentan en la sección 2.2 de este documento. Los registros de aceleraciones de las pruebas se procesaron mediante un análisis espectral similar al comentado en el capítulo III para obtener los espectros de potencia, las funciones de transferencia y las funciones de coherencia de cada prueba. El informe técnico (CIRES, 1991), sólo presenta las gráficas de algunas pruebas y las frecuencias detectadas en los elementos sin ninguna explicación de cómo se llegó a esos resultados. El propósito de este capítulo es justificar la obtención de estos valores, con la finalidad de conocer el comportamiento dinámico de la Catedral antes de que se realizaran las intervenciones del proyecto de rehabilitación. Las frecuencias detectadas por el CIRES (Tabla 6) sirvieron como punto de referencia para la interpretación de resultados que se discute en este capítulo.

**Tabla 6. Frecuencias y periodos de los elementos de la Catedral Metropolitana presentados en el informe técnico de las pruebas de vibración ambiental de 1990 (modificado de CIRES, 1991)**

	Elemento	Modo	Transversal (T)	Longitudinal (L)	Rotacional (R)
Frecuencias (Hz) <i>Periodos (s)</i>	Cubierta	1	2.03 – 2.27 Hz <i>0.49 – 0.44 s</i>	2.66 – 2.73 Hz <i>0.38 – 0.37 s</i>	6.50 – 8.00 <i>0.15 – 0.125 s</i>
Frecuencias (Hz) <i>Periodos (s)</i>	Torre Oeste	1	1.25 Hz <i>0.8 s</i>	1.41 – 1.56 Hz <i>0.71 – 0.64 s</i>	–
Frecuencias (Hz) <i>Periodos (s)</i>		2	4.14 Hz <i>0.24 s</i>	4.14 – 5.31 Hz <i>0.24 – 0.19 s</i>	–
Frecuencias (Hz) <i>Periodos (s)</i>	Torre Este	1	1.41 Hz <i>0.71 s</i>	–	–
Frecuencias (Hz) <i>Periodos (s)</i>		2	4.06 – 4.22 Hz <i>0.25 – 0.24 s</i>	–	–
Frecuencias (Hz) <i>Periodos (s)</i>	Cúpula	1	4.21 Hz <i>0.24 s</i>	4.61 Hz <i>0.22 s</i>	–

### 4.1. CUBIERTA DE LA NAVE PRINCIPAL

Con los resultados obtenidos al medir simultáneamente el extremo Sur (punto 1) y Norte (punto 6) de la nave se identificó una frecuencia  $f_L=2.3$  Hz en dirección longitudinal,  $f_T=2.1$  Hz en dirección transversal y  $f_V=2.1$  Hz en la dirección vertical de la cubierta. La curva de los espectros en ambos puntos es muy parecida en las direcciones horizontales (Fig. 4.1). De acuerdo con la función de transferencia 6/1, el movimiento en el extremo Norte de la cubierta se amplifica 40% con respecto al extremo Sur ( $FT=1.4$ ). Esto sucede en las dos direcciones horizontales para las frecuencias asociadas al movimiento de la cubierta:  $f_L=2.3$  Hz y  $f_T=2.1$  Hz. La coherencia es de 0.7 en la dirección longitudinal y 0.9 en la transversal. Si las coherencias fueran igual a 1.0, significaría que existe una relación lineal entre las señales de los dos puntos de medición. Dado que la función de transferencia demuestra una amplificación del movimiento entre los dos puntos de medición y, además, las coherencias son menores a 1.0, podría decirse que la cubierta no se comporta como diafragma rígido. Es necesario tomar en cuenta la posible influencia del ruido en la señal, ya que la amplitud del ruido es muy similar a la baja amplitud de la vibración ambiental. Para corroborar si la cubierta se mueve como diafragma rígido o no, se necesitan los ángulos de fase que son un indicativo del movimiento relativo entre dos puntos. Sin embargo, esta información no está disponible.



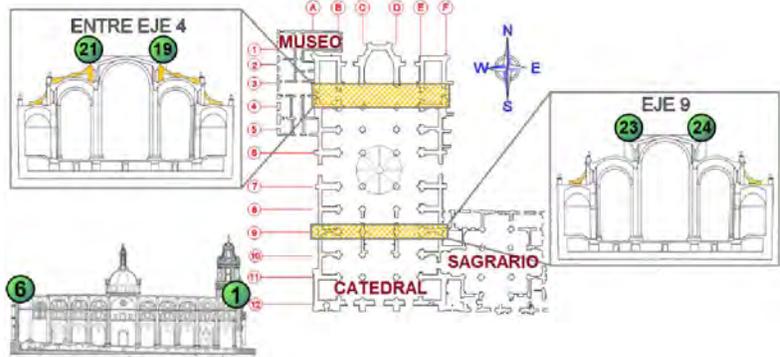
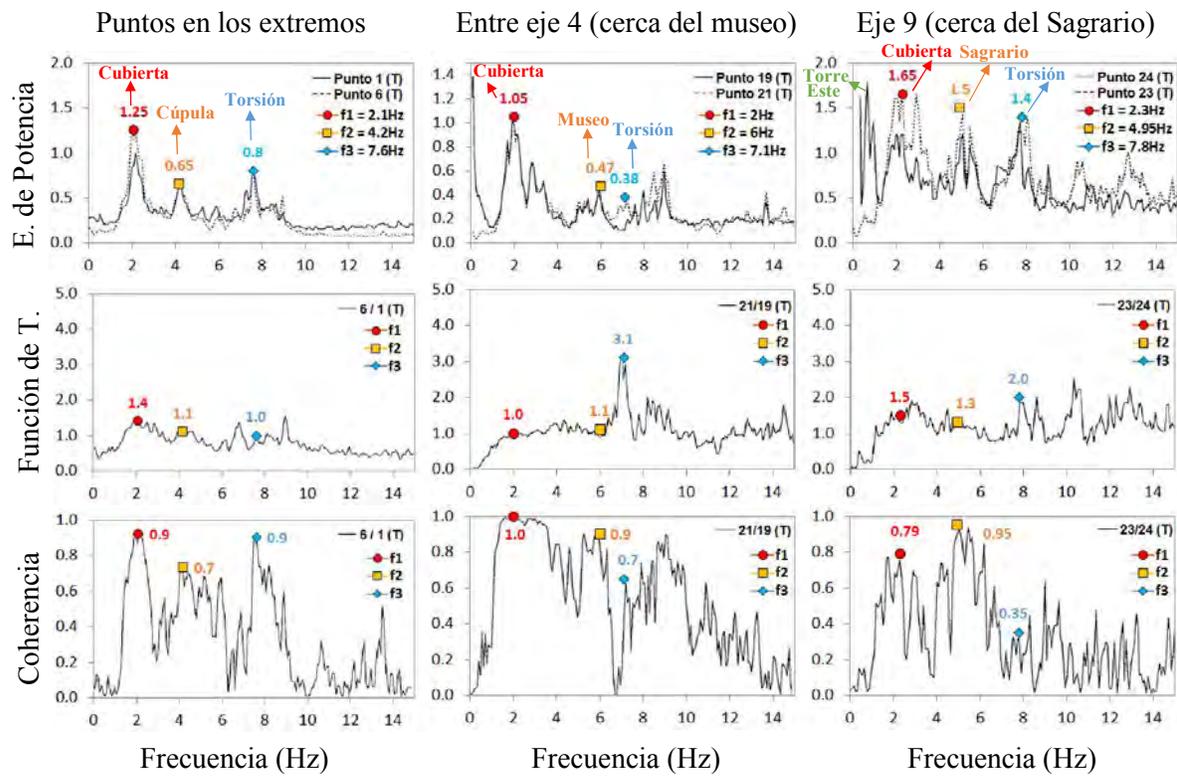
CUBIERTA  
NAVE PRINCIPAL (L, T y V)

Figura 4.1. Resultados obtenidos en la cubierta de la nave principal en las direcciones L, T y V (modificado de CIRES, 1991)

Se hicieron mediciones tanto en los extremos de la nave como en puntos intermedios sobre los ejes 4 y 9. En ambos ejes se midieron pares de puntos, uno en el lado poniente y otro en el lado oriente. Aunque el objeto de estudio de este documento es la Catedral Metropolitana, es necesario recordar que no es una estructura aislada. En el lado oriente se encuentra el Sagrario y en el lado poniente el museo. Aprovechando los resultados de estas mediciones se puede observar la influencia que tienen estas dos estructuras sobre la estructura de la Catedral. Las frecuencias que corresponden al movimiento transversal de la cubierta de la nave son de 2.0 Hz y 2.3 Hz para los ejes 4 y 9, respectivamente. En los espectros de potencia del eje 4, cercano al museo, se observa un pico a 6.0 Hz que no se presenta en ninguna de las otras pruebas (Fig. 4.2). Por otro lado, en el eje 9, cercano al Sagrario, se observa un pico cerca de 4.95 Hz que se puede deber a la influencia del Sagrario. Otro dato interesante que se muestra en los espectros de potencia del eje 9 es que en el punto 24 (lado oriente) se encuentra un pico a 1.2 Hz que no se presenta en el punto 23 (en el lado poniente). Como se demuestra más adelante (sección 4.6), esta frecuencia se asocia con la frecuencia fundamental de la torre Este.

El hecho de que en el lado Oeste no se presente un pico asociado al movimiento de la torre Oeste (cerca de  $f=1.0-1.5$  Hz) confirma la deducción de Meli y Sánchez (2001) que explican que la torre Oeste vibra parcialmente desligada del resto del templo debido al agrietamiento en la cubierta ocasionado por el hundimiento de la zona surponiente. En la Figura 2.8 se presentan los planos de grietas de la cubierta.

En los puntos 19 (lado Oeste) y 21 (lado Este) del eje 4, ubicado en la zona Norte, la función de transferencia y la coherencia son iguales a 1.0. Estos resultados demuestran que, en la zona Norte, el lado poniente y oriente de la nave se comportan igual. Esto se debe a que los muros del ábside proporcionan una mayor rigidez que restringe el movimiento de la nave en esa zona. Por otro lado, las mediciones realizadas en los puntos 23 (lado Oeste) y 24 (lado Este) del eje 9, en la zona sur de la nave, presentan una coherencia menor a uno, siendo ésta de 0.79 y una amplificación del lado poniente con respecto al oriente, siendo la función de transferencia igual a 1.5. La amplificación del movimiento en el lado poniente en la zona Sur de la cubierta se debe a que la fachada Oeste también vibra parcialmente desligada del templo por el agrietamiento ocasionado por el hundimiento de la zona surponiente.

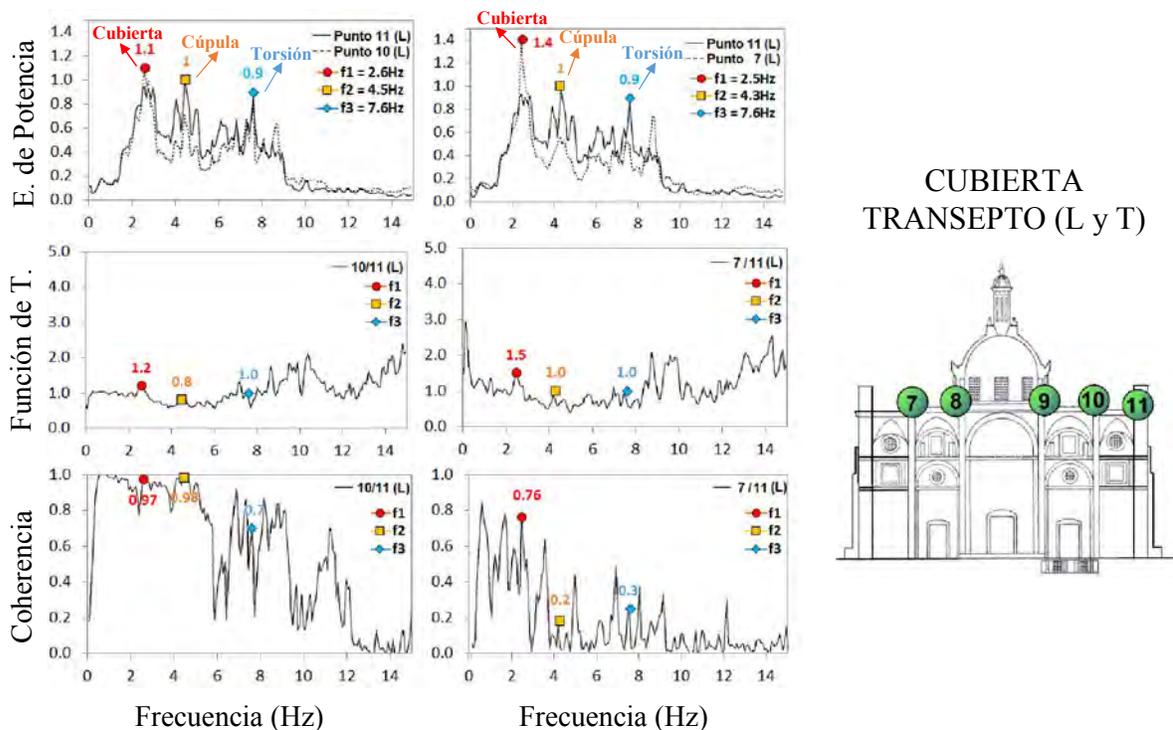


NAVE PRINCIPAL (T)  
 Punto 1 en el eje 1 sobre el ábside  
 Punto 6 en el eje 12 sobre fachada Sur  
 Entre eje 4 cerca del museo  
 Eje 9 cerca del Sagrario

Figura 4.2. Resultados obtenidos en la cubierta de la nave principal en la dirección transversal (modificado de CIRES, 1991)

## 4.2. CUBIERTA DE LA NAVE DEL TRANSEPTO

Además de instrumentar la cubierta de la nave principal, se colocaron instrumentos en el transepto, que es la nave que intersecta perpendicularmente a la nave principal. En lo que se refiere a la dirección longitudinal, se pueden identificar tres rangos de frecuencias en los espectros de potencia (Fig. 4.3). Por un lado, las frecuencias de 2.5 y 2.6 Hz corresponden al movimiento de la cubierta del transepto. Por otro lado, las frecuencias de 4.3 y 4.5 Hz corresponden al movimiento de la cúpula (sección 4.3; Tabla 6). Finalmente, la frecuencia de 7.6 Hz se debe a los efectos de torsión (sección 4.4; Tabla 6). Si se observan las funciones de transferencia, en esta dirección (Fig. 4.3), se puede notar que la mayor amplificación es de 50% ( $FT=1.5$ ) cuando se realiza el cociente 7/11 (L). El punto 7, ubicado en la zona Oeste, tiene una amplitud mayor en el espectro de potencia que el punto 11 ubicado en la fachada Este. La causa, sigue siendo que el hundimiento en la zona surponiente tuvo efectos sobre la estructura provocando que algunos elementos sufrieran agrietamientos. Si ahora se presta atención a las funciones de coherencia, en dirección longitudinal, se puede observar que los pares de puntos 10 y 11 ubicados en la misma zona (en el lado oriente) presentan coherencias altas, de 0.97 y 0.98 para las frecuencias que corresponden a la cubierta y la cúpula, respectivamente. Estos valores de coherencia son una evidencia clara de que la zona de la cubierta próxima a la fachada Este (medida con el punto 11) tiene un movimiento muy similar a la zona intermedia de la cubierta (medida con el punto 10). Por el contrario, cuando se mide la coherencia entre el par de puntos 7 y 11, el primero ubicado en el lado Oeste y el segundo en el lado Este, se obtiene una coherencia menor, siendo ésta igual a 0.76. Esto refleja la discontinuidad del movimiento entre ambos lados de la cubierta del transepto debido a los agrietamientos generados por el hundimiento de la zona poniente y por la presencia de la cúpula que divide ambos lados.



**Figura 4.3. Resultados obtenidos en la cubierta del transepto en dirección longitudinal (modificado de CIRES, 1991)**

Con los espectros de potencia de la cubierta de la nave principal (Fig. 4.1) se observó que la frecuencia en la dirección longitudinal es mayor que en la dirección transversal ( $f_L=2.3 \text{ Hz} > f_T=2.1 \text{ Hz}$ ). Esta misma relación se aprecia en la cubierta del transepto (Figs. 4.3 y 4.4), siendo la frecuencia longitudinal  $f_L=2.5-2.6 \text{ Hz}$  mayor que la transversal  $f_T=2.3 \text{ Hz}$ . Asimismo, las frecuencias detectadas en la cubierta de la nave principal son menores que las del transepto en ambas direcciones. El sistema de cubierta de las dos naves tiene la misma geometría de una bóveda cilíndrica de 6 m de diámetro interior y 8 m el exterior, con un peralte de 2 m. Entonces la diferencia entre sus frecuencias se puede asociar a la diferencia de longitud entre ambos elementos, la nave principal es más larga que la del transepto, esto implica que sea más flexible. Lo cual representa menor rigidez y un menor valor en la frecuencia. La longitud de la nave principal, medida desde la fachada Sur hasta el ábside es de 121 m, mientras que la del transepto desde la fachada Este hasta la fachada Oeste es de 63 m. En la Figura 4.4 surge otra evidencia de los mecanismos de falla en la Catedral. Hay una frecuencia cercana a 6 Hz detectada en los puntos de medición 9, 10 y 11 (ubicados en el lado oriente) que no se presenta en los puntos de medición 7 y 8, nuevamente por el deslinde de la zona poniente. Esta frecuencia se puede asociar a la influencia de la fachada Este. Si la Catedral no hubiera sufrido el hundimiento de la zona poniente, muy probablemente aparecería un pico en los puntos 9 y 8 que demostrarían la influencia de la fachada Oeste sobre la estructura, sin embargo, esta fachada vibra parcialmente desligada. Para confirmar esta afirmación se puede observar el par de puntos 11 y 10, ambos puntos se encuentran en el lado oriente separados a una distancia de 12 m. El punto 10 se ubica sobre el eje E en la zona intermedia entre la cúpula principal y la fachada Este, mientras que el punto 11 se ubica en el eje F sobre la fachada Este. Los espectros de potencia para este par de puntos son casi idénticos y la función de transferencia no muestra que haya amplificaciones entre ambos, las diferencias comienzan a partir de los 8 Hz. La coherencia es muy elevada, siendo igual a 1.0 hasta la frecuencia de 6.5 Hz. Esto no sucede con los pares de puntos 7/11 y 8/9, donde un punto se ubica en el lado oriente y otro en el lado poniente. Si no existiera el pico cercano a los 6 Hz en los puntos del lado oriente, los espectros de potencia serían muy similares.

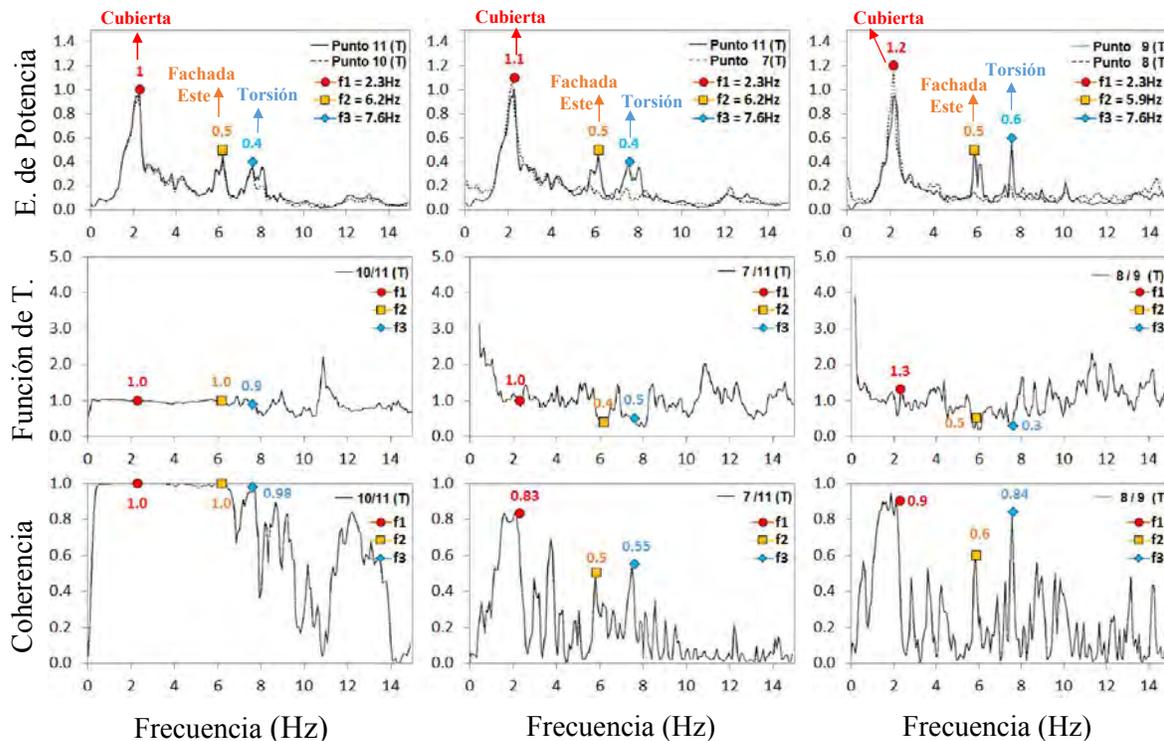


Figura 4.4. Resultados obtenidos en la cubierta del transepto en dirección transversal (modificado de CIRES, 1991)

### 4.3. CÚPULA PRINCIPAL

Los severos daños en las cuatro columnas centrales fueron una evidencia clara de los elevados niveles de esfuerzo a la compresión por el gran peso de la cúpula. De acuerdo con la bajada de cargas de la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural (Fig. 2.2; DGSMPC, 1989), cada columna central presentaba una carga de 2,257 toneladas en su base. Al ser una zona crítica, no se podía perder la oportunidad de registrar el movimiento en la cúpula principal con las pruebas de vibración ambiental. El punto 13 se colocó debajo de la linternilla, ubicado a 51 m de altura, aproximadamente. Los puntos 9, 15 y 16 se ubicaron en la base del tambor. El punto 30, ubicado en el centro de la planta baja, fue de gran utilidad para medir las amplificaciones en los demás puntos. La Figura 4.5 presenta los resultados de las mediciones sobre la cúpula en la dirección longitudinal y transversal.

En lo que se refiere a la dirección longitudinal, los espectros de potencia muestran un primer pico en las frecuencias 2.6 Hz y 2.8 Hz que corresponden a la cubierta. La amplificación del movimiento en la cúpula con respecto al nivel feligresía es aproximadamente 24. Esto se ve reflejado en la función de transferencia del par de puntos 13/30 para la frecuencia de 3.9 Hz. Como era de esperarse, en este par de puntos las coherencias fueron bajas porque se midieron dos estructuras diferentes, sin ningún elemento de por medio que diera continuidad. Un caso hipotético en el que se esperarían mayores coherencias sería si se midiera la cúpula y algún otro elemento donde existiera transmisión de la carga, por ejemplo un muro o una columna debajo de ésta. Se puede afirmar que las frecuencias que oscilan alrededor de 4 Hz corresponden a la cúpula al observar los resultados del par de puntos 13/9. En este caso, la función de transferencia muestra que el movimiento en la base del tambor de la cúpula se amplifica casi 7 veces con respecto al movimiento registrado en la base de la linternilla. Aquí las coherencias son más altas que en el caso anterior, siendo 1.0 para la frecuencia de 2.6 Hz que corresponde a la cubierta y 0.8 para la frecuencia 3.7 Hz que corresponde a la cúpula. En este par de puntos se observa nuevamente la influencia de la fachada Este sobre la estructura para la frecuencia de 6.2 Hz. Los espectros de potencia del par de puntos 16/15 son casi idénticos porque ambos se localizan en la base del tambor en una posición simétrica en la dirección longitudinal de la nave. Las coherencias son altas debido al parecido entre ambas señales. No se nota gran amplificación del punto 16 con respecto al punto 15 en la función de transferencia por que el valor es muy cercano a la unidad para las frecuencias de la cubierta (2.6 Hz) y la cúpula (3.9 Hz).

En los espectros de potencia en dirección transversal, el primer pico corresponde al movimiento de la cubierta, alrededor de 2 Hz. En este grupo de mediciones (Fig. 4.5), se observa nuevamente que las frecuencias en la dirección longitudinal son mayores que en la transversal ( $f_L=2.6-2.8 > f_T=2.1-2.3$  Hz). En la función de transferencia del par de puntos 13/30 se observa que el movimiento en la cúpula se amplifica 18 veces con respecto a la cimentación. Este valor es menor comparado con el que se obtuvo en dirección longitudinal de 24. Esto se debe a que, las fachadas restringen el movimiento de la cúpula en dirección transversal porque le añaden rigidez a la estructura. En dirección transversal las fachadas Este y Oeste se encuentran a 24 m de distancia de la cúpula. Mientras que en la dirección longitudinal la facha Norte se ubica a 42 m y la fachada Sur se encuentra a 56 m de la cúpula. Para el otro par de puntos 13/9, la amplificación del movimiento en la base del tambor de la cúpula con respecto a la base de la linternilla es 5.6 para la dirección transversal y 6.8 en la dirección longitudinal. Finalmente, para el par de puntos 16/15 no hay amplificaciones, pues el valor en la función de transferencia es igual a 1.0 y el gran parecido entre los dos espectros da coherencias altas, cercanas a 1.0. Adicional a estos datos, se cuenta con otras mediciones en dirección transversal de la cúpula (Fig. 4.6) en la base del tambor (punto 9) y en la base del cimborio (punto 12). Aquí se observa claramente que el punto 12 presenta un pico que no registra el punto 9 para la frecuencia de 4.3 Hz. Esto aunado a que se tiene una baja coherencia para la misma frecuencia, confirma el hecho de que las frecuencias cercanas a 4 Hz corresponden al movimiento de la cúpula. Otro dato relevante es que en ambos puntos se identifica un pico alrededor de 6 Hz que, como se mencionó anteriormente, se atañe a la influencia de la fachada Este sobre la estructura.

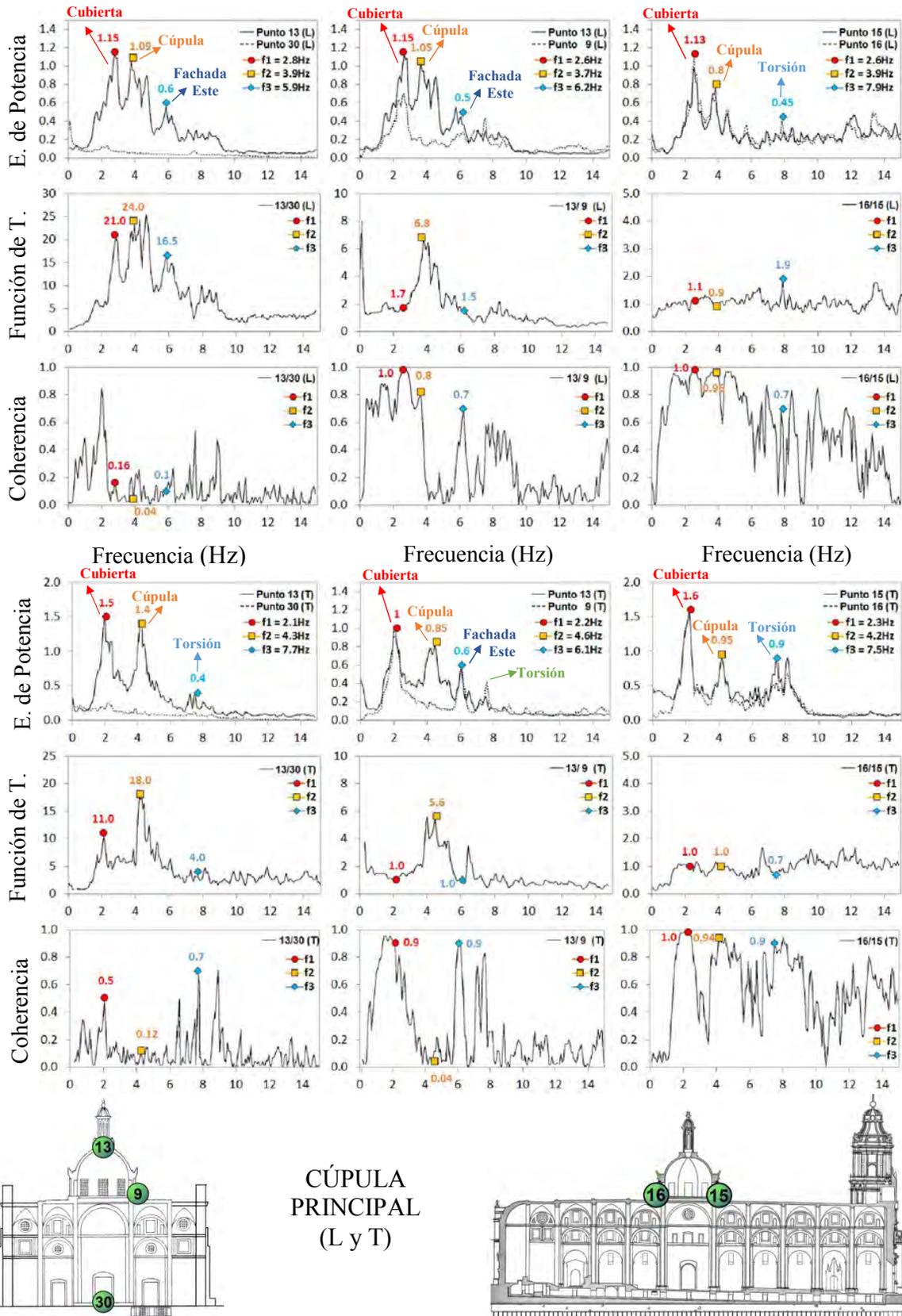
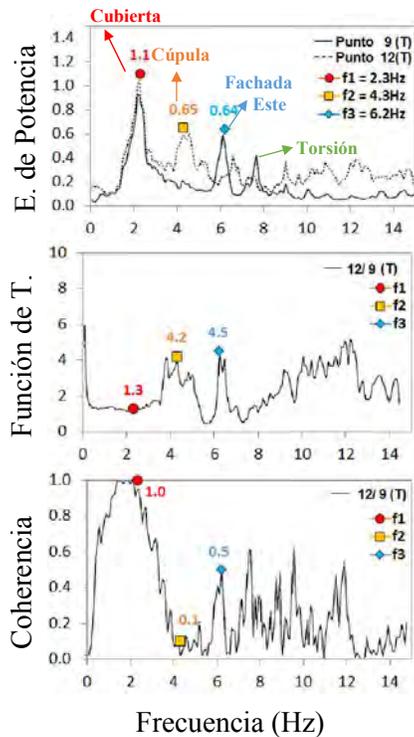


Figura 4.5. Resultados obtenidos en la cúpula principal (modificado de CIRES, 1991)



CÚPULA PRINCIPAL (T)

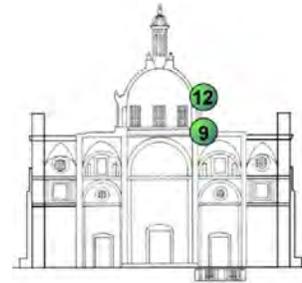
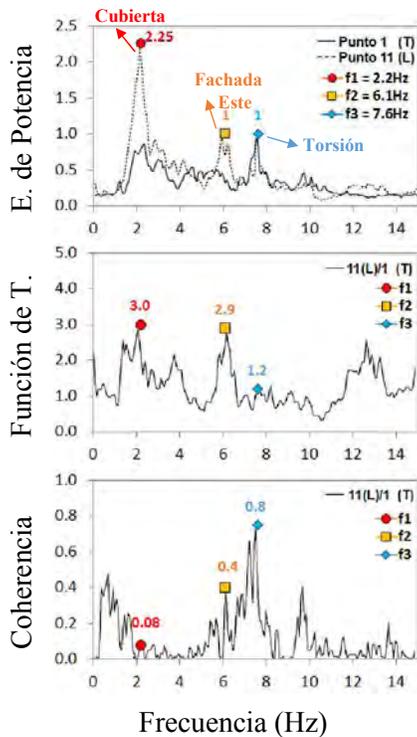


Figura 4.6. Resultados obtenidos en la cúpula principal en dirección transversal (modificado de CIRES, 1991)

#### 4.4. EFECTOS DE TORSIÓN

En los edificios modernos, es común colocar instrumentos en los extremos de las losas en varios niveles para evaluar los efectos de torsión. Los monumentos históricos tienen una estructuración diferente a los edificios modernos y, por lo tanto, las mediciones son distintas. En el caso de la Catedral, se decidió colocar dos instrumentos en los extremos de la cubierta que forman la cruz latina. Un aparato se colocó sobre la nave principal en el extremo Sur (punto 1), midiendo en dirección transversal. Mientras que el otro instrumento se colocó en el extremo Este de la nave del transepto (punto 11), registrando en dirección longitudinal (Fig. 4.7). Aunque el objeto de esta prueba fue medir los efectos de torsión, se pueden resaltar algunos datos interesantes. Los espectros de potencia muestran un primer pico a una frecuencia de 2.2 Hz que corresponde al movimiento del sistema de cubierta. Con la función de transferencia, se observa que las mediciones en la dirección longitudinal del punto 11 se amplifican tres veces con respecto a la dirección transversal del punto 1. Sería interesante realizar esta prueba sobre un mismo punto para observar qué tanto se amplifica el movimiento en ambas direcciones, ya que en todos los casos anteriores las frecuencias longitudinales fueron mayores que las transversales ( $f_L > f_T$ ). La coherencia entre 11(L) y 1(T) para la frecuencia de 2.2 Hz es casi nula con un valor de 0.08. Este valor era de esperarse porque hay una gran distancia entre ambos puntos y existen varios elementos que los separan. El espectro de potencia del punto 11 tiene un pico en la frecuencia 6.1 Hz que no se presenta en el punto 1, este valor se asocia con la influencia de la fachada Este sobre la estructura.

Ahora bien, se observa claramente otro pico para la frecuencia de 7.6 Hz que indudablemente se asocia con los efectos de torsión, porque esta frecuencia es la que presenta mayor coherencia entre ambas señales. Con base en estos resultados, todos los picos cercanos a 7.6 Hz en los espectros de las otras pruebas se asocian con los efectos de torsión. En el caso de la Catedral Metropolitana, las frecuencias asociadas a los efectos de torsión son mayores que las frecuencias horizontales.



TRANSEPTO (L) / NAVE CENTRAL (T)  
-TORSIÓN-

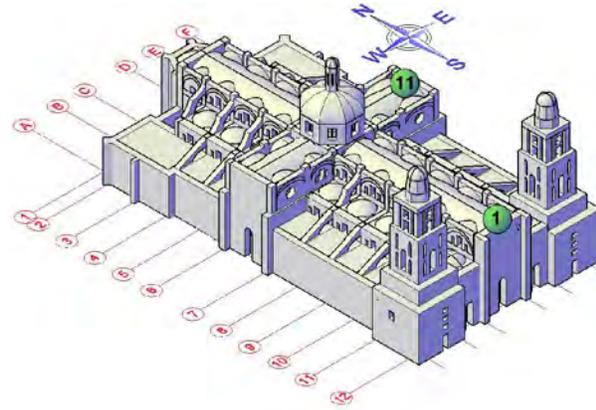


Figura 4.7. Resultados obtenidos en el transepto en dirección longitudinal y en la nave principal en dirección transversal para medir la torsión (modificado de CIRES, 1991)

#### 4.5. TORRE OESTE

Para el grupo de mediciones de la torre Oeste se utilizaron tres puntos: el punto 29 en la base de la torre, el punto 25 colocado en la base del primer cuerpo (a 22m de altura, misma que corresponde al nivel de bóvedas) y el punto 27 ubicado en la base del segundo cuerpo (a 46 m de altura, aproximadamente). En los espectros se puede identificar un pico en las frecuencias 1.5 Hz y 1.6 Hz (Fig. 4.8) que corresponde al modo fundamental de la torre Oeste en dirección longitudinal. En la función de transferencia 27/25 se observa que el movimiento del segundo cuerpo de la torre se amplifica 13.5 veces con respecto al primer cuerpo. La amplificación es aún mayor cuando se evalúa el movimiento del segundo cuerpo de la torre con respecto a la cimentación (punto 27/ punto 29), siendo ésta de 18 veces su valor. Por supuesto, la coherencia es elevada con un valor igual a 1.0, porque se evalúan dos partes que conforman la torre: primer y segundo cuerpo (par de puntos 27/25). Por otro lado, la coherencia es igual a 0.5 entre el segundo cuerpo de la torre y la cimentación (punto 27/ punto 29). Los espectros de potencia de los tres puntos de medición de la torre Oeste presentan un segundo pico cercano a 2 Hz que se atribuye al movimiento de la cubierta. Existe un tercer pico para 4.1 Hz y 4.2 Hz que solamente se presenta en el aparato ubicado en el segundo cuerpo de la torre (punto 27). Si se presentara este pico en los tres puntos de medición podría decirse que se trata de la frecuencia del segundo modo de vibrar de la torre, sin embargo, esto no es así. Por esta razón, se atribuyen los valores cercanos a la frecuencia de 4 Hz a la vibración local del segundo cuerpo de la torre.

En las mediciones en la dirección transversal se añadió el punto 32 ubicado en la base de la fachada Sur del templo (Fig. 4.9). Las frecuencias identificadas son 1.4 y 1.25 Hz para el movimiento global de la torre y 4.1 y 3.9 Hz para el movimiento local del segundo cuerpo. También se identifica la frecuencia de 7.6 Hz asociada con los efectos de torsión. La mayor amplificación de la torre Oeste se presenta en la función de transferencia del par de puntos 27/32, la cual muestra que el movimiento en el segundo cuerpo de la torre se amplifica 22 veces con respecto al movimiento registrado en cimentación (Fig. 4.9).

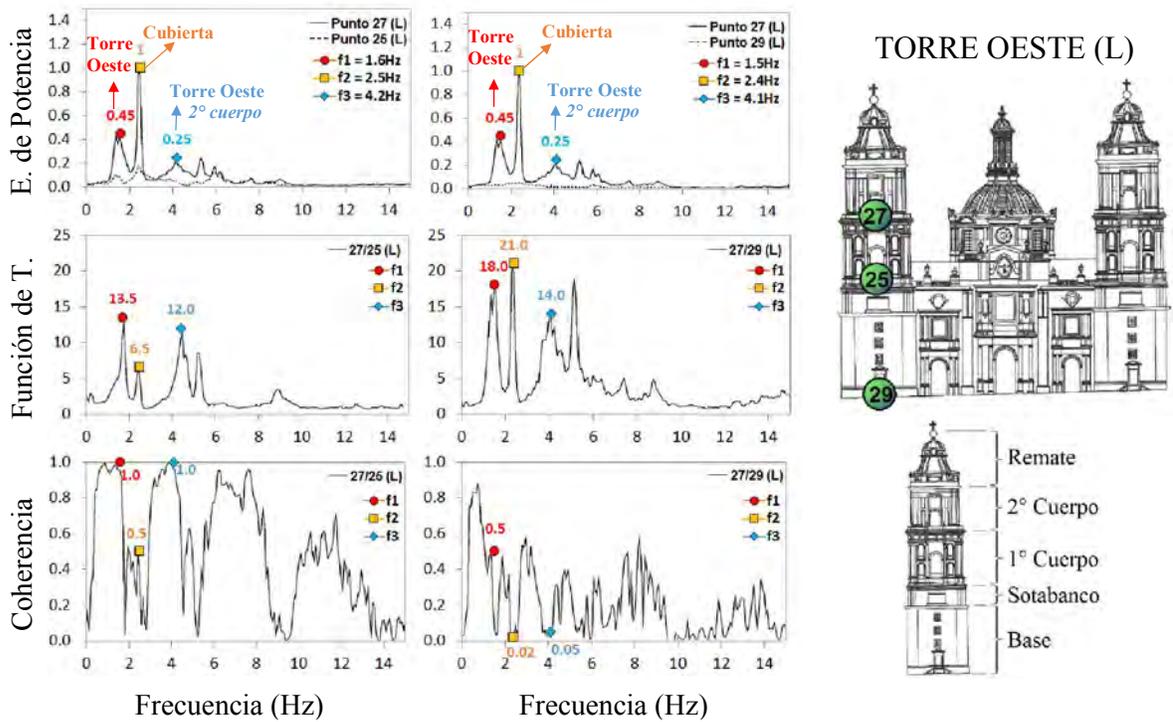


Figura 4.8. Resultados obtenidos en la torre Oeste en dirección longitudinal (modificado de CIRES, 1991)

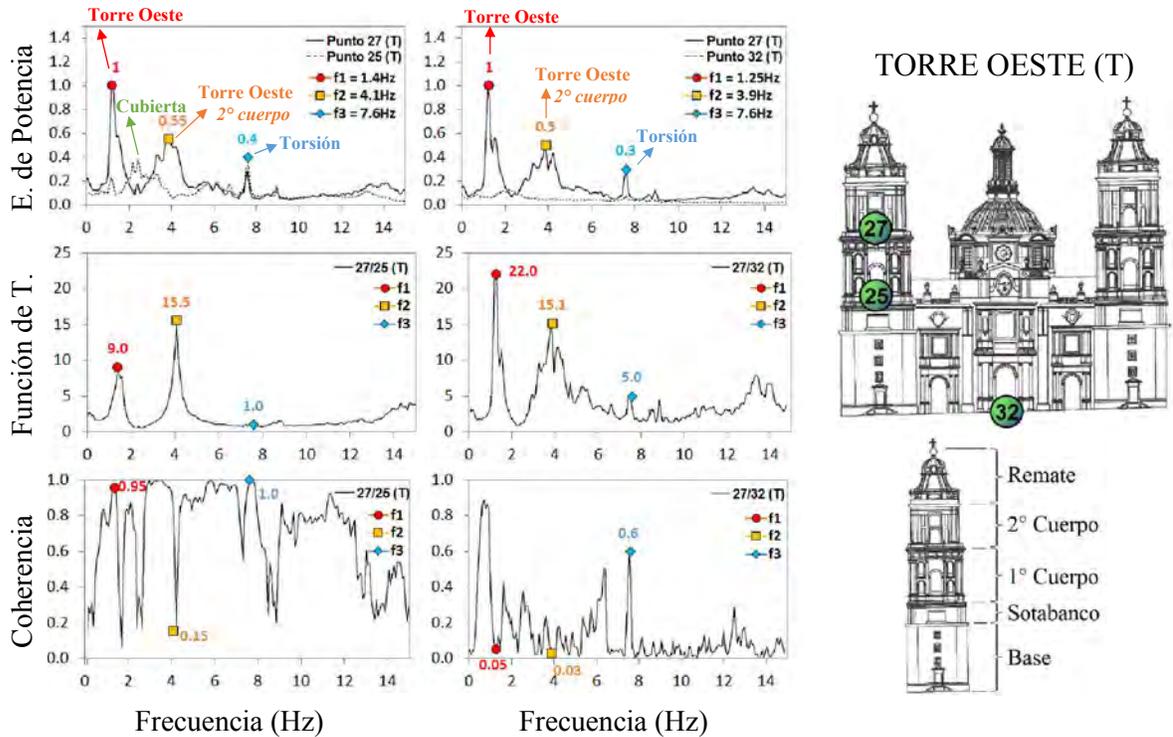


Figura 4.9. Resultados obtenidos en la torre Oeste en dirección transversal (modificado de CIRES, 1991)

#### 4.6. TORRE ESTE

En la campaña de mediciones, únicamente se contempló registrar el movimiento en la dirección transversal de la torre Este. En esta prueba se utilizaron dos puntos de medición en la torre, uno en la base del primer cuerpo (punto 26) y otro en la base del segundo cuerpo (punto 28). Adicionalmente, se utilizó un punto en la planta baja del crucero (punto 30) para medir las amplificaciones del movimiento (Fig. 4.10). El modo fundamental de la torre Este en dirección transversal fue muy parecido al que se obtuvo en la torre Oeste, con una frecuencia de 1.4 y 1.5 Hz detectada en el primer pico de los espectros. De nueva cuenta, el aparato colocado en el segundo cuerpo presentó un pico cercano a 4 Hz que no aparece en las mediciones del primer cuerpo de la torre. Para esta frecuencia, el movimiento del segundo cuerpo de la torre se amplificó 20 veces con respecto al primer cuerpo. Esto se observa en la función de transferencia del par de puntos 28/26. En este caso, las coherencias fueron elevadas porque ambos cuerpos conforman un mismo elemento, la torre.

En la función de transferencia del par de puntos 28/30 se observa que el movimiento en el segundo cuerpo de la torre se amplificó 15 veces con respecto a la cimentación de la Catedral. Esta amplificación tiene el mismo valor tanto para la frecuencia que corresponde al movimiento global de la torre ( $f = 1.5$  Hz) como para la frecuencia que corresponde al movimiento local del segundo cuerpo de la torre ( $f = 4.1$  Hz). La coherencia para este par de puntos es casi nula porque la torre Este y la planta baja del crucero son elementos totalmente aislados. Sin embargo, se presenta un mayor valor de coherencia para la frecuencia que corresponde a los efectos de torsión ( $f = 7.7$  Hz), siendo ésta igual a 0.75.

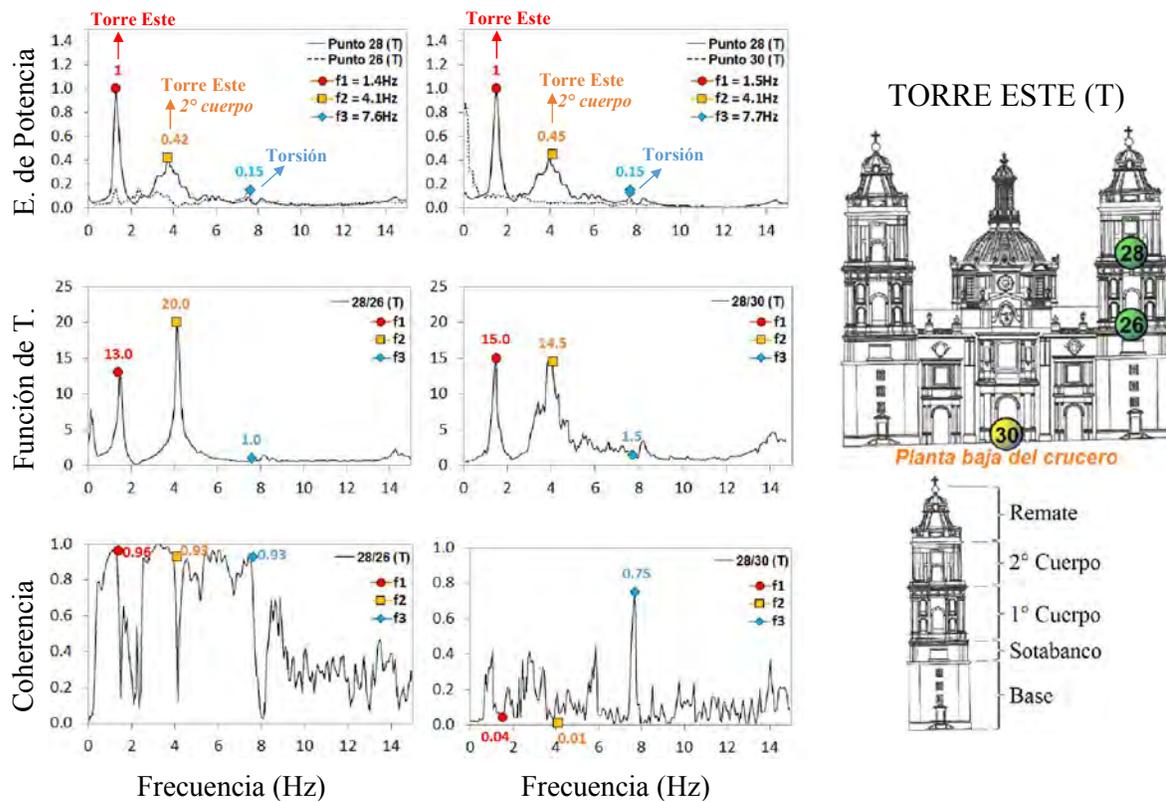
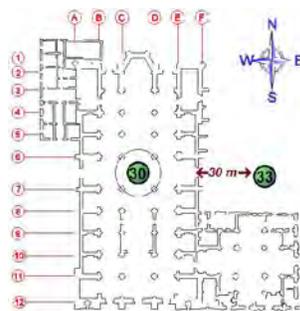
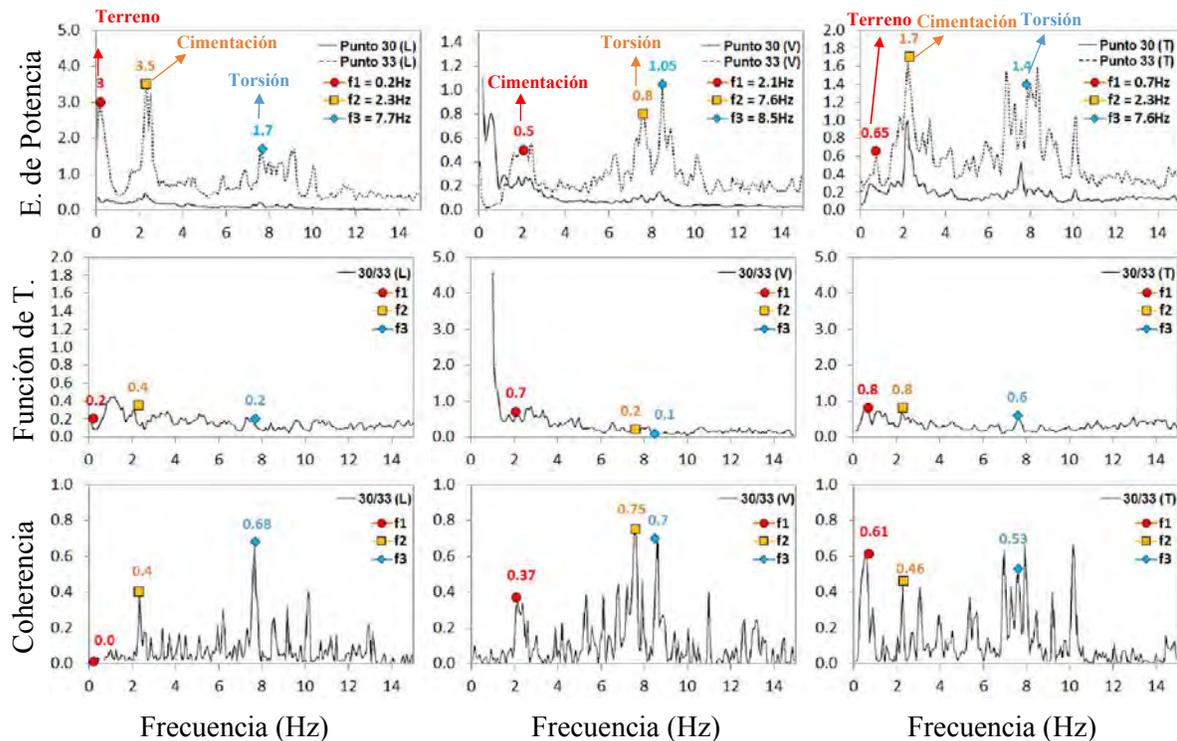


Figura 4.10. Resultados obtenidos en la torre Este en dirección transversal (modificado de CIRES, 1991)

#### 4.7. EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Se realizaron mediciones simultáneas en la base de la estructura y en el terreno para evaluar los efectos de la interacción cinemática suelo estructura (ISE). Para ello se colocó un aparato en la planta baja del crucero (punto 30) y otro aparato en el campo libre del terreno, a 30 m de distancia de la fachada Este (punto 33). En los espectros de potencia se observa que la señal registrada en campo libre presenta amplitudes mayores que la señal registrada en la estructura, en las tres direcciones. Esto también se refleja en la función de transferencia 30/33 porque los valores son menores a 1.0 (Fig. 4.11). De acuerdo con Meli y Sánchez (2001), el efecto ISE consiste en que las ondas de vibración del terreno reducen su amplitud y son filtradas cuando atraviesan la base de la Catedral por ser un cuerpo masivo y rígido.

En los espectros se detecta una frecuencia fundamental de vibración del terreno de 0.2 Hz en la dirección longitudinal y de 0.7 Hz en la dirección transversal. Para la dirección vertical no resulta tan claro cuál es la frecuencia fundamental. En los espectros hay un segundo pico para la frecuencia de 2.3 Hz que, indudablemente, corresponde al modo fundamental de vibración de la cimentación cuyo valor coincide con la frecuencia asociada al movimiento de la cubierta. Dentro del rango de frecuencias entre 7 y 8 Hz no se ve un pico claramente definido pero, con base en los resultados anteriores, la amplificación espectral en este rango de frecuencias se puede adjudicar los efectos de torsión (sección 4.4).



SÓTANO CENTRO Y TERRENO CAMPO LIBRE (L, T y V)

Figura 4.11. Resultados obtenidos en el terreno en las direcciones L, T y V (modificado de CIRES, 1991)

## CAPÍTULO V

### REGISTROS ACELEROGRÁFICOS DEL MONITOREO SÍSMICO

*“Temblad ante su presencia, toda la tierra;  
ciertamente el mundo está bien afirmado, será incommovible.  
Alégrense los cielos y regocíjese la tierra;  
y digan entre las naciones: El Señor reina.  
Ruja el mar y cuanto contiene;  
regocíjese el campo y todo lo que en él hay.  
Entonces los árboles del bosque cantarán con gozo delante del Señor;  
porque viene a juzgar la tierra.  
Dad gracias al Señor, porque Él es bueno;  
porque para siempre es su misericordia.  
Entonces decid: Sálvanos, oh Dios de nuestra salvación,  
y júntanos y libranos de las naciones,  
para que demos gracias a tu santo nombre,  
y nos gloriemos en tu alabanza.  
Bendito sea el Señor, Dios de Israel,  
desde la eternidad hasta la eternidad.”  
(1 Crónicas 16:30-36)*

## CAPÍTULO V

### REGISTROS ACELEROGRÁFICOS DEL MONITOREO SÍSMICO

En este capítulo se describe la sismicidad en la ciudad de México, las características de los sismos registrados por la red de monitoreo sísmico de la Catedral y los criterios para seleccionar los sismos que fueron analizados para determinar la respuesta dinámica de la misma.

#### 5.1. SISMICIDAD DE LA CIUDAD DE MÉXICO

La ciudad de México está ubicada sobre una meseta volcánica, a unos 2,240 m sobre el nivel del mar, rodeada por sierras volcánicas, abanicos aluviales y llanuras. El depósito profundo tiene fallas y pliegues cuyas características estructurales influyen en la respuesta sísmica de la cuenca. La meseta se encuentra dentro de la faja volcánica transmexicana FVTM (Clemente *et al.*, 2014; Flores-Estrella *et al.*, 2007; Franco *et al.*, 2007; Gómez, 2011). En México interactúan cinco placas tectónicas y la mayor actividad sísmica se concentra en sus límites (Fig. 5.1): La placa Norteamericana, la placa del Pacífico, la placa del Caribe, la placa de Cocos y la placa de Rivera. En la costa suroeste del país se genera una zona de subducción, donde la placa de Norteamérica cabalga sobre la placa de Cocos. Esto ocurre porque generalmente las placas oceánicas son más densas que las placas continentales. La subducción en esta zona dio origen a la FVTM y a la trinchera mesoamericana (Fig. 5.2; Franco *et al.*, 2007; Gómez, 2011). Las principales fuentes sísmicas que afectan a la ciudad de México pueden clasificarse en cuatro grupos (Pardo y Suárez, 1995; Kostoglodov y Pacheco, 1999; Reinoso, 2007): 1) los sismos locales, se originan dentro de la cuenca ( $M \leq 5.5$ ), 2) los sismos corticales tipo Acambay, se originan fuera de la cuenca a una distancia aproximada de 100 km al Oeste de la ciudad (son superficiales con  $P \leq 35$  km,  $M \leq 7.0$ ), 3) los sismos de falla normal se producen por el rompimiento de la placa de Cocos ya subducida (son profundos  $P > 40$  km,  $M \leq 6.5$ ), 4) los sismos de subducción se originan en la costa con el Océano Pacífico desde el estado de Jalisco hasta el estado de Oaxaca (son superficiales con  $P \leq 40$  km  $M \leq 7.0$ ).

Los sismos de subducción y los sismos de falla normal son los que provocan mayor riesgo sísmico para la ciudad de México debido a su recurrencia (Fig. 5.3). Los *sismos de subducción* también son conocidos como *sismos interplaca* porque ocurren en la zona de contacto entre las placas. Estos sismos son someros (o superficiales) con una profundidad menor a 40 km. Los *sismos de falla normal* suelen ser de menor magnitud que los *sismos de subducción* con profundidades mayores a 40 km, sin embargo, también son peligrosos para la ciudad de México porque son más cercanos. Estos sismos también son conocidos como *sismos intraplaca* porque ocurren dentro de la placa ya subducida.

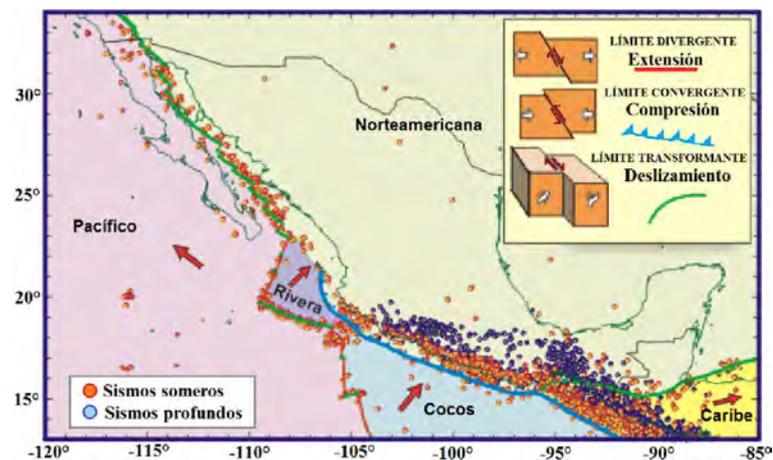


Figura 5.1. Placas tectónicas en México y tipos de límites (Kostoglodov y Pacheco, 1999)

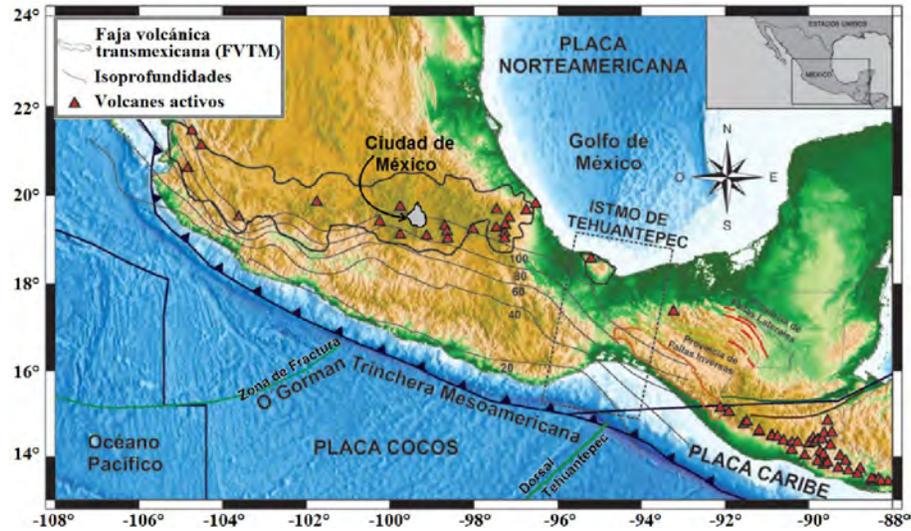


Figura 5.2. Características tectónicas de México (modificado de Córdoba et al., 2014)

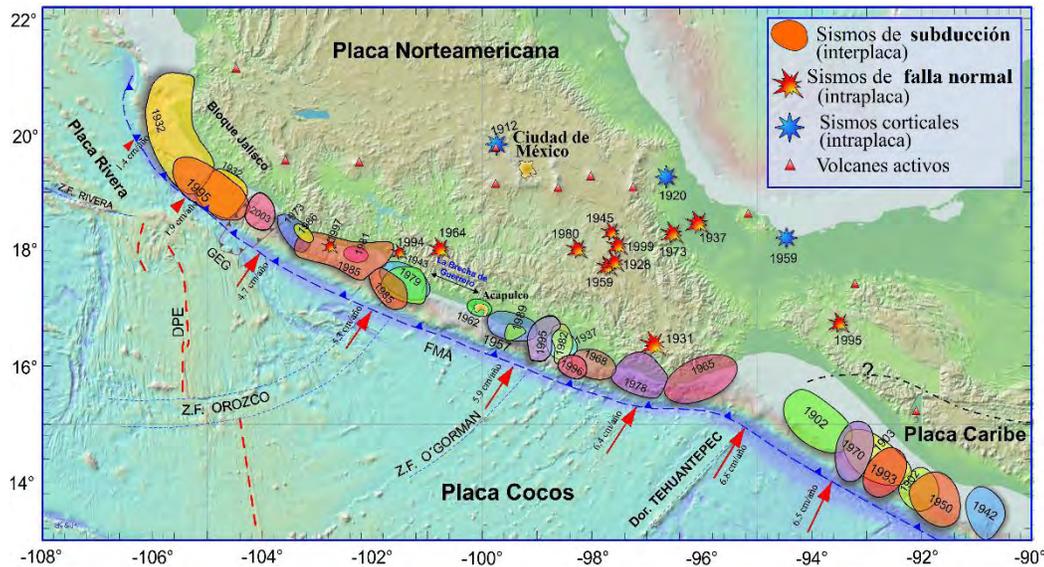


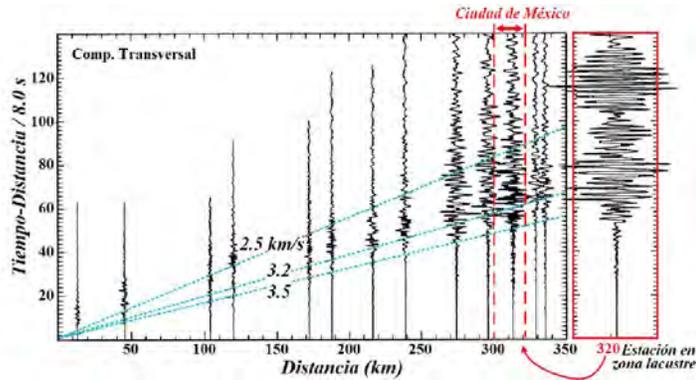
Figura 5.3. Sismos más importantes en México (modificado de Kostoglodov y Pacheco, 1999)

### 5.1.1. Propagación de ondas sísmicas

En esta sección se resaltan los aspectos más relevantes de la propagación de las ondas sísmicas con base en los estudios de diversos autores. (Campillo *et al.*, 1989; Ordaz y Singh, 2002; Furumura y Kenneth, 1998; Furumura y Singh, 2002). Para ello, se ejemplifica la propagación de ondas de dos eventos sísmicos: el sismo de Guerrero de 1995 (de subducción) y el de Oaxaca de 1999 (falla normal).

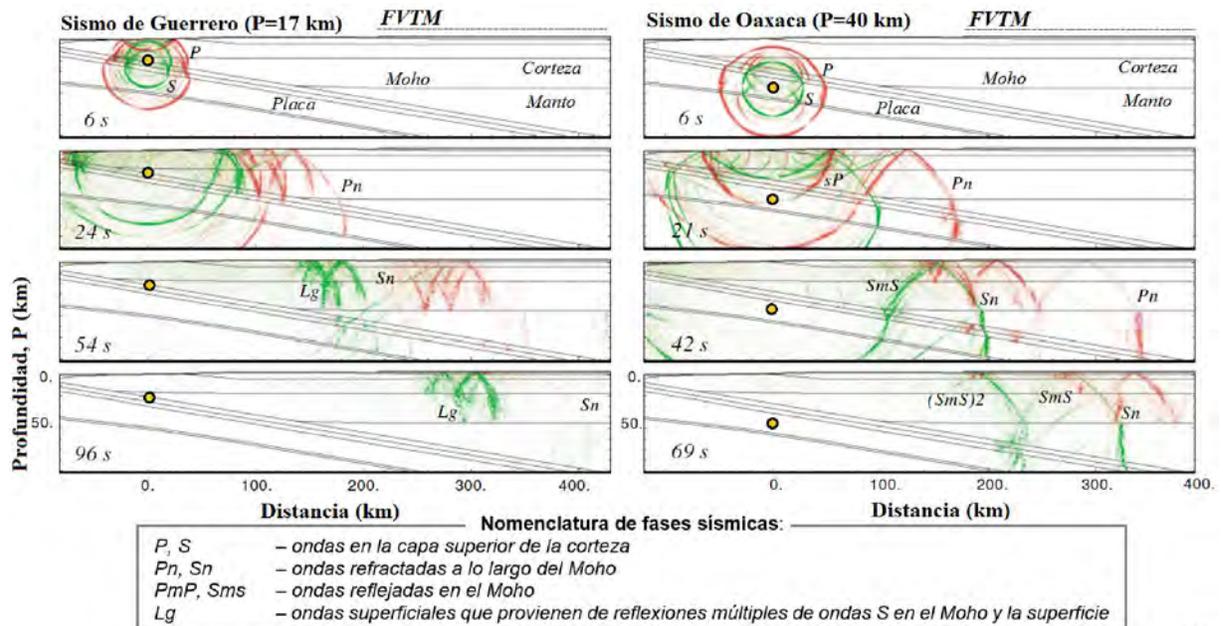
Se tienen registros del sismo de subducción de Guerrero en 1995 que se han caracterizado por grandes amplitudes de ondas *Lg* (ondas superficiales que provienen de reflexiones de las ondas de cuerpo S, o de corte). Estas ondas sísmicas viajan en grupos de velocidades que varían entre los 2.5 y 3.2 km/s y arriban con una pequeña amplitud de fase sísmica *Sn* (ondas refractadas a lo largo del manto superior, conocido como Moho). Al llegar a la ciudad de México, las ondas sísmicas se amplifican, tanto en terreno firme como en terreno blando, debido a los efectos de sitio (Fig. 5.4). Con el registro del sismo de falla normal de Oaxaca de 1999, la amplitud de las ondas *Lg* fue menor que la del sismo de subducción.

La causa principal es que gran parte de la energía de las ondas *S* se irradia dentro de la corteza terrestre, ya que estos eventos sísmicos suelen generarse en focos más profundos. Otro dato interesante es que las ondas sísmicas provenientes de una falla normal presentan frecuencias más altas para la fase *Sn* y amplitudes mayores para la reflexión ondas *SmS* (ondas reflejadas en el manto superior).



**Figura 5.4. Sismograma registrado por varias estaciones en terreno firme y una estación en terreno blando para el sismo de Guerrero en 1995 (modificado de Furumura y Kennett 1998)**

En la Figura 5.5 se muestran las fotografías instantáneas de la propagación de ondas *S* y *P* que se describe a continuación. Para el sismo de subducción se observa que la onda *S* (con un ángulo de incidencia mayor a  $35^\circ$ ) es reflejada completamente dentro de la corteza, la placa subducida de Cocos actúa como reflector. Después de 54 s se desarrolla un tren de ondas superficiales *Lg* y las reflexiones dan origen a las ondas *SmS*. Las ondas *Lg* viajan grandes distancias sin atenuación. Por otro lado, el sismo de falla normal tiene un patrón de ondas sísmicas completamente diferente. Las ondas *S* (con un ángulo de incidencia de  $10^\circ$ ) chocan con la superficie a una distancia de 30 km y ocasionan grandes oscilaciones ahí. El pequeño ángulo de incidencia debilita las reflexiones de las ondas y existe pérdida de energía a través del manto.



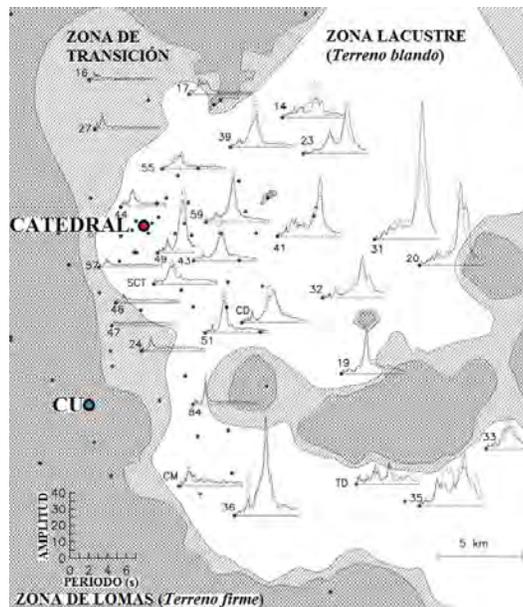
**Figura 5.5. Fotos instantáneas de la propagación de ondas para el sismo de subducción en Guerrero y para el sismo de falla normal en Oaxaca, las ondas *P* se muestran en rojo y las ondas *S* en verde (modificado de Furumura y Singh 2002; Hjörleifsdóttir, 2013)**

### 5.1.2. Efectos de sitio

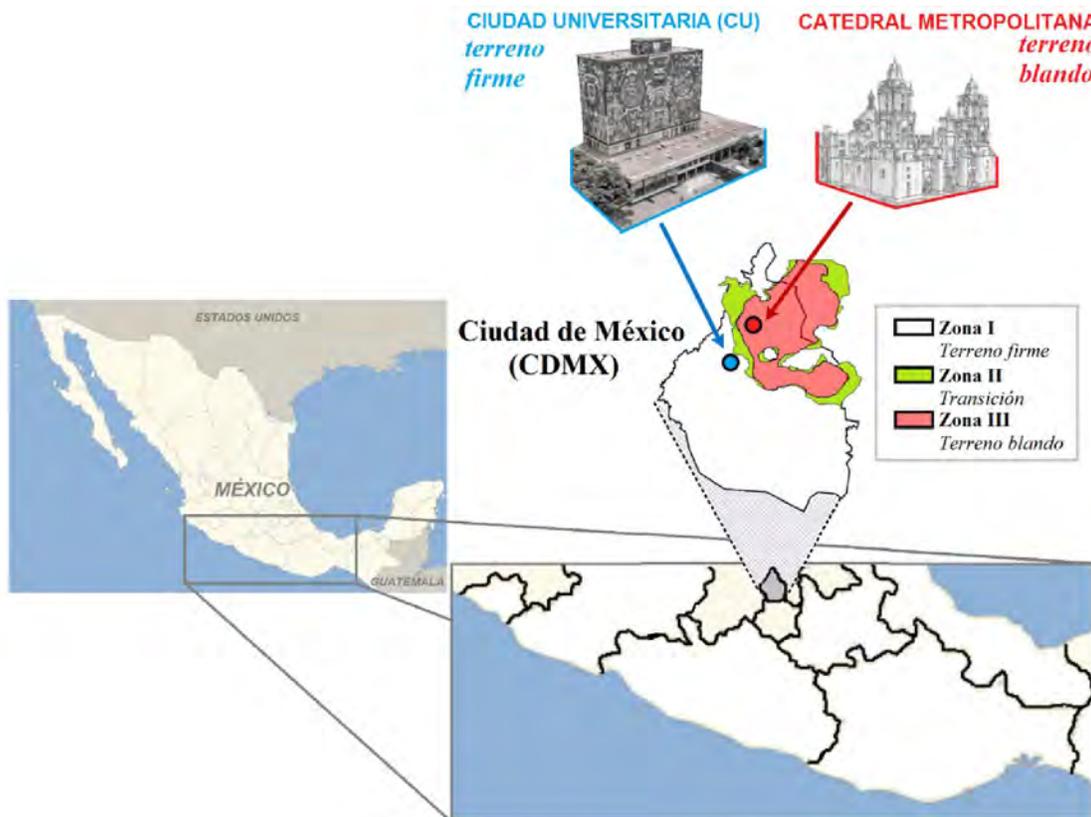
Se conoce como efecto de sitio a la respuesta sísmica del terreno con características diferentes en amplitud, duración o contenido de frecuencias de un área con respecto al entorno regional. Este efecto se da en función de las características geométricas de los cuerpos geológicos (topografía del basamento, espesor y distribución de los estratos) y de los parámetros mecánicos de los materiales (velocidad de las ondas sísmicas, densidad, amortiguamientos). Cuando ocurre un sismo, las ondas sísmicas viajan en todas direcciones y sufren una atenuación a lo largo de su trayectoria. Se ha observado una peculiaridad en la ciudad de México, los efectos de sitio ocasionan que las ondas sísmicas se amplifiquen a su llegada (Clemente-Chávez *et al.*, 2014; Flores-Estrella *et al.*, 2005; Furumura y Singh, 2002; García *et al.*, 2005; García, 2007; Gurler *et al.*, 2000; Ordaz y Singh, 1992; Ordaz y Reyes, 1999; Reinoso, 2007; Reinoso y Ordaz, 1999). En la Figura 5.4 se puede observar este efecto e incluso es evidente como la amplificación no sólo se presenta en el terreno blando sino también en el terreno firme.

En el terreno firme el efecto de sitio ocurre debido a su topografía superficial (Reinoso, 2007). Se atribuye la amplificación de ondas en las superficies convexas (la cima de los cerros) y la deamplificación en las zonas cóncavas (las faldas de los cerros). En lo que se refiere al terreno blando, se ha verificado la amplificación del movimiento en áreas sedimentarias geológicamente recientes, generalmente compuestas por materiales altamente compresibles como limos, arenas y arcillas. La amplificación se atribuye al entrampamiento de ondas por las características dinámicas de los depósitos superficiales, en contraste con la roca basal (Reinoso, 2007). La baja velocidad de las ondas de corte en la formación de arcilla superior (entre 35 y 100 m/s) atrapa a las ondas sísmicas que viajan a través de ésta (CENAPRED, 1999; Singh *et al.*, 2014). Otro efecto de sitio es la resonancia de algunos estratos sedimentarios que provocan la extensión de la coda, que es la parte final del registro sísmico (Shapiro *et al.*, 2002).

Los efectos de sitio se pueden evaluar de forma experimental con la observación instrumental y la metodología consiste en comparar los espectros de sitios muy cercanos. La estación que sirve como punto de referencia debe estar libre del efecto de sitio, para tal fin, es común elegir una zona rocosa. El efecto de sitio puede ser estimado calculando el cociente de espectros de Fourier suelo blando/firme (CENAPRED, 1999). En este documento se utiliza la estación colocada en Ciudad Universitaria (CU) como punto de referencia en terreno firme (Fig. 5.7) porque se conocen los cocientes de numerosos sitios del valle de México con respecto a esta estación (Fig. 5.6; Rosenblueth *et al.*, 1989; Singh *et al.*, 1988).



**Figura 5.6. Cocientes del espectro de Fourier de algunas estaciones en la zona lacustre y la zona de transición con respecto a la estación de CU (modificado de Reinoso, 2007)**



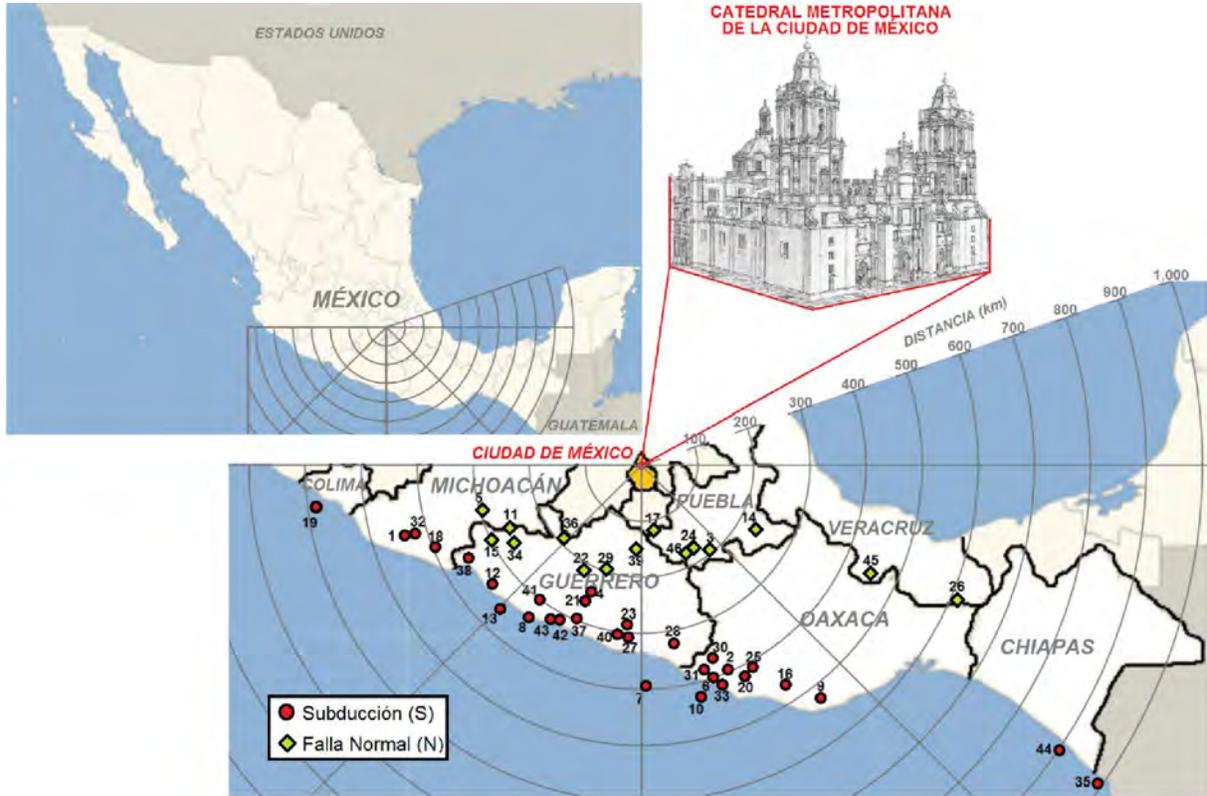
**Figura 5.7. Zonificación sísmica de la ciudad de México, de acuerdo con las NTC-S (2004) y ubicación de las estaciones en el terreno blando de la Catedral Metropolitana y en el terreno firme de CU**

### 5.1.3. Catálogo de registros sísmicos en la Catedral Metropolitana de la ciudad de México

Hasta el año 2015 la red de monitoreo sísmico de la Catedral Metropolitana ha registrado 46 eventos sísmicos desde su instalación en 1996. Los primeros 15 eventos, desde enero de 1997 hasta junio de 1999, fueron analizados y estudiados por Rivera (2000). Posteriormente Orozco (2005) estudió los mismos eventos y cuatro eventos más, hasta enero de 2003. La Figura 5.8 muestra un mapa con la ubicación de todos los eventos registrados y la Tabla 7 presenta las características de cada, tales como: fecha, hora (GMT, Greenwich Meridian Time), coordenadas, magnitud, profundidad focal, distancia (medida desde la Catedral hasta el sismo) y epicentro. El primer registro del catálogo corresponde al sismo de la costa de Colima del 11 de enero de 1997 y el más reciente corresponde al sismo de Puebla del 20 de marzo de 2015. Los eventos sísmicos registrados difieren en magnitud, siendo el de menor magnitud el de Puebla del 3 de abril de 1997 con una magnitud  $M=5.0$  y el de mayor magnitud, el sismo de Oaxaca el 20 de marzo del 2012 con una magnitud  $M=7.4$ . También se ha podido observar que el radio de captación de señales es bastante amplio si se trata de sismos de gran magnitud, tal es el caso del sismo de la costa de Guatemala del 7 de noviembre del 2012 de magnitud  $M=7.3$  que se encuentra a 984 km de distancia de la Catedral o el sismo de la costa de Chiapas del 7 de julio del 2014 que se encuentra a 881 km de distancia. Mientras que el sismo más cercano registrado es el de Puebla del 21 de julio del 2000 de magnitud  $M=6.0$ , cuyo epicentro se encuentra a 115 km de distancia.

**Tabla 7. Sismos registrados por la red de monitoreo sísmico (RMS) de la Catedral Metropolitana**

	Fecha	Hora (GMT)	Lat. (N)	Long. (W)	Magnitud Mc	Prof. (km)	Distancia (km)	Localización del epicentro
1	11/01/1997	20:28:27	18.09	102.86	7.3	18	405	Costa de Michoacán
2	21/01/1997	21:19:58	16.24	98.29	5.6	18	354	Costa de Oaxaca
3	03/04/1997	21:22:28	17.98	98.38	5.0	30	172	Puebla, cerca de Guerrero-Oaxaca
4	08/05/1997	15:58:27	17.26	100.38	5.1	12	243	Costa de Guerrero
5	22/05/1997	07:50:53	18.43	101.79	5.9	59	273	Michoacán-Guerrero, Río Balsas inferior
6	19/07/1997	14:22:04	16.22	98.31	6.5	5	357	Costa de Oaxaca-Guerrero
7	16/12/1997	11:48:29	15.86	99.16	6.0	16	369	Pacífico, cerca de la costa de Guerrero-Oax.
8	22/12/1997	05:22:07	17.25	100.9	5.6	5	310	Costa de Guerrero
9	03/02/1998	03:02:01	15.74	96.44	6.4	33	495	Oaxaca, cerca de la costa
10	05/03/1998	04:12:55	16.01	98.42	5.4	5	383	Pacífico, cerca de la costa de Guerrero-Oax.
11	20/04/1998	22:59:17	18.34	101.2	5.7	66	240	Límite entre Michoacán-Guerrero
12	09/05/1998	17:03:13	17.37	101.41	5.2	18	313	Costa de Guerrero
13	16/05/1998	17:41:52	17.21	101.4	5.2	14	322	Pacífico, cerca de la costa de Guerrero
14	15/06/1999	20:42:07	18.2	97.47	6.7	69	213	Puebla, cerca de Tehuacán
15	21/06/1999	17:43:05	18.09	101.78	5.8	54	282	Guerrero, Río Balsas inferior
16	30/09/1999	16:31:14	15.89	97.07	7.4	16	441	Oaxaca, cerca de Comitlán
17	21/07/2000	06:13:39	18.09	98.97	6.0	48	115	Puebla, cerca del límite Guerrero-Morelos
18	09/08/2000	11:41:47	17.94	102.71	7.0	16	378	Costa de Michoacán
19	22/01/2003	02:06:34	18.6	104.22	7.6	9	528	Pacífico, cerca de la costa de Colima
<i>Del evento 1 al 15 estudiados por Rivera (2000), del evento 1 al 19 estudiados por Orozco (2005)</i>								
20	14/06/2004	22:54:21	16.03	97.84	6.4	10	369	Oaxaca, cerca de Pinotepa Nacional
21	13/04/2007	05:42:22	17.09	100.44	6.3	41	261	Costa de Guerrero
22	28/04/2008	00:06:29	18.05	100.01	5.6	52	207	Guerrero, cerca de Ocotlán
23	27/04/2009	16:46:27	16.9	99.58	5.7	7	268	Costa de Guerrero, a 50 m de Acapulco
24	22/05/2009	19:24:18	18.13	98.4	5.7	45	163	Puebla, cerca de Chiautla
25	30/06/2010	07:22:27	16.22	98.03	6.0	8	365	Oaxaca, cerca de Pinotepa Nacional
26	07/04/2011	13:11:2	17.2	94.34	6.7	167	564	Veracruz, cerca de Oaxaca y Chiapas
27	26/04/2011	11:07:28	16.71	99.69	5.5	7	288	Costa de Guerrero, a 44 m de Acapulco
28	05/05/2011	13:24:07	16.61	98.91	5.5	11	298	Guerrero, cerca de Ometepe
29	11/12/2011	01:47:25	17.84	99.98	6.5	58	197	Guerrero, cerca de Tlacotepec
30	20/03/2012	18:02:47	16.42	98.36	7.4	16	339	Costa de Oaxaca
31	02/04/2012	17:36:42	16.27	98.47	6.0	10	347	Costa de Oaxaca
32	11/04/2012	22:55:10	17.9	103.06	6.4	16	398	Costa de Michoacán
33	13/04/2012	10:10:03	16.11	98.34	5.2	14	369	Costa de Oaxaca
34	01/05/2012	16:37:59	18.2	101.01	5.6	51	244	Guerrero, cerca de Santa Teresa
35	07/11/2012	16:35:51	14.08	92.32	7.3	16	984	Pacífico, cerca de la costa de Guatemala
36	15/11/2012	09:20:22	18.17	100.52	6.1	40	178	Guerrero, cerca del Edo. de México
37	05/04/2013	01:58:48	17.08	100.82	5.3	17	286	Costa de Guerrero
38	22/04/2013	01:16:34	17.87	102.19	5.8	10	326	Guerrero, cerca de Lázaro Cárdenas (Mich.)
39	16/06/2013	05:19:03	18.04	99.25	5.8	60	142	Guerrero, cerca del límite Morelos-Puebla
40	21/08/2013	12:38:30	16.79	99.56	6.0	20	290	Costa de Guerrero, a 38 m de Acapulco
41	18/04/2014	14:27:23	17.18	101.19	7.2	10	297	Costa de Guerrero
42	08/05/2014	17:00:16	17.11	100.87	6.4	17	297	Costa de Guerrero
43	10/05/2014	07:36:01	17.06	100.95	6.1	12	303	Costa de Guerrero
44	07/07/2014	11:23:58	14.75	92.63	6.9	60	881	Pacífico, cerca de la costa de Chiapas
45	29/07/2014	10:46:14	17.7	95.63	6.4	117	415	Veracruz, cerca de Tuxtepec (Oaxaca)
46	20/03/2015	22:30:08	17.96	98.58	5.4	61	168	Puebla, cerca del límite Guerrero-Oaxaca



**Figura 5.8. Sismos registrados por la red de monitoreo sísmico de la Catedral Metropolitana (desde enero de 1997 hasta marzo de 2015)**

*Se muestra la distancia medida desde la Catedral (con círculos concéntricos separados cada 100 km)*

#### 5.1.4. Aceleraciones máximas en todas las estaciones de registro

Usualmente sólo se emplea la aceleración máxima del terreno (PGA) para poder identificar la energía de entrada del terreno hacia la estructura en cuestión y así poder diferenciar entre un sismo y otro. Sin embargo, en esta sección se incluyen las aceleraciones máximas registradas en todas las estaciones de la RMS de la Catedral Metropolitana para poder observar la amplificación del movimiento (Tabla 8). Los registros en las estaciones se dividieron en cuatro grupos: terreno (CL), cimentación (SC, SN, SS), cubierta (AC, AN, AS, AW) y torre oeste (TB, TA). Es importante mencionar que los valores de  $a_{\text{máx}}$  presentados en esta sección fueron tomados directamente del archivo original de los registros, sin ser procesados (sin corrección de línea base ni filtro). También, se clasifican los sismos de acuerdo con su mecanismo focal. Se consideraron como **sismos de subducción** aquellos sismos costeros con profundidades  $P < 41$  km (con excepción del sismo del 07/07/2014 con  $P = 60$  km cuyo epicentro está en el Océano Pacífico). La distancia epicentral para estos sismos, medida desde la Catedral, varía desde 243 km hasta 984 km. En cambio, los **sismos de falla normal** tienen profundidades  $P > 40$  km (con excepción del sismo de 03/04/1997 con  $P = 30$  cuyo epicentro está en Puebla). Las distancias de estos sismos van desde los 115 km hasta 282 km (con excepción de los dos sismos de Veracruz: el de 29/07/2014 y el de 07/04/2011 que se encuentran a 415 y 564 km, respectivamente). De los 46 sismos registrados, 16 son de **falla normal** y 30 de **subducción**. Como se mencionó en la sección 2.6.1 la red contaba inicialmente con 8 aparatos (desde 1996 hasta 1999) y el arreglo de los puntos de medición se ha modificado con el paso del tiempo. Por tal motivo, algunos sismos no cuentan con registro en todas las estaciones. A partir del sismo de 15/11/2012 sólo se cuenta con el registro de 5 estaciones (CL, SC, AC, AW y TB).

**Tabla 8 (1 de 3). Aceleraciones máximas (Gal o cm/s<sup>2</sup>) registradas en las estaciones de la Catedral durante todos los eventos sísmicos**

Fecha	Magnitud	Tipo	Orientación	CL	SC	SN	SS	AC	AN	AS	AW	TB	TA	
1	11/01/1997	7.3	Subducción	N-S	14.84	12.64	12.40	12.69	14.99	14.31	17.48	13.46	-	-
				V	-5.75	-3.81	-3.54	-4.08	4.74	-3.72	-4.37	4.89	-	-
				E-W	-14.21	12.47	12.15	12.54	15.89	13.65	15.43	18.09	-	-
2	21/01/1997	5.6	Subducción	N-S	1.33	1.02	1.03	1.12	1.84	1.68	2.46	1.37	-	-
				V	-0.99	-0.55	0.64	-0.86	-0.75	0.60	-0.90	-0.74	-	-
				E-W	-1.27	-1.05	-0.97	1.08	-2.13	-1.37	-1.99	-2.55	-	-
3	03/04/1997	4.8	Falla normal	N-S	-0.66	-0.58	-0.58	-0.62	-0.79	-1.85	-1.19	1.20	-	-
				V	0.87	0.61	-0.95	-0.54	3.92	-1.63	-0.79	-1.13	-	-
				E-W	0.72	0.55	0.51	0.54	0.88	1.11	0.99	-3.83	-	-
4	08/05/1997	5.1	Subducción	N-S	0.99	0.67	0.62	0.68	-1.08	-1.02	-1.64	0.98	-	-
				V	1.15	0.53	0.62	0.44	1.19	0.76	0.53	0.62	-	-
				E-W	0.93	-0.67	0.74	0.68	1.50	-1.05	1.00	2.17	-	-
5	22/05/1997	5.9	Falla normal	N-S	3.86	-2.78	-2.71	-2.76	-3.67	3.45	-6.02	3.56	-	-
				V	2.09	1.86	1.92	1.91	2.73	2.22	2.05	1.81	-	-
				E-W	4.12	3.69	-3.72	3.90	-5.41	4.57	4.90	6.50	-	-
6	19/07/1997	6.5	Subducción	N-S	-2.01	-1.88	-1.89	-1.91	-2.09	-2.05	-2.37	-1.99	-	-
				V	-1.91	0.56	-0.56	0.59	0.64	0.52	0.65	0.72	-	-
				E-W	1.86	-1.40	-1.54	1.40	-1.81	-1.68	-1.88	-2.03	-	-
7	16/12/1997	6	Subducción	N-S	-1.48	1.21	1.16	-	-1.54	1.44	-1.94	-1.51	-2.39	-
				V	-1.11	-0.68	0.74	-	0.79	-0.75	0.91	0.73	1.17	-
				E-W	-1.35	1.12	1.42	-	1.56	1.67	-1.44	1.67	-1.95	-
8	22/12/1997	5.6	Subducción	N-S	1.91	1.54	1.57	-	2.03	1.97	-2.31	1.94	1.84	-
				V	1.28	-0.77	-0.65	-	1.06	-0.93	-0.64	-0.88	-0.77	-
				E-W	1.23	1.17	1.16	-	2.06	1.43	1.54	2.69	2.04	-
9	03/02/1998	6.4	Subducción	N-S	2.51	-1.99	-1.97	-	2.78	2.54	3.03	-2.33	-2.56	-
				V	1.59	-0.89	-1.04	-	0.94	-0.96	-0.99	0.89	1.20	-
				E-W	-2.21	-1.84	-2.05	-	2.52	-2.28	-2.54	3.02	-3.16	-
10	05/03/1998	5.4	Subducción	N-S	0.87	-	-	-	0.86	0.93	-1.14	0.85	1.20	3.61
				V	0.56	-	-	-	0.38	0.42	0.36	0.34	0.52	0.37
				E-W	0.83	-	-	-	1.16	0.71	1.08	-1.40	1.44	5.21
11	20/04/1998	5.7	Falla normal	N-S	2.87	1.77	-	-	2.87	2.57	4.09	2.59	-3.71	14.26
				V	2.04	-1.48	-	-	-2.47	-1.68	-1.56	-1.54	-1.63	-1.95
				E-W	1.68	1.48	-	-	3.10	2.32	3.70	3.45	4.61	-16.23
12	9/05/1998	5.2	Subducción	N-S	-0.73	-0.47	-	-	-0.99	-0.84	1.52	-0.82	0.99	4.01
				V	0.81	0.46	-	-	0.77	0.50	-0.49	-0.57	-0.57	-0.62
				E-W	-1.00	-0.48	-	-	1.11	0.76	-1.19	1.59	-1.06	2.84
13	16/05/1998	5.2	Subducción	N-S	0.94	-0.71	-	-	1.18	1.09	1.87	1.03	1.23	4.33
				V	0.60	0.37	-	-	0.60	-0.44	0.54	0.49	0.53	0.63
				E-W	0.77	-0.77	-	-	-1.14	-0.95	-1.04	1.51	-1.24	-4.22
14	15/06/1999	6.7	Falla normal	N-S	-	-	-	-	26.06	-	-	-	25.30	-
				V	-	-	-	-	15.61	-	-	-	-8.15	-
				E-W	-	-	-	-	30.20	-	-	-	-25.84	-
15	21/06/1999	5.8	Falla normal	V	-	-	-	-	2.24	-	-	-	1.84	-1.87
				N-S	-	-	-	-	-4.86	-	-	-	-4.63	19.82
				E-W	-	-	-	-	6.99	-	-	-	-5.53	18.92

**Tabla 8 (2 de 3). Aceleraciones máximas (Gal o cm/s<sup>2</sup>) registradas en las estaciones de la Catedral durante todos los eventos sísmicos**

Fecha	Magnitud	Tipo	Orientación	CL	SC	SN	SS	AC	AN	AS	AW	TB	TA	
16	30/09/1999	7.4	Subducción	N-S	-	-13.84	-	-	-18.27	-	-	-	-	
				V	-	6.57	-	-	-7.41	-	-	-	-	
				E-W	-	-12.23	-	-	-23.87	-	-	-	-	
17	21/07/2000	6	Falla normal	V	10.16	-6.42	-	-	-7.15	-	-	5.26	7.32	
				N-S	8.35	-5.93	-	-	-18.29	-	-	-	11.61	38.28
				E-W	7.84	-5.03	-	-	22.50	-	-	-	-7.54	-28.44
18	09/08/2000	7	Subducción	N-S	-8.64	-8.91	-	-	-11.03	-	-	-11.40	18.22	
				V	3.09	-4.03	-	-	-3.62	-	-	-	-14.42	-3.90
				E-W	-11.36	-11.22	-	-	-12.71	-	-	-	-3.35	-38.80
19	22/01/2003	7.6	Subducción	N-S	-15.34	-13.88	-	-	-17.92	-	-	-15.90	-15.83	23.76
				V	3.90	3.95	-	-	3.61	-	-	3.95	3.73	4.57
				E-W	-16.59	-15.37	-	-	-17.67	-	-	-17.48	-18.68	-34.64
20	14/06/2004	6.4	Subducción	N-S	-3.13	-2.84	-	-	-3.99	-	-	-3.95	-4.01	-
				V	1.47	1.50	-	-	-1.96	-	-	-1.57	-1.48	-
				E-W	-4.67	-3.85	-	-	-5.29	-	-	-5.12	4.75	-
21	13/04/2007	6.3	Falla normal	N-S	-	6.65	-	-	12.61	-	-	11.00	-9.80	31.12
				V	-	3.27	-	-	-4.03	-	-	3.32	3.72	3.94
				E-W	-	-5.25	-	-	-18.48	-	-	-20.80	-9.36	-42.65
22	28/04/2008	5.6	Falla normal	N-S	-2.55	-	-	-	6.74	-	-	4.65	3.73	16.46
				V	-3.31	-	-	-	-4.37	-	-	-3.60	-3.25	-3.64
				E-W	2.73	-	-	-	-7.66	-	-	-9.64	4.76	18.67
23	27/04/2009	5.7	Subducción	N-S	-2.83	-2.54	-	-	-8.01	-	-	-5.68	-4.59	-
				V	2.46	-1.99	-	-	-2.30	-	-	-1.96	-2.00	-
				E-W	-3.78	-3.30	-	-	-7.81	-	-	-9.68	-6.37	-
24	22/05/2009	5.7	Falla normal	N-S	-6.69	8.02	-	-	-23.23	-	-	-19.69	-13.07	45.39
				V	-14.69	-9.10	-	-	10.82	-	-	-9.69	5.99	8.88
				E-W	-13.36	-7.92	-	-	31.50	-	-	42.02	13.36	41.28
25	30/06/2010	6	Subducción	N-S	3.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				V	2.23	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	5.84	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26	07/04/2011	6.7	Falla normal	N-S	-1.29	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				V	1.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27	26/04/2011	5.5	Subducción	V	-1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				N-S	1.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	1.06	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28	5/05/2011	5.5	Subducción	N-S	-1.89	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				V	1.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	-1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	11/12/2011	6.5	Falla normal	N-S	-10.38	-10.99	-	-	-36.89	-	-	-25.63	-17.98	-
				V	-13.92	-9.32	-	-	-30.96	-	-	-18.92	-13.31	-
				E-W	-13.86	9.94	-	-	24.92	-	-	26.08	13.53	-
30	20/03/2012	7.4	Subducción	N-S	21.36	-	-	-	-35.09	-	-	-26.48	29.15	-
				V	14.23	-	-	-	14.58	-	-	10.27	9.99	-
				E-W	-23.50	-	-	-	-30.72	-	-	29.94	-35.76	-

**Tabla 8 (3 de 3). Aceleraciones máximas (Gal o cm/s<sup>2</sup>) registradas en las estaciones de la Catedral durante todos los eventos sísmicos**

Fecha	Magnitud	Tipo	Orientación	CL	SC	SN	SS	AC	AN	AS	AW	TB	TA
31	02/04/2012	6	Subducción	N-S	-3.09	-	-	7.50	-	-	-	-	-
				V	2.53	-	-	2.74	-	-	-	-	-
				E-W	4.86	-	-	-8.43	-	-	-	-	-
32	11/04/2012	6.4	Subducción	N-S	4.05	-	-	-	-	-	4.77	-	-
				V	1.79	-	-	-	-	-	1.74	-	-
				E-W	4.71	-	-	-	-	-	6.97	-	-
33	13/04/2012	5.2	Subducción	N-S	1.22	-	-	-	-	-	-	-	-
				V	-0.78	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	1.54	-	-	-	-	-	-	-	-
34	01/05/2012	5.6	Falla normal	N-S	1.67	-	-	-	-	-	-	-	-
				V	1.31	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	-1.69	-	-	-	-	-	-	-	-
35	07/11/2012	7.3	Subducción	N-S	1.85	-	-	-	-	-	-	-	-
				V	1.44	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	-2.31	-	-	-	-	-	-	-	-
36	15/11/2012	6.1	Falla normal	N-S	-3.40	-2.75	-	-11.01	-	-	-7.74	-6.91	-
				V	5.54	5.02	-	-6.47	-	-	6.39	5.41	-
				E-W	4.29	-4.19	-	-9.11	-	-	8.77	7.33	-
37	05/04/2013	5.3	Subducción	N-S	-1.21	-	-	-	-	-	-	-	-
				V	1.53	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	1.96	-	-	-	-	-	-	-	-
38	22/04/2013	5.8	Subducción	N-S	4.17	3.45	-	-4.40	-	-	-5.38	-5.11	-
				V	-1.96	1.88	-	1.93	-	-	1.50	1.61	-
				E-W	-4.12	3.10	-	4.44	-	-	5.65	5.10	-
39	16/06/2013	5.8	Falla normal	N-S	-11.11	-10.08	-	-24.88	-	-	14.01	19.88	-
				V	-10.46	-8.14	-	-16.15	-	-	9.70	-8.26	-
				E-W	10.85	-9.22	-	-22.77	-	-	25.50	-19.04	-
40	21/08/2013	6	Subducción	N-S	4.87	-0.95	-	1.93	-	-	6.64	-	-
				V	4.07	1.12	-	-2.46	-	-	-2.82	-	-
				E-W	7.69	-0.95	-	3.15	-	-	12.60	-	-
41	18/04/2014	7.2	Subducción	N-S	19.75	18.99	-	32.34	-	-	27.47	26.73	-
				V	14.54	-9.06	-	13.29	-	-	-9.48	-9.38	-
				E-W	-26.49	21.94	-	-30.29	-	-	32.62	28.43	-
42	08/05/2014	6.4	Subducción	N-S	-20.11	-19.98	-	31.43	-	-	22.66	-25.83	-
				V	-8.27	-6.97	-	-7.25	-	-	-7.12	6.67	-
				E-W	-17.79	14.15	-	22.65	-	-	24.86	23.89	-
43	10/05/2014	6.1	Subducción	N-S	5.84	-5.44	-	-10.20	-	-	7.99	7.14	-
				V	-2.76	-2.10	-	-3.71	-	-	2.89	-2.90	-
				E-W	6.47	-6.37	-	10.04	-	-	-11.12	-8.94	-
44	07/07/2014	6.9	Subducción	N-S	-2.50	-	-	-	-	-	-	-	-
				V	-0.87	-	-	-	-	-	-	-	-
				E-W	-2.01	-	-	-	-	-	-	-	-
45	29/07/2014	6.4	Falla normal	N-S	-1.43	-	-	-	-	-	-2.35	-	-
				V	1.70	-	-	-	-	-	-1.17	-	-
				E-W	-1.74	-	-	-	-	-	4.86	-	-
46	20/03/2015	5.4	Falla normal	N-S	-1.52	1.25	-	-7.27	-	-	-4.15	3.21	-
				V	-2.09	-1.81	-	3.52	-	-	-3.09	-1.50	-
				E-W	1.84	1.14	-	-5.25	-	-	-5.79	-2.18	-

## 5.2. SELECCIÓN DE LOS EVENTOS SÍSMICOS

Existe gran dispersión en los datos recopilados (Fig. 5.9). Dada su diversidad, fue necesario hacer una selección exhaustiva de los registros de la RMS de la Catedral con que se analizaría la respuesta sísmica de la estructura. A continuación se describen los criterios utilizados para este propósito.

### 5.2.1. Calidad del registro

El primer criterio a considerar fue verificar la calidad de todos los registros, se excluyeron aquellos que estuvieran incompletos o que presentaran anomalías durante el proceso de adquisición de datos. Para este paso fue necesario revisar todos los archivos de la base de adquisición de datos de la RMS de la Catedral. Para los eventos de 1997 a 1999 los archivos tienen un formato ASCII en donde todos los valores corresponden a la misma serie de tiempo. En este tipo de archivos no se da ninguna información adicional además de los valores de aceleración. Para los eventos posteriores a 1999, los archivos tienen el formato de archivo estándar de aceleración (ASA) en los que se incluyen datos de la estación, el acelerógrafo, el sismo, el registro, la calidad del registro y algunos comentarios.

### 5.2.2. Mecanismo de falla

Dependiendo de las características de cada evento sísmico (distancia epicentral y profundidad), éstos se clasificaron en dos categorías: sismos de subducción o sismos de falla normal.

### 5.2.3. Magnitud del sismo

Se consideraron los sismos de mayor magnitud de cada tipo, en el caso de los sismos de falla normal se tomaron en cuenta los sismos con magnitud  $5.6 < M < 6.5$  y para los de subducción  $6.0 < M < 7.6$ .

### 5.2.4. Aceleración máxima del terreno (PGA)

El último parámetro considerado para realizar la selección de los sismos fue la aceleración máxima del terreno (PGA), registrada en la estación de Campo Libre de la Catedral. De este modo, se seleccionaron siete eventos con el mayor valor de PGA por cada tipo de sismo (subducción o falla normal). Esto con el propósito de evaluar el comportamiento de la estructura ante las condiciones más críticas.

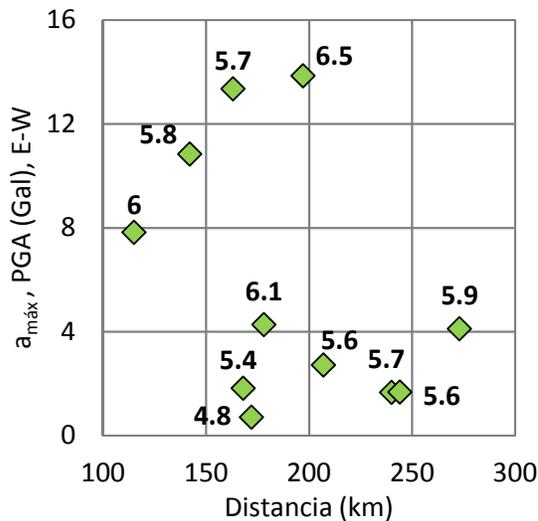
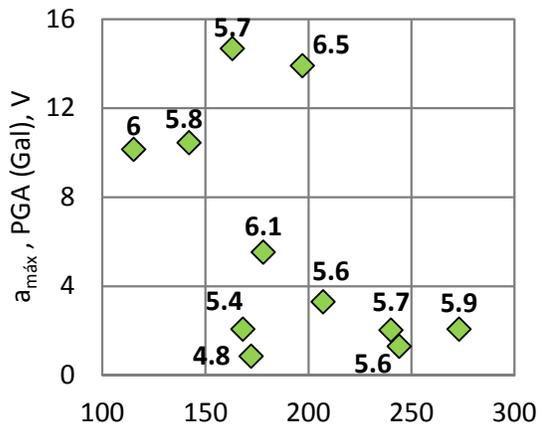
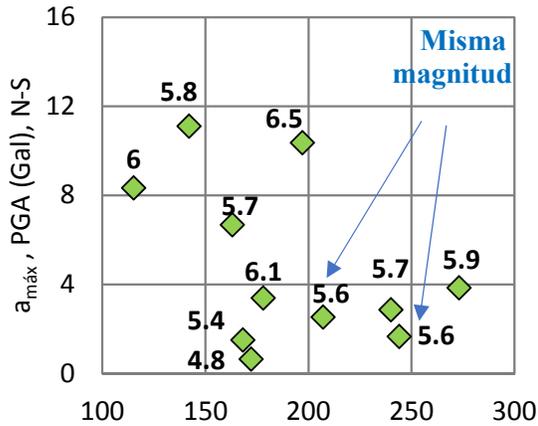
### 5.2.5. Sismos seleccionados

En las Tabla 9 y 10 se presentan las características de los sismos seleccionados de falla normal y de subducción, respectivamente. En las Figuras 5.10 y 5.11 se puede observar gráficamente uno de los efectos de sitio en la zona lacustre de la ciudad de México. En el cual la duración del movimiento se prolonga, comparado con sitios cercanos al epicentro.

Los sismos de falla normal corresponden a cinco eventos de Guerrero y dos de Puebla. Los sismos seleccionados presentan una profundidad focal de 45 a 66 km y magnitud que varía desde  $M=5.6$  hasta  $M=6.5$ . Aunque la magnitud de estos sismos es menor que en los eventos de subducción, el peligro de estos sismos se debe a su cercanía con la ciudad de México. La distancia epicentral (medida desde la Catedral hasta cada sismo) varía desde 115 hasta 240 km (Tabla 9, Fig. 5.10).

Los sismos de subducción seleccionados fueron siete: dos de Guerrero, dos de Michoacán, dos de Oaxaca y uno de Colima. Estos sismos presentan una profundidad focal de 8 a 20 km. A pesar de no ser tan cercanos, se ha demostrado que éstos también son una fuente del peligro sísmico que asecha a la ciudad de México. La distancia epicentral varía desde 290 hasta 528 km. La magnitud de estos sismos presenta valores que van desde  $M=6.0$  hasta  $M=7.6$  (Tabla 10, Fig. 5.11).

### SISMOS DE FALLA NORMAL



### SISMOS DE SUBDUCCIÓN

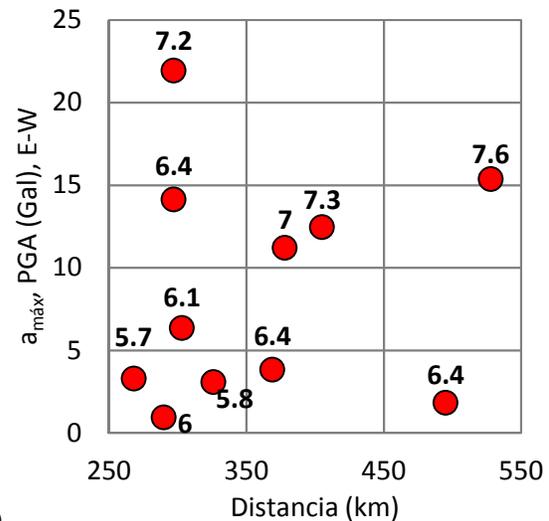
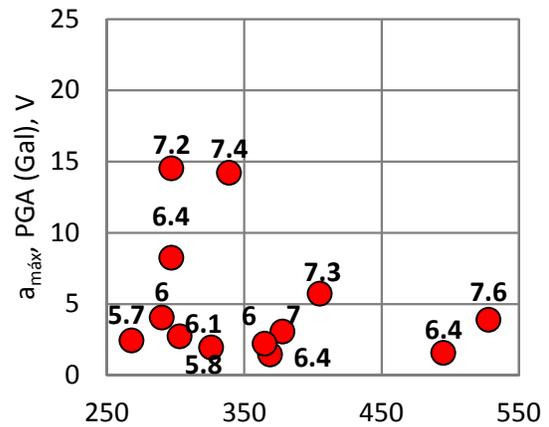
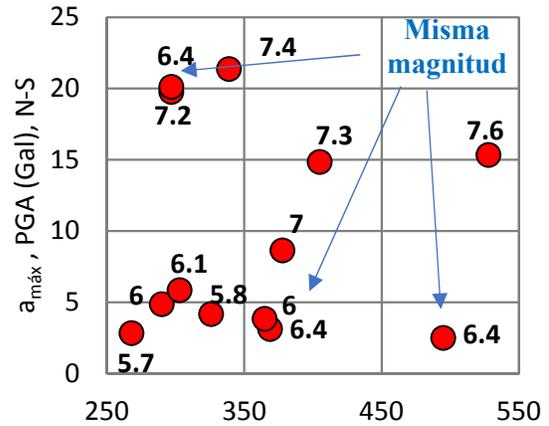


Figura 5.9. Relación entre la aceleración máxima del terreno (PGA) y la distancia epicentral medida desde la Catedral (en las gráficas se indica la magnitud de los sismos):  
a) sismos de falla normal, b) sismos de subducción

Tabla 9. Características de los sismos de falla normal seleccionados (PGA en Gal o  $\text{cm/s}^2$ )

Fecha	Estado	Magnitud	Profundidad focal P (km)	Distancia epicentral d (km)	PGA Cerca del epicentro			PGA en Catedral		
					N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
20/04/1998	Guerrero	5.7	66	240	20.87	9.28	16.17	2.87	1.93	1.65
21/07/2000	Puebla	6.0	48	115	9.86	6.76	14.08	8.34	10.17	7.86
28/04/2008	Guerrero	5.6	47	207	47.88	26.85	50.35	2.52	3.17	2.72
22/05/2009	Puebla	5.7	45	163	47.09	25.1	51.16	6.64	14.65	13.25
11/12/2011	Guerrero	6.5	58	197	136.74	53.25	189.82	10.37	13.14	13.82
15/11/2012	Guerrero	6.1	40	178	75.83	26.97	91.19	3.33	5.42	4.26
16/06/2013	Guerrero	5.8	60	142	114.85	57.98	142.92	11.05	10.36	10.77

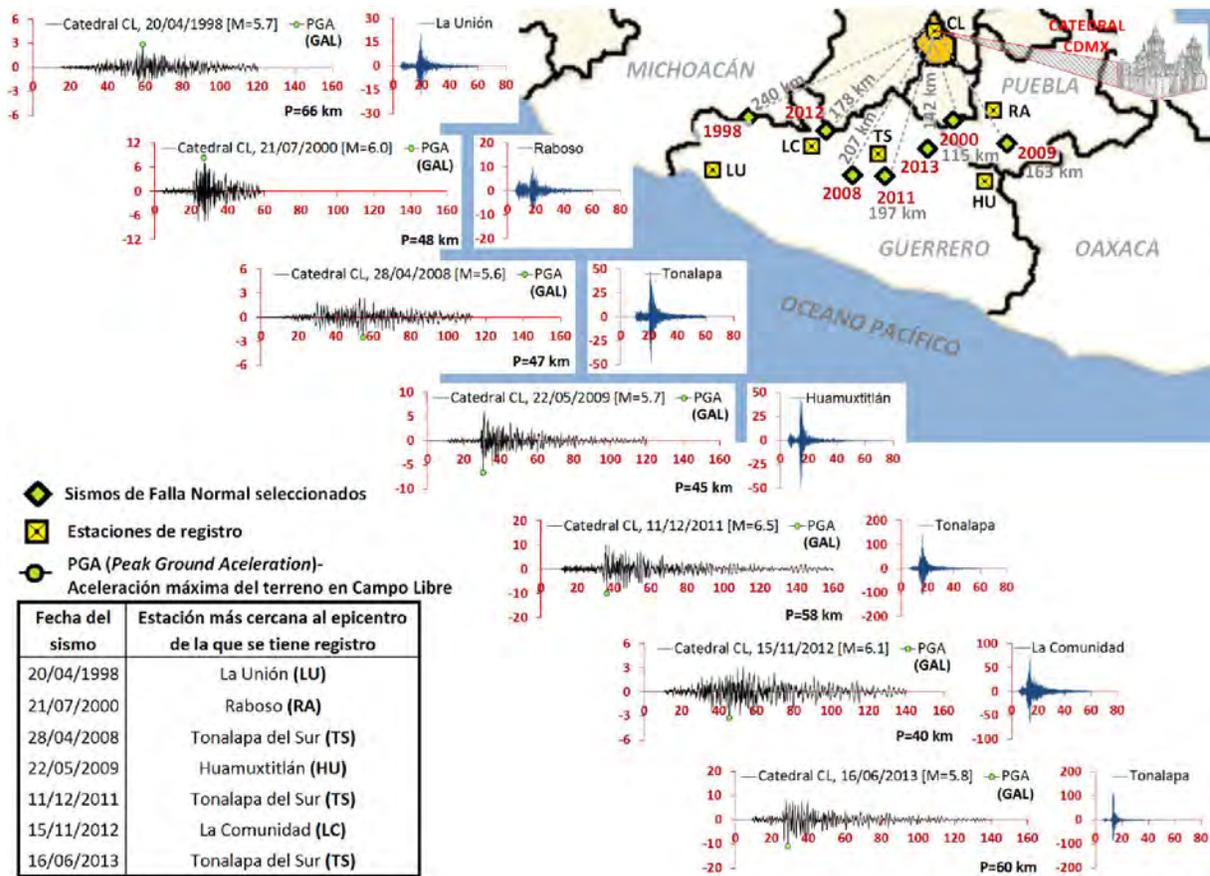


Figura 5.10. Comparación de los registros\* obtenidos en campo libre de estaciones cercanas al epicentro (LU, RA, TS, HU y LC) con respecto a los obtenidos en la estación campo libre de Catedral (CL) para cada uno de los sismos de falla normal seleccionados

\*Los registros presentados en la imagen corresponden a las mediciones en dirección E-W y las aceleraciones están escaladas para su representación gráfica

Tabla 10. Características de los sismos de subducción seleccionados (PGA en Gal o  $\text{cm/s}^2$ )

Fecha	Estado	Magnitud	Profundidad focal P (km)	Distancia epicentral d (km)	PGA Cerca del epicentro			PGA en Catedral		
					N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
11/01/1997	Michoacán	7.3	16	405	306.8	137.24	348.94	12.25	1.87	10.63
09/08/2000	Michoacán	7	16	378	78.2	69.6	128.22	8.64	3.13	11.34
22/01/2003	Colima	7.6	9	528	27.9	14.47	27.94	15.32	3.84	16.63
30/06/2010	Oaxaca	6	8	365	200.6	75.14	238.8	3.84	2.23	5.84
20/03/2012	Oaxaca	7.4	16	339	1,023.10	849.87	1,039.81	21	14.07	23.53
21/08/2013	Guerrero	6	20	290	241.1	209.83	331.63	4.86	4.01	7.6
18/04/2014	Guerrero	7.2	10	297	281.5	167.14	221.15	19.51	14.23	26.48

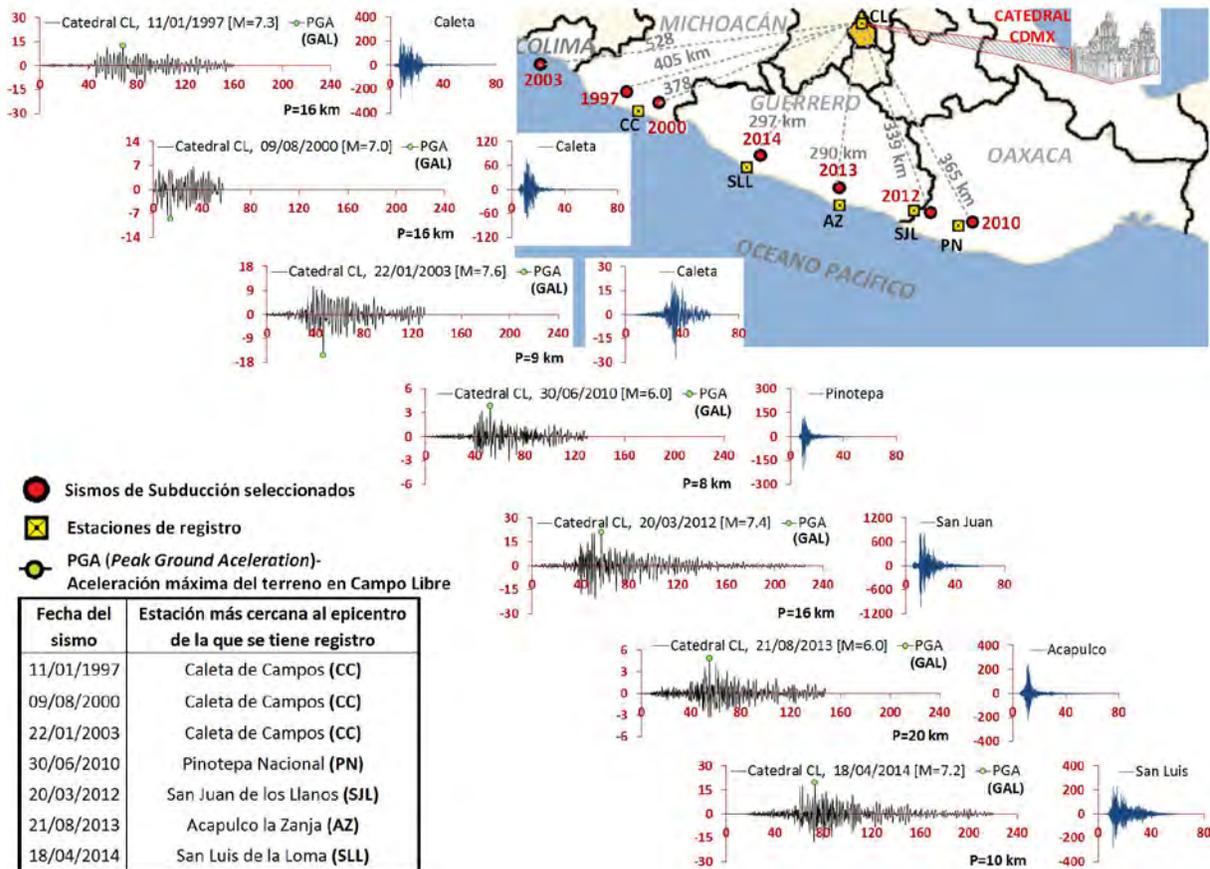


Figura 5.11. Comparación de los registros\* obtenidos en campo libre de estaciones cercanas al epicentro (CC, PN, SJL, AZ y SLL) con respecto a los obtenidos en la estación campo libre de Catedral (CL) para cada uno de los sismos de subducción seleccionados

\*Los registros presentados en la imagen corresponden a las mediciones en dirección E-W y las aceleraciones están escaladas para su representación gráfica



## CAPÍTULO VI

### MOVIMIENTO DEL TERRENO

*“Por tanto, cualquiera que oye estas palabras mías  
y las pone en práctica, será semejante a un  
hombre sabio que edificó su casa sobre la roca;  
y cayó la lluvia, vinieron los torrentes, soplaron los vientos  
y azotaron aquella casa; pero no se cayó,  
porque había sido fundada sobre la roca.  
Y todo el que oye estas palabras mías  
y no las pone en práctica, será semejante a un  
hombre insensato que edificó su casa sobre la arena;  
y cayó la lluvia, vinieron los torrentes, soplaron los vientos  
y azotaron aquella casa; y cayó, y grande fue su destrucción.”  
(Mateo 7:24-27)*

## CAPÍTULO VI

### MOVIMIENTO DEL TERRENO

En este capítulo se describe el comportamiento dinámico del terreno de la Catedral Metropolitana, el cual se caracteriza por ser un terreno blando de arcillas altamente compresibles. Para este propósito se emplearon los registros de la estación Campo Libre (CL) de la RMS de la Catedral y, como punto de referencia en terreno firme, la estación de Ciudad Universitaria (CU). Los registros de CU se tomaron de la base de datos de registros acelerográficos de la red sísmica mexicana (Pérez-Yáñez *et al*, 2014). Se incluyeron las historias de aceleración de los sismos de falla normal y de subducción en ambos tipos de terreno. En seguida se estudiaron las aceleraciones máximas en el terreno (*PGA*) y la intensidad de Arias para determinar los eventos sísmicos que tuvieron mayor severidad del movimiento. Después, se estudió la respuesta máxima en ambos tipos de terreno con los espectros de respuesta. Para finalizar, se presentan los espectros de Fourier y sus cocientes que dieron paso a la función de transferencia CL/CU con la cual se determinó el periodo dominante del terreno en cada evento sísmico.

#### 6.1. HISTORIAS DE ACELERACIÓN

En la Figura 6.1 se presentan las historias de aceleración de los sismos de falla normal seleccionados, tanto en el terreno blando de Catedral (CL) como en el terreno firme de Ciudad Universitaria (CU). En la dirección vertical, el valor de *PGA* en el terreno de Catedral fue mayor que en el terreno de CU, en todos los eventos de falla normal. Por otro lado, en las direcciones horizontales, el valor de *PGA* en el terreno de Catedral fue menor que en el terreno de CU para todos los sismos posteriores al proceso de subexcavación (exceptuando las mediciones E-W de los sismos de 28/04/2008 y 22/05/2009). Al superponer los registros de Ciudad Universitaria (CU) sobre los de Catedral (CL) fue evidente cómo las ondas superficiales en el terreno blando tuvieron una mayor amplitud que las ondas en el terreno firme en la dirección vertical (Fig. 6.1). Además de esta amplificación, se observó que las ondas superficiales en el terreno firme se atenuaron rápidamente, mientras que en el terreno blando su duración se prolongó.

En la Figura 6.2 se muestran las historias de aceleración de los sismos de subducción seleccionados. En estos registros el movimiento en el terreno de Catedral alcanzó mayores valores de *PGA* que en el terreno de CU en las tres direcciones. Para este tipo de sismos, la amplificación del movimiento del terreno blando con respecto al firme fue más evidente en las direcciones horizontales que en la dirección vertical.

En la Figura 6.3 se ejemplifican los dos tipos de sismos con un evento representativo por cada tipo. Para los sismos de falla normal se utilizó el evento del 11/12/2011 y para los sismos de subducción el evento del 18/04/2014. En el sismo de falla normal se obtuvieron mayores valores de *PGA* en el terreno firme que en el terreno blando en las direcciones horizontales (N-S y E-W). A pesar de que el valor máximo de aceleración fue mayor en el terreno firme, el tren de ondas superficiales decayó rápidamente. Por el contrario, en el terreno blando este tren de ondas se prolongó y la fase intensa del sismo tuvo una mayor duración que en el terreno firme. Por otro lado, en el sismo de subducción, los valores de *PGA* en el terreno blando fueron mayores que en el terreno firme para las tres direcciones y la fase intensa del sismo también tuvo una mayor duración en el terreno blando.

Para reconocer algunas peculiaridades de cada tipo de sismo, es pertinente retomar algunos conceptos acerca de la propagación de ondas (sección 5.1.1, Fig. 5.5). En los sismos de falla normal, las ondas de cuerpo *S* tienen un bajo ángulo de incidencia (menor a 30° medido desde la vertical). Esto genera dos fenómenos: el primero hace que las ondas *S* choquen con las superficies cercanas al epicentro y el segundo, produce una múltiple refracción dentro de la corteza que disipa la energía y reduce la amplitud de las ondas superficiales. En cambio, en los sismos de subducción las ondas de cuerpo *S* se reflejan dentro de la corteza sin sufrir tantas refracciones. Por lo tanto, no existe tanta disipación de energía y la amplitud de las ondas superficiales en este tipo de sismos suele ser mayor que en los de falla normal.

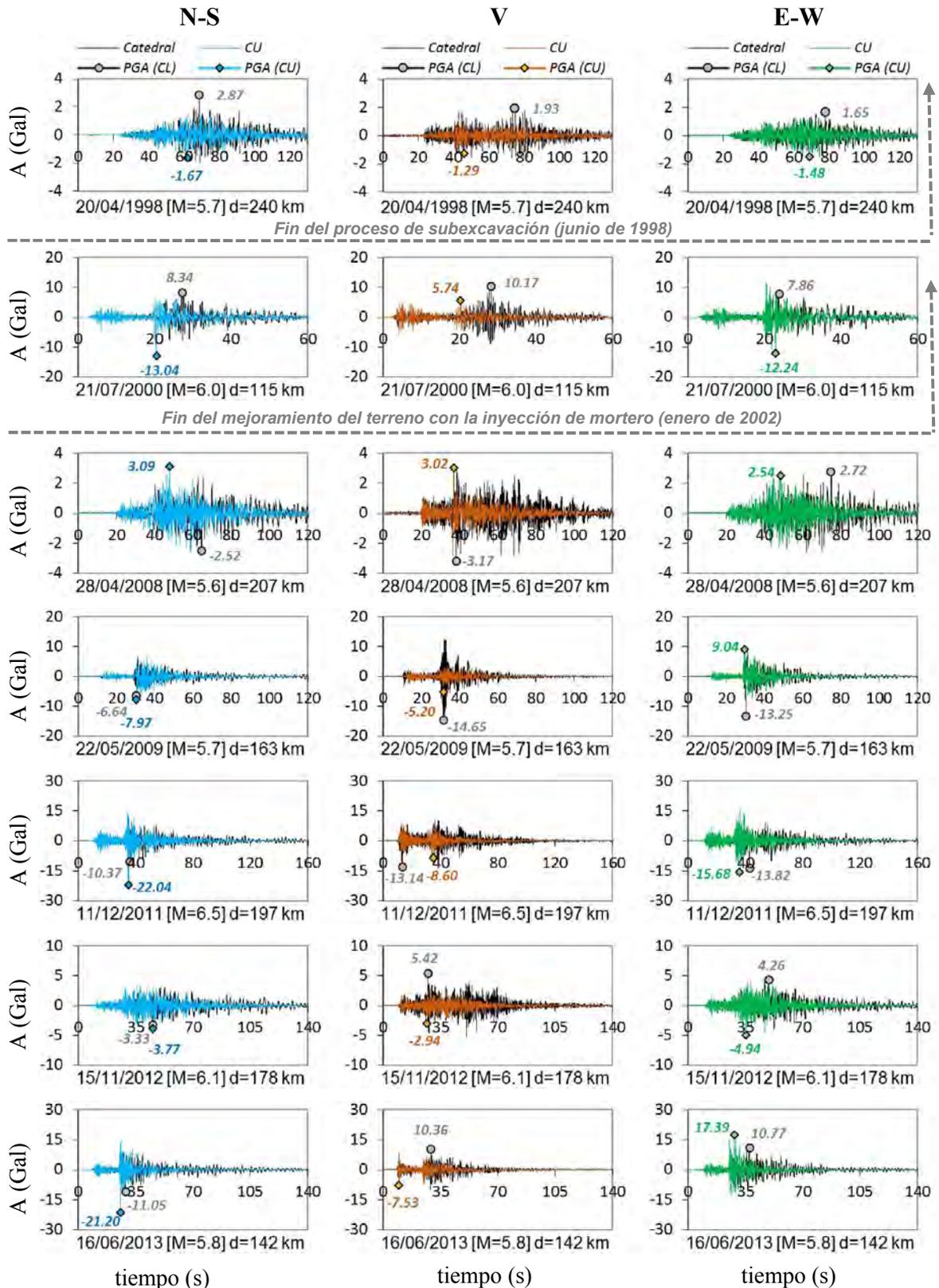
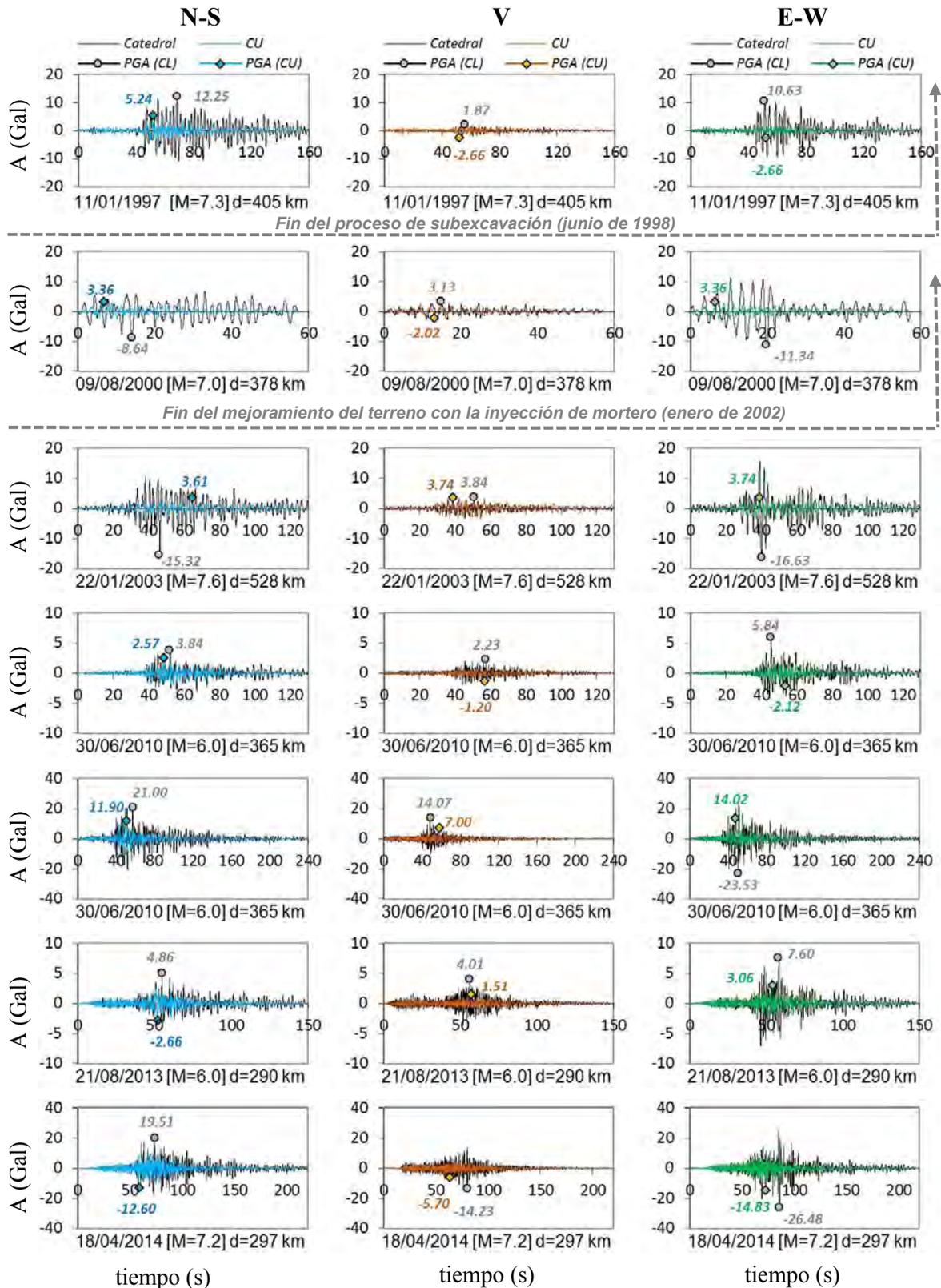


Figura 6.1. Acelerogramas corregidos y sincronizados de los registros en campo libre de Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos seleccionados de falla normal



**Figura 6.2. Acelerogramas corregidos y sincronizados de los registros en campo libre de Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos seleccionados de subducción**

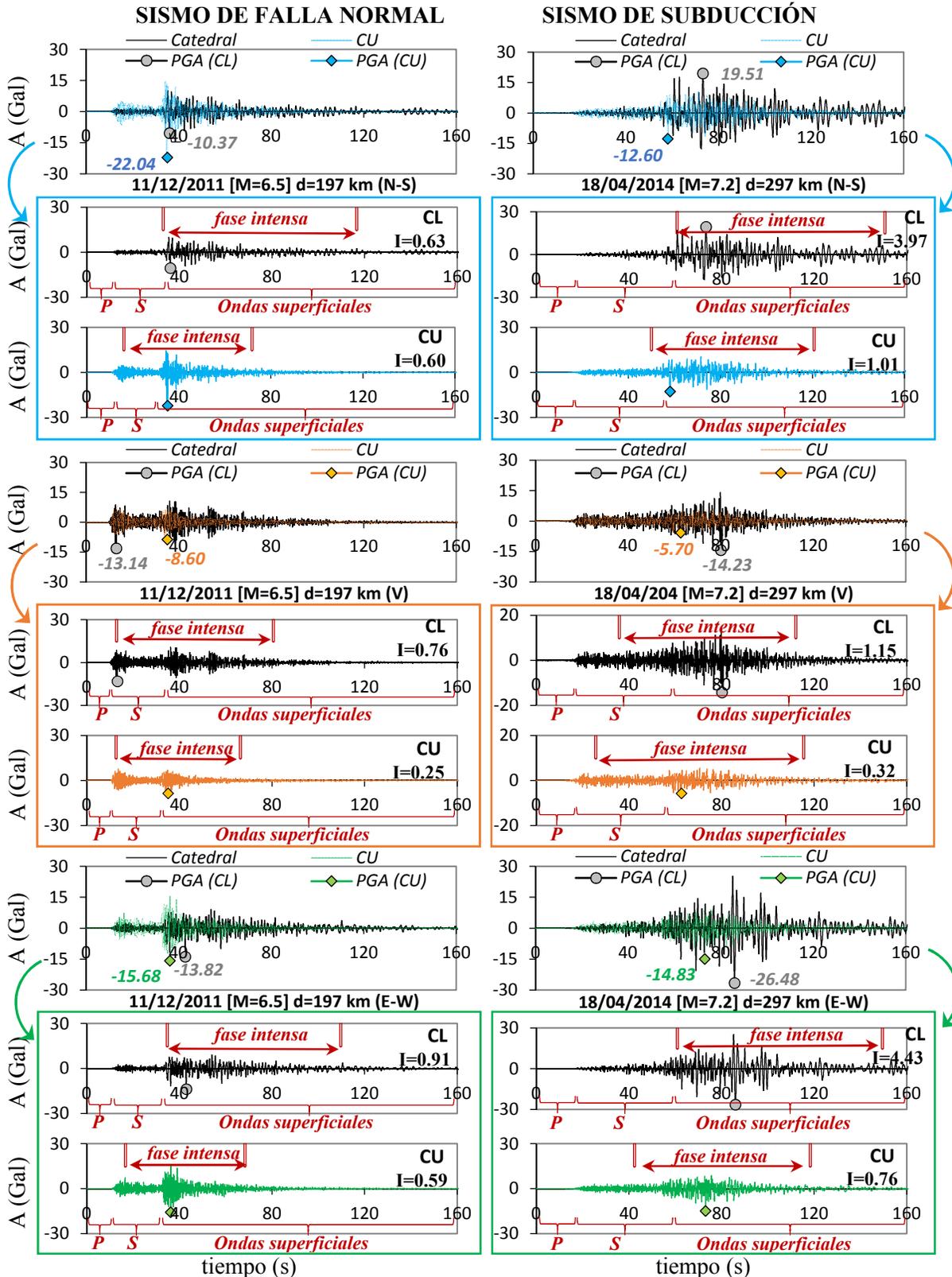


Figura 6.3 Comparación entre los registros de aceleración en el terreno de Catedral (CL) y de CU del sismo de falla normal de 11/12/2011 y el sismo de subducción de 18/04/2014  
En las figuras se muestra la intensidad de Arias (I) de cada registro en cm/s

## 6.2. INDICADORES DE LA SEVERIDAD DEL MOVIMIENTO

La severidad del movimiento en el terreno se analizó con tres parámetros en el dominio del tiempo: el valor de  $PGA$ , la intensidad de Arias  $I_A$  y la duración de la fase intensa del movimiento. Es importante mencionar que estos parámetros no están relacionados con algún tipo de daño en la Catedral y que tampoco existe algún reporte que indique que alguno de los eventos sísmicos aquí analizados haya representado una amenaza para la estructura. Los parámetros de la severidad del movimiento se utilizaron como indicadores asociados con la llegada de energía desde el epicentro hacia el sitio en estudio para poder diferenciar entre un evento y otro. En las secciones siguientes se muestran los valores obtenidos para cada parámetro y con éstos se evaluó la severidad de los sismos seleccionados.

### 6.2.1. Aceleración máxima en el terreno

En las Tablas 11 y 12 se presentan los valores de aceleración máxima del terreno ( $PGA$ ) para los sismos de falla normal y subducción, respectivamente. En los sismos de falla normal, los valores de  $PGA$  en las direcciones horizontales (N-S y E-W) en el terreno de Catedral fueron menores que en el terreno de CU en los eventos posteriores al proceso de subexcavación. Con excepción de las mediciones en dirección E-W de los sismos de 28/04/2008 y 22/05/2009. En el terreno de la Catedral, los valores de  $PGA$  en la componente vertical fueron mayores que en las componentes horizontales para la mayoría de estos sismos. El máximo valor de  $PGA$  registrado en la estación CL de la RMS en dirección vertical se presentó para el sismo de 22/05/2009 (14.65 Gal) y este valor fue ligeramente mayor al máximo valor de  $PGA$  en las mediciones verticales de los sismos de subducción con el evento de 18/04/2014 (14.23 Gal). En los sismos de subducción el movimiento en las direcciones horizontales del terreno blando fue mayor que el movimiento en el terreno firme.

La velocidad de la propagación de las ondas  $P$  y  $S$  ( $V_P$ ,  $V_S$ ) se obtiene con la relación que existe entre los parámetros de deformabilidad del suelo (módulo de elasticidad  $E$  y módulo de corte  $G$ ), la densidad  $\rho$  y el índice de Poisson  $\nu$  (Ecs. 47 y 48). Considerando que  $E$  y  $\rho$  se mantienen constantes, la única variable es  $\nu$ . El coeficiente de Poisson  $\nu$  se obtiene con la relación que existe entre la deformación perpendicular a la fuerza ( $\epsilon_{N-S}$  y  $\epsilon_{E-W}$ ) y la deformación en la misma dirección de la fuerza ( $\epsilon_V$ ). De forma análoga, la relación de la aceleración horizontal del terreno ( $PGA_{N-S}$  y  $PGA_{E-W}$ ) con respecto a la aceleración vertical ( $PGA_V$ ) puede ser un parámetro para evaluar la deformabilidad lateral del terreno.

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (47)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \therefore \quad G_{m\acute{a}x} = V_S^2 \rho \quad (48)$$

En el terreno blando el valor de  $PGA$  en dirección horizontal (E-W y N-S) llegó a ser hasta seis veces el valor de  $PGA$  en dirección vertical (Tabla 13). En el terreno firme, esta relación no superó el valor de 2.6. En el terreno de la Catedral, esta relación disminuyó después de las intervenciones geotécnicas en la rehabilitación (Tabla 13). Esta disminución se debe a que la inyección de láminas verticales de mortero rigidizaron el terreno logrando reducir su deformabilidad lateral.

Considerando el parámetro de  $PGA$ , los sismos de falla normal más severos en el terreno de la Catedral demostraron ser el evento de 22/05/2009 ( $PGA_V=15$  Gal), 11/12/2011 ( $PGA_{E-W}=14$  Gal) y 16/06/2013 ( $PGA_{N-S}=11$  Gal). Mientras que los sismos de subducción más severos en la Catedral fueron los de 20/03/2012 ( $PGA_{N-S}=21$  Gal) y 18/04/2014 ( $PGA_V=14$  Gal y  $PGA_{E-W}=26$  Gal).

**Tabla 11. Aceleración máxima del terreno, PGA (Gal o cm/s<sup>2</sup>) en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) en los sismos de falla normal seleccionados**

Sismo de falla normal				Catedral Campo Libre (CL)			Ciudad Universitaria (CU)		
Fecha	M	d (km)	P (km)	<i>PGA<sub>N-S</sub></i>	<i>PGA<sub>V</sub></i>	<i>PGA<sub>E-W</sub></i>	<i>PGA<sub>N-S</sub></i>	<i>PGA<sub>V</sub></i>	<i>PGA<sub>E-W</sub></i>
20/04/1998	5.7	240	66	2.87	1.93	1.65	1.67	1.29	1.48
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>									
21/07/2000	6.0	115	48	8.34	10.17	7.86	13.04	5.74	12.24
<i>Fin de la inyección de mortero</i>									
28/04/2008	5.6	207	47	<b>2.52</b>	3.17	2.72	3.09	3.02	2.54
22/05/2009	5.7	163	45	6.64	<b>14.65</b>	13.25	7.97	5.20	9.04
11/12/2011	6.5	197	58	10.37	13.14	<b>13.82</b>	<b>22.04</b>	<b>8.60</b>	15.68
15/11/2012	6.1	178	40	3.33	5.42	4.26	3.77	2.94	4.94
16/06/2013	5.8	142	60	<b>11.05</b>	10.36	10.77	21.20	7.53	<b>17.39</b>

De aquí en adelante se resaltan en las tablas los valores **máximos con rojo** y los **mínimos en cursiva**

**Tabla 12. Aceleración máxima del terreno, PGA (Gal o cm/s<sup>2</sup>) en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) en los sismos de subducción seleccionados**

Sismo de subducción				Catedral Campo Libre (CL)			Ciudad Universitaria (CU)		
Fecha	M	d (km)	P (km)	<i>PGA<sub>N-S</sub></i>	<i>PGA<sub>V</sub></i>	<i>PGA<sub>E-W</sub></i>	<i>PGA<sub>N-S</sub></i>	<i>PGA<sub>V</sub></i>	<i>PGA<sub>E-W</sub></i>
11/01/1997	7.3	405	16	12.25	1.87	10.63	5.24	2.66	2.66
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>									
09/08/2000	7.0	378	16	8.64	3.13	11.34	3.77	2.02	3.36
<i>Fin de la inyección de mortero</i>									
22/01/2003	7.6	528	9	15.32	3.84	16.63	3.61	1.85	3.74
30/06/2010	6.0	365	8	<b>3.84</b>	2.23	<b>5.84</b>	<b>2.57</b>	<b>1.20</b>	<b>2.12</b>
20/03/2012	7.4	339	16	<b>21.00</b>	14.07	23.53	11.90	<b>7.00</b>	14.02
21/08/2013	6.0	290	20	4.86	4.01	7.60	2.66	1.51	3.06
18/04/2014	7.2	297	10	19.51	<b>14.23</b>	<b>26.48</b>	<b>12.60</b>	5.70	<b>14.83</b>

**Tabla 13. Relación del valor de PGA obtenido en dirección horizontal con respecto a la dirección vertical para los sismos de falla normal y de subducción**

Sismo de subducción Fecha	Terreno blando (CL)		Terreno firme (CU)		Sismo de falla normal Fecha	Terreno blando (CL)		Terreno firme (CU)	
	N-S / V	E-W / V	N-S / V	E-W / V		N-S / V	E-W / V	N-S / V	E-W / V
11/01/1997	<b>6.55</b>	<b>5.68</b>	1.97	1.00	20/04/1998	<b>1.49</b>	0.86	1.29	1.14
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>									
09/08/2000	2.76	3.62	1.87	1.66	21/07/2000	0.82	0.77	2.27	2.13
<i>Fin de la inyección de mortero</i>									
22/01/2003	3.99	4.33	1.96	2.02	28/04/2008	0.79	0.86	1.02	0.84
30/06/2010	1.72	2.61	2.15	1.77	22/05/2009	0.45	0.90	1.53	1.74
20/03/2012	1.49	1.67	1.70	2.00	11/12/2011	0.79	<b>1.05</b>	2.56	1.82
21/08/2013	1.21	1.89	1.76	2.02	15/11/2012	0.61	0.79	1.28	1.68
18/04/2014	1.37	1.86	<b>2.21</b>	<b>2.60</b>	16/06/2013	1.07	1.04	<b>2.81</b>	<b>2.31</b>

### 6.2.2. Intensidad de Arias

La diferencia primordial entre el parámetro de *PGA* y la intensidad de Arias  $I_A$  radica en que el primer concepto es un valor máximo de aceleración mientras que la  $I_A$  utiliza el registro completo de aceleraciones para su obtención. La definición conceptual y matemática de la intensidad de Arias se expone en la sección 3.3.4. Para determinar la  $I_A$  numéricamente se utiliza la Ecuación 49, donde el incremento de tiempo  $dt$  corresponde al valor de muestreo del acelerógrafo. Para determinar la  $I_A$  en el terreno de Catedral y de CU se consideró el valor local de la gravedad en la ciudad de México como  $g=978 \text{ cm/s}^2$  (CENAM, 2016). Es importante mencionar que debido a la sincronización de señales, la duración de los registros en Catedral y CU es exactamente la misma.

$$I_A = \frac{\pi}{2g} (a_1^2 dt + a_2^2 dt + a_3^2 dt + \dots + a_n^2 dt) = 0 \quad (49)$$

En las Tablas 14 y 15 se presentan los valores de intensidad de Arias obtenidos con los sismos de falla y de subducción, respectivamente. En el terreno de Catedral, el sismo de falla normal con mayor intensidad horizontal de Arias fue el evento de 11/12/2011 con un valor de  $I_{HA}=1.54$  cm/s. En la dirección vertical el sismo de falla normal más severo resultó ser el de 16/06/2013 con un valor de  $I_V=0.81$  cm/s. Con los sismos de subducción, el máximo valor de intensidad horizontal de Arias en Catedral se obtuvo en el sismo de 20/03/2012 con  $I_{HA}=9.46$  cm/s. Este valor representa cinco veces el máximo valor de  $I_{HA}$  en el terreno de CU ( $I_{HA}=1.77$  cm/s). El evento de subducción más severo de Catedral en dirección vertical fue el de 18/04/2014 con  $I_V=1.15$  cm/s. Al comparar la intensidad horizontal de Arias  $I_{HA}$  con respecto a la intensidad vertical  $I_V$ , se observó una reducción en la deformabilidad lateral del terreno gracias a las intervenciones geotécnicas (Tabla 16). Con los sismos de falla normal se redujo 48% desde  $I_{HA}/I_V=2.3$  en 20/04/1998 hasta  $I_{HA}/I_V=1.2$  en 21/08/2013. Con los sismos de subducción la deformabilidad lateral disminuyó 77% desde  $I_{HA}/I_V=31.1$  en 11/01/1997 hasta  $I_{HA}/I_V=7.3$  en 18/04/2014. Se obtuvieron valores similares al comparar las aceleraciones PGA con los sismos de subducción (Tabla 13), donde la reducción fue 79% desde 11/01/1997 ( $PGA_{N-S}/PGA_V=6.6$ ) hasta 18/04/2014 ( $PGA_{N-S}/PGA_V=1.4$ ). En la Figura 6.4 se muestra la intensidad de Arias con los gráficos de Husid para todos los eventos seleccionados. Los sismos de falla normal más severos fueron el de 11/12/2011 y 16/06/2013. Los sismos de subducción más severos fueron los eventos de 20/03/2012 y de 18/04/2014.

**Tabla 14. Intensidad de Arias (cm/s) en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos de falla normal seleccionados**

Sismo de falla normal				Catedral Campo Libre (CL)				Ciudad Universitaria (CU)			
Fecha	M	d (km)	P (km)	$I_{N-S}$	$I_{E-W}$	$I_{HA}$	$I_V$	$I_{N-S}$	$I_{E-W}$	$I_{HA}$	$I_V$
20/04/1998	5.7	240	66	<b>0.04</b>	<b>0.03</b>	<b>0.07</b>	<b>0.03</b>	<b>0.02</b>	<b>0.02</b>	<b>0.04</b>	<b>0.01</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>											
21/07/2000	6.0	115	48	0.26	0.24	0.50	0.30	0.17	0.26	0.43	0.10
<i>Fin de la inyección de mortero</i>											
28/04/2008	5.6	207	47	0.05	0.06	0.11	0.07	0.04	0.04	0.07	0.02
22/05/2009	5.7	163	45	0.15	0.27	0.42	0.43	0.16	0.20	0.36	0.06
11/12/2011	6.5	197	58	<b>0.63</b>	<b>0.91</b>	<b>1.54</b>	0.76	<b>0.60</b>	<b>0.59</b>	<b>1.19</b>	0.25
15/11/2012	6.1	178	40	0.11	0.16	0.27	0.13	0.08	0.04	0.12	0.10
16/06/2013	5.8	142	60	0.62	0.39	1.01	<b>0.81</b>	0.54	0.19	0.73	<b>0.54</b>

**Tabla 15. Intensidad de Arias (cm/s) en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos de subducción seleccionados**

Sismo de subducción				Catedral Campo Libre (CL)				Ciudad Universitaria (CU)			
Fecha	M	d (km)	P (km)	$I_{N-S}$	$I_{E-W}$	$I_{HA}$	$I_V$	$I_{N-S}$	$I_{E-W}$	$I_{HA}$	$I_V$
11/01/1997	7.3	405	16	2.79	1.86	4.66	0.15	0.19	0.06	0.25	0.06
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>											
09/08/2000	7.0	378	16	0.70	1.03	1.73	0.08	0.07	0.05	0.13	0.02
<i>Fin de la inyección de mortero</i>											
22/01/2003	7.6	528	9	1.77	1.86	3.63	0.12	0.13	0.15	0.28	0.04
30/06/2010	6.0	365	8	<b>0.09</b>	<b>0.17</b>	<b>0.26</b>	<b>0.03</b>	<b>0.03</b>	<b>0.02</b>	<b>0.06</b>	<b>0.01</b>
20/03/2012	7.4	339	16	<b>4.95</b>	<b>4.51</b>	<b>9.46</b>	0.65	0.89	0.68	1.56	0.24
21/08/2013	6.0	290	20	0.17	0.35	0.51	0.09	0.05	0.04	0.09	0.02
18/04/2014	7.2	297	10	3.97	4.43	8.40	<b>1.15</b>	<b>1.01</b>	<b>0.76</b>	<b>1.77</b>	<b>0.32</b>

**Tabla 16. Relación entre la intensidad horizontal y la intensidad vertical de Arias**

Sismos de falla normal	Terreno blando (CL)	Terreno firme (CU)	Sismos de subducción	Terreno blando (CL)	Terreno firme (CU)
	$I_{HA} / I_V$	$I_{HA} / I_V$		$I_{HA} / I_V$	$I_{HA} / I_V$
20/04/1998	<b>2.3</b>	4.0	11/01/1997	<b>31.1</b>	<b>4.2</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>			<i>Fin del proceso de subexcavación</i>		
21/07/2000	1.7	4.3	09/08/2000	21.6	6.5
<i>Fin de la inyección de mortero</i>			<i>Fin de la inyección de mortero</i>		
28/04/2008	1.6	3.5	22/01/2003	30.3	<b>7.0</b>
22/05/2009	<b>1.0</b>	<b>6.0</b>	30/06/2010	8.7	6.0
11/12/2011	2.0	4.8	20/03/2012	14.6	6.5
15/11/2012	2.1	<b>1.2</b>	21/08/2013	<b>5.7</b>	4.5
16/06/2013	1.2	1.4	18/04/2014	7.3	5.5

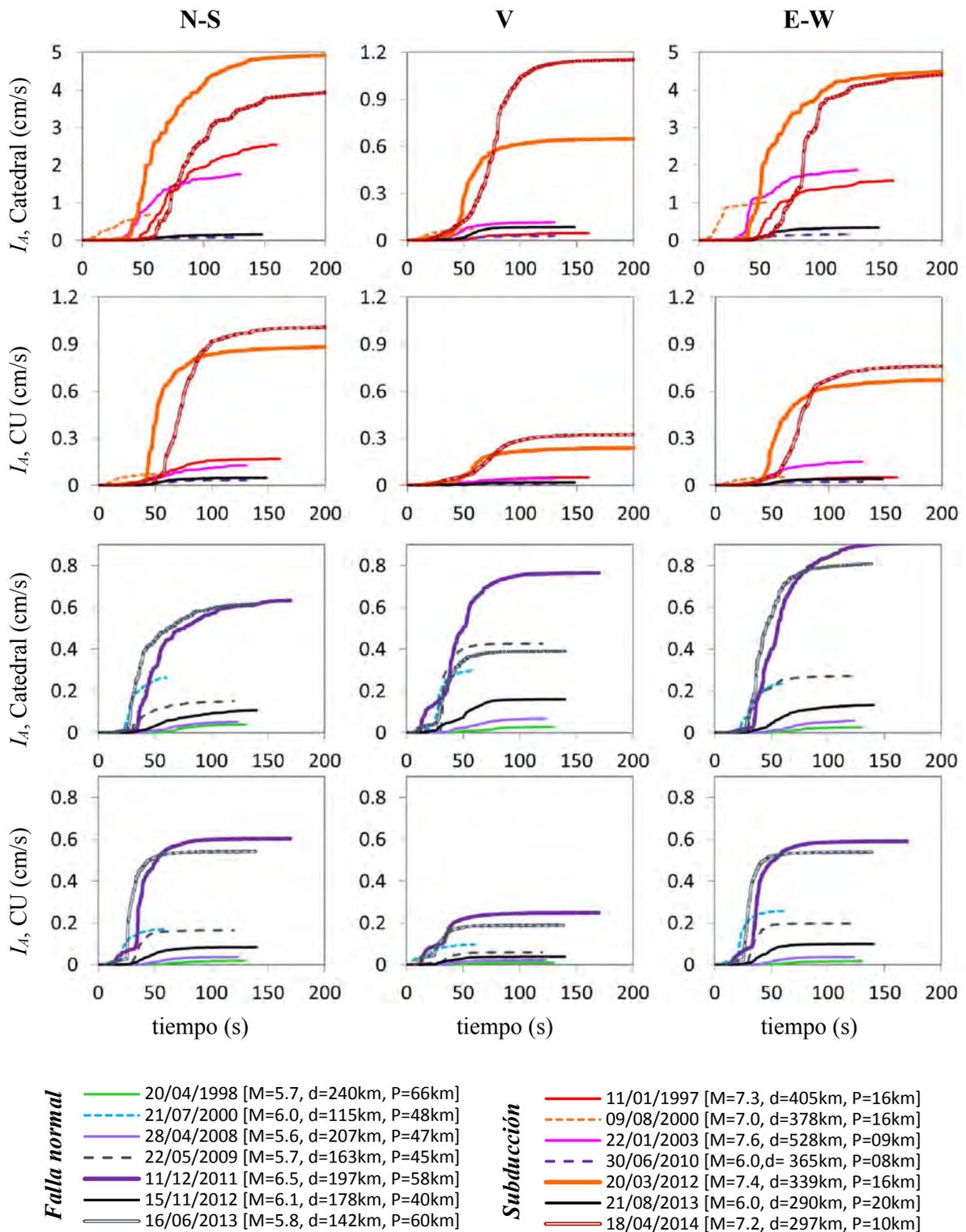


Figura 6.4. Gráficos de Husid que muestran la intensidad de Arias con respecto al tiempo en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos seleccionados

### 6.2.3. Duración de la fase intensa del movimiento

La duración de la fase intensa del movimiento corresponde al tiempo comprendido entre el 5% (0.05) y el 95% (0.95) de la intensidad de Arias. En las Tablas 17 y 18 se muestra la duración de la fase intensa del movimiento para los sismos de falla normal y de subducción, respectivamente. En el terreno de CU, la mayor duración de la fase intensa fue con el sismo de falla normal de 20/04/1998 con valores de 56 s (N-S), 61 s (V) y 58 s (E-W). Esta duración fue superada en el terreno blando de la Catedral, con valores de 58 s (N-S), 70 s (V) y 65 s (E-W) para este mismo evento sísmico. La prolongación en la duración del movimiento se debe a los efectos de sitio del terreno blando antes descritos (sección 5.1.2). Nuevamente se hace notar la severidad del sismo de 11/12/2011 por que este evento en la Catedral presentó la fase intensa más larga en dirección E-W ( $t_{FI}=75$  s). También sobresale la duración de la fase intensa del evento de 15/11/2012 en las direcciones N-S ( $t_{FI}=82$  s) y V ( $t_{FI}=77$  s). A pesar de poseer los valores más altos de  $t_{FI}$ , este evento no figura entre los sismos más severos. De acuerdo con lo que se dedujo con los valores de PGA y de intensidad de Arias, los eventos de falla normal más severos fueron el de 11/12/2011 y 16/06/2013.

En el caso de los sismos de subducción, el evento con mayor duración de la fase intensa en CU fue el de 22/01/2003 en dirección N-S ( $t_{FI}=79$  s). Mientras que el de 11/01/1997 fue el más prolongado en CU en las direcciones E-W ( $t_{FI}=102$  s) y V ( $t_{FI}=103$  s). De igual forma, estos sismos no coinciden con los eventos de subducción detectados como los más severos, que son el de 20/03/2012 y de 18/04/2014. Sin embargo, en la Catedral los eventos con duración de la fase intensa más prolongada en las direcciones N-S ( $t_{FI}=92$  s) y E-W ( $t_{FI}=99$  s) sí coinciden con ser los más severos. En la dirección vertical, la fase intensa más larga en Catedral fue la de 11/01/1997 con una duración de  $t_{FI}=97$  s.

Si se comparan los valores obtenidos en la duración de la fase intensa  $t_{FI}$  para los dos tipos de sismos, se puede observar que la fase intensa de los sismos de subducción fue más prolongada que la de los sismos de falla normal (Tablas 17 y 18).

**Tabla 17. Duración de la fase intensa del movimiento,  $t_{FI}$  (s) en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos de falla normal seleccionados**

Sismo de falla normal				Catedral Campo Libre (CL)			Ciudad Universitaria (CU)		
Fecha	M	d (km)	P (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
20/04/1998	5.7	240	66	57.58	70.24	64.88	<b>55.88</b>	<b>61.13</b>	<b>58.26</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>									
21/07/2000	6.0	115	48	<b>26.84</b>	31.17	<b>27.34</b>	35.34	37.22	29.85
<i>Fin de la inyección de mortero</i>									
28/04/2008	5.6	207	47	65.20	61.27	70.78	52.05	53.13	49.10
22/05/2009	5.7	163	45	54.62	<b>20.94</b>	34.71	<b>24.21</b>	41.12	<b>19.44</b>
11/12/2011	6.5	197	58	81.60	67.72	<b>74.87</b>	55.70	53.70	51.64
15/11/2012	6.1	178	40	<b>82.21</b>	<b>76.81</b>	54.90	52.81	48.17	53.00
16/06/2013	5.8	142	60	67.62	48.44	52.31	27.84	<b>21.50</b>	40.79

**Tabla 18. Duración de la fase intensa del movimiento,  $t_{FI}$  (s) en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos de subducción seleccionados**

Sismo de subducción				Catedral Campo Libre (CL)			Ciudad Universitaria (CU)		
Fecha	M	d (km)	P (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
11/01/1997	7.3	405	16	84.29	<b>96.67</b>	82.23	77.03	<b>103.00</b>	<b>102.80</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>									
09/08/2000	7.0	378	16	<b>48.67</b>	<b>37.64</b>	<b>37.39</b>	<b>38.85</b>	<b>40.46</b>	<b>39.54</b>
<i>Fin de la inyección de mortero</i>									
22/01/2003	7.6	528	9	78.08	61.50	67.75	<b>79.37</b>	82.89	79.00
30/06/2010	6	365	8	66.28	49.20	55.48	50.08	61.80	56.26
20/03/2012	7.4	339	16	<b>91.74</b>	66.87	83.95	63.44	97.71	82.28
21/08/2013	6	290	20	85.65	61.94	60.08	72.46	81.87	69.70
18/04/2014	7.2	297	10	89.79	76.31	<b>88.56</b>	70.62	89.81	75.89

#### 6.2.4. Evaluación de la severidad

En la Tabla 19 se presentan los sismos más severos de acuerdo con los parámetros evaluados. Uno de los sismos de falla normal más severos fue el sismo de Guerrero de 11/12/2011 por ser el de mayor magnitud de este tipo ( $M=6.5$ ). Otro de los sismos de falla normal más severos también se localiza en Guerrero pero cerca de los límites con Morelos y Puebla, con fecha de 16/06/2013. La severidad del movimiento de este sismo se debe a la cercanía con la Catedral ( $d=142$  km). Éste fue el segundo sismo más cercano que ha registrado la red de monitoreo sísmico seguido del sismo de 21/07/2000 ( $d=115$  km). Uno de los sismos de subducción más severos fue el de la costa de Guerrero 18/04/2014 por ser el segundo sismo más cercano de este tipo ( $d=297$  km), seguido del sismo de 21/08/2013 ( $d=290$  km). En comparación con el evento de 21/08/2013 ( $M=6.0$ ,  $P=20$  km), el de 18/04/2014 ( $M=7.2$ ,  $P=10$  km) es de mayor magnitud y su profundidad focal es menor. Otro sismo de subducción importante fue el de la costa de Oaxaca 20/03/2012. Éste fue el tercer sismo de subducción más cercano a la Catedral ( $d=339$  km), además, fue el segundo sismo de mayor magnitud ( $M=7.4$ ). Por otro lado, el sismo de mayor magnitud registrado por la RMS de la Catedral fue el de la costa de Colima de 22/01/2003 ( $M=7.6$ ) pero no se encuentra entre los más severos en por ser el evento más lejano de los sismos seleccionados ( $d=528$  km).

**Tabla 19. Sismos más severos en los que se detectó el mayor valor en cada parámetro al comparar los sismos seleccionados de falla normal y subducción**

	Parámetro evaluado	Lugar de medición	Dirección de medición	Sismos de falla normal		Sismos de subducción	
				Mayor valor	Fecha	Mayor valor	Fecha
1. Aceleración	Aceleración máxima del terreno ( $PGA$ )	Catedral (CL) -terreno blando -	N-S V E-W	11.05 Gal	16/06/2013	21.00 Gal	20/03/2012
				14.65 Gal	22/05/2009	14.23 Gal	18/04/2014
				13.82 Gal	11/12/2011	26.48 Gal	18/04/2014
	Aceleración máxima del terreno ( $PGA$ )	Ciudad Universitaria (CU) - terreno firme -	N-S V E-W	22.04 Gal	11/12/2011	12.60 Gal	18/04/2014
8.60 Gal				11/12/2011	7.00 Gal	20/03/2012	
17.39 Gal				16/06/2013	14.83 Gal	18/04/2014	
2. Intensidad	Intensidad horizontal de Arias ( $I_{HA}$ )	Catedral (CL) -terreno blando -	N-S + E-W	1.54 cm/s	11/12/2011	9.46 cm/s	20/03/2012
				1.19 cm/s	11/12/2011	1.77 cm/s	18/04/2014
	Intensidad vertical de Arias ( $I_V$ )	Catedral (CL) -terreno blando -	V	0.81 cm/s	16/06/2013	1.15 cm/s	18/04/2014
				0.54 cm/s	16/06/2013	0.32 cm/s	18/04/2014
3. Tiempo	Duración de la fase intensa del movimiento ( $t_{FI}$ )	Catedral (CL) -terreno blando -	N-S V E-W	82.21 s	15/11/2012	91.74 s	20/03/2012
				76.81 s	15/11/2012	96.67 s	11/01/1997
				74.87 s	11/12/2011	88.56 s	18/04/2014
	Duración de la fase intensa del movimiento ( $t_{FI}$ )	Ciudad Universitaria (CU) - terreno firme -	N-S V E-W	55.88 s	11/12/2011	79.37 s	22/01/2003
				62.76 s	20/04/1998	112.69 s	18/04/2014
				58.26 s	20/04/1998	102.80 s	11/01/1997

\* Las celdas sombreadas son de eventos que se repiten más de dos ocasiones

### 6.3. RESPUESTA MÁXIMA

En esta sección se presentan los espectros de respuesta de los sismos seleccionados de falla normal y de subducción que fueron registrados en la estación Campo Libre de la RMS de la Catedral (CL) y en la estación de CU. Al comparar los resultados de los diferentes eventos sísmicos se observó que los espectros que presentaron mayores amplitudes espectrales corresponden a los sismos que se detectaron como los más severos en la sección 6.2.

#### 6.3.1. Espectros de respuesta

En las Figura 6.5 y 6.6 se presentan los espectros de respuesta en el terreno de Catedral y CU para los sismos de falla normal y subducción, respectivamente. Los valores de amplitud espectral máxima  $Sa_{m\acute{a}x}$  y periodo  $T$ , identificados en los sismos de falla normal se presentan en la Tabla 20 y los de los sismos de subducción en la Tabla 21.

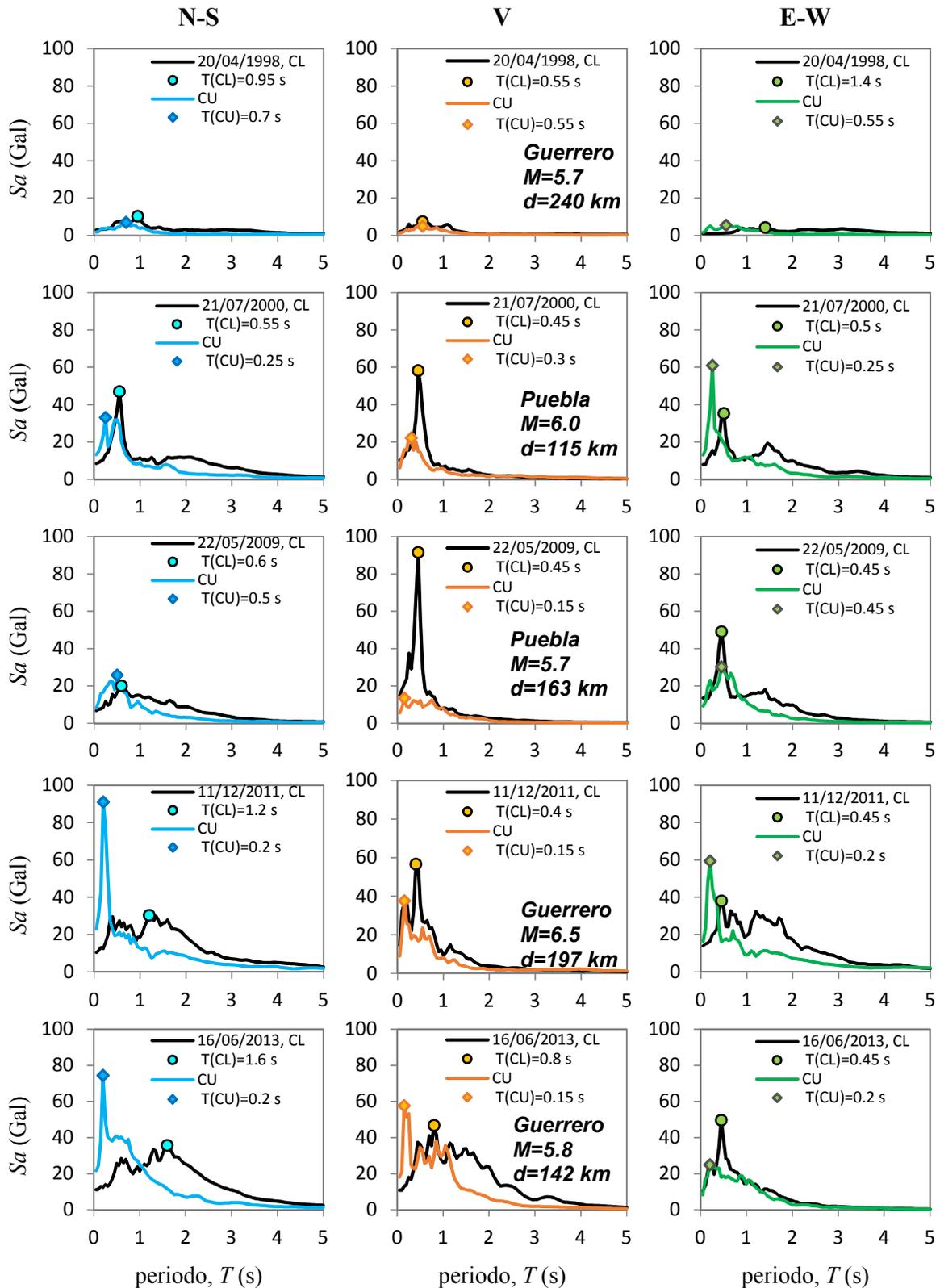
En el terreno de Catedral, el mayor valor de amplitud espectral que se identificó fue  $Sa_{m\acute{a}x}=109$  Gal (E-W) y corresponde al sismo de subducción de 18/04/2014. En la otra dirección horizontal, la mayor amplitud fue  $Sa_{m\acute{a}x}=99$  Gal (N-S) y corresponde al sismo de subducción de 20/03/2012. Mientras que en la dirección vertical la mayor amplitud fue  $Sa_{m\acute{a}x}=92$  Gal (V) durante el sismo de falla normal de 22/05/2009. Por otro lado, la respuesta máxima en el terreno firme de CU fue menor que la del terreno de Catedral. Los mayores valores de  $Sa_{m\acute{a}x}$  en CU se presentaron con los sismos de falla normal. En la dirección N-S se obtuvo un valor  $Sa_{m\acute{a}x}=91$  Gal con el sismo de 11/12/2011. En la dirección transversal el valor fue  $Sa_{m\acute{a}x}=61$  Gal (E-W) y en dirección vertical  $Sa_{m\acute{a}x}=58$  Gal (V) para el evento de 16/06/2013. El sismo de subducción de 18/04/2014 y los sismos de falla normal de 22/05/2009 y 16/06/2013 fueron los eventos más severos en la Catedral, por sus altos valores de intensidad  $I_A$  y  $PGA$  (sección 6.2.4).

**Tabla 20. Valores de amplitud máxima,  $Sa_{m\acute{a}x}$  (Gal) y periodo,  $T$  (s) detectados en los espectros de respuesta de pseudoaceleración de los sismos de falla normal**

Sismo de falla normal		Catedral (CL)						Ciudad Universitaria (CU)					
		N-S		V		E-W		N-S		V		E-W	
Fecha	Magnitud	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$
20/04/1998	5.7	0.95	10	0.55	7	1.40	4	0.70	7	0.55	5	0.55	5
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>													
21/07/2000	6.0	0.55	47	0.45	58	0.50	35	0.25	33	0.30	22	0.25	61
<i>Fin de la inyección de mortero</i>													
28/04/2008	5.6	1.45	8	0.45	14	0.40	11	0.25	9	0.95	8	0.25	10
22/05/2009	5.7	0.60	20	0.45	92	0.45	49	0.50	26	0.15	13	0.45	30
11/12/2011	6.5	1.20	30	0.40	57	0.45	38	0.20	91	0.15	38	0.20	59
15/11/2012	6.1	1.20	10	0.40	12	0.25	25	0.25	11	0.20	15	0.35	11
16/06/2013	5.8	1.60	36	0.80	47	0.45	50	0.20	74	0.15	58	0.20	25

**Tabla 21. Valores de amplitud máxima,  $Sa_{m\acute{a}x}$  (Gal) y periodo,  $T$  (s) detectados en los espectros de respuesta de pseudoaceleración de los sismos de subducción**

Sismo de subducción		Catedral (CL)						Ciudad Universitaria (CU)					
		N-S		V		E-W		N-S		V		E-W	
Fecha	Magnitud	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$
11/01/1997	7.3	2.60	70	2.50	8	2.50	49	0.55	16	1.05	8	1.05	8
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>													
09/08/2000	7.0	2.35	34	2.60	13	2.55	58	2.35	13	2.60	8	0.55	9
<i>Fin de la inyección de mortero</i>													
22/01/2003	7.6	2.25	57	0.55	7	2.25	73	2.30	11	2.15	6	1.60	16
30/06/2010	6.0	1.55	12	0.50	9	1.45	24	0.75	9	0.70	4	0.85	10
20/03/2012	7.4	1.40	99	0.55	44	1.35	94	1.75	52	1.10	19	1.00	33
21/08/2013	6.0	1.70	15	0.45	18	1.60	34	0.65	9	0.70	5	0.80	7
18/04/2014	7.2	2.05	80	0.45	72	1.65	109	0.50	35	0.55	19	0.30	35



**Figura 6.5. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\zeta=0.05$ ) en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para algunos de los sismos de falla normal seleccionados**  
(En las figuras se indica el periodo asociado a la respuesta máxima)

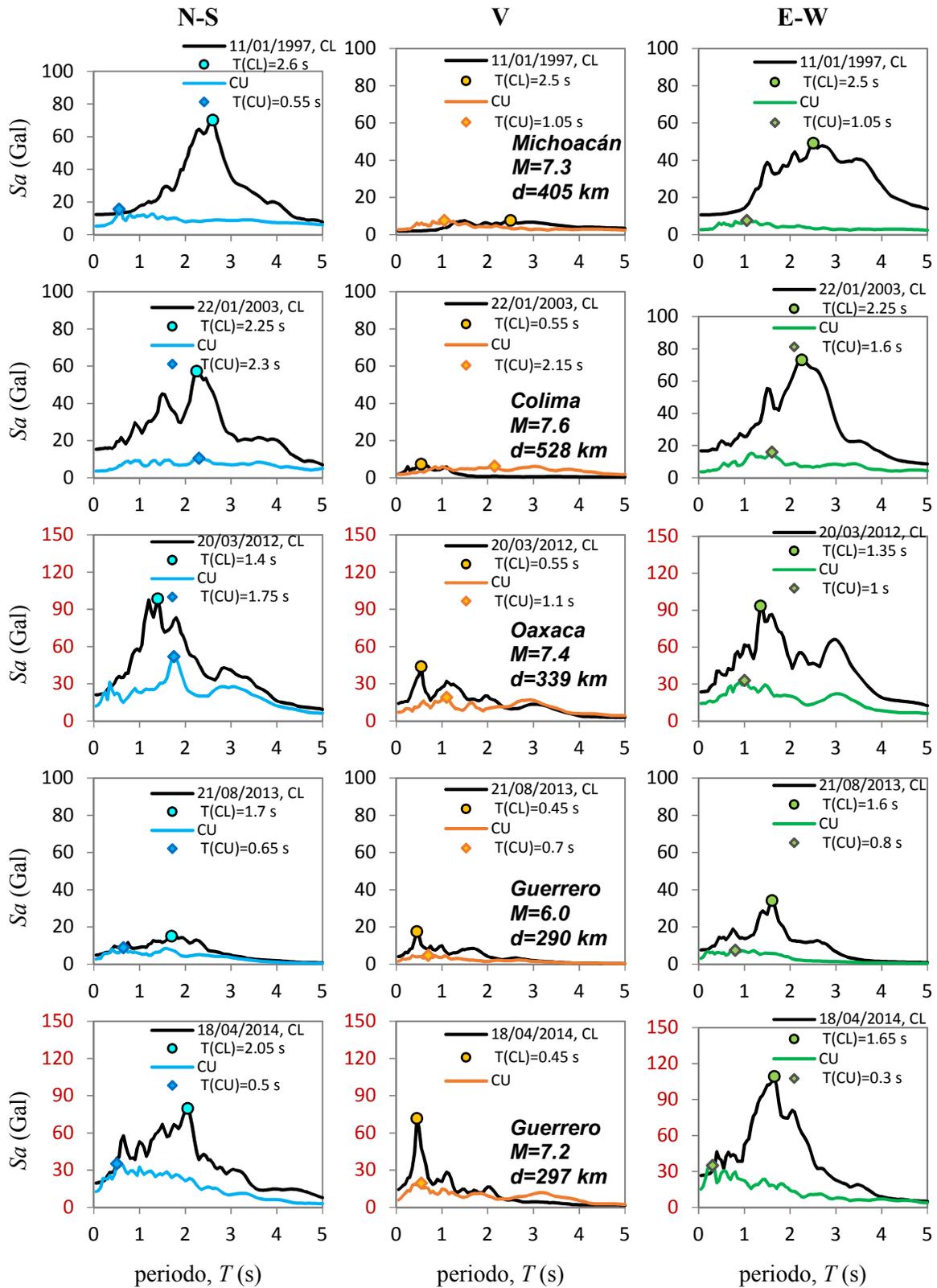
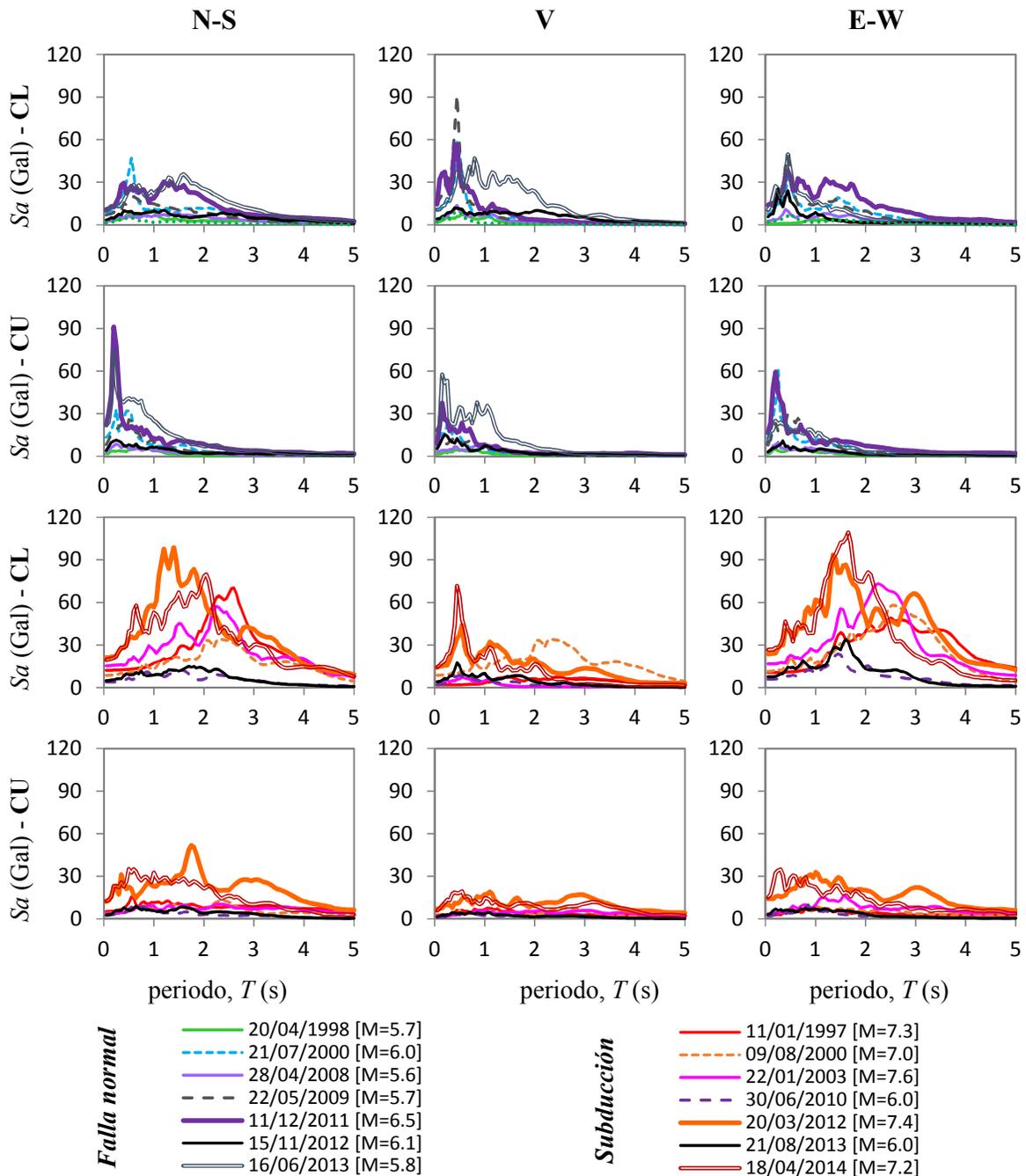


Figura 6.6. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\xi=0.05$ ) en Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para algunos de los sismos de subducción seleccionados

\* Los sismos del año 2012 y 2014 tienen una escala de Sa diferente a los demás espectros, hasta 150 Gal



En la Figura 6.7 se comparan los espectros de respuesta de los sismos de falla normal y los de subducción. De forma general, se observaron diferencias en cuanto a amplitud y periodo. En ambos tipos de terreno, los sismos de falla normal presentaron periodos cortos ( $T < 1.5$  s) asociados con  $S_{a_{máx}}$  y los de subducción periodos más largos ( $1.0 < T < 3.0$  s). La caracterización de amplificaciones de un tipo de terreno y otro se da por la resonancia que existe entre el sismo y el terreno. Se demostró que el terreno firme presentó mayor resonancia ante la acción de los sismos de falla normal (en las tres direcciones). En tanto que el terreno blando de Catedral presentó mayor resonancia ante los sismos de subducción en la dirección horizontal (N-S y E-W) y con los de falla normal en dirección vertical (V).



**Figura 6.7. Comparación entre los espectros de respuesta de pseudoaceleración en el terreno de Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos de falla normal y subducción**

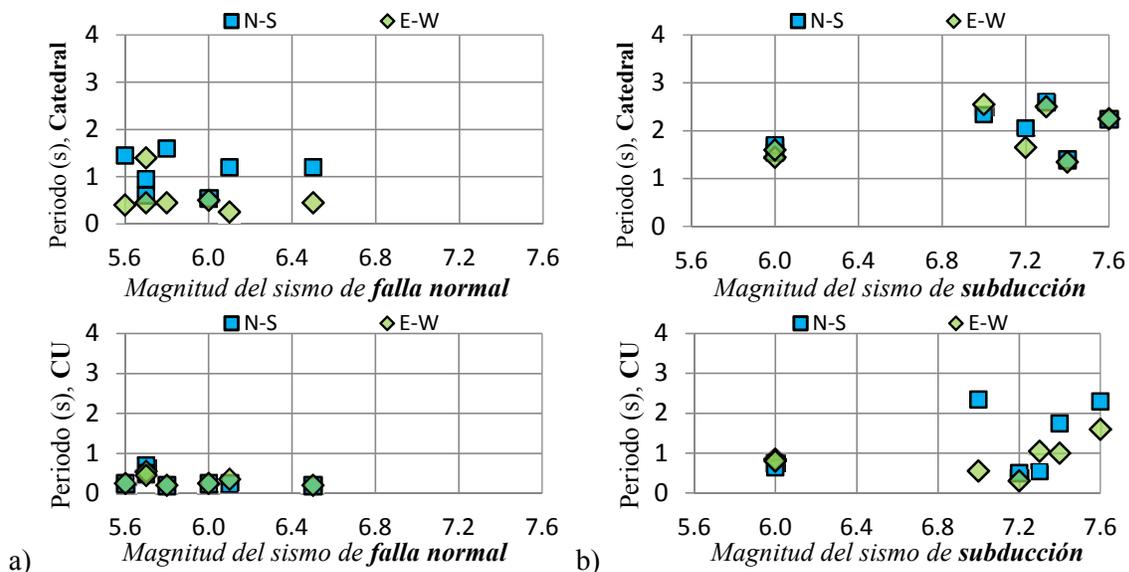
Con estos resultados también se pudo demostrar que los espectros de respuesta son sensibles a las características de los sismos, como son: la magnitud, la distancia epicentral y el tipo de sismo. El sismo de falla normal que presentó mayor valor de amplitud espectral (Fig. 6.5) en el terreno de CU  $Sa_{m\acute{a}x}=91$  Gal (N-S) se obtuvo con el evento de mayor magnitud ( $M=6.5$ ) de este tipo que es el de 11/12/2011. En el terreno blando de Catedral, el sismo de falla normal con mayor respuesta espectral  $Sa_{m\acute{a}x}=92$  Gal (V) fue uno de los más cercanos ( $d=163$  km) a la ciudad y corresponde al evento de 22/05/2009.

Los espectros de respuesta de los sismos de subducción también son sensibles a la magnitud y la distancia epicentral (Fig. 6.6). Si se comparan los registros de subducción en el terreno de la Catedral con epicentro en Guerrero, se observa que la amplitud del evento de 18/04/2014 ( $M=7.2$ ) con  $Sa_{m\acute{a}x}=109$  Gal (E-W) fue mayor que la del evento de 21/08/2013 ( $M=6.0$ ) con  $Sa_{m\acute{a}x}=34$  Gal (E-W) debido a la magnitud. Existe el otro caso en el que la distancia epicentral influye en la respuesta. Por ejemplo, el sismo de Colima de 22/01/2003 ( $M=7.6$ ,  $d=528$  km) fue el de mayor magnitud y no presentó el mayor valor de  $Sa_{m\acute{a}x}$  por ser el sismo más lejano a la ciudad de México

### 6.3.2. Periodo del terreno detectado con los espectros de respuesta

Un estudio donde se estimaron espectros de aceleraciones en distintas zonas sísmicas de la ciudad de México (Reyes *et al.*, 2002) reveló que a medida que la magnitud del sismo crece, la amplitud espectral se amplifica a periodos largos, mientras que con las magnitudes bajas la amplificación se da en los periodos cortos. Para poder observar este efecto, se graficaron los periodos detectados en ambos tipos de terreno, con respecto a la magnitud (Fig. 6.8). Se puede decir que la aseveración de los autores es cierta, aunque no existe una proporcionalidad directa entre la magnitud del sismo y el periodo detectado en el terreno. Esto se debe a la influencia de otros factores como la distancia y el mecanismo de falla.

Puede decirse que el terreno blando de Catedral entra en resonancia con los sismos de subducción por sus largos periodos (hasta  $T=2.6$  s) y el terreno firme de CU con los cortos periodos ( $T < 1$  s) de los sismos de falla normal. Los valores de periodo asociados con  $Sa_{m\acute{a}x}$  en el terreno blando con los sismos de falla normal fueron  $T=0.2-0.7$  s (N-S) y  $T=0.2-0.55$  s (E-W). Mientras que con los sismos de subducción, los valores de periodo en el terreno blando fueron  $T=1.4-2.6$  s (N-S) y  $T=1.35-2.55$  s (E-W).



**Figura 6.8. Influencia de la magnitud y del mecanismo de falla en la obtención del periodo en el terreno blando de Catedral y el de CU: a) sismos de falla normal, b) sismos de subducción**

## 6.4. ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

En esta sección se realiza un análisis espectral convencional en el dominio de la frecuencia con el cual se identificaron las propiedades dinámicas del terreno. Para ello se obtuvieron los espectros de Fourier y las funciones de transferencia CL/CU.

### 6.4.1. Espectros de Fourier

En la Figura 6.9 se comparan los espectros de Fourier obtenidos en el terreno de Catedral y CU con los dos tipos de sismo. En el terreno de Catedral se distinguió una amplificación del espectro en el rango de  $f=0.3-1.0$  Hz para la dirección horizontal del movimiento (N-S y E-W). Con la diferencia que las amplitudes del espectro en los sismos de subducción fueron mayores que en los sismos de falla normal. En dirección vertical también se presentó la amplificación en este rango de frecuencias, aunque no fue tan evidente como en la dirección horizontal. En el terreno firme de CU el rango de frecuencias en los sismos de falla normal no fue tan claro pero con los sismos de subducción se detectó una amplificación para frecuencias menores a 1.0 Hz en las tres direcciones del movimiento.

En lo que se refiere a la dirección vertical, la amplificación en el rango de frecuencias  $f=0.3-1.0$  Hz sólo se presentó en dos sismos de falla normal: el de 15/11/2012 y 16/06/2013. De hecho, en esta dirección la amplificación del movimiento del terreno de Catedral se presentó alrededor de 2 Hz para los sismos más cercanos. Tal es el caso de los sismos de falla normal de Puebla de 21/07/2000 ( $d=115$  km) y 22/05/2009 ( $d=163$  km). Esta amplificación también se hizo evidente para los sismos de subducción cercanos como los de Guerrero de 21/08/2013 ( $d=290$  km) y de 18/04/2014 ( $d=297$  km), así como el de Oaxaca de 20/03/2012 ( $d=339$  km).

### 6.4.2. Función de transferencia

La función de transferencia  $FT$  (CL/CU) no es más que un cociente entre el espectro de Fourier del terreno de Catedral (CL) entre el espectro del terreno en CU. En la Figura 6.10 se presentan las gráficas de estos cocientes. En las Tablas 22 y 23 se presentan los periodos detectados en cada evento.

En las direcciones N-S y E-W fue muy claro el primer pico asociado al movimiento del terreno para frecuencias menores a 1.0 Hz. Para la dirección N-S el rango de frecuencias detectado con los sismos de falla normal fue  $f=0.31-0.49$  Hz ( $T=2.05-3.28$  s) y para los sismos de subducción fue  $f=0.39-0.49$  Hz ( $T=2.02-2.56$  s). En tanto que en dirección E-W, el rango de frecuencias para los sismos de falla normal fue  $f=0.27-0.50$  Hz ( $T=2.00-3.72$  s) y para los sismos de subducción el rango es fue  $f=0.28-0.48$  Hz ( $T=2.07-3.56$  s). En la mayoría de los casos las frecuencias detectadas en dirección N-S fueron mayores que en dirección E-W, lo cual indica que hay una mayor rigidez en la dirección N-S. En las mediciones en la dirección vertical sólo el sismo de 20/04/1998 presentó una frecuencia menor a 1 Hz, todos los demás sismos presentaron valores mayores a uno.

El rango de frecuencias detectado en los sismos de falla normal fue  $f=0.89-2.47$  Hz ( $T=0.41-1.12$  s) y para los sismos de subducción  $f=1.52-2.17$  Hz ( $T=0.46-0.66$  s). Las frecuencias detectadas en el movimiento vertical del terreno se parecen mucho a las frecuencias asociadas al movimiento de la cubierta y de la cimentación (en el siguiente capítulo se estudian las propiedades dinámicas de estos elementos). Esto se debe a la gran influencia que tiene el movimiento de la estructura sobre el terreno. La amplitud de las funciones de transferencia  $FT$  (CL/CU) disminuye después de las intervenciones geotécnicas (Tablas 22 y 23). Esta disminución representa una mayor consolidación y rigidez del terreno, lo cual es una evidencia más de las mejoras en el terreno gracias al programa de rehabilitación.

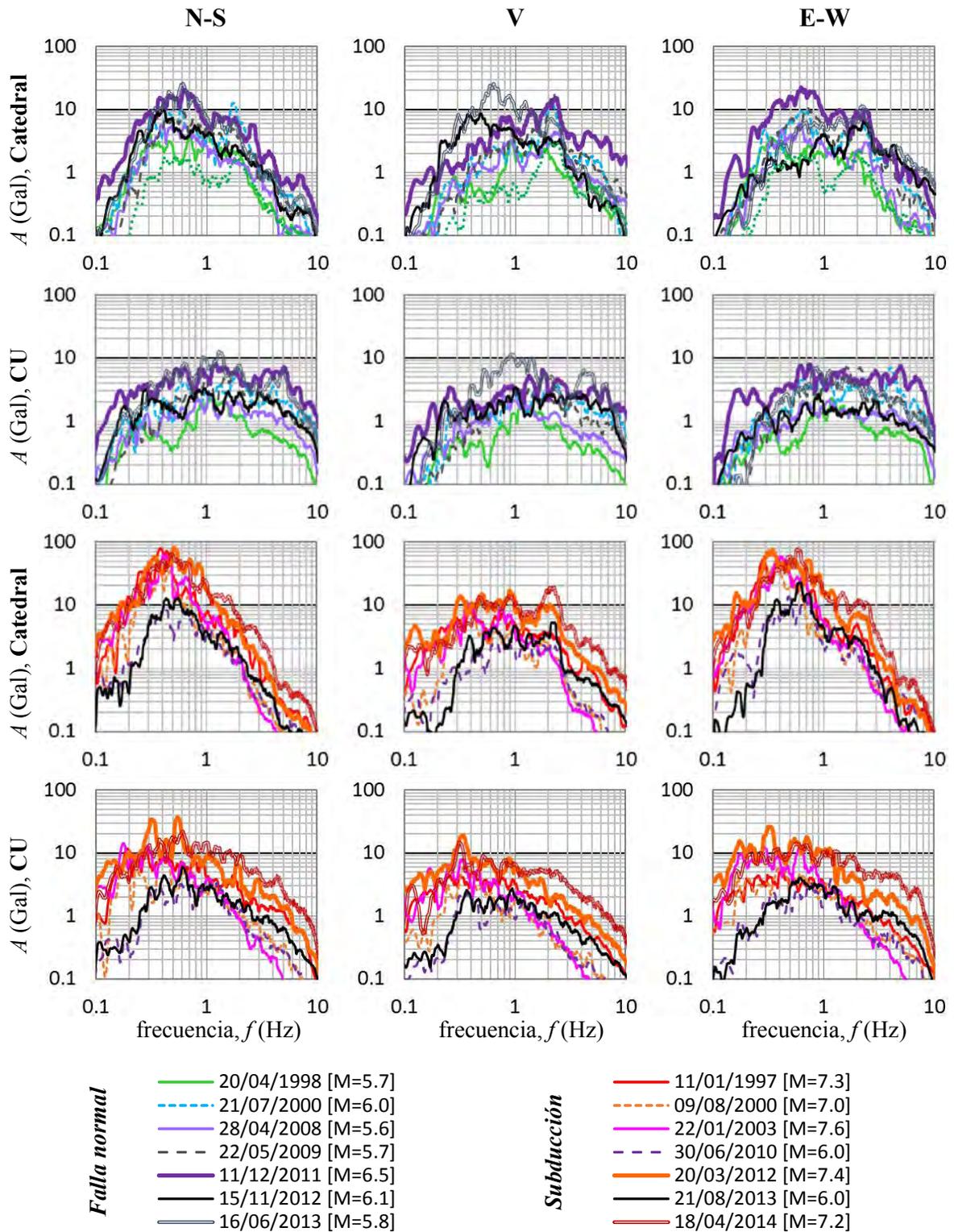


Figura 6.9. Comparación entre los espectros de Fourier en el terreno de Catedral (CL) y Ciudad Universitaria (CU) para los sismos de falla normal y subducción

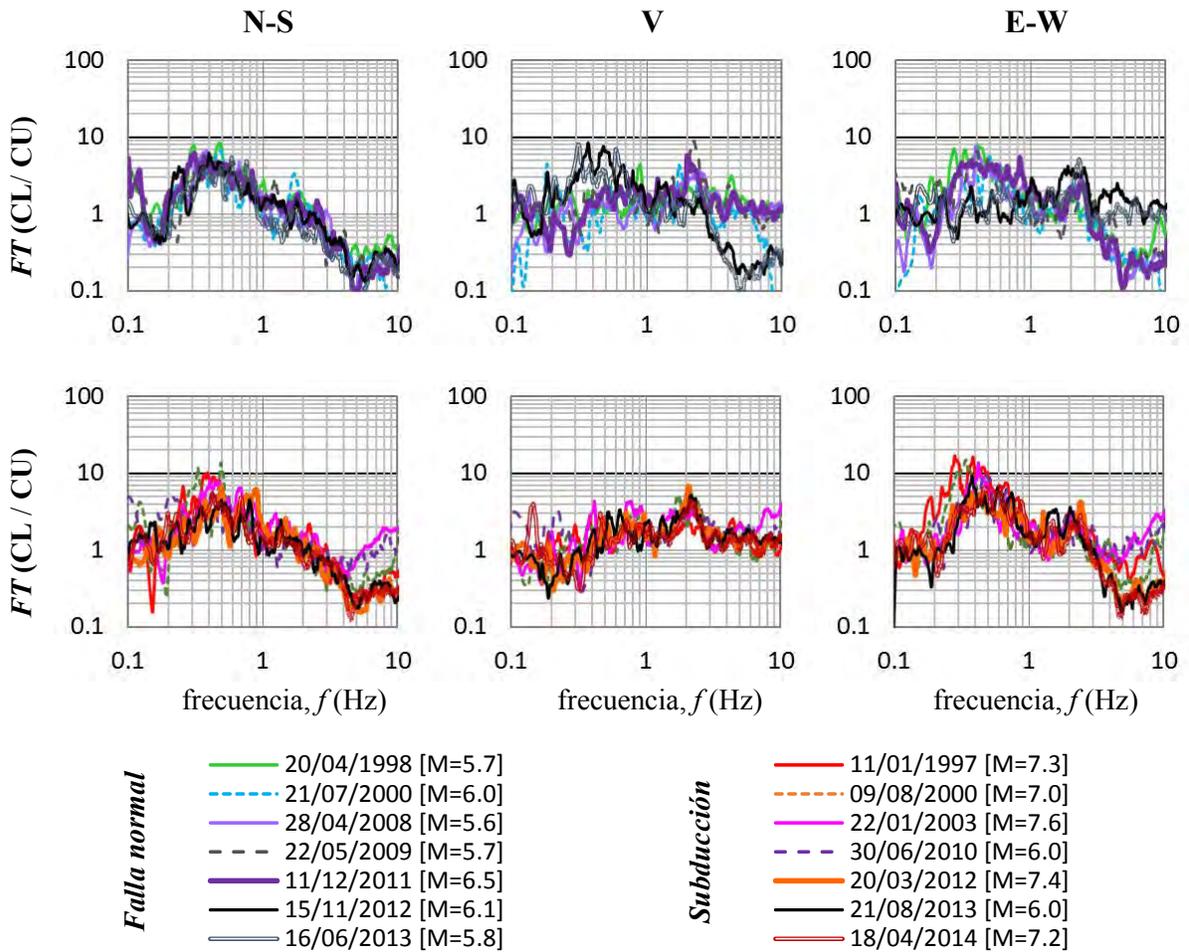


Figura 6.10. Función de Transferencia  $FT$  del espectro de Fourier de Catedral (CL) entre el espectro de Fourier de CU para los sismos de falla normal y de subducción

Tabla 22. Periodos detectados en la función de transferencia de los sismos de falla normal

Sismo de falla normal	N-S			V			E-W		
	Amplitud	f(Hz)	T(s)	Amplitud	f(Hz)	T(s)	Amplitud	f(Hz)	T(s)
20/04/1998	7.9	0.31	3.28	4.4	0.89	1.12	7.1	0.27	3.72
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>									
21/07/2000	6.7	0.49	2.05	4.4	1.73	0.58	5.7	0.5	2
<i>Fin de la inyección de mortero</i>									
28/04/2008	6.7	0.38	2.64	3.6	2.47	0.41	7.66	0.39	2.56
22/05/2009	6	0.32	3.15	8.9	2.25	0.45	6.66	0.4	2.48
11/12/2011	6.2	0.31	3.24	5.8	1.98	0.5	4.92	0.36	2.78
15/11/2012	6.2	0.4	2.52	2.6	1.22	0.82	2.3	0.36	2.78
16/06/2013	4	0.37	2.73	1.9	1.29	0.77	1.5	0.31	3.21

**Tabla 23. Periodos detectados en la función de transferencia de los sismos de subducción**

Sismo de subducción	N-S			V			E-W		
	Amplitud	f(Hz)	T(s)	Amplitud	f(Hz)	T(s)	Amplitud	f(Hz)	T(s)
11/01/1997	10.2	<b>0.39</b>	<b>2.56</b>	<b>2.6</b>	2.06	0.48	<b>16.9</b>	<b>0.28</b>	<b>3.56</b>
<b>Fin del proceso de subexcavación</b>									
09/08/2000	<b>13.6</b>	0.49	2.05	5.1	1.79	0.56	14.8	0.34	2.93
<b>Fin de la inyección de mortero</b>									
22/01/2003	8.2	0.41	2.45	3.4	<b>1.52</b>	<b>0.66</b>	13.78	0.42	2.37
30/06/2010	6.5	0.42	2.37	4.6	2.1	0.48	9.41	<b>0.48</b>	<b>2.07</b>
20/03/2012	6.7	0.49	2.04	<b>6.8</b>	2.08	0.48	<b>5.63</b>	0.45	2.21
21/08/2013	<b>4.5</b>	<b>0.49</b>	<b>2.02</b>	5.2	<b>2.17</b>	<b>0.46</b>	9.28	0.38	2.64
18/04/2014	5.5	0.42	2.37	4.4	2.11	0.47	6.6	0.47	2.13

## 6.5. EVOLUCIÓN DEL PERIODO EN EL TERRENO

La evolución del periodo del terreno en la Catedral se evaluó con los espectros de respuesta de la estación Campo Libre de la RMS de la Catedral y con la función de transferencia  $FT$  (CL/CU). Como se ha demostrado en este documento y en estudios de otros autores (Rosenblueth y Arciniega, 1992; Rivera, 2000), el espectro de respuesta es sensible a la magnitud, la distancia epicentral y el tipo de sismo. Por otro lado, la función de transferencia es un método menos sensible a estos parámetros. Esto se comprobó al comparar los periodos detectados con los espectros de respuesta (Fig. 6.11) y los periodos detectados con la función de transferencia (Fig. 6.12). Además, como se demostró en la sección 6.3.2, con los espectros de respuesta únicamente se pueden tomar como aceptables los valores de periodo obtenidos con los sismos de subducción para determinar el comportamiento del terreno blando (Fig. 6.11b). Los periodos obtenidos con los sismos de falla normal no presentaron una tendencia clara (Fig. 6.11a)

Para hacer una comparación válida, se consideraron únicamente los valores obtenidos con los sismos de subducción con ambos métodos: el espectro de respuesta en CL y la función de transferencia  $FT$  (CL/CU). Para el primer evento registrado por la RMS de la Catedral en 11/01/1997, se detectaron periodos en los espectros de respuesta de  $T=2.5$  s en ambas direcciones horizontales (N-S y E-W). Mientras que con la función de transferencia se detectó este valor en la dirección N-S y se obtuvo un mayor valor en E-W de  $T=3.56$  s. En los últimos años de medición, el periodo detectado con los espectros de respuesta llegó a ser  $T \leq 2$  s y con la función de transferencia fue  $T > 2$  s. En la dirección vertical se identificaron periodos en los espectros de respuesta de  $T > 2$  s al inicio del monitoreo y después de las intervenciones geotécnicas disminuyó a  $T < 1$  s. Por otro lado, con las funciones de transferencia se detectaron valores  $T < 1$  s en la dirección vertical en todos los eventos de subducción. Con los dos métodos se observó la disminución del periodo en el terreno después de las intervenciones.

La diferencia de valores en la obtención del periodo se debe a que ambos métodos son distintos. En la sección 3.3.5 se habló de la definición conceptual del espectro de respuesta. Como aplicación práctica, el espectro de respuesta sirve para hacer comparaciones entre la respuesta registrada y la de un sistema de un grado de libertad (1GDL) con propiedades equivalentes ( $T = 2\pi\sqrt{m/k}$ ). Además, los espectros de respuesta aquí obtenidos son elásticos. Con el espectro de respuesta se identificaron los periodos asociados a la respuesta máxima debido al efecto de resonancia. Por otro lado, la función de transferencia está basada en un análisis en el dominio de la frecuencia en donde se evalúa directamente la respuesta registrada. Aun así es importante tomar en cuenta que ambos métodos son sensibles al mecanismo focal. Como puede apreciarse en la Figura 6.12, la evolución del periodo con los sismos de falla normal difiere al que se obtiene con los sismos de subducción. Con base en esto, se recomienda utilizar el método de la función de transferencia para determinar el periodo fundamental del terreno y de los elementos estructurales estudiados en el capítulo VII.

En la Figura 6.12 se presenta la evolución del periodo con los resultados de la función de transferencia  $FT$  (CL/CU). Se apreció una disminución del periodo gracias a los beneficios de las intervenciones geotécnicas. También se observó que a partir de 22/05/2009 el valor del periodo incrementó su valor. La evolución del periodo con los sismos de subducción en dirección E-W comenzó con un valor  $T=3.56$  s en 11/01/1997 que disminuyó 33% una vez concluidas las intervenciones en el terreno, hasta  $T=2.37$  s en el 22/01/2003. En lo que se refiere a la dirección N-S el periodo disminuyó sólo 4% desde  $T=2.56$  s en 11/01/1997 hasta  $T=2.45$  s en 22/01/2003. Para 15/11/2012 se alcanzaron disminuciones de 38% (desde  $T=3.56$  s hasta  $T=2.21$  s) en dirección E-W y de 20% en dirección N-S (desde  $T=2.56$  s hasta  $T=2.04$  s). De ahí, el periodo en dirección E-W aumentó en el 2013 y volvió a disminuir un 4% para el 18/04/2014. En cambio el periodo en dirección N-S aumentó un 14%. Quedando así con un valor de periodo  $T=2.13$  s en dirección E-W y  $T=2.37$  s en dirección N-S para el 18/04/2014.

En la Figura 6.13 se graficaron los periodos detectados con los dos tipos de sismos a partir de los resultados de la función de transferencia  $FT$  (CL/CU). En esta gráfica fue más evidente la influencia del mecanismo de falla en el comportamiento dinámico del terreno porque la tendencia en la evolución del periodo no fue tan consistente (Fig. 7.13) como cuando se graficaron los resultados por separado dependiendo del tipo de sismo (Fig. 7.12). Considerando la función de transferencia del último evento de cada tipo (el de falla normal del 16/06/2013 y el de subducción del 18/04/2014), puede decirse que actualmente el periodo en el terreno de la Catedral Metropolitana oscila entre  $T=2.0$  s y  $T=3.2$  s en la dirección horizontal. Mientras que en dirección vertical el periodo oscila entre  $T=0.4$  s y  $T=0.8$  s. Como se demuestra más adelante, el periodo de  $T=0.4$  s corresponde al comportamiento dinámico de la cubierta. El hecho de que en el periodo vertical del terreno se refleje el movimiento de la cubierta es una evidencia de la influencia de la estructura sobre el terreno debido a su gran peso.

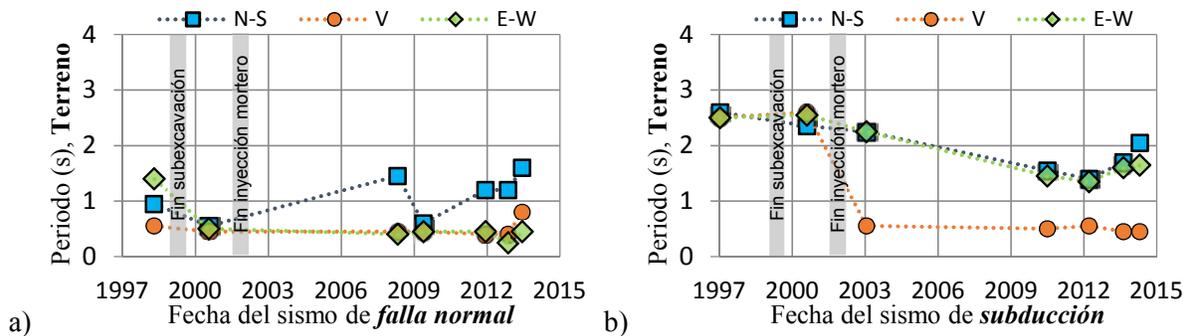


Figura 6.11. Evolución del periodo detectado en el terreno de la Catedral Metropolitana (CL) con los espectros de respuesta para los sismos de: a) falla normal, b) subducción

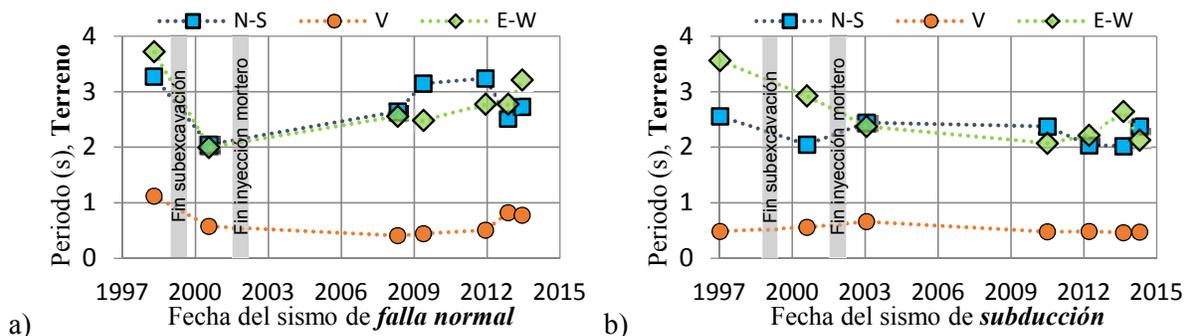
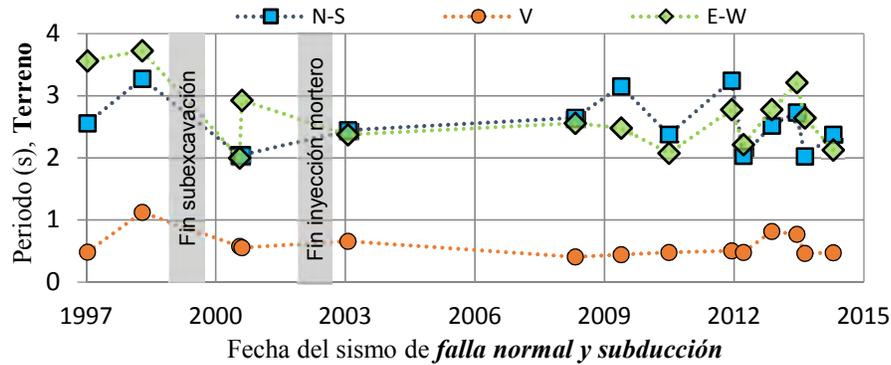


Figura 6.12. Evolución del periodo detectado en el terreno de la Catedral Metropolitana (CL) con la función de transferencia  $FT$  (CL/CU) para los sismos de: a) falla normal, b) subducción



**Figura 6.13. Evolución del periodo en el terreno con la función  $FT$  (CL/CU) en todos los sismos**

## 6.6. AMPLIFICACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO BLANDO

En esta sección se estudia la amplificación del movimiento en el terreno blando con respecto al movimiento del terreno firme utilizando los parámetros estudiados previamente: la aceleración máxima del terreno  $PGA$ , la intensidad de Arias  $I_A$ , la amplitud máxima en los espectros de respuesta  $S_{a_{máx}}$  y la amplitud de la función de transferencia  $FT$  (CL/CU). En las Tablas 24 y 25 se presenta la relación de estos parámetros en el terreno de Catedral con respecto al terreno de CU para los dos tipos de sismo.

La aceleración máxima en el terreno  $PGA$  blando fue casi 5 veces la aceleración que se obtuvo en terreno firme en la dirección E-W y 4 veces en la N-S con el sismo de subducción de 22/01/2003. En los sismos de falla normal esta amplificación no fue menor porque en las direcciones N-S y E-W la aceleración máxima del terreno blando fue casi 2 veces la aceleración en terreno firme. En dirección vertical, con ninguno de los dos tipos de sismo se excedió la relación de 3 veces ( $PGA_{CL}/PGA_{CU} < 3$ ).

En todos los casos, la intensidad de Arias  $I_A$  en el terreno blando fue mayor que la  $I_A$  del terreno firme, con excepción del sismo de falla normal de 21/07/2000 en la dirección E-W. El caso más extremo de amplificación se dio cuando la intensidad de Arias en el terreno en Catedral fue 32 veces la  $I_A$  en CU para el sismo de subducción de 11/01/1997 en dirección E-W. Con este mismo evento la amplificación fue de 15 veces en dirección N-S. En la dirección vertical, la mayor amplificación de  $I_A$  se presentó con el sismo de 22/05/2009, con el cual la  $I_A$  en el terreno blando fue 7 veces la  $I_A$  en terreno firme. Comparando los dos tipos de sismos, se observó que los sismos de subducción presentaron una mayor amplificación en dirección horizontal y los de falla normal en dirección vertical.

En lo que se refiere a la amplitud de los espectros de respuesta  $S_{a_{máx}}$  no se vio una tendencia clara con los sismos de falla normal. En ocasiones, la respuesta en el terreno blando fue mayor que en el terreno firme pero no siempre fue así. La mayor relación  $S_{a_{máx}}(CL)/S_{a_{máx}}(CU)$  se dio con el sismo de 22/05/2009, donde la respuesta registrada en Catedral fue 7 veces mayor que en CU en dirección vertical. En la dirección horizontal, la relación llegó a ser de 2.3 para el sismo de 15/11/2012 en dirección E-W. A diferencia de lo observado en los sismos de falla normal, con todos los sismos de subducción la respuesta del terreno blando fue mayor que la del terreno firme. El caso más extremo se presentó con el sismo de subducción de 11/01/1997 con una relación de  $S_{a_{máx}}(CL)/S_{a_{máx}}(CU)=6.4$  (E-W). Sin embargo, este valor sigue siendo menor al alcanzado con el sismo de falla normal de 22/05/2009 en dirección vertical donde se tuvo una relación de  $S_{a_{máx}}(CL)/S_{a_{máx}}(CU)=6.9$  (V). En la dirección vertical, el sismo de subducción con mayor amplificación de la respuesta en el terreno blando con respecto al terreno firme corresponde al evento de 21/08/2013 con un valor de  $S_{a_{máx}}(CL)/S_{a_{máx}}(CU)=3.7$  (V).



La amplitud de la función de transferencia  $FT$  (CL/CU) presentó valores mayores a 1.0 en todos los sismos de falla normal y de subducción. Esto significa que la amplitud en los espectros de Fourier en el terreno blando siempre fue mayor que en el terreno firme. Con los sismos de falla normal la mayor amplificación se presentó en dirección vertical con el sismo de 22/05/2009 con una amplitud de 8.9. En las direcciones horizontales la amplificación del terreno blando con respecto al terreno firme fue casi de 8.0 con el sismo de 20/04/1998 en dirección N-S y con el sismo de 28/04/2008 en dirección E-W. Con los sismos de subducción la amplificación fue mayor en las direcciones horizontales del movimiento. El caso más extremo fue el evento de 11/01/1997 con una amplificación de 16.9 en dirección N-S. En dirección E-W, el sismo de 09/08/2000 presentó una amplificación de 13.6 y en la dirección vertical el sismo de 20/03/2012 tuvo una amplificación de 6.8.

**Tabla 24. Amplificación del movimiento del terreno blando (CL) con respecto al firme (CU) con los sismos de falla normal**

Sismo de falla normal			PGA			Intensidad $I_A$			Amplitud $S_{a_{máx}}$			Amplitud $FT$		
Fecha	M	d (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
20/04/1998	5.7	240	<b>1.7</b>	1.5	1.1	<b>2</b>	3	2	<b>1.5</b>	1.5	0.8	<b>7.9</b>	4.4	7.1
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>														
21/07/2000	6.0	115	0.6	1.8	0.6	2	3	0.9	1.4	2.6	<b>0.6</b>	6.7	4.4	5.7
<i>Fin de la inyección de mortero</i>														
28/04/2008	5.6	207	0.8	<b>1.1</b>	1.1	1.4	3	1.6	0.9	1.7	1.1	6.7	3.6	<b>7.7</b>
22/05/2009	5.7	163	0.8	<b>2.8</b>	<b>1.5</b>	1	<b>7</b>	1.4	0.8	<b>6.9</b>	1.6	6	<b>8.9</b>	6.7
11/12/2011	6.5	197	<b>0.5</b>	1.5	0.9	1.1	3	1.5	<b>0.3</b>	1.5	<b>0.6</b>	6.2	5.8	4.9
15/11/2012	6.1	178	0.9	1.8	0.9	1.3	<b>1.3</b>	<b>4</b>	0.9	<b>0.8</b>	<b>2.3</b>	6.2	2.6	2.3
16/06/2013	5.8	142	<b>0.5</b>	1.4	0.6	1.1	1.5	2	0.5	<b>0.8</b>	2	<b>4</b>	<b>1.9</b>	<b>1.5</b>
<i>disminución de la amplificación (1998-2013)</i>			71%	-	45%	50%	-	0%	67%	47%	-	49%	-	79%

**Tabla 25. Amplificación del movimiento del terreno blando (CL) con respecto al firme (CU) con los sismos de subducción**

Sismo de subducción			PGA			Intensidad $I_A$			Amplitud $S_{a_{máx}}$			Amplitud $FT$		
Fecha	M	d (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
11/01/1997	7.3	405	2.3	0.7	4.0	<b>15</b>	3	<b>32</b>	4.5	<b>1.0</b>	<b>6.4</b>	10.2	2.6	<b>16.9</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>														
09/08/2000	7.0	378	2.3	<b>1.6</b>	3.4	9	3	20	2.6	1.7	6.1	<b>13.6</b>	5.1	14.8
<i>Fin de la inyección de mortero</i>														
22/01/2003	7.6	528	<b>4.2</b>	2.1	<b>4.5</b>	14	3	12	<b>5.5</b>	1.2	4.6	8.2	3.4	13.8
30/06/2010	6.0	365	<b>1.5</b>	1.9	2.8	3	3	7	<b>1.4</b>	2.0	<b>2.4</b>	6.5	4.6	9.4
20/03/2012	7.4	339	1.8	2.0	<b>1.7</b>	6	3	7	1.9	2.3	2.8	6.7	<b>6.8</b>	<b>5.6</b>
21/08/2013	6.0	290	1.8	<b>2.7</b>	2.5	4	<b>5</b>	8	1.7	3.7	4.6	<b>4.5</b>	5.2	9.3
18/04/2014	7.2	297	1.6	2.5	1.8	4	4	6	2.3	<b>3.7</b>	3.1	5.5	4.4	6.6
<i>Disminución de la amplificación (1997-2014)</i>			30%	-	55%	73%	-	81%	49%	-	52%	46%	-	61%



## CAPÍTULO VII

### MOVIMIENTO DE LA ESTRUCTURA

*“Y el rey Salomón envió a buscar a Hiram de Tiro.  
éste era...artífice en bronce; estaba lleno de sabiduría,  
inteligencia y pericia para hacer cualquier obra en bronce.  
Y él vino al rey Salomón e hizo toda su obra.  
Fundió las dos columnas de bronce;  
la altura de una columna era de dieciocho codos,  
y un cordel de doce codos medía la circunferencia de las dos.  
Hizo también dos capiteles de bronce fundido  
para colocarlos en las cabezas de las columnas...  
Había redes de obra de malla  
y trenzas de obra de cadenilla para los capiteles  
que estaban en la cima de las columnas...  
Erigió, pues, las columnas en el pórtico de la nave;  
erigió la columna derecha y la llamó Jaquín,  
y erigió la columna izquierda y la llamó Boaz.  
Y en lo alto de las columnas había lirios tallados.  
Así fue terminada la obra de las columnas.”  
(1 Reyes 7:13-22)*

## CAPÍTULO VII

### MOVIMIENTO DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo se describen las propiedades dinámicas de la estructura siguiendo un procedimiento similar al que se utilizó para describir el movimiento del terreno (capítulo VI). Se estudiaron tres elementos estructurales de la Catedral: la cimentación, el sistema de cubierta y la torre Oeste. El movimiento de la cimentación y los efectos de interacción suelo estructura se evaluaron con los análisis de los registros en las estaciones ubicadas en la cimentación (Sótano Centro, SC) y el terreno (Campo Libre, CL). Mientras que el movimiento horizontal de la cubierta y el movimiento vertical de la cúpula se analizaron con los registros de las estaciones Azotea Centro (AC) y Azotea Oeste (AW). Por otro lado, el movimiento de la torre Oeste se analizó con los registros de las estaciones Torre Alta (TA) y Torre Baja (TB). Finalmente, la respuesta obtenida en el análisis de estos registros sísmicos se comparó con la respuesta medida con la ejecución de las pruebas de vibración ambiental de la década de los 90.

#### 7.1. MOVIMIENTO DE LA CIMENTACION

Durante los primeros años de funcionamiento de la RMS de la Catedral se monitorearon tres puntos en la cimentación: Sótano Norte (SN), Sótano Centro (SC) y Sótano Sur (SS). A partir de los sismos ocurridos en 20/04/1998, por las razones antes mencionadas, se cuenta únicamente con el registro en la estación SC. De acuerdo con Rivera (2000), se observó que la cimentación experimentaba un movimiento similar en las tres estaciones en la dirección horizontal. Mientras que en la dirección vertical, los extremos de la cimentación (SN y SS) presentaron movimientos mayores que en el centro (SC). Con estos resultados se llegó a la conclusión de que la cimentación se movía como una unidad o cuerpo rígido en las dos direcciones horizontales, no siendo así en la dirección vertical debido a la deformabilidad del terreno. Lamentablemente, por el retiro de los aparatos en SS y SN ya no fue posible monitorear el comportamiento de la cimentación en esos puntos después de que las intervenciones geotécnicas surtieran efecto. Pues la última etapa de inyección de mortero en el terreno ocurrió el 20 de enero de 2002. Sin embargo, con los estudios de Rivera (2000) quedó demostrado que la estación SC representa adecuadamente el movimiento de toda la cimentación en dirección horizontal. Para identificar los efectos de interacción suelo estructura (ISE) se relacionaron los registros en la cimentación y en el terreno en las estaciones de Sótano Centro (SC) y Campo Libre (CL) de la RMS de la Catedral.

De los 14 sismos seleccionados no se analizaron cuatro. Tres de ellos no tuvieron registro en la estación SC: el de 28/04/2008, 30/06/2010 y 20/03/2012. Tampoco se analizó el sismo de 21/08/2013 porque el registro en la estación SC estuvo incompleto y no abarcó la fase intensa del movimiento.

##### 7.1.1. Historias de aceleración

En las Figuras 7.1 y 7.2 se comparan las historias de aceleración en la cimentación (SC) y el terreno (CL) para los sismos de falla normal y subducción, respectivamente. Los acelerogramas registrados en SC fueron muy parecidos a los de CL, con los dos tipos de sismos. Al transmitirse las ondas sísmicas del terreno hacia la cimentación, la forma de los acelerogramas se conservó con una reducción de la amplitud del movimiento en la cimentación para cada evento. En la Figura 7.3 se presenta el registro completo del sismo de falla normal de 11/12/2011 y el de subducción de 18/04/2014. También se presentan porciones de 10 segundos de cada registro para observar la reducción del movimiento en la cimentación.

Para determinar qué tanto se redujo el movimiento en la cimentación con respecto al terreno se realizó el cociente de las aceleraciones máximas en SC entre las aceleraciones máximas en CL. En los sismos de falla normal este cociente varió de 0.6 a 0.98, con excepción de los sismos de 28/04/2008 y 22/05/2009 en dirección N-S que presentaron valores de 1.21 y 1.05, respectivamente (Tabla 26). En los sismos de subducción esta relación varió entre 0.64 y 1.03, con excepción del sismo de 21/07/2000 en dirección vertical donde el cociente fue 1.30 (Tabla 27). Esto significa que las aceleraciones en la cimentación se pueden reducir hasta 40% de lo que se registra en el terreno.

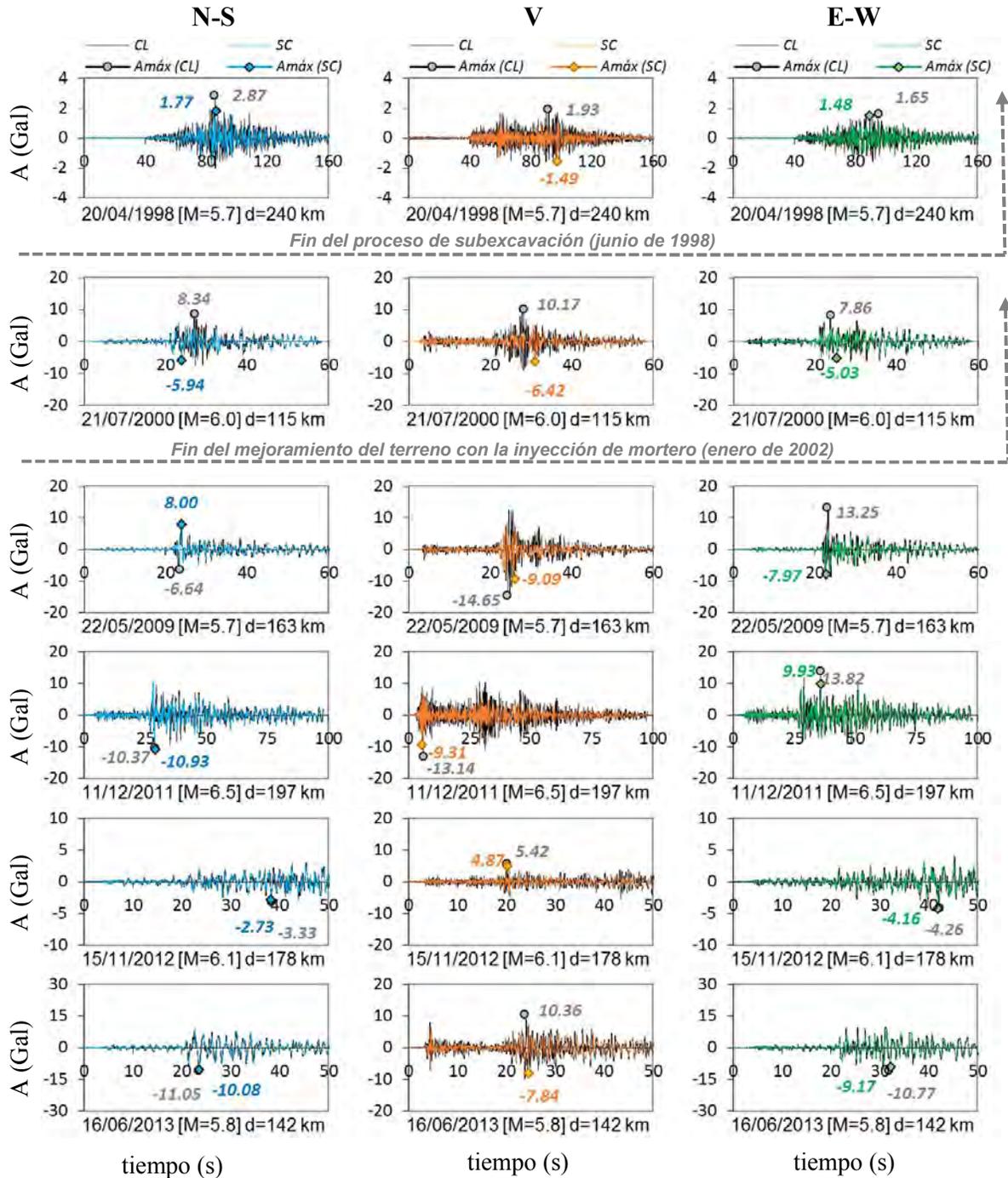


Figura 7.1. Acelerogramas corregidos y sincronizados de los registros en las estaciones de Campo Libre (CL) y Sótano Centro (SC) de la Catedral para los sismos de falla normal



Tabla 26. Relación entre las aceleraciones máximas (Gal) detectadas en la cimentación (SC) y el terreno (CL) de la Catedral Metropolitana en los sismos de falla normal seleccionados

Características del sismo (FN)				Campo Libre (CL)			Sótano Centro (SC)			Relación SC/CL		
Fecha	M	d (km)	P (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
20/04/1998	5.7	240	66	2.87	1.93	1.65	1.77	1.49	1.48	0.62	0.77	0.90
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>												
21/07/2000	6.0	115	48	8.34	10.17	7.86	5.94	6.42	5.03	0.71	0.63	0.64
<i>Fin de la inyección de mortero</i>												
28/04/2008	5.6	207	47	2.52	3.17	2.72	-	-	-	-	-	-
22/05/2009	5.7	163	45	6.64	14.65	13.25	8.00	9.09	7.97	1.21	0.62	0.60
11/12/2011	6.5	197	58	10.37	13.14	13.82	10.93	9.31	9.93	1.05	0.71	0.72
15/11/2012	6.1	178	40	3.33	5.42	4.26	2.73	4.87	4.16	0.82	0.90	0.98
16/06/2013	5.8	142	60	11.05	10.36	10.77	10.08	7.84	9.17	0.91	0.76	0.85

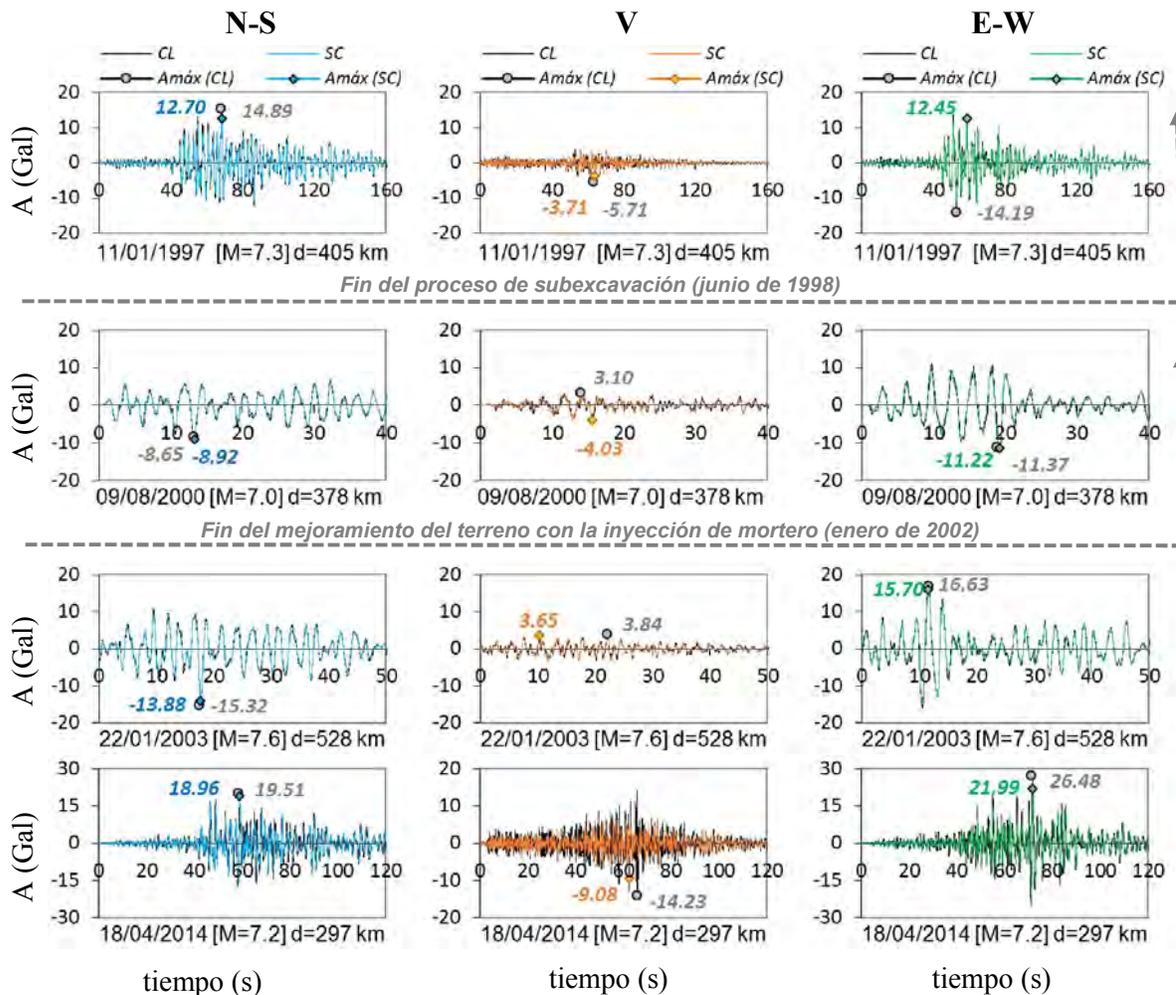


Figura 7.2. Acelerogramas corregidos y sincronizados de los registros en las estaciones de Campo Libre (CL) y Sótano Centro (SC) de la Catedral para los sismos de subducción

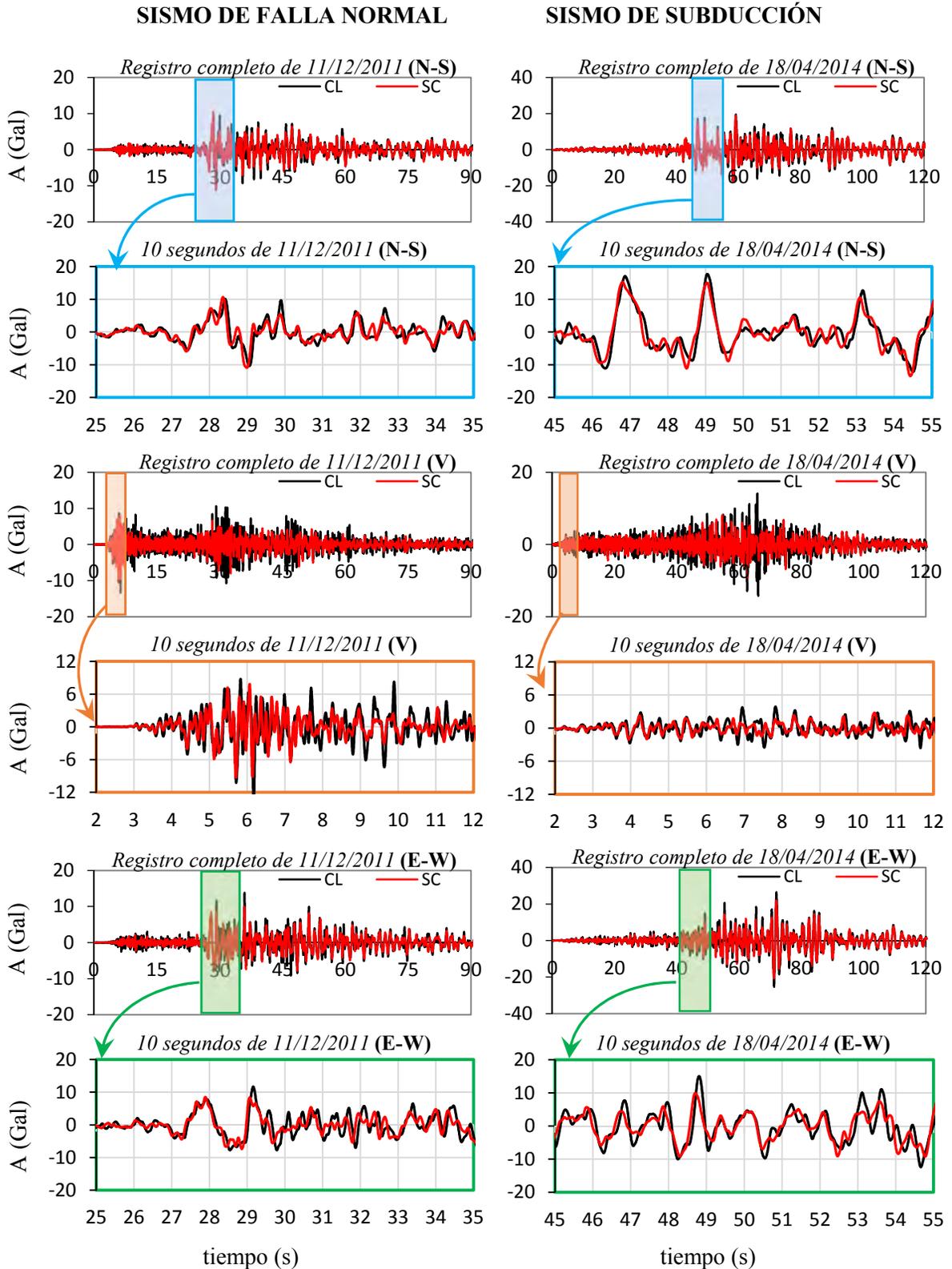


Figura 7.3 Diferencias entre las historias de aceleración en el tiempo de los sismos más severos de falla normal y subducción en las tres direcciones de medición (N-S, V, E-W) registradas en el terreno (CL) y la cimentación (SC)

**Tabla 27. Relación entre las aceleraciones máximas detectadas en la cimentación (SC) y el terreno (CL) de la Catedral Metropolitana en los sismos de subducción seleccionados**

Características del sismo (S)				Campo Libre (CL)			Sótano Centro (SC)			Relación SC/CL		
Fecha	M	d (km)	P (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
11/01/1997	7.3	405	16	14.89	5.71	14.19	12.70	3.71	12.45	<b>0.85</b>	0.65	0.88
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>												
09/08/2000	7.0	378	16	8.65	3.10	11.37	<b>8.92</b>	4.03	<b>11.22</b>	<b>1.03</b>	<b>1.30</b>	<b>0.99</b>
<i>Fin de la inyección de mortero</i>												
22/01/2003	7.6	528	9	15.32	3.84	16.63	13.88	<b>3.65</b>	15.70	0.91	0.95	0.94
30/06/2010	6.0	365	8	<b>3.84</b>	<b>2.23</b>	<b>5.84</b>	-	-	-	-	-	-
20/03/2012	7.4	339	16	<b>21.00</b>	14.07	23.53	-	-	-	-	-	-
21/08/2013	6.0	290	20	4.86	4.01	7.60	<i>Registro incompleto</i>			-	-	-
18/04/2014	7.2	297	10	19.51	<b>14.23</b>	<b>26.48</b>	<b>18.96</b>	<b>9.08</b>	<b>21.99</b>	0.97	<b>0.64</b>	<b>0.83</b>

### 7.1.2. Respuesta máxima en la cimentación y el terreno

En las Figuras 7.4 y 7.5 se presentan los espectros de respuesta en la cimentación y el terreno de los sismos de falla normal y subducción, respectivamente. En las Tablas 28 y 29 se presentan las amplitudes  $Sa_{m\acute{a}x}$  y los periodos  $T$  detectados en cada evento sísmico.

Con los sismos de falla normal, la forma de los espectros de respuesta en ambos puntos de medición fue similar, con ligeras amplificaciones de la amplitud espectral  $Sa$  en el terreno con respecto a la cimentación para periodos menores a un segundo ( $SC < CL$  para  $T < 1$  s). Con excepción de los sismos de 15/11/2012 y 16/06/2013 (N-S), en donde la amplitud en SC fue mayor que en CL. De los sismos de falla normal, los mayores valores de  $Sa$  en la cimentación fueron  $Sa_{m\acute{a}x} = 38$  Gal (N-S) en 11/12/2011,  $Sa_{m\acute{a}x} = 46$  Gal (V) en 22/05/2009 y  $Sa_{m\acute{a}x} = 46$  Gal (E-W) en 16/06/2013. Estos sismos fueron los que presentaron la mayor intensidad  $I_{HA}$ ,  $I_V$  y el mayor valor de  $PGA_V$  en los registros del terreno (sección 6.2.4; Tabla 19). Con estos datos se corrobora que los sismos más severos en el terreno fueron los mismos que produjeron la mayor respuesta en la estructura.

En los espectros de respuesta de los sismos de subducción también se presentó la disminución de amplitud del movimiento en la cimentación con respecto al terreno para periodos menores a un segundo ( $SC < CL$  para  $T < 1$  s). Sin embargo, en las mediciones verticales, la amplitud en CL fue mayor que SC para los periodos asociados con el movimiento del terreno ( $SC > CL$  para  $T > 2$  s). Esto fue evidente con los sismos de subducción porque excitan más al terreno blando que los sismos de falla normal. El evento de subducción que presentó la mayor respuesta en la cimentación fue el sismo de 18/04/2014 con valores  $Sa_{m\acute{a}x} = 73$  Gal (N-S),  $Sa_{m\acute{a}x} = 27$  Gal (V) y  $Sa_{m\acute{a}x} = 94$  Gal (E-W). Este evento fue de los sismos de subducción más severos por sus valores de intensidad  $I_V$ ,  $PGA_V$  y  $PGA_{E-W}$  (sección 6.2.4; Tabla 19).

Respecto al periodo asociado a la respuesta máxima, los valores detectados en los espectros de respuesta del terreno no fueron los mismos que los detectados en la cimentación. Los únicos dos casos en los que el periodo fue igual en CL y SC fueron los eventos de 21/07/2000 y de 16/06/2013 (en las tres direcciones N-S, V y E-W). El parecido en su respuesta se debe a que estos sismos fueron los más cercanos a la ciudad de México. Para eventos con epicentros más lejanos, los periodos en SC y CL son distintos.

Los periodos asociados a  $Sa_{m\acute{a}x}$  detectados con los espectros de respuesta de los sismos de falla normal en la cimentación (SC) fueron:  $T=0.4-1.6$  (N-S),  $T=0.15-1.05$  (V) y  $T=0.45-2.05$  (E-W). Mientras que con los sismos de subducción fueron:  $T=2.05-2.6$  (N-S),  $T=1.05-2.6$  (V) y  $T=1.65-2.55$  (E-W). Los valores de periodo detectados en SC con los sismos de subducción fueron más cercanos al periodo del terreno ( $T=2-3$  s). Mientras que con los sismos de falla normal, los valores de periodo en SC fueron más cercanos al periodo del movimiento horizontal de la cubierta ( $T=0.39-0.49$  s) y vertical de la cúpula ( $T=0.15$  s). La obtención del periodo en la cubierta y en la cúpula se explica más adelante en la sección 7.2. Con estos datos se puede decir que la respuesta en la cimentación bajo la acción de los sismos de subducción se rige por el movimiento del terreno blando de la Catedral. Mientras que bajo la acción de los sismos de falla normal, se hace más evidente el movimiento de la cubierta y la cúpula.

**Tabla 28. Valores de amplitud máxima,  $Sa_{m\acute{a}x}$  (Gal) y periodo,  $T$  (s) detectados en los espectros de respuesta de pseudoaceleración de CL y SC en los sismos de falla normal**

Sismos de falla normal		Campo libre (CL)						Sótano Centro (SC)					
		N-S		V		E-W		N-S		V		E-W	
Fecha	Magnitud	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$
20/04/1998	5.7	0.95	<b>10</b>	<b>0.55</b>	<b>7</b>	<b>0.85</b>	<b>7</b>	0.95	<b>8</b>	<b>1.05</b>	<b>5</b>	0.90	<b>5</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>													
21/07/2000	6.0	0.55	<b>47</b>	0.45	58	0.50	35	0.55	27	0.45	33	0.50	23
<i>Fin de la inyección de mortero</i>													
22/05/2009	5.7	0.60	20	0.45	<b>92</b>	<b>0.45</b>	<b>49</b>	<b>0.40</b>	20	0.45	<b>46</b>	<b>0.45</b>	23
11/12/2011	6.5	1.20	30	0.40	57	<b>0.45</b>	38	<b>0.40</b>	<b>38</b>	<b>0.15</b>	39	1.20	30
15/11/2012	6.1	<b>0.40</b>	<b>10</b>	<b>0.25</b>	25	<b>0.45</b>	12	<b>0.40</b>	11	0.25	18	<b>2.05</b>	10
16/06/2013	5.8	<b>1.60</b>	36	0.45	50	0.80	47	<b>1.60</b>	34	0.45	27	0.80	<b>46</b>

**Tabla 29. Valores de amplitud máxima,  $Sa_{m\acute{a}x}$  (Gal) y periodo,  $T$  (s) detectados en los espectros de respuesta de pseudoaceleración de CL y SC en los sismos de subducción**

Sismos de subducción		Campo libre (CL)						Sótano Centro (SC)					
		N-S		V		E-W		N-S		V		E-W	
Fecha	Magnitud	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$	$T$	$Sa_{m\acute{a}x}$
11/01/1997	7.3	<b>2.60</b>	70	1.25	14	<b>1.50</b>	<b>51</b>	<b>2.60</b>	65	1.25	<b>15</b>	2.50	<b>47</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>													
09/08/2000	7.0	2.35	<b>34</b>	<b>2.60</b>	<b>13</b>	<b>2.55</b>	58	2.30	<b>32</b>	<b>2.60</b>	<b>15</b>	<b>2.55</b>	56
<i>Fin de la inyección de mortero</i>													
22/01/2003	7.6	2.25	57	1.10	16	2.25	73	2.30	53	1.10	16	2.25	69
18/04/2014	7.2	<b>2.05</b>	80	<b>0.45</b>	<b>72</b>	1.65	<b>109</b>	<b>2.05</b>	<b>73</b>	<b>1.05</b>	<b>27</b>	<b>1.65</b>	<b>94</b>

En la Figura 7.6 se presentan los espectros de SC y CL de los sismos de falla normal en comparación con los espectros de respuesta de los sismos de subducción. La disminución de la respuesta en la cimentación con respecto al terreno se presentó en los dos tipos de sismos. Al comparar las amplitudes en los espectros, se hizo evidente cómo la respuesta en los sismos de subducción fue mayor que la de los sismos de falla normal. Los sismos de falla normal que presentaron una mayor amplitud espectral fueron los sismos de 11/12/2011 y 16/06/2013 alcanzando amplitudes cercanas a 50 Gal en la cimentación y de 60 Gal en campo libre. Mientras que en los sismos de subducción, el más severo resultó ser el evento de 18/04/2014 con amplitudes de casi 100 Gal en la cimentación y 120 Gal en el terreno. Estos sismos concuerdan con los eventos sísmicos detectados como los más severos en la sección 6.2.4.

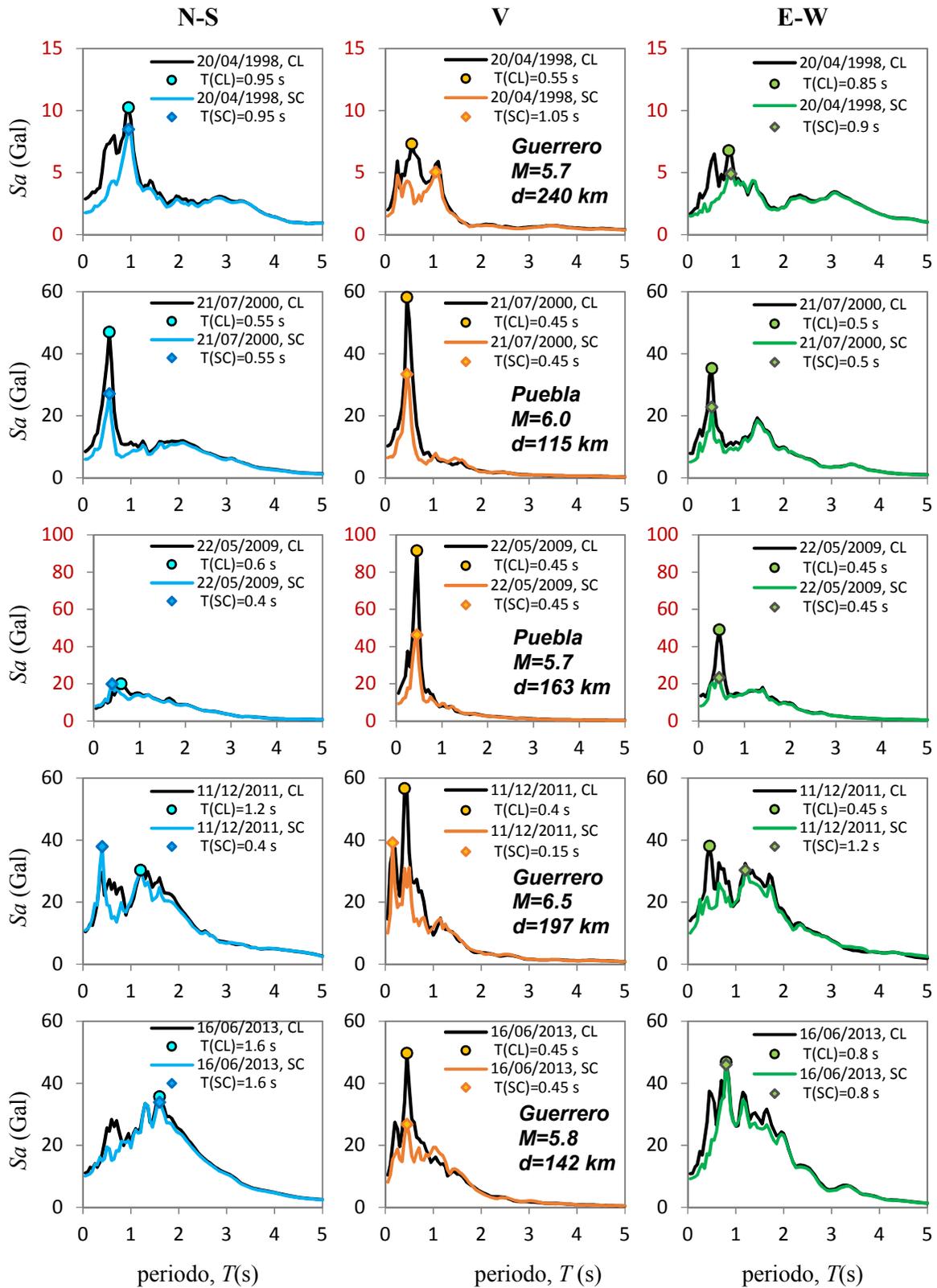


Figura 7.4. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\xi=0.05$ ) en las estaciones de Campo Libre (CL) y Sótano Centro (SC) de la Catedral de algunos sismos de falla normal

*\* La amplitud de algunos espectros es diferente para su comparación gráfica*

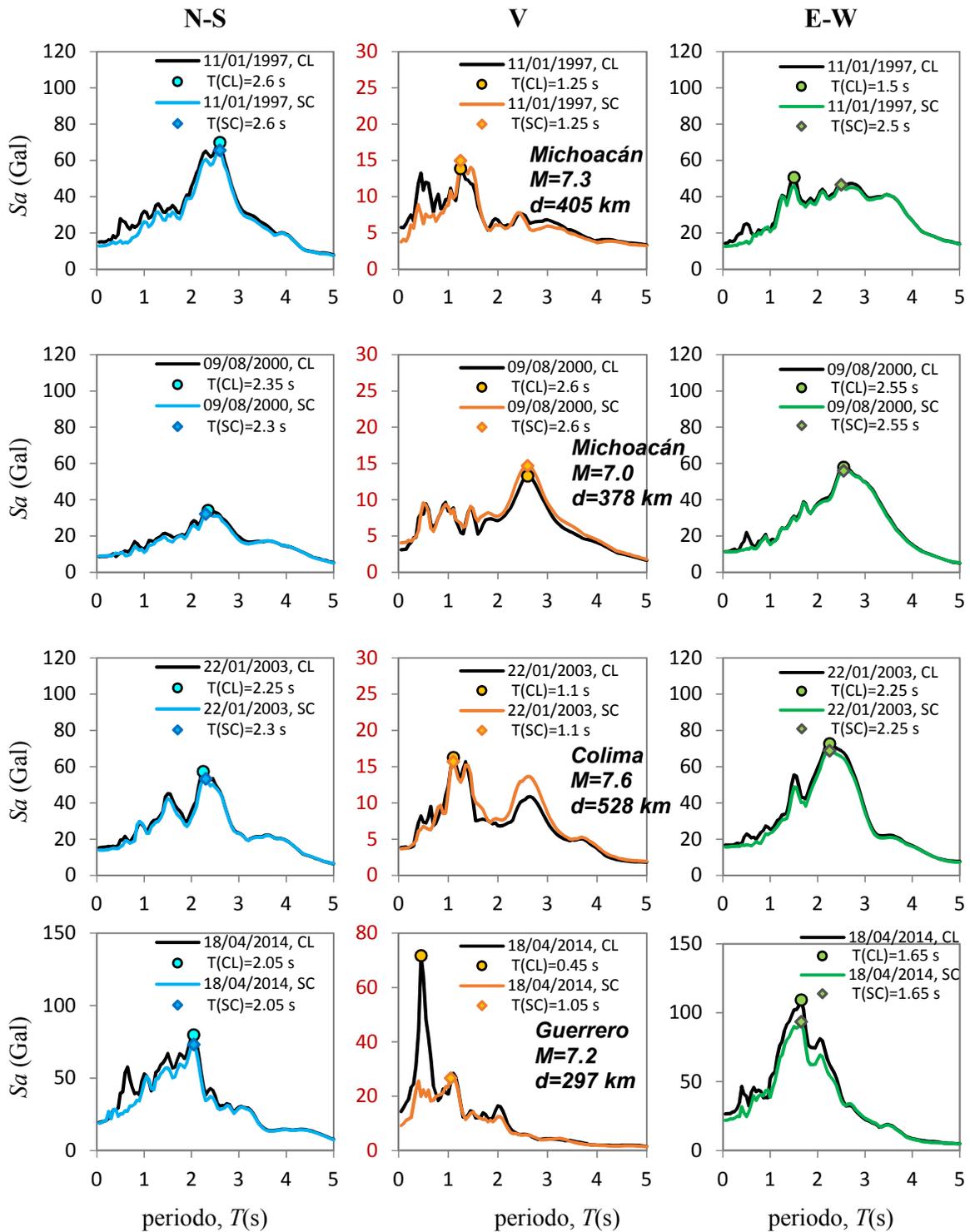


Figura 7.5. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\xi=0.05$ ) en las estaciones de Campo Libre (CL) y Sótano Centro (SC) de la Catedral de algunos sismos de subducción

\* La amplitud de los espectros en dirección vertical es diferente a las dos direcciones horizontales

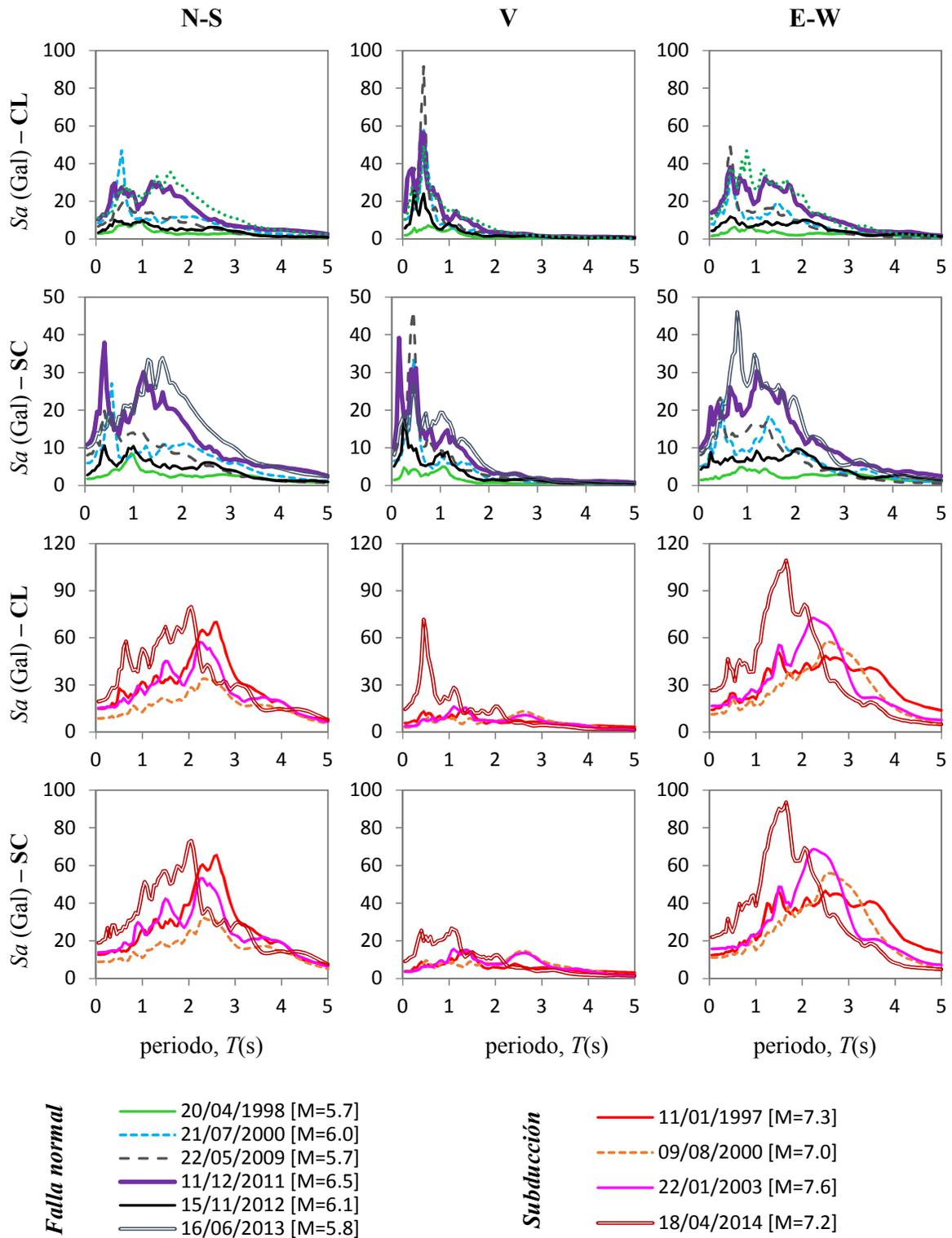


Figura 7.6. Comparación entre los espectros de respuesta de pseudoaceleración en el terreno (CL) y la cimentación (SC) de la Catedral para los sismos de falla normal y subducción

\* La amplitud de los espectros es diferente para su comparación gráfica

### 7.1.3. Análisis del comportamiento de la cimentación en el dominio de la frecuencia

En la Figura 7.7 se comparan los espectros de Fourier en SC y CL de cada sismo analizado. Se aprecia cómo las amplitudes de los espectros de Fourier en la cimentación fueron menores que en el terreno para frecuencias mayores a 1.0 Hz. Esto quiere decir que cuando las ondas sísmicas llegan al terreno e intentan atravesar la cimentación, existe un filtrado físico de frecuencias por ser un cuerpo rígido y masivo. En este filtro se conservan casi iguales las frecuencias bajas ( $f < 1.0$  Hz) y se reducen las frecuencias altas ( $f > 1.0$  Hz). Posteriormente, estas ondas se propagan a través de los demás cuerpos de la Catedral pero ya con una disminución de amplitud debido a este efecto. En la Figura 7.8 se comparan los espectros de Fourier en SC y CL de los sismos de falla normal con respecto a los de subducción. En todos los espectros se observó un pico tanto en SC como en CL dentro del rango de frecuencias de 0.3 Hz a 0.5 Hz ( $T=2$  a 3.3 s) que se asocia con el comportamiento dinámico del terreno blando de la Catedral.

En la Figura 7.9 se presentan las funciones de transferencia  $FT$  (SC/CL) de los sismos seleccionados. De un sismo a otro, la forma de la función de transferencia es similar. En las gráficas se aprecia que no existieron amplificaciones mayores a 2.0 en el rango de frecuencias de interés (de 0.1 Hz a 10 Hz). Por otro lado, también hubo una reducción de amplitud en la cimentación ( $FT$  (SC/CL)  $< 1.0$ ) alrededor de las frecuencias cercanas a los 2 Hz. En las tablas 30 y 31 se muestran los valores de frecuencia y amplitud detectados en las funciones de transferencia para los sismos de falla normal y de subducción, respectivamente. Las amplitudes de la función de transferencia alrededor de 2.0 Hz fueron:  $FT$  (SC/CL)=0.25-0.59 (N-S), 0.23-0.45 (V) y 0.20-0.31 (E-W) para los sismos de falla normal y  $FT$  (SC/CL)=0.24-0.38 (N-S), 0.29-0.48 (V) y 0.20-0.26 (E-W) para los sismos de subducción. Las amplitudes de la función de transferencia  $FT$  (SC/CL) en los sismos de falla normal fueron mayores que en los de subducción. Esto quiere decir que la disminución del movimiento en la cimentación y los efectos ISE son más notables con los sismos de subducción. Por otra parte, las frecuencias detectadas en los sismos de falla normal fueron mayores en la dirección horizontal y menores en la vertical, en comparación con los sismos de subducción. Esto se debe a que los sismos de falla normal son más cercanos a la ciudad de México y la componente vertical tiene un mayor efecto con este tipo de sismos.

**Tabla 30. Periodos y amplitudes detectados en la  $FT$  (SC/CL) con los sismos de falla normal**

Sismos de falla normal	N-S			V			E-W		
	Amplitud	f(Hz)	T(s)	Amplitud	f(Hz)	T(s)	Amplitud	f(Hz)	T(s)
20/04/1998	<b>0.25</b>	<b>2.2</b>	<b>0.46</b>	0.37	1.75	0.57	0.24	<b>2.35</b>	<b>0.43</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>									
21/07/2000	0.44	2.03	0.49	<b>0.23</b>	<b>1.71</b>	<b>0.59</b>	0.23	<b>2.17</b>	<b>0.46</b>
<i>Fin de la inyección de mortero</i>									
22/05/2009	0.53	2.15	0.47	0.4	2.09	0.48	0.24	2.2	<b>0.46</b>
11/12/2011	0.54	2.17	<b>0.46</b>	<b>0.45</b>	2.2	<b>0.45</b>	0.27	2.2	0.45
15/11/2012	0.55	2.15	0.47	<b>0.45</b>	<b>2.21</b>	<b>0.45</b>	<b>0.31</b>	2.21	0.45
16/06/2013	<b>0.59</b>	<b>1.95</b>	<b>0.51</b>	0.41	2.14	0.47	<b>0.2</b>	2.23	0.45

**Tabla 31. Periodos y amplitudes detectadas en la  $FT$  (SC/CL) con los sismos de subducción**

Sismos de subducción	N-S			V			E-W		
	Amplitud	f(Hz)	T(s)	Amplitud	f(Hz)	T(s)	Amplitud	f(Hz)	T(s)
11/01/1997	<b>0.24</b>	2.03	0.49	<b>0.48</b>	<b>2.13</b>	<b>0.47</b>	0.22	2.17	<b>0.46</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>									
09/08/2000	0.36	2.06	<b>0.48</b>	0.36	2.58	<b>0.39</b>	<b>0.2</b>	<b>1.94</b>	<b>0.52</b>
<i>Fin de la inyección de mortero</i>									
22/01/2003	<b>0.38</b>	<b>2.12</b>	<b>0.48</b>	0.44	<b>2.59</b>	<b>0.39</b>	0.22	<b>2.23</b>	<b>0.52</b>
18/04/2014	0.34	<b>1.6</b>	<b>0.63</b>	<b>0.29</b>	2.2	0.46	<b>0.26</b>	2.12	0.47

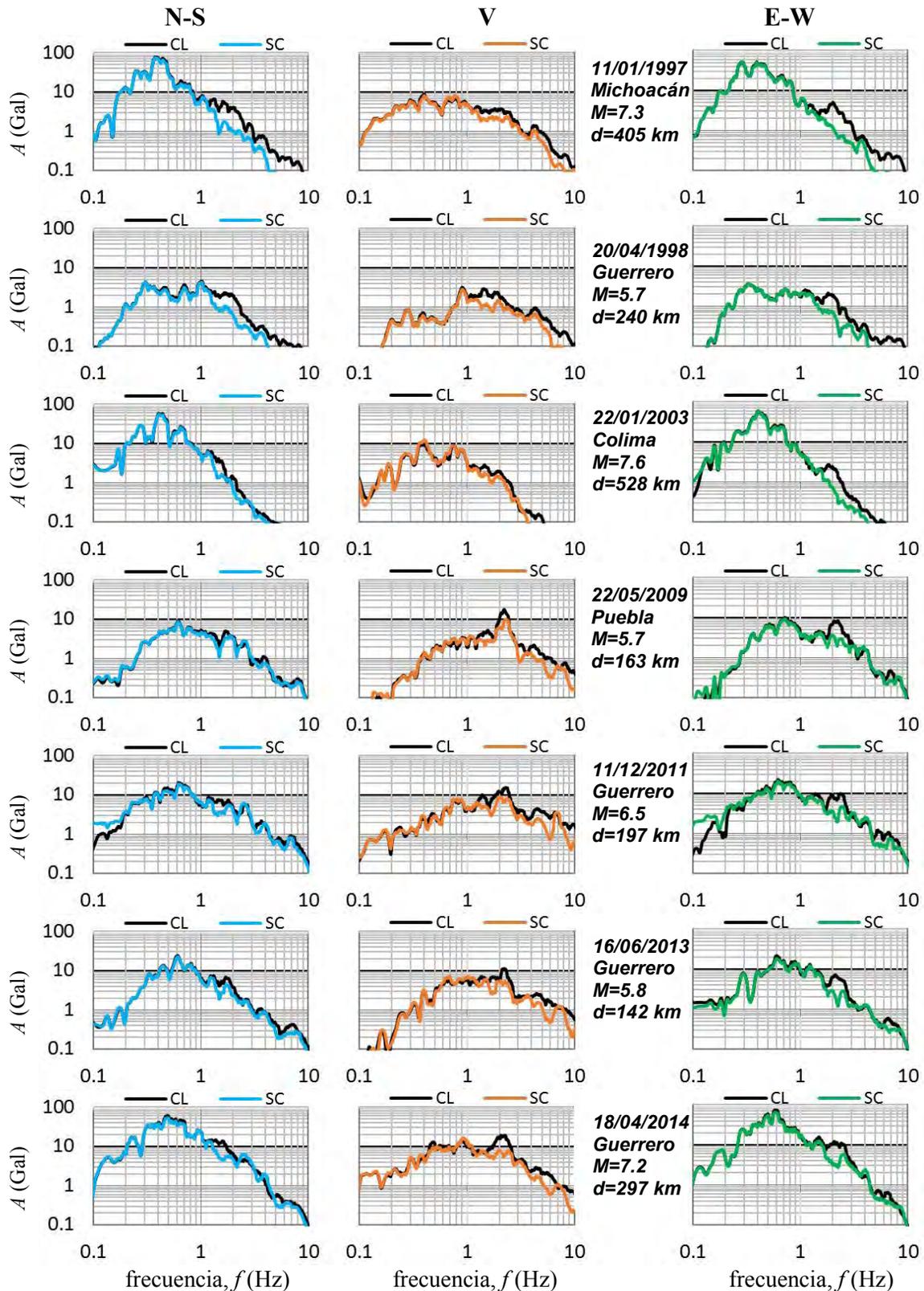


Figura 7.7. Espectros de Fourier en la Catedral Metropolitana en las estaciones de Campo Libre (CL) y Sótano Centro (SC) de algunos sismos seleccionados

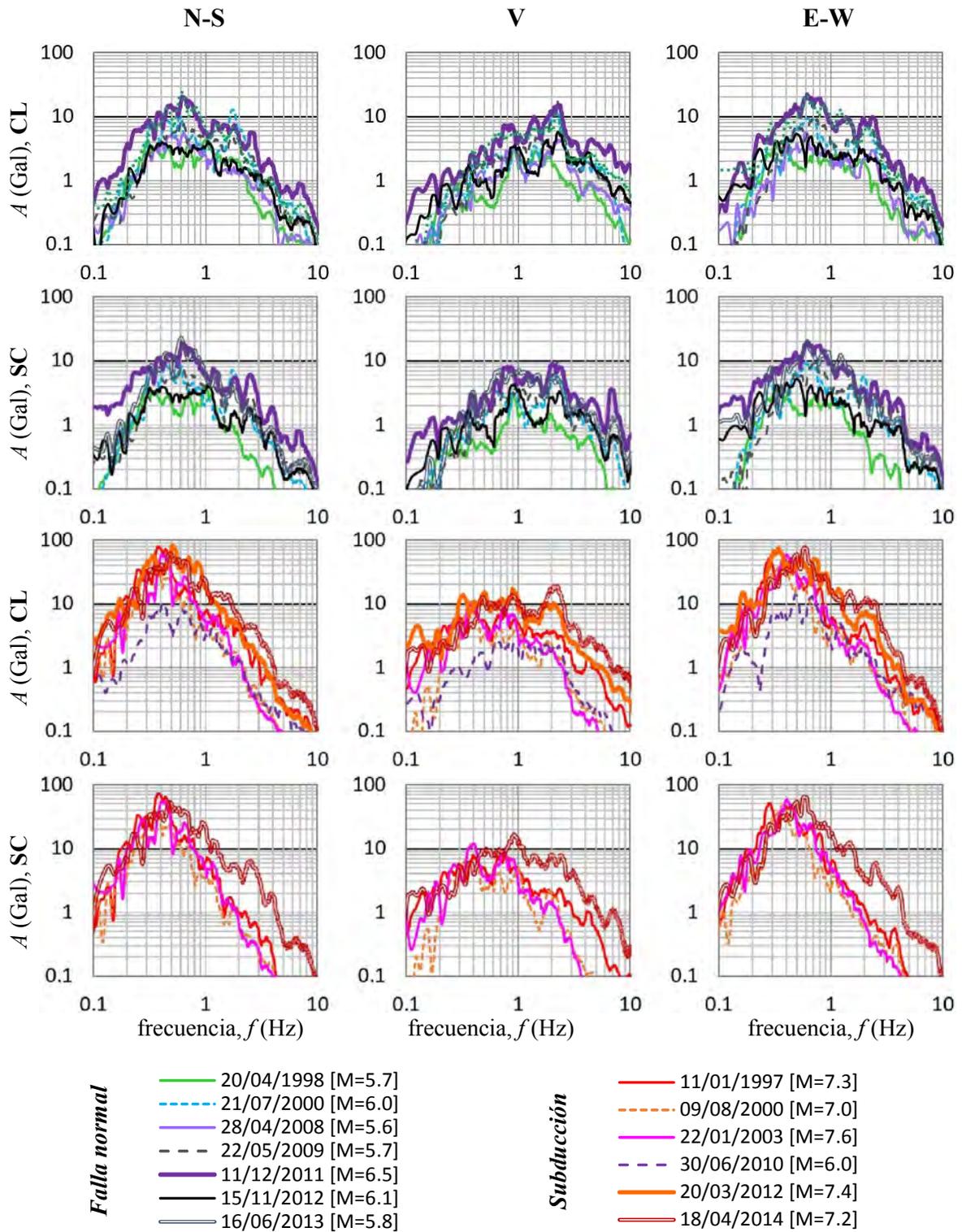
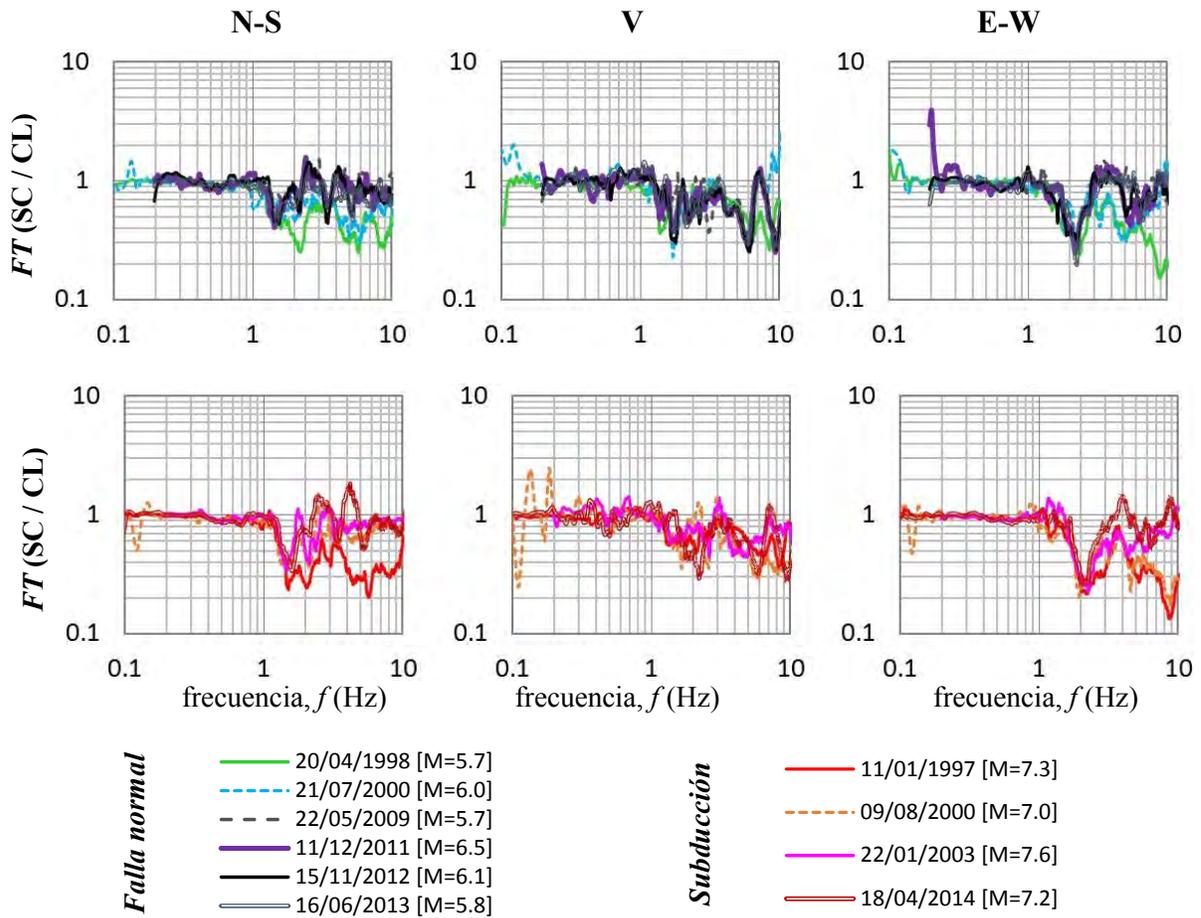


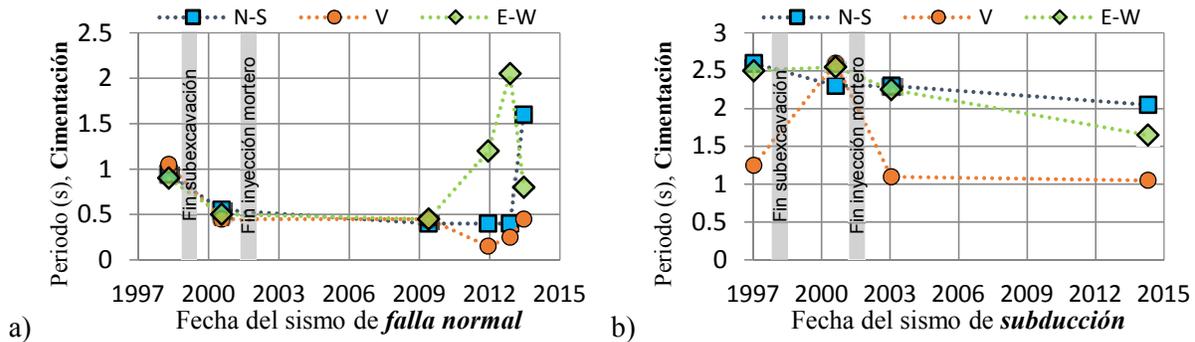
Figura 7.8. Comparación entre los espectros de Fourier obtenidos en dos estaciones de registro de la Catedral Metropolitana: en el terreno, Campo Libre (CL) y en la cimentación, Sótano Centro (SC)



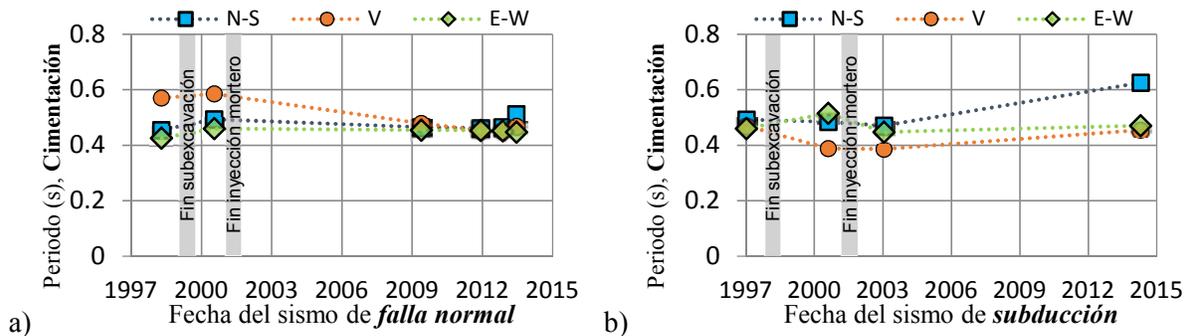
**Figura 7.9. Función de transferencia del espectro de Fourier de Campo Libre (CL) entre el espectro de Fourier de Sótano Centro (SC) para los sismos de falla normal y de subducción**

#### 7.1.4. Evolución del periodo de la cimentación

Al utilizar los espectros de respuesta en CL para determinar el periodo en el terreno, la evolución con los sismos de subducción fue más clara que con los de falla normal (ver sección 6.5). Tratándose de los espectros de respuesta en la cimentación (SC) ninguno de los dos tipos de sismo mostró una tendencia clara en la evolución del periodo (Fig. 7.10). Esto se debe a que en los espectros de respuesta de SC, el periodo asociado a la respuesta máxima, no se mantuvo dentro de un rango de valores definido. Por ejemplo, con los sismos de falla normal se presentó la respuesta máxima para periodos  $T=0.5-0.45$  s que corresponden al movimiento de la cubierta (sección 7.2) o periodos cercanos a  $T \approx 1$  s que corresponden al movimiento de la torre (sección 7.3) y con los sismos de subducción la respuesta máxima se rigió por el movimiento del terreno con  $T=2-3$  s (sección 6.4). De este modo, no fue posible evaluar el periodo en la cimentación con los espectros de respuesta en SC. Por otro lado, los valores de periodo en la cimentación detectados con la función de transferencia  $FT$  (SC/CL) (Fig. 7.11) quedaron en un rango bien definido ( $T=0.39-0.63$  s) y, a diferencia de los espectros de respuesta (Fig. 7.10), la tendencia en la evolución del periodo fue más consistente. Con base en estos resultados, se recomienda utilizar la función de transferencia para determinar el periodo de los elementos estructurales y los espectros de respuesta únicamente para describir su respuesta máxima.



**Figura 7.10. Evolución del periodo asociado con la amplitud máxima  $Sa_{máx}$  de los espectros de respuesta en la cimentación (SC) para los sismos de: a) falla normal, b) subducción**



**Figura 7.11. Evolución del periodo detectado en la cimentación con la función de transferencia  $FT$  (SC/CL) con los sismos de: a) falla normal, b) subducción**

La evolución del periodo con los sismos de falla normal (Fig. 7.11a) fue diferente a la de los sismos de subducción (Fig. 7.11b). Esto demuestra que el mecanismo de falla de los sismos influye en el comportamiento dinámico de la cimentación. Al graficar los valores de periodo detectados con la función de transferencia  $FT$  (SC/CL) con los dos tipos de sismos en la misma figura, se perdió la tendencia en los resultados y se hizo más evidente la influencia de los mecanismos de falla en la respuesta (Fig. 7.12).

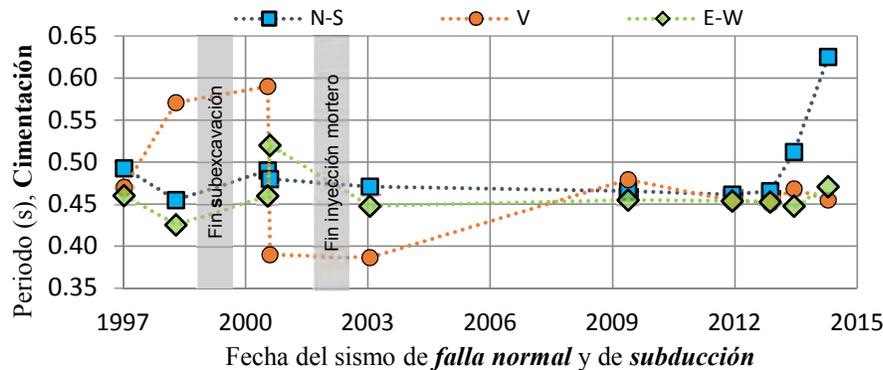
Para demostrar la influencia del tipo de sismo en el comportamiento dinámico de la cimentación basta con observar los valores de periodo detectados en los primeros cuatro sismos estudiados (Fig. 7.12; Tabla 32). Al inicio del monitoreo, durante el sismo de subducción de 11/01/1997, el periodo en la cimentación tuvo valores similares en las tres direcciones de medición. Siendo estos:  $T=0.49$  s (N-S),  $T=0.47$  s (V) y  $T=0.46$  s (E-W). Para el sismo de 20/04/1998, el periodo en las direcciones horizontales no sufrió grandes modificaciones, las diferencias fueron menores a 7% con valores de  $T=0.46$  s (N-S) y  $T=0.43$  s (E-W). En cambio, el periodo vertical aumentó 18%, llegando hasta  $T=0.57$  s (V). Este aumento de periodo se debe a que el evento de 20/04/1998 fue de falla normal, en donde la componente vertical de movimiento es más notable que con los sismos de subducción. Para el sismo de 21/07/2000, el periodo horizontal volvió a aumentar hasta  $T=0.46$  s (N-S) y  $T=0.43$  s (E-W) con diferencias menores a 7%. A pesar de que este evento también fue de falla normal, el incremento en el periodo horizontal se dio porque este evento fue más cercano y de mayor magnitud que el de 20/04/1998. Por otro lado, el periodo vertical tuvo un pequeño incremento de 3%, hasta  $T=0.59$  s (V).

En un transcurso de 19 días, desde el sismo de 21/07/2000 hasta el de 09/08/2000, hubo un cambio en el periodo vertical, con un decremento de 51% hasta  $T=0.39$  s (V). Esta disminución se dio porque el primer sismo fue de falla normal, en tanto que el segundo fue de subducción. Con los sismos de subducción el movimiento en dirección horizontal fue más relevante que en la dirección vertical. Por esta razón, del sismo de falla normal al sismo de subducción el periodo horizontal aumentó 12% en dirección E-W hasta  $T=0.52$  s y disminuyó 2% en dirección N-S hasta  $T=0.48$  s.

Para el sismo de 22/01/2003 los efectos de las intervenciones geotécnicas sobre la estructura no fueron perceptibles, pues los trabajos eran aún recientes después de su conclusión en enero de 2002. Sin embargo, a partir del sismo de 22/05/2009 el periodo detectado en las tres direcciones fue más similar en las tres direcciones que en sismos anteriores. Lo cual significa que la rigidización en el terreno conllevó a una mayor uniformidad del movimiento en la cimentación, gracias a las intervenciones del programa de rehabilitación. Además, el incremento de periodo en sismos subsecuentes no superó el 8%, con excepción de las mediciones en dirección N-S. El mayor incremento de periodo en dirección N-S fue de 19% del sismo de 16/06/2013 al sismo de 18/04/2014. El cual, no se puede atribuir a una disminución de rigidez porque durante la rehabilitación se colocaron vigas de acero sobre las contratrabes de mampostería unidas a anillos octogonales en la base de las columnas para incrementar la rigidez en la cimentación (Fig. 2.16). Además, en las otras dos direcciones (E-W y V) no se percibió este incremento en el periodo. De este modo, se llegó a la suposición de que el sensor en dirección N-S pudo sufrir algún daño o el instrumento pudo haberse descalibrado.

**Tabla 32. Evolución del periodo en la cimentación determinado con la función  $FT$  (SC/CL)**

Fecha	Magnitud	Tipo de sismo	Periodo			Incremento del periodo			
			N-S	V	E-W	* El signo menos (-) significa decremento Años	N-S	V	E-W
11/01/1997	7.3	Subducción	0.49	0.47	0.46	1997-1998	-7% *	18%	-7%
20/04/1998	5.7	Falla normal	<b>0.46</b>	0.57	<b>0.43</b>				
<b>Fin del proceso de subexcavación</b>									
21/07/2000	6	Falla normal	0.49	<b>0.59</b>	0.46	1998-2000	6%	3%	7%
09/08/2000	7	Subducción	0.48	<b>0.39</b>	<b>0.52</b>	2000-2000	-2% *	<b>-51%</b>	12%
<b>Fin de la inyección de mortero</b>									
22/01/2003	7.6	Subducción	0.47	<b>0.39</b>	0.45	2000-2003	-2% *	<b>0%</b>	<b>-16%</b>
22/05/2009	5.7	Falla normal	0.47	0.48	0.46	2003-2009	<b>0%</b>	19%	2%
11/12/2011	6.5	Falla normal	<b>0.46</b>	0.45	0.45	2009-2011	-2% *	-7% *	-2% *
15/11/2012	6.1	Falla normal	0.47	0.45	0.45	2011-2012	2%	<b>0%</b>	<b>0%</b>
16/06/2013	5.8	Falla normal	0.51	0.47	0.45	2012-2013	8%	4%	<b>0%</b>
18/04/2014	7.2	Subducción	<b>0.63</b>	0.46	0.47	2013-2014	<b>19%</b>	-2% *	4%



**Figura 7.12. Evolución del periodo en la cimentación obtenido con la función de transferencia  $FT$  (SC/CL) con los dos tipos de sismo**

### 7.1.5. Estimación de los efectos de interacción suelo estructura

El efecto de interacción suelo estructura en la Catedral consiste en que las ondas sísmicas en el terreno reducen su amplitud y son interferidas o filtradas al atravesar la cimentación produciendo una disminución del movimiento. Para ser más específicos, la cimentación filtra frecuencias mayores a 1 Hz, esto se observó con los espectros de Fourier (Figura 7.7). Como las frecuencias filtradas corresponden al comportamiento dinámico de los elementos estructurales de la Catedral (cimentación  $f=1.6-2.59$  Hz, cubierta  $f=2.03-2.57$  Hz y torre Oeste  $f=1.09-1.37$  Hz), su movimiento disminuye con respecto al movimiento en el terreno. Físicamente, esto sucede porque las ondas sísmicas que viajan en el terreno blando con velocidades de 35 a 100 m/s (CENAPRED, 1999; Singh *et al.*, 2015) tienen una longitud menor que las dimensiones de la estructura (121 x 63 m) y de la cimentación (pedraplén de 140 x 70 m). Para estimar qué tanto disminuyó el movimiento en la cimentación por los efectos ISE se calculó la relación entre los parámetros de  $a_{máx}$ ,  $Sa_{máx}$  y  $FT$  (SC/CL) obtenidos en la cimentación con respecto a los obtenidos en el terreno (Tablas 33 y 34).

Al evaluar la aceleración máxima  $a_{máx}$ , la mayor reducción del movimiento en la cimentación llegó a ser 40% cuando  $a_{máxSC}/a_{máxCL}=0.6$ . Este valor se presentó bajo la acción de los sismos de falla normal en las tres direcciones (N-S, V, E-W) y con el movimiento vertical de los sismos de subducción. Mientras que, en el movimiento horizontal de los sismos de subducción la reducción llegó a ser 10% en dirección N-S ( $a_{máxSC}/a_{máxCL}=0.9$ ) y 20% en dirección E-W ( $a_{máxSC}/a_{máxCL}=0.8$ ).

Con la evaluación de las amplitudes máximas de los espectros de respuesta  $Sa_{máx}$  la reducción del movimiento llegó a ser 50% en las direcciones E-W y V ( $Sa_{máxSC}/Sa_{máxCL}=0.5$ ) con los sismos de falla normal. En la dirección N-S la reducción fue 40%. Por otro lado, con los espectros de los sismos de subducción la reducción llegó a ser 60% en dirección vertical y 10% en las direcciones horizontales.

Por otro lado, con la amplitud de la función de transferencia  $FT$  (SC/CL) se detectó en los sismos de falla normal una reducción del movimiento en la cimentación con respecto al terreno de 40% a 80% y con los sismos de subducción de 50% a 80%.

**Tabla 33. Relación entre el movimiento en la cimentación (SC) con respecto al movimiento del terreno (CL) de la Catedral con los sismos de falla normal**

Sismos de falla normal			$a_{máxSC} / a_{máxCL}$			$Sa_{máxSC} / Sa_{máxCL}$			Amplitud $FT$ (SC/CL)		
Fecha	M	d (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
20/04/1998	5.7	240	<b>0.6</b>	0.8	0.9	0.8	0.7	0.7	<b>0.3</b>	0.4	<b>0.2</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>											
21/07/2000	6.0	115	0.7	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	0.6	0.7	0.4	<b>0.2</b>	<b>0.2</b>
<i>Fin de la inyección de mortero</i>											
22/05/2009	5.7	163	<b>1.2</b>	<b>0.6</b>	<b>0.6</b>	1.0	<b>0.5</b>	<b>0.5</b>	0.5	0.4	<b>0.2</b>
11/12/2011	6.5	197	1.1	0.7	0.7	<b>1.3</b>	<b>0.7</b>	0.8	0.5	<b>0.5</b>	<b>0.3</b>
15/11/2012	6.1	178	0.8	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>	1.1	0.7	0.8	<b>0.6</b>	<b>0.5</b>	<b>0.3</b>
16/06/2013	5.8	142	0.9	0.8	0.9	1.0	<b>0.5</b>	<b>1.0</b>	<b>0.6</b>	0.4	<b>0.2</b>

**Tabla 34. Relación entre el movimiento en la cimentación (SC) con respecto al movimiento del terreno (CL) de la Catedral con los sismos de subducción**

Sismos de subducción			$a_{máxSC} / a_{máxCL}$			$Sa_{máxSC} / Sa_{máxCL}$			Amplitud $FT$ (SC/CL)		
Fecha	M	d (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
11/01/1997	7.3	405	<b>0.9</b>	0.7	0.9	<b>0.9</b>	<b>1.1</b>	<b>0.9</b>	<b>0.2</b>	<b>0.5</b>	<b>0.2</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>											
09/08/2000	7.0	378	<b>1.0</b>	<b>1.3</b>	<b>1.0</b>	<b>1.0</b>	<b>1.1</b>	<b>1.0</b>	<b>0.4</b>	0.4	<b>0.2</b>
<i>Fin de la inyección de mortero</i>											
22/01/2003	7.6	528	<b>0.9</b>	1.0	0.9	<b>0.9</b>	1.0	<b>1.0</b>	<b>0.4</b>	0.4	<b>0.2</b>
18/04/2014	7.2	297	<b>1.0</b>	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>0.4</b>	<b>0.9</b>	0.3	<b>0.3</b>	<b>0.3</b>

## 7.2. MOVIMIENTO DE LA CUBIERTA

En esta sección se describe el movimiento de la cubierta con los resultados de los análisis de los registros sísmicos en las dos estaciones que operan actualmente en la cubierta de la Catedral: Azotea Centro (AC) y Azotea Oeste (AW). Las estaciones de Azotea Norte (AN) y Azotea Sur (AS) que también operaban en un inicio, fueron retiradas después de 1998, por esta razón no se incluye el análisis de sus registros en esta sección. Se incluyen las historias de aceleración, la respuesta máxima en los espectros de repuesta y el análisis en el dominio de la frecuencia para estimar el periodo del sistema de cubierta y su amortiguamiento. También se explica la evolución en el tiempo de estas dos propiedades dinámicas.

### 7.2.1. Historias de aceleración

Para caracterizar el movimiento del sistema de cubierta se presentan los registros en las estaciones Sótano Centro (SC) y Azotea Centro (AC) de los sismos de falla normal en la Figura 7.13 y de los sismos de subducción en la Figura 7.14. En estas gráficas no se incluyeron los acelerogramas de Azotea Oeste (AW) porque se tuvieron pocos registros en esa estación. La comparación entre las aceleraciones máximas  $a_{m\acute{a}x}$  de estos registros se presenta en las Tablas 35 y 36 para los sismos de falla normal y subducción, respectivamente.

El comportamiento dinámico en el sistema de cubierta de la Catedral fue distinto al de la cimentación. Al comparar las  $a_{m\acute{a}x}$  en SC, se observó que los sismos de subducción indujeron mayor movimiento en la cimentación en la dirección horizontal que los sismos de falla normal. También se detectó que los sismos de falla normal excitaron más a la cimentación en dirección vertical. Al estudiar las aceleraciones del sistema de cubierta,  $a_{m\acute{a}x}$  en AC y AW, no se mantuvo el mismo comportamiento que se había detectado en el terreno y la cimentación. Los máximos valores de aceleración  $a_{m\acute{a}x}$  en la cubierta con los sismos de falla normal fueron mayores en las tres direcciones que con los sismos de subducción. Los mayores valores de aceleración en la dirección horizontal fueron  $a_{m\acute{a}x}=36.53$  Gal (N-S) y  $a_{m\acute{a}x}=41.41$  Gal (E-W) con los sismos de falla normal de 11/12/2011 y 22/05/2009, respectivamente. Mientras que, con los sismos de subducción, los mayores valores de aceleración fueron  $a_{m\acute{a}x}=34.97$  Gal (N-S) y  $a_{m\acute{a}x}=32.59$  Gal (E-W) con los sismos de 20/03/2012 y 18/04/2014. Por otro lado, en la dirección vertical el mayor valor de aceleración con el sismo de falla normal de 11/12/2011 ( $a_{m\acute{a}x}=29.26$  Gal) fue un poco más del doble que el mayor valor con el sismo de subducción del 20/03/2012 ( $a_{m\acute{a}x}=14.38$  Gal). Retomando algunos datos de la severidad de los eventos sísmicos (sección 6.2), la intensidad de Arias en el terreno y la magnitud de los sismos antes mencionados son las siguientes:

- $I_{HA}=0.42$  cm/s y  $I_V=0.43$  cm/s para el sismo de falla normal 22/05/2009 (M=5.7)
- $I_{HA}=1.54$  cm/s y  $I_V=0.76$  cm/s para el sismo de falla normal 11/12/2011 (M=6.5)
- $I_{HA}=9.46$  cm/s y  $I_V=0.65$  cm/s para el sismo de subducción 20/03/2012 (M=7.4)
- $I_{HA}=8.40$  cm/s y  $I_V=1.15$  cm/s para el sismo de subducción 18/04/2014 (M=7.2)

A pesar de que la magnitud y la intensidad de Arias de los sismos de subducción fueron mayores que en los sismos de falla normal, con los valores de  $a_{m\acute{a}x}$  en la cubierta se observó que los sismos de falla normal excitaron más al sistema de cubierta que los sismos de subducción. Como los sismos de falla normal son más cercanos a la ciudad de México, la componente vertical del movimiento es mayor que con los sismos de subducción. Cuando se genera el movimiento vertical, la cubierta vibra en esa dirección e induce empujes en los muros que provocan una mayor respuesta en la dirección vertical que en la horizontal. En cambio, cuando se produce el movimiento horizontal, las columnas y muros vibran en conjunto con la cubierta sin generar estos empujes. De este modo, los sismos de subducción que tienen una mayor intensidad en dirección horizontal, afectan a los elementos más flexibles en esa dirección, tal y como se demuestra más adelante con la evaluación del movimiento de las torres (sección 7.3).

Al comparar las aceleraciones  $a_{m\acute{a}x}$  en las dos direcciones horizontales, en la mayoría de los eventos se observó que las aceleraciones en AW fueron mayores que en AC en las mediciones E-W. Esto se detectó con los dos tipos de sismos. De acuerdo con Rivera (2000 y 2008), la amplificación en la zona Oeste se debe a que el agrietamiento en la cubierta (Fig. 2.8) y la cimentación originaron una separación mecánica de la fachada Oeste que hace que ésta vibre fuera del plano, parcialmente desligada del resto del templo. Por otro lado, al comparar los registros de las dos estaciones para cada evento sísmico, se observó que las aceleraciones  $a_{m\acute{a}x}$  en las mediciones N-S y V en la estación AC fueron mayores que en AW. Esto se debe a que el instrumento AC está colocado sobre la base de la cúpula y éste percibe su vibración. Como se demuestra en las secciones subsecuentes, además de la vibración parcial de la fachada oeste también existe la vibración local de la cúpula en dirección vertical.

Para identificar la amplificación del movimiento en la cubierta con respecto a la cimentación, directamente de los registros, se calcularon las relaciones  $a_{m\acute{a}x}AC/a_{m\acute{a}x}SC$  y  $a_{m\acute{a}x}AW/a_{m\acute{a}x}SC$ . El caso más extremo se obtuvo en la zona oeste con el sismo del 22/05/2009, donde la relación entre las aceleraciones fue  $a_{m\acute{a}x}AW/a_{m\acute{a}x}SC = 5.19$ , seguido de la amplificación en la zona central de la cubierta con el sismo de 21/07/2000, donde la relación fue  $a_{m\acute{a}x}AC/a_{m\acute{a}x}SC = 4.5$ . Ambas relaciones se obtuvieron en la dirección transversal del movimiento (E-W). En las direcciones N-S y V, la amplificación de la en la cubierta fue mayor en la zona central que en la zona Oeste cuyos valores máximos fueron  $a_{m\acute{a}x}AC/a_{m\acute{a}x}SC = 4.09$  (N-S) con el sismo 15/11/2012 y  $a_{m\acute{a}x}AC/a_{m\acute{a}x}SC = 3.14$  (V) con el sismo 11/12/2011. Con estos resultados, se puede decir que con los sismos de falla normal la aceleración en la cubierta llegó a ser 5 (E-W), 4 (N-S) y 3 (V) veces la aceleración medida en la cimentación. Todos estos valores corresponden a los sismos de falla normal. En los sismos de subducción en ninguna de las direcciones esta relación excede 2.0, siendo sus valores  $a_{m\acute{a}x}AC/a_{m\acute{a}x}SC = 1.69$  (N-S),  $a_{m\acute{a}x}AC/a_{m\acute{a}x}SC = 1.47$  (V) y  $a_{m\acute{a}x}AW/a_{m\acute{a}x}SC = 1.48$  (E-W) con el sismo de 18/04/2014.

**Tabla 35. Relación entre las aceleraciones máximas (Gal) detectadas en la cubierta (AC, AW) y la cimentación (SC) de la Catedral Metropolitana en los sismos de falla normal seleccionados**

Características del sismo (FN)				Cubierta (AC, AW)			Sótano Centro (SC)			Relación Cubierta/SC		
Fecha	M	d (km)		N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
20/04/1998	5.7	240	AC	<b>2.87</b>	<b>2.47</b>	<b>3.09</b>	<b>1.77</b>	<b>1.49</b>	<b>1.48</b>	<b>1.62</b>	1.65	<b>2.09</b>
<i>Fin del Proceso de Subexcavación</i>												
21/07/2000	6.0	115	AC	18.29	7.14	22.50	5.94	6.42	5.03	3.08	1.11	<b>4.47</b>
<i>Fin de la Inyección de Mortero</i>												
28/04/2008	5.6	207	AC	6.90	4.32	7.70	-	-	-	-	-	-
			AW	4.43	3.63	9.79						
22/05/2009	5.7	163	AC	23.71	10.84	31.80	8.00	9.09	7.97	2.96	1.19	3.99
			AW	19.64	9.53	<b>41.41</b>				2.46	<b>1.05</b>	<b>5.19</b>
11/12/2011	6.5	197	AC	<b>36.53</b>	<b>29.26</b>	24.57	<b>10.93</b>	<b>9.31</b>	<b>9.93</b>	3.34	<b>3.14</b>	2.47
			AW	25.23	15.77	26.36				2.31	1.69	2.65
15/11/2012	6.1	178	AC	11.19	6.32	9.30	2.73	4.87	4.16	<b>4.09</b>	1.30	2.24
			AC	24.65	15.65	22.87				2.45	2.00	2.50
			AW	14.37	8.95	24.90	10.08	7.84	9.17	1.43	1.14	2.72

**Tabla 36. Relación entre las aceleraciones máximas (Gal) detectadas en la cubierta (AC, AW) y la cimentación (SC) de la Catedral Metropolitana en los sismos de subducción seleccionados**

Características del sismo (S)				Cubierta (AC, AW)			Sótano Centro (SC)			Relación Cubierta/SC		
Fecha	M	d (km)		N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
11/01/1997	7.3	405	AC	15.06	4.63	15.93	12.70	3.71	12.45	1.19	1.25	1.28
<i>Fin del Proceso de Subexcavación</i>												
09/08/2000	7.0	378	AC	<b>11.04</b>	<b>3.62</b>	<b>12.71</b>	<b>8.92</b>	4.03	<b>11.22</b>	1.24	<b>0.90</b>	1.13
<i>Fin de la Inyección de Mortero</i>												
22/01/2003	7.6	528	AC	17.94	3.63	17.58	13.88	<b>3.65</b>	15.70	1.29	1.00	<b>1.12</b>
			AW	15.88	3.69	17.84				<b>1.14</b>	1.01	1.14
20/03/2012	7.4	339	AC	<b>34.97</b>	<b>14.38</b>	30.58	-	-	-	-	-	-
18/04/2014	7.2	297	AC	31.98	13.34	30.21	<b>18.96</b>	<b>9.08</b>	<b>21.99</b>	<b>1.69</b>	<b>1.47</b>	1.37
			AW	27.05	9.51	<b>32.59</b>				1.43	1.05	<b>1.48</b>

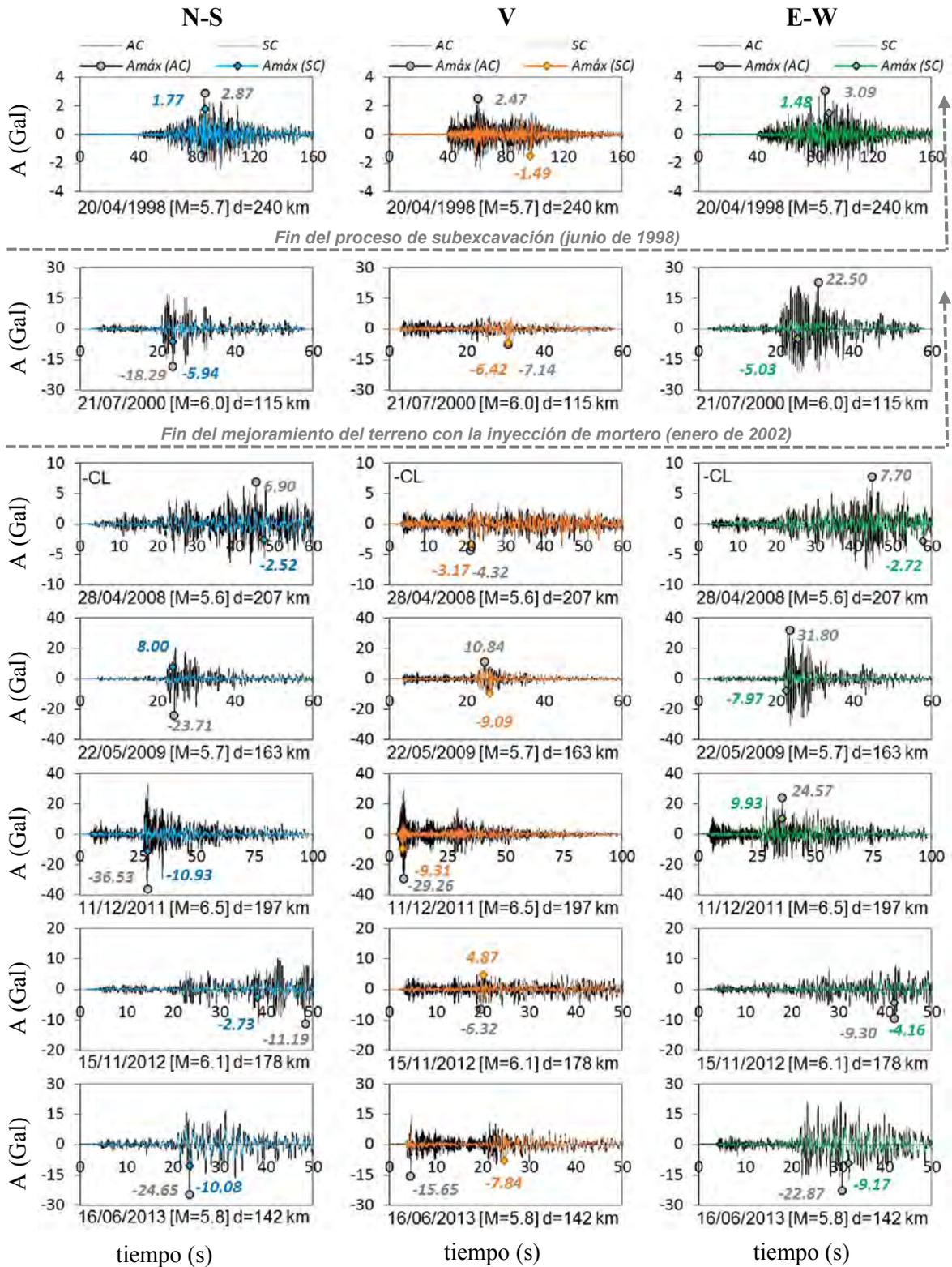
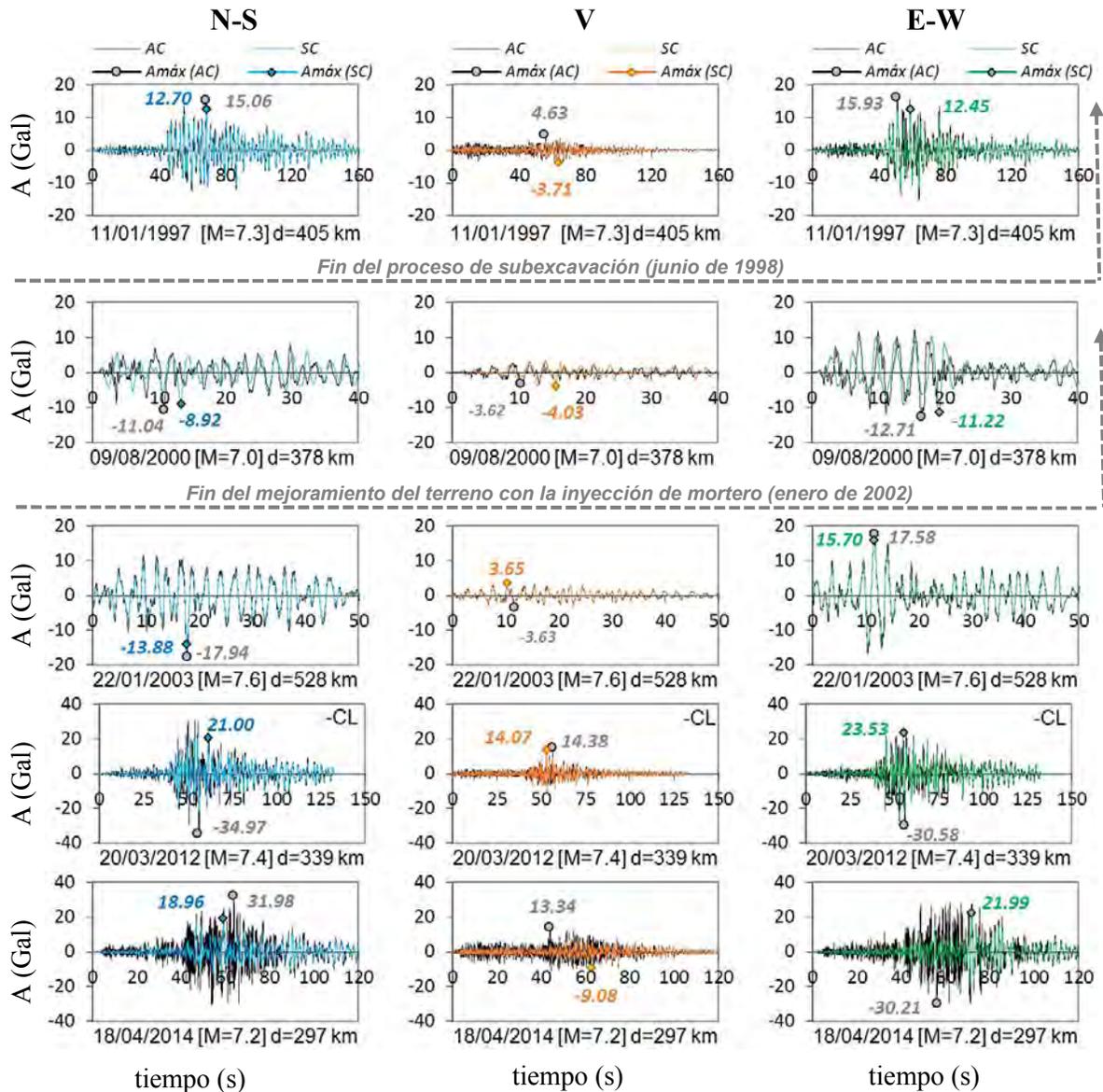


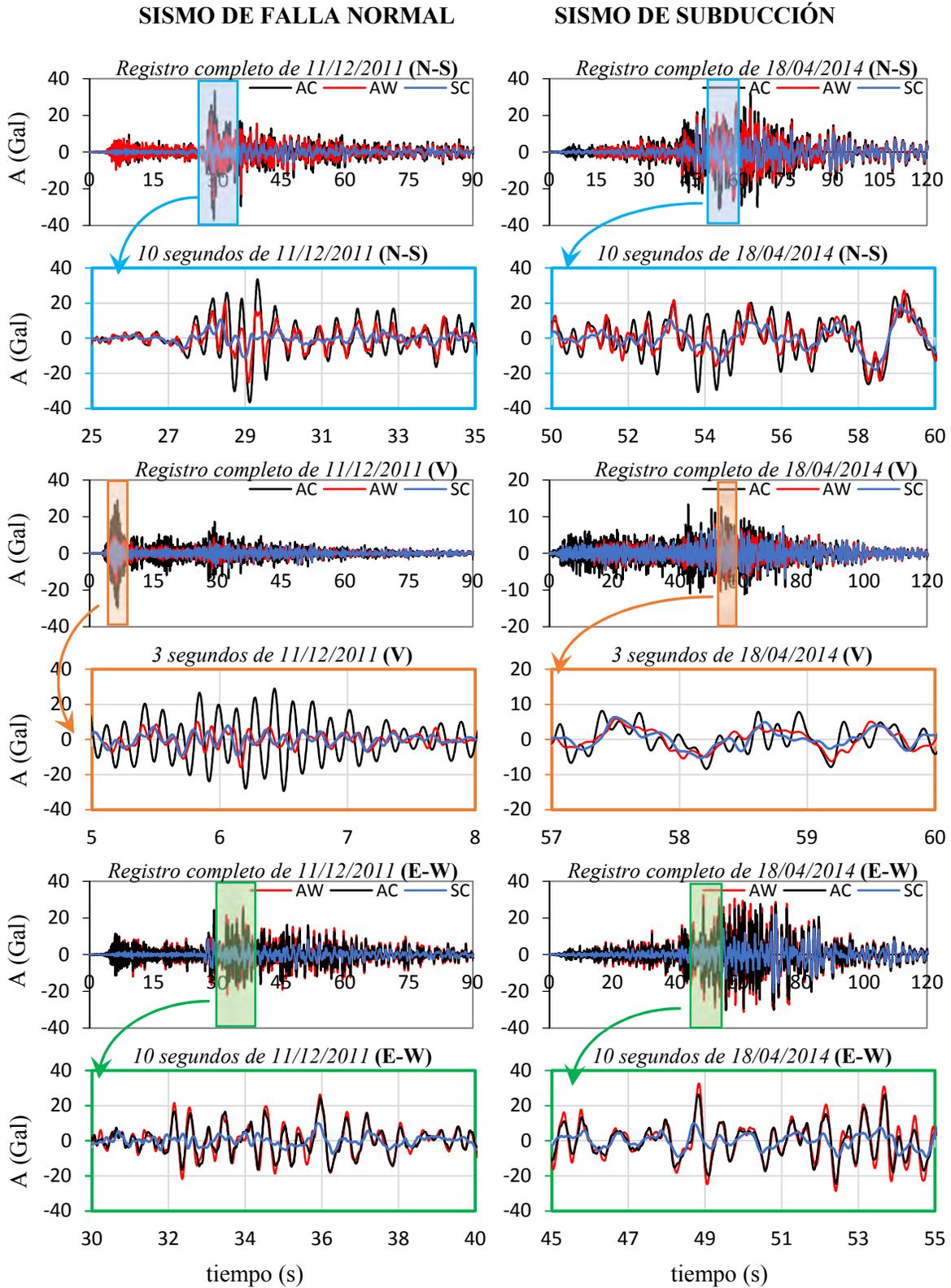
Figura 7.13. Acelerogramas corregidos y sincronizados de los registros en las estaciones de Azotea Centro (AC) y Sótano Centro (SC) de la Catedral para los sismos de falla normal

Para el sismo del 28/04/2008 se utiliza CL porque no hay registro en SC



**Figura 7.14. Acelerogramas corregidos y sincronizados de los registros en las estaciones de Azotea Centro (AC) y Sótano Centro (SC) de la Catedral para los sismos de subducción**

En la Figura 7.15 se muestran porciones de algunos segundos del sismo de 11/12/2011 para tipificar los sismos de falla normal y el de 18/04/2014 para tipificar los sismos de subducción. En todos los casos la forma de los acelerogramas fue muy parecida en las estaciones AW, AC y SC, con diferencias de amplitud debido a las amplificaciones que se produjeron al propagarse las ondas sísmicas desde la cimentación hacia la cubierta. En la dirección N-S las aceleraciones en AC fueron mayores que en AW, caso contrario a la dirección E-W en donde el movimiento en AW fue mayor. Se pudo observar, en ambas direcciones y para los dos tipos de sismos, que las ondas en la cubierta (AC, AW) se rigieron por la trayectoria de ondas en la cimentación (SC). Esto hizo notar que el comportamiento global de la estructura es semejante al de un cuerpo rígido. También se observó que el periodo en la cubierta fue más corto que el periodo en la cimentación. En las dos direcciones horizontales, la propagación de ondas a través de la estructura en AC y AW fue similar. En la dirección vertical el comportamiento fue distinto, en los acelerogramas se observó el desacoplamiento en AC debido a la vibración local de la cúpula.



**Figura 7.15** Diferencias entre las historias de aceleración en el tiempo de los sismos más severos de falla normal y subducción en las tres direcciones de medición (N-S, V, E-W) registradas en las estaciones de la cubierta (AC, AW) y la cimentación (SC)

### 7.2.2. Respuesta máxima en la cubierta

En esta sección se estudia la respuesta máxima en la cubierta con los espectros de respuesta en las estaciones AC y AW que operan actualmente en la RMS de la Catedral. Para no omitir información importante, aquí se mencionan algunas características de la cubierta detectadas por otros autores, con el análisis de registros en las estaciones AS, AN, AC y AW (Rivera, 2000; Rivera *et al.* 2007; Fig. 7.16).

- La cubierta no vibra como un cuerpo rígido porque las amplitudes espectrales en los cuatro puntos de la azotea fueron distintas tanto en las dos direcciones horizontales como en la dirección vertical. Estas diferencias se deben a las grandes grietas que atravesaban el templo.
- En la **dirección N-S** existe la **amplificación en el instrumento AS**, ubicado al sur de la nave principal sobre la fachada Sur, para periodos cercanos a  $T=1.0$  s. Esta amplificación se atribuyó a la vibración de las dos grandes torres. Las cuales, se mueven en conjunto con la fachada, parcialmente separadas del resto de la edificación debido a una gran grieta transversal.
- En la **dirección E-W** la **amplificación se presentó en AW** cerca de  $T=0.4$  s (movimiento horizontal de la cubierta) por la vibración fuera del plano de la fachada longitudinal Oeste. Esta separación se dio por las grandes grietas que atravesaban las bóvedas y la base de la Catedral.
- En la **dirección V** la **amplificación se presentó en el instrumento AC** para el periodo  $T=0.15$  s por la vibración de la cúpula principal. Los hundimientos diferenciales del terreno y el gran peso de la cúpula principal generaron un efecto de flexocompresión sobre las cuatro columnas del crucero. Al rebasarse los esfuerzos de compresión se formaron grietas en la parte superior de las columnas, generando así la vibración local de la cúpula.

Estos datos corresponden a dos sismos ocurridos durante el proceso de subexcavación. Se ha dedicado esta sección a la evaluación del movimiento en la cubierta con todos los sismos seleccionados, los cuales fueron registrados durante y después de la rehabilitación.

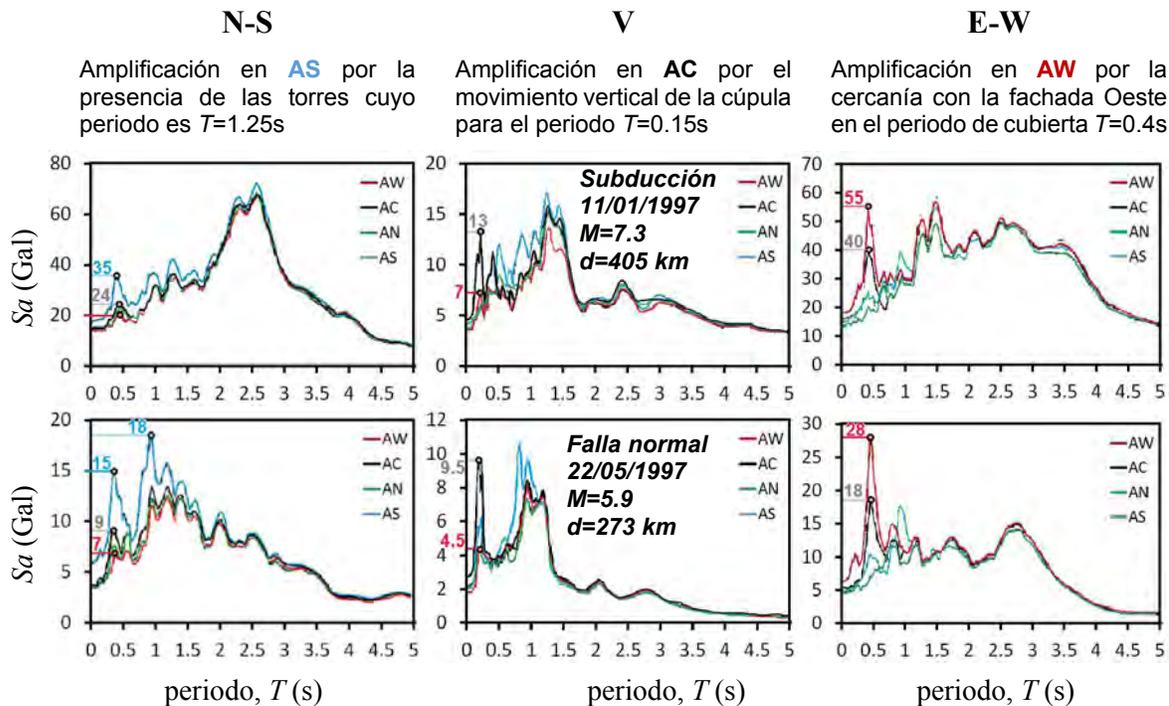


Figura 7.16. Espectros de aceleración en cuatro puntos de la cubierta (Azotea Oeste AW, Azotea Centro AC, Azotea Norte AN y Azotea Sur AS)

(Datos modificados de Rivera, 2000)



En las Figuras 7.17 y 7.18 se presentan los espectros de respuesta de pseudoaceleración de los instrumentos en la cubierta (AC, AW) y en la cimentación (SC) para los sismos de falla normal y de subducción, respectivamente. No en todos los casos se cuenta con el registro en AW. Para fines comparativos, también se incluyen los espectros obtenidos por Rivera (2000) de un evento de cada tipo que fueron registrados en los cuatro puntos de medición en la cubierta (AC, AW, AS y AN) a inicios del monitoreo en el año 1997. En las Tabla 37 y 38 se presentan los valores máximos de amplitud espectral  $Sa_{m\acute{a}x}$  con su periodo asociado  $T$  d las estaciones AC, AW y SC para los sismos de falla normal y subducción, respectivamente.

Al igual que con las aceleraciones máximas  $a_{m\acute{a}x}$ , las mayores amplitudes en los espectros de respuesta  $Sa_{m\acute{a}x}$  en los sismos de falla normal también correspondieron a los eventos de 22/05/2009 y 11/12/2011. Siendo los mayores valores detectados en la parte central de la cubierta  $Sa_{m\acute{a}x}AC=199$  Gal (N-S), 198 Gal (V) y 188 Gal (E-W). Mientras que en la zona Oeste de la cubierta, los mayores valores fueron  $Sa_{m\acute{a}x}AW=94$  Gal (N-S), 49 Gal (V) y 230 Gal (E-W). En las mediciones E-W, la amplitud en AW fue 22% mayor que en AC debido a la influencia de la vibración de la fachada Poniente. En el caso de los sismos de subducción, la respuesta máxima en AC y AW se presentó con el evento de 18/04/2014 con ordenadas espectrales máximas  $Sa_{m\acute{a}x}$  de 149 Gal (N-S), 60 Gal (V) y 158 Gal (E-W) en el instrumento AC. En la zona poniente de la cubierta los valores de  $Sa_{m\acute{a}x}$  fueron 87 Gal (N-S), 33 Gal (V) y 148 Gal (E-W) para AW. La respuesta en la cubierta con los sismos de subducción fue menor que con los sismos de falla normal.

**Tabla 37. Valores de amplitud máxima,  $Sa_{m\acute{a}x}$  (Gal) y periodo,  $T$  (s) detectados en los espectros de respuesta de pseudoaceleración de AC, AW y SC en los sismos de falla normal**

Sismos de falla normal		Cubierta (AC y AW)						Cimentación (SC)								
		N-S			V			E-W			N-S		V		E-W	
Fecha	Magnitud	$T$	$Sa$ AC	$Sa$ AW	$T$	$Sa$ AC	$Sa$ AW	$T$	$Sa$ AC	$Sa$ AW	$T$	$Sa$ SC	$T$	$Sa$ SC	$T$	$Sa$ SC
22/05/1997	5.9	<b>0.4</b>	-	-	0.4	<b>9.5</b>	<b>4.5</b>	<b>0.4</b>	18	<b>28</b>	-	-	-	-	-	-
20/04/1998	5.7	<b>0.95</b>	<b>11</b>	-	<b>0.15</b>	10	-	<b>0.4</b>	<b>13</b>	-	0.95	8	<b>1.05</b>	5	0.9	<b>5</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>																
21/07/2000	6.0	<b>0.4</b>	94	-	<b>0.45</b>	28	-	<b>0.5</b>	169	-	0.55	27	0.45	33	0.5	23
<i>Fin de la inyección de mortero</i>																
28/04/2008	5.6	<b>0.4</b>	38	-	<b>0.15</b>	14	-	0.45	47	-	-	-	-	-	-	-
22/05/2009	5.7	<b>0.4</b>	115	78	0.4	58	<b>49</b>	0.45	<b>188</b>	<b>230</b>	<b>0.4</b>	20	0.45	<b>46</b>	<b>0.45</b>	23
11/12/2011	6.5	<b>0.4</b>	<b>199</b>	<b>94</b>	<b>0.15</b>	<b>198</b>	47	<b>0.5</b>	96	102	<b>0.4</b>	<b>38</b>	<b>0.15</b>	39	1.2	30
15/11/2012	6.1	<b>0.4</b>	63	-	<b>0.15</b>	26	-	<b>0.4</b>	43	-	<b>0.4</b>	11	0.25	18	<b>2.05</b>	10
16/06/2013	5.8	0.5	86	<b>57</b>	<b>0.15</b>	64	33	<b>0.5</b>	112	124	<b>1.6</b>	34	0.45	27	0.8	<b>46</b>

**Tabla 38. Valores de amplitud máxima,  $Sa_{m\acute{a}x}$  (Gal) y periodo,  $T$  (s) detectados en los espectros de respuesta de pseudoaceleración de AC, AW y SC en los sismos de subducción**

Sismos de subducción		Cubierta (AC y AW)						Cimentación (SC)								
		N-S			V			E-W			N-S		V		E-W	
Fecha	Magnitud	$T$	$Sa$ AC	$Sa$ AW	$T$	$Sa$ AC	$Sa$ AW	$T$	$Sa$ AC	$Sa$ AW	$T$	$Sa$ SC	$T$	$Sa$ SC	$T$	$Sa$ SC
11/01/1997	7.3	<b>2.6</b>	68	67	1.25	16	<b>13</b>	1.5	55	<b>55</b>	<b>2.6</b>	65	1.25	15	2.5	<b>47</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>																
09/08/2000	7.0	2.3	35	-	<b>2.6</b>	13	-	<b>2.65</b>	60	-	2.3	<b>32</b>	<b>2.6</b>	15	<b>2.55</b>	56
<i>Fin de la inyección de mortero</i>																
22/01/2003	7.6	2.25	63	<b>55</b>	1.1	15	17	2.25	73	76	2.3	53	1.1	16	2.25	69
30/06/2010	6.0	<b>0.15</b>	4	-	<b>0.15</b>	3	-	<b>0.15</b>	6	-	-	-	-	-	-	-
20/03/2012	7.4	1.2	126	-	0.3	39	-	1.4	95	-	-	-	-	-	-	-
21/08/2013	6.0	<b>0.15</b>	<b>3</b>	-	<b>0.15</b>	<b>3</b>	-	0.15	<b>1</b>	-	-	-	-	-	-	-
18/04/2014	7.2	0.5	<b>149</b>	<b>87</b>	0.4	<b>60</b>	<b>33</b>	0.5	<b>158</b>	<b>148</b>	<b>2.05</b>	<b>73</b>	<b>1.05</b>	<b>27</b>	<b>1.65</b>	<b>94</b>

En lo que se refiere al periodo asociado a la respuesta máxima  $S_{a_{m\acute{a}x}}$ , los rangos de valores detectados fueron distintos en los dos tipos de sismos. Con los sismos de falla normal, el rango de periodo detectado en AC osciló entre  $T=0.4$  y  $0.5$  s para las dos direcciones horizontales. En la dirección vertical la mayoría de los sismos de falla normal presentaron una respuesta máxima cercana al periodo  $T=0.15$  s (asociado con el movimiento vertical de la cúpula). Por otro lado, con los espectros de respuesta en AC y AW de los sismos de subducción, los valores de periodo oscilaron entre  $T=2.0$  y  $3.0$  s. Como se demostró anteriormente (sección 6.5) estos valores corresponden al movimiento del terreno blando de la Catedral.

Para detectar la amplificación del movimiento, se presenta la relación entre la amplitud  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  de la cubierta (AC o AW) con respecto a la cimentación (SC) y la relación entre los dos puntos de la cubierta en las Tablas 39 y 40 con los sismos de falla normal y de subducción, respectivamente. Las mayores amplificaciones de  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  en la cubierta con respecto a la cimentación se presentaron con los sismos de falla normal. Siendo los mayores valores  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  AC/SC=5.95 (N-S), 5.05 (V) y 8.08 (E-W) en la zona central de la cubierta y  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  AW/SC=3.93 (N-S), 1.24 (V) y 9.87 (E-W) en la zona Oeste de la cubierta. De la comparación de amplitudes  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  entre los dos puntos de la cubierta, el caso más crítico fue la amplificación en la zona central ( $S_{a_{m\acute{a}x}}$  AC/AW=2.11 en N-S, 4.23 en V y 1.55 en E-W). También se observó que la relación de amplitudes espectrales de AW con respecto a AC en dirección E-W fue disminuyendo. Al comenzar con la red de monitoreo, durante los trabajos de subexcavación, la amplificación del movimiento era de 55% con el sismo de falla normal 22/05/1997 (M=5.9). Este valor fue disminuyendo hasta llegar a una amplificación en AW con respecto a AC de 10% durante el sismo 16/06/2013 (M=5.8). La disminución del 50% al 10% se podría atribuir a una mejora tras las intervenciones y significaría que gracias a la inyección de grietas se obtuvo un comportamiento más uniforme en la cubierta. Sin embargo, quedan algunas incertidumbres porque los resultados se obtuvieron con sismos diferentes con distintos niveles de excitación.

En la Figura 7.19 se comparan los espectros de respuesta obtenidos en las estaciones AW, AC y SC con los sismos de falla normal y de subducción. Aquí se notó más claramente cómo la respuesta en la cubierta con los sismos de falla normal (hasta 230 Gal) fue mayor que con los de subducción (hasta 158 Gal). Por otro lado, la respuesta en la cimentación fue mayor con los sismos de subducción (hasta 94 Gal) que con los sismos de falla normal (hasta 46 Gal).

**Tabla 39. Relaciones entre las amplitudes máximas  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  en los sismos de falla normal**

Sismos de falla normal		cubierta / cimentación						puntos en cubierta		
		AC/SC			AW/SC			AC/AW		AW/AC
Fecha	Magnitud	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
22/05/1997	5.9	-	-	-	-	-	-	-	2.11	<b>1.55</b>
20/04/1998	5.7	<b>1.3</b>	2.07	2.66	-	-	-	-	-	-
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>										
21/07/2000	6.0	3.47	<b>0.83</b>	7.43	-	-	-	-	-	-
<i>Fin de la inyección de mortero</i>										
22/05/2009	5.7	5.78	1.26	<b>8.08</b>	<b>3.93</b>	<b>1.05</b>	<b>9.87</b>	<b>1.47</b>	<b>1.2</b>	1.22
11/12/2011	6.5	5.25	<b>5.05</b>	3.16	2.48	1.19	<b>3.36</b>	<b>2.11</b>	<b>4.23</b>	<b>1.06</b>
15/11/2012	6.1	<b>5.95</b>	1.47	4.42	-	-	-	-	-	-
16/06/2013	5.8	2.55	2.37	<b>2.44</b>	<b>1.67</b>	<b>1.24</b>	2.68	1.52	1.92	1.1

**Tabla 40. Relaciones entre las amplitudes máximas  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  en los sismos de subducción**

Sismos de subducción		cubierta / cimentación						puntos en cubierta		
		AC/SC			AW/SC			AC/AW		AW/AC
Fecha	Magnitud	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
11/01/1997	7.3	<b>1.04</b>	1.04	1.17	-	-	-	-	-	<b>1.4</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>										
09/08/2000	7	1.09	<b>0.89</b>	<b>1.07</b>	-	-	-	-	-	-
<i>Fin de la inyección de mortero</i>										
22/01/2003	7.6	1.19	0.93	<b>1.07</b>	<b>1.03</b>	<b>1.07</b>	<b>1.1</b>	<b>1.16</b>	<b>0.88</b>	1.03
18/04/2014	7.2	<b>2.04</b>	<b>2.24</b>	<b>1.69</b>	<b>1.19</b>	<b>1.25</b>	<b>1.58</b>	<b>1.71</b>	<b>1.79</b>	<b>0.94</b>

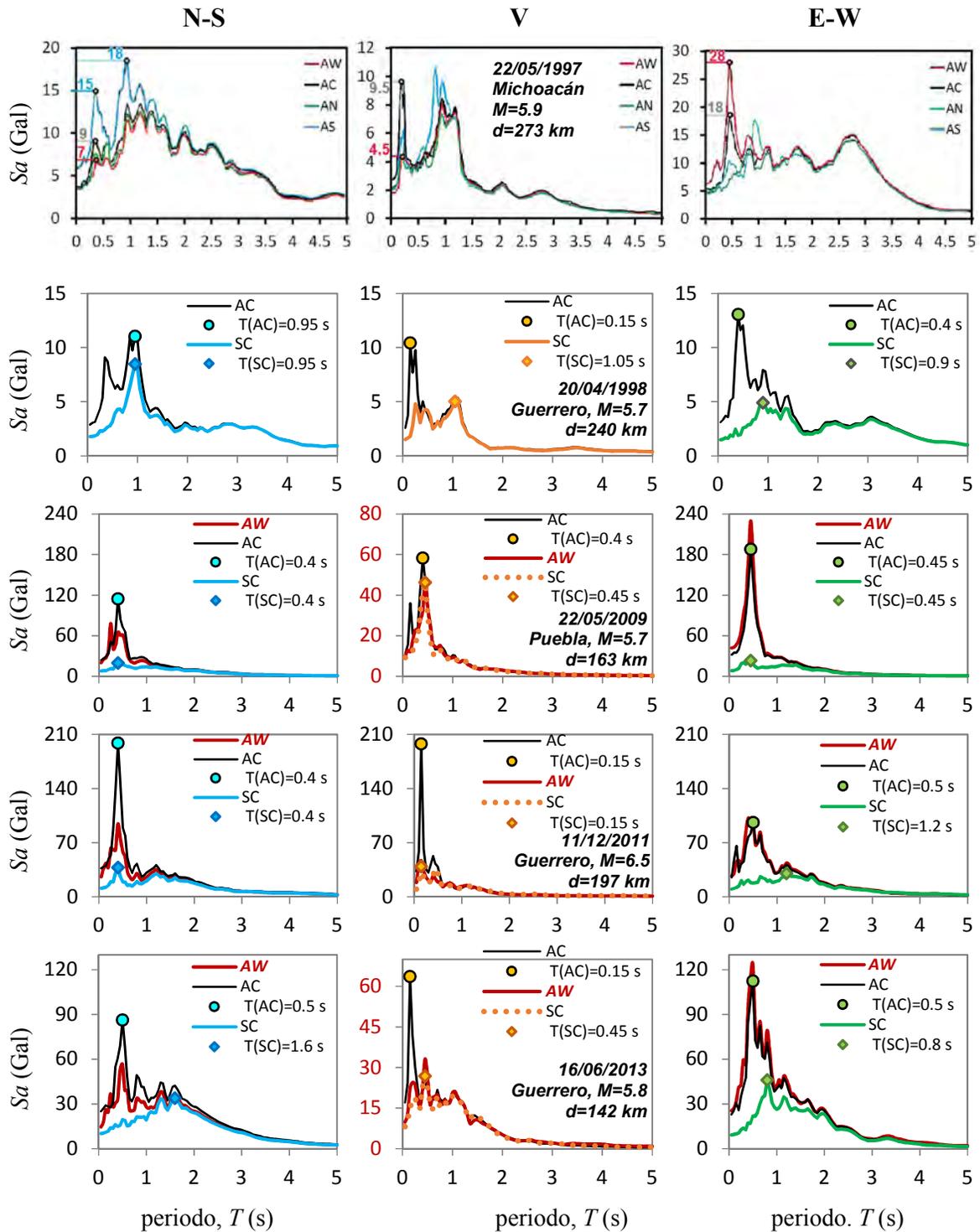


Figura 7.17. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\zeta=0.05$ ) en Azotea Centro (AC), Azotea Oeste (AW) y Sótano Centro (SC) de la Catedral para los sismos de falla normal

\* En el eje de las abscisas la escala de amplitud de algunos espectros varía para observar mejor la respuesta

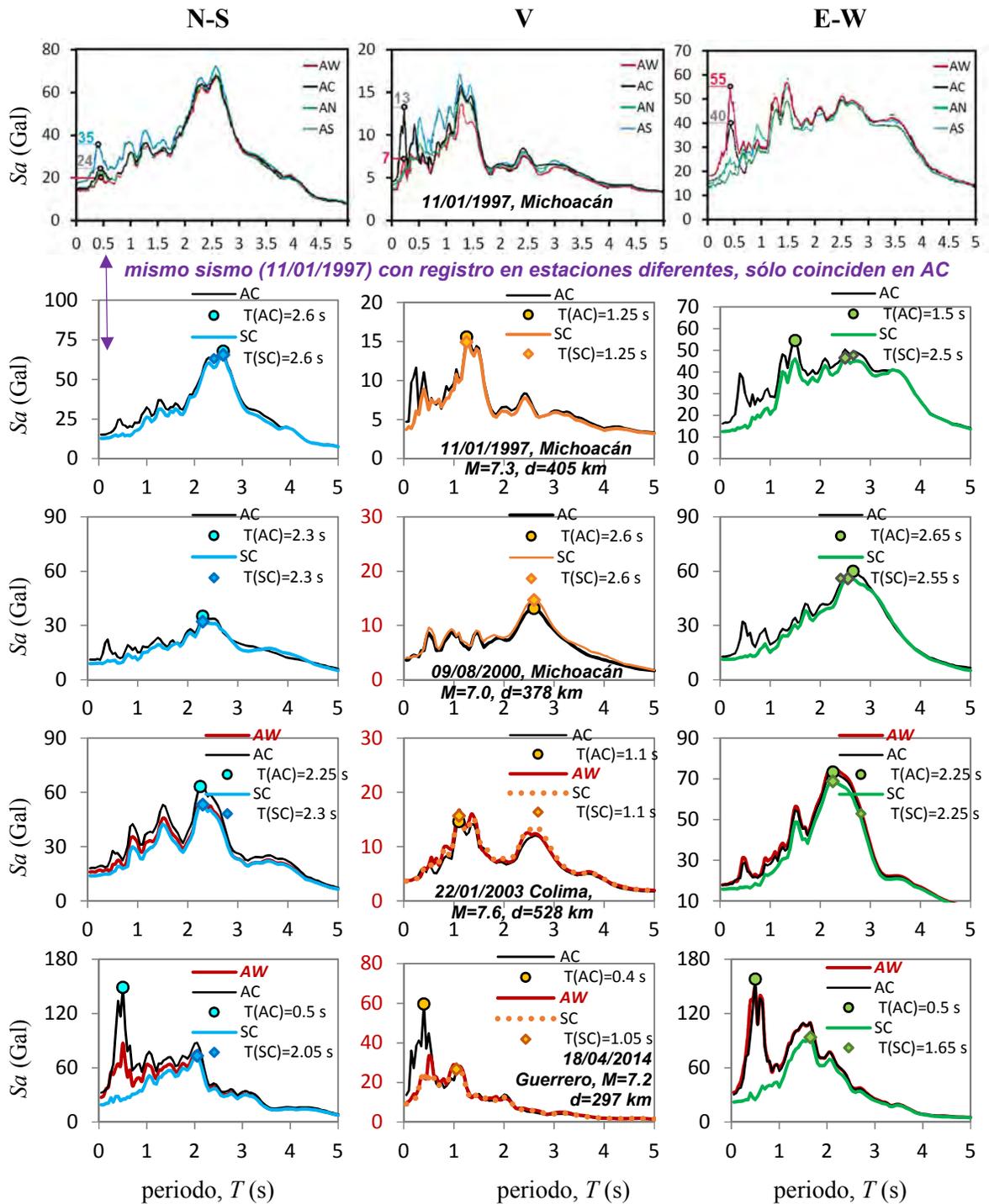


Figura 7.18. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\xi=0.05$ ) en Azotea Centro (AC), Azotea Oeste (AW) y Sótano Centro (SC) de la Catedral para los sismos de subducción

(No se incluyen los sismos del 2010, 2012 y 2013 por que no tienen buen registro en SC)

\* En el eje de las abscisas la escala de amplitud de los espectros varía para observar mejor la respuesta

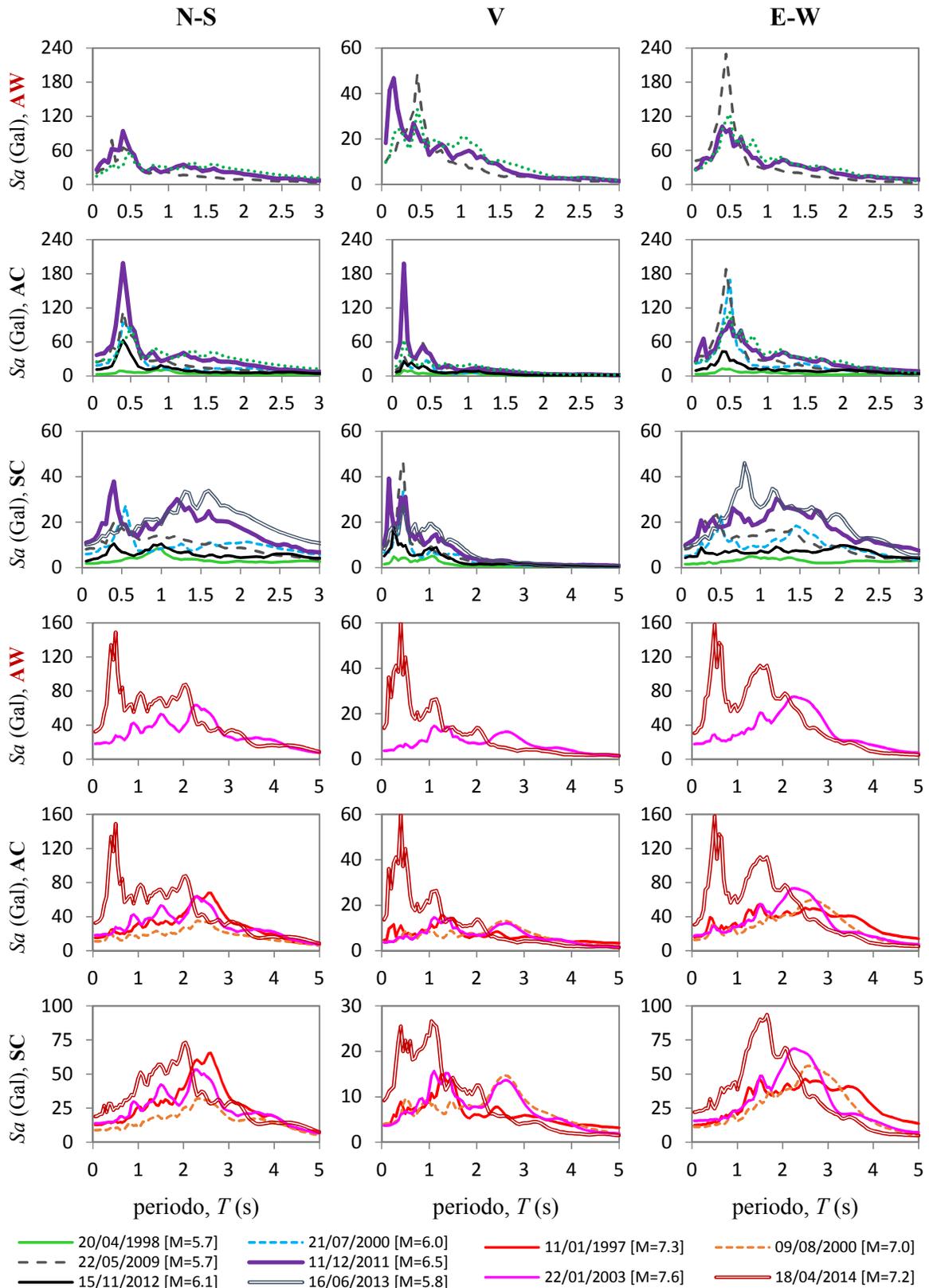


Figura 7.19. Comparación entre los espectros de respuesta de pseudoaceleración en la cubierta (AC, AW) y la cimentación (SC) para los sismos de falla normal y subducción

### 7.2.3. Estimación del periodo en la cubierta con un análisis en el dominio de la frecuencia

Para detectar el contenido de frecuencias en la cubierta se obtuvieron los espectros de Fourier en Azotea Centro (AC) y Oeste (AW) los cuales se compararon con los espectros de Fourier en la cimentación (SC). Los espectros de los sismos de falla normal se presentan en la Figura 7.20 y los de subducción en la Figura 7.21. En todos los casos se observó una gran similitud entre los espectros de AC, AW y SC para frecuencias menores a uno ( $f < 1$  Hz) y diferencias para frecuencias mayores a ésta. En las dos direcciones horizontales del movimiento, AC y AW presentaron amplificaciones con respecto a SC en el rango de frecuencias  $f=1.5-10$  Hz con un pico significativo alrededor de los 2 Hz, asociado al movimiento horizontal de la cubierta. Por otro lado, en la dirección vertical el espectro de AC presentó un pico entre  $f=6$  y 7 Hz que no se mostró en AW debido al movimiento vertical de la cúpula.

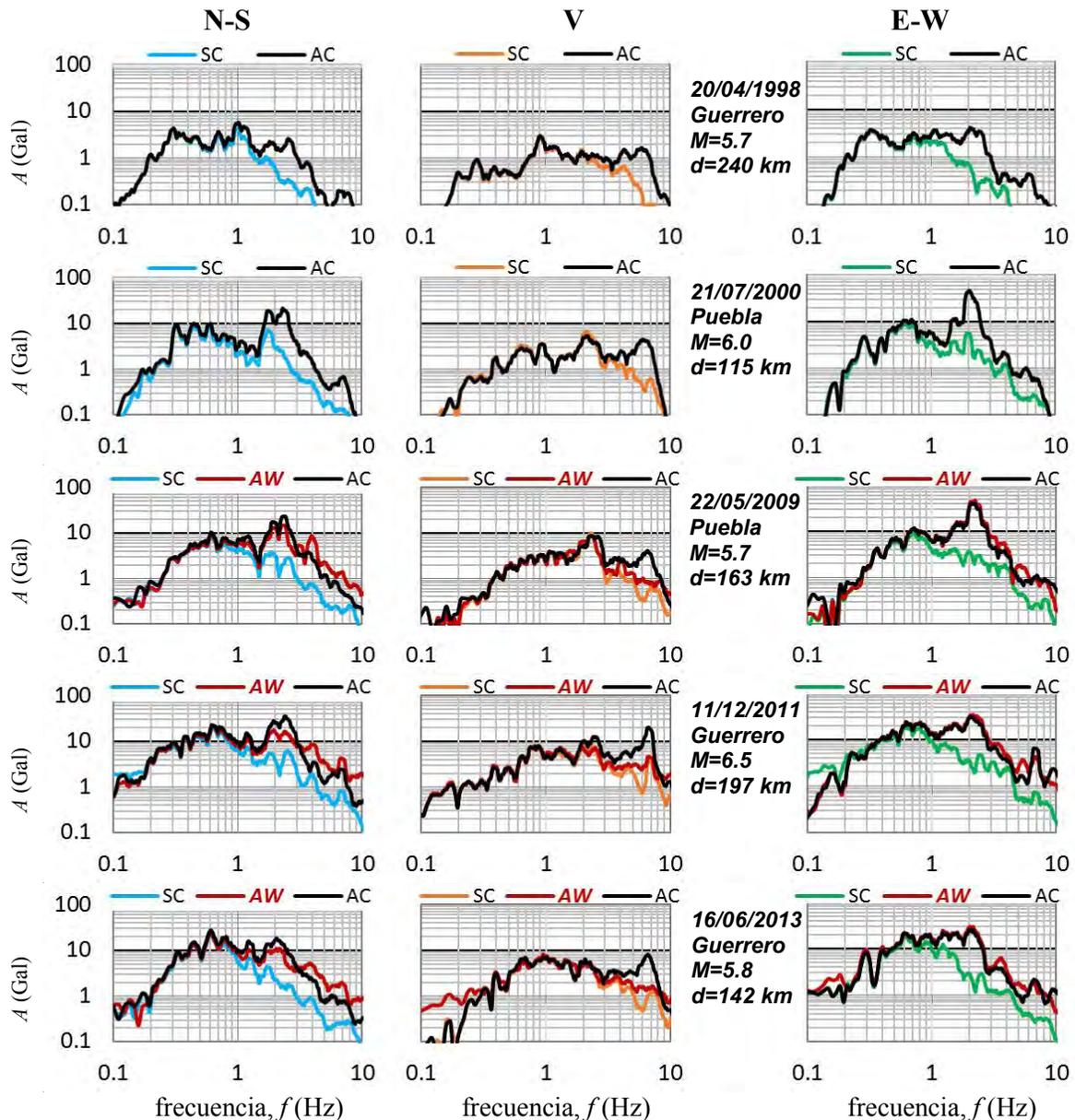
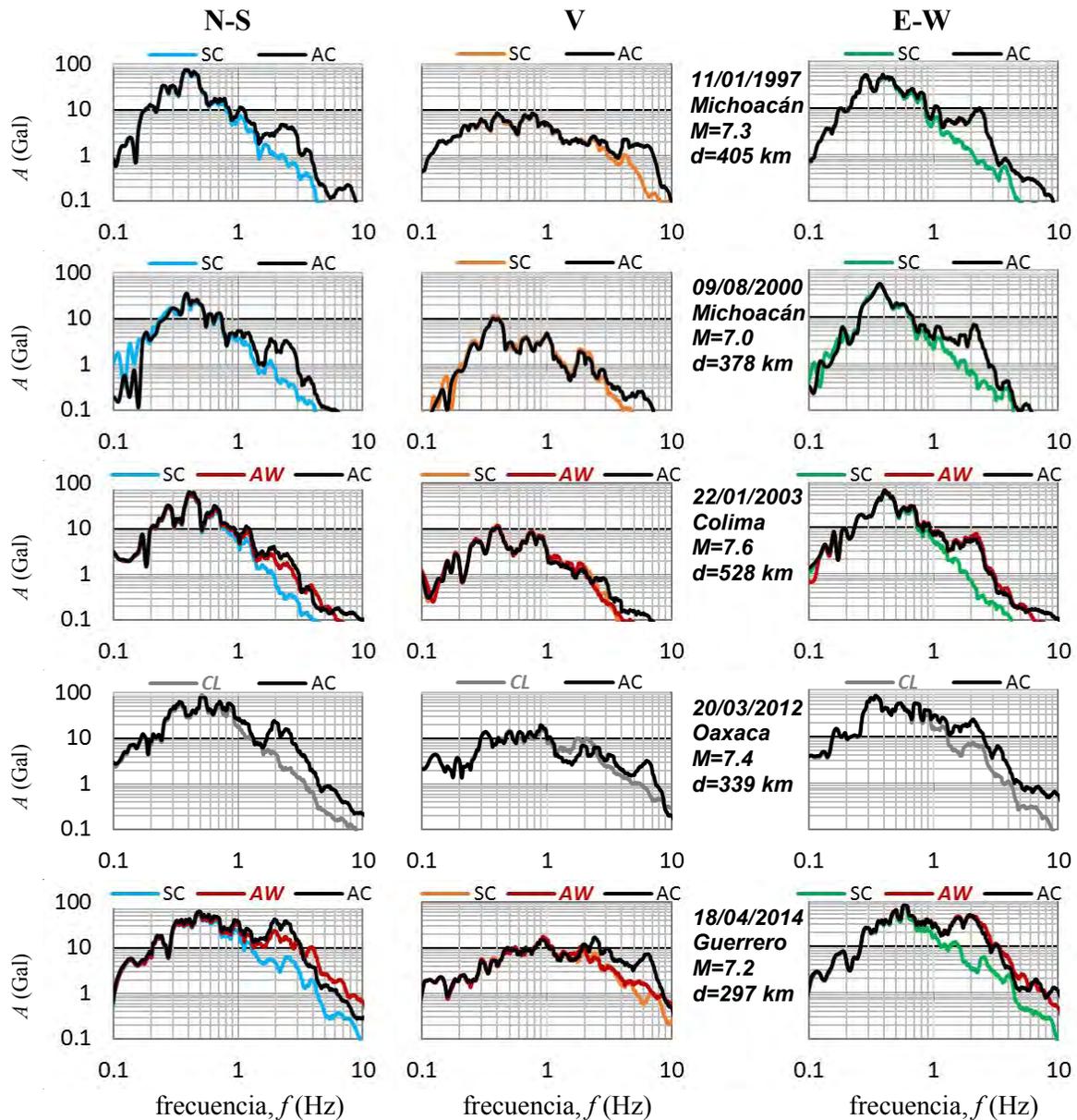


Figura 7.20. Espectros de Fourier en la Catedral Metropolitana en las estaciones de Azotea Centro (AC), Azotea Oeste (AW) y Sótano Centro (SC) para los sismos de falla normal



**Figura 7.21. Espectros de Fourier en la Catedral Metropolitana en las estaciones de Azotea Centro (AC), Azotea Oeste (AW) y Sótano Centro (SC) para los sismos de subducción**

De la comparación de los espectros de Fourier obtenidos con los sismos de falla normal y los obtenidos con los sismos de subducción (Fig. 7.22) se observaron similitudes en cuanto al contenido de frecuencias en la cubierta con amplificaciones cercanas a los 2 Hz. La única diferencia radicó en que con los sismos de falla normal fue más notable la amplificación de AC en dirección vertical dentro del rango de frecuencias de 6 a 7 Hz. En cuanto al contenido de frecuencias en la cimentación (SC), ambos tipos de sismos presentaron amplificaciones para las frecuencias  $f < 1$  Hz, específicamente dentro del rango de frecuencias  $f = 0.3-0.5$  Hz que corresponde al comportamiento dinámico del terreno blando, tal y como se demostró anteriormente en el capítulo VI.

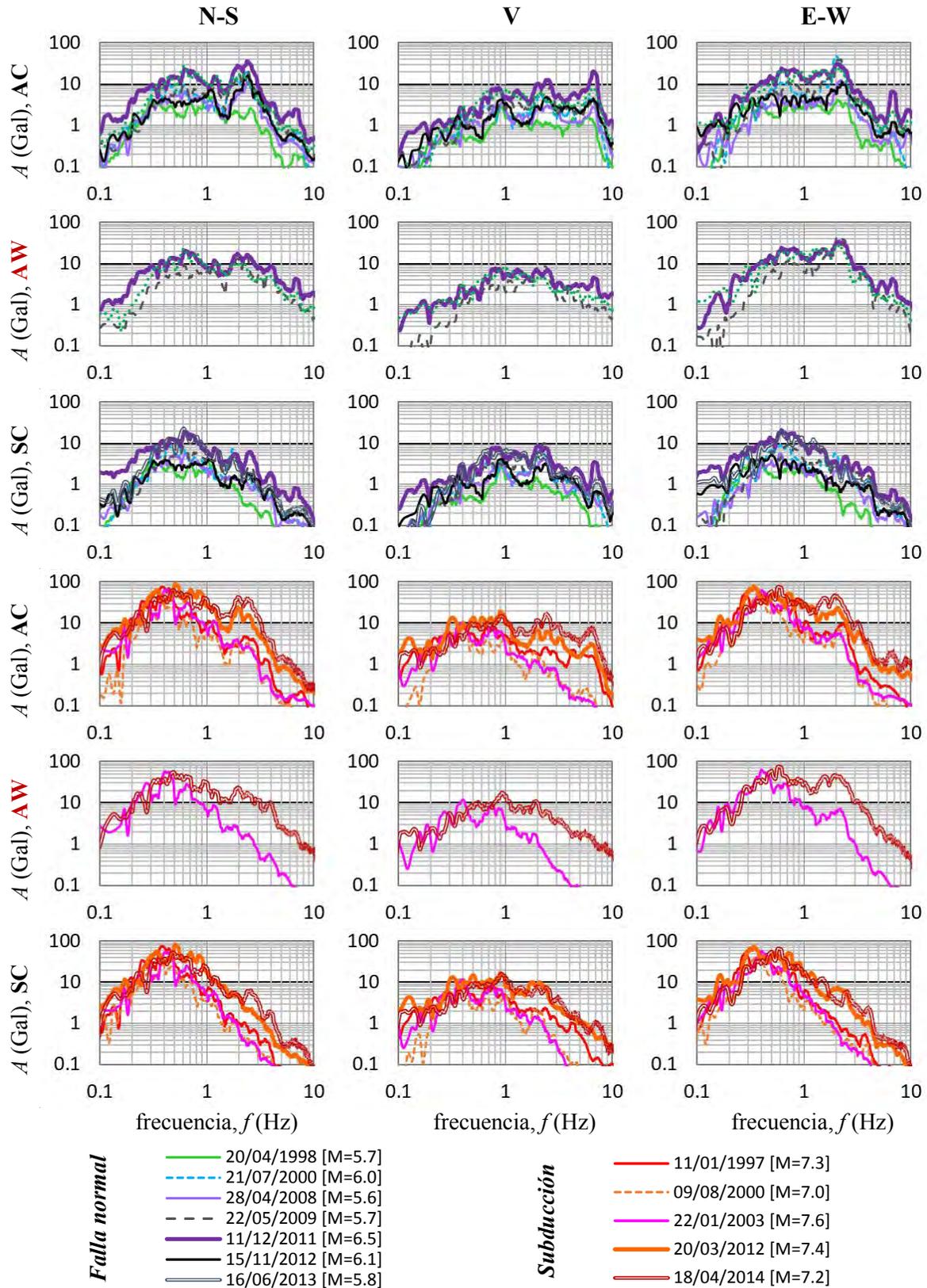


Figura 7.22. Comparación entre los espectros de Fourier obtenidos en dos estaciones de registro de la Catedral Metropolitana: en la cubierta (AC, AW) y en la cimentación (SC)

Se calcularon las funciones de transferencia  $FT$  con el cociente de los espectros de Fourier en la cubierta (AC, AW) con respecto a los espectros de Fourier en la cimentación (SC) y en el terreno (CL). En las gráficas con escala logarítmica (Fig. 7.23) se observó un pico entre  $f=2-3$  Hz ( $T=0.3-0.5$  s) en las direcciones N-S y E-W el cual corresponde al movimiento horizontal de la cubierta. Además, se detectó un pico para  $f=6.5$  Hz ( $T=0.15$  s) en dirección vertical que corresponde a la vibración local de la cúpula principal. De las funciones estudiadas en la cubierta, la función de transferencia  $FT$  (AC/SC) presentó picos más definidos. El periodo fundamental detectado de la cubierta con esta función fue  $T=0.39-0.46$  s (N-S),  $T=0.16$  s (V) y  $T=0.42-0.46$  s (E-W) con los sismos de falla normal y  $T=0.39-0.47$  s (N-S),  $T=0.15-0.17$  s (V) y  $T=0.43-0.49$  s (E-W) con los sismos de subducción.

En las gráficas con escala aritmética (Fig. 7.24) se detectó un segundo pico entre  $f=6$  Hz y 8 Hz ( $T=0.125-0.17$  s) en los sismos de falla normal en dirección E-W que, de acuerdo con las pruebas de vibración ambiental, corresponde al modo de torsión (capítulo IV, Tabla 6). También, se distinguió un tercer pico en el rango  $f=10-14$  Hz ( $T=0.07-0.1$  s) que aparece en las dos estaciones de cubierta (AC y AW). Como este pico no aparece en las mediciones de los otros elementos estructurales se podría asociar este rango de frecuencias a un segundo modo de vibrar de la cubierta.

También fue posible apreciar el efecto de interacción suelo estructura al comparar las amplitudes de las funciones de transferencia  $FT$  (AC/CL) y  $FT$  (AC/SC). En todos los casos, la amplitud obtenida del cociente de AC con respecto la cimentación resultó menor que el obtenido con respecto al terreno (Tablas 41 y 42). La disminución de amplitud fue debido a los efectos ISE. La relación entre la amplitud de la función de transferencia  $FT$  (AC/CL) con respecto a la amplitud de  $FT$  (AC/SC) fue del orden de 3 a 4 veces en dirección E-W, de 2 a 3 veces en dirección V y de 1 a 2 veces en dirección N-S.

**Tabla 41. Frecuencias, periodos y amplitudes detectados en las funciones de transferencia  $FT$  de AC con respecto al terreno (CL) y la cimentación (SC) para los sismos de falla normal**

Sismos de falla normal	N-S				V				E-W				Efecto ISE		
	$FT$ (AC/CL)		$FT$ (AC/SC)		$FT$ (AC/CL)		$FT$ (AC/SC)		$FT$ (AC/CL)		$FT$ (AC/SC)		Relación entre AC/CL y AC/SC		
	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	N-S	V	E-W
20/04/1998	<b>2.74</b>	5	<b>2.57</b>	8	<b>6.56</b>	5	<b>6.45</b>	<b>16</b>	2.31	4	<b>2.36</b>	17	<b>1.6</b>	<b>3</b>	<b>3.9</b>
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>															
21/07/2000	2.45	8	2.51	12	6.67	6	6.35	13	2.09	5	<b>2.17</b>	19	1.5	2.3	3.4
<i>Fin de la inyección de mortero</i>															
28/04/2008	2.54	<b>13</b>	-	-	6.9	6	-	-	2.17	<b>6</b>	-	-	-	-	-
22/05/2009	<b>2.38</b>	12	2.22	<b>12</b>	6.9	6	6.25	<b>11</b>	<b>2.45</b>	5	2.2	<b>20</b>	<b>1</b>	<b>1.9</b>	3.9
11/12/2011	2.4	10	<b>2.18</b>	11	<b>6.95</b>	6	6.14	12	<b>1.72</b>	<b>4</b>	2.19	<b>14</b>	1.1	2.1	3.1
15/11/2012	2.42	11	2.2	11	6.9	<b>7</b>	6.13	14	2.26	5	2.25	15	<b>1</b>	2.1	<b>3</b>
16/06/2013	2.42	8	2.23	9	6.67	6	<b>6.12</b>	12	1.87	5	2.23	17	1.2	2	3.6

**Tabla 42. Frecuencias, periodos y amplitudes detectados en las funciones de transferencia  $FT$  de AC con respecto al terreno (CL) y la cimentación (SC) para los sismos de subducción**

Sismos de subducción	N-S				V				E-W				Efecto ISE		
	$FT$ (AC/CL)		$FT$ (AC/SC)		$FT$ (AC/CL)		$FT$ (AC/SC)		$FT$ (AC/CL)		$FT$ (AC/SC)		$FT$ (AC/CL)		
	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)	A	$f$ (Hz)
11/01/1997	<b>2.63</b>	4	<b>2.55</b>	7	6.68	6	<b>6.57</b>	<b>13</b>	<b>2.32</b>	4	<b>2.32</b>	15	<b>1.7</b>	2.3	4
<i>Fin del proceso de subexcavación</i>															
09/08/2000	2.48	<b>10</b>	<b>2.55</b>	9	6.7	<b>3</b>	<b>5.93</b>	8	2.27	<b>6</b>	2.25	<b>18</b>	<b>0.9</b>	<b>2.6</b>	<b>3.1</b>
<i>Fin de la inyección de mortero</i>															
22/01/2003	2.59	7	2.45	9	<b>6.63</b>	<b>3</b>	5.97	<b>4</b>	2.27	4	2.28	16	1.4	<b>1.6</b>	<b>4.1</b>
20/03/2012	2.42	8	-	-	6.84	5	-	-	2.09	<b>3</b>	-	-	-	-	-
18/04/2014	<b>2.39</b>	9	<b>2.14</b>	<b>10</b>	<b>6.92</b>	<b>6</b>	6.1	11	<b>1.94</b>	5	<b>2.03</b>	<b>15</b>	1.1	1.9	3.2

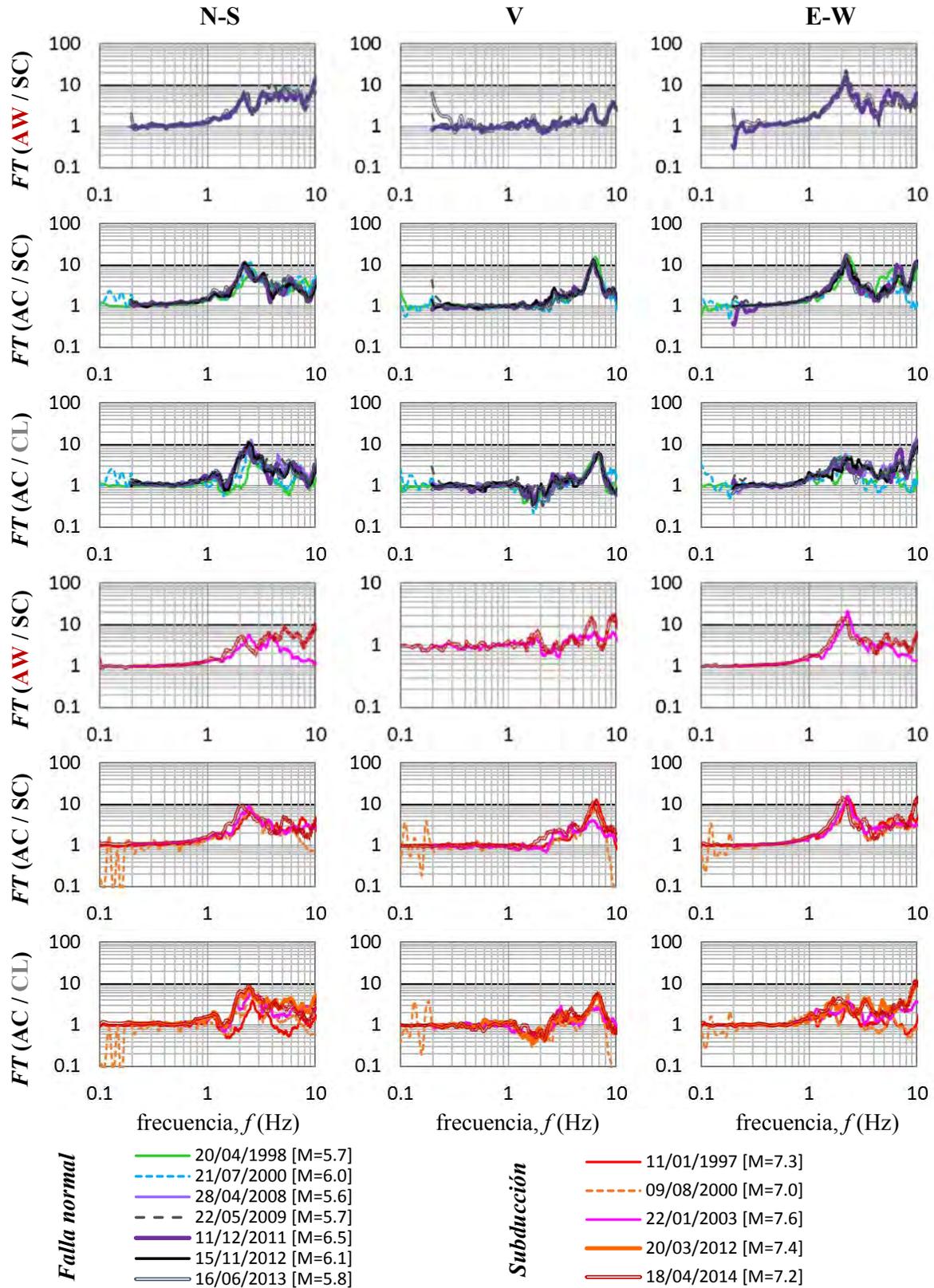


Figura 7.23. Funciones de transferencia  $FT$  AW/SC, AC/SC y AC/CL para ambos tipos de sismo

Estas gráficas se presentan en la Figura 7.24 en escala aritmética

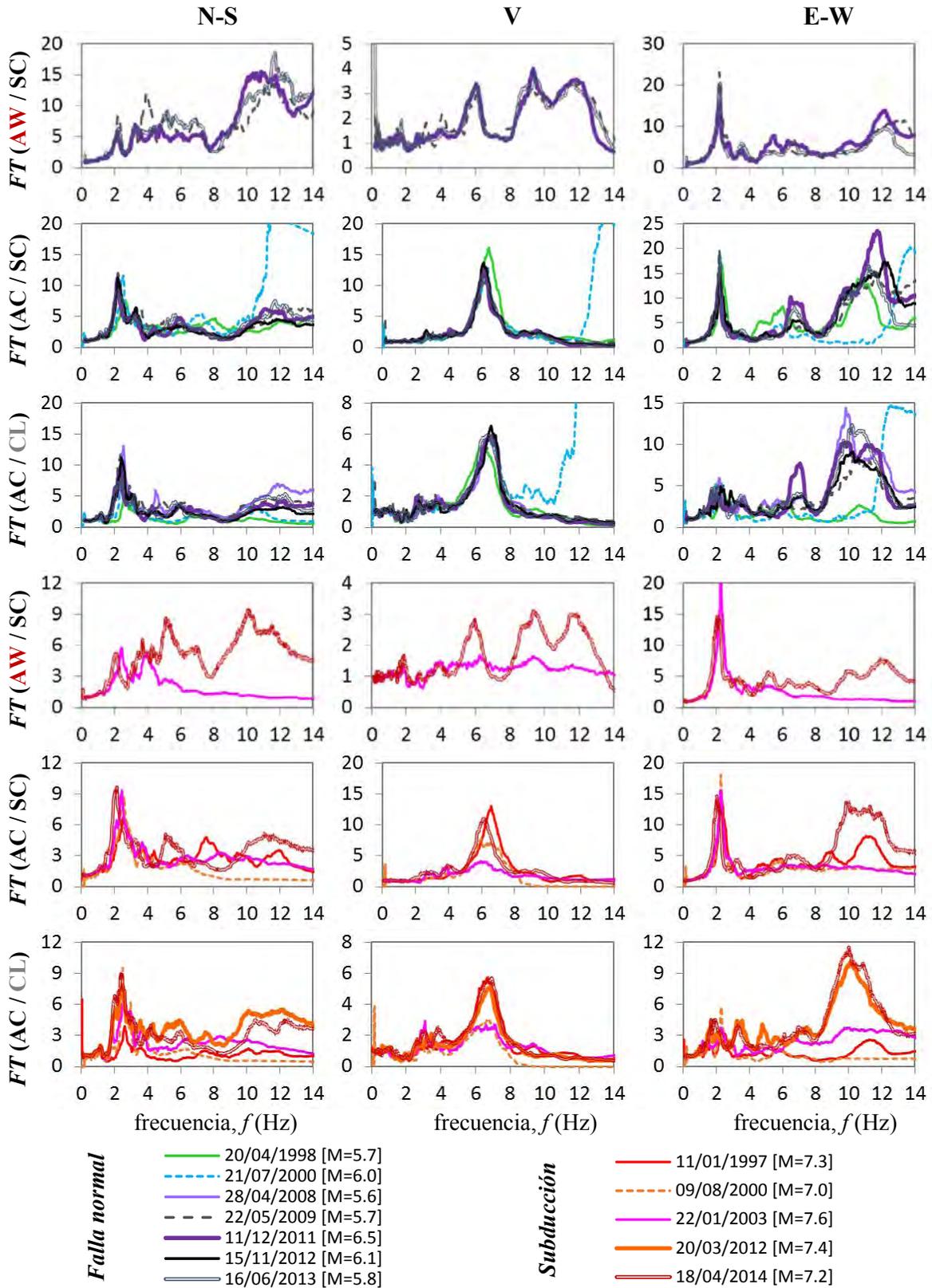


Figura 7.24. Funciones de transferencia  $FT$  AW/SC, AC/SC y AC/CL para ambos tipos de sismo

Estas gráficas se presentan en la Figura 7.23 en escala logarítmica

#### 7.2.4. Evolución del periodo en la cubierta

Como se demostró en la sección 7.2.2 los periodos asociados con la amplitud  $Sa_{max}$  en los espectros de respuesta de las estaciones en cubierta (AC, AW) no presentaron un rango de valores definido, sino que en ocasiones se presentaba el periodo del terreno y en otras ocasiones el periodo de la cubierta. Por tal motivo, no se incluyeron estos resultados y únicamente se consideraron los valores obtenidos con la función de transferencia  $FT$  (AC/SC) para analizar la evolución del periodo en la cubierta. En la Figura 7.25 se graficaron los valores de periodo en la cubierta dependiendo del tipo de sismo y en la Figura 7.26 se graficaron simultáneamente los datos obtenidos con los dos tipos de sismo. Una vez obtenido el periodo, se calculó su incremento (o decremento) y estos datos se presentan en la Tabla 43. A diferencia del comportamiento observado en el terreno (Fig. 6.13) y la cimentación (Fig. 7.12), el periodo detectado en la cubierta (Fig. 7.26) no se vio influenciado por el mecanismo de falla de los sismos. De modo que, al graficar simultáneamente los valores de periodo obtenidos con los dos tipos de sismo, se tuvo una tendencia clara en su evolución (Fig. 7.26).

En esta sección se incluyeron los sismos de 14/06/2004 y 13/04/2007 a los previamente seleccionados porque entre el año 2003 y 2009, los eventos seleccionados no tuvieron registro en la estación SC y no fue posible obtener la función de transferencia  $FT$  (AC/SC). El sismo del 14/06/2004 se excluyó inicialmente porque presentó bajos valores de aceleración máxima en el terreno ( $PGA < 5$  Gal). Por otro lado, el sismo de 13/04/2007 no se consideró en un inicio porque no tuvo registro en la estación de Campo Libre y no hubo forma de evaluar la severidad de su movimiento. A pesar de ello, con los análisis de estos sismos fue posible tener información congruente acerca del comportamiento de la cubierta sin perder información entre los sismos de 22/01/2003 y 22/05/2009.

En el estudio del comportamiento del terreno (sección 6.5) se habían detectado disminuciones en el periodo de 38% (E-W) y 20% (N-S). En cambio, la cubierta experimentó un incremento en su periodo horizontal. En la dirección N-S el incremento del periodo fue de 17%, desde  $T=0.39$  s en 11/01/1997 hasta  $T=0.47$  s en 18/04/2014 y en la dirección E-W de 12% desde  $T=0.43$  s hasta  $T=0.49$  s. Este comportamiento se puede deber a una disminución en la rigidez lateral de la Catedral. Sin embargo, de un año a otro, el mayor incremento en el periodo horizontal fue de 8%. Por otro lado, el periodo asociado con el movimiento vertical de la cúpula primero tuvo un incremento de 13% desde  $T=0.15$  s en 11/01/1997 hasta  $T=0.17$  s durante la inyección de mortero en 09/08/2000. Este valor se mantuvo para el sismo de 22/01/2003 (ocurrido poco después de estos trabajos). Posteriormente, en el 14/06/2004, el periodo disminuyó a  $T=0.15$  s. La disminución del periodo vertical del 22/01/2003 al 14/06/2004 pudo ser resultado de las intervenciones realizadas en la cúpula principal. Con los resultados de los últimos eventos, se puede decir que actualmente el periodo de la cubierta oscila entre  $T=0.45$  s y  $T=0.49$  s.

**Tabla 43. Evolución del periodo en la cubierta determinado con la función  $FT$  (AC/SC)**

Fecha	Magnitud	Tipo de sismo	Periodo			Incremento del periodo			
			N-S	V	E-W	* El signo menos (-) significa decremento			
						Años	N-S	V	E-W
11/01/1997	7.3	Subducción	<b>0.39</b>	0.15	0.43				
20/04/1998	5.7	Falla normal	<b>0.39</b>	<b>0.16</b>	<b>0.42</b>	1997-1998	<b>0%</b>	6%	-2%
<b>Fin del proceso de subexcavación</b>									
09/08/2000	7.0	Subducción	<b>0.39</b>	0.17	0.45	1998-2000	<b>0%</b>	6%	7%
<b>Fin de la inyección de mortero</b>									
22/01/2003	7.6	Subducción	0.41	0.17	0.44	2000-2003	5%	0%	-2%
14/06/2004	6.4	Subducción	0.41	<b>0.15</b>	0.44	2003-2004	<b>0%</b>	<b>-13%</b>	<b>0%</b>
13/04/2007	6.3	Falla normal	0.42	<b>0.16</b>	0.44	2004-2007	2%	6%	<b>0%</b>
22/05/2009	5.7	Falla normal	0.45	<b>0.16</b>	0.46	2007-2009	<b>7%</b>	<b>0%</b>	4%
11/12/2011	6.5	Falla normal	0.46	<b>0.16</b>	0.46	2009-2011	2%	<b>0%</b>	<b>0%</b>
15/11/2012	6.1	Falla normal	0.46	<b>0.16</b>	0.45	2011-2012	<b>0%</b>	<b>0%</b>	-2%
16/06/2013	5.8	Falla normal	0.45	<b>0.16</b>	0.45	2012-2013	-2%	<b>0%</b>	0%
18/04/2014	7.2	Subducción	<b>0.47</b>	<b>0.16</b>	<b>0.49</b>	2013-2014	4%	<b>0%</b>	<b>8%</b>

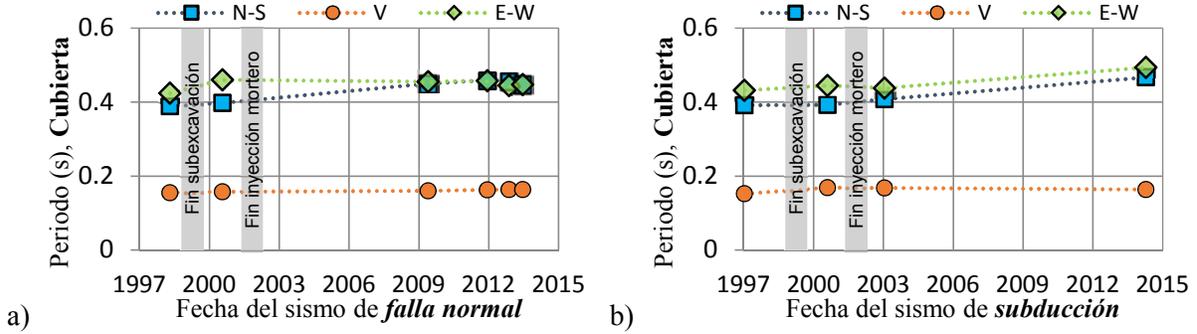


Figura 7.25. Evolución del periodo en la cubierta con FT (AC/SC): a) falla normal, b) subducción

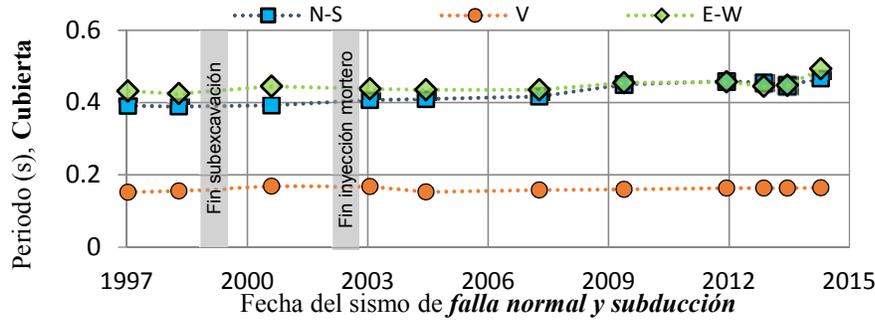


Figura 7.26. Evolución del periodo en la cubierta con la función de transferencia FT (AC/SC)

### 7.2.5. Estimación del amortiguamiento

Se emplearon tres métodos para determinar el amortiguamiento de la cubierta: el método de Rinawi y Clough (1992), el método del semiancho de banda y el método del factor de amplificación dinámico FAD (ver sección 3.3.8). La información necesaria para utilizar estos métodos corresponde a la función de transferencia  $FT$  (AC/SC). En la Tabla 44 se presentan los valores de la fracción de amortiguamiento crítico  $\xi$  calculados con estos tres métodos. Con el primer método se obtuvieron fracciones de amortiguamiento crítico  $\xi_{RC} = 6.4-12.8\%$  (N-S) y  $\xi_{RC} = 4.3-7.4\%$  (E-W). Mientras que con el semiancho de banda se obtuvieron valores de  $\xi_{AB} = 5.6-12.4\%$  (N-S) y  $\xi_{AB} = 2.7-10.2\%$  (E-W). En tanto que con el factor de amplificación dinámico se obtuvo  $\xi_{FAD} = 4.1-7.4\%$  (N-S) y  $\xi_{FAD} = 2.5-5.3\%$  (E-W). Para la dirección vertical del movimiento, que está gobernado por la vibración de la cúpula, se observó una mayor disipación de energía que en las dos direcciones horizontales, alcanzando valores de hasta 13.6%.

A pesar de que el método del semiancho de banda utiliza los valores de la función de transferencia y el método de Rinawi y Clough utiliza un ajuste de esta curva, los amortiguamientos detectados con ambos métodos fueron más parecidos entre sí que con el método del factor de amplificación dinámico. Además, el rango de valores con el FAD fue más conservador que con los otros dos métodos. A continuación se exponen las razones por las cuales los valores de amortiguamiento son diferentes entre un método y otro.

El método del FAD asocia el amortiguamiento con la diferencia de amplitudes entre el movimiento de la cimentación y la cubierta con la función  $FT$  (AC/SC). En este caso, el amortiguamiento es inversamente proporcional a la amplificación del movimiento. Por ejemplo, el menor valor de amortiguamiento con este método,  $\xi_{FAD} = 2.5\%$  (E-W), corresponde al sismo de 22/05/2009 porque en este evento presentó la mayor amplitud de la función de transferencia  $FT$  (AC/SC), donde el movimiento en la cubierta se amplificó 20 veces (Tabla 41). Entre más se amplifica el movimiento de AC con respecto a SC, la estructura disipa menos energía y el amortiguamiento es menor.

El máximo amortiguamiento obtenido con el método del semiancho de banda corresponde al sismo de 09/08/2000 en dirección vertical y fue  $\zeta_{AB} = 12.8\%$  (V). En este caso, el ancho de banda de frecuencias entre  $f_1$  y  $f_2$  es de 1.7 Hz. Por otro lado, el menor amortiguamiento también se obtuvo con este sismo pero en dirección E-W con un valor  $\zeta_{AB} = 2.7\%$  (V), aquí el ancho de banda entre  $f_1$  y  $f_2$  fue de 0.1 Hz (Fig. 7.27). Este método no sólo depende del ancho de banda, sino que también va implícito el contenido de frecuencias. A mayor frecuencia, mayor rigidez, por consiguiente, menor flexibilidad, menor disipación de energía y menor amortiguamiento. El considerar el contenido de frecuencias es una ventaja que presenta el método del semiancho de banda frente al FAD, en el que sólo se considera la amplificación del movimiento. La desventaja es que el método del semiancho de banda depende de la forma de la curva y si ésta es muy irregular los resultados no son confiables. Además, como los puntos de la curva  $FT$  (AC/SC) tienen un intervalo de muestreo fijo, a veces es necesario hacer iteraciones para identificar las frecuencias  $f_1$  y  $f_2$  que corresponden a la amplitud  $A_{\max}/\sqrt{2}$ . Estos detalles hacen que el método del FAD sea más sencillo y práctico de utilizar que el método del semiancho de banda.

El método de Rinawi y Clough es muy completo y fácil de utilizar una vez que se ha computarizado la obtención de sus matrices (Ecs. 43 a 46). Este método considera la amplificación del movimiento como el método del FAD e incluye el contenido de frecuencias. Para calcular la curva ajustada toma en cuenta una cantidad mayor de valores. La limitante de este método es que la calidad de la curva de ajuste y de los resultados depende del criterio de selección de datos. Es curioso observar que los mayores valores de amortiguamiento con este método corresponden a los sismos con mayor magnitud (Figs. 7.27 y 7.28), comenzando con el sismo de 22/01/2003 de magnitud  $M=7.6$  con  $\zeta_{RC} = 13.6\%$  (V) seguido del sismo de 11/01/1997 de magnitud  $M=7.3$  con  $\zeta_{RC} = 12.8\%$  (N-S) y del sismo de 18/04/2014 de magnitud  $M=7.2$  con  $\zeta_{RC} = 7.4\%$  (E-W). Estos tres eventos fueron de subducción. Si se comparan los sismos de falla normal, los mayores valores de amortiguamiento no se presentaron con el sismo de falla normal mayor magnitud de 11/12/2011 ( $M=6.5$ ,  $d=197$  km), sino con el evento más cercano, el sismo de 16/06/2013 ( $M=5.8$ ,  $d=142$  km). El método de Rinawi y Clough presenta la ventaja sobre los otros dos métodos, que utiliza más parámetros en su obtención y que lleva implícito la severidad del sismo. Los resultados demostraron que los sismos donde se obtuvieron mayores amortiguamientos o mayor disipación de energía, fueron los eventos considerados como los más severos (sección 6.2).

Con los tres métodos, se observó que en la dirección transversal de la cubierta (E-W) el amortiguamiento fue menor que en la dirección longitudinal (N-S). Un menor amortiguamiento representa una mayor respuesta en la estructura. Para corroborar esto, se observó que en las funciones de transferencia de la Figura 7.24, las amplitudes en dirección E-W fueron mayores que en la dirección N-S. Además, los periodos en la dirección E-W también fueron mayores que en la dirección N-S (Fig. 7.26).

**Tabla 44. Fracción de amortiguamiento crítico  $\zeta$  (%) detectado con la  $FT$  (AC/SC) por el método de Rinawi ( $\zeta_{RC}$ ), de ancho de banda ( $\zeta_{AB}$ ) y el factor de amplificación dinámico ( $\zeta_{FAD}$ )**

Características del sismo			N-S			V			E-W		
Fecha	Magnitud	Tipo	$\zeta_{RC}$	$\zeta_{AB}$	$\zeta_{FAD}$	$\zeta_{RC}$	$\zeta_{AB}$	$\zeta_{FAD}$	$\zeta_{RC}$	$\zeta_{AB}$	$\zeta_{FAD}$
11/01/1997	7.3	Subducción	<b>12.8%</b>	<b>12.4%</b>	<b>7.4%</b>	6.0%	6.0%	3.8%	6.5%	7.6%	3.4%
20/04/1998	5.7	Falla normal	10.5%	9.7%	6.5%	5.0%	5.6%	<b>3.1%</b>	5.2%	5.5%	3.0%
<i>Fin del Proceso de subexcavación</i>											
09/08/2000	7	Subducción	9.3%	8.5%	5.7%	10.1%	<b>12.8%</b>	6.5%	<b>4.3%</b>	<b>2.7%</b>	2.8%
<i>Fin del mejoramiento del terreno con la inyección de mortero</i>											
22/01/2003	7.6	Subducción	9.8%	6.5%	5.3%	<b>13.6%</b>	11.5%	<b>12.0%</b>	6.3%	4.6%	3.2%
13/04/2007	6.3	Falla normal	7.6%	5.8%	4.6%	5.7%	5.5%	4.2%	7.3%	5.4%	<b>5.3%</b>
22/05/2009	5.7	Falla normal	<b>6.4%</b>	6.4%	<b>4.1%</b>	6.5%	6.2%	4.7%	5.5%	3.1%	<b>2.5%</b>
11/12/2011	6.5	Falla normal	6.9%	<b>5.6%</b>	4.5%	5.6%	<b>5.2%</b>	4.0%	5.4%	5.0%	3.7%
15/11/2012	6.1	Falla normal	7.3%	7.5%	4.4%	<b>4.7%</b>	5.5%	3.6%	6.8%	4.9%	3.4%
16/06/2013	5.8	Falla normal	11.1%	11.9%	5.4%	6.4%	6.5%	4.1%	4.8%	3.3%	2.9%
18/04/2014	7.2	Subducción	11.6%	9.7%	5.2%	6.4%	7.3%	4.5%	<b>7.4%</b>	<b>10.2%</b>	3.4%
<i>Diferencia entre el mayor y el menor valor de amortiguamiento</i>			6.40%	6.80%	3.30%	8.90%	7.60%	8.90%	3.10%	7.50%	2.80%

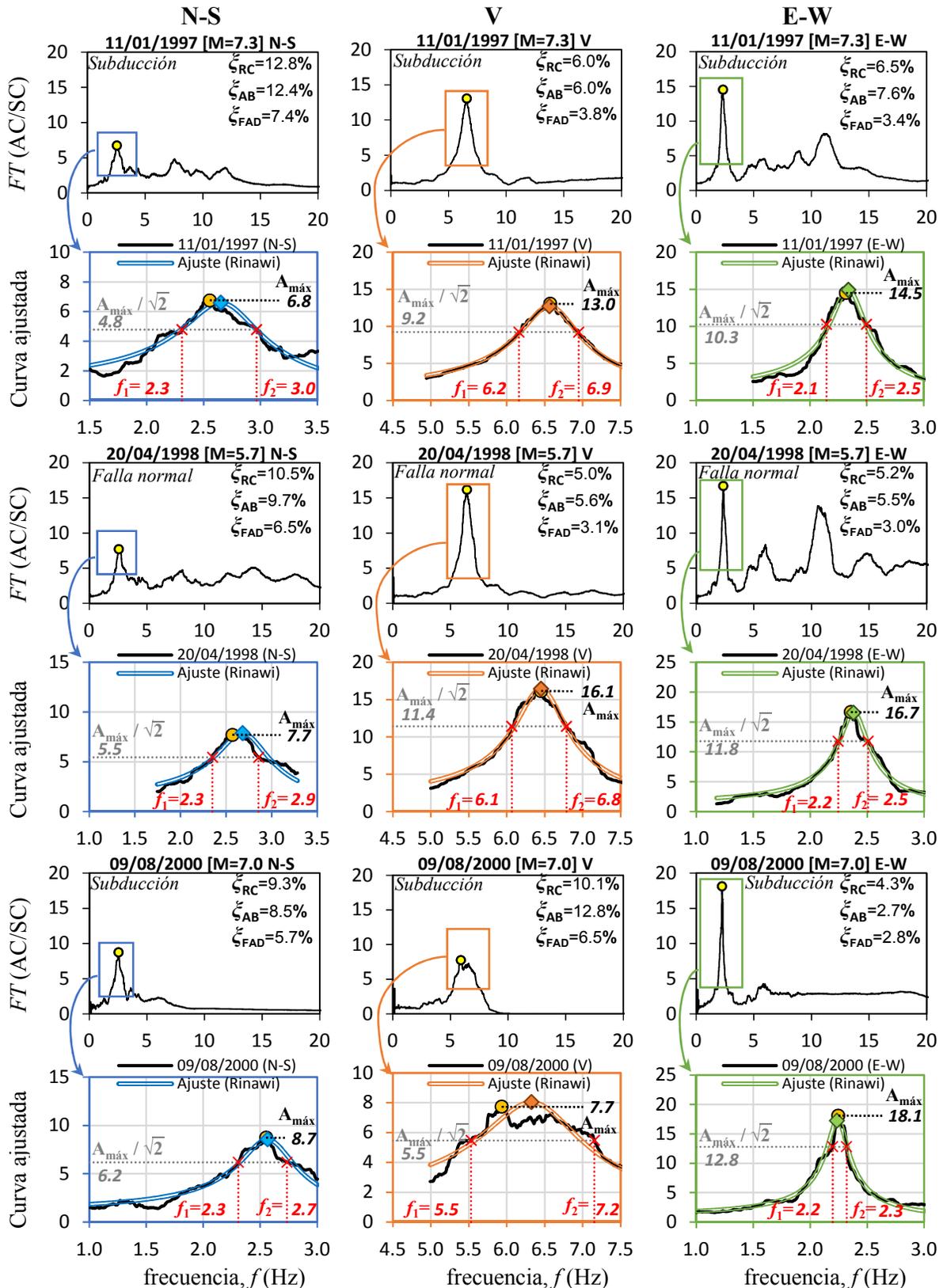


Figura 7.27. Amortiguamiento según el método de Rinawi ( $\zeta_{RC}$ ), de ancho de banda ( $\zeta_{AB}$ ) y el factor de amplificación dinámica ( $\zeta_{FAD}$ ) con los sismos ocurridos durante las intervenciones

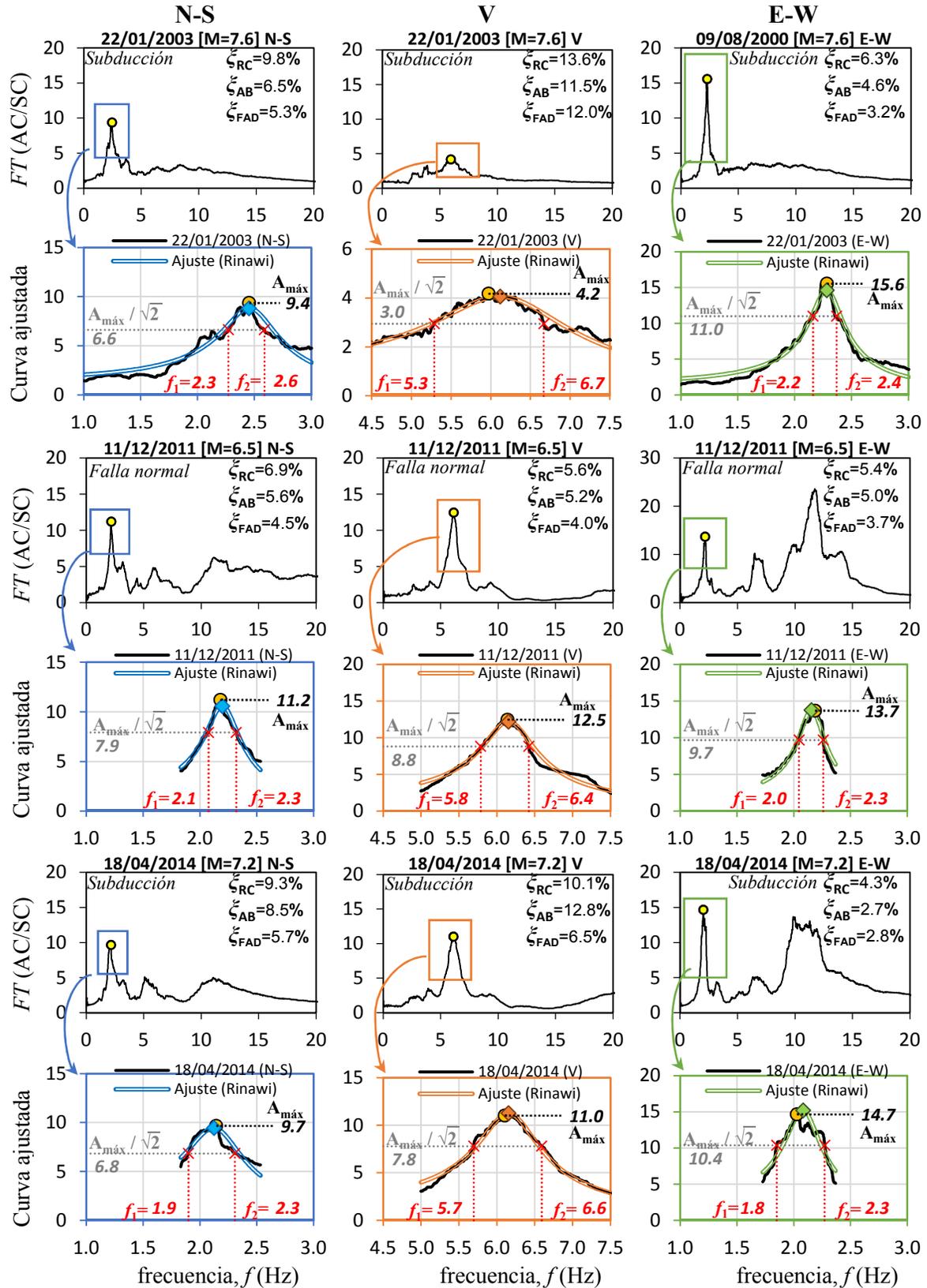


Figura 7.28. Amortiguamiento según el método de Rinawi ( $\zeta_{RC}$ ), de ancho de banda ( $\zeta_{AB}$ ) y el factor de amplificación dinámica ( $\zeta_{FAD}$ ) con los sismos posteriores a las intervenciones

### 7.2.6. Evolución del amortiguamiento

En la Figura 7.29 se compararon los valores de amortiguamiento obtenidos con cada método y la relación que establecen con respecto a la magnitud. En estas gráficas se observó que a mayor magnitud mayor disipación de energía. No se presentó una proporcionalidad directa entre la magnitud y el amortiguamiento porque, como se ha demostrado anteriormente, la severidad de los sismos no sólo se depende de la magnitud, sino que también influyen otras características de los sismos como la distancia epicentral o la profundidad focal. En lo que se refiere a la evolución del amortiguamiento, a pesar de que los valores en cada método fueron distintos, se observó una tendencia similar a través del tiempo.

Al inicio de los trabajos de rehabilitación en el año de 1997 se presentaron grandes valores de amortiguamiento con una gran amplificación en la dirección N-S respecto a la dirección E-W. Estos valores fueron disminuyendo de forma simultánea durante el proceso de subexcavación y se percibió un cambio después de la inyección de mortero. Para el año 2003, el amortiguamiento en dirección N-S disminuyó pero el amortiguamiento en dirección E-W aumentó continuando así hasta el 13/04/2007, en donde ambas direcciones presentaron el mismo amortiguamiento. A partir de 22/05/2009, se observó un reacomodo en donde los amortiguamientos comenzaron a separarse nuevamente y ambos incrementaron pero la diferencia entre  $\zeta_{N-S}$  y  $\zeta_{E-W}$  ya no fue tan grande como al inicio. Las mayores diferencias se obtuvieron con el método de Rinawi y Clough, donde la relación entre N-S y E-W pasó de 2.0 en 11/01/1997 ( $\zeta_{RC} = 12.8\%$  en N-S y  $\zeta_{RC} = 6.5\%$  en E-W) a 1.5 en 18/04/2014 ( $\zeta_{RC} = 11.6\%$  y  $\zeta_{RC} = 7.4\%$ ).

La tendencia del amortiguamiento en la dirección vertical fue distinta a lo que se describió del movimiento horizontal. Al inicio de los trabajos se tenía un amortiguamiento alrededor de 6% en 11/01/1997 y para 20/04/1998 el periodo vertical llegó a ser el mismo que en E-W. En el año 2000 hubo un incremento importante en el amortiguamiento vertical llegando hasta 12% y en 22/01/2003 se alcanzó su valor máximo de 13.6 %. Los sismos de 09/08/2000 y 22/01/2003 también fueron los eventos en los que se obtuvieron los mayores valores de periodo en la cubierta (Tabla 43 y Fig. 7.26). El incremento de periodo y amortiguamiento pudo deberse a que se reabrieron algunas grietas en la cubierta y se generaron algunas nuevas durante la subexcavación. Al final del programa de rehabilitación fue necesario repararlas. Después de las intervenciones, la estructura se reacomodó y en 13/04/2007 el amortiguamiento regresó a un valor de 6%. Desde el año 2007 en adelante el amortiguamiento comenzó a incrementar. Con la información de los dos últimos eventos de 11/12/2011 y 18/04/2014, se puede decir que actualmente el amortiguamiento de la Catedral oscila entre  $\zeta = 5-12\%$  (N-S),  $\zeta = 3-10\%$  (E-W), y  $\zeta = 4-7\%$  (V). En los trabajos anteriores (Orozco, 2005; Rivera *et al.*, 2008) se reportaron valores en la dirección horizontal de  $\zeta = 7-12\%$  (N-S) y  $\zeta = 4-6\%$  (E-W) y son similares a los aquí mencionados.

De acuerdo con Chopra (1995) se recomienda tomar valores de 3% para estructuras de mampostería no reforzada y de 7% para la reforzada. Estos valores están recomendados para estructuras actuales que suelen ser más esbeltas. En el caso de la Catedral se pueden alcanzar valores superiores de amortiguamiento. En un análisis por ventanas del sismo de 11/01/1997 realizado por Rivera *et al.* (2008) se observó que el amortiguamiento y el periodo en la Catedral aumentaban durante la fase intensa del movimiento pero ambos parámetros volvían a su configuración inicial. De acuerdo con los autores, este incremento indica una fuerte no linealidad en la respuesta de la estructura relacionada con la pérdida de rigidez lateral y el incremento en la disipación de energía. Debido a los fuertes agrietamientos que surgieron con los hundimientos diferenciales. Es importante recordar que las grietas fueron reparadas continuamente con la inyección de mortero de cal, el cual es altamente deformable. En las grietas existen planos débiles, cuando éstas se reabren aumentan su longitud y la estructura pierde rigidez lateral aumentando su periodo. Adicionalmente, el deslizamiento a lo largo de las grietas reabiertas proporciona un incremento en la disipación de energía, lo cual equivale a un mayor amortiguamiento.

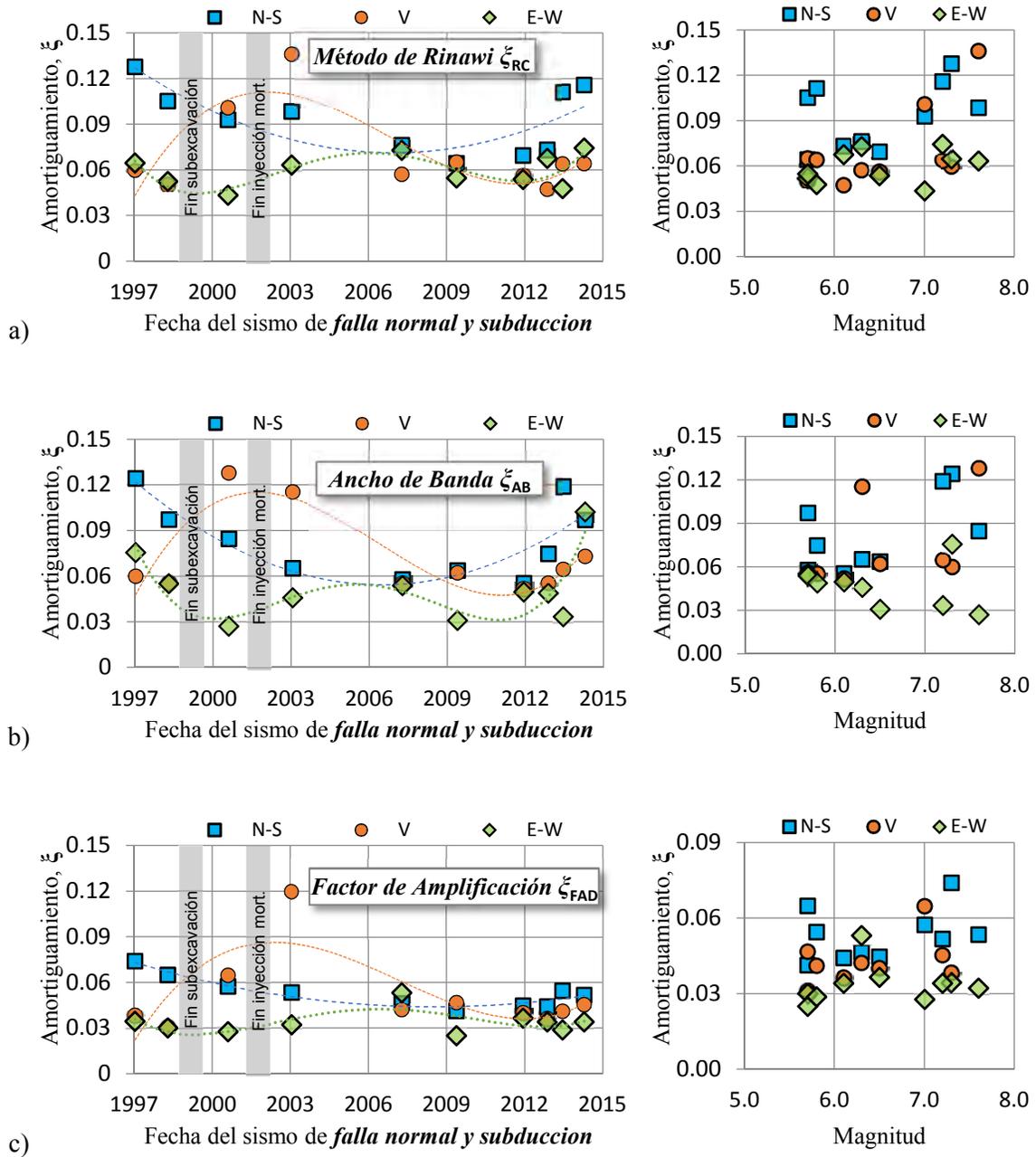


Figura 7.29. Evolución del amortiguamiento y relación con respecto a la magnitud con los métodos de: a) Rinawi ( $\xi_{RC}$ ), b) ancho de banda ( $\xi_{AB}$ ), c) factor de amplificación dinámico ( $\xi_{FAD}$ )

### 7.3. MOVIMIENTO DE LA TORRE OESTE

Desde inicio del proyecto de rehabilitación se tuvo conocimiento del hundimiento diferencial de 2.4 m entre la torre poniente y el nivel de referencia en el ábside. Este hundimiento, sumado al gran peso de las torres generó un desplomo en ellas. Razón suficiente para poner especial interés en el estudio de éstas. Con los resultados de las pruebas de vibración ambiental de 1990 se pudo determinar que la amplitud del movimiento en la torre Oeste es mayor que en la torre Este (capítulo IV). En el arreglo de acelerógrafos de la RMS de la Catedral se decidió instrumentar únicamente la torre poniente. Se cuenta con registros del instrumento en torre Baja Oeste desde 16/12/1997 hasta la fecha y el aparato colocado en Torre Alta únicamente registró desde el evento de 05/03/1998 hasta 22/05/2009. Se ha dedicado esta sección al estudio del comportamiento dinámico de la torre poniente a través de los análisis de los registros en las estaciones de Torre Baja (TB) y Torre Alta Oeste (TA).

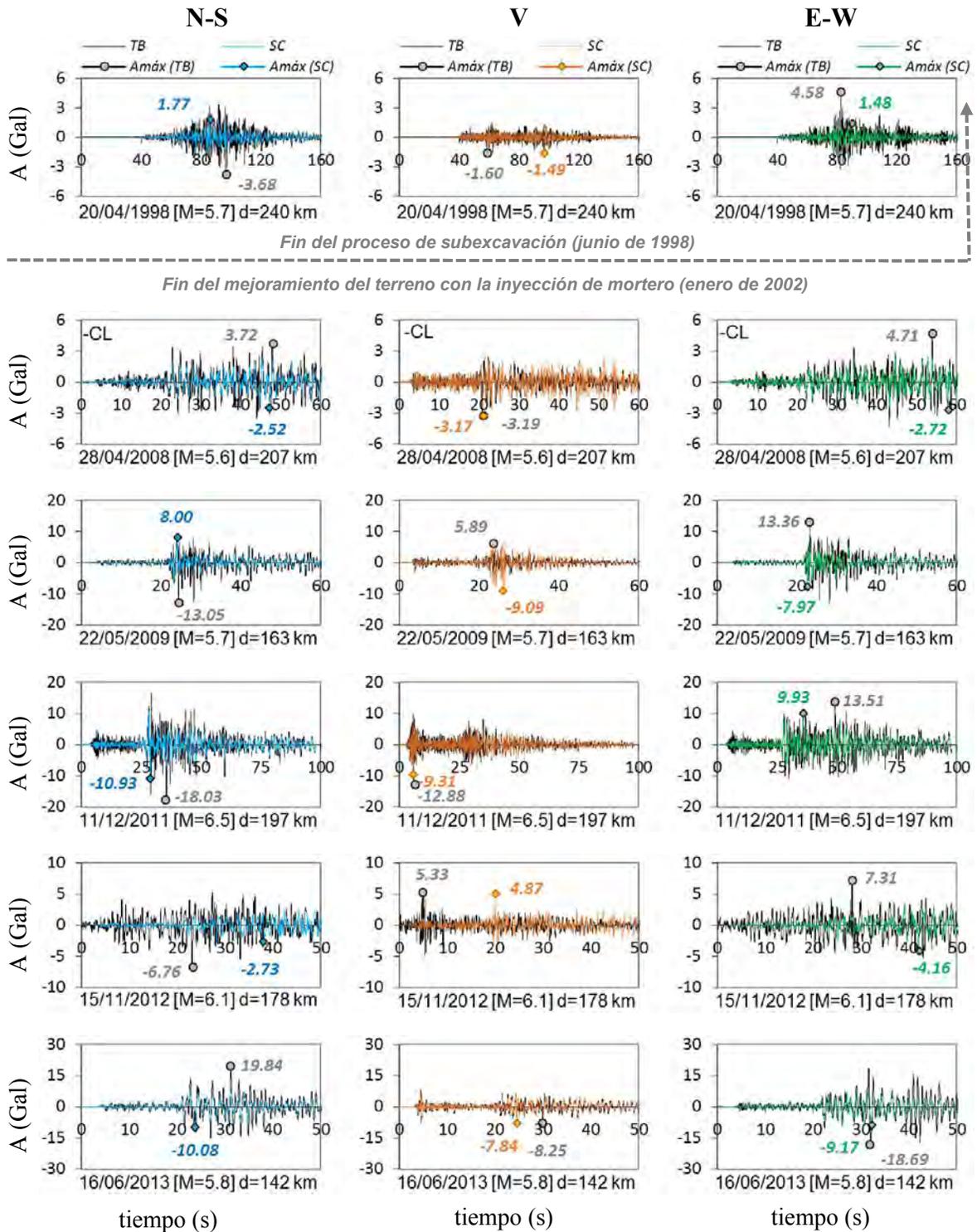
#### 7.3.1. Historias de aceleración

En la Figura 7.30 se graficaron las historias de aceleración en TB y SC para los sismos de falla normal y en la Figura 7.31 para los sismos de subducción. Los valores de aceleración máxima  $a_{m\acute{a}x}$  de estos acelerogramas, así como las relaciones  $a_{m\acute{a}x}$  TB/SC y  $a_{m\acute{a}x}$  TA/SC, se presentan en las Tablas 45 y 46 para los sismos de falla normal y subducción, respectivamente.

Las aceleraciones en la estación del primer cuerpo de la torre TB fueron mayores con los sismos de subducción que con los sismos de falla normal en dirección horizontal. El sismo de subducción de 20/03/2012 ocasionó los mayores valores registrados en TB, siendo éstos:  $a_{m\acute{a}x}=29.06$  Gal (N-S) y  $a_{m\acute{a}x}=35.4$  Gal (E-W). Mientras que con el sismo de falla normal de 16/06/2013 se alcanzaron valores de  $a_{m\acute{a}x}=19.84$  Gal (N-S) y  $a_{m\acute{a}x}=18.69$  Gal (E-W). En la dirección vertical ocurrió lo contrario, la aceleración obtenida con el sismo de falla normal fue mayor que con el sismo de subducción. Siendo la aceleración del sismo 11/12/2011:  $a_{m\acute{a}x}=12.88$  Gal (V) mayor que la del sismo 20/03/2012:  $a_{m\acute{a}x}=9.81$  Gal (V). En cuanto a las mediciones en el segundo cuerpo de la torre se tuvieron pocos registros: dos sismos de falla normal y uno de subducción. Las mayores aceleraciones en TA se obtuvieron con el sismo de falla normal de 22/05/2009 con valores de  $a_{m\acute{a}x}=44.37$  Gal (N-S),  $a_{m\acute{a}x}=8.59$  Gal (V) y  $a_{m\acute{a}x}=40.63$  Gal (E-W).

La amplificación del movimiento desde la cimentación hacia la torre se calculó con las relaciones  $a_{m\acute{a}x}$  TB/SC y  $a_{m\acute{a}x}$  TA/SC. A pesar de que las aceleraciones con los sismos de subducción fueron mayores que con los sismos de falla normal, la amplificación del movimiento en la torre con respecto a la cimentación con los sismos de falla normal fue mayor que con los sismos de subducción. Las relaciones con los sismos de falla normal fueron  $a_{m\acute{a}x}$  TB/SC =2.5 (N-S), 1.4 (V) y 3 (E-W) veces. Mientras que, con los sismos de subducción se alcanzaron relaciones  $a_{m\acute{a}x}$  TB/SC =1.4 (N-S), 1.0 (V) y 1.3 (E-W) veces. En el segundo cuerpo de la torre, la amplificación de la aceleración en TA llegó a ser más de cinco veces la aceleración registrada en la cimentación ( $a_{m\acute{a}x}$  TA/SC=5.55 en N-S). Con el sismo de falla normal de 22/05/2009 la amplificación de la aceleración del segundo cuerpo de la torre y de la zona Oeste de la cubierta con respecto a la aceleración registrada en la cimentación fue similar ( $a_{m\acute{a}x}$  TA/SC=5.1 y AW/SC=5.19 en E-W). Con el mismo sismo, la zona central de la cubierta y el primer cuerpo de la torre presentaron una menor amplificación de la aceleración ( $a_{m\acute{a}x}$  AC/SC=3.99 y TB/SC=1.67 en E-W).

En la Figura 7.32 se compararon los acelerogramas registrados en TA, TB y SC con el sismo de subducción de 22/01/2003 y el sismo de falla normal de 22/05/2009. En ambos eventos se observó una gran similitud entre los registros de TB y SC para las direcciones horizontales, en tanto que el registro en TA presentó grandes amplificaciones respecto a éstos. En las mediciones verticales del sismo de falla normal de 22/05/2009, las estaciones TA y TB se comportaron similar pero la cimentación experimentó una amplificación del movimiento. En estos registros también fue notorio el corto periodo en TA y TB.



**Figura 7.30. Acelerogramas corregidos y sincronizados de los registros en las estaciones de Torre Baja Oeste (TB) y Sótano Centro (SC) de la Catedral para los sismos de falla normal**

*No se incluye el sismo del 21/07/200 porque no hay registro en TB y para el sismo del 28/04/2008 se utiliza CL porque no hay registro en SC*

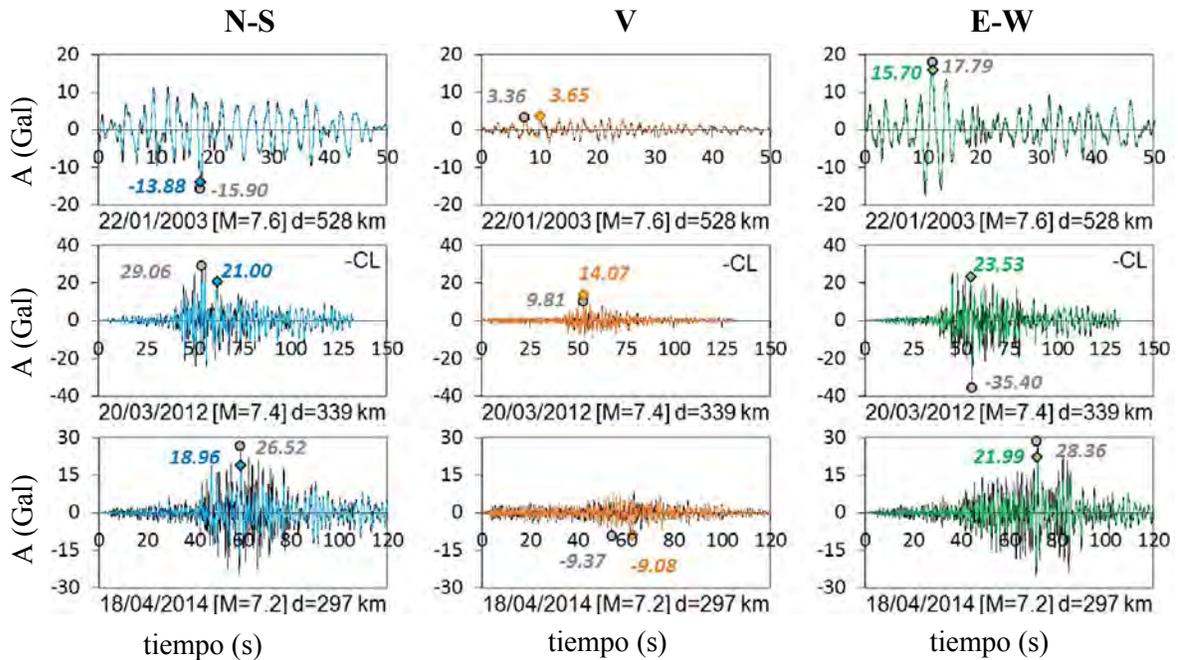


Figura 7.31. Acelerogramas corregidos y sincronizados de los registros en las estaciones de Torre Baja Oeste (TB) y Sótano Centro (SC) de la Catedral para los sismos de subducción

Tabla 45. Relación entre las aceleraciones máximas (Gal) detectadas en la torre Oeste (TA, TB) y la cimentación (SC) de la Catedral en los sismos de falla normal (FN) seleccionados

Características del sismo (FN)				Torre Baja Oeste (TB)			Sótano Centro (SC)			Relación TB/SC		
Fecha	M	d (km)	P (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
20/04/1998	5.7	240	66	3.68	1.60	4.58	1.77	1.49	1.48	2.08	1.07	3.10
<i>Fin del proceso de subexcavación y la inyección de mortero</i>												
28/04/2008	5.6	207	47	3.72	3.19	4.71	-	-	-	-	-	-
22/05/2009	5.7	163	45	13.05	5.89	13.36	8.00	9.09	7.97	1.63	0.65	1.67
11/12/2011	6.5	197	58	18.03	12.88	13.51	10.93	9.31	9.93	1.65	1.38	1.36
15/11/2012	6.1	178	40	6.76	5.33	7.31	2.73	4.87	4.16	2.47	1.10	1.76
16/06/2013	5.8	142	60	19.84	8.25	18.69	10.08	7.84	9.17	1.97	1.05	2.04

Características del sismo (FN)				Torre Alta Oeste (TA)			Sótano Centro (SC)			Relación TA/SC		
Fecha	M	d (km)	P (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
28/04/2008	5.6	207	47	14.37	3.56	17.92	-	-	-	-	-	-
22/05/2009	5.7	163	45	44.37	8.59	40.63	8.00	9.09	7.97	5.55	0.95	5.10

Tabla 46. Relación entre las aceleraciones máximas (Gal) detectadas en la torre Oeste (TA, TB) y la cimentación (SC) de la Catedral en los sismos de subducción (S) seleccionados

Características del sismo (S)				Torre Baja Oeste (TB)			Sótano Centro (SC)			Relación TB/SC		
Fecha	M	d (km)	P (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
<i>Fin del proceso de subexcavación y la inyección de mortero</i>												
22/01/2003	7.6	528	9	15.90	3.36	17.79	13.88	3.65	15.70	1.15	0.92	1.13
20/03/2012	7.4	339	16	29.06	9.81	35.40	-	-	-	-	-	-
18/04/2014	7.2	297	10	26.52	9.37	28.36	18.96	9.08	21.99	1.40	1.03	1.29

Características del sismo (S)				Torre Alta Oeste (TA)			Sótano Centro (SC)			Relación TA/SC		
Fecha	M	d (km)	P (km)	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
22/01/2003	7.6	528	9	23.51	4.03	32.23	13.88	3.65	15.70	1.69	1.10	2.05

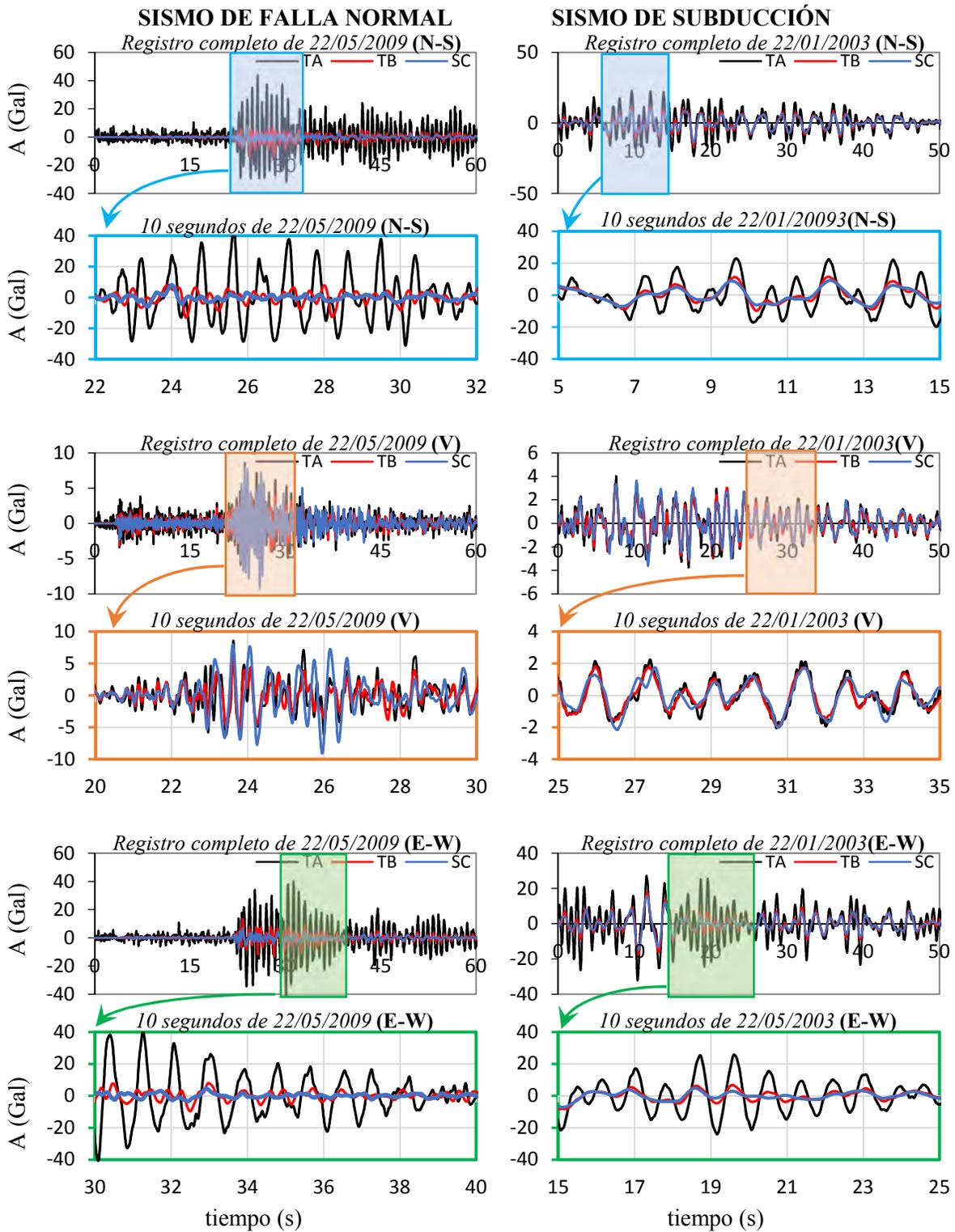


Figura 7.32 Diferencias entre las historias de aceleración en el tiempo de un sismo de falla normal y otro de subducción en las tres direcciones de medición (N-S, V, E-W) registradas en las estaciones de la Torre Alta Oeste (TA), Torre Baja Oeste (TB) y Sótano Centro (SC)

### 7.3.2. Respuesta máxima en la torre Oeste

En la Figura 7.33 se graficaron los espectros de respuesta en TB y SC con los sismos de falla normal y de subducción. Las amplitudes espectrales máximas y su correspondiente periodo se presentan en la Tabla 47. La mayor amplitud en TB fue  $Sa_{m\acute{a}x}=124$  Gal (N-S) con el sismo de subducción de 20/03/2012 y con el sismo de falla normal de 16/06/2013 fue  $Sa_{m\acute{a}x}=77$  Gal (N-S). Como la torre es uno de los elementos más flexibles de la Catedral, su respuesta fue mayor con los sismos de subducción porque este tipo de sismos le induce mayores aceleraciones horizontales a la estructura que los sismos de falla normal (sección 6.2.1). En lo que se refiere a la amplificación del movimiento desde la cimentación hacia la torre, el valor máximo de la relación de amplitudes fue  $Sa_{m\acute{a}x}TB/SC=4.51$  (E-W) con el sismo de falla normal de 20/04/1998 y  $Sa_{m\acute{a}x}TB/SC=1.38$  (N-S) con el sismo de subducción de 18/04/2014 (Tabla 48).

En lo que se refiere al periodo asociado con  $Sa_{m\acute{a}x}$  en TB, la mayoría los espectros de respuesta con los sismos de subducción presentaron valores cercanos a  $T=1.0$  s. Como se demuestra más adelante, este periodo corresponde al modo fundamental de la torre. Por otro lado, con los sismos de falla normal se presentaron valores de periodo cercanos a  $T=0.4$  s, los cuales corresponden al comportamiento dinámico de la cubierta. El periodo de la cubierta aparece en las mediciones del instrumento TB, localizado sobre el primer cuerpo de la torre a nivel de bóvedas, porque existe un acoplamiento entre la torre y la cubierta. Además de estos valores de periodo, en algunos espectros se presentó el periodo de  $T=0.15$  s que corresponde al movimiento vertical de la cúpula. A pesar de que las torres y la cúpula se encuentran a 65 m de distancia, aproximadamente, la transmisión de esfuerzos a través de la cubierta llegó a ser perceptible hasta las torres. Se presentó otro periodo de  $T=0.2$  s que, de acuerdo con las pruebas de vibración ambiental de 1990 (capítulo IV), corresponde al movimiento del segundo cuerpo de la torre.

**Tabla 47. Valores de amplitud máxima,  $Sa_{m\acute{a}x}$  (Gal) y periodo,  $T$  (s) detectados en los espectros de respuesta de pseudoaceleración de TB en los sismos de falla normal y subducción**

Sismo de falla normal			N-S		V		E-W		Sismo de subducción			N-S		V		E-W	
Fecha	M	T	$Sa_{m\acute{a}x}$	T	$Sa_{m\acute{a}x}$	T	$Sa_{m\acute{a}x}$	Fecha	M	T	$Sa_{m\acute{a}x}$	T	$Sa_{m\acute{a}x}$	T	$Sa_{m\acute{a}x}$	T	$Sa_{m\acute{a}x}$
20/04/1998	5.7	<b>0.9</b>	20	1.1	<b>6</b>	0.9	22	11/01/1997	7.3	-	-	-	-	-	-	-	-
<i>Fin del proceso de subexcavación y de la inyección de mortero</i>																	
28/04/2008	5.6	<b>0.4</b>	<b>19</b>	<b>0.40</b>	11	<b>0.4</b>	<b>15</b>	22/01/2003	7.6	<b>2.25</b>	58	1.10	15	<b>2.25</b>	75		
22/05/2009	5.7	<b>0.4</b>	45	<b>0.40</b>	24	<b>0.4</b>	42	30/06/2010	6.0	<b>0.15</b>	4	<b>0.15</b>	3	<b>0.15</b>	6		
11/12/2011	6.5	<b>0.4</b>	71	0.15	<b>52</b>	0.9	51	20/03/2012	7.4	1.20	<b>124</b>	<b>1.15</b>	<b>36</b>	0.95	107		
15/11/2012	6.1	<b>0.4</b>	23	0.25	28	0.9	24	21/08/2013	6.0	<b>0.15</b>	<b>3</b>	<b>0.15</b>	3	<b>0.15</b>	1		
16/06/2013	5.8	0.8	<b>77</b>	<b>0.20</b>	28	<b>1.1</b>	<b>77</b>	18/04/2014	7.2	0.85	101	1.10	26	0.95	<b>111</b>		

**Tabla 48. Relación  $Sa_{m\acute{a}x}(TB)/Sa_{m\acute{a}x}(SC)$  de la amplitud máxima detectada en los espectros de respuesta de los sismos de falla normal y subducción**

Sismo de falla normal		Relación de la amplitud $Sa_{m\acute{a}x}(TB) / Sa_{m\acute{a}x}(SC)$			Sismo de subducción		Relación de la amplitud $Sa_{m\acute{a}x}(TB) / Sa_{m\acute{a}x}(SC)$		
Fecha	Magnitud	N-S	V	E-W	Fecha	Magnitud	N-S	V	E-W
20/04/1998	5.7	<b>2.31</b>	1.24	<b>4.51</b>	11/01/1997	7.3	-	-	-
<i>Fin del proceso de subexcavación y la inyección de mortero</i>									
22/05/2009	5.7	2.29	<b>0.52</b>	1.81	22/01/2003	7.6	<b>1.09</b>	<b>0.98</b>	<b>1.09</b>
11/12/2011	6.5	<b>1.88</b>	1.33	1.69	30/06/2010	6.0	-	-	-
15/11/2012	6.1	2.15	<b>1.59</b>	2.42	20/03/2012	7.4	-	-	-
16/06/2013	5.8	2.28	1.04	<b>1.67</b>	18/04/2014	7.2	<b>1.38</b>	<b>0.98</b>	<b>1.19</b>

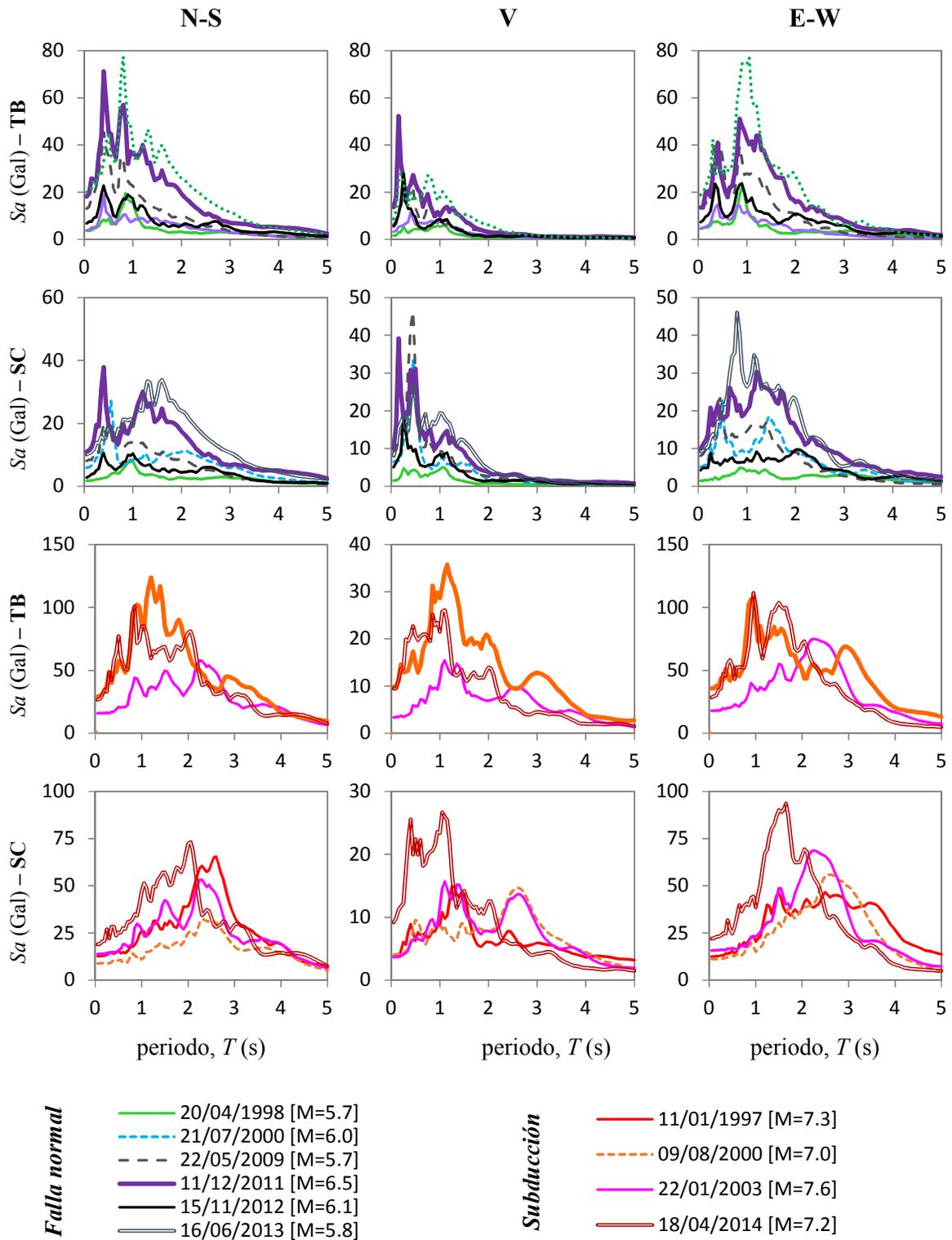


Figura 7.33. Comparación entre los espectros de respuesta de pseudoaceleración de la Torre Baja Oeste (TB) y la cimentación (SC) para los sismos de falla normal y subducción

### 7.3.3. Estimación del periodo en la torre Oeste con un análisis en el dominio de la frecuencia

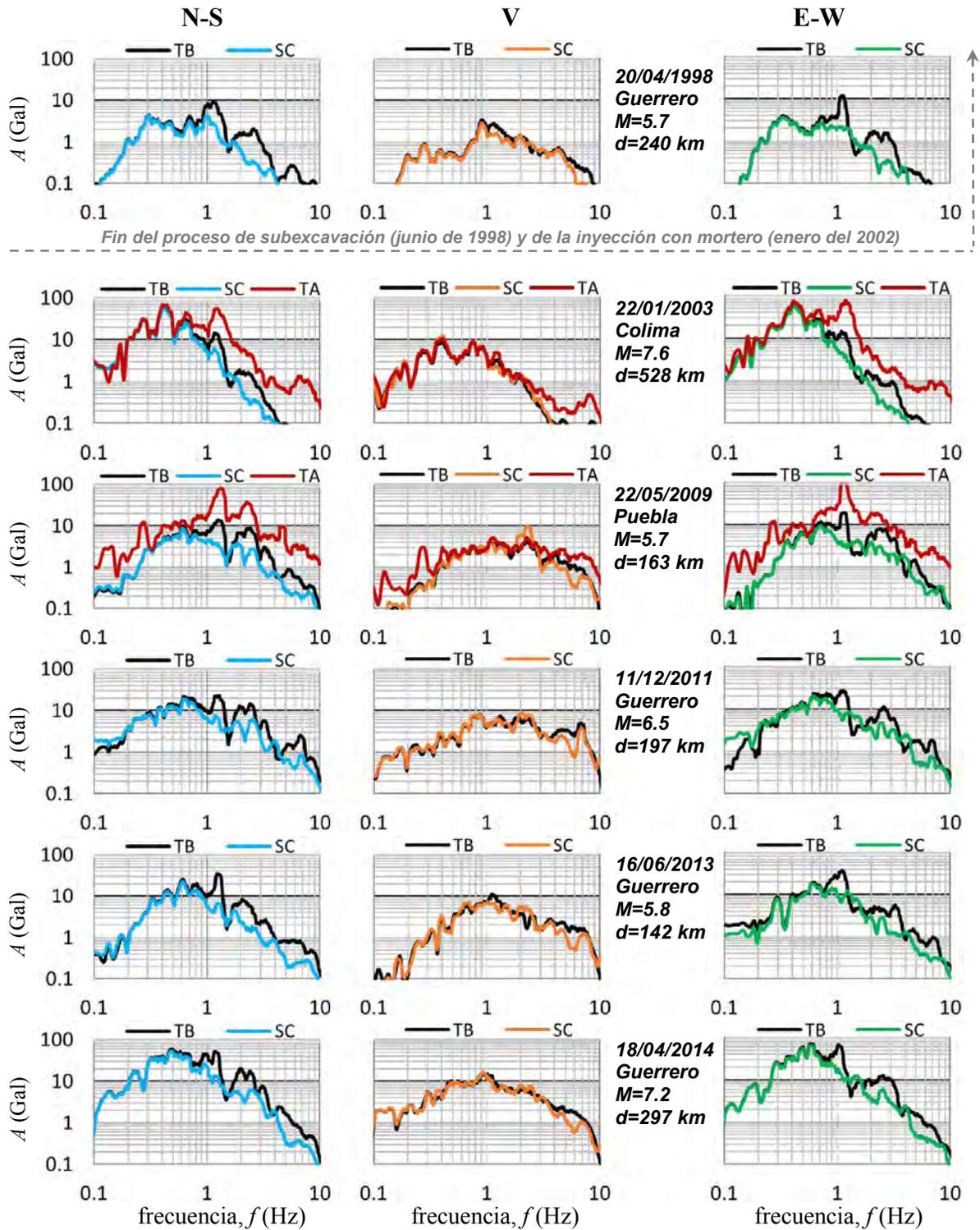
En la Figura 7.34 se muestran los espectros de Fourier en TA, TB y SC separados por cada evento sísmico en los que se tuvo registro en esas estaciones. En la Figura 7.35 se presentan los espectros de Fourier en TB y SC, diferenciando los sismos de falla normal y los sismos de subducción. Al comparar los espectros de Fourier en las dos estaciones de la torre, se pudo observar claramente cómo el primer cuerpo de la torre (TB) y el segundo cuerpo (TA) difirieron en amplitud y en las frecuencias asociadas a cada pico. La parte superior de la torre (TA) se comporta como un apéndice y sus amplitudes fueron mayores que el resto de la torre debido a la diferencia de masa con respecto al primer cuerpo (TB). De acuerdo con Rivera (2000) la relación de masas TB/TA es superior a 10. En lo que se refiere a la frecuencia, los primeros dos picos del espectro de Fourier tuvieron los mismos valores de frecuencia en TA y TB. Los cuales corresponde al modo fundamental de la torre ( $f \approx 1.0$  Hz) y de la cubierta ( $f \approx 2.0$  Hz). Sin embargo, los picos de los siguientes modos no presentaron las mismas frecuencias en TA y en TB.

En la Figura 7.36 se presentan las funciones de transferencia  $FT$  (TB/SC) y  $FT$  (TB/CL), en donde también se observaron varios picos en diferentes frecuencias. El primer pico, cercano a  $f=1.0$  Hz corresponde al modo fundamental de la torre, el pico de  $f=2.0$  Hz corresponde al movimiento de la cubierta y también se presentaron picos en las frecuencias superiores a 2.0 Hz. En la dirección vertical se observaron picos para estas mismas frecuencias y además un pico en la frecuencia  $f=6.0$  Hz. Estos picos se vieron más definidos con la función  $FT$  (TB/SC) que con la función  $FT$  (TB/CL). Para observar las diferencias entre los dos puntos de medición de la torre y para detectar las frecuencias de los siguientes modos en cada cuerpo de la torre se presenta la Figura 7.37. En esta figura se graficaron las funciones de transferencia  $FT$  (TB/SC) y  $FT$  (TA/SC) con el sismo de subducción de 22/01/2003 y el de falla normal de 22/05/2009. Al comparar la frecuencia fundamental  $f_1$  en la parte superior (TA) y la parte inferior de la torre (TB) se observó que los valores de frecuencia fueron similares en los dos puntos de medición en las tres direcciones, con valores entre  $f_1=1.12$  Hz-1.42 Hz. Se distinguieron los primero tres modos de la parte superior de la torre (TA) con frecuencias  $f_1 \approx 1.0$  Hz,  $f_2 \approx 4.0$  Hz y  $f_3 \approx 6.5$  Hz. En tanto que para la parte inferior de la torre (TB) los valores fueron  $f_1 \approx 1.0$  Hz,  $f_2 \approx 3.0$  Hz y  $f_3 \approx 5.0$  Hz. La detección de estos modos se explica con más detalle en la sección 7.3.5.

Con el sismo 22/01/2003 la amplitud en TA fue 23 veces la amplitud en la cimentación (SC) mientras que con TB la amplificación fue de 3 veces, en las dos direcciones horizontales. Esta misma comparación pero con el sismo de 22/05/2009 dio una amplificación de 35 veces con TA respecto a SC y de 6 veces con TB. Esto implica que con el sismo de 22/01/2003 el movimiento de TA con respecto a TB se amplificó casi ocho veces ( $23/3=7.7$ ) y con el sismo de 22/05/2009 casi seis veces ( $35/6=5.8$ ).

### 7.3.4. Descripción del acoplamiento entre la torre Oeste y el sistema de cubierta

En los espectros de Fourier en TB y en la función de transferencia  $FT$  (TB/SC) se presentó un pico alrededor de  $f_2=2.0$  Hz y esta frecuencia se asocia con el movimiento de la cubierta. El acoplamiento que existe entre el primer cuerpo de la torre y la cubierta es parcial, la forma de las curvas de la función de transferencia  $FT$  (AC/SC) en la cubierta (Fig.7.23) son distintas a las curvas de  $FT$  (TB/SC) en la torre (Fig. 7.36). La separación mecánica de la fachada Sur y las torres fue causada por el agrietamiento en las bóvedas, provocando que éstas vibren parcialmente desligadas al resto de la estructura. Las amplitudes con las funciones de transferencia en la torre  $FT$  (TB/SC) y la cubierta  $FT$  (AC/SC) son distintas. El mayor valor de la amplitud en la función en la cubierta llegó a ser  $FT$  (AC/SC)=16 para el sismo del 22/01/2003 (Tabla 47) y de 20 (Tabla 46) para el sismo de 22/05/2009. Mientras que en la torre, el mayor valor fue  $FT$  (TB/SC)=5 en ambos sismos (para la frecuencia  $f_2 \approx 2.0$  Hz). Esto significa que el movimiento en la cubierta es de 4 a 7 veces el movimiento en la torre (a nivel de bóvedas).



**Figura 7.34. Espectros de Fourier en la Catedral Metropolitana en las estaciones de Torre Baja Oeste (TB), Torre Alta Oeste (TA) y Sótano Centro (SC) para los eventos sísmicos**

*Los sismos de 1998, 2009, 2011 y 2013 son de falla normal; los de 2003 y 2014 son de subducción*

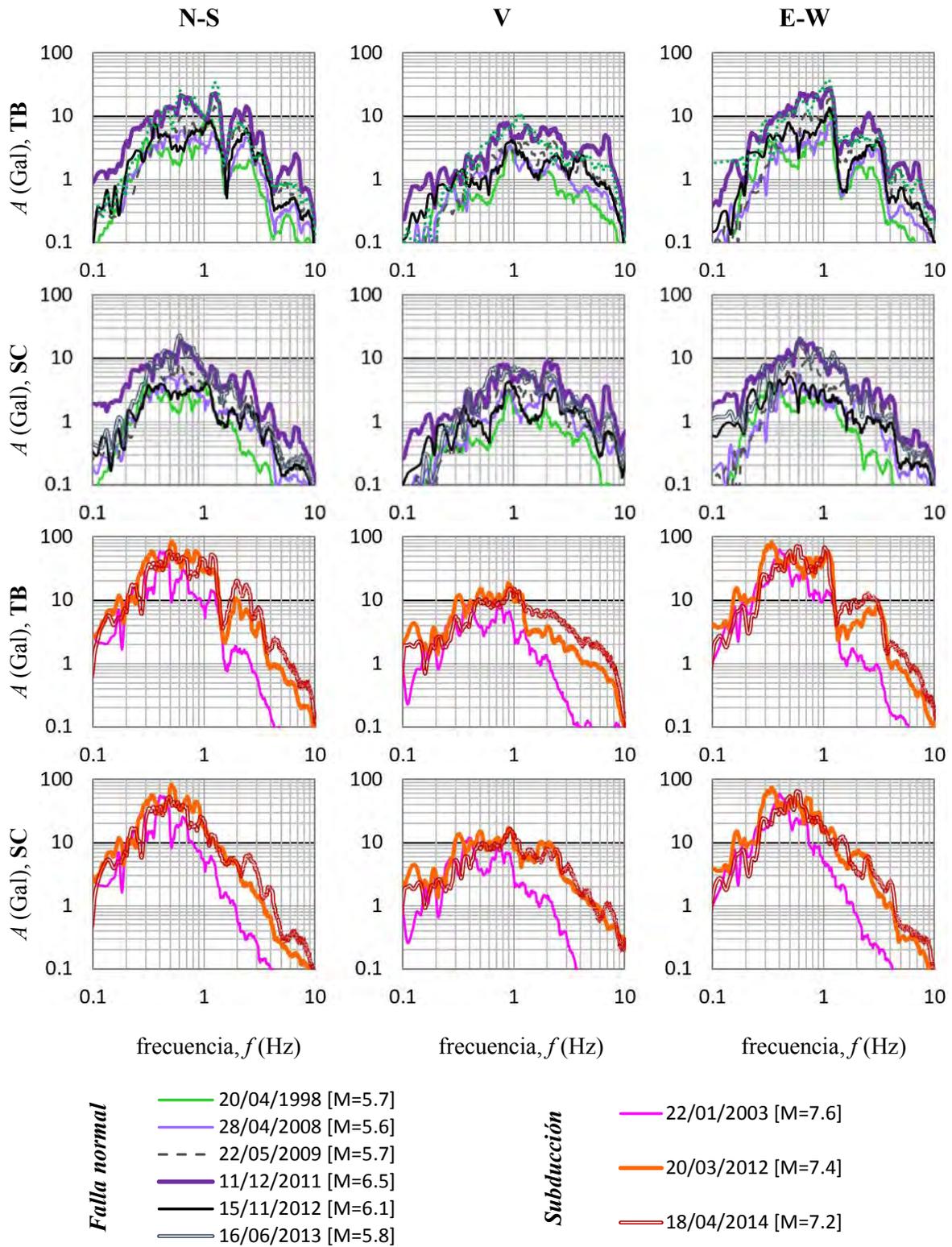


Figura 7.35. Comparación entre los espectros de Fourier obtenidos en dos estaciones de registro de la Catedral Metropolitana: en la torre Oeste (TB) y en la cimentación (SC)

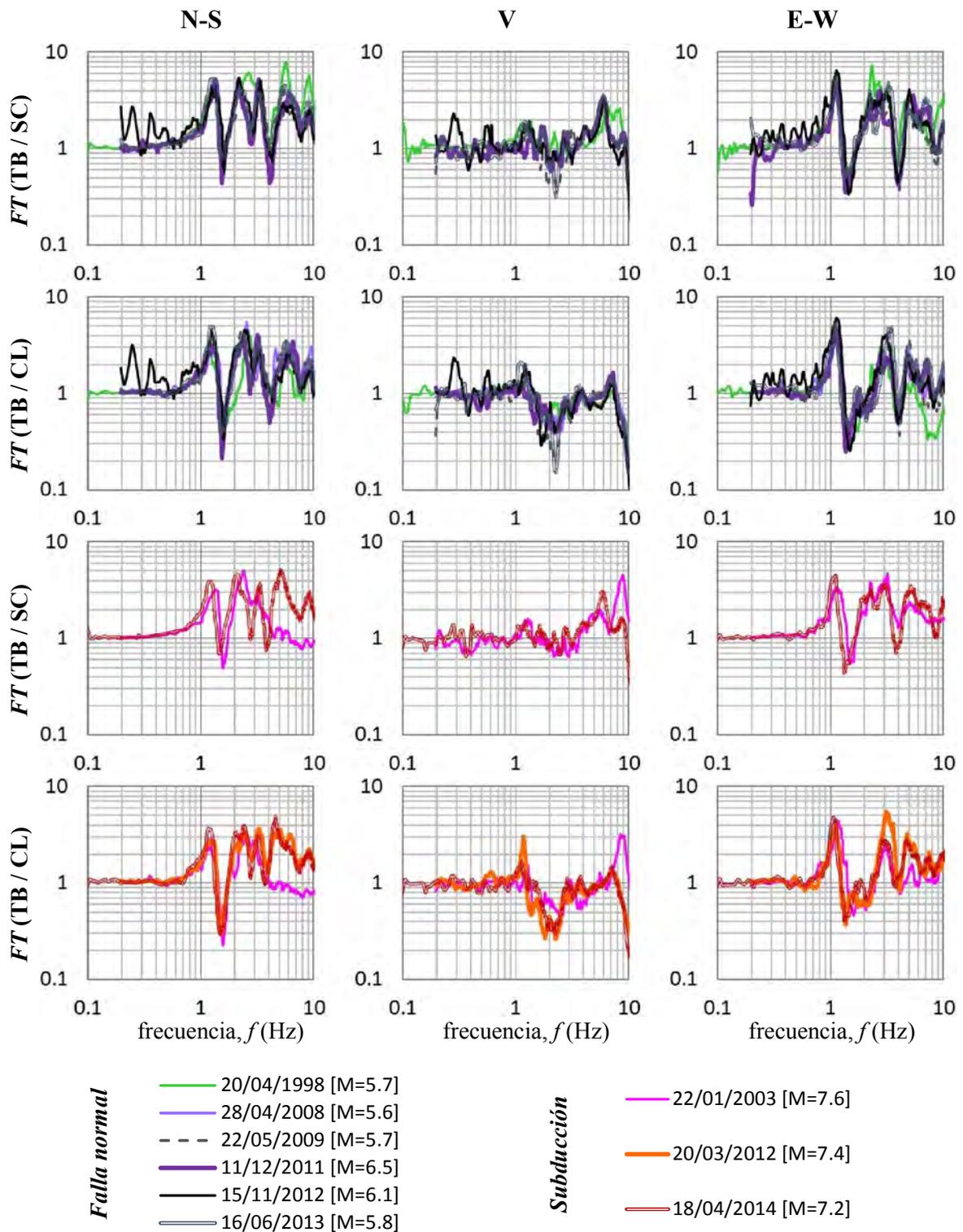


Figura 7.36. Función de transferencia  $FT$  del espectro de Fourier en la torre Oeste de Catedral (Torre Baja-TB) con respecto a la cimentación (Sótano Centro-SC) y con respecto al terreno (Campo Libre-CL) para los sismos de falla normal y de subducción

### 7.3.5. Modos en la torre Oeste y evolución del periodo

Los modos correspondientes a cada cuerpo de la torre Oeste se obtuvieron con la comparación de las funciones de transferencia  $FT$  (TA/SC) y  $FT$  (TB/SC) de la Figura 7.37. En estas gráficas se pudo observar que las frecuencias asociadas a los primeros dos picos fueron muy similares con valores cercanos a  $f_1 \approx 1.0$  Hz y  $f_2 \approx 2.0$  Hz. La amplitud del pico  $f_1$  y la del pico  $f_2$  fueron parecidas en el primer cuerpo de la torre (TB). En ocasiones, la amplitud asociada al movimiento de la cubierta ( $f_2$ ) fue mayor que la asociada con la torre ( $f_1$ ) debido al acoplamiento que existe entre el primer cuerpo de la torre y el sistema de cubierta. Por otro lado, en el segundo cuerpo de la torre (TA) la amplitud de  $f_1$  siempre fue mayor que  $f_2$ . Hay una amplitud cerca de los 3.0 Hz que se presentó en TB y no se presentó en TA, por este motivo se le asoció con el 2° modo de vibrar de TB. Por el contrario, hubo una frecuencia cercana a 4.0 Hz que únicamente se presentó en TA y por eso se le asoció con el 2° modo de vibrar de TA. De forma análoga se asignó la frecuencia cercana a 5.0 Hz al 3° modo de vibrar de TB y las frecuencias entre 6.0 y 7.0 Hz para el 3° modo de vibrar de TA.

Con estos datos se puede decir que los dos cuerpos de la torre vibran igual en frecuencias  $f < 2.0$  Hz (periodos  $T > 0.5$  s) y que dentro de este rango de frecuencias se encuentra la frecuencia fundamental de la torre y de la cubierta. Para frecuencias superiores ( $f > 2.0$  Hz), el comportamiento dinámico de ambos cuerpos es distinto. Cuando se superan los 2.0 Hz, las frecuencias en TA fueron mayores que en TB, lo cual significa que la parte superior de la torre desarrolla un mayor número de ciclos por segundo durante el movimiento, en comparación con la parte inferior. Este comportamiento se pudo comprobar en las historias de aceleración presentadas en la Figura 7.32.

La Figura 7.38 presenta la evolución de las frecuencias asociadas a los primeros cuatro picos de las funciones de transferencia del primer cuerpo de la torre Oeste  $FT$  (TB/SC). Se observó que la forma de las curvas cambió del sismo de 20/04/1998 (ocurrido durante el proceso de subexcavación) al sismo de 22/01/2003 (ocurrido un año después de finalizada la inyección de mortero). Igualmente, la forma de las curvas cambió de 22/01/2003 a 22/05/2009. En los sismos posteriores al año 2009 se observó una mayor similitud, de un sismo y otro, en la forma de la función de transferencia  $FT$  (TB/SC). Esto se debe a que a partir del año 2003 la torre alcanzó mayor estabilidad, la cual se reflejó en la disminución de la tasa de crecimiento de los desplazamientos registrados en el sistema de monitoreo electrónico continuo (Fig. 2.22). En los eventos del 2009 al 2014 se distinguieron cuatro picos en las curvas para las frecuencias  $f \approx 1.0$  Hz,  $f \approx 2.0$  Hz,  $f \approx 3.0$  Hz y  $f \approx 5.0$  Hz. Si se descartan las frecuencias cercanas a 2.0 Hz se puede decir las frecuencias de los primeros tres modos del primer cuerpo de la torre (TB) son cercanas a  $f=1, 3$  y  $5$  Hz. En la Tabla 49 se presentan los rangos de frecuencias de estos tres modos durante los sismos ocurridos de 22/05/2009 al 18/04/2014. Existe un incremento en el periodo de todos los modos al paso de los años (Fig. 7.39; Tabla 49). El periodo fundamental la torre en dirección N-S ( $T=0.73$ - $0.84$  s) fue menor que en E-W ( $T=0.89$ - $0.92$  s). Sin embargo, el incremento del periodo en dirección N-S (15%) fue mayor que en E-W (2%). Esto quiere decir que el movimiento en N-S fue mayor que en E-W, lo cual concuerda con los datos del monitoreo electrónico continuo (Fig. 2.22).

**Tabla 49. Frecuencias, periodos e incrementos de periodo detectados en los primeros tres modos del primer cuerpo de la torre con las funciones de transferencia  $FT$  (TB/SC)**

Frecuencia (Hz)	N-S	V	E-W
<b>Modo 1 TB</b>	1.19-1.37	1.21-1.35	1.09-1.12
<b>Modo 2 TB</b>	3.25-3.37	3.96-4.21	2.98-3.39
<b>Modo 3 TB</b>	5.09-6.06	5.95-6.13	4.86-5.13

Periodo (s)	N-S	Incremento	V	Incremento	E-W	Incremento
<b>Modo 1 TB</b>	0.73-0.84	15%	0.74-0.83	3%	0.89-0.92	2%
<b>Modo 2 TB</b>	0.3-0.31	0.2%	0.24-0.25	6%	0.3-0.34	12%
<b>Modo 3 TB</b>	0.16-0.2	9%	0.16-0.17	3%	0.2-0.21	-3%

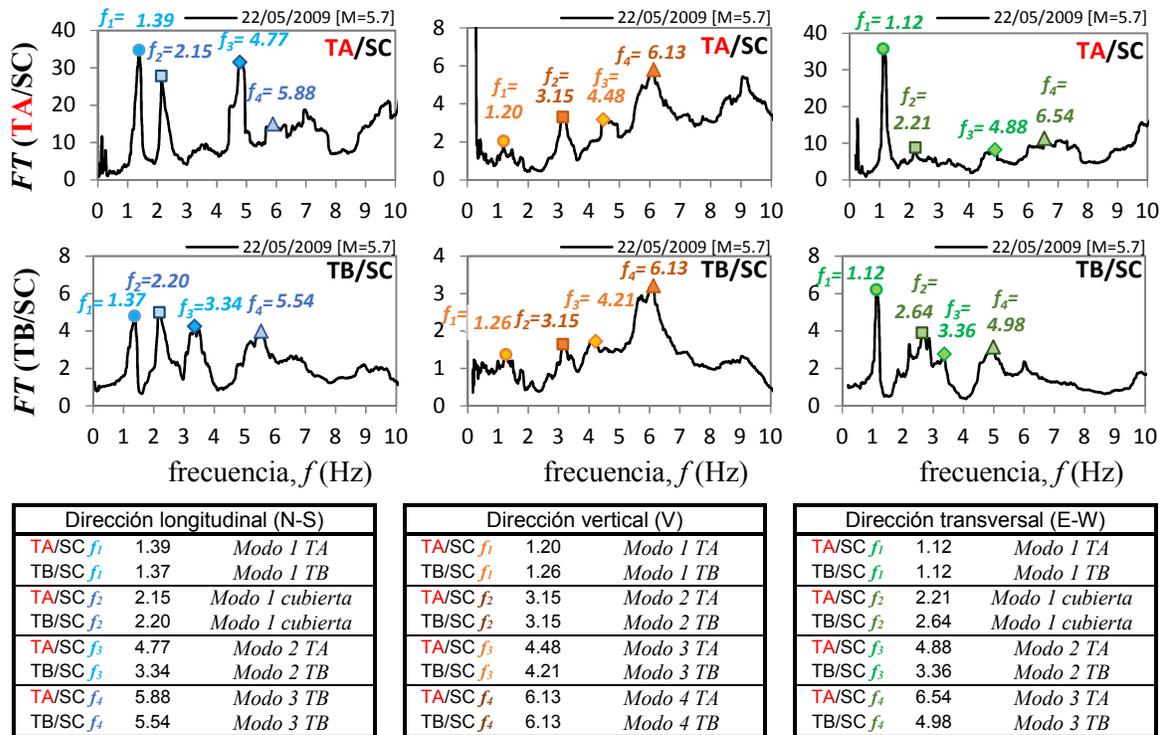
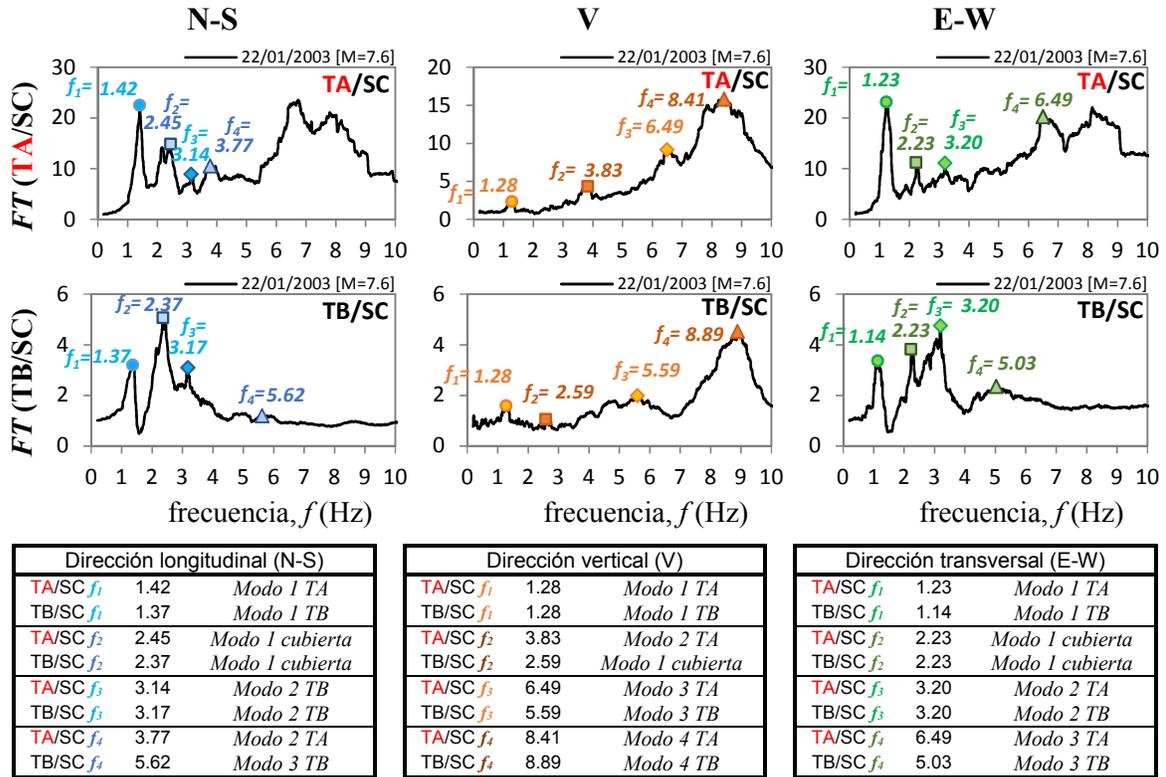


Figura 7.37. Comparación entre las frecuencias detectadas en los picos de las funciones de transferencia  $FT$  (TA/SC) y  $FT$  (TB/SC) en la parte superior (TA) e inferior (TB) de la torre Oeste. El sismo del 21/01/2003 es de subducción y el del 22/05/2009 de falla normal.

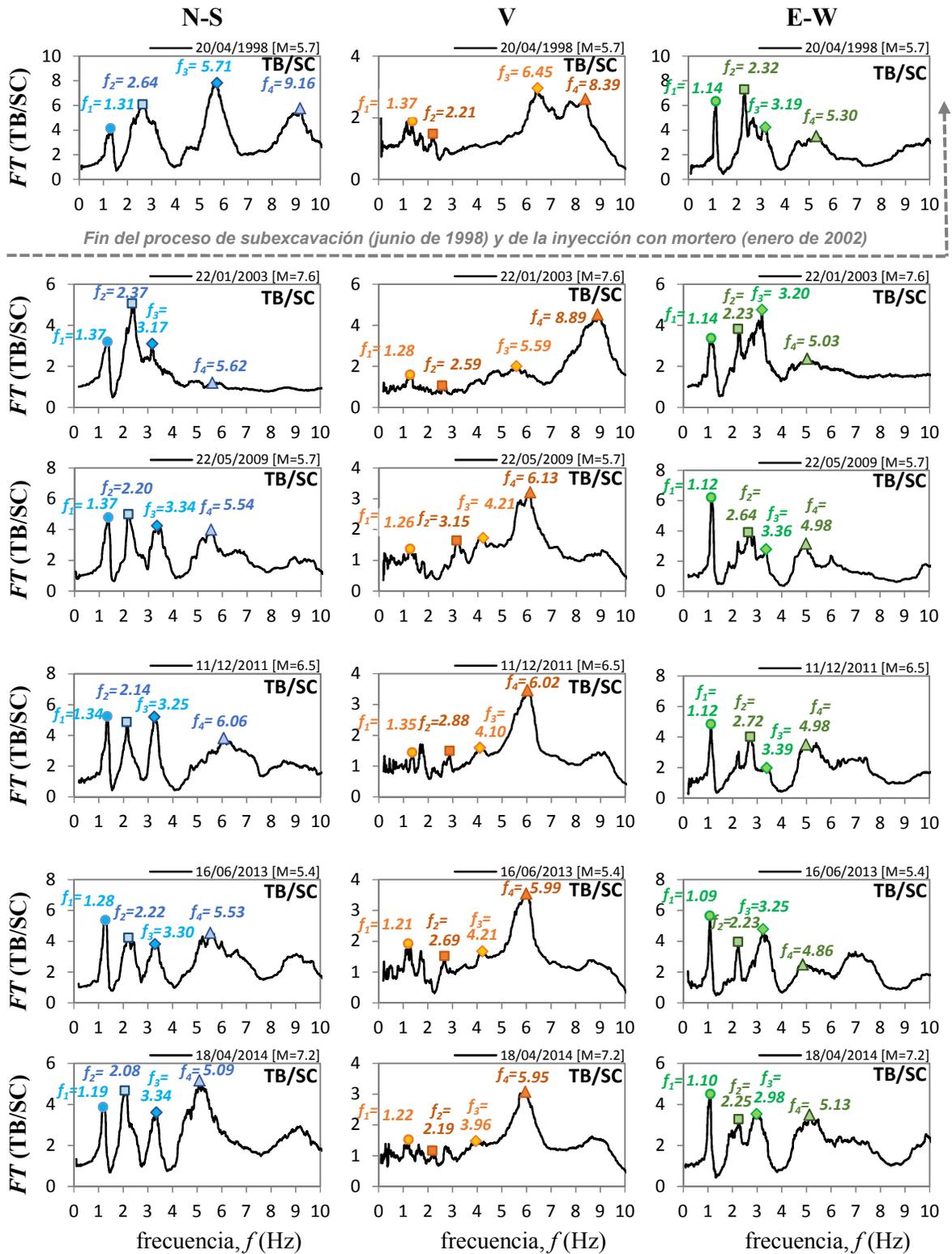


Figura 7.38. Evolución de las funciones de transferencia  $FT$  (TB/SC) del primer cuerpo de la torre Oeste con respecto a la cimentación

Los sismos de 1998, 2009, 2011 y 2013 son de falla normal; los de 2003 y 2014 son de subducción

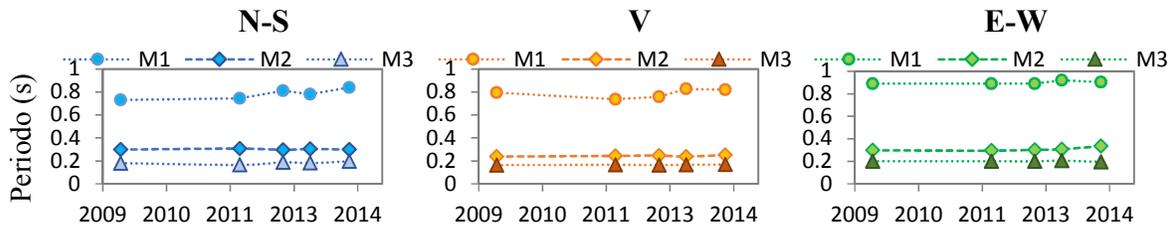


Figura 7.39. Modos (M1, M2, M3) detectados en el primer cuerpo de la torre oeste (TB)

Las frecuencias obtenidas con la función de transferencia  $FT$  (TB/SC) se consideraron como representativas del comportamiento dinámico de la torre Oeste. En la Tabla 50 se presentan los periodos fundamentales de la torre Oeste y en la Figura 7.40 se graficó su evolución. El periodo vertical (V) y longitudinal (N-S) fueron muy parecidos mientras que el periodo transversal (E-W) fue mayor a estos dos. De acuerdo con los planos de la Catedral (Fig.1.4), existe una mayor similitud geométrica entre la dimensión E-W (22.5 m aprox.) y V (22 m aprox.) de la torre que con la dimensión N-S (13 m aprox.). Sin embargo, las diferencias en cuanto a la rigidez, en este caso, no dependen de la geometría de la torre sino de los muros que la conforman. En dirección N-S se tienen dos muros que restringen el movimiento: un muro interior que divide la torre con las capillas y el muro de la fachada principal. Mientras que en la dirección E-W se tiene únicamente el muro de la fachada Poniente. Por tal motivo, la torre es menos rígida en dirección E-W y presenta periodos mayores que N-S y V. El periodo fundamental de la torre fue incrementando de un sismo a otro en las tres direcciones. Este incremento pudiera ser por una disminución en la rigidez lateral de la torre, sin embargo, las diferencias entre el periodo de un evento y otro no superaron el 8%. Además, el mayor desplazamiento de la torre registrado en el sistema de monitoreo electrónico continuo fue de 0.13 m desde 1993 hasta 1998, el cual es pequeño comparado con las grandes dimensiones de la torre. Con los últimos valores detectados, se puede decir que actualmente el periodo de la torre Oeste es  $T_{N-S}=0.84$  s y  $T_{E-W}=0.91$  s.

Tabla 50. Periodo fundamental detectado en el primer cuerpo de la torre Oeste

Fecha	Magnitud	Tipo de sismo	Periodo			Incremento del periodo			
			N-S	V	E-W	Años	N-S	V	E-W
20/04/1998	5.7	Falla normal	0.77	<b>0.73</b>	<b>0.88</b>				
<i>Fin del proceso de subexcavación y de inyección de mortero</i>									
22/01/2003	7.6	Subducción	<b>0.73</b>	0.78	<b>0.88</b>	2000-2003	-5%	6%	<b>0%</b>
22/05/2009	5.7	Falla normal	<b>0.73</b>	0.8	0.89	2007-2009	<b>0%</b>	3%	1%
11/12/2011	6.5	Falla normal	0.74	0.74	0.89	2009-2011	1%	<b>-8%</b>	<b>0%</b>
15/11/2012	6.1	Falla normal	0.81	0.76	0.89	2011-2012	<b>9%</b>	3%	<b>0%</b>
16/06/2013	5.8	Falla normal	0.78	<b>0.83</b>	<b>0.92</b>	2012-2013	-4%	<b>8%</b>	<b>3%</b>
18/04/2014	7.2	Subducción	<b>0.84</b>	0.82	0.91	2013-2014	7%	<b>-1%</b>	-1%

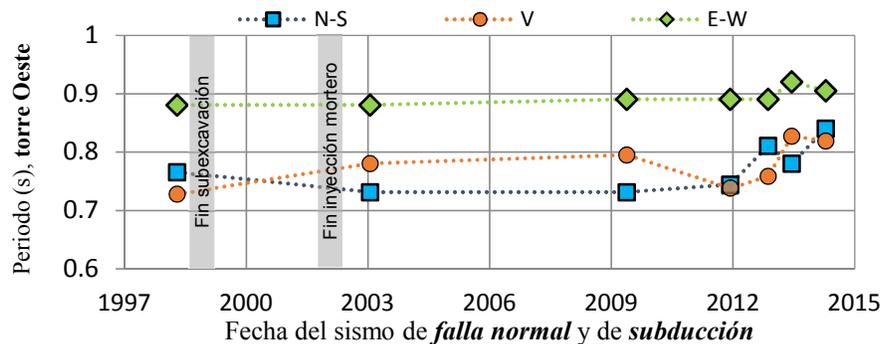


Figura 7.40. Evolución del periodo fundamental en la torre Oeste

#### 7.4. COMPARACIÓN ENTRE LA VIBRACIÓN AMBIENTAL Y LOS SISMOS

En esta última sección se compararon los resultados de las propiedades dinámicas de la Catedral Metropolitana obtenidos mediante las pruebas de vibración ambiental (VA) y los análisis de registros sísmicos de la RMS. Las comparaciones se realizaron utilizando los espectros y las funciones de transferencia calculados con ambos métodos. Las pruebas de vibración ambiental se llevaron a cabo en Noviembre de 1990 y sirvieron para conocer el comportamiento dinámico de la Catedral previo al proyecto de corrección geométrica. En estas pruebas fue posible conocer el comportamiento en 33 diferentes puntos de medición (Fig. 2.5; sección 2.2). Por otro lado, con la instrumentación permanente de la RMS fue posible monitorear el comportamiento dinámico del templo durante y después de las intervenciones del proyecto en 10 diferentes estaciones. A continuación se presentan los resultados más representativos de las pruebas de VA y de los análisis con registros sísmicos.

En la Tabla 51 se presenta un resumen de las amplitudes máximas detectadas con los espectros de ambos tipos de medición. En las pruebas VA, las mayores amplitudes corresponden a las mediciones en el terreno. En los elementos estructurales, las mayores amplitudes con VA se obtuvieron en la cubierta en las direcciones horizontales y en la cimentación en dirección vertical. Por otro lado, con los registros sísmicos, las mayores amplitudes en dirección horizontal se obtuvieron con los espectros del segundo cuerpo de la torre Oeste y en la dirección vertical en el terreno. Si no se toman en cuenta el segundo cuerpo de la torre Oeste, las amplitudes de las mediciones sísmicas en el terreno superaron las amplitudes en los demás elementos estructurales: cimentación, cubierta y primer cuerpo de la torre Oeste. La disminución de amplitud del movimiento respecto al terreno se debe a los efectos ISE. En los dos tipos de medición el terreno presentó amplitudes importantes, sin embargo, el comportamiento en la estructura con uno y otro método fue distinto (Fig. 7.41). El segundo cuerpo de la torre fue el elemento que más se excitó bajo la acción sísmica, debido a su gran flexibilidad. En cambio, con la vibración ambiental, cuando el templo permanece en reposo, el elemento con mayores amplitudes espectrales fue la cubierta.

**Tabla 51. Frecuencias, periodos y amplitudes máximas detectadas en los espectros de las pruebas VA en comparación con las inferidas de los registros sísmicos**

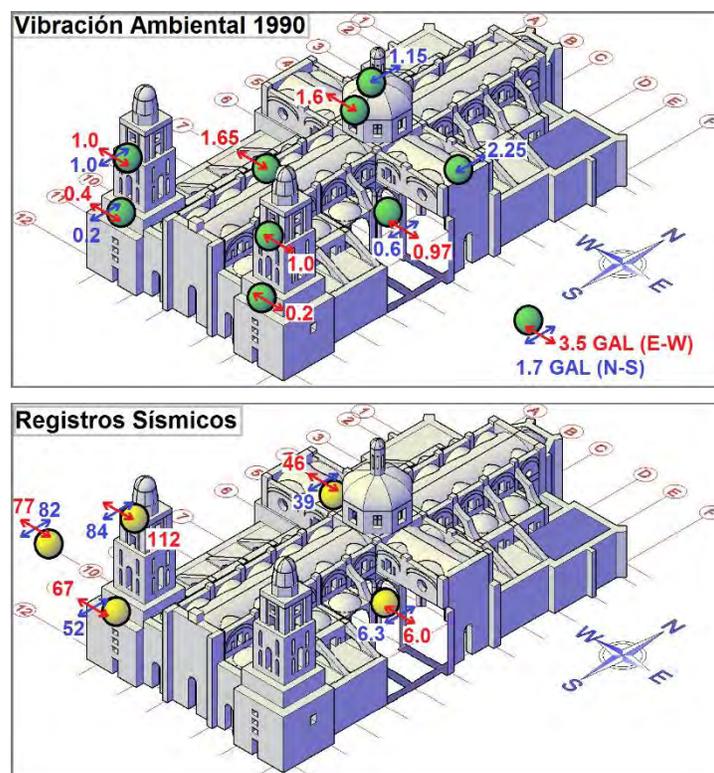
Elemento estudiado	Tipo de medición	Rango de frecuencias, $f$ (Hz)			Rango de periodos $T$ (s)			Amplitud, $A_{m\acute{a}x}$ (Gal)		
		N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
Terreno	Pruebas VA	0.2	-	0.7	5	-	1.43	3.5	1.05	1.7
	Sismos	0.31-0.62	0.37-0.98	0.28-0.98	1.61-3.28	1.02-2.73	1.02-3.56	82.02	25.94	77.29
Cimentación	Pruebas VA	2.3	2.1	2.3	0.43	0.48	0.43	0.6	0.8	0.97
	Sismos	2.21-2.59	2.15-2.42	2.2-2.55	0.39-0.45	0.41-0.47	0.39-0.46	6.30	9.92	6.00
Cubierta	Pruebas VA	2.2-2.8	2.1	2-2.3	0.36-0.45	0.48	0.43-0.5	2.25	0.57	1.65
	Sismos	2.05-2.55	0.91-6.66	2.01-2.33	0.39-0.49	0.15-1.1	0.43-0.5	39.37	20.08	46.38
Cúpula	Pruebas VA	3.7-4.5	-	4.2-4.6	0.22-0.27	-	0.22-0.24	1.15	-	1.6
Torre Oeste	Pruebas VA	1.5-1.6	-	1.25-1.4	0.63-0.67	-	0.71-0.8	0.2	-	0.4
	Sismos	1.02-1.26	0.87-1.23	1.03-1.18	0.8-0.98	0.81-1.15	0.84-0.98	52.26	13.71	67.29
Torre Oeste 2° cuerpo	Pruebas VA	4.1-4.2	-	3.9-4.1	0.24-0.24	-	0.24-0.26	1	-	1
	Sismos	1.2-4.47	0.74-4.5	1.17-4.47	0.22-0.84	0.22-1.34	0.22-0.85	83.73	8.80	112.42
Torre Este	Pruebas VA	-	-	1.4-1.5			0.67-1.25	-	-	0.2
Torre Este 2° cuerpo	Pruebas VA	-	-	4.10				-	-	1

De acuerdo con Murià-Vila y Alcorta (1995), en el caso de edificios de concreto reforzado con estructuración simple regular y simétrica, las amplitudes de aceleración con registros sísmicos pueden ser hasta 100 veces superiores a las amplitudes medidas con vibración ambiental. En el caso de la Catedral, esta relación sólo se superó en las mediciones de la torre Oeste (Tabla 52).

**Tabla 52. Relación entre las amplitudes de los espectros de vibración ambiental ( $A_{VA}$ ) y los espectros de los registros sísmicos ( $A_{SISMO}$ )**

Elemento estudiado	N-S		V		E-W	
	Sismo con $A_{m\acute{a}x}$	$A_{SISMO} / A_{VA}$	Sismo con $A_{m\acute{a}x}$	$A_{SISMO} / A_{VA}$	Sismo con $A_{m\acute{a}x}$	$A_{SISMO} / A_{VA}$
Terreno	20/03/2012 (S)	23.43	16/06/2013 (FN)	24.70	18/04/2014 (S)	45.46
Cimentación	18/04/2014 (S)	<b>10.49</b>	22/05/2009 (FN)	<b>12.40</b>	18/04/2014 (S)	<b>6.19</b>
Cubierta	18/04/2014 (S)	17.50	11/12/2011 (FN)	<b>35.23</b>	21/07/2000 (FN)	28.11
Torre Oeste	18/04/2014 (S)	<b>261.30 *</b>	-	-	18/04/2014 (S)	<b>168.23 *</b>
Torre Oeste 2° cuerpo	22/05/2009 (FN)	83.73	-	-	22/05/2009 (FN)	112.42 *

*\* Casos en los que se superó la relación de 100*



**Figura 7.41. Amplitudes máximas en los espectros de la Catedral con los dos tipos de medición**

El periodo asociado al comportamiento dinámico de cada elemento se determinó con las funciones de transferencia (Tablas 53 a 55). En la mayoría de los casos, el periodo inferido de los registros sísmicos fue mayor que con las pruebas VA ( $T_{SISMO} > T_{VA}$ ). Esto se debe a que los altos niveles de excitación sísmica llevan a la estructura a su comportamiento no lineal. Es importante mencionar que hubo casos en los que ocurrió lo contrario ( $T_{SISMO} < T_{VA}$ ), como son: la dirección vertical de la cimentación (Tabla 53) y la dirección longitudinal de la cubierta (Tabla 54). La reducción de periodo en la cimentación y en la cubierta, desde las pruebas VA en 1990 hasta las mediciones sísmicas, puede ser una evidencia de la mejora en el comportamiento dinámico de estos elementos, gracias a la rehabilitación. En el estudio de la evolución del periodo en los elementos estudiados (terreno-Fig. 6.13, cimentación-Fig. 7.12, cubierta-Fig.7.26 y torre-Fig.7.41) también se observaron mejoras gracias a las intervenciones.

**Tabla 53. Comparación entre los periodos detectados en la cimentación de la Catedral en cada evento y amplitudes de las funciones de transferencia FT**

Evento		N-S			V			E-W		
Fecha	Tipo	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT
<b>Pruebas VA 1990</b>		<b>0.43</b>		<b>0.4</b>	<b>0.48</b>		<b>0.7</b>	<b>0.43</b>		<b>0.8</b>
11/01/1997	S	0.49	12%	<b>0.24</b>	0.47	1%	<b>0.48</b>	0.46	6%	0.22
20/04/1998	FN	<b>0.46</b>	<b>4%</b>	0.25	0.57	17%	0.37	<b>0.43</b>	<b>2%</b>	0.24
21/07/2000	FN	0.49	12%	0.44	<b>0.59</b>	19%	<b>0.23</b>	0.46	6%	0.23
09/08/2000	S	0.48	10%	0.36	0.39	18%	0.36	<b>0.52</b>	<b>16%</b>	<b>0.20</b>
22/01/2003	S	0.47	8%	0.38	<b>0.39</b>	<b>19%</b>	0.44	0.45	3%	0.22
22/05/2009	FN	0.47	7%	0.53	0.48	1%	0.40	0.46	4%	0.24
11/12/2011	FN	0.46	6%	0.54	0.45	5%	0.45	0.45	4%	0.27
15/11/2012	FN	0.47	7%	0.55	0.45	5%	0.45	0.45	4%	<b>0.31</b>
16/06/2013	FN	0.51	15%	<b>0.59</b>	0.47	2%	0.41	0.45	3%	0.20
18/04/2014	S	<b>0.63</b>	<b>30%</b>	0.34	0.46	4%	0.29	0.47	8%	0.26

\* Casos donde el periodo con las pruebas VA fue mayor que con los registros ( $T_{VA} > T_{SISMO}$ )

**Tabla 54. Comparación entre los periodos detectados en la cubierta de la Catedral en cada evento y amplitudes de las funciones de transferencia FT**

Evento		N-S			V			E-W		
Fecha	Tipo	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT
<b>Pruebas VA 1990</b>		<b>0.48</b>		<b>18</b>	-		-	<b>0.36</b>		<b>25</b>
11/01/1997	S	0.39	18%	<b>6.76</b>	<b>0.15</b>	-	13.05	0.43	17%	14.52
20/04/1998	FN	<b>0.39</b>	<b>18%</b>	7.71	0.16	-	<b>16.15</b>	<b>0.42</b>	<b>16%</b>	16.66
21/07/2000	FN	0.40	16%	11.58	0.16	-	13.10	0.46	22%	18.52
09/08/2000	S	0.39	18%	8.73	<b>0.17</b>	-	7.73	0.45	20%	18.09
22/01/2003	S	0.41	14%	9.37	0.17	-	<b>4.18</b>	0.44	18%	15.57
22/05/2009	FN	0.45	5%	<b>12.12</b>	0.16	-	10.71	0.46	22%	<b>20.03</b>
11/12/2011	FN	0.46	4%	11.22	0.16	-	12.47	0.46	22%	<b>13.69</b>
15/11/2012	FN	0.46	4%	11.33	0.16	-	13.76	0.45	20%	14.67
16/06/2013	FN	0.45	6%	9.18	0.16	-	12.17	0.45	20%	17.45
18/04/2014	S	<b>0.47</b>	<b>2%</b>	9.68	0.16	-	11.03	<b>0.49</b>	<b>28%</b>	14.68

\* Casos donde el periodo con las pruebas VA fue mayor que con los registros ( $T_{VA} > T_{SISMO}$ )

**Tabla 55. Comparación entre los periodos detectados en la torre Oeste de la Catedral en cada evento y amplitudes de las funciones de transferencia FT**

Evento		N-S			V			E-W		
Fecha	Tipo	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT	T(s)	Diferencia $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$	FT
<b>Pruebas VA 1990</b>		<b>0.67</b>		<b>21</b>	-		-	<b>0.80</b>		<b>22</b>
20/04/1998	FN	0.77	13%	<b>4.13</b>	<b>0.73</b>	-	<b>2.96</b>	<b>0.88</b>	<b>9%</b>	6.33
22/01/2003	S	<b>0.73</b>	<b>9%</b>	5.06	0.78	-	<b>4.53</b>	<b>0.88</b>	<b>9%</b>	4.76
22/05/2009	FN	<b>0.73</b>	<b>9%</b>	4.80	0.80	-	3.22	0.89	10%	6.21
11/12/2011	FN	0.74	10%	5.24	0.74	-	3.47	0.89	10%	4.85
15/11/2012	FN	0.81	18%	4.42	0.76	-	3.27	0.89	10%	<b>6.47</b>
16/06/2013	FN	0.78	15%	<b>5.37</b>	<b>0.83</b>	-	3.55	<b>0.92</b>	<b>13%</b>	5.65
18/04/2014	S	<b>0.84</b>	<b>21%</b>	5.17	0.82	-	3.08	0.91	12%	<b>4.52</b>

**Tabla 56. Resumen del rango de periodos detectados en la Catedral con las funciones de transferencia en las pruebas VA y con los registros sísmicos**

Elemento estudiado	Medición (puntos en FT)	Rango de Periodos, $T$ (s)			Diferencia entre el periodo $T_{VA}$ y $T_{SISMO}$		
		N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
Cimentación	<b>Pruebas VA (30/33)</b>	<b>0.43</b>	<b>0.48</b>	<b>0.43</b>	4% a 15%	1% a 19%	2% a 16%
	Sismos (SC/CL)	0.46-0.51	0.39-0.59	0.43-0.52			
Cubierta	<b>Pruebas VA (13/30)</b>	<b>0.48</b>	-	<b>0.36</b>	2% a 18%	-	16% a <b>28%</b>
	Sismos (AC/SC)	0.39-0.47	0.15-0.17	0.42-0.49			
Torre Oeste	<b>Pruebas VA (27/29 y 27/32)</b>	<b>0.67</b>	-	<b>0.80</b>	9% a 21%	-	9% a 13%
	Sismos (TB/SC)	0.73-0.84	0.73-0.83	0.88-0.92			
Torre Oeste 2° cuerpo	<b>Pruebas VA (27/29 y 27/32)</b>	<b>0.24</b>	-	<b>0.26</b>	14% a 23%	-	18% a 20%
	Sismos (TA/SC)	0.21-0.32	0.22	0.2-0.31			

La mayor diferencia entre los periodos detectados con las pruebas VA y los inferidos de los registros sísmicos fue 28% (Tabla 56). La cual, se presentó al comparar las mediciones en la cubierta en dirección transversal con el sismo de 18/04/2014. Las menores diferencias entre periodos, de 9% a 13%, se presentaron en las mediciones del primer cuerpo de la torre Oeste.

La amplitud de las funciones de transferencia permite tener una noción acerca de la amplificación del movimiento entre dos puntos de medición. La máxima amplitud en las funciones de transferencia con las pruebas de VA fue  $FT$  (punto 13/punto 30)=25 y con los registros sísmicos la mayor amplitud fue  $FT$  (TA/SC)=36. El punto 13, colocado encima de la cúpula principal en la base de la linternilla, fue el más elevado en todas las pruebas de VA y la estación TA, colocada en el segundo cuerpo de la torre oeste, fue la más elevada en la RMS de la Catedral. Tanto el punto 13 de las pruebas VA como la estación TA se encuentran a una altura de 45 m, aproximadamente, medidos desde el nivel de feligresía.

En la mayoría de los casos, la amplitud de la función de transferencia con las pruebas VA fue mayor que con los sismos. Esto se debe a que los altos niveles de excitación sísmica también producen que se disipe más energía y que la amplificación de movimiento sea menor. La máxima relación entre las amplitudes de las funciones de transferencia (Tabla 57) se obtuvo en TB cuando la amplitud de  $FT_{VA}$  fue 3.91 veces la amplitud obtenida con los sismos.

**Tabla 57. Relación entre la amplitud de las funciones de transferencia en las pruebas VA ( $FT_{VA}$ ) con respecto a la amplitud con los registros sísmicos ( $FT_{SISMO}$ )**

Elemento estudiado	Tipo de Medición	Amplitud máxima en $FT$ $A_{m\acute{a}x}$ (Gal)			Casos en los que VA > Sismo $FT_{VA} / FT_{SISMO}$			Casos en los que VA < Sismo $FT_{SISMO} / FT_{VA}$		
		N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
Cimentación	<b>Pruebas VA</b>	<b>0.4</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	-	1.44	2.55	<b>1.47</b>	-	-
	Sismo	0.59	0.48	0.31						
Cubierta	<b>Pruebas VA</b>	<b>18</b>	-	<b>25</b>	1.49	-	<b>1.25</b>	-	-	-
	Sismo	12.12	16.15	20.03						
Torre Oeste	<b>Pruebas VA</b>	<b>21</b>	-	<b>22</b>	<b>3.91</b>	-	3.40	-	-	-
	Sismo	5.37	4.53	6.47						
Torre Oeste 2° cuerpo	<b>Pruebas VA</b>	<b>21</b>	-	<b>22</b>	-	-	-	<b>1.65</b>	-	1.62
	Sismo	34.71	15.83	<b>35.67</b>						

### 7.4.1. Mediciones en el terreno

En los espectros de las pruebas VA en el terreno se detectaron varios picos: con frecuencias en  $f < 1.0$  Hz (movimiento del terreno), frecuencias alrededor de  $f \approx 2.0$  (movimiento de la cimentación) y  $f > 7.0$  (asociadas con los efectos de torsión). Por otro lado, con los espectros de los registros sísmicos sólo se detectaron los primeros dos picos (Fig. 7.42). En las pruebas de vibración ambiental de 1990 se detectaron frecuencias en el movimiento horizontal del terreno de  $f=0.2$  Hz (N-S) y  $f=0.7$  Hz (E-W) que corresponden a periodos  $T=5$  s (N-S) y  $T=1.4$  s (E-W). El periodo del terreno en 11/01/1997, durante la subexcavación fue  $T=2.56$  s (N-S) y  $T=3.56$  s (E-W). El terreno se reacomodó durante las intervenciones porque desde 1990 hasta 1997 el periodo se redujo un 49% en dirección N-S e incrementó un 60% en dirección E-W. Antes del programa de rehabilitación, en 1990, la diferencia entre el periodo en dirección N-S y E-W fue de 72%. Para el año 1997 esta diferencia se redujo a 28%, lo cual significa una mayor uniformidad en el movimiento del terreno gracias a las intervenciones geotécnicas. La evolución del periodo del terreno con los registros sísmicos se explicó detalladamente en la sección 6.5. En el año 2014, la estimación del periodo en el terreno fue de  $T=2.37$  s en dirección N-S y  $T=2.13$  s en dirección E-W, con una diferencia entre ellos del 10%. De 11/01/1997 al 18/04/2014, la reducción del periodo fue 7% en dirección N-S y 40% en dirección E-W.

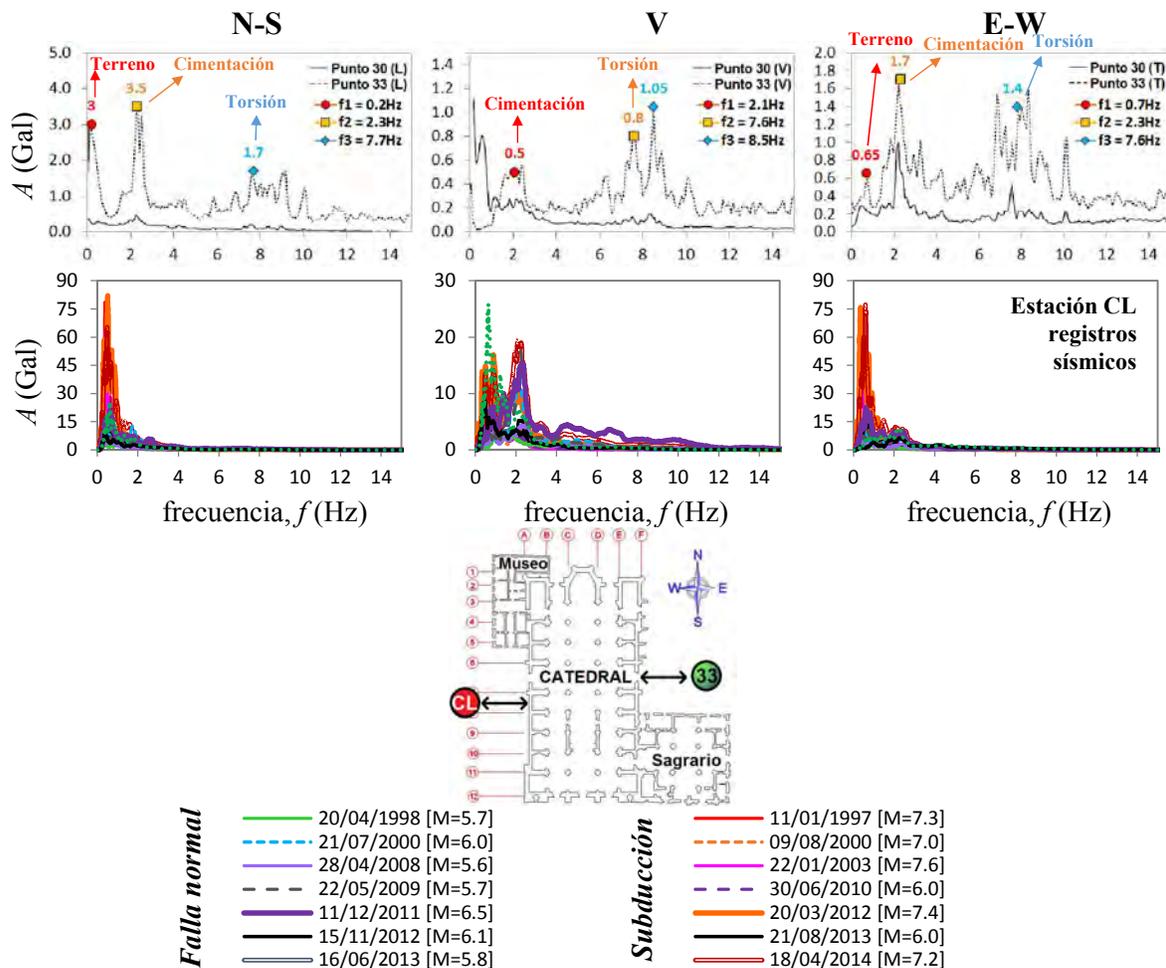


Figura 7.42. Comparación entre los espectros obtenidos en el terreno de la Catedral con las pruebas de vibración ambiental de 1990 y en los análisis de los registros sísmicos

### 7.4.2. Mediciones en la cimentación

En los espectros de las pruebas de vibración ambiental en la cimentación (Fig. 7.43) se detectaron los mismos tres picos que se identificaron en el terreno. En los espectros de los registros sísmicos, se presentaron los primeros dos picos en las direcciones horizontales y un tercer pico para frecuencias  $f > 6.0$  ( $T=0.16$  s) asociado a la vibración vertical de la cúpula principal. Al comparar las amplitudes de los espectros en la cimentación con respecto al terreno, se observó la disminución del movimiento debido a los efectos ISE. Con las pruebas VA, la reducción del movimiento en la cimentación fue 83% (N-S), 24% (V) y 43% (E-W). Mientras que en las mediciones sísmicas fue 13% (N-S), 62% (V) y 15% (E-W).

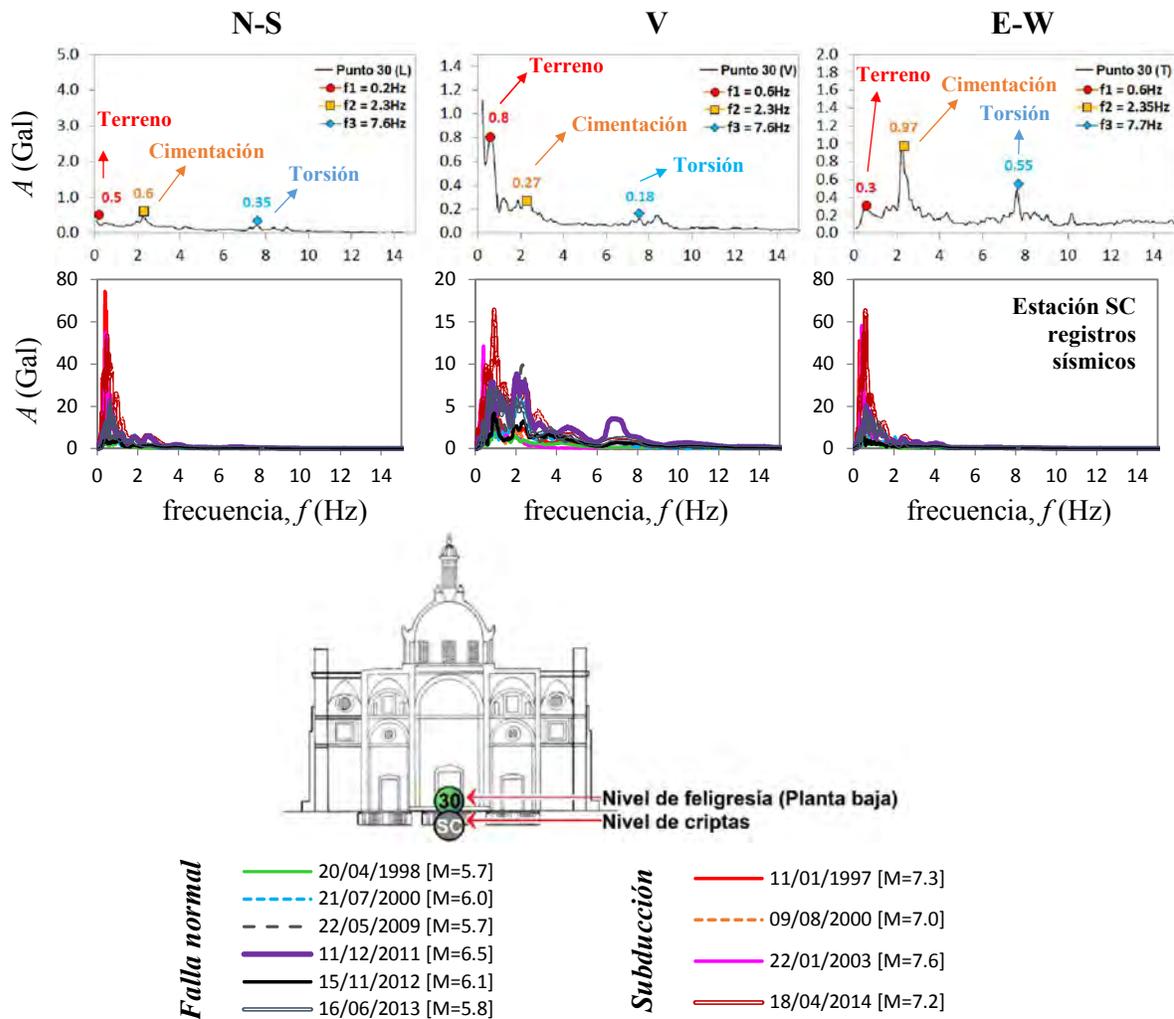


Figura 7.43. Comparación entre los espectros obtenidos en la cimentación de la Catedral con las pruebas de vibración ambiental de 1990 y en los análisis de los registros sísmicos

Se utilizaron las funciones de transferencia  $FT$  (SC/CL) y 30/33 para determinar el periodo de la cimentación (Fig. 7.44). A pesar de la diferencia de posición entre los aparatos utilizados en los dos tipos de medición, la forma de las curvas de las funciones de transferencia fue semejante. En todos los casos se obtuvieron amplitudes menores a 1.0 para las frecuencias cercanas a  $f=2.0$  Hz. Esto significa que existe una disminución del movimiento en la cimentación con respecto al terreno.

Salta a la vista la función de transferencia obtenida con el sismo de falla normal de 21/07/2000 porque presentó amplificaciones (que no se aprecian con los otros eventos) dentro del rango de frecuencias  $f=10-14$  Hz. Este rango de frecuencias se asocia con el segundo modo de vibrar de la cubierta. Se pudo percibir este comportamiento porque el sismo de 21/07/2000 fue el más cercano de todos los sismos estudiados, con un epicentro a 115 km de distancia de la Catedral. En las pruebas de vibración ambiental de 1990 se detectaron frecuencias en el movimiento de la cimentación de  $f=2.3$  Hz (N-S, V) y  $f=2.35$  Hz (E-W) que corresponde a un periodo  $T=0.43$  s en las tres direcciones de medición. El periodo de la cimentación en 11/01/1997, fue de  $T=0.47$  s (N-S),  $T=0.46$  s (V) y  $T=0.49$  s (E-W), durante la subexcavación. Desde las pruebas VA en 1990 hasta las mediciones sísmicas de 1997, el periodo en la cimentación incrementó 12% (N-S), 9% (V) y 7% (E-W). El incremento de periodo en la cimentación se puede asociar con una pequeña reducción de rigidez debido a los movimientos que se realizaron en el terreno durante la subexcavación. La evolución del periodo en la cimentación desde 11/01/1997 hasta 18/04/2014 se detalló en la sección 7.1.4.

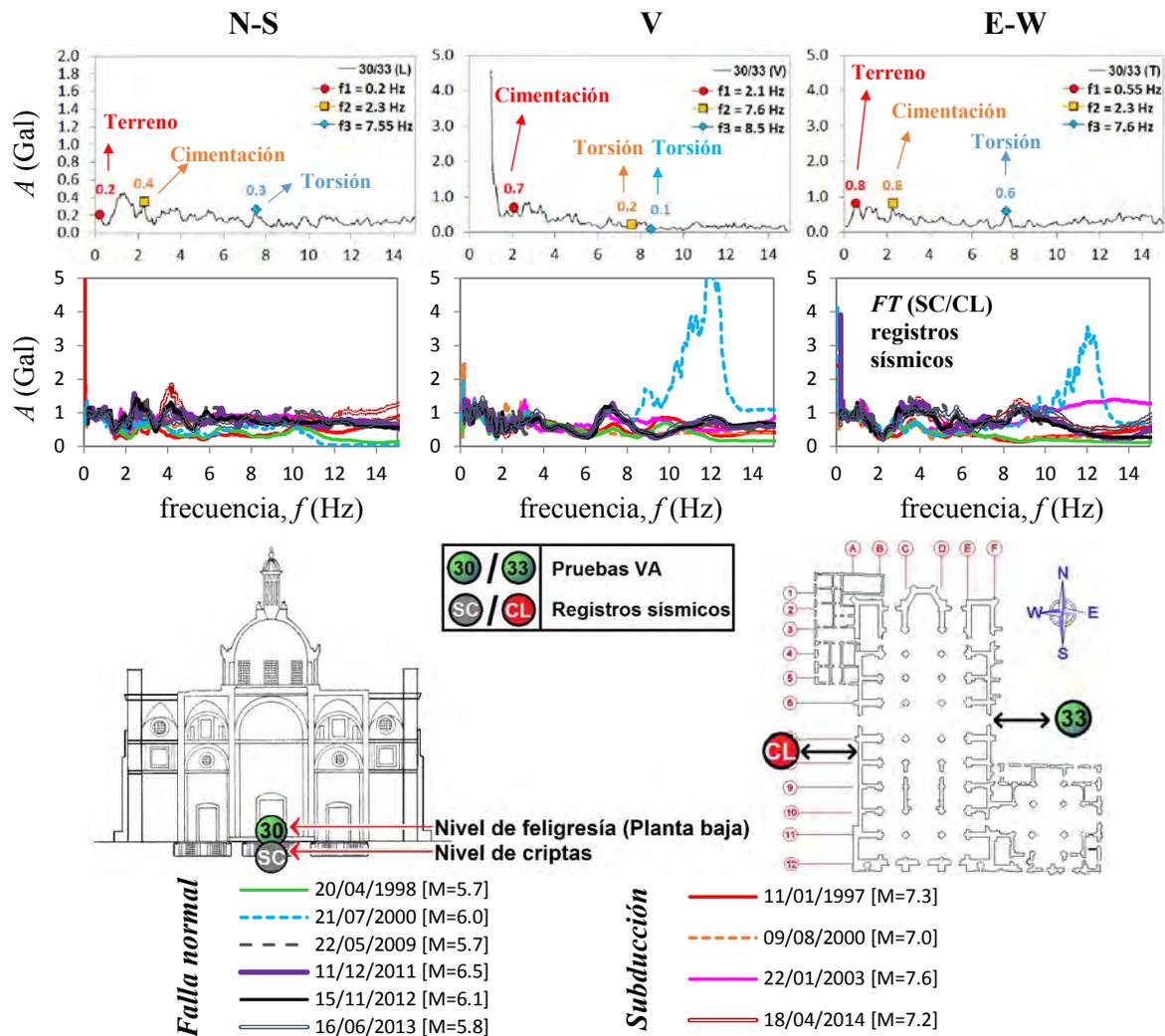


Figura 7.44. Comparación entre las funciones de transferencia obtenidas para detectar los efectos ISE con las pruebas de VA de 1990 y con los análisis de los registros sísmicos

### 7.4.3. Mediciones en la cubierta

La curva de los espectros obtenidos en la cubierta de la nave principal y en la nave del transepto, con las pruebas VA, fue muy similar (Figs. 7.45). Esto ocurrió porque ambas naves tienen la misma sección transversal. Las amplitudes de los espectros con las pruebas VA en las dos direcciones horizontales del movimiento presentaron valores desde  $A_{m\acute{a}x}=1.0$  Gal hasta  $A_{m\acute{a}x}=1.4$  Gal. Aunque son valores pequeños, las diferencias de amplitud entre los distintos puntos en la cubierta llegaron a ser de 40%. Al comparar las amplitudes por cada evento sísmico, en las dos estaciones en la cubierta de la RMS (AC y AW), se detectaron diferencias de hasta 70% en el 2009 (Tabla 58). Debido a las diferencias de amplitud con ambos métodos, se puede decir que la cubierta no se comporta como un diafragma rígido. A pesar de estas diferencias, se consiguió una mayor uniformidad del movimiento en la cubierta gracias a la intensa reparación de grietas durante el programa de rehabilitación. Esta afirmación se puede hacer al observar las diferencias de amplitud entre AC y AW. Con los espectros de respuesta se observaron diferencias entre  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  AC y  $S_{a_{m\acute{a}x}}$  AW de 50% en 11/01/1997 que se redujeron a 10% para el 16/06/2013 (sección 7.2.2; Tabla 40). Por otro lado, con los espectros de Fourier la diferencia entre  $A_{m\acute{a}x}$  AC y  $A_{m\acute{a}x}$  AW fue de 70% en el 22/05/2009 y se redujo a 21%.

**Tabla 58. Diferencia entre las amplitudes de los espectros de Fourier en AC y AW**

Sismo	Amplitudes en AC (Gal)			Amplitudes en AW (Gal)			Diferencia		
	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W	N-S	V	E-W
22/05/2009	23	9	40	9	3	12	61%	67%	70%
11/12/2011	36	20	31	21	8	24	42%	61%	22%
16/06/2013	28	8	26	24	8	21	16%	2%	21%

En los espectros de mediciones sísmicas en AC y AW en dirección vertical se presentó un pico para la frecuencia  $f=6.7$  Hz que corresponde a la vibración vertical de la cúpula. Por otro lado, con las mediciones en los dos extremos de la nave principal de las pruebas VA se pudo distinguir el movimiento horizontal ( $f=4.1$  Hz) y vertical ( $f=6.4$  Hz) de la cúpula. También se observó la influencia del movimiento de las torres porque el punto ubicado en el extremo Sur sobre la fachada principal (donde están las torres) presentó amplitudes mayores que el punto ubicado en el extremo Norte de las pruebas VA.

Las mediciones en el punto 13 sólo se efectuaron en dirección horizontal, por eso en la comparación de las funciones de transferencia entre ambos tipos de métodos se excluyeron los resultados en dirección vertical. Como el instrumento en el punto 13 de las pruebas VA estaba colocado sobre la cúpula, la amplitud máxima en la función de transferencia corresponde al movimiento horizontal de la cúpula ( $f=4.3$  Hz en dirección N-S y  $f=3.9$  Hz en E-W). Para detectar el movimiento de la cubierta, se utilizaron las amplitudes en los picos cercanos a  $f=2.0$  Hz (Fig. 7.46).

Las frecuencias del sistema de cubierta detectadas en la función de transferencia de las pruebas VA de 1990 fueron  $f=2.1$  Hz (N-S) y  $f=2.8$  Hz (E-W) que corresponden a periodos de  $T=0.48$  s (N-S) y  $T=0.36$  s (E-W). Con el sismo 11/01/1997 el periodo fue de  $T=0.39$  s (N-S) y  $T=0.43$  s (E-W). De 1990 a 1997 hubo una reducción en el periodo de la cubierta de 19% en dirección N-S y un incremento de 8% en dirección E-W. Después de esto, desde 1997 hasta el 2014 el periodo incrementó hasta 17% (en la dirección N-S). Este aumento de periodo se atribuye a la pérdida de rigidez lateral en la estructura. Sin embargo, como ya se ha demostrado, después del programa de rehabilitación se logró tener un movimiento más uniforme en los distintos puntos de la cubierta. Además, el incremento en el periodo de un evento sísmico a otro no excedió el 8% (sección 7.2.4).



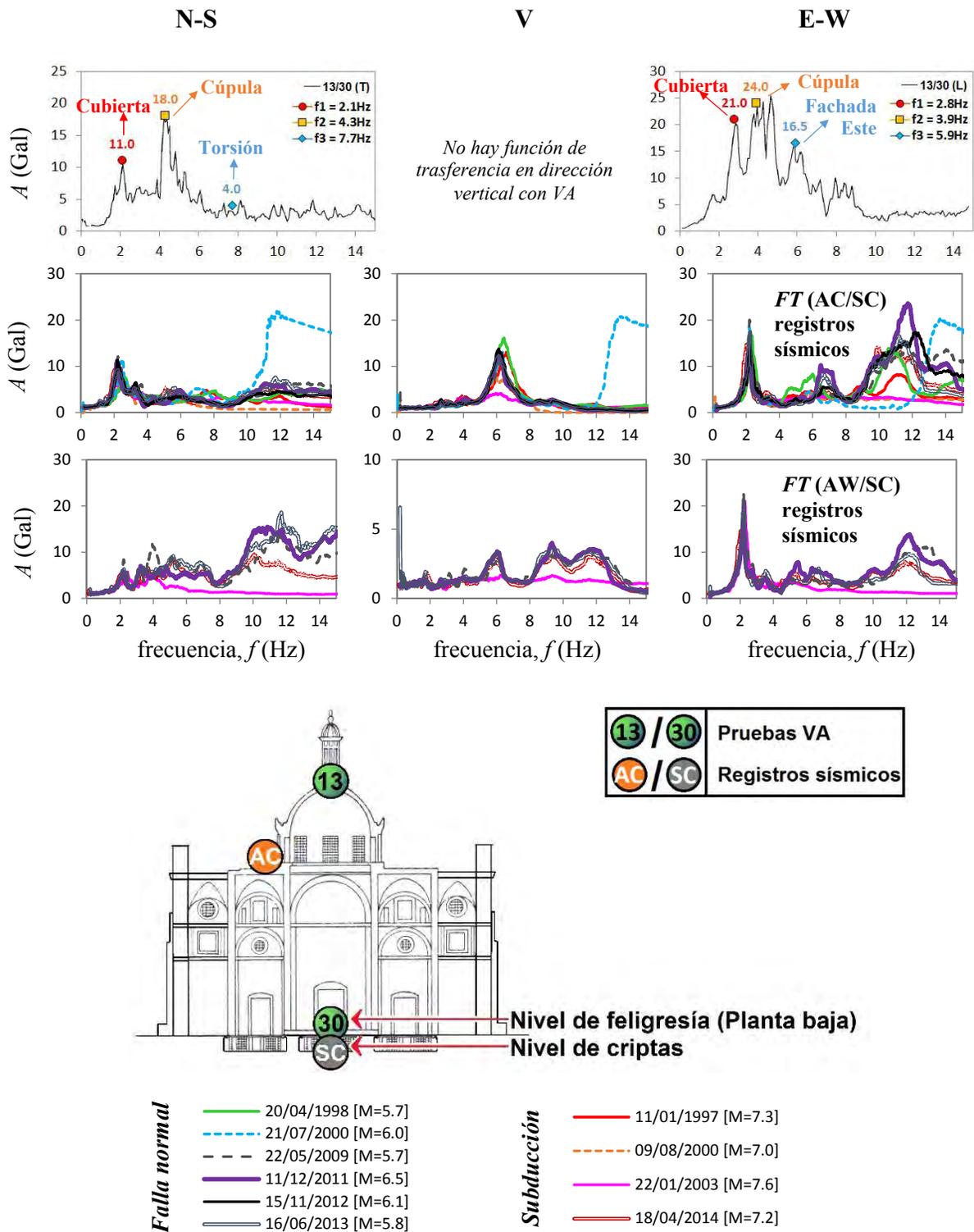


Figura 7.46. Comparación entre las FT obtenidas con las pruebas de VA y con los registros sísmicos para detectar las propiedades dinámicas en la cubierta de la Catedral

#### 7.4.4. Mediciones en la torre Oeste

Los espectros de las mediciones con las pruebas VA y con los registros sísmicos en la dirección horizontal del movimiento en la torre Oeste se presentan en la Figura 7.47. Con las pruebas VA la amplitud máxima de los espectros se presentó en frecuencias asociadas al movimiento de la cubierta ( $f \approx 2.0$  Hz) en dirección N-S y frecuencias asociadas al movimiento de la torre ( $f \approx 1.0$  Hz) en la dirección E-W. Con los sismos la amplitud máxima también se presentó en frecuencias asociadas al movimiento de la torre ( $f \approx 1.0$  Hz) y en algunos casos en frecuencias asociadas al movimiento del terreno ( $f < 1.0$  Hz).

En la Figura 7.48 se comparan las funciones de transferencia con los dos métodos de medición. En las funciones de transferencia  $FT$  (TB/SC) y  $FT$  (TA/SC) se detectaron varios picos que corresponden a los distintos modos en el primer cuerpo de la torre (sección 7.3.5, Fig. 6.38). En el primer cuerpo de la torre, las frecuencias de los modos fueron  $f_1=1.09-1.14$  Hz,  $f_2=2.98-3.39$ ,  $f_3=4.86-5.13$  y  $f_4=7.2$  Hz. La amplificación del movimiento del segundo cuerpo de la torre con respecto al movimiento de la cimentación fue  $FT$  (TA/SC)=35 (N-S) y 73 (E-W) con los registros sísmicos. Con las pruebas VA la amplitud de la función de transferencia fue de 18 (N-S) y 22 (E-W), para el pico cercano a  $f \approx 1.0$  Hz. La frecuencia fundamental en la torre Oeste detectada con las pruebas VA osciló entre  $f=1.5-1.6$  Hz (N-S) y  $f=1.25-1.4$  Hz (E-W) que corresponde a un periodo de  $T=0.63-0.67$  s (N-S) y  $T=0.71-0.8$  s (E-W). Al inicio de la instrumentación sísmica, en 11/01/1997 el periodo de la torre Oeste fue de  $T=0.77$  s (N-S) y  $T=0.88$  s (E-W). Lo cual implica un incremento, desde 1990 hasta 1997 de 13% en dirección N-S y de 9% en dirección E-W. Este incremento se debe a los desplazamientos que se presentaron en la torre durante la subexcavación, los cuales no superaron los 0.13 m.

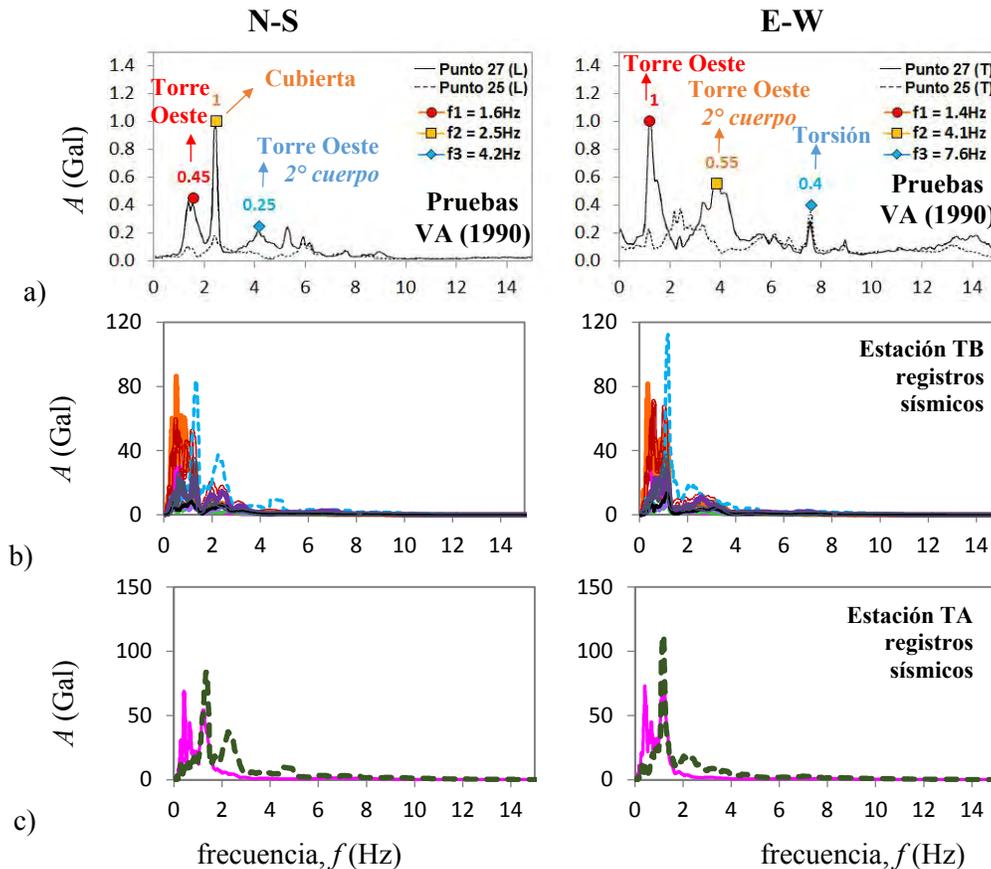


Figura 7.47. Comparación de los espectros medidos en la torre Oeste de Catedral con las pruebas de VA y los análisis de los registros sísmicos

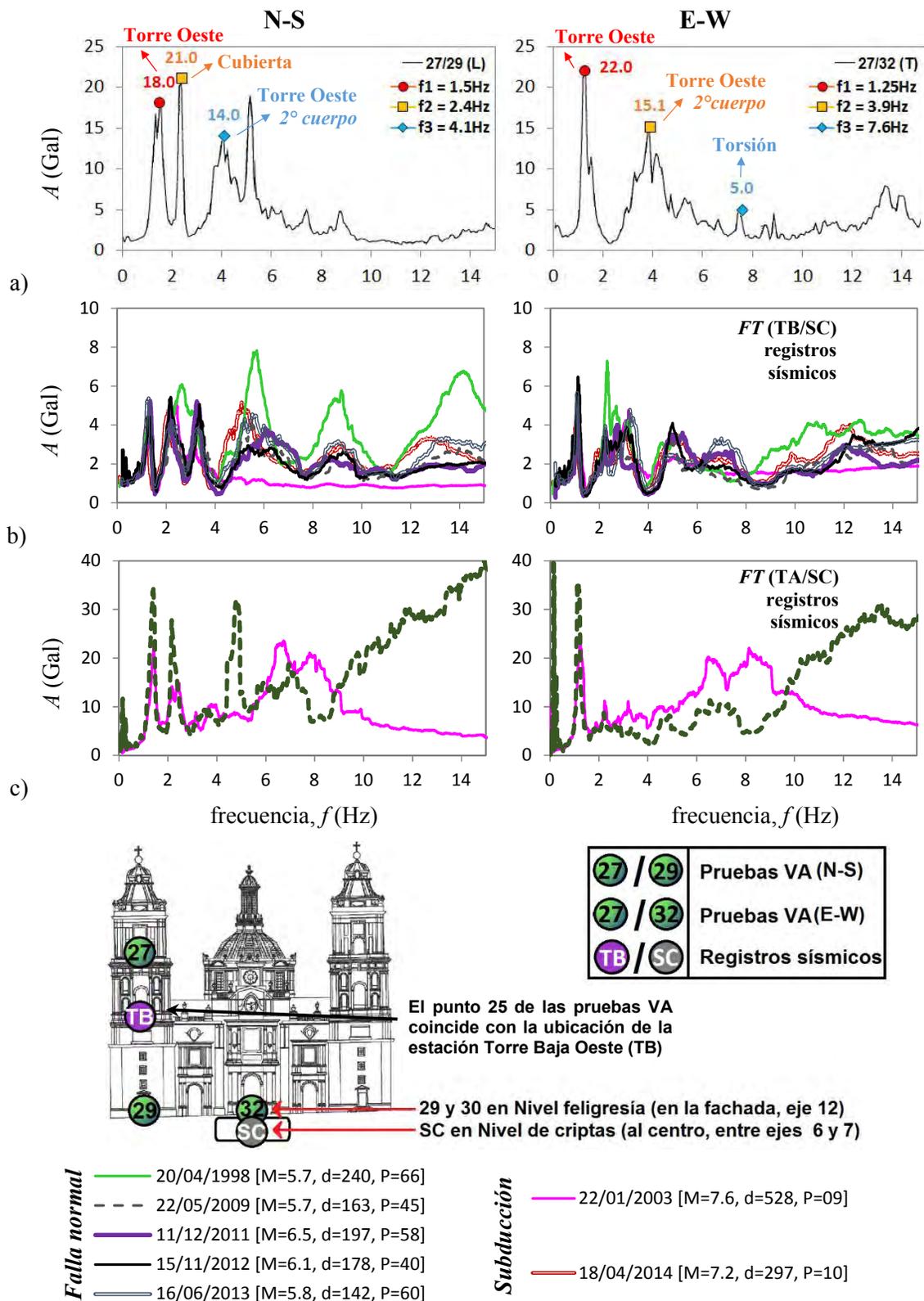


Figura 7.48. Comparación entre las *FT* obtenidas para detectar el comportamiento dinámico en la torre Oeste de la Catedral con las pruebas VA y los registros sísmicos



*“Entonces Pablo poniéndose en pie en medio del Areópago, dijo: Varones atenienses, percibo que sois muy religiosos en todo sentido. Porque mientras pasaba y observaba los objetos de vuestra adoración, hallé también un altar con esta inscripción: - -al Dios desconocido- -. Pues lo que vosotros adoráis sin conocer, eso os anuncio yo. El Dios que hizo el mundo y todo lo que en él hay, puesto que es Señor del cielo y de la tierra, no mora en templos hechos por manos de hombres, ni es servido por manos humanas, como si necesitara de algo, puesto que Él da a todos vida y aliento y todas las cosas; y de uno hizo todas las naciones del mundo para que habitaran sobre toda la faz de la tierra, habiendo determinado sus tiempos señalados y los límites de su habitación, para que buscaran a Dios, si de alguna manera, palpando, le hallen, aunque no está lejos de ninguno de nosotros; porque en Él vivimos, nos movemos y existimos...”*  
(Hechos 17:22-28)

*“El cielo es mi trono,  
y la tierra el estrado de mis pies;  
¿qué casa me edificareis? dice el señor  
¿o cuál es el lugar de mi reposo?  
¿No fue mi mano la que hizo todas estas cosas?”*  
(Hechos 7:49-50)

## CONCLUSIONES

En este documento se presentaron los resultados de los análisis de los registros sísmicos de la Red de Monitoreo Sísmico para poder evaluar la respuesta dinámica de la Catedral Metropolitana. La metodología de análisis consistió en estudiar las historias de aceleración, la respuesta máxima de los espectros de respuesta y un análisis espectral en el dominio de la frecuencia en el que se obtuvieron espectros de Fourier y funciones de transferencia para determinar el periodo y el amortiguamiento. Con estos resultados fue posible evaluar las propiedades dinámicas del terreno y de tres secciones estructurales de la Catedral: la cimentación, el sistema de cubierta y la torre Oeste. En los párrafos siguientes se presentan las conclusiones a las que se llegaron con los resultados de estos análisis.

- La red de monitoreo sísmico de la Catedral ha registrado 46 eventos sísmicos desde 11/01/1997 hasta 20/03/2015. En un inicio se compararon simultáneamente los resultados de todos los registros y no se logró distinguir alguna tendencia en la evolución de las propiedades dinámicas. Por lo cual, fue necesario clasificar los sismos y hacer una selección basada en cuatro criterios: calidad del registro, tipo de sismo (falla normal o subducción), magnitud y aceleración máxima del terreno. Con esta clasificación se obtuvieron resultados más consistentes y se logró tener una mayor claridad durante el estudio de los resultados de los análisis de los registros sísmicos para determinar la respuesta dinámica de la Catedral.
- Los parámetros de aceleración máxima del terreno  $PGA$ , intensidad de Arias  $I_A$  y duración de la fase intensa del movimiento  $t_{FI}$  sirvieron como indicadores asociados con la llegada de energía desde el epicentro hacia el sitio en estudio para poder diferenciar entre un sismo y otro. Con el estudio de estos tres parámetros, se detectó que el sismo de falla normal más severo en la Catedral fue el evento de 11/12/2011 ( $PGA_{E-W}=14$  Gal,  $I_{HA}=1.54$  cm/s,  $I_I=0.76$  cm/s,  $t_{FI}=75$  s) y el sismo de subducción más severo fue el de 18/04/2014 ( $PGA_{E-W}=26$  GAL,  $I_{HA}=8.4$  cm/s,  $I_I=1.15$  cm/s,  $t_{FI}=89$  s). Ninguno de los eventos estudiados representó una amenaza para la estructura, pues después de la ocurrencia de estos sismos, el sistema de monitoreo electrónico continuo no registró ningún cambio en la tendencia de desplomos o convergencias y tampoco se observó un cambio drástico en la tendencia de la evolución del periodo de algún elemento.
- Con los espectros de respuesta de las estaciones en el terreno blando Catedral y en el terreno firme de Ciudad Universitaria, se observó que los sismos de falla normal se caracterizaron por tener periodos más cortos ( $T=0.15-1.4$  s) que los sismos de subducción ( $T=0.3-2.6$  s). De igual forma, las intensidades de Arias de los sismos de falla normal fueron menores.
- Al comparar los espectros de respuesta de las diferentes estaciones de registro se observó que la respuesta en los elementos fue distinta dependiendo del tipo de sismo evaluado. Los sismos de subducción produjeron una mayor respuesta en el terreno, la cimentación y el primer cuerpo de la torre Oeste, cuyas amplitudes máximas fueron  $Sa_{m\acute{a}x}=109$  Gal,  $Sa_{m\acute{a}x}=94$  Gal y  $Sa_{m\acute{a}x}=77$  Gal, respectivamente. Por otro lado, la cubierta presentó mayores amplitudes con los sismos de falla normal y su valor máximo fue  $Sa_{m\acute{a}x}=199$  Gal. Esta diferencia de comportamiento se produjo porque los periodos cortos de los sismos de falla normal entraron en resonancia con los periodos cortos del sistema de cubierta. De forma análoga, los periodos largos de los sismos de subducción entraron en resonancia con los periodos largos del terreno blando. Como la cimentación y el primer cuerpo de la torre se rigen por el movimiento del terreno, éstos también se excitan más con los sismos de subducción.



- Gracias de las intervenciones geotécnicas se consiguió tener una mayor uniformidad en el movimiento del terreno en sus tres direcciones. Esto se determinó porque se redujo la diferencia entre el periodo longitudinal y transversal del terreno. Antes de las intervenciones, la diferencia era de 71 % en 1990 (de  $T_{N-S}=5$  s y  $T_{E-W}=1.43$  s), durante el proceso de subexcavación la diferencia fue de 28% en 1997 ( $T_{N-S}=2.56$  s y  $T_{E-W}=3.56$  s) y después de la inyección de mortero fue de 3% en el año 2003 ( $T_{N-S}=2.45$  s y  $T_{E-W}=2.37$  s). Además de tener un mayor parecido entre  $T_{N-S}$  y  $T_{E-W}$ , la relación entre las aceleraciones verticales y horizontales del terreno también disminuyó. En 1997 la aceleración horizontal fue 6.0 veces la aceleración vertical, para el año 2003 esta relación fue de 2.7 y en el 2014 fue de 1.9. Tener un movimiento uniforme en el terreno es benéfico para la estructura porque el hundimiento en el terreno también es uniforme y, de esta forma, se evita que en un futuro se presenten asentamientos diferenciales. Los cuales, fueron la principal causa de daño en la Catedral.
- Después de concluida la rehabilitación, el periodo en el terreno disminuyó 3% en dirección N-S y 10% en dirección E-W desde el año 2003 hasta el año 2014. La reducción de periodo en los años posteriores a la rehabilitación es una evidencia de que el terreno de la ciudad de México continua hundiéndose por la continua extracción de agua. Este hecho hace más relevante el haber tomado las medidas preventivas de conseguir un movimiento uniforme en el terreno de la Catedral. Sin las intervenciones geotécnicas no se hubiera conseguido uniformar el movimiento del terreno y al incrementar el hundimiento, los asentamientos diferenciales también habrían aumentado y, por consiguiente, los daños en la estructura serían mayores.
- Desde las pruebas de vibración ambiental en 1990 hasta las mediciones sísmicas de 1997, el periodo en la cimentación incrementó 12% (N-S), 9% (V) y 7% (E-W). Este incremento de periodo se debe a que los movimientos que se realizaron en el terreno durante la subexcavación también produjeron cambios en la cimentación. Después de las intervenciones geotécnicas, el periodo en la cimentación se mantuvo estable y de un sismo a otro no hubieron diferencias mayores a 8%. Entonces, se puede decir que las mejoras en el terreno y el refuerzo que se colocó en la cimentación ayudaron a que su movimiento también fuera más uniforme. Es importante mencionar que desde el año 2013, las mediciones N-S del instrumento en la cimentación presentaron una tendencia distinta a las otras dos direcciones. Lo cual, puede indicar una falla en ese sensor, sin embargo, es necesario revisar el aparato para tener certeza de ello.
- Con los estudios de Rivera (2000) se demostró que hasta 1999 el movimiento en la cimentación era uniforme en dirección horizontal y en dirección vertical se tenían amplificaciones en los extremos norte y sur. Con los análisis sísmicos se detectó una reducción de 17% en el periodo vertical de la cimentación desde 1997 hasta 2003, no se sabe si después de la inyección de mortero se consiguió la uniformidad de la cimentación en dirección vertical porque se retiraron los aparatos en Sótano Sur (SS) y Sótano Norte (SN).
- Existe una amplificación en las mediciones verticales de la zona central de la cubierta debido a la vibración vertical de la cúpula principal y amplificaciones en las mediciones E-W en la zona Oeste de la cubierta por el movimiento de la fachada Oeste que vibra parcialmente desligada al templo. La vibración local de la cúpula y de la fachada Oeste se debe a los agrietamientos que sufrió la estructura como consecuencia de los asentamientos diferenciales. Estas amplificaciones se detectaron desde los primeros estudios del comportamiento dinámico de la Catedral (Rivera, 2000; Orozco, 2005) y continúan presentes en la estructura a pesar de que las grietas han sido reparadas. Sin embargo, gracias a las reparaciones, la amplificación ha sido menor.



- Las diferencias de amplitud en los distintos puntos de medición demuestran que el sistema de cubierta no se comporta como un diafragma rígido en su plano. Esto es, porque las superficies que cubren las bóvedas que conforman el sistema de cubierta son grandes, el menor claro entre las columnas que soportan las bóvedas es de 10 m, aproximadamente. En los espectros de las pruebas de vibración ambiental de 1990, las amplitudes en los distintos puntos de medición de la cubierta presentaron diferencias de 40%. En las mediciones sísmicas de 1997 se detectaron diferencias de 55% pero éstas se redujeron a 10% para el año 2014. Esta disminución puede asociarse con un movimiento más uniforme en la cubierta gracias a la intensa inyección de grietas y a las reparaciones que se hicieron durante la rehabilitación.
- A través de los años, se observaron cambios en el periodo de los diferentes elementos estudiados de la Catedral. Con los análisis del último sismo estudiado se puede decir que el periodo actual de la Catedral en el terreno es  $T_{N-S}=2.37$ s y  $T_{E-W}=2.13$  s, en la cimentación  $T_{N-S}=0.63$ s,  $T_V=0.46$  s y  $T_{E-W}=0.47$ s, en la cubierta es  $T_{N-S}=0.47$  s y  $T_{E-W}=0.49$ s, en la cúpula  $T_V=0.16$  s y en el primer cuerpo de la torre Oeste es  $T_{N-S}=0.84$  s,  $T_V=0.82$  s y  $T_{E-W}=0.91$  s.
- A pesar de los cambios en el periodo y de los movimientos relativos en la cubierta, no se percibieron grandes desplazamientos en los elementos. En los resultados del sistema de monitoreo electrónico continuo, la apertura de los arcos debajo del crucero no superó 0.004 m y la inclinación de las torres no superó los 0.13 m. Por esta razón, se puede afirmar que ninguno de los sismos representó una amenaza para la estructura.
- Así como el periodo, el amortiguamiento en la Catedral también se modificó a lo largo de los años. Los mayores valores de amortiguamiento se obtuvieron al inicio del monitoreo, en 1997. En esa fecha se detectó una gran cantidad de grietas en la estructura. Durante las intervenciones geotécnicas se colocó un sistema de apuntalamiento que, al restringir el movimiento, provocó que el amortiguamiento disminuyera. Una vez que se retiró el sistema de apuntalamiento, el amortiguamiento incrementó, pero las diferencias entre el amortiguamiento  $\zeta_{N-S}$  y  $\zeta_{E-W}$  disminuyeron. Al finalizar las intervenciones geotécnicas se hizo una inyección exhaustiva de grietas, esto provocó que el amortiguamiento disminuyera desde 2003 hasta 2009. A partir del año 2009 el amortiguamiento volvió a incrementar, probablemente por la reapertura de grietas.
- El amortiguamiento de la Catedral oscila entre  $\zeta_{N-S}=5-12\%$ ,  $\zeta_V=4-13\%$  y  $\zeta_{E-W}=3-7\%$ . Estos valores son mayores a los que se detectan en estructuras modernas. Los elevados valores de amortiguamiento en la Catedral se deben a los agrietamientos en la estructura. El deslizamiento a lo largo de las grietas proporciona un incremento en la disipación de energía. Cuando las grietas se reabren aumentan su longitud y la estructura pierde rigidez lateral aumentando su periodo.
- La relación entre las amplitudes de las pruebas de vibración ambiental (1990) y las mediciones sísmicas (1997-2015) llegaron a ser  $A_{SISMO}/A_{VA}=45$  en el terreno, 12 en la cimentación, 35 en la cubierta, 231 en el primer cuerpo de la torre Oeste y 112 en el segundo cuerpo de la torre Oeste.
- Las amplitudes de las funciones de transferencia ( $FT$ ) también presentaron diferencias entre los dos métodos de medición. En la mayoría de los casos, la amplitud de las funciones de transferencia con vibración ambiental fue mayor que con las mediciones sísmicas. Esto ocurre porque gran parte de la energía sísmica es disipada por el amortiguamiento que posee la Catedral. Entonces los elevados valores de amortiguamiento producen que la amplificación del movimiento sea menor. La amplitud de la función de transferencia con vibración ambiental llegó a ser casi cuatro veces la amplitud con mediciones sísmicas ( $FT_{VA}/FT_{SISMO}=3.9$ ).



- El efecto de interacción suelo estructura (ISE) en la Catedral es benéfico porque ocasiona que la amplitud del movimiento en el terreno se reduzca al llegar a la cimentación. El efecto ISE consiste en la filtración de frecuencias mayores a 1 Hz, las cuales corresponden al movimiento de la estructura (frecuencia de la cimentación  $f=1.6-2.59$  Hz, cubierta  $f=2.03-2.57$  Hz, torre Oeste  $f=1.09-1.37$  Hz). Físicamente esto sucede porque las ondas sísmicas que viajan en el terreno blando tienen una longitud menor que las dimensiones de la estructura y de la cimentación. Con las pruebas de vibración ambiental las amplitudes en el terreno fueron 5.8 veces las de la cimentación, 1.8 veces las de la cubierta, 17.5 veces las del primer cuerpo de la torre Oeste y 3.5 veces las del segundo cuerpo de la torre. Por otro lado, con las mediciones sísmicas la amplitud del terreno fue 13 veces la de la cimentación, 2.0 la de la cubierta y 1.91 a del primer cuerpo de la torre Oeste. En las mediciones sísmicas, la amplitud del segundo cuerpo de la torre Oeste sí superó la amplitud del terreno, con una diferencia máxima de 31%.
- Con los diversos estudios realizados en la Catedral, quedó demostrado que los daños ocasionados por los hundimientos diferenciales fueron una mayor amenaza para la seguridad estructural de ésta que los sismos. El buen comportamiento sísmico de la Catedral se debe a tres razones. La primera es que el periodo de los elementos estructurales es menor al periodo del terreno blando sobre el cual está desplantada. La segunda es que los elevados valores de amortiguamiento reducen la respuesta en la estructura y la tercera es que los efectos ISE también reducen la respuesta. Además de esto, las intervenciones geotécnicas y estructurales del programa de rehabilitación brindaron mejoras en el comportamiento dinámico de la Catedral consiguiendo tener una mayor uniformidad de movimiento en el terreno, la cimentación, la cubierta y la torre.



## RECOMENDACIONES

Con los resultados presentados quedan algunas incertidumbres acerca del comportamiento dinámico de la Catedral previo al programa de rehabilitación, ya que sólo se tienen los resultados de una campaña de mediciones de vibración ambiental. Además, se ha demostrado que existen diferencias entre los periodos obtenidos con mediciones sísmicas y mediciones de carácter ambiental. También se desconoce información del comportamiento actual en los puntos que no están instrumentados. Por tal motivo, se sugiere realizar una segunda campaña de pruebas de vibración ambiental con los mismos puntos de medición de la actual red de monitoreo sísmico de la Catedral con el objetivo de verificar el periodo actual de la cimentación, el sistema de cubierta, la cúpula y la torre. Adicionalmente, se sugiere la medición en los siguientes puntos:

- Colocar aparatos en los extremos Sur y Norte de la cimentación (SS y SN), además de otros puntos en las esquinas del templo para detectar la flexibilidad de la planta. También se sugiere realizar mediciones verticales para conocer los efectos en la cimentación después de la inyección de mortero. Un procedimiento alterno puede ser realizar un levantamiento topográfico.
- También se recomienda colocar instrumentos sobre las fachadas y en los puntos cercanos al museo y el Sagrario para detectar la influencia que tienen éstos sobre el sistema de cubierta.
- Sobre la cúpula porque después de las pruebas de vibración ambiental de 1990 no se conoce su periodo horizontal y el periodo vertical fue inferido de los registros en el instrumento colocado sobre la cubierta en la estación AC.
- Medir la respuesta de la torre en las estaciones Torre Alta (TA) y Torre Baja (TB) para determinar el nivel de acoplamiento entre la cubierta y la torre.

Estos nuevos resultados se compararían con los obtenidos en las pruebas de vibración ambiental anterior y se evaluaría la evolución de las propiedades dinámicas de la Catedral. También se compararían con los resultados de los análisis de registros sísmicos para establecer las posibles diferencias.



## REFERENCIAS

- Aguilera P (2013). Catedral Metropolitana Hundimiento y rescate. *Instituto de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, ISBN: 978-607-02-4647-0, Ciudad de México. Disponible en: <http://www.iingen.unam.mx/es-mx/Publicaciones/Libros/Documents/LibroCatedral.pdf>
- Aldama BD (2009). Proceso automatizado para determinar el estado estructural en edificios instrumentados. *Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México*. Disponible en: <http://bit.ly/2c8HMa1>
- Arias A (1970). A Measure of Earthquake Intensity. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. RJ Hansen ed., MIT Press, Cambridge, USA.
- Campillo M, Gariel JC, Aki K y Sánchez-Sesma (1989). Destructive strong ground motion in Mexico city: Source, path and site effects during great 1985 Michoacán Earthquake. *Bulletin of Seismological Society of America*. Vol. 79, No. 6, pp. 1,218-1,735. Disponible en: <http://bit.ly/2cBhime>
- Carrasco FA (2009). Efecto de la duración de los terremotos en la respuesta inelástica de estructuras. *Tesis de Licenciatura, Universidad Católica de la Santísima Concepción*. Chile. Disponible en: <http://bit.ly/2c7S8at>
- Carreño E, Bravo B, Suárez A y Tordesillas JM (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. *Física de la Tierra*, No 11, pp. 81-111. Disponible en: <http://bit.ly/2bCl6ne>
- CENAM (2016). Cálculo de la Atracción Local de la Gravedad. *Centro Nacional de Meteorología*. Disponible en: <http://www.cenam.mx/fyp/gravedad.html>
- CENAPRED (1999). Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras. *Centro Nacional de Prevención de Desastres y Agencia de Cooperación Internacional de Japón*. Disponible en: <http://bit.ly/2cCdCPv>
- Clemente-Chávez A, Zúñiga FR, Lermo J, Figueroa-Soto A, Valdés C, Montiel M, Chávez O y Arroyo M (2014). On the behavior of site effects in central Mexico (the Mexican volcanic belt- MVB), based on records of shallow earthquakes that occurred in the zone between 1998 and 2011. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. No. 14, pp.1391-1406. Disponible en: <http://bit.ly/2ceg4vR>
- Clough RW y Penzien J (1995). Dynamics of Structures. *Computer & Structures Inc*. 3th edition, Berkeley California, United States.
- Chopra AK (1995). Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering, *Prentice Hall*, Upper Saddle River, New Jersey, United States.
- CIRES (1991). Estudios sismográficos con base en mediciones de aparatos digitales acelerográficos en la Catedral Metropolitana. Informe Técnico. *Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C. Fundación Javier Barros Sierra, A.C.* México.



- Cooley JW y Tukey JW (1965). An Algorithm for the Machine Computation of Complex Fourier Series. *Mathematics of Computations*, No 19, Instituto Geográfico Nacional, pp. 297-301. Disponible en: <http://bit.ly/2bgjlsy>
- Córdoba F, Iglesias A, Singh SK, Spica Z, Legrand D (2014). Tomografía de velocidad de grupo de Ondas Rayleigh para el oriente de México y el Istmo de Tehuantepec. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*. Vol. 66, No. 3, pp. 441-457. Disponible en: <http://bit.ly/2d4eZHy>
- DGSMPC (1989). Estudio de las cimentaciones de la Catedral y el Sagrario metropolitanos de la Ciudad de México, Informe técnico. *Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural*, México.
- Durán R, Ordaz M y Meli R (1997). Respuesta sísmica de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México.
- Flores-Estrella H, Yussim S, Lomnitz C (2007). Seismic response of the Mexico City Basin: A review of twenty years of research. *Natural Hazards*. No. 40 pp. 357-372. Disponible en: <http://bit.ly/2cpP7nL>
- Franco SI, Cárdenas-Monroy C, Quezada-Reyes A, Valdés-González C, Jiménez-Cruz C, Rodríguez-Abreu LE, Ortiz-Castro J (2007). Reporte preliminar del sismo del 13 de abril de 2007, Guerrero, México. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*. Tomo LIX, No. 1, pp. 71-81. Disponible en: <http://bit.ly/2cz34IK>
- Furumura T y Kennett BLN (1998). On the nature of regional seismic phases III. The influence of crustal heterogeneity on the wavefield for subduction earthquakes: the 1985 Michoacan and 1995 Copala, Guerrero, Mexico earthquakes. *Geophysical Journal International*. Vol. 135, pp. 1,060–1,084. Disponible en: <http://bit.ly/2dqFR67>
- Furumura T y Singh SK (2002). Regional wave propagation from Mexican Subduction Zone earthquakes: the attenuation functions for interplate and inslab events. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 92, No. 6, pp. 2110-2125. Disponible en: <http://bit.ly/2cH0H19>
- García D, Singh SK, Herráiz M, Ordaz M y Pacheco JF (2005). Inslab Earthquakes of Central Mexico: Peak Ground-Motion parameters and response spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 95, No. 6, pp. 2272-2282. Disponible en: <http://bit.ly/2ciFSbX>
- García D (2007). Estimación de parámetros del movimiento fuerte del suelo para terremotos Interplaca e Intraslab en México Central. *Tesis de Doctorado, Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Físicas*. España. Disponible en: <http://eprints.ucm.es/7387/1/T29200.pdf>
- García-Reyes LE (1998). Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. *Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil*, Bogotá, Colombia. Disponible en: <http://bit.ly/2al5D4T>
- Gómez D (2011). Identificación de rasgos tectónicos mediante la emisión de dióxido de carbono en suelos del campo volcánico de Chichinautzin. *Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México*. pp. 15-22 Disponible en: <http://bit.ly/2czrl6x>



- Gurler ED, Nakamura Y, Saita J, y Sato T (2000). Local Site Effects of Mexico City Based on Microtremor Measurement. *6th International Conference on Seismic Zonation (6ICSZ)*, November 12-15, Palm Springs Riviera Resort, California, USA. Disponible en: <http://bit.ly/2cu5vTb>
- Henao D (2013). Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral. *Tesis de Maestría, Universidad EAFIT, Departamento de Ingeniería Civil*. Medellín, Colombia. Disponible en: <http://bit.ly/2bcOiLS>
- Hjörleifsdóttir V (2013). Análisis de registros sísmicos, Tema 3.8 Fases sísmicas. *Cursos de Geofísica 2013-I, UNAM*. Disponible en: <http://bit.ly/2cxoWJH>
- Husid R (1973). Terremotos: análisis espectral y características de acelerogramas como base del diseño sísmico. Earthquakes: spectral analysis and characteristics of accelerograms as a basis of earthquake-resistant design. *Editorial Andrés Bello*. pp. 15-40 Santiago, Chile. Disponible en: <http://bit.ly/2c8uwqo>
- ICOMOS (1964). Carta Internacional sobre la Conservación y la Restauración de Monumentos y Sitios (Carta de Venecia 1964). *II Congreso Internacional de Arquitectos y Técnicos de Monumentos Históricos*, International Council on Monuments and Sites, Venecia, Italia. Disponible en: [http://www.icomos.org/charters/venice\\_sp.pdf](http://www.icomos.org/charters/venice_sp.pdf)
- INAH (1972). Reglamento de la Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas. *Diario Oficial de la Federación*. México. Disponible en: [http://www.inah.gob.mx/Transparencia/Archivos/207\\_regla\\_ley\\_fed\\_mntos\\_zon\\_arq.pdf](http://www.inah.gob.mx/Transparencia/Archivos/207_regla_ley_fed_mntos_zon_arq.pdf)
- INC (2007). Documentos Fundamentales para el Patrimonio Cultural. Textos internacionales para su recuperación, repatriación, conservación, protección y difusión. *Instituto Nacional de Cultura del Perú*, Lima, Perú. Disponible en: <http://bit.ly/1W3I4IB>
- Kostoglodov V y Pacheco JF (1999). Cien Años de Sismicidad en México. Catálogo de Sismos Moderados y Grandes Ocurredos en México durante el Siglo XX. *Poster del Instituto de Geofísica*. Disponible en: <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>
- López LF (2004). Recimentación de la Catedral Metropolitana. *Tesis de Licenciatura, Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura*. Disponible en: <http://tesis.ipn.mx/handle/123456789/1212>
- Meli R y Sánchez AR (2001). La rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. *Revista Digital Universitaria*. Disponible en: <http://www.revista.unam.mx/vol.2/num2/proyec1/>
- Méndez H (2014). Identificación de las propiedades dinámicas de una plataforma marina de perforación, basada en el monitoreo de vibraciones. *Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México*. Disponible en: <http://bit.ly/2bh9twO>
- Muñoz F (2000). Una Contribución a la Modelización y Virtualización Numérica de Estructuras Arquitectónicas (Una aplicación práctica a la estructura del Sagrario de la Catedral de la Ciudad de México). *Tesis de Doctorado, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España*. Disponible en: <http://upcommons.upc.edu/handle/10803/6540>



- Murià-Vila D y Alcorta (1995). Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 51, pp. 25-45. Disponible en: <http://bit.ly/2c4vfK6>
- Murià-Vila D (2007). Experiencia mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios instrumentados. *III Coloquio de Ingreso a la Academia de Ingeniería*, México. Disponible en: <http://bit.ly/1OqH5ek>
- Murià-Vila D (2014). Medición y Análisis de la respuesta dinámica de estructuras. *Clase de maestría, División de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*, Ciudad Universitaria, México.
- NTC-S (2004). Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo. *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II*, pp. 55-77
- Ordaz M y Reyes C (1999). Earthquake hazard in Mexico City: Observations versus computations. *Bulletin of Seismological Society of America*. Vol. 89, pp. 1379-1383.
- Ordaz M y Singh SK (1992). Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City. *Bulletin of Seismological Society of America*. Vol. 82, No. 1, pp. 24-43. Disponible en: <http://bit.ly/2cA8o3w>
- Ordaz M, Castellanos F y Zapata A (2005). Manual del uso del programa Degtra A4. *Instituto de Ingeniería*. Universidad Nacional Autónoma de México. Disponible en: <http://bit.ly/2bgdOGk>
- Ordaz M y Montoya C (2014). Degtra versión 9.3.2. *Instituto de Ingeniería*. Programa de análisis de señales, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Orosco L y Villegas A (2008). Potencial destructivo de sismos (segunda parte). *Universidad Católica de Salta, cuadernos de la Facultad, No. 3*. Argentina. Disponible en: <http://bit.ly/2cG77MN>
- Orozco B (2005). Catedral Metropolitana de la ciudad de México: comparación entre la respuesta sísmica registrada y la obtenida de un modelo analítico. *Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México*. Disponible en: <http://132.248.9.195/ptb2005/01159/0345608/Index.html>
- Ovando E y Santoyo E (2001). Underexcavation for leveling buildings in Mexico City: Case of the Metropolitan Cathedral and the Sagrario Church. *Journal of Architectural Engineering*. pp. 61-70. Disponible en: <http://bit.ly/29d0S2M>
- Pardo M y Suárez G (1995). Shape of the subducted Rivera and Cocos plates in southern Mexico: Seismic and tectonic implications. *Journal of Geophysical Research*. Vol. 100, No. B7, pp 12,357-12,373. Disponible en: <http://bit.ly/2dnk6QH>
- Peña F (1993). Galería fotográfica personal.
- Peña F (1995). Comportamiento estructural de la Catedral de la ciudad de México ante hundimientos diferenciales. *Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, Escuela Nacional de Estudios Profesionales, Acatlán*. México.

- Peña F (1998). Análisis de una propuesta de refuerzo de las columnas del crucero de la Catedral de la Ciudad de México. *Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*. Disponible en: <http://bit.ly/1rqwMMh>
- Pérez SA (2003). Catedral de la ciudad de México. *Biblioteca Nacional de Antropología e Historia Acervos pieza del mes de mayo*, México. Disponible en: <http://bit.ly/22dOK1Q>
- Pérez-Yáñez C, Ramirez-Guzman L, Ruiz AL, Delgado R, Macías MA, Sandoval H, Alcántara L y Quiroz A, (2014). Strong Ground Motion Database System for the Mexican Seismic Network. *AGU Fall Meeting*. San Francisco, CA. Disponible en: <http://bit.ly/1hmrLix>
- Pinto de Oliveira MO (2008). La geotecnia en los monumentos históricos. Problemas, soluciones y teoría del arte invisible. *Tesis de maestría, División de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*. Disponible en: <http://bit.ly/1OqJbe8>
- Reinoso E (2007). Riesgo Sísmico de la Ciudad de México. *III Coloquio de Ingreso a la Academia de Ingeniería*, México. Disponible en: <http://bit.ly/2bZdmKk>
- Reinoso E y Ordaz M (1999). Spectral ratios for Mexico City from free-field recordings. *Earthquake Spectra*. No. 15, pp. 273-295. Disponible en: <http://bit.ly/2ciI8jv>
- Reyes C, Miranda E, Ordaz M y Meli R (2002). Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, enero-junio, No. 066, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Ciudad de México. Disponible en: <http://bit.ly/2eDlb7u>
- Roca L (2014). La Catedral de México con otros ojos. *Revista Bicentenario el ayer y hoy de México, Instituto Mora* No. 22, México. Disponible en: <http://bit.ly/1TF4ULs>
- Rosenblueth E, Eeri M, Ordaz M, Sánchez-Sesma FJ y Singh SK (1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Design Spectra for Mexico’s Federal District. *Earthquake Spectra*. Vol. 5, No.1. Disponible en: <http://bit.ly/2d0uzm9>
- Rosenblueth E y Arciniega A (1992). Response Spectral Ratios. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 21, pp. 483-492. Disponible en: <http://bit.ly/2f5ioIy>
- Rivera D (2000). Análisis de la respuesta sísmica registrada en la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. *Tesis de maestría, División de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México*. Disponible en: <http://132.248.9.195/pd2000/275704/Index.html>
- Rinawi AM y Clough RW (1992). Improved amplitude fitting for frequency and damping estimation. *Proceedings 10th International Modal Analysis Conference, Society for Experimental Mechanics*. pp. 893-898. Bethel, Connecticut, USA.
- Rivera D, Meli R, Sánchez R y Orozco B (2008). Evaluation of the measured seismic response of the Mexico City Cathedral. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 37 Wiley InterScience. Disponible en: <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/eqe.808/epdf>



- Sánchez AR, Meli R, Peña F, Rodríguez G (1998a). El uso de modelos de elemento finito en el Proyecto de Rehabilitación de la Catedral y el Sagrario de la Ciudad de México. *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Vol. 2, pp. 892-899, Monterrey, Nuevo León. Disponible en: [http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_10/te\\_04/ar\\_11.pdf](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_10/te_04/ar_11.pdf)
- Sánchez AR, Rivera D y Meli R (1998b). Aspectos básicos del comportamiento estructural de monumentos coloniales. *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. 1, pp. 94-103, Monterrey, Nuevo León. Disponible en: [http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_10/te\\_01/ar\\_08.pdf](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_10/te_01/ar_08.pdf)
- Sánchez AR, Meli R, Chávez MM, (2015). Structural Monitoring of the Mexico City Cathedral (1990-2014). *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis and Restoration Volume 10, Issue 2-3*, ISSN 1558-3058. Disponible en: <http://bit.ly/293QhWt>
- Sánchez AR, Meli R, Chávez MM, Basurto B (2015). Análisis de los resultados del monitoreo estructural de la Catedral Metropolitana (1990-2014). *Memorias del XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica “Resiliencia de las estructuras a 30 años del sismo de 1985*, Acapulco, Guerrero.
- Santoyo E y Ovando E (2002). Paralelismo entre la Torre de Pisa y la Catedral de México. *International Workshop ISSMGE-Technical Committee TC36 Foundation Engineering in difficult soft soil conditions*, TGC México. Disponible en: <http://tgc.com.mx/tgc/wp-content/uploads/2013/11/PISACATEDRAL.pdf>
- Santoyo E y Ovando E (2008). Catedral y sagrario de la ciudad de México: Corrección geométrica y endurecimiento del subsuelo 1989-2002. *TGC México*. Resumen del informe geotécnico final de los trabajos realizados en el subsuelo de la Catedral metropolitana, México. Disponible en: <http://tgc.com.mx/tgc/wp-content/uploads/2013/12/Catedral2.pdf>
- Shapiro NM, Olsen KB Y Shri SK (2002). On the duration of seismic motion incident onto the Valley of Mexico for subduction zone earthquakes. *Geophysical Journal International*. Vol. 151, pp. 501-510. Disponible en: <http://bit.ly/2cBv9VN>
- Singh SK, Lermo J, Domínguez T, Ordaz, Espinoza JM, Mena E y Quaas R (1988). A study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site (CU). *Earthquake Spectra*, Vol. 4, pp. 653-673.
- Singh SK, Pérez-Campos X, Espíndola, VH, Cruz-Atienza VM e Iglesias A (2014). Intraslab earthquake of 16 June 2013 ( $M_w$  5.9), one of the closest such events to Mexico City. *Seismological Research Letters*. Vol. 85, No. 2, pp. 268–277. Disponible en: <http://bit.ly/2d331iN>
- Singh SK, Ordaz M, Pérez-Campos X e Iglesias A (2015). Intraslab versus Interplate Earthquakes as Recorded in Mexico City: Implications for Seismic Hazard. *Earthquake Spectra*. Vol. 31, No. 2, pp. 795-812. Disponible en: <http://bit.ly/2cPU5tZ>
- SSN (2016). Magnitud de un sismo. *Divulgación del Servicio Sismológico Nacional*. Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México. Disponible en: <http://bit.ly/2cyZS90>
- Suteau AM y JH Whitcomb (1979). A local earthquake coda magnitude and its relation to duration, moment  $M_0$ , and local Richter magnitude  $M_L$ . *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 69, No. 2, pp. 353-368. Disponible en: <http://bit.ly/2czziSb>



- Tamez E, Santoyo E, Meli R, Sánchez R, López Carmona F, Gutiérrez E, Prieto H, Díaz Padilla J, Zaldívar S (1995). Catedral Metropolitana: corrección geométrica. *Asociación Amigos de la Catedral Metropolitana de México, A.C*, Informe Técnico, México.
- Thorby D (2008). *Structural Dynamics and Vibration in Practice. An Engineering Handbook*. Butterworth-Heinemann, Elsevier, ISBN: 978-0-7506-8002-8, Oxford, United Kingdom. Disponible en: <http://bit.ly/2bJeYWv>
- Torres M, Almora D, Vázquez E, Alcántara L, Vázquez R, Castro G, Velasco JM, Delgado R y Macías MA (2003). Instalación de un sistema de acopladores ópticos en la red sísmica de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México. *SOMI XVIII Congreso de Instrumentación Didáctica MMCI844*, México.
- Trifunac MD y Brady G (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 65, No. 3, pp. 581-626. Disponible en: <http://bit.ly/2cqmeFR>
- UNESCO (1972). Convención sobre la protección del patrimonio mundial, cultural y natural. 17<sup>a</sup> Reunión de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura, París, Francia. Disponible en: <http://whc.unesco.org/archive/convention-es.pdf>
- Villalobos J (2012). Los 100 Sitios y Monumentos más importantes del Centro Histórico de la ciudad de México. *ICOMOS México, Gobierno de la Ciudad de México y Dirección General de Cultura*. Disponible en: [http://centro.paot.org.mx/documentos/gdf/sitios\\_monumentos.pdf](http://centro.paot.org.mx/documentos/gdf/sitios_monumentos.pdf)
- Zavalza Y (2000). Análisis estructural del Retablo de los Reyes de la Catedral de México. *Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*, México. Disponible en: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/2447>