



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL PUENTE MARGA
MARGA SOMETIDO AL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA
INGENIERÍA, MENCIÓN INGENIERÍA SÍSMICA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

BRAIAN MAURICIO VENEGAS BRAVO

**PROFESOR GUÍA:
MAURICIO SARRAZIN ARELLANO**

**PROFESOR CO-GUÍA:
MARÍA OFELIA MORONI YADLIN**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
PEDRO ASTABURUAGA GUTIERREZ
HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL**

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por la beca de CONICYT de Magíster Nacional

**SANTIAGO DE CHILE
MAYO 2013**

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO
DE: Ingeniero Civil y Grado de Magíster en Ciencias de la
Ingeniería, mención Ingeniería Sísmica
POR: Braian Mauricio Venegas Bravo
FECHA: 14/05/2013
PROFESOR GUÍA: Mauricio Sarrazin Arellano

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL PUENTE MARGA MARGA SOMETIDO AL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

La presente tesis de magister tuvo como objetivo analizar el comportamiento dinámico del puente Marga Marga, ubicado en Viña del Mar V región, durante el terremoto del Maule ocurrido el 27 de febrero de 2010 y sus principales réplicas. Con dicho fin, se analizan los registros de aceleraciones obtenidos por una red de 24 acelerómetros distribuidos en la estructura y valle del estero Marga Marga.

Durante el sismo del 27/02/2010, los periodos fundamentales del puente varían entre 2.38 a 2.50 s y 2.17 a 2.38 s, con un amortiguamiento de 10.7 y 13.4% del amortiguamiento crítico, en dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Estas propiedades fueron determinadas usando los registros de los sensores ubicados en el tablero. Estos períodos son mayores que los determinados para sismos moderados y cercanos a los considerados en la fase de diseño. Los periodos fundamentales del suelo fueron 0.83 y 0.95 s en dirección perpendicular y longitudinal al valle. Los desplazamientos máximos relativos del sistema de aislación, medidos sobre la cepa central, fueron de 10.9 cm (54% de deformación angular) y 15.6 cm (76.5% de deformación angular) en dirección longitudinal y transversal, respectivamente; y 5.8 cm (29% de deformación angular) sobre los estribos en dirección longitudinal.

Posteriormente, se elaboraron dos modelos de elementos finitos del puente Marga Marga con el software OpenSees. Estos difieren en que en uno las cepas se representan con elementos lineales y elásticos, y en el otro con elementos de fibra no lineal que pueden presentar disipación por ciclos de histéresis. El análisis se realizó con *input* asincrónico. Los parámetros que se usaron para calibrar los modelos son: las propiedades al corte de los elementos elastoméricos bilineales ubicados en las cepas y la dimensión de la separación longitudinal entre los estribos y el tablero (que representa las juntas de dilatación). Variando estos parámetros se realizaron numerosos análisis y se eligieron los que mostraron menor error en los desplazamientos máximos absolutos respecto de lo registrado experimentalmente.

Con los registros del 17/04/2012 se obtienen periodos fundamentales del puente de 1.75 y 1.54 s en dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Estos períodos son mayores que los obtenidos para sismos moderados similares ocurridos antes de 2010, indicando una flexibilización de la estructura post-terremoto. La deformación máxima del sistema de aislación, es de 8.3%. El modelo calibrado para el sismo principal no logra reproducir de buena forma los desplazamientos de este sismo, debido a que las incursiones de los aisladores en el rango no lineal son menores y por lo tanto la disipación de energía del modelo es insuficiente, por lo tanto debiera aumentarse el amortiguamiento modal considerado. No obstante, las frecuencias obtenidas son bastante similares a las de los registros.

Se concluye que el puente Marga Marga tiene un comportamiento muy dependiente del *input* aplicado que impide generar un modelo general que funcione para sismos de diferentes intensidades. Las acciones del terremoto del Maule se pueden considerar del orden del sismo de diseño.

A mis padres...

AGRADECIMIENTOS

Para comenzar, me gustaría agradecer a todo el cuerpo docente de la división de Estructuras-Construcción-Geotecnia del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile y en especial a los profesores María Ofelia Moroni y Mauricio Sarrazin por orientarme durante el tiempo que duró este trabajo de tesis.

Además, quiero agradecer a los estudiantes de doctorado Rodrigo Astroza y Yong Li, quienes fueron soportes fundamentales durante mi estadía corta en la Universidad de California, San Diego, tanto en el ámbito académico como personal. Al profesor Joel Conte por gestionar y facilitar mi estadía y por orientar mi trabajo en la universidad.

Por otra parte, me gustaría agradecer a todos mis amigos de universidad por compartir experiencias y hacer más grato el proceso de aprendizaje en especial a Mauricio Fuentes, Christian Gonthier, José Miguel Contreras, Pablo Heresi, Alexis Sáez, Alejandra Alfaro, Eugenia Tapia, Eric Krumm, Hermo Roa, Miguel Bravo y José Luis Caroca.

También, quiero aprovechar de agradecer a mi familia por estar haberme acompañado durante este largo camino, por sobre todo a mis padres. A mis amigos del barrio, por haber compartido conmigo muchas instancias que me han permitido crecer como persona, en especial a Constanza Bustamante, Felipe León, Giovanni Mejías y Daiana Venegas.

Finalmente, quiero agradecer a CONICYT por otorgarme la beca de Magíster Nacional, sin la cual no hubiese podido realizar este trabajo de la misma forma.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN	1-1
1.1 MOTIVACIÓN.....	1-1
1.2 OBJETIVOS	1-1
1.2.1 Objetivo Principal	1-1
1.2.2 Objetivos Secundarios.....	1-1
1.3 ALCANCE DE CADA CAPÍTULO	1-2
1.4 ANTECEDENTES	1-2
1.4.1 Antecedentes de la Estructura (Daza, 2003)	1-3
1.4.2 Antecedentes del Sistema de Aislación Sísmica (Romo, 1999; Daza, 2003)	1-10
1.4.3 Antecedentes de la Red de Acelerómetros (Daza, 2003).....	1-11
1.4.4 Antecedentes Geotécnicos (Berríos, 2003).....	1-13
CAPÍTULO 2 : ANTECEDENTES EXPERIMENTALES	2-14
2.1 INTRODUCCIÓN	2-14
2.2 REVISIÓN DE LOS REGISTROS ANTERIORES AL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010	2-14
2.2.1 Caracterización de la Estructura mediante Microvibraciones (Romo, 1999)	2-15
2.2.2 Caracterización de la Estructura mediante Sismos (Romo, 1999; Daza, 2003; Taylor, 2007).....	2-16
2.2.2.1 Caracterización de Campo Libre mediante registros de Sismos (Trigo, 2007)	2-17
2.3 REVISIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS PREVIOS	2-18
2.3.1 Modelo de Elementos Finitos Puente Marga Marga.....	2-18
2.3.1.1 Modelo de Elementos Finitos en SAP2000 (Daza, 2003).....	2-19
2.3.1.2 Modelo con Variación Espacial del Movimiento Sísmico (Taylor, 2007).....	2-20
2.3.2 Modelo de Elementos Finitos del Valle (Trigo, 2007)	2-24
CAPÍTULO 3 : ANÁLISIS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL PUENTE MARGA MARGA.....	3-27
3.1 INTRODUCCIÓN	3-27
3.2 ANÁLISIS DEL EVENTO DEL 27/02/2010	3-27
3.2.1 Análisis de Registros de Aceleración.....	3-27
3.2.2 Análisis de Registros mediante Espectro de Potencia y Función de Transferencia.	3-34
3.2.3 Análisis de Respuesta mediante Espectrograma	3-54
3.2.4 Espectros de Respuesta Aceleración.....	3-56
3.2.5 Análisis de Registros de Desplazamientos.....	3-57
3.2.5.1 Análisis Desplazamientos Relativos del Sistema de Aislación.....	3-65
3.2.5.2 Análisis Desplazamientos Relativos del Tablero	3-68
3.3 ANÁLISIS DE LAS RÉPLICAS DEL EVENTO DEL 27/02/2010.....	3-69
3.3.1 Razón Aceleración Máxima.....	3-70
3.3.2 Propiedades Dinámicas de la Estructura	3-73

3.3.3 Análisis de Canales en Roca Estribo Sur	3-75
CAPÍTULO 4 : CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS DEL PUENTE MARGA MARGA, SISMO SINCRÓNICO.....	4-77
4.1 INTRODUCCIÓN	4-77
4.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	4-77
4.2.1 Datos Generales	4-77
4.2.2 Condiciones de Apoyo	4-79
4.2.3 Amortiguamiento Inherente	4-80
4.2.4 Elementos Rígidos	4-80
4.2.5 Cepas	4-80
4.2.5.1 Cepas Elásticas	4-80
4.2.5.2 Cepas de Fibra No Lineales.....	4-81
4.2.6 Cabezales	4-84
4.2.7 Aisladores.....	4-85
4.2.8 Vigas de Acero.....	4-90
4.2.9 Tablero de Hormigón.....	4-91
4.3 OPCIONES DE ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	4-91
4.4 CRITERIOS DE AJUSTE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS	4-93
4.5 COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS Y REGISTROS DEL TERREMOTO	4-93
4.5.1 Análisis Modal Modelos Elementos Finitos	4-93
4.5.2 Comparación Desplazamientos.....	4-95
CAPÍTULO 5 : CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS DEL PUENTE MARGA MARGA, SISMO NO SINCRÓNICO.....	5-108
5.1 INTRODUCCIÓN	5-108
5.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	5-108
5.3 OPCIONES DE ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	5-108
5.4 COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS Y REGISTROS DEL TERREMOTO ..	5-108
5.4.1 Comparación Desplazamientos.....	5-108
CAPÍTULO 6 : COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS ANTE EL SISMO 17/04/12.....	6-121
6.1 INTRODUCCIÓN	6-121
6.2 ANÁLISIS REGISTROS SÍSMICOS	6-121
6.2.1 Análisis de Registros de Aceleración.....	6-121
6.2.2 Análisis de Registros de Desplazamientos.....	6-131
6.3 RESULTADOS DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	6-136
CAPÍTULO 7 : COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	7-149
7.1 Comentarios y Conclusiones por Capítulo	7-149
7.1.1 Capítulo 3	7-149
7.1.2 Capítulos 4 y 5	7-149

7.1.3 Capítulo 6.....	7-149
7.2 Comentarios y Conclusiones Generales	7-150
BIBLIOGRAFÍA	7-152
ANEXOS	A-155
ANEXO A : GRÁFICOS RÉPLICAS	A-155
A.1 Réplica 27/02/10-2.....	A-155
A.2 Réplica 03/03/10-6.....	A-158
A.3 Réplica 03/03/10-7.....	A-161
A.4 Réplica 11/03/10-6.....	A-164
A.5 Réplica 11/03/10-7.....	A-167

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Dimensiones para cada cepa.....	1-5
Tabla 1.2: Dimensiones de pilotes en cada cepa.	1-8
Tabla 1.3: Dimensiones secciones vigas.	1-9
Tabla 1.4: Distribución y dirección de los sensores.	1-12
Tabla 1.5: Propiedades de suelos del valle según Berríos.....	1-13
Tabla 2.1: Razones de aceleración máxima registros previos al terremoto del 27/02/10.	2-15
Tabla 2.2: Resumen frecuencias predominantes microvibraciones diurnas 25/01/99.....	2-15
Tabla 2.3: Resumen frecuencias predominantes microvibraciones nocturnas 13/03/99.....	2-16
Tabla 2.4: Resumen frecuencias predominantes sismo 29/10/98.....	2-16
Tabla 2.5: Resumen frecuencias predominantes sismo 24/07/01.....	2-17
Tabla 2.6: Resumen frecuencias predominantes sismo 20/06/06.....	2-17
Tabla 2.7: Frecuencias dominantes en campo libre valle.....	2-17
Tabla 2.8: Frecuencias dominantes en campo libre roca estribo sur.....	2-18
Tabla 2.9: Comparación aceleraciones máximas.	2-20
Tabla 2.10: Rigidez aisladores.	2-21
Tabla 2.11: Comparación aceleraciones máximas y correlación, caso I.....	2-22
Tabla 2.12: Comparación aceleraciones máximas y correlación, caso II.....	2-22
Tabla 2.13: Comparación aceleraciones máximas y correlación, caso III.	2-23
Tabla 2.14: Comparación desplazamientos máximos y correlación, caso II.....	2-23
Tabla 2.15: Rigidez traslacional equivalente para cada cepa.	2-26
Tabla 2.16: Rigidez rotacional equivalente para todas las cepas.	2-26
Tabla 3.1: Aceleraciones máximas registradas el 27/02/10.	3-34
Tabla 3.2: Tiempo en que IA alcanza el 5 y el 95% del total.....	3-35
Tabla 3.3: Resumen propiedades dinámicas, registro completo, terremoto 27/02/10.....	3-53
Tabla 3.4: Resumen propiedades dinámicas por intervalo de tiempo, terremoto 27/02/10.	3-54
Tabla 3.5: Desplazamiento máximo por canales.....	3-61
Tabla 3.6: Resumen desplazamientos relativos máximos sistema de aislación.	3-68
Tabla 3.7: Aceleración máxima réplicas terremoto del Maule.....	3-70
Tabla 3.8: Razones de aceleración máxima terremoto del Maule y réplicas.	3-71
Tabla 3.9: Resumen propiedades dinámicas fundamentales del puente.....	3-74
Tabla 4.1: Propiedades material <i>ElasticPPGap</i>	4-80
Tabla 4.2: Propiedades elementos rígidos.....	4-80
Tabla 4.3: Propiedades cepa elástica.....	4-81
Tabla 4.4: Dimensiones suple 24 y 25 en cepas.....	4-82
Tabla 4.5: Propiedades hormigón armado.....	4-83
Tabla 4.6: Propiedades aisladores estribo sur.....	4-86
Tabla 4.7: Propiedades aisladores estribo norte.	4-86
Tabla 4.8: Propiedades aisladores cepas.....	4-86
Tabla 4.9: Propiedades vigas de acero.....	4-90
Tabla 4.10: Propiedades tablero.	4-91
Tabla 4.11: Opciones de análisis estático.....	4-91
Tabla 4.12: <i>Input</i> análisis sincrónico.....	4-92
Tabla 4.13: Opciones de análisis en el tiempo.	4-92
Tabla 4.14: Opciones de análisis en caso de no convergencia.	4-93
Tabla 4.15: Participacion modal modo 1 y 2.....	4-94
Tabla 4.16: Participacion modal modo 1 y 2, modelo G+V.....	4-94

Tabla 4.17: Comparación desplazamientos máximos y correlación.	4-107
Tabla 5.1: <i>Input</i> análisis no sincrónico.	5-108
Tabla 5.2: Comparación desplazamientos máximos y correlación.	5-120
Tabla 6.1: Resumen propiedades dinámicas, sismo del 17/04/12.	6-131
Tabla 6.2: Resumen desplazamientos máximos sistema de aislación.	6-136
Tabla 6.3: <i>Input</i> análisis no sincrónico.	6-137
Tabla 6.4: Comparación desplazamientos máximos y correlación, <i>input</i> no sincrónico.	6-148

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Ubicación puente Marga Marga, destacado en rojo.....	1-4
Figura 1.2: Corte transversal puente Marga Marga, dimensiones en m.....	1-5
Figura 1.3: Junta de dilatación entre estribos sur y tablero.....	1-5
Figura 1.4: Puente Marga Marga.....	1-6
Figura 1.5: Corte longitudinal del puente Marga Marga, distancias en m.....	1-7
Figura 1.6: Corte cepa, distancias en cm.....	1-8
Figura 1.7: Corte transversal y vista en planta pilotes, dimensiones en m.....	1-8
Figura 1.8: Detalle sección vigas, dimensiones en mm.....	1-9
Figura 1.9: Distribución vigas de acero, dimensiones en m.....	1-10
Figura 1.10: Aislador elastomérico en estribo sur.....	1-11
Figura 1.11: Esquema aisladores elastoméricos en cepas, distancias en mm.....	1-11
Figura 1.12: Distribución acelerómetros en el puente, distancias en m.....	1-12
Figura 1.13: Perfil de suelo, Berríos.....	1-13
Figura 2.1: Modelo puente Marga Marga SAP2000.....	2-21
Figura 2.2: Vista en planta y tridimensional del modelo “Romboide”, Trigo.....	2-24
Figura 2.3: Vista en planta y tridimensional del modelo “Trapecio Isósceles”, Trigo.....	2-25
Figura 3.1: Registro aceleración longitudinal no filtrada, terremoto 27/02/10.....	3-28
Figura 3.2: Registro aceleración transversal no filtrada, terremoto 27/02/10.....	3-29
Figura 3.3: Registro aceleración vertical no filtrada, terremoto 27/02/10.....	3-30
Figura 3.4: Registro aceleración longitudinal filtrada, terremoto 27/02/10.....	3-31
Figura 3.5: Registro aceleración transversal filtrada, terremoto 27/02/10.....	3-32
Figura 3.6: Registro aceleración vertical filtrada, terremoto 27/02/10.....	3-33
Figura 3.7: Intensidad de Arias canales en campo libre valle, terremoto 27/02/10.....	3-35
Figura 3.8: $ FFT ^2$ longitudinal, registro completo, terremoto 27/02/10.....	3-37
Figura 3.9: $ FFT ^2$ longitudinal absoluto, desde 0 a 50.4 s, terremoto 27/02/10.....	3-38
Figura 3.10: $ FFT ^2$ longitudinal absoluto, desde 50.4 a 84.8 s, terremoto 27/02/10.....	3-39
Figura 3.11: $ FFT ^2$ longitudinal absoluto, desde 84.8 a 170 s, terremoto 27/02/10.....	3-40
Figura 3.12: Función de Transferencia longitudinal, registro completo, terremoto 27/02/10...	3-41
Figura 3.13: $ FFT ^2$ transversal, registro completo, terremoto 27/02/10.....	3-43
Figura 3.14: $ FFT ^2$ transversal absoluto, desde 0 a 50.4 s, terremoto 27/02/10.....	3-44
Figura 3.15: $ FFT ^2$ transversal absoluto, desde 50.4 a 84.8 s, terremoto 27/02/10.....	3-45
Figura 3.16: $ FFT ^2$ transversal absoluto, desde 84.8 a 170 s, terremoto 27/02/10.....	3-46
Figura 3.17: Función de Transferencia transversal, registro completo, terremoto 27/02/10.....	3-47
Figura 3.18: $ FFT ^2$ vertical, registro completo, terremoto 27/02/10.....	3-48
Figura 3.19: $ FFT ^2$ vertical absoluto, desde 0 a 50.4 s, terremoto 27/02/10.....	3-49
Figura 3.20: $ FFT ^2$ vertical absoluto, desde 50.4 a 84.8 s, terremoto 27/02/10.....	3-50
Figura 3.21: $ FFT ^2$ vertical absoluto, desde 84.8 a 170 s, terremoto 27/02/10.....	3-51
Figura 3.22: Función de Transferencia vertical, registro completo, terremoto 27/02/10.....	3-52
Figura 3.23: Espectrograma dirección longitudinal, terremoto 27/02/10.....	3-55
Figura 3.24: Espectrograma dirección transversal, terremoto 27/02/10.....	3-56
Figura 3.25: Comparación espectros de respuesta suelo terremoto del Maule y espectros de diseño.....	3-57
Figura 3.26: Registro desplazamiento longitudinal, terremoto 27/02/10.....	3-58
Figura 3.27: Registro desplazamiento transversal, terremoto 27/02/10.....	3-59
Figura 3.28: Registro desplazamiento vertical, terremoto 27/02/10.....	3-60
Figura 3.29: Desplazamiento relativo longitudinal base cepa 4 y valle.....	3-61
Figura 3.30: Desplazamiento relativo transversal base cepa 4 y valle.....	3-62

Figura 3.31: Desplazamiento relativo vertical base cepa 4 y valle.	3-62
Figura 3.32: Desplazamiento relativo longitudinal base y top cepa 4.....	3-63
Figura 3.33: Desplazamiento relativo transversal base y top cepa 4.....	3-64
Figura 3.34: Desplazamiento relativo vertical base y top cepa 4.....	3-64
Figura 3.35: Desplazamiento relativo longitudinal sistema de aislación.	3-66
Figura 3.36: Desplazamiento relativo transversal sistema de aislación.	3-66
Figura 3.37: Desplazamiento relativo vertical sistema de aislación.....	3-66
Figura 3.38: Desplazamiento relativo longitudinal estribo sur.	3-67
Figura 3.39: Desplazamiento relativo longitudinal estribo norte.	3-67
Figura 3.40: Desplazamiento relativo longitudinal tablero.	3-68
Figura 3.41: Desplazamiento relativo vertical tablero.....	3-69
Figura 3.42: Razón $a_{m\acute{a}x}$ longitudinal.....	3-72
Figura 3.43: Razón $a_{m\acute{a}x}$ transversal.....	3-73
Figura 3.44: Razón $a_{m\acute{a}x}$ vertical.	3-73
Figura 3.45: Frecuencia modo fundamental longitudinal función de $a_{m\acute{a}x}$ suelo.....	3-74
Figura 3.46: Frecuencia modo fundamental transversal función de $a_{m\acute{a}x}$ suelo.....	3-74
Figura 3.47: Amortiguamiento modo fundamental longitudinal en función de $a_{m\acute{a}x}$ suelo.	3-75
Figura 3.48: Amortiguamiento modo fundamental transversal en función de $a_{m\acute{a}x}$ suelo.	3-75
Figura 3.49: Comparación tablero y campo libre estribo sur evento 03/03/10, longitudinal. ...	3-76
Figura 3.50: Comparación tablero y campo libre estribo sur evento 03/03/10, transversal.	3-76
Figura 4.1: Vista 3D modelo puente.....	4-77
Figura 4.2: Esquema elementos modelo puente, corte transversal.....	4-78
Figura 4.3: Esquema elementos modelo puente, vano típico.	4-78
Figura 4.4: Ejes locales y globales del modelo.	4-79
Figura 4.5: Curva fuerza vs deformación <i>ElasticPPGap</i>	4-79
Figura 4.6: Detalle enfierradura cepa.	4-81
Figura 4.7: Curva tensión vs deformación material <i>Concrete01</i>	4-82
Figura 4.8: Curva tensión vs deformación material <i>Steel01</i>	4-82
Figura 4.9: Diagrama momento-curvatura cepa eje débil.	4-83
Figura 4.10: Diagrama momento-curvatura cepa eje fuerte.	4-84
Figura 4.11: Detalle enfierradura cabezal.....	4-85
Figura 4.12: Curva fuerza vs deformación corte elemento <i>elastomericBearing</i>	4-86
Figura 4.13: Comparación ensayo y modelo, aislador estribo sur, $\gamma=40.1\%$	4-87
Figura 4.14: Comparación ensayo y modelo, aislador estribo sur, $\gamma=54.1\%$	4-87
Figura 4.15: Comparación ensayo y modelo, aislador estribo norte, $\gamma=41.2\%$	4-88
Figura 4.16: Comparación ensayo y modelo, aislador estribo norte, $\gamma=52.2\%$	4-88
Figura 4.17: Comparación ensayo y modelo, aislador cepas, $\gamma=40.2\%$	4-89
Figura 4.18: Comparación ensayo y modelo, aislador cepas, $\gamma=52.2\%$	4-89
Figura 4.19: Distribución vigas modelo puente.	4-90
Figura 4.20: Forma modal modo 1.	4-94
Figura 4.21: Forma modal modo 2.	4-95
Figura 4.22: Comparación desplazamiento top cepa 4, longitudinal.	4-97
Figura 4.23: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, longitudinal.....	4-97
Figura 4.24: Comparación desplazamiento top cepa 4, transversal.	4-98
Figura 4.25: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, transversal.....	4-98
Figura 4.26: Comparación desplazamiento top cepa 4, vertical.....	4-99
Figura 4.27: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, vertical.....	4-99
Figura 4.28: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.....	4-100

Figura 4.29: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.....	4-100
Figura 4.30: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.....	4-101
Figura 4.31: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.....	4-101
Figura 4.32: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.....	4-102
Figura 4.33: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.....	4-102
Figura 4.34: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.....	4-103
Figura 4.35: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.....	4-103
Figura 4.36: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, transversal.....	4-104
Figura 4.37: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo sur, transversal.....	4-104
Figura 4.38: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.....	4-105
Figura 4.39: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.....	4-105
Figura 4.40: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, transversal.....	4-106
Figura 4.41: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo norte, transversal.....	4-106
Figura 5.1: Comparación desplazamiento top cepa 4, longitudinal.....	5-110
Figura 5.2: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, longitudinal.....	5-110
Figura 5.3: Comparación desplazamiento top cepa 4, transversal.....	5-111
Figura 5.4: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, transversal.....	5-111
Figura 5.5: Comparación desplazamiento top cepa 4, vertical.....	5-112
Figura 5.6: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, vertical.....	5-112
Figura 5.7: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.....	5-113
Figura 5.8: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.....	5-113
Figura 5.9: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.....	5-114
Figura 5.10: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.....	5-114
Figura 5.11: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.....	5-115
Figura 5.12: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.....	5-115
Figura 5.13: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.....	5-116
Figura 5.14: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.....	5-116
Figura 5.15: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, transversal.....	5-117
Figura 5.16: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo sur, transversal.....	5-117
Figura 5.17: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.....	5-118
Figura 5.18: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.....	5-118
Figura 5.19: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, transversal.....	5-119
Figura 5.20: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo norte, transversal.....	5-119
Figura 6.1: Registro aceleración longitudinal filtrada, sismo del 17/04/12.....	6-123
Figura 6.2: Registro aceleración transversal filtrada, sismo del 17/04/12.....	6-124
Figura 6.3: Registro aceleración vertical filtrado, sismo del 17/04/12.....	6-125
Figura 6.4: $ FFT ^2$ longitudinal, sismo del 17/04/12.....	6-126
Figura 6.5: Función de Transferencia longitudinal respecto al suelo, sismo del 17/04/12.....	6-127
Figura 6.6: $ FFT ^2$ transversal, sismo del 17/04/12.....	6-128
Figura 6.7: Función de Transferencia transversal respecto al suelo, sismo del 17/04/12.....	6-129
Figura 6.8: $ FFT ^2$ vertical, sismo del 17/04/12.....	6-130
Figura 6.9: Función de Transferencia vertical respecto al suelo, sismo del 17/04/12.....	6-131
Figura 6.10: Registro desplazamiento longitudinal, sismo del 17/04/12.....	6-132
Figura 6.11: Registro desplazamiento transversal, sismo del 17/04/12.....	6-133
Figura 6.12: Registro desplazamiento vertical, sismo del 17/04/12.....	6-134
Figura 6.13: Desplazamiento relativo longitudinal base y top cepa 4.....	6-135
Figura 6.14: Desplazamiento relativo transversal base y top cepa 4.....	6-135
Figura 6.15: Desplazamiento relativo vertical base y top cepa 4.....	6-136

Figura 6.16: Comparación desplazamiento top cepa 4, longitudinal.	6-138
Figura 6.17: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, longitudinal.....	6-138
Figura 6.18: Comparación desplazamiento top cepa 4, transversal.	6-139
Figura 6.19: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, transversal.....	6-139
Figura 6.20: Comparación desplazamiento top cepa 4, vertical.....	6-140
Figura 6.21: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento top cepa 4, vertical.....	6-140
Figura 6.22: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.....	6-141
Figura 6.23: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.....	6-141
Figura 6.24: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.....	6-142
Figura 6.25: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.....	6-142
Figura 6.26: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.....	6-143
Figura 6.27: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.....	6-143
Figura 6.28: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.....	6-144
Figura 6.29: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.....	6-144
Figura 6.30: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, transversal.....	6-145
Figura 6.31: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo sur, transversal.....	6-145
Figura 6.32: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.....	6-146
Figura 6.33: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.....	6-146
Figura 6.34: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, transversal.....	6-147
Figura 6.35: Comparación $ FFT ^2$ desplazamiento tablero estribo norte, transversal.....	6-147
Figura A.1: $ FFT ^2$ longitudinal, réplica del 27/02/10-2.....	A-155
Figura A.2: $ FFT ^2$ transversal, réplica del 27/02/10-2.....	A-156
Figura A.3: $ FFT ^2$ vertical, réplica del 27/02/10-2.....	A-157
Figura A.4: $ FFT ^2$ longitudinal, réplica del 03/03/10-6.....	A-158
Figura A.5: $ FFT ^2$ transversal, réplica del 03/03/10-6.....	A-159
Figura A.6: $ FFT ^2$ vertical, réplica del 03/03/10-6.....	A-160
Figura A.7: $ FFT ^2$ longitudinal, réplica del 03/03/10-7.....	A-161
Figura A.8: $ FFT ^2$ transversal, réplica del 03/03/10-7.....	A-162
Figura A.9: $ FFT ^2$ vertical, réplica del 03/03/10-7.....	A-163
Figura A.10: $ FFT ^2$ longitudinal, réplica del 11/03/10-6.....	A-164
Figura A.11: $ FFT ^2$ transversal, réplica del 11/03/10-6.....	A-165
Figura A.12: $ FFT ^2$ vertical, réplica del 11/03/10-6.....	A-166
Figura A.13: $ FFT ^2$ longitudinal, réplica del 11/03/10-7.....	A-167
Figura A.14: $ FFT ^2$ transversal, réplica del 11/03/10-7.....	A-168
Figura A.15: $ FFT ^2$ vertical, réplica del 11/03/10-7.....	A-169

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

El puente Marga Marga es el primer puente construido con sistema de aislación sísmica en Chile (Moroni, Sarrazin & Herrera, 2011; Taylor, 2007). Cuenta con una red de 24 acelerómetros, que permite registrar la respuesta de la estructura y del campo libre para sismos de magnitud moderada a severa. El puente se encuentra emplazado en Viña del Mar sobre el estero Marga Marga, lugar donde existe una falla geológica conocida como falla Marga Marga, la cual podría ser activada durante terremotos de subducción tipo *Thrust* de gran magnitud (Thorson, 1999).

Los efectos de la variación espacial del movimiento del suelo, (Burdette et al., 2008; DerKiureghian & Keshishian, 1997; Lou & Zerva, 2005; Wang et al., 2009; Burdette & Elnashai, 2008), y de la interacción suelo-estructura (Sextos, Kappos & Mergos, 2004; Elgamal et al., 2008; Ucak et al., 2010; Tongaonkar & Jangid, 2003) deben ser considerados al momento de estudiar el comportamiento dinámico de estructuras complejas como este puente, puesto que estos factores pueden tener un importante efecto en los esfuerzos internos y en los desplazamientos de la estructura, tal como se ha demostrado en los estudios citados.

El terremoto del 27 de febrero de 2010, de magnitud M_w 8.8 (USGS, Earthquake Hazard Program, Magnitude 8.8 - OFFSHORE MAULE, CHILE, 2010), fue registrado en el puente en 21 de los 24 acelerómetros existentes, tres de los cuales se encuentran en campo libre ubicado en valle del estero Marga Marga. Siendo el primer sismo severo registrado en un puente aislado en Chile, el estudio de los registros permite aportar información valiosa acerca del desempeño de los sistemas de aislación y de la forma en que éstos deben ser modelados para el diseño de futuras estructuras. Los registros en el puente muestran grandes valores de aceleraciones en los estribos, llegando a valores sobre 1 g, mientras la aceleración máxima registrada en la estructura lejos de los estribos es de 0.64 g en dirección transversal y 0.57 g en dirección longitudinal. Pese a esto, el puente no presenta daños post terremoto.

Si bien existen trabajos que abordan el análisis de registros sísmicos y la modelación de la estructura del puente Marga Marga (Taylor, 2007; Daza, 2003; Romo, 1999), los modelos de elementos finitos realizados son limitados, pues no consideran explícitamente no linealidades de materiales, y pese a haberse realizado análisis en el tiempo no sincrónicos, éstos corresponden a sismos de intensidad moderada, por lo que no se cuenta con un modelo que caracterice la respuesta de la estructura ante un sismo comparable a los espectros de diseño. Las razones anteriormente esgrimidas hacen que la realización de esta tesis de grado sea fundamental para la comprensión del comportamiento de puentes aislados.

1.2 OBJETIVOS

A continuación se describen los objetivos principales y secundarios en este trabajo de tesis.

1.2.1 Objetivo Principal

Caracterizar el comportamiento dinámico del puente Marga Marga ante sismos de gran intensidad y reproducir el comportamiento real del puente durante el terremoto del Maule

ocurrido el 27 de febrero de 2010. Para ello se preparan dos modelos de elementos finitos del puente Marga Marga, cuyas cepas son modeladas de distinta forma: en uno se modela con elementos de fibra y en el otro con elemento elásticos.

1.2.2 Objetivos Secundarios

Hacer un análisis comparativo de la respuesta de los modelos para un sismo de intensidad moderada –sismo del 17 de abril de 2012– con la respuesta para el sismo del 27 de febrero de 2010, explicando las diferencias en el comportamiento ante cada uno de estos sismos.

1.3 ALCANCE DE CADA CAPÍTULO

Capítulo 1: Introducción

Se exponen los objetivos y la motivación de la tesis de grado. Se presentan los antecedentes del puente Marga Marga, de su sistema de aislación, de su red de acelerómetros y de su entorno en términos geotécnicos.

Capítulo 2: Antecedentes Experimentales

Se presentan los antecedentes experimentales de la respuesta del puente Marga Marga frente a sismos de intensidad moderada y microvibraciones ambientales. Además, se refiere a los modelos de elementos finitos realizados previamente.

Capítulo 3: Análisis de los Registros Sísmicos del Puente Marga Marga

Se analizan los registros obtenidos durante el terremoto mediante espectros de potencia, funciones de transferencia y espectrogramas. Se caracterizan las principales propiedades dinámicas de la estructura. Se analizan los desplazamientos de la estructura y del sistema de aislación.

Se analizan brevemente las principales réplicas del terremoto del Maule.

Capítulo 4: Calibración de los modelos de elementos finitos del puente Marga Marga, sismo sincrónico

Se resumen las propiedades y criterios usados para modelar la estructura del puente con el *software* de análisis estructural en elementos finitos OpenSees.

Se realiza un análisis modal de la estructura obteniéndose las frecuencias y formas modales principales.

Se describen las opciones de análisis en el tiempo usadas para los modelos.

Se someten los modelos de elementos finitos a un análisis en el tiempo sincrónico, usando como *input* los desplazamientos del valle registrados durante el terremoto del 27 de febrero de 2010. Se obtienen las frecuencias predominantes de los modelos de la estructura y desplazamientos.

Capítulo 5: Calibración de los modelos de elementos finitos del puente Marga Marga, sismo no sincrónico

Se resumen las propiedades y criterios usados para modelar la estructura del puente con el *software* de análisis estructural en elementos finitos OpenSees.

Se describen las opciones de análisis en el tiempo usadas para los modelos.

Se someten los modelos de elementos finitos a un análisis en el tiempo no sincrónico, usando como *input* los desplazamientos del valle y estribos registrados durante el terremoto del 27 de febrero de 2010. Se obtienen las frecuencias predominantes de los modelos de la estructura y desplazamientos.

Capítulo 6: Comparación de la respuesta de los modelos de elementos finitos ante el sismo 17/04/12

Se analizan los registros del sismo del 17 de abril de 2012 de magnitud 6.5; se caracteriza brevemente la respuesta de la estructura ante este sismo.

Se someten los modelos de elementos finitos ya calibrado a un análisis en el tiempo no sincrónico, usando como *input* los desplazamientos del valle, roca en estribo sur y estribo norte, registrados durante el sismo del 17 de abril de 2012. Se explican discrepancias entre los modelos y los datos experimentales.

Capítulo 7: Comentarios y Conclusiones

Se comenta brevemente los resultados obtenidos por capítulo.

Se dan recomendaciones sobre modelación de puentes con comportamiento no lineal.

Se dan recomendaciones sobre la instrumentación de la estructura para el estudio de su comportamiento durante sismos severos.

1.4 ANTECEDENTES

1.4.1 Antecedentes de la Estructura (Daza, 2003)

El puente Marga Marga se encuentra ubicado en Viña del Mar, V región. Este puente conecta la Ruta 68 con Viña del Mar a través de la Ruta las Palmas (Ruta 60), pasando sobre la calle Limache, la autopista Troncal Sur y el estero del mismo nombre. La Figura 1.1 muestra la ubicación del puente, el punto color amarillo indica la ubicación aproximada del campo libre ubicado en el valle del que se habla en el subcapítulo 1.4.3 (Google Maps, 2012).

El puente tiene un largo de 383 m, se encuentra orientado en dirección Noreste-Suroeste, está conformado por 8 tramos, como se muestra en las Figuras 1.4 y 1.5. Cada tramo está soportado por cepas de hormigón armado H30, cuyas alturas varían entre 23.8 y 32.1 m (Figura 1.2 y Tabla 1.1). Además, el puente cuenta con juntas de placa dentada en ambos estribos para permitir el desplazamiento longitudinal (Figura 1.3).

Las cepas están conformadas por secciones doble cajón de 10 x 2 m cuyo espesor es de 25 cm (Figura 1.6), en sus extremos poseen cabezales de 15.8 m de ancho y 2 m de altura el superior y 10.5 a 13.5 m de ancho y 1.5 a 2 m de altura el inferior. Además, las 5 cepas centrales –de la 2 a la 6– cuentan con un sistema de pilotes consistente en 10 pilotes de sección circular de 1 m de diámetro, cuya altura varía entre 14 y 32 m (Figura 1.7 y Tabla 1.2).

El tablero está formado por una losa de hormigón armado H30, de 27 cm de espesor y 18 m de ancho. El tablero es soportado por cuatro vigas continuas, separadas 4.4 m entre sí (Figura 1.2), de acero estructural de alta resistencia a la corrosión atmosférica con límite de fluencia mínimo de 3800 kg/cm² (COS-AR-COR 500 S.I.C.), de sección doble T de 2.8 m de altura y alas de ancho variable entre 30 y 80 cm (Figura 1.8 y Tabla 1.3). La distribución de las vigas de acero a lo largo del puente se muestra en la Figura 1.9; como se puede apreciar las vigas del puente tienen una distribución bastante irregular. Estas vigas descansan sobre aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento, los cuales se caracterizan en el subcapítulo 1.4.2.



Figura 1.1: Ubicación puente Marga Marga, destacado en rojo.

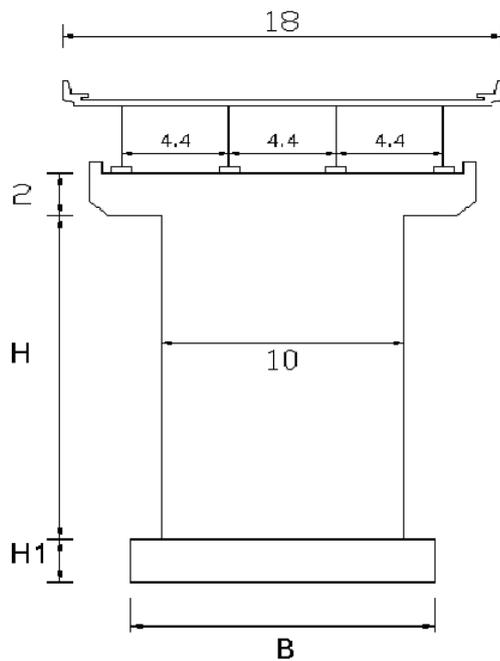


Figura 1.2: Corte transversal puente Marga Marga, dimensiones en m.

Tabla 1.1: Dimensiones para cada cepa.

Cepa	H [m]	H1 [m]	B [m]
1	21.865	1.5	10.5
2	26.317	2.0	13.5
3	27.138	2.0	13.5
4	26.260	2.0	13.5
5	26.082	2.0	13.5
6	30.154	2.0	13.5
7	30.086	1.5	10.5



Figura 1.3: Junta de dilatación entre estribo sur y tablero.



Figura 1.4: Puente Marga Marga.

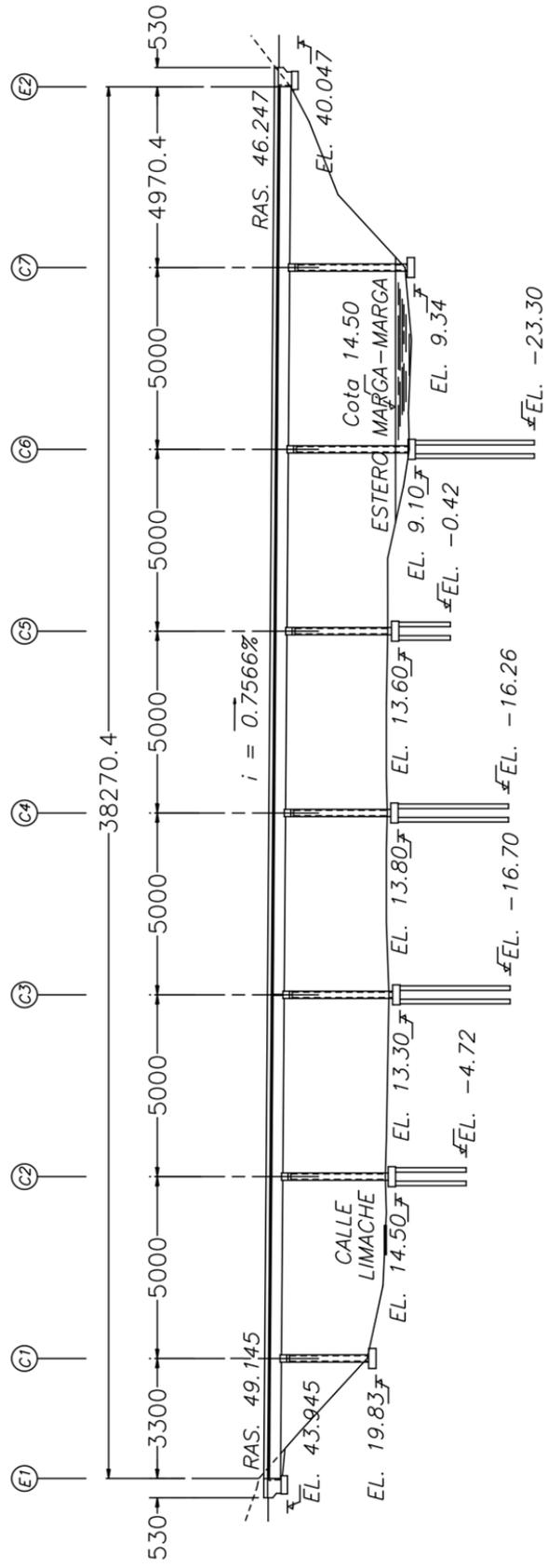


Figura 1.5: Corte longitudinal del puente Marga Marga, distancias en cm.

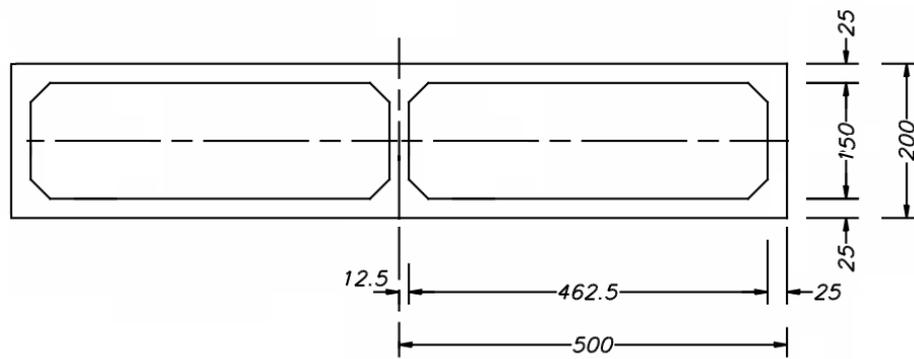


Figura 1.6: Corte cepa, dimensiones en cm.

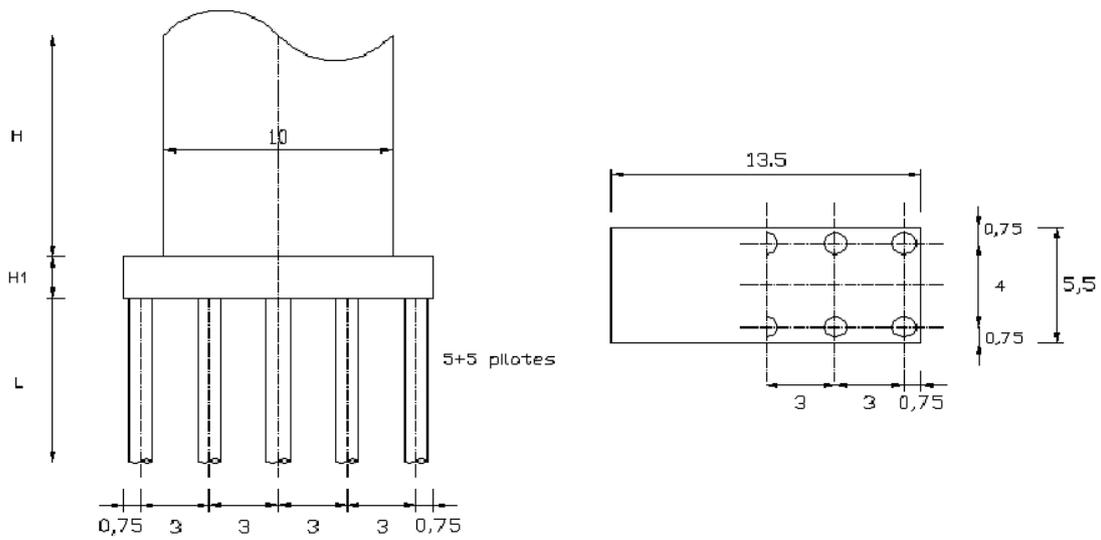


Figura 1.7: Corte transversal y vista en planta pilotes, dimensiones en m.

Tabla 1.2: Dimensiones de pilotes en cada cepa.

Cepa	L [m]	ϕ [m]
2	19.50	1
3	30.00	1
4	15.06	1
5	14.02	1
6	31.70	1

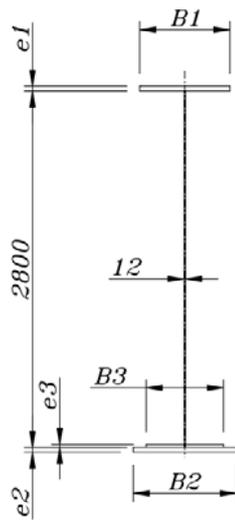


Figura 1.8: Detalle sección vigas, dimensiones en mm.

Tabla 1.3: Dimensiones secciones vigas.

Sección	B1 [mm]	e1 [mm]	B2 [mm]	e2 [mm]	B3 [mm]	e3 [mm]
A	300	16	350	25	0	0
B	400	25	400	25	0	0
C	500	32	500	32	0	0
C1	500	25	500	25	0	0
D	600	38	600	38	0	0
D1	600	32	600	32	0	0
E	400	25	500	25	0	0
F	300	16	400	25	0	0
G	700	38	700	38	0	0
H	300	16	500	25	0	0
I	550	32	600	32	0	0
J	700	38	800	38	600	25
K	600	32	700	32	0	0
L	500	25	700	32	0	0
M	400	25	700	32	0	0
N	300	16	600	25	0	0
O	300	16	500	25	0	0

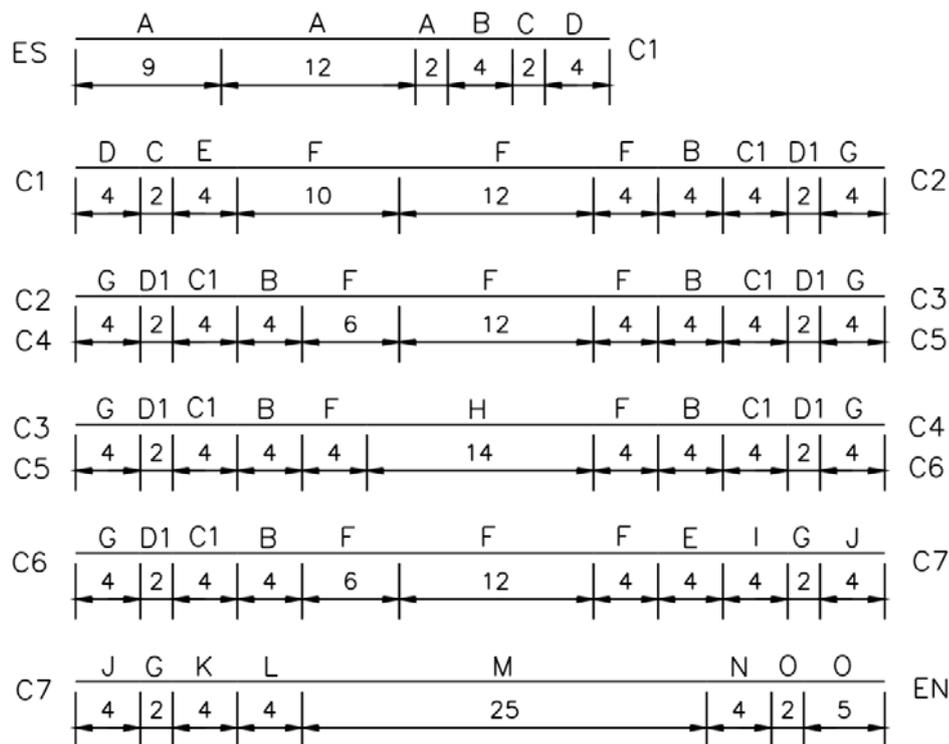


Figura 1.9: Distribución vigas de acero, dimensiones en m.

1.4.2 Antecedentes del Sistema de Aislación Sísmica (Romo, 1999; Daza, 2003)

Como se mencionó en el subcapítulo anterior, el tablero del puente es soportado por aisladores elastoméricos, que están formados por capas horizontales sucesivas de goma de alto amortiguamiento y placas de acero, además de placas de montaje como se muestra en las Figuras 1.10 y 1.11 (Boroschek, Moroni & Sarrazin, 2003).

Los sistemas de aislación tienen dos efectos diferentes en las estructuras. Uno de ellos es cambiar el periodo fundamental de la estructura, haciéndola más flexible, esto permite alejarlo de los periodos fundamentales del suelo disminuyendo la demanda de resistencia de la estructura, pero aumentando los desplazamientos en ésta. Por otra parte, los aisladores permiten aumentar el amortiguamiento con lo cual disminuyen los desplazamientos y disipan energía mediante ciclos de histéresis de la goma.

Dada la configuración de los soportes elastoméricos, éstos presentan una rigidez horizontal no lineal, dependiente de varios factores entre ellos de la deformación horizontal de la goma. Este hecho es fundamental puesto que la efectividad del sistema de aislación dependerá del nivel de deformaciones de cada aislador, presentando mayor amortiguamiento y menor rigidez a mayor deformación (Naeim & Kelly, 1999).

El puente Marga Marga cuenta con aisladores de secciones 50x50 cm (estribo sur), 50x70 cm (estribo norte) y 55x85 cm (cepas) de sección y 30 cm de altura, fabricados por la empresa Vulco S.A. Cada aislador está formado por 17 capas de goma de 12 mm de espesor y 16 placas de acero de 3 mm de espesor, los espesores de las placas extremas y de montaje son 25 y 32 mm respectivamente. La conexión superior –a la viga metálica– es soldada y la conexión inferior –al cabezal de la cepa– es apernada.



Figura 1.10: Aislador elastomérico en estribo sur.

Figura 1.11: Esquema aisladores elastoméricos en cepas, distancias en mm.

1.4.3 Antecedentes de la Red de Acelerómetros (Daza, 2003)

El puente Marga Marga cuenta con una red de acelerómetros que consta de 24 canales, entre acelerómetros Kinemetrics FBA-11 unidireccionales –un canal– y Kinemetrics FBA-23 triaxiales –tres canales en direcciones perpendiculares–. Existe un total de cinco acelerómetros triaxiales, tres de los cuales se encuentran ubicados a lo largo de la cepa 4 –cepa central–, un cuarto está en un pozo cercano a la cepa 4 en suelo y el quinto está en un pozo cerca del estribo sur en roca, los otros 9 están distribuidos como se muestra en la Figura 1.12. Además, se detalla su tipo y dirección en la Tabla 1.4, la ubicación del campo libre del valle se muestra en la Figura 1.1 mediante un punto amarillo.

La red de acelerómetros se encuentra controlada por dos computadores: Mt. Witney y ETNA, los cuales determinan la forma en que los sensores toman datos a través de factores como: el umbral de disparo que permite registrar datos y el nivel de voto de cada sensor, que es lo que permite decidir si un evento debe ser registrado o no. La frecuencia de muestreo de los canales es 200 Hz para los canales del 1 al 21 y 100 Hz para los canales 22, 23 y 24.

El canal 15 fue cambiado de transversal a vertical en julio de 2003. En marzo de 2005 el pozo del valle pasa de los canales 22, 23 y 24 a los canales 19, 20 y 21. Durante el terremoto del 27 de febrero de 2010 los canales 22, 23 y 24 no registraron datos, esos canales fueron rehabilitados en marzo de 2010.

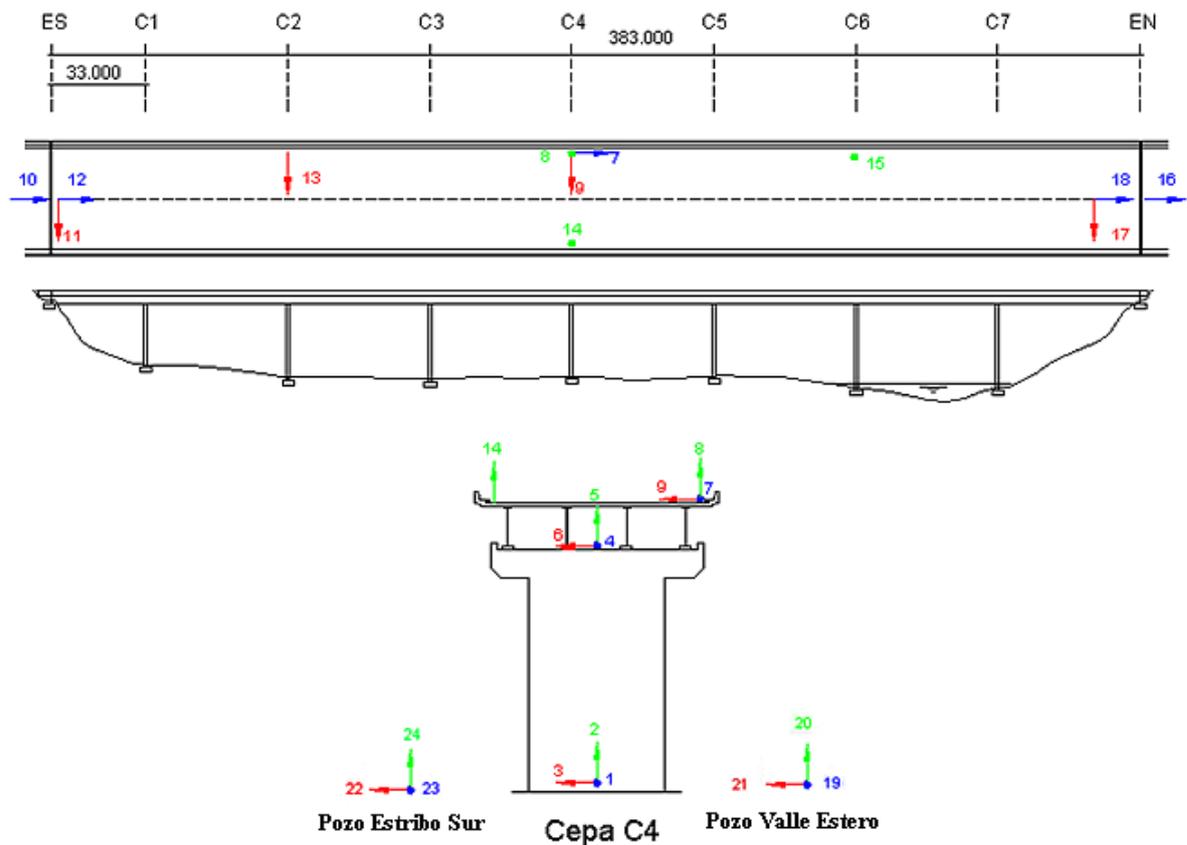


Figura 1.12: Distribución acelerómetros en el puente, distancias en m.

Tabla 1.4: Distribución y dirección de los sensores.

Canal	Tipo	Ubicación	Dirección	Canal	Tipo	Ubicación	Dirección
1	FBA-23	Pie C4	L	13	FBA-11	Losa (C2)	T
2	FBA-23	Pie C4	V	14	FBA-11	Losa (C4)	V
3	FBA-23	Pie C4	T	15	FBA-11	Losa (C6)	V
4	FBA-23	Cabezal C4	L	16	FBA-11	Estribo Norte	L
5	FBA-23	Cabezal C4	V	17	FBA-11	Tablero EN	T
6	FBA-23	Cabezal C4	T	18	FBA-11	Tablero EN	L
7	FBA-23	Losa (C4)	L	19	FBA-23	Pozo Valle	L
8	FBA-23	Losa (C4)	V	20	FBA-23	Pozo Valle	V
9	FBA-23	Losa (C4)	T	21	FBA-23	Pozo Valle	T
10	FBA-11	Estribo Sur	L	22	FBA-23	Pozo Estribo	T
11	FBA-11	Tablero ES	T	23	FBA-23	Pozo Estribo	L
12	FBA-11	Tablero ES	L	24	FBA-23	Pozo Estribo	V

1.4.4 Antecedentes Geotécnicos (Berríos, 2003)

En la Figura 1.13 se presenta el perfil de suelo generado por Berríos a partir de la información de los sondajes que se hicieron previo y durante la construcción del puente en la zona; relacionando a través de fórmulas empíricas el número de golpes del ensayo de penetración estándar (NSPT) con la velocidad de onda de corte (V_s). La Tabla 1.5 muestra las propiedades

relevantes de cada estrato, se debe notar que el suelo $V_s=300$ m/s de menor peso específico corresponde a la capa superficial.

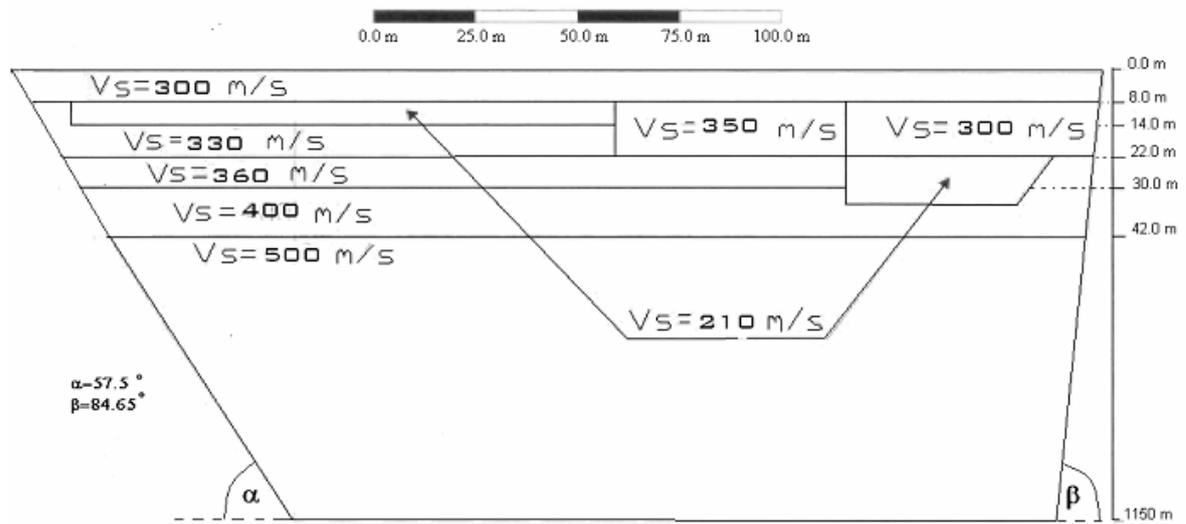


Figura 1.13: Perfil de suelo, Berríos.

Tabla 1.5: Propiedades de suelos del valle según Berríos.

V_s [m/s]	γ_s [tonf/m ³]	ν	G [tonf/m ²]	E [tonf/m ²]
210	2.0	0.44	8710	25085
300	1.8	0.30	16340	42484
300	2.0	0.44	16340	47059
330	2.0	0.44	20110	57917
350	2.0	0.44	22490	64771
360	2.0	0.44	24020	69178
400	2.0	0.44	28750	82800
500	2.0	0.44	45020	129658

CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES EXPERIMENTALES

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los principales resultados de investigaciones previamente realizadas sobre el puente Marga Marga. Estos resultados se dividen en dos partes, primero se presentan los análisis de los registros sísmicos y ambientales, y posteriormente se presentan los criterios de modelación, limitaciones y observaciones respecto a los modelos de elementos finitos realizados en los últimos años.

2.2 REVISIÓN DE LOS REGISTROS ANTERIORES AL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

A continuación, se muestra un resumen de algunas características de los registros obtenidos antes del terremoto del 27 de febrero de 2010. Como criterio de elección de los sismos se usó aceleración máxima mayor o igual 0.1 g.

La Tabla 2.1 presenta las razones de aceleración máxima para distintos pares de canales en cada dirección, los valores con asterisco corresponden a aceleración máxima en roca en estribo sur, ya que no se contaba con campo libre en el valle previo a marzo de 2005. En las direcciones horizontales se ve que la aceleración máxima sobre el tablero es menor que la aceleración máxima asociada a canales adyacentes bajo el sistema de aislación, por lo que el sistema de aislación cumple el objetivo de disminuir las solicitaciones sísmicas para sismos de intensidad moderada. En la dirección vertical ocurre lo contrario. En ambas direcciones horizontales la cepa amplifica la aceleración máxima registrada en su base, mientras que, en la dirección vertical la tendencia no es clara, aunque, los valores son en general cercanos a 1. Para un análisis más acabado sobre las razones de aceleración ver subcapítulo 3.3.1.

Tabla 2.1: Razones de aceleración máxima registros previos al terremoto del 27/02/10.

Fecha [aammdd]	981029	010506	010724	030709	050705	060210	060619	071215
Magnitud M_L	5.0	5.1	5.1	4.6	4.8	5.2	4.9	6.0
$a_{m\acute{a}x}$ valle [g]	0.06*	-	0.20*	0.12*	0.07	0.11	0.13	0.11
$a_{m\acute{a}x}$ estruc.[g]	0.16	0.13	0.23	0.09	0.10	0.10	0.18	0.18
Longitudinal								
a12/a10	0.64	0.33	0.41	0.20	0.36	0.18	0.23	-
a18/a16	0.52	0.32	0.32	0.47	0.21	0.53	0.11	-
a7/a4	0.28	0.20	0.32	0.18	0.17	0.24	0.15	0.20
a4/a1	2.33	1.71	1.74	1.79	2.38	1.79	2.13	1.83
a7/a19	-	-	-	-	0.27	0.27	0.16	0.24
Transversal								
a9/a6	0.64	0.41	0.95	0.48	0.58	0.44	0.68	0.38
a6/a3	2.87	3.06	1.53	2.99	1.90	2.05	2.49	1.98
a9/a21					0.50	0.56	0.70	0.64
Vertical								
a14/a8	1.17	1.15	0.80	0.92	0.90	0.58	0.82	1.28
[a14+a8]/2/a5	1.84	1.99	1.61	1.97	2.07	2.05	1.66	1.71
a5/a2	1.17	0.88	1.18	0.95	1.42	1.11	1.33	1.31
[a14+a8]/2/a20	-	-	-	-	0.97	1.28	0.85	1.35

2.2.1 Caracterización de la Estructura mediante Microvibraciones (Romo, 1999)

Se presentan las frecuencias obtenidas por Romo (Romo, 1999), a partir de registros de microvibraciones diurnas y nocturnas debidas al uso del puente (Tablas 2.2 y 2.3). Estos resultados se obtuvieron mediante un análisis de espectros de densidad de potencia (PSD) de los registros.

Tabla 2.2: Resumen frecuencias predominantes microvibraciones diurnas 25/01/99.

Dirección	f [Hz]
Transversal - Vertical	1.0498
Transversal	1.1841
Transversal - Longitudinal	1.4893
Transversal - Longitudinal - Vertical	1.6357
Transversal - Longitudinal - Vertical	1.8189
Cepa -Torsional	1.9043
Longitudinal - Vertical	2.0752
Cepa -Transversal	2.1484

Tabla 2.3: Resumen frecuencias predominantes microvibraciones nocturnas 13/03/99.

Dirección	f [Hz]
Transversal - Vertical	1.0498
Transversal - Longitudinal	1.1841
Transversal	1.5015
Transversal - Longitudinal - Vertical	1.6235
Transversal - Longitudinal - Vertical	1.6724
Transversal - Longitudinal - Vertical	1.8555
Cepa -Transversal - Vertical	1.9043
Cepa -Torsional	1.9531
Longitudinal - Vertical	2.0996
Transversal - Longitudinal - Vertical	2.1606

Si bien las tablas muestran un *peak* de frecuencia en 1.05 Hz, no es directo que ésta corresponda a la frecuencia natural del puente en el rango lineal, pues podría corresponder a la frecuencia natural del suelo. En cuanto a las otras frecuencias, se ve que hay *peaks* muy cercanos, algunos de éstos podrían corresponder a ruido en la señal. Además, hay poca diferencia entre las mediciones diurnas y nocturnas, por lo que el tránsito vehicular durante la medición diurna no afectó mayormente los resultados.

2.2.2 Caracterización de la Estructura mediante Sismos (Romo, 1999; Daza, 2003; Taylor, 2007)

En este subcapítulo se presentan los resultados obtenidos de analizar los registros de los sismos más importantes previo al terremoto del 27 de febrero de 2010.

En la Tabla 2.4 se muestran las frecuencias predominantes de la estructura, obtenidas por Romo (Romo, 1999) para el sismo ocurrido el 29 de octubre de 1998 de magnitud 5.0, a partir del análisis del registro completo.

Tabla 2.4: Resumen frecuencias predominantes sismo 29/10/98.

Dirección	f [Hz]
Transversal	0.96
Transversal	1.085-1.099
Transversal	1.26
Transversal	1.33
Transversal - Longitudinal	1.5-1.55
Transversal - Longitudinal	1.78-1.82

Daza (Daza, 2003) analizó el comportamiento dinámico del puente para el sismo del 24 de julio de 2001 de magnitud 5.1, de donde obtuvo las frecuencias predominantes mostradas en la Tabla 2.5. Por primera vez la primera frecuencia de la estructura corresponde a la dirección longitudinal, mientras que la frecuencia transversal disminuye del orden de 15% respecto a la medida con microvibraciones.

Tabla 2.5: Resumen frecuencias predominantes sismo 24/07/01.

Dirección	f [Hz]
Longitudinal	0.74
Transversal	0.88-0.98
Transversal	1.04-1.10
Transversal	1.21-1.27
Transversal - Longitudinal	1.35
Transversal - Longitudinal - Vertical	1.49-1.53
Transversal - Longitudinal - Vertical	2
Vertical	2.65

Taylor (Taylor, 2007) analizó el comportamiento dinámico del puente para el sismo del 20 de junio de 2006 de magnitud local 4.9, obteniendo los resultados mostrados en la Tabla 2.6. Pese a que este sismo es de magnitud mayor que los analizados por Daza, el puente presenta una frecuencia fundamental mayor, esto puede deberse al contenido de frecuencias del sismo.

Tabla 2.6: Resumen frecuencias predominantes sismo 20/06/06.

Dirección	f [Hz]
Transversal	1.02
Transversal	1.1
Transversal - Vertical	1.27
Longitudinal - Vertical	1.32
Longitudinal	1.55
Transversal	1.7
Vertical	2.25
Longitudinal - Vertical	2.7-3.0
Transversal	3.18

Comparando la magnitud y la aceleración máxima de los eventos se ve que la frecuencia fundamental tiende a disminuir a mayor aceleración pues además los aisladores se deforman más y son más flexibles. El sismo del 24 de julio de 2001 muestra un *peak* de frecuencia a 0.7 Hz en longitudinal, y cerca de 0.9 Hz en transversal. Se espera este comportamiento para un sismo de intensidad importante pues en transversal los estribos se encuentran restringidos por topes sísmicos, por lo que el puente en esta dirección será más rígido.

2.2.2.1 Caracterización de Campo Libre mediante registros de Sismos (Trigo, 2007)

Trigo (Trigo, 2007) analizó los registros de campo libre tanto en el valle como en roca en el estribo sur, obteniendo frecuencias modales fundamentales para sismos de intensidad moderada ocurridos entre los años 2005 y 2006, mediante el método de Nakamura (Nakamura, 1989). En las Tablas 2.7 y 2.8 se muestran los resultados.

Tabla 2.7: Frecuencias dominantes en campo libre valle.

Fecha	Magnitud M_L	$a_{m\acute{a}x}$ [g]	f [Hz]
09/03/05	4.4	0.018	1.30
13/03/05	5.2	0.087	1.30
14/05/05	4.9	0.035	1.20
03/06/05	4.3	0.034	1.30
14/06/05	4.9	0.063	1.20
05/07/05	4.8	0.100	1.20
01/08/05	4.3	0.019	0.80
10/08/05	4.4	0.047	1.20
17/08/05	-	0.013	1.10
03/11/05	4.6	0.009	1.20
14/12/05	5.5	0.027	1.20
27/12/05	5.0	0.063	1.20
10/02/06	5.2	0.105	1.19
20/06/06	4.9	0.175	1.09
Promedio			1.17

Tabla 2.8: Frecuencias dominantes en campo libre roca estribo sur.

Fecha	Magnitud M_L	$a_{m\acute{a}x}$ [g]	f [Hz]
01/01/06	4.8	0.060	3.985
25/01/06	4.8	0.040	4.084
10/02/06	5.2	0.105	5.08
19/02/06	5.1	0.044	4.383
21/03/06	4.3	0.034	4.981
19/04/06	4.3	0.028	4.582
20/06/06	4.9	0.175	3.85
Promedio			4.42

A partir de las tablas anteriores, se desprende que la frecuencia natural del valle está entre 1.1 y 1.2 Hz, mientras que, la de la roca en el estribo sur está entre 4 y 4.5 Hz. Es importante tenerlo en cuenta para el análisis del evento principal y así descartar *peaks* que puedan corresponder al valle o roca.

2.3 REVISIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS PREVIOS

2.3.1 Modelo de Elementos Finitos Puente Marga Marga

El puente Marga Marga ha sido modelado en varias oportunidades a lo largo de los años, partiendo con modelos muy simplificados con elementos finitos tipo *Frame* elásticos equivalentes y análisis modal de la estructura como el de Romo (Romo, 1999), hasta modelos más complejos que consideran elementos tipo *Shell* y una discretización mucho mayor de los elementos finitos, usando opciones de análisis más complejos como análisis en el tiempo no sincrónico (Taylor, 2007).

En este subcapítulo se describe brevemente los últimos modelos realizados y sus resultados cualitativos.

2.3.1.1 Modelo de Elementos Finitos en SAP2000 (Daza, 2003)

El modelo de elementos finitos realizado por Daza (Daza, 2003) se diferencia de modelos previos realizados porque en este modelo, confeccionado en SAP2000, se consideran las vigas de acero y el tablero, no como un elemento compuesto sino como elementos independientes. Además, considera el tablero como elemento plano tipo *Shell*. En este modelo todos los elementos se consideran con propiedades elástica, con excepción de los aisladores que tienen propiedades elásticas equivalentes, para lo cual se usaron elementos *NLLINK Isolator1*, calibrados con ensayos de los aisladores realizados entre 1995 y 1997 para un 5% de deformación angular, a partir de las fórmulas de Kelly (Naeim & Kelly, 1999). Se usó un amortiguamiento de 12% para los aisladores.

El modelo se calibró con el sismo del 24 de julio de 2001. El amortiguamiento modal se calibra por medio de ensayo y error, usándose 16% del amortiguamiento crítico para el primer modo. En esta etapa el canal 15 estaba en el mismo lugar que en la Figura 1.12, pero se registraba en dirección transversal, siendo cambiado a la posición actual en julio de 2003.

Para el análisis se consideraron dos casos, ambos con las bases de las cepas empotradas. El primero –caso I– considera como *input* los registros de aceleración de la base de la cepa 4 –canales 1, 2 y 3–. El segundo –caso II– considera como *input* los registros de aceleración de estribo sur –canales 10 y 11–, sin considerar componente vertical en este caso.

El caso I muestra en términos generales grandes diferencias en contenido de frecuencia en dirección longitudinal y transversal sobre el tablero, lográndose buen ajuste sólo en la frecuencia para el primer modo, pero no en amplitud espectral, en vertical el ajuste es bastante mejor. Del análisis en el tiempo se ven grandes discrepancias en magnitud y forma, sobretodo en el tablero en dirección transversal. Claramente el modelo presenta problemas para representar contenido de alta frecuencia.

El caso II muestra un mejor ajuste en cuanto a aceleración máxima en algunos canales como en el tablero sobre la cepa 4 –canales 7–, pero en forma y contenido de frecuencia no mejoran los resultados.

Se concluye que el modelo con input sincrónico difícilmente pueda ajustar de buena forma todos los registros pues en la realidad el input es variable en el espacio. Es importante notar que al considerar el amortiguamiento en el modo y en el elemento del aislador, se está sobre amortiguando el primer modo; es más razonable usar bajo amortiguamiento modal en caso de tener elementos de alta disipación de energía como aisladores o disipadores sísmicos.

La Tabla 2.9 muestra el resumen de las aceleraciones máximas absolutas y los errores respecto a la aceleración experimental obtenidos a partir de los modelos de Daza.

Tabla 2.9: Comparación aceleraciones máximas.

Canal	Sismo: 24/07/01	Registros Caso I Input: Canales 1,2 y 3		Registros Caso II Input: Canales 10 y 11	
	$ a_{m\acute{a}x} $ [cm/s ²]	$ a_{m\acute{a}x} $ [cm/s ²]	Error $ a_{m\acute{a}x} $ [%]	$ a_{m\acute{a}x} $ [cm/s ²]	Error $ a_{m\acute{a}x} $ [%]
7 (L)	37.188	28.361	23.74	37.598	1.10
9 (T)	112.680	121.49	7.82	157.720	39.97
12 (L)	51.703	26.429	48.88	19.994	61.33
13 (T)	50.365	87.306	73.35	153.142	204.06
15 (T)	110.494	82.838	25.03	132.585	19.99
18 (L)	34.011	36.786	8.16	36.469	7.23

2.3.1.2 Modelo con Variación Espacial del Movimiento Sísmico (Taylor, 2007)

El modelo de Taylor (Taylor, 2007) (Figura 2.1) corresponde al modelo de Daza modificado para realizar análisis en el tiempo no sincrónico. Esto se hace mediante el uso de masas ficticias muy grandes –10000 ton– ubicadas en los apoyos a las cuales se les aplica fuerzas variables en el tiempo, esto permite asignar el desplazamiento que se requiere en cada apoyo. Estas masas se unen a los apoyos rígidos a través de resortes muy flexibles –0.001 tonf/m–.

El modelo se calibró con el sismo del 20 de junio de 2006, usando una distorsión angular de 0.66% para obtener las propiedades de los aisladores, las cuales se presentan en la Tabla 2.10. Se considera que los aisladores se comportan linealmente con una rigidez efectiva obtenida a partir de la distorsión angular ya mencionada. Se considera un amortiguamiento modal de 5% para todos los modos.

Para el análisis se consideraron tres casos. El primero –caso I– considera como *input* los registros de aceleración del campo libre en el valle –canales 19, 20 y 21– para todas las cepas y los de campo libre en estribo sur –canales 22, 23 y 24– para ambos estribos. Los anteriores se encuentran restringidos en dirección transversal por resortes muy rígidos –1E+9 tonf/m–. El segundo –caso II– considera como *input* los registros de aceleración al pie de la cepa 4 –canales 1, 2 y 3– para las cepas 2, 3, 4 y 5; los registros en el valle –canales 19, 20 y 21– para las cepas 1, 6 y 7; los registros de los sensores 16, 23 y 24 para el estribo norte y los registros de los sensores 22, 23 y 24 para el estribo sur. Los aisladores tienen una rigidez finita y distinta en ambos estribos en dirección transversal. Lo que permite que el tablero se desplace. El tercer análisis presentado en el trabajo de Taylor –caso III– considera como *input* las mismas aceleraciones del caso II, pero además considera elementos *GAP* (SAP2000) en dirección transversal para dar cuenta de la trabazón en los estribos, los cuales sólo trabajan a compresión; la rigidez usada fue de 1E+9 tonf/m.

Es importante notar que, según cómo se define la dirección de los canales de campo libre del estribo sur, éstos se encontrarían rotados respecto a las direcciones en que realmente se encuentran, esto es, los canales 22, 23 y 24 se consideraron en direcciones longitudinal, vertical y transversal cuando en realidad están orientados en direcciones transversal, longitudinal y vertical, respectivamente.

Las Tablas 2.11, 2.12 y 2.13 muestran los resultados obtenidos para aceleraciones para los casos I, II y III respectivamente, mientras que, la Tabla 2.14 muestra los resultados en desplazamientos para el caso II que fue elegido como el que genera mejores resultados. Pese al error cometido respecto a la dirección de los canales en los estribos en el caso II, se obtiene una mejor representación de la respuesta de la estructura, aunque de todas formas los errores en los estribos son grandes.

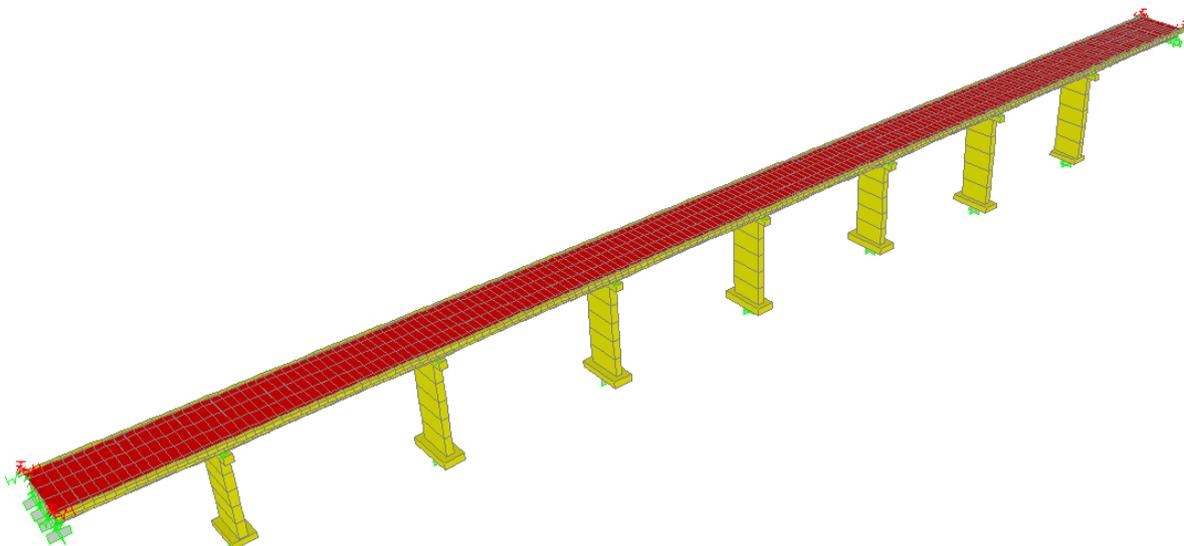


Figura 2.1: Modelo puente Marga Marga SAP2000.

Tabla 2.10: Rigidez aisladores.

Ubicación	Dirección	Rigidez Efectiva [tonf/m]	Rigidez Efectiva Rotacional [tonf·m/rad]
Cepas	Vertical	1021288	-
	Longitudinal	846.4	-
	Transversal	846.4	-
	Rot. Eje Fuerte	-	19104
	Rot. Eje Débil	-	7747
Estribo Norte	Vertical	571426	-
	Longitudinal	626.9	-
	Rot. Eje Débil	-	3550
Estribo Sur	Vertical	292127	-
	Longitudinal	441.4	-
	Rot. Eje Débil	-	1815

Tabla 2.11: Comparación aceleraciones máximas y correlación, caso I.

Canal	Sismo: 20/06/06	Registros Caso I			
	$ a_{\text{máx}} $ [cm/s ²]	$ a_{\text{máx}} $ [cm/s ²]	Error $ a_{\text{máx}} $ [%]	Correlación Aceleración	Correlación Espectral
4 (L)	116.949	203.426	73.94	0.305	0.622
5 (V)	27.458	96.763	252.40	0.120	0.264
6 (T)	99.510	206.886	107.90	0.124	0.177
7 (L)	17.531	17.941	2.34	0.171	0.131
8 (V)	49.521	127.829	158.13	0.099	0.562
9 (T)	67.231	23.849	64.53	0.254	0.639
11 (T)	171.21	57.511	66.41	0.393	0.827
12 (L)	20.833	13.958	33.00	0.131	0.282
13 (T)	45.837	33.453	27.02	0.282	0.478
14 (V)	40.695	111.935	175.06	0.081	0.331
[8+14]/2 (V)	42.306	98.812	133.56	0.129	0.452
15 (V)	150.559	115.462	23.31	0.289	0.518
17 (T)	101.698	62.822	38.23	0.059	0.562
18 (L)	18.059	14.072	22.08	0.037	0.082

Tabla 2.12: Comparación aceleraciones máximas y correlación, caso II.

Canal	Sismo: 20/06/06	Registros Caso II			
	$ a_{\text{máx}} $ [cm/s ²]	$ a_{\text{máx}} $ [cm/s ²]	Error $ a_{\text{máx}} $ [%]	Correlación Aceleración	Correlación Espectral
4 (L)	116.949	74.609	36.20	0.533	0.917
5 (V)	27.458	28.605	4.18	0.730	0.827
6 (T)	99.510	90.034	9.52	0.411	0.228
7 (L)	17.531	12.928	26.26	0.276	0.146
8 (V)	49.521	41.820	15.55	0.230	0.408
9 (T)	67.231	22.248	66.91	0.251	0.665
11 (T)	171.21	55.188	67.77	0.398	0.844
12 (L)	20.833	10.640	48.93	0.193	0.287
13 (T)	45.837	31.526	31.22	0.290	0.483
14 (V)	40.695	56.090	37.83	0.292	0.250
[8+14]/2 (V)	42.306	29.396	30.52	0.646	0.653
15 (V)	150.559	95.792	36.38	0.284	0.513
17 (T)	101.698	60.074	40.93	0.058	0.569
18 (L)	18.059	13.897	23.05	0.011	0.080

Tabla 2.13: Comparación aceleraciones máximas y correlación, caso III.

Canal	Sismo: 20/06/06	Registros Caso III			
	$ a_{\text{máx}} $ [cm/s ²]	$ a_{\text{máx}} $ [cm/s ²]	Error $ a_{\text{máx}} $ [%]	Correlación Aceleración	Correlación Espectral
4 (L)	116.949	75.41	35.52	0.530	0.919
5 (V)	27.458	28.42	3.52	0.730	0.827
6 (T)	99.510	93.35	6.20	0.437	0.247
7 (L)	17.531	10.43	40.53	0.201	0.110
8 (V)	49.521	38.47	22.32	0.221	0.415
9 (T)	67.231	15.64	76.73	0.396	0.455
11 (T)	171.21	18.16	89.39	0.122	0.313
12 (L)	20.833	13.33	36.04	0.194	0.294
13 (T)	45.837	13.32	70.93	0.133	0.147
14 (V)	40.695	55.22	35.70	0.289	0.258
[8+14]/2 (V)	42.306	29.20	30.98	0.645	0.656
15 (V)	150.559	95.95	36.27	0.283	0.520
17 (T)	101.698	20.27	80.07	0.030	0.349
18 (L)	18.059	14.51	19.65	0.031	0.075

Tabla 2.14: Comparación desplazamientos máximos y correlación, caso II.

Canal	Sismo: 20/06/06	Registros Desplazamiento Caso II		
	$ d_{\text{máx}} $ [cm]	$ d_{\text{máx}} $ [cm]	Error $ d_{\text{máx}} $ [%]	Correlación Espectral
4 (L)	0.239	0.171	29	0.90
5 (V)	0.039	0.034	13	0.99
6 (T)	0.162	0.145	10	0.58
7 (L)	0.062	0.040	35	0.44
8 (V)	0.050	0.050	0	0.75
9 (T)	0.184	0.171	7	0.60
11 (T)	0.157	0.118	25	0.70
12 (L)	0.054	0.031	43	0.42
13 (T)	0.110	0.148	34	0.68
14 (V)	0.052	0.051	1	0.60
15 (V)	0.063	0.064	2	0.36
17 (T)	0.074	0.164	120	0.16
18 (L)	0.057	0.043	24	0.32

Como era previsible, a partir de los errores previamente señalados, los modelos de Taylor no muestran buenos resultados, obteniéndose errores en el desplazamiento máximo de hasta 43% sobre el tablero en dirección longitudinal. Sólo se obtienen buenos resultados en dirección vertical y en el tablero sobre la cepa 4 en dirección transversal (canal 9).

2.3.2 Modelo de Elementos Finitos del Valle (Trigo, 2007)

A partir del perfil de Berríos (Berríos, 2003) –mostrado en el subcapítulo 1.4.4– Trigo (Trigo, 2007; Taylor et al., 2008) analizó dos modelos tridimensionales del valle donde se encuentra emplazado el puente mediante el *software* GT STRUDL. En el primero la planta tiene forma de romboide (Figura 2.2) y en el segundo la planta tiene forma de trapecio isósceles (Figura 2.3).

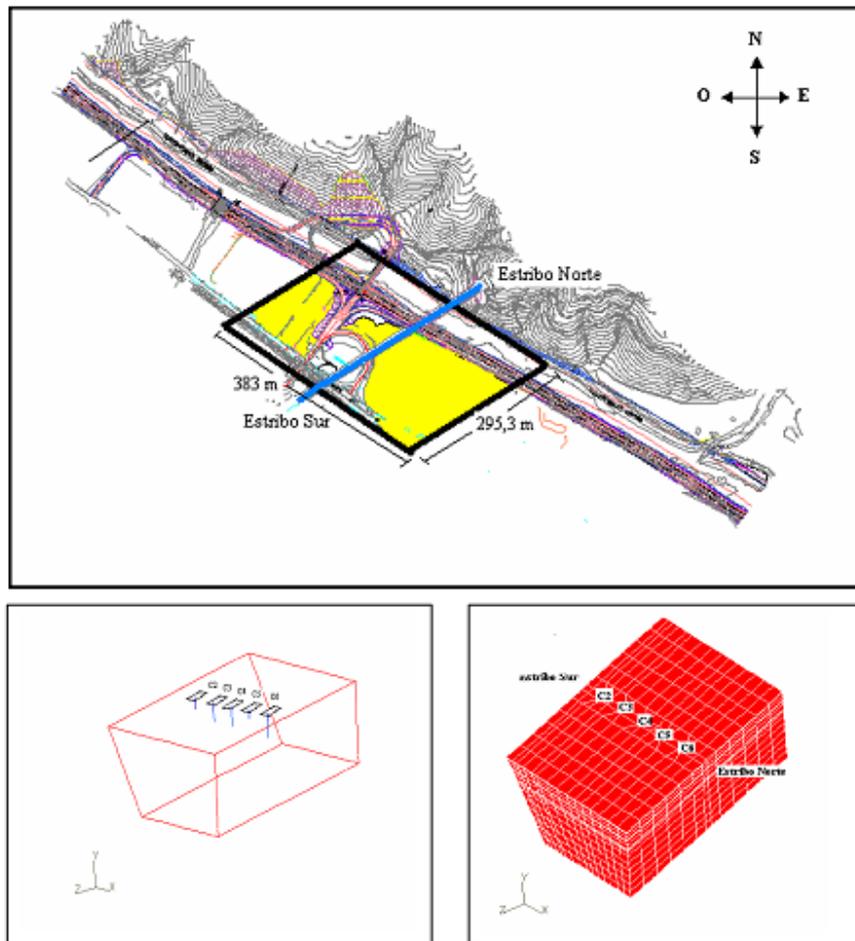


Figura 2.2: Vista en planta y tridimensional del modelo “Romboide”, Trigo.

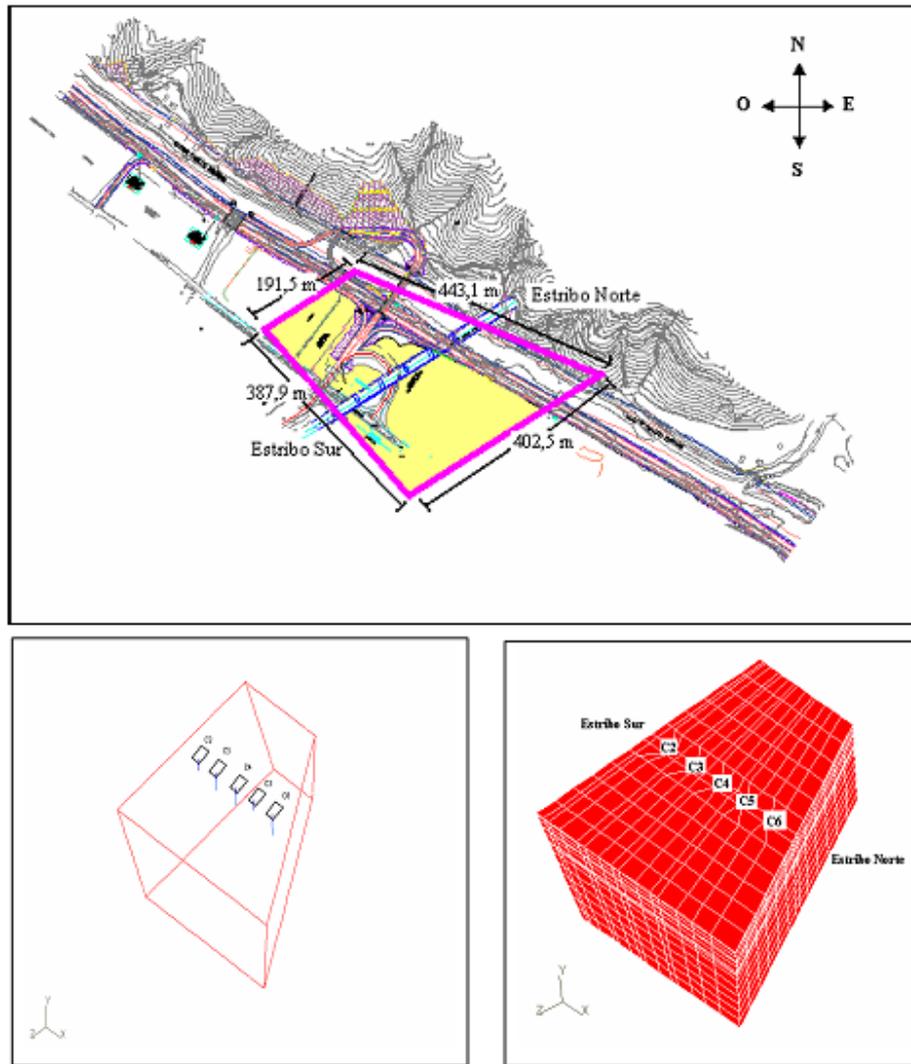


Figura 2.3: Vista en planta y tridimensional del modelo “Trapecio Isósceles”, Trigo.

Trigo (Trigo, 2007) determinó que el modelo “Romboide” representa de mejor forma el valle. Con ese modelo obtuvo la rigidez elástica equivalente para cada cepa aplicando una carga unitaria en cada cepa y dirección de análisis, restringiendo previamente las 5 caras del contorno del modelo de valle y considerando un pilote equivalente de hormigón en la posición de cada cepa (Tablas 2.15 y 2.16).

Las tablas mencionadas muestran que los apoyos de las cepas consideradas son bien modelados por resortes muy rígidos, siendo entre 1.6 y 2 veces más rígidos en dirección vertical que en horizontal para los resortes traslacionales. Como se ve en el capítulo 4.2 este antecedente se usa para modelar estos apoyos como fijos en todas las cepas.

Tabla 2.15: Rigidez traslacional equivalente para cada cepa.

Cepa	Dirección	K [tonf/m]
2	Longitudinal	1.11E+06
	Vertical	2.00E+06
	Transversal	1.00E+06
3	Longitudinal	1.11E+06
	Vertical	2.00E+06
	Transversal	1.25E+06
4	Longitudinal	1.11E+06
	Vertical	2.00E+06
	Transversal	1.11E+06
5	Longitudinal	1.25E+06
	Vertical	2.00E+06
	Transversal	1.25E+06
6	Longitudinal	1.25E+06
	Vertical	2.00E+06
	Transversal	1.25E+06

Tabla 2.16: Rigidez rotacional equivalente para todas las cepas.

Dirección	Kr [tonf·m/rad]
Longitudinal	6.75E+07
Transversal	2.75E+07

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL PUENTE MARGA MARGA

3.1 INTRODUCCIÓN

En la primera parte de esta sección se analizan en profundidad los registros obtenidos en la estructura durante el terremoto del 27 de febrero de 2010, tanto en tiempo como en frecuencia, encontrándose las principales propiedades dinámicas de la estructura. Además, se hace un análisis de los periodos fundamentales en el tiempo mediante espectrogramas. Asimismo, se analizan los desplazamientos de la estructura mediante doble integración de los registros de aceleración.

Luego, se analizan los registros de las réplicas, obteniéndose propiedades dinámicas de la estructura para los registros más importantes.

3.2 ANÁLISIS DEL EVENTO DEL 27/02/2010

El terremoto del 27 de febrero de 2010, conocido como terremoto del Maule, de magnitud M_w 8.8, es uno de los 10 terremotos de mayor magnitud registrados a la fecha en el mundo, su hipocentro se situó a 35.909° latitud Sur, 72.733° longitud Oeste y 35 km de profundidad (USGS, Earthquake Hazard Program, Magnitude 8.8 - OFFSHORE MAULE, CHILE, 2010). La intensidad del terremoto fue VI en escala de Mercalli en la zona de Viña del Mar (Servicio Sismológico, Universidad de Chile, 2012).

A continuación, se presentan todos los registros de aceleración por canal y se analizan sus amplitudes máximas, y su contenido de frecuencia a través de espectros de potencia.

3.2.1 Análisis de Registros de Aceleración

Las Figuras 3.1, 3.2 y 3.3 muestran los registros de aceleración absoluta no filtrados, en cada dirección. Los registros de las Figuras 3.4, 3.5 y 3.6, cuya frecuencia de muestreo inicial era de 200 Hz, fueron filtrados con un Butterworth de orden 4 pasabanda entre 0.2 y 20 Hz y remuestreados a 50 Hz usando criterios para filtrado de señales recomendados por Bommer (Boore & Bommer, 2005). La Tabla 3.1 muestra las aceleraciones máximas para ambos casos, se ve una reducción importante en las aceleraciones máximas mayores al filtrar los registros. Notar que los canales 10, 11 y 17 se encuentran graficados a otra escala para su mejor visualización.

Al comparar las aceleraciones máximas bajo y sobre el sistema de aislación en dirección longitudinal, se ve que ésta se redujo a prácticamente la mitad lo que muestra la eficiencia del sistema de aislación en esta dirección. Por otra parte, en dirección transversal esto no ocurre, se presume que es debido a la restricción al movimiento que el puente presenta en los estribos en esta dirección.

Los canales 10, 11 y 17 tienen aceleraciones máximas sobre 1 g, siendo estos valores son anormalmente altos. Esto puede deberse a impactos entre el tablero del puente y los estribos, producto del sistema de restricción de movimiento lateral. El resto de los registros presenta valores máximos mucho más bajos, siendo 0.64 g la aceleración máxima registrada (canal 9 dirección transversal).

Los registros del suelo del valle muestran que el movimiento horizontal (canales 19 y 21) es similar en ambas direcciones, con un máximo igual a 0.35 g, en tanto que el registro vertical (canal 20) presenta una aceleración máxima de 0.26 g.

Al comparar los canales 2 y 20 se ve una clara disminución de la aceleración en la base de la cepa respecto al valle; esto se debe probablemente a la rigidez adicional que provee el sistema de pilotes a la base de la cepa.

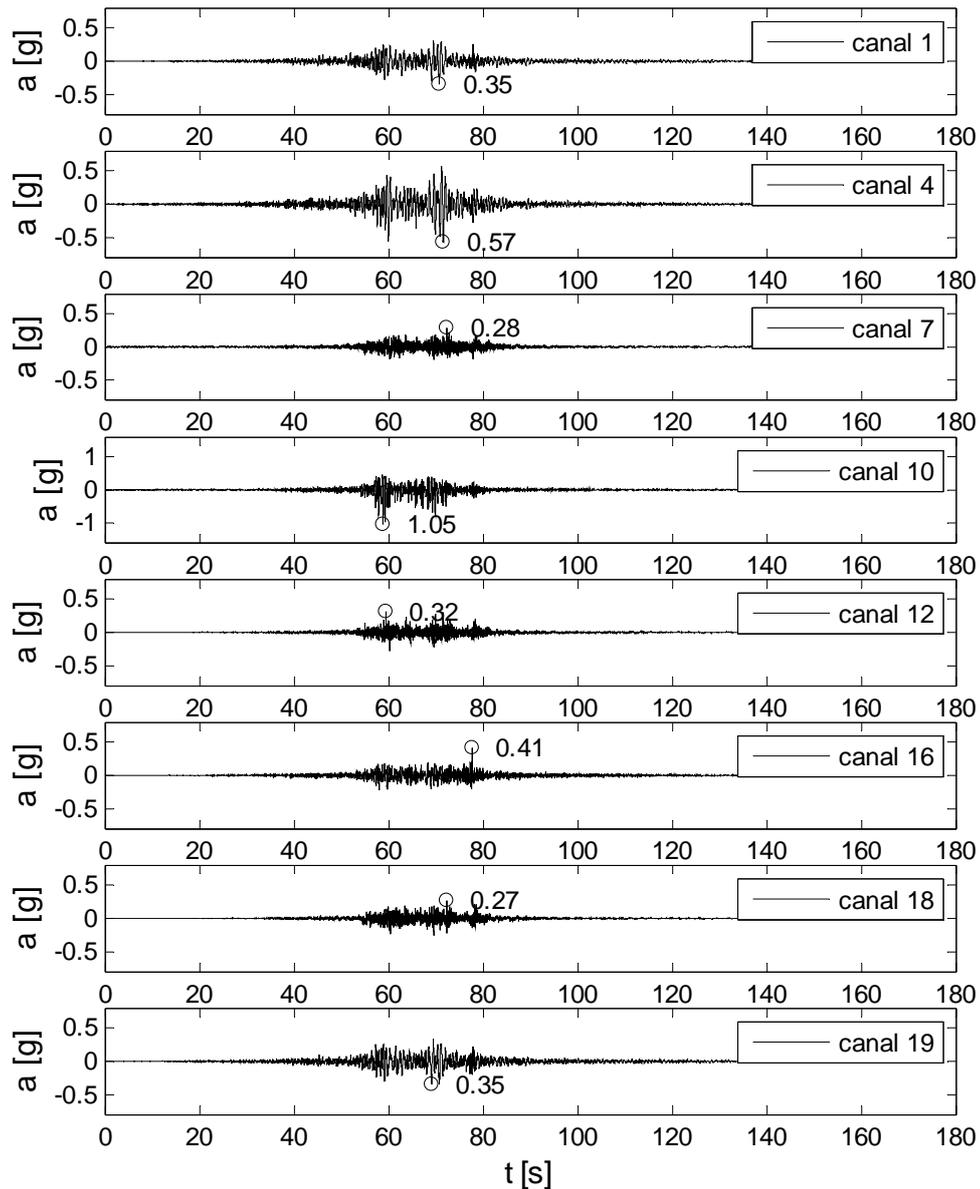


Figura 3.1: Registro aceleración longitudinal no filtrada, terremoto 27/02/10.

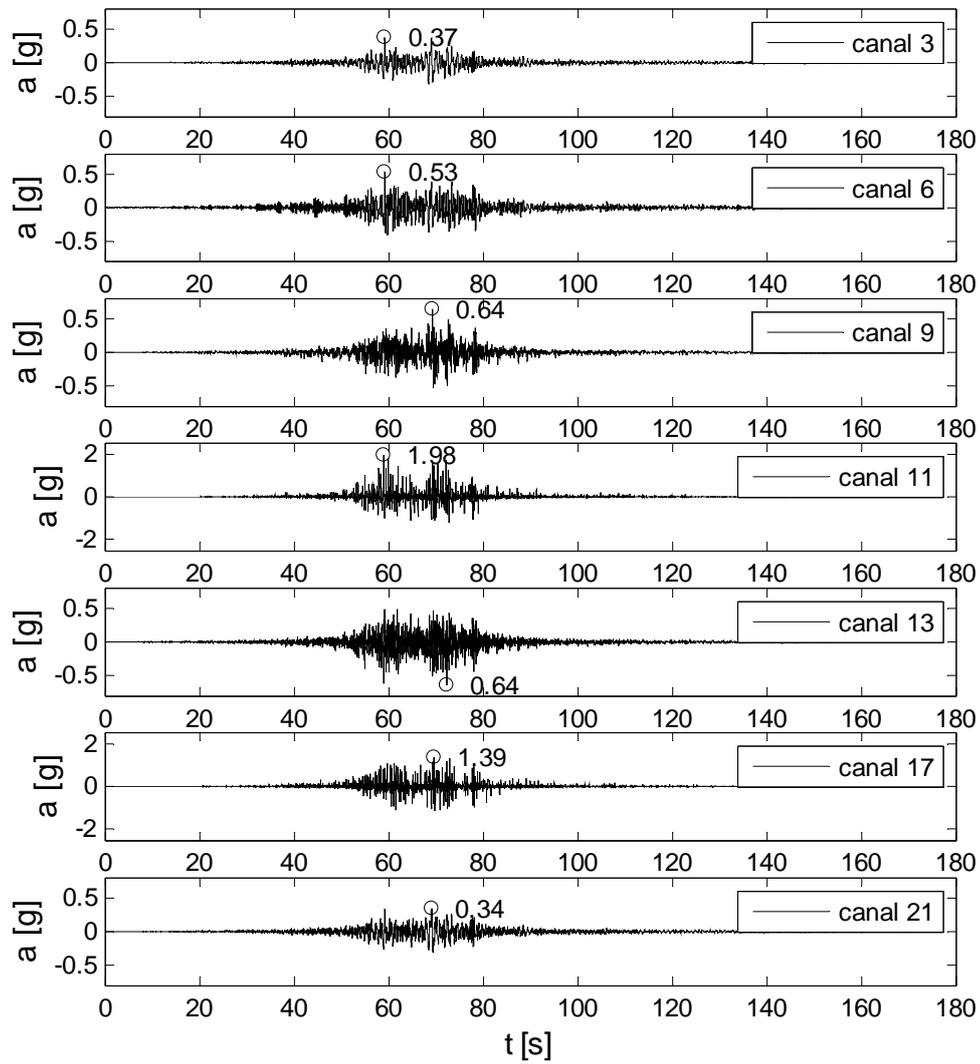


Figura 3.2: Registro aceleración transversal no filtrada, terremoto 27/02/10.

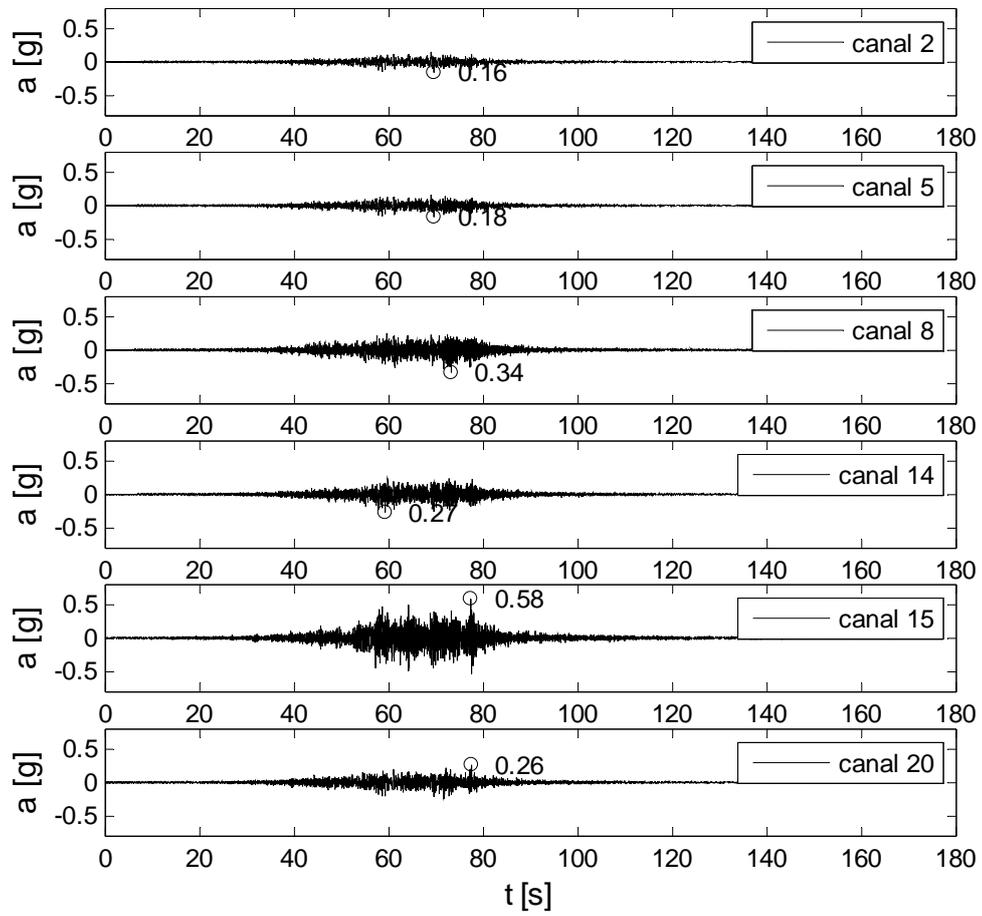


Figura 3.3: Registro aceleración vertical no filtrada, terremoto 27/02/10.

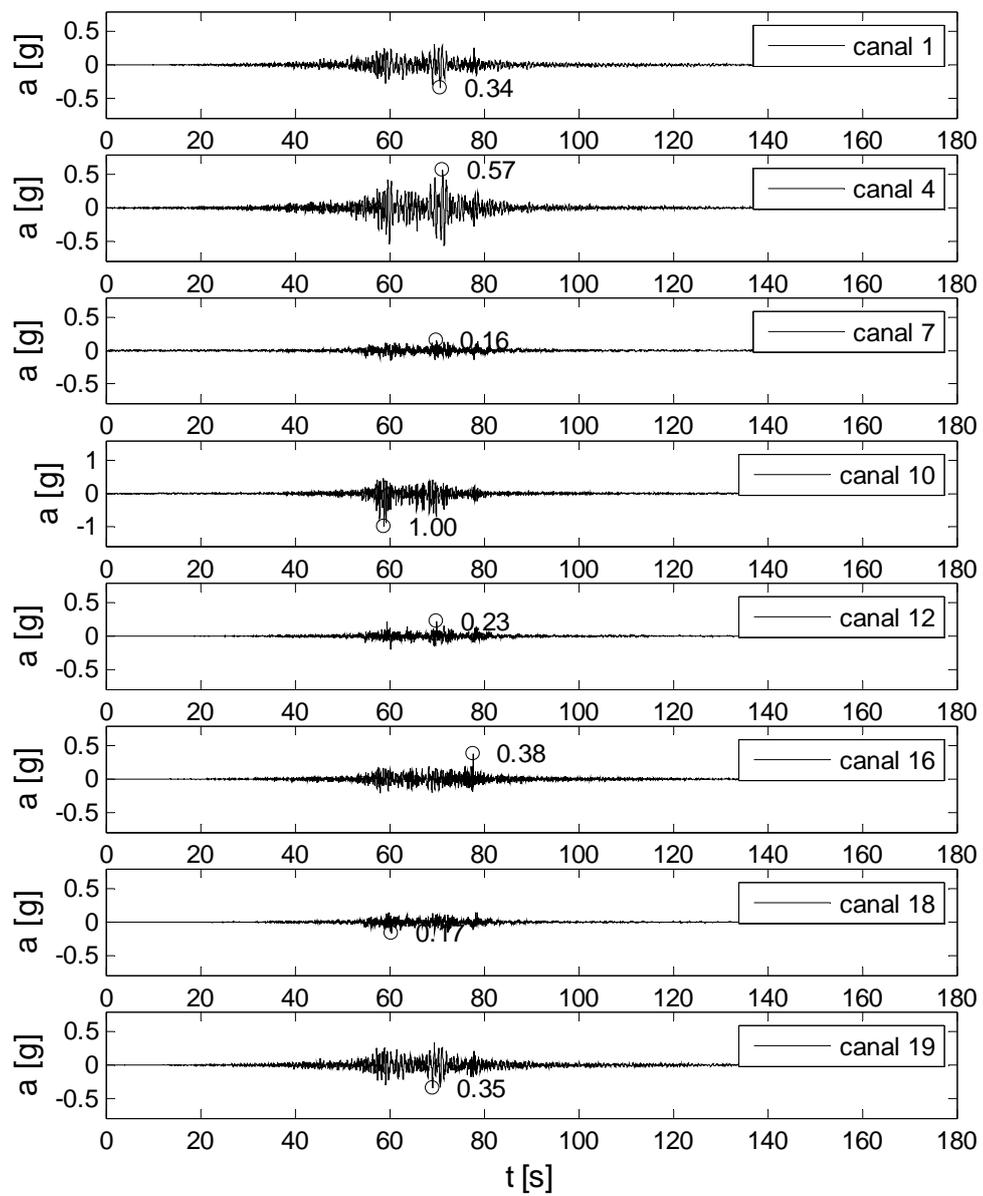


Figura 3.4: Registro aceleración longitudinal filtrada, terremoto 27/02/10.

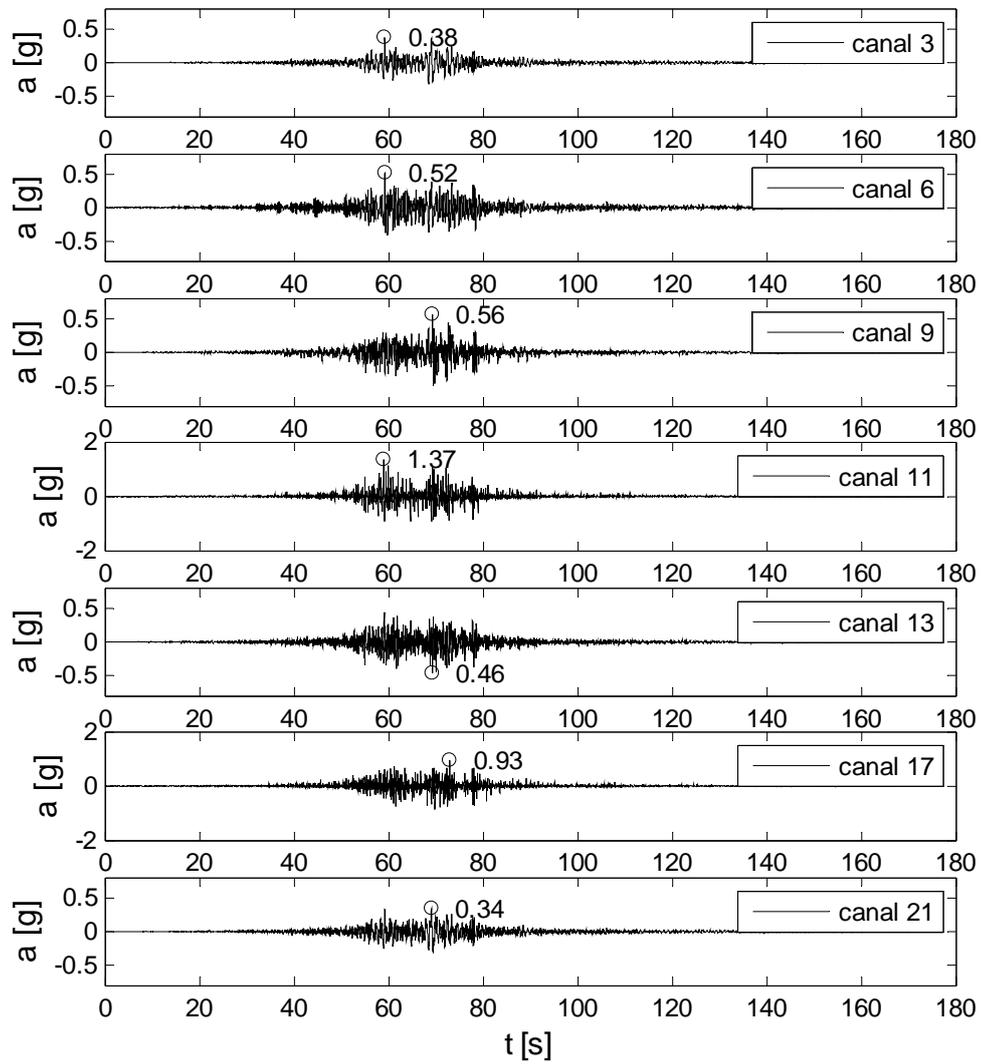


Figura 3.5: Registro aceleración transversal filtrada, terremoto 27/02/10.

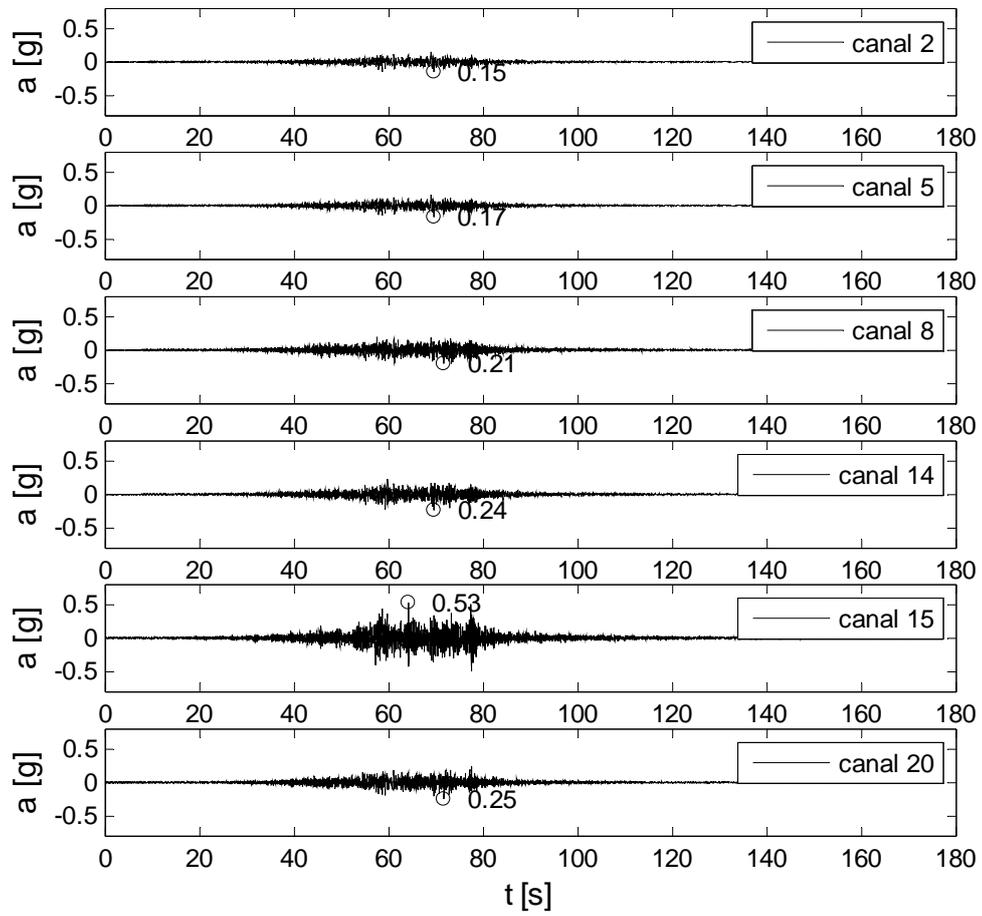


Figura 3.6: Registro aceleración vertical filtrada, terremoto 27/02/10.

Tabla 3.1: Aceleraciones máximas registradas el 27/02/10.

Canal	$a_{\text{máx}}$ sin filtrar [g]	$a_{\text{máx}}$ filtrado [g]
1	0.35	0.34
2	0.16	0.15
3	0.37	0.38
4	0.57	0.57
5	0.18	0.17
6	0.53	0.52
7	0.28	0.16
8	0.34	0.21
9	0.64	0.56
10	1.05	1.00
11	1.98	1.37
12	0.32	0.23
13	0.64	0.46
14	0.27	0.24
15	0.58	0.53
16	0.41	0.38
17	1.39	0.93
18	0.27	0.17
19	0.35	0.35
20	0.26	0.25
21	0.34	0.34

3.2.2 Análisis de Registros mediante Espectro de Potencia y Función de Transferencia

Para analizar los registros ya filtrados en espacio de frecuencias, se calcula el espectro de potencia (EP en la ecuación 3.1) como el cuadrado del módulo de la transformada de Fourier de cada registro, mediante la transformada rápida de Fourier *-fft* en MATLAB-. Además, se calcula la función de transferencia (H en la ecuación 3.2) de cada registro, por dirección, respecto del valle.

$$EP(w) = |FFT(a(t))|^2 \quad 3.1$$

$$H(w) = \frac{|FFT(a_{out}(t))|^2}{|FFT(a_{in}(t))|^2} \quad 3.2$$

Adicionalmente, se separan los registros en el tiempo en tres partes, la parte previa al movimiento fuerte, el movimiento fuerte y la parte posterior al movimiento fuerte, y se calcula el espectro de potencia de cada tramo. Para realizar lo anterior, primero se obtiene la intensidad de Arias (IA en la ecuación 3.3), en los canales del valle. La Figura 3.7 muestra que la mayor parte de la energía llega entre los 50 y 85 segundos. La Tabla 3.2 presenta el detalle de los tiempos en que la Intensidad de Arias alcanza un 5 y un 95% del total. La Intensidad de Arias en las direcciones horizontales es aproximadamente la misma, mientras que, en vertical es menos de la mitad.

$$IA = \frac{2 \cdot \pi}{g} \int_0^t a(\tau)^2 d\tau$$

3.3

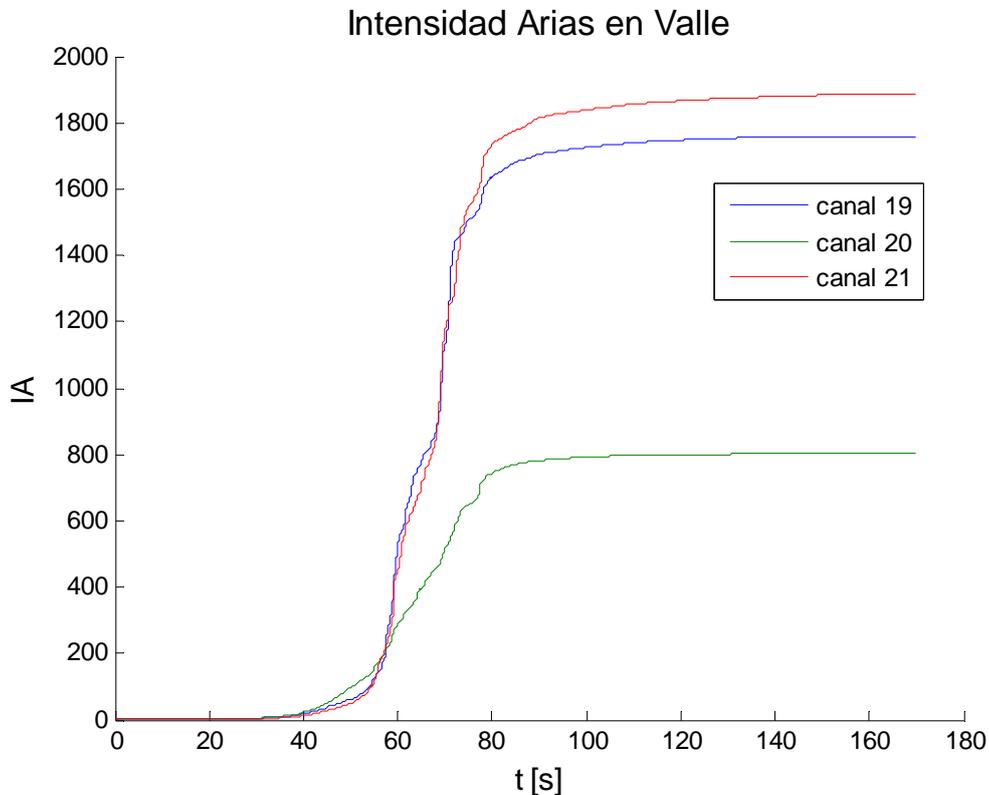


Figura 3.7: Intensidad de Arias canales en campo libre valle, terremoto 27/02/10.

Tabla 3.2: Tiempo en que IA alcanza el 5 y el 95% del total.

Dirección	$t_{5\%IA}$ [s]	$t_{95\%IA}$ [s]
Longitudinal	53.4	83.8
Transversal	54.1	87.6
Vertical	43.6	82.9
Promedio	50.4	84.8

En las Figuras 3.8 a la 3.21 se presentan los espectros de potencia y las funciones de transferencia de los registros de aceleración, separados por dirección. Además, se muestran los espectros de potencia para las ventanas de tiempo descritas en el párrafo anterior. Todas las figuras muestran un rango de frecuencias entre 0 y 10 Hz para las direcciones horizontales y entre 0 y 12 Hz para la vertical. Los gráficos fueron suavizados promediando datos adyacentes para minimizar el ruido.

Desde la Figura 3.8 a la 3.11 se muestran los espectros de potencia de los registros en la estructura y suelo en dirección longitudinal. El tablero (canales 7, 12, y 18) y el estribo norte (canal 16) se encuentran a distinta escala para su mejor visualización. En la Figura 3.12 se muestra la función de transferencia en longitudinal. Se ve que las frecuencias predominantes en el

tablero están concentradas entre los 0.4 y 3 Hz y 6 a 7 Hz, mientras que, en los estribos la energía se distribuye en rangos más amplios.

La cepa 4 (canal 1) tiene contenido de frecuencias muy similar al valle (canal 19). Los máximos en el suelo son los siguientes: el primero bastante pequeño en amplitud a 0.74 Hz, no quedando claro si corresponde a una frecuencia modal del suelo, el segundo en 1.21 Hz, con un pequeño *peak* cercano a 1.01 Hz, se cree que ambos son pertenecientes al mismo modo, los siguientes están en torno a 1.9, 2.37 y 2.62 Hz, es posible que algunos de éstos correspondan a frecuencias excitadas por la fuente.

Asimismo, las amplitudes en la base de la cepa (canal 1) son menores que las del valle (canal 19) para frecuencias mayores a 1.5 Hz. En otras palabras, se produce un filtrado de la señal para frecuencias mayores, aunque este efecto es muy leve. Taylor (Taylor, 2007) reportó un fenómeno similar tras observar una significativa disminución de las aceleraciones máximas al pie de la cepa 4 en relación al valle y un filtrado de altas frecuencias en la base de la cepa ambos efectos fueron atribuidos a la interacción suelo-estructura.

Como se vio en el subcapítulo 2.2.2.1, Trigo estudió el comportamiento del suelo para sismos de magnitud local entre 4.3 y 5.5, obteniendo que la frecuencia natural del suelo era 1.17 Hz en promedio, lo cual es bastante consistente con el *peak* en 1.21 Hz. La razón de amortiguamiento crítico obtenida en el suelo mediante el método de ancho de banda (Tanaka et al., 1969) es de 5.0% para esta frecuencia.

Respecto a la cepa 4 (canales 1 y 4), es posible ver que se amplifica la señal en la parte superior entre 1 y 2.6 Hz. El análisis de la función de transferencia permite ver una frecuencia dominante asociada con la cepa (canal 4) cercana a 1.6 Hz.

Para la frecuencia principal de 0.4 Hz del tablero (canales 7, 12 y 18), que corresponde a la frecuencia obtenida para deformaciones angulares mayores a 50% del sistema de aislación, se obtuvo una razón de amortiguamiento crítico de 10.7%. Cabe destacar que el puente fue diseñado para una frecuencia natural de 0.49 Hz en dirección longitudinal y 0.59 Hz en transversal (Romo, 1999).

El estribo sur (canal 10) presenta un contenido de frecuencias bastante amplio, lo que es consistente con los *peaks* de alta frecuencia presentes en el registro de aceleración, probablemente producto del roce e impacto entre el estribo sur y el tablero. Gran parte de la energía entre 2 y 4 Hz proviene de la fuente, como se ha visto en sismos más pequeños donde existe registro de campo libre en roca (Daza, 2003). Esto mismo ocurre en el estribo norte (canal 16), donde se presenta la energía de manera difusa con un *peak* de energía en 2.5 Hz.

Las frecuencias características más importantes observadas en el registro completo se presentan en la Tabla 3.3.

El análisis por ventana muestra que en general las frecuencias predominantes se mantienen, pero con amplitudes diferentes. El espectro del registro completo es prácticamente igual al espectro de la ventana entre 50.4 y 84.8 segundos debido a que la energía fuera de esta ventana es muy baja. Además, se ve que la energía de mayor frecuencia, entre 5 y 10 Hz, es mayor en los lapsos de tiempo previo y posterior al movimiento fuerte.

Por otra parte, es posible ver que en la parte final del registro hay un claro y prácticamente único *peak* entre 0.4 y 0.5, que se debe a la oscilación libre de la estructura en el modo controlado por el sistema de aislación. La razón de amortiguamiento crítico en esta frecuencia es de cerca de 19.5%, siendo sólo cerca de un 11% durante el movimiento fuerte. Asimismo, se ve cómo el suelo queda oscilando principalmente a 1.14-1.4 y 2.7-2.85 Hz, los que se presume serían su primer y segundo modo longitudinal.

Se destaca que en todas las ventanas de tiempo la energía en el tablero es mucho menor que en los canales adyacentes, especialmente entre los canales de la cepa 4 (canales 4 y 7) y los canales del estribo sur (canales 10 y 12) donde la energía disminuye en por lo menos un orden de magnitud, lo que muestra la efectividad del sistema de aislación.

La Tabla 3.4 muestra el resumen de las propiedades dinámicas más relevantes obtenidos a partir del análisis de ventanas de tiempo.

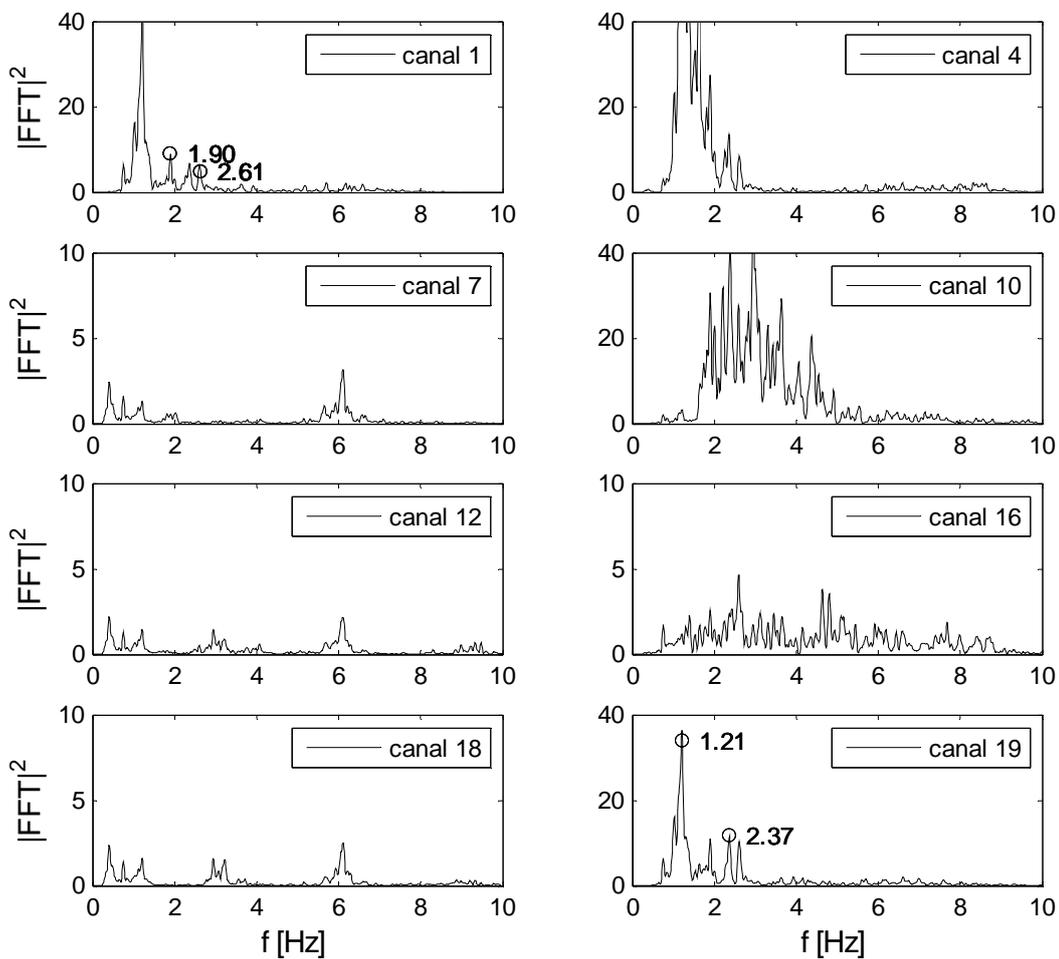


Figura 3.8: $|FFT|^2$ longitudinal, registro completo, terremoto 27/02/10.

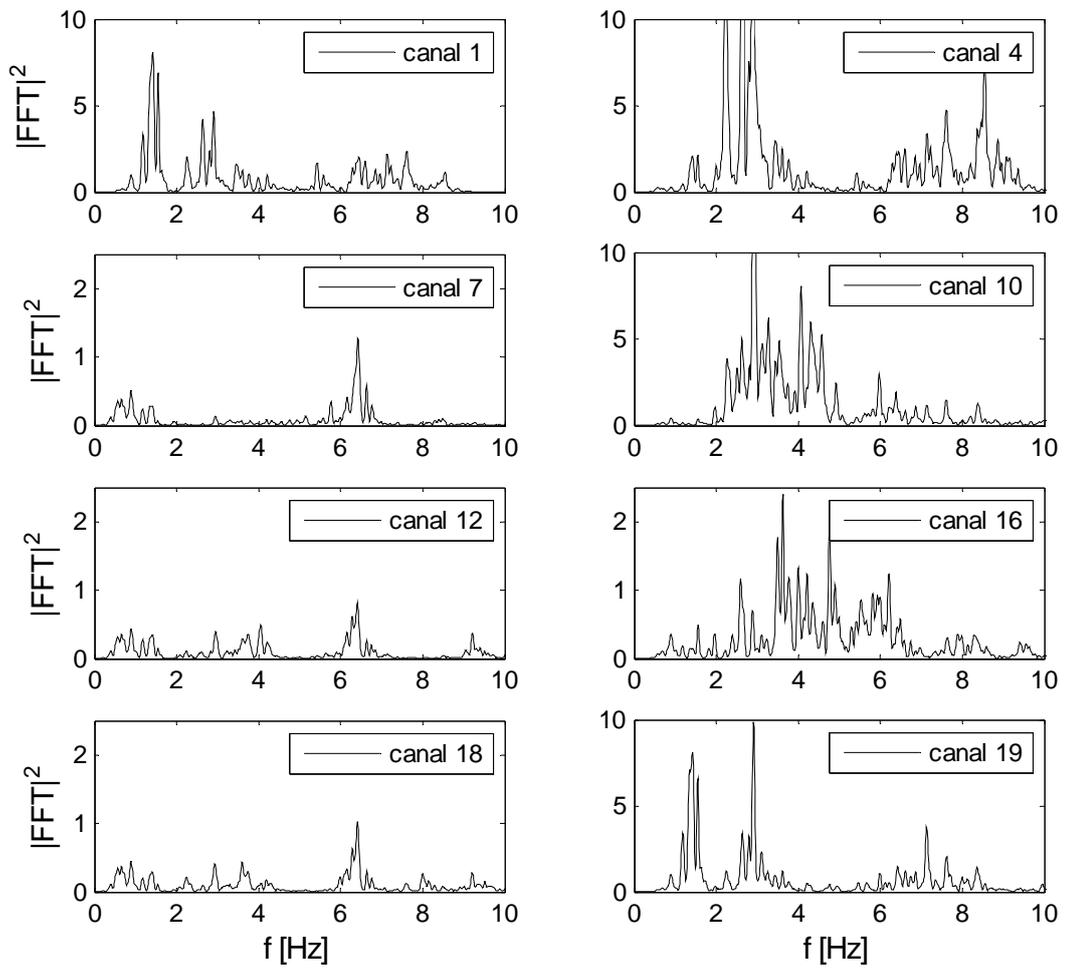


Figura 3.9: $|FFT|^2$ longitudinal absoluto, desde 0 a 50.4 s, terremoto 27/02/10.

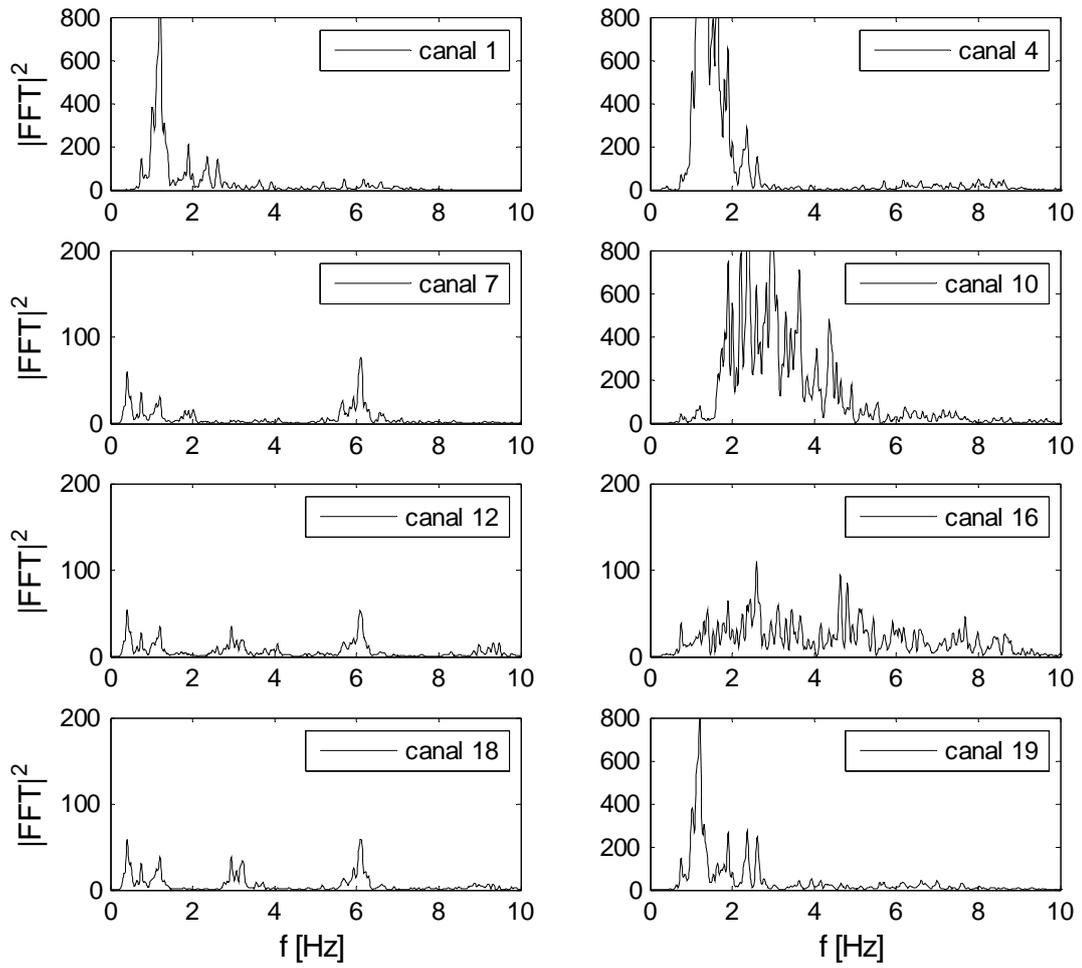


Figura 3.10: $|FFT|^2$ longitudinal absoluto, desde 50.4 a 84.8 s, terremoto 27/02/10.

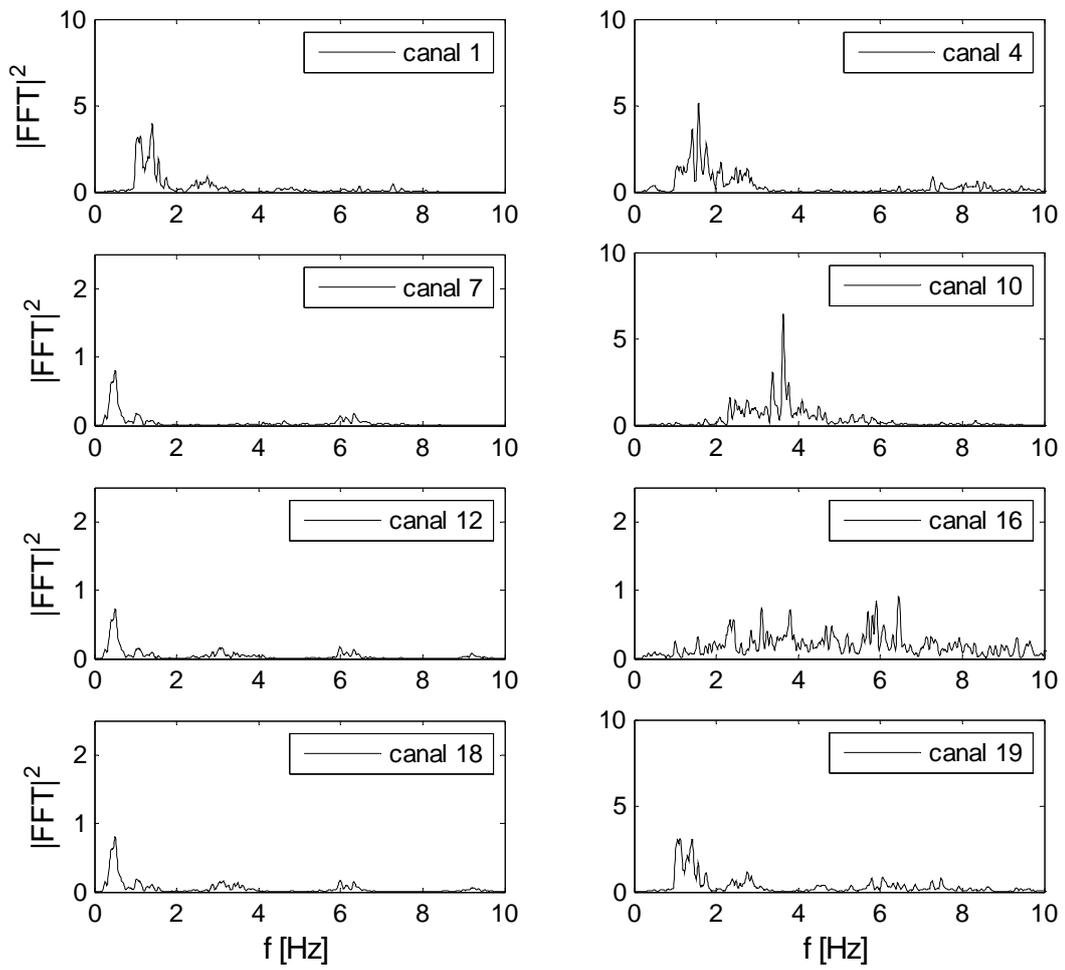


Figura 3.11: $|FFT|^2$ longitudinal absoluto, desde 84.8 a 170 s, terremoto 27/02/10.

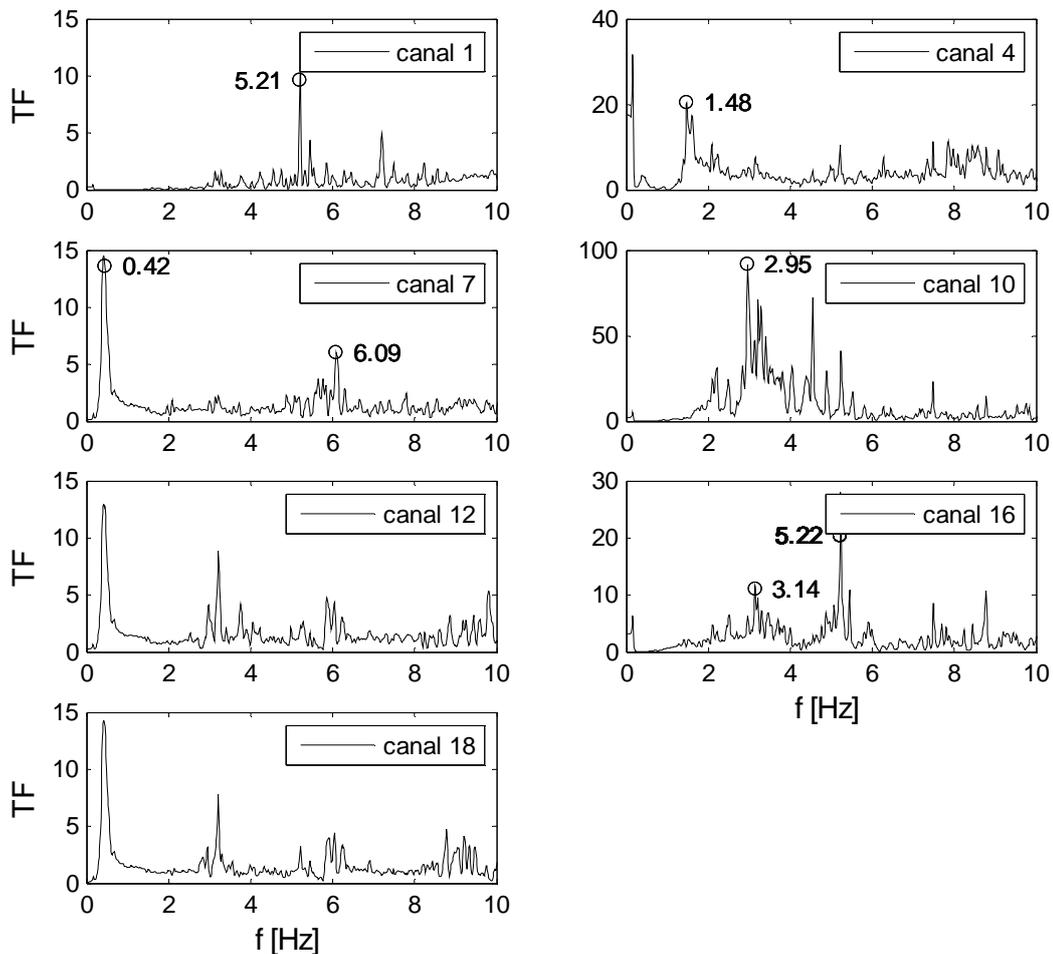


Figura 3.12: Función de Transferencia longitudinal, registro completo, terremoto 27/02/10.

Las Figuras 3.13 a la 3.16 presentan los espectros de potencia para la dirección transversal, mientras que, la Figura 3.17 presenta las funciones de transferencia de la estructura. La energía se presenta más dispersa que en el caso longitudinal siendo importante en la mayoría de los canales entre 0.4 y 4.5 Hz, con excepción de los canales 11 y 17 que están ubicados cerca de los estribos, presentando energía a frecuencias más altas debido a golpes entre los estribos y el tablero.

Los canales a nivel de suelo (canales 3 y 21) son muy similares en cuanto al contenido de frecuencia. Las frecuencias predominantes en el suelo son 0.93, 1.05, 2.37 y 2.51 Hz. Al igual que en la dirección longitudinal, la señal se ve filtrada, en este caso para frecuencias mayores a 3 Hz, dando cuenta de la interacción suelo-estructura en esta dirección, aunque su efecto es apenas apreciable. A partir de los *peaks* en 0.93 y 1.05 Hz, se obtienen razones de amortiguamiento crítico de 5.3 y 3.1% respectivamente, calculados mediante el método de ancho de banda en el canal 21. Al comparar la respuesta del suelo en dirección transversal con la longitudinal, se ve que la frecuencia principal del suelo es menor en la primera, esto puede deberse al efecto topográfico que produce la orientación del valle del estero Marga Marga.

Trigo, mediante el método de Nakamura (ver subcapítulo 2.2.2.1) encontró que la frecuencia predominante del suelo en dirección transversal es un poco menor que en longitudinal, encontrándose entre 1.1 y 1.2 Hz. Al comparar estos resultados con los obtenidos para este terremoto se observa que la frecuencia principal del suelo en dirección transversal disminuyó.

Los canales de la cepa en la dirección transversal (canales 3 y 6) muestran una amplificación entre 1.6 y 4.5 Hz. El análisis de función de transferencia permite ver una frecuencia dominante asociada con la cepa (canal 6) de alrededor de 2.7 Hz.

Los canales del tablero lejanos a los estribos (canales 9 y 13) muestran una apreciable reducción de la energía respecto a los canales del suelo, aunque bastante menor que en dirección longitudinal. Estos canales presentan una frecuencia predominante en torno a los 0.42 Hz, la razón de amortiguamiento crítico obtenida es de 13.4%.

Las frecuencias características más importantes en esta dirección se resumen en la Tabla 3.3, así como también algunas razones de amortiguamiento crítico relevantes.

El análisis por ventanas muestra prácticamente el mismo contenido de frecuencia que el registro completo, salvo que en el tramo inicial aparece un alto contenido de frecuencia entre 4 y 5 Hz en los canales 6, 11 y 17, lo cual no se aprecia en los otros tramos. En este análisis se ve cómo varía la frecuencia natural de la estructura siendo de aproximadamente 0.75 Hz en el primer tramo y 0.45 Hz en los otros. De la misma forma el amortiguamiento aumenta desde 5.8% en el primer tramo hasta sobre 18% en el tramo final, estos valores fueron medidos como un promedio de los amortiguamientos de los canales 9 y 13 usando el método de ancho de banda (Tanaka et al., 1969).

La Tabla 3.4 muestra las propiedades dinámicas obtenidas según el análisis por ventanas de tiempo.

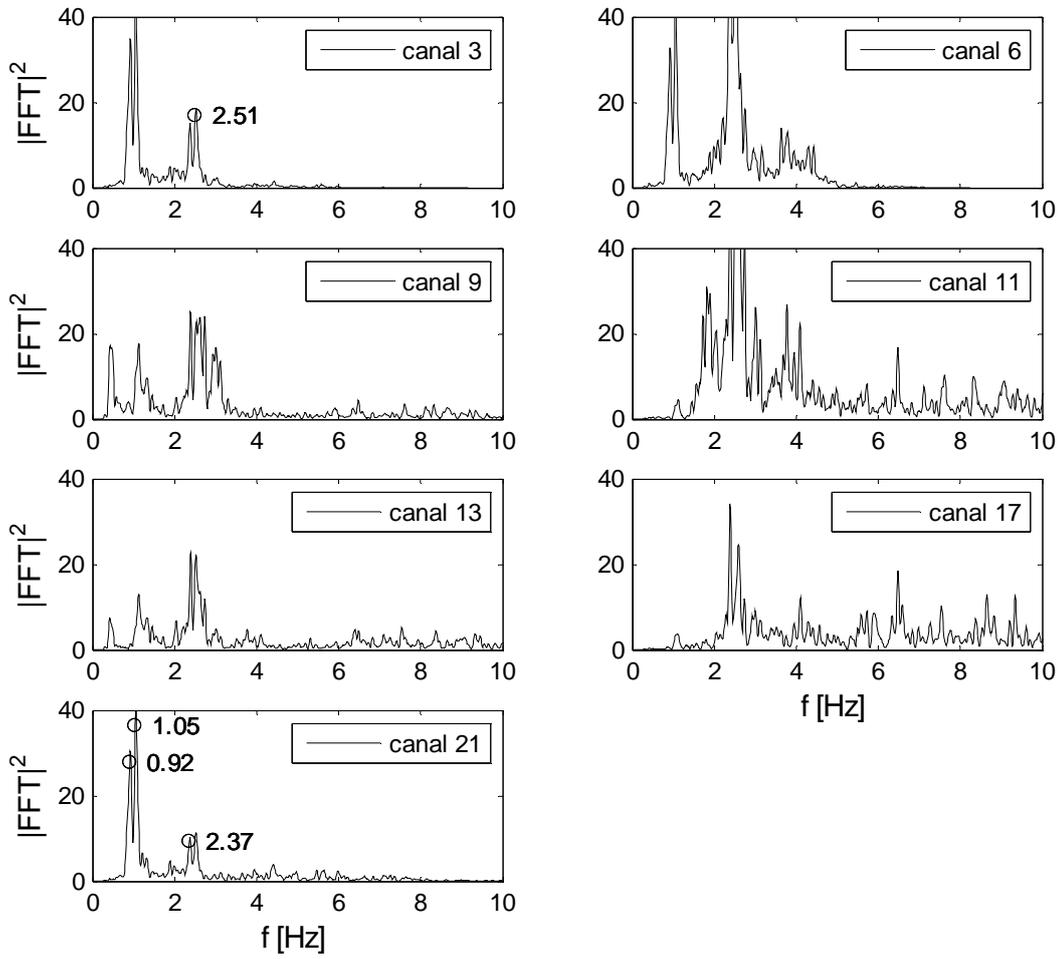


Figura 3.13: $|FFT|^2$ transversal, registro completo, terremoto 27/02/10.

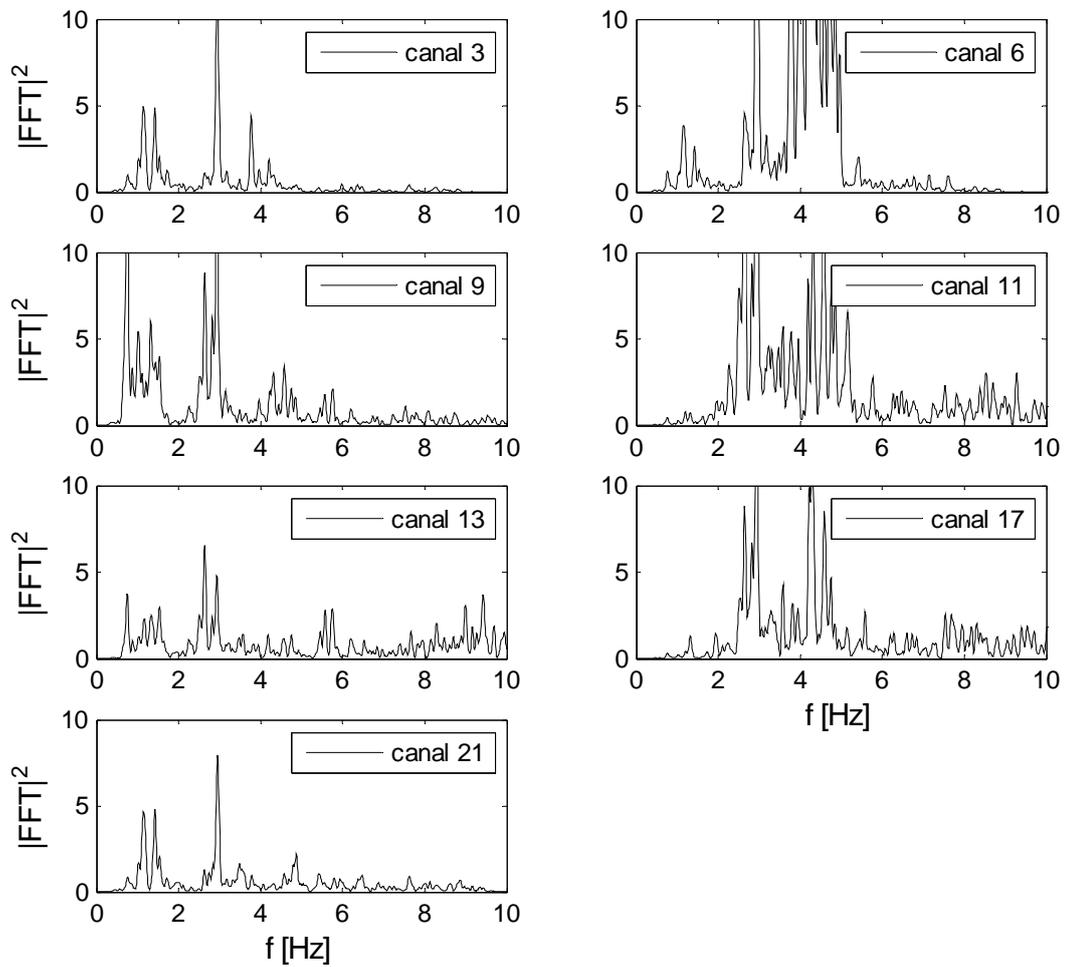


Figura 3.14: $|FFT|^2$ transversal absoluto, desde 0 a 50.4 s, terremoto 27/02/10.

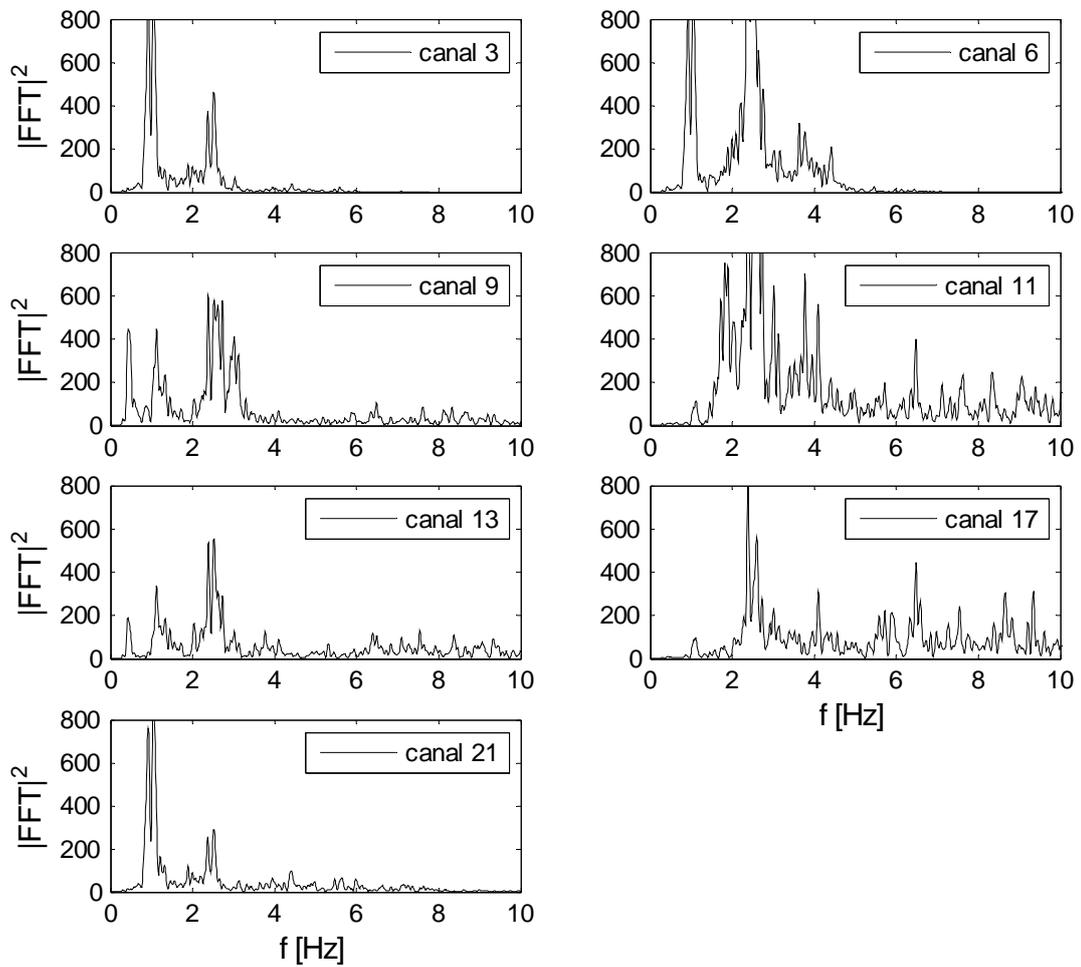


Figura 3.15: $|FFT|^2$ transversal absoluto, desde 50.4 a 84.8 s, terremoto 27/02/10.

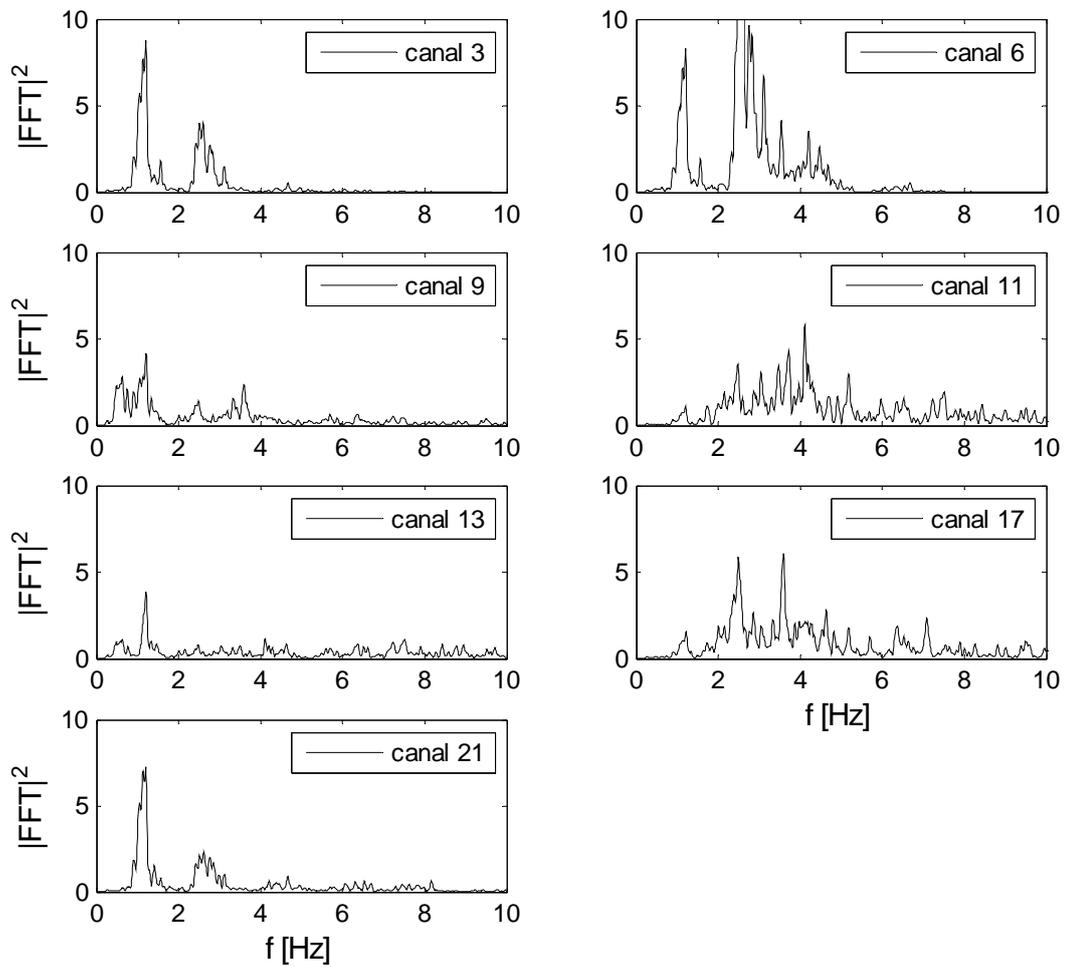


Figura 3.16: $|FFT|^2$ transversal absoluto, desde 84.8 a 170 s, terremoto 27/02/10.

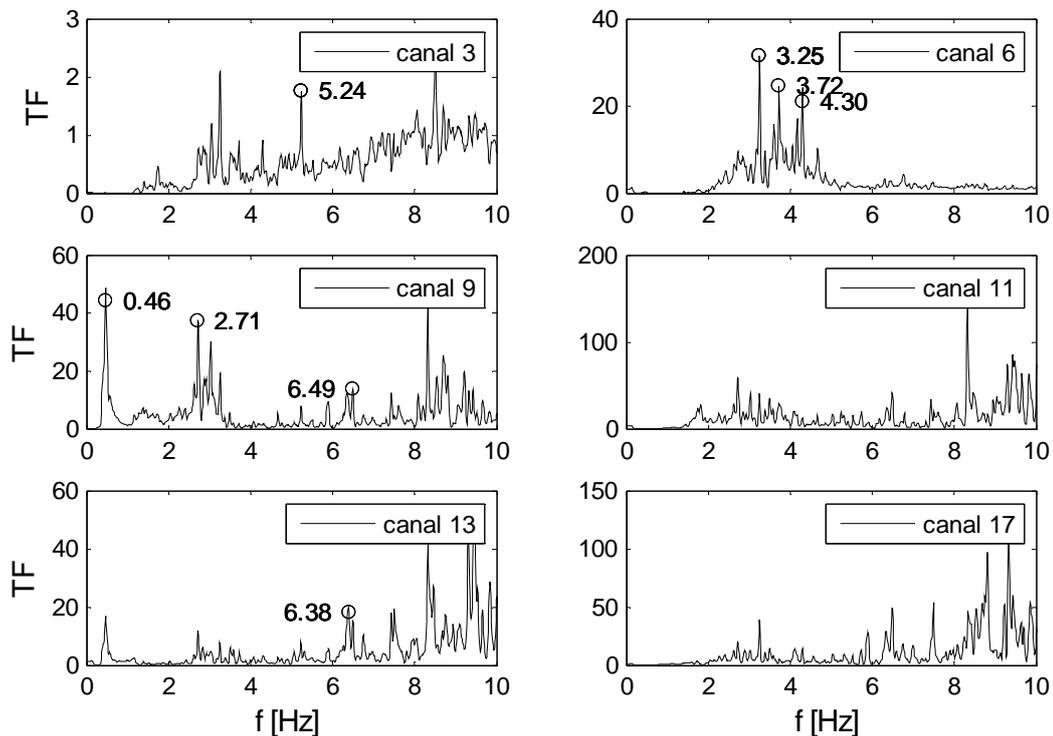


Figura 3.17: Función de Transferencia transversal, registro completo, terremoto 27/02/10.

Las Figuras 3.18 a la 3.21 presentan los espectros de potencia de los registros de aceleración en la dirección vertical, la Figura 3.22 presenta la función de transferencia del registro completo en la misma dirección. La ordenada de los espectros es aproximadamente un orden de magnitud menor que los espectros horizontales, en tanto que, el rango de frecuencias donde llega energía es bastante más amplio que en los espectros horizontales, llegando hasta cerca de 12 Hz en el tablero.

La escala vertical del canal 15 ha sido cambiada para una mejor visualización, producto de que en este canal existe una gran amplificación de la onda; se cree que este comportamiento anómalo es producto de que el canal se encuentra en la baranda del puente, lugar donde se excitarían modos de la baranda más que de la estructura global.

La frecuencia predominante del suelo es de alrededor de 4.26 Hz, aunque se ve un *peak* menor alrededor de 1.29 Hz, el cual se descarta como frecuencia modal del suelo por ser de amplitud muy pequeña.

Los canales en el tablero sobre la cepa 4 (canales 8 y 14) muestran un marcado *peak* a 2.37 Hz, correspondiendo a la primera frecuencia del tablero. Además, es posible ver otro *peak* en torno a 3 Hz en todos los canales en la función de transferencia, el que se descarta como frecuencia de la estructura, debido a que corresponde a una amplificación numérica de la función de transferencia, producto de que la energía en el suelo en esa frecuencia es prácticamente cero.

El análisis por ventanas de tiempo muestra gran dispersión de energía para el primer tramo, siendo importante entre 10 y 12 Hz. Se cree que esta energía proviene de la fuente sísmica. Si bien existe en los otros tramos, su importancia relativa a otras frecuencias es mucho menor.

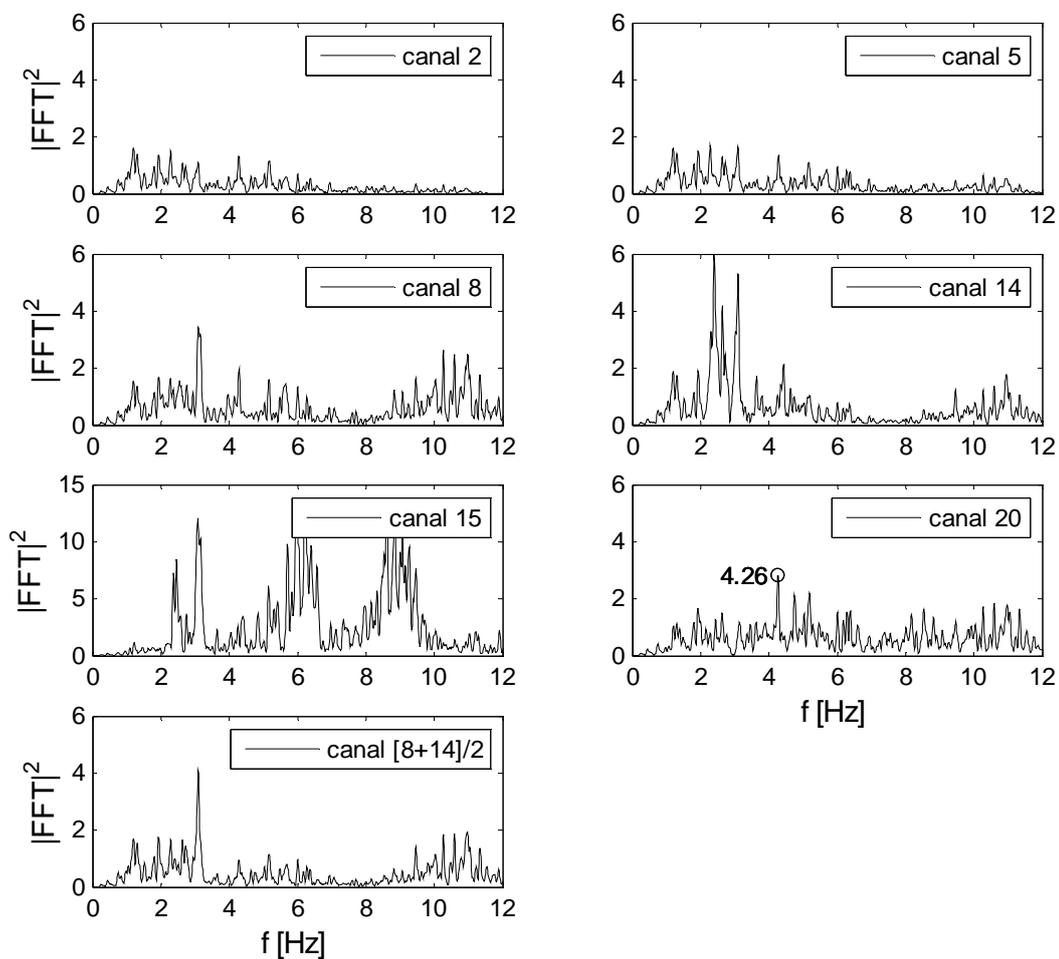


Figura 3.18: $|FFT|^2$ vertical, registro completo, terremoto 27/02/10.

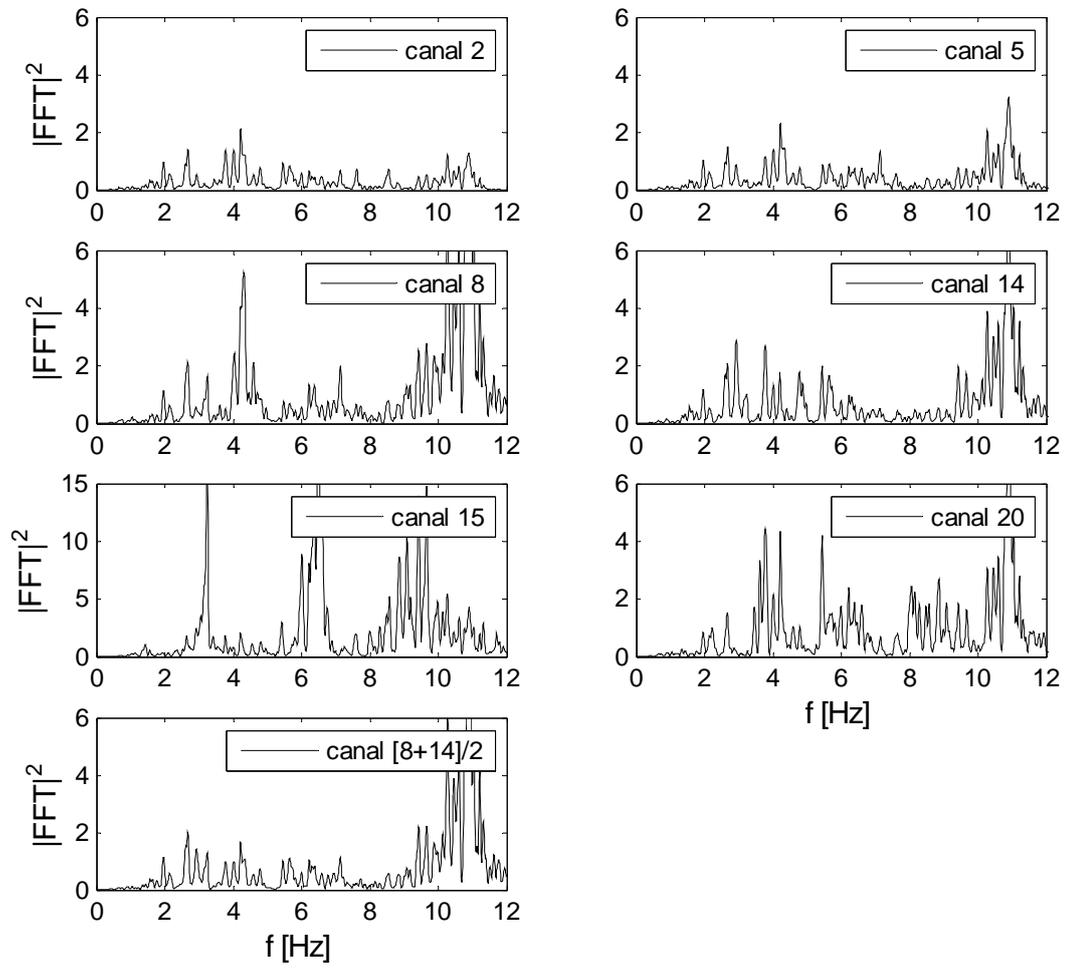


Figura 3.19: $|FFT|^2$ vertical absoluto, desde 0 a 50.4 s, terremoto 27/02/10.

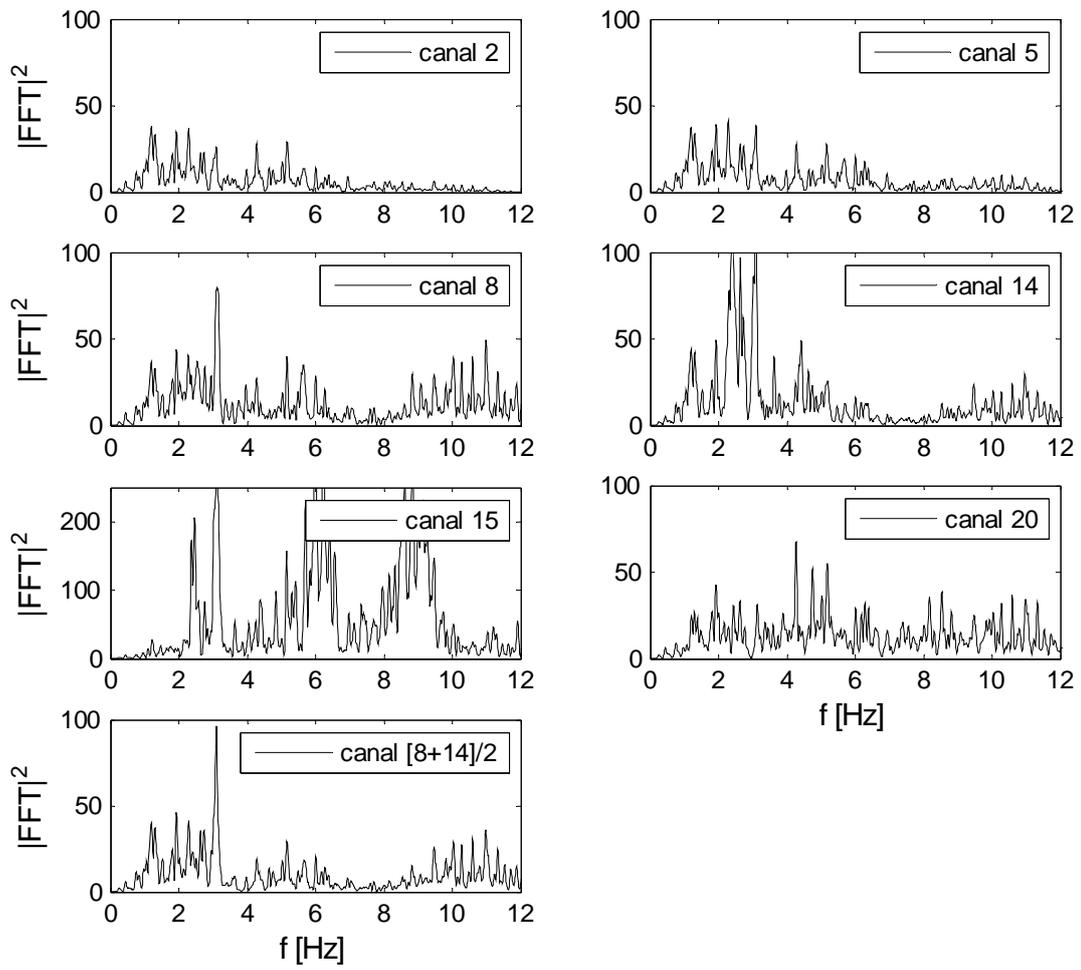


Figura 3.20: $|FFT|^2$ vertical absoluto, desde 50.4 a 84.8 s, terremoto 27/02/10.

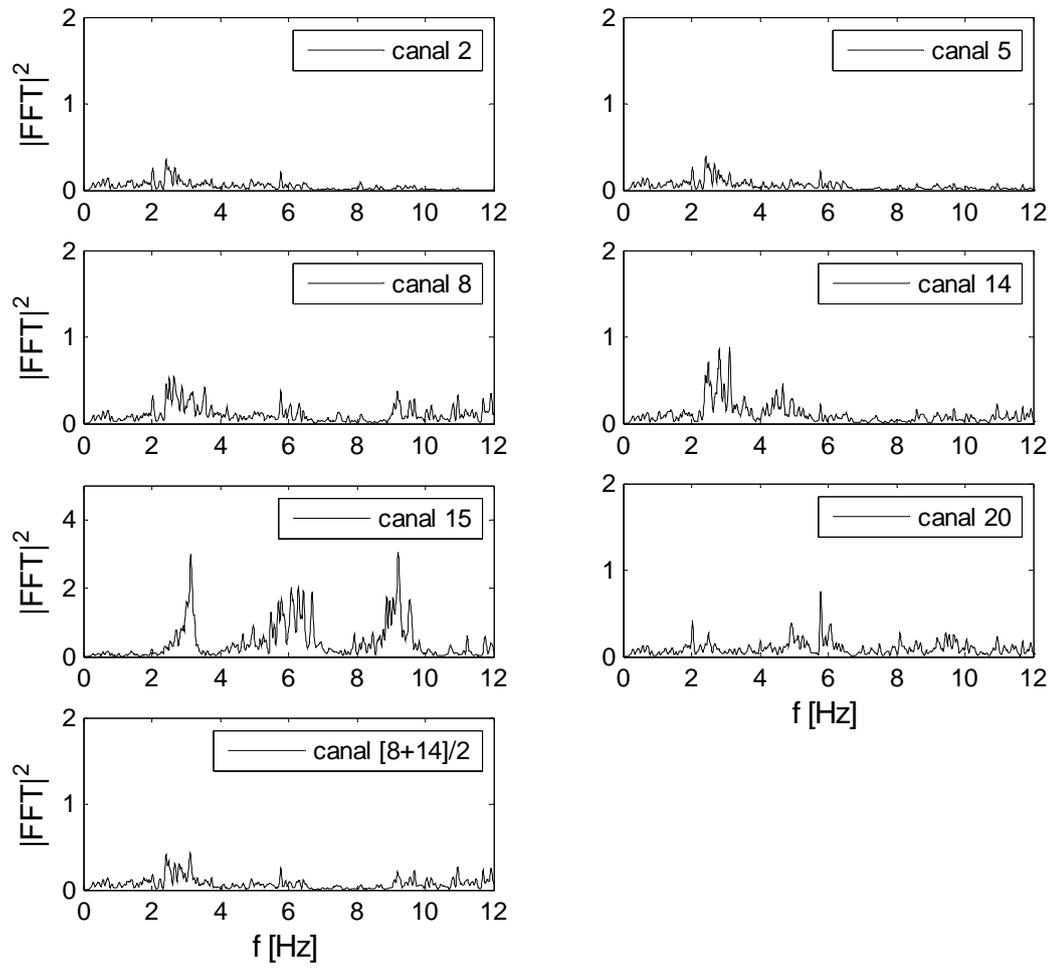


Figura 3.21: $|FFT|^2$ vertical absoluto, desde 84.8 a 170 s, terremoto 27/02/10.

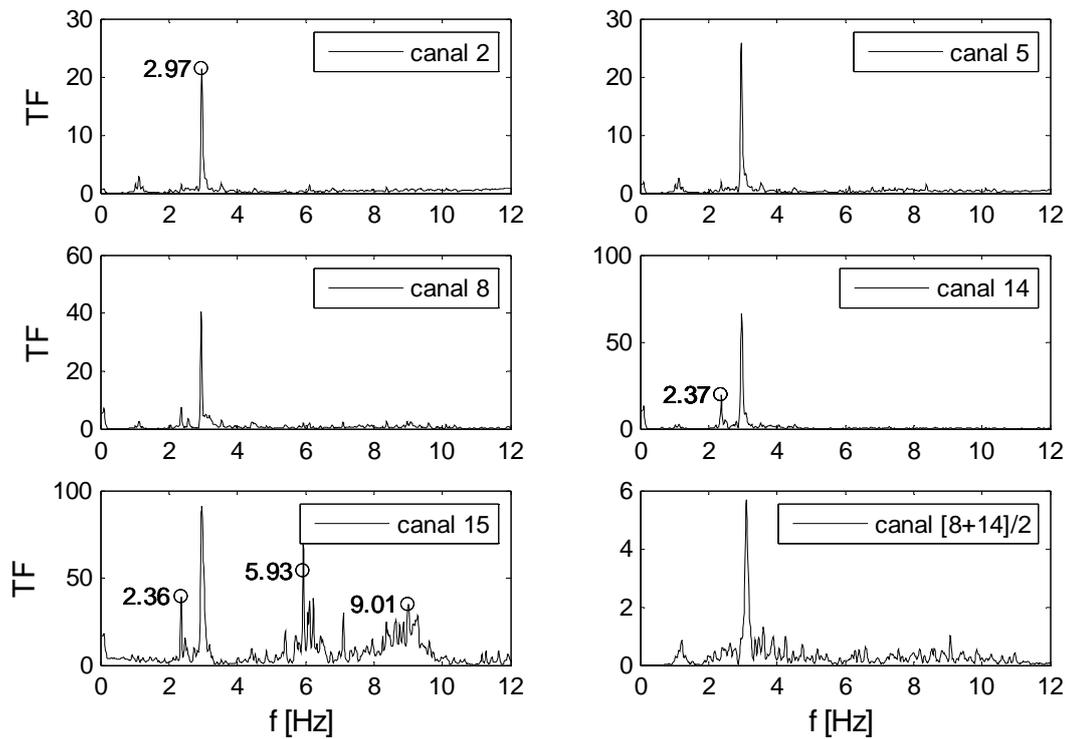


Figura 3.22: Función de Transferencia vertical, registro completo, terremoto 27/02/10.

La Tabla 3.3 muestra que el sistema de aislamiento controla la respuesta de la estructura, llegando la frecuencia fundamental a cerca de 0.4 Hz en ambas direcciones horizontales. Además, se ve que la frecuencia fundamental de suelo es de 1.21 Hz en longitudinal, mientras que, en transversal (dirección longitudinal del valle) es más flexible, llegando a 0.93 Hz.

La Tabla 3.4 pone de manifiesto que tanto la frecuencia como el amortiguamiento varían según la ventana que se considera para analizar las propiedades dinámicas del puente. En el subcapítulo 3.2.3 se realiza un análisis de espectrogramas sobre las frecuencias modales fundamentales ya encontradas para las direcciones horizontales, para ver la evolución temporal de éstas.

Tabla 3.3: Resumen propiedades dinámicas, registro completo, terremoto 27/02/10.

Dirección	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	β [%]	Observaciones
Longitudinal	0.40-0.42	2.50-2.38	10.7	Tablero
Longitudinal	1.01, 1.21	0.99, 0.83	5.0	Valle
Longitudinal	1.48-1.61	0.68-0.62	1.6	Cepa
Longitudinal	1.90	0.53		Valle
Longitudinal	2.37, 2.51	0.42, 0.40		Valle
Longitudinal	2.95	0.34		ES (Roca)
Longitudinal	3.14-3.22	0.32-0.31		ES y EN (Roca)
Longitudinal	5.21	0.19		Base Cepa (SSI)
Longitudinal	5.22	0.19		EN (Roca)
Longitudinal	5.86-6.09	0.17-0.16		Tablero
Transversal	0.42-0.46	2.38-2.17	13.4	Tablero
Transversal	0.92, 1.05	1.09, 0.95	5.3, 3.1	Valle
Transversal	2.37, 2.51	0.42, 0.40		Valle
Transversal	2.71	0.37		Cepa-Tablero
Transversal	3.25, 3.72, 4.30	0.31, 0.27, 0.23	0.9, 0.8, 1.3	Cepa
Transversal	5.24	0.19		Base Cepa (SSI)
Transversal	6.37-6.49	0.16-0.15		Tablero, EN y ES
Vertical	2.35-2.37	0.43-0.42		Tablero
Vertical	4.26	0.23		Valle
Vertical	5.93-6.21	0.17-0.16		Baranda
Vertical	8.61-9.01	0.12-0.11		Baranda

Tabla 3.4: Resumen propiedades dinámicas por intervalo de tiempo, terremoto 27/02/10.

Intervalo [s]	Dirección	Canal	Frecuencia [Hz]	β [%]	Observaciones
1 (0-50.4)	Longitudinal	Tablero	0.57-0.66	9.0-10.0	Intensidad de Arias entre 0 y 5%
		Valle	1.42-1.55		
	Transversal	Tablero	0.75	5.8	
		Valle	1.16		
2 (50.4-84.8)	Longitudinal	Tablero	0.40	10.7	Intensidad de Arias entre 5 y 95%
		Valle	1.21		
		Cepa	1.62		
	Transversal	Tablero	0.43-0.48	12.7	
		Valle	0.93		
		Valle	1.05		
		Cepa	2.76		
	Vertical	Tablero	2.37-2.39	1.3-2.0	
		Tablero	3.00-3.10		
Valle		4.27			
3 (84.8-170)	Longitudinal	Tablero	0.49	19.5	Intensidad de Arias entre 95 y 100%
		Valle	1.14-1.40		
		Valle	2.70-2.85		
	Transversal	Tablero	0.48-0.68	18.4	
		Valle	1.21		

3.2.3 Análisis de Respuesta mediante Espectrograma

En las Figuras 3.23 y 3.24 se presentan los espectrogramas de los registros de aceleración absoluta. Para generar los espectrogramas se divide el registro en 100 ventanas con la función Hamming, se usa un 75% de traslapeo y NFFT igual a 128, los registros fueron previamente filtrados en torno a 1 Hz. En cada ventana de tiempo se normalizó la energía respecto al máximo de la ventana, para poder ver el *peak* en el tiempo.

La Figura 3.23 muestra los espectrogramas en dirección longitudinal. En los canales ubicados en el valle (canales 1 y 19) se ve que la frecuencia principal se mantiene prácticamente constante entre 1.2 y 1.5 Hz durante todo el sismo, lo que equivale a un comportamiento lineal del suelo. En cambio los canales asociados al tablero (canales 7, 12 y 18) muestran un cambio en frecuencia a partir de los 50 segundos, que es donde comienza el movimiento fuerte, indicando un comportamiento no lineal del tablero, cambiando de la frecuencia de la fuente, en torno a 1.45 Hz, a la del sistema de aislación, entre 0.42 y 0.46Hz. Los canales de los estribos muestran gran dispersión de la energía, esto no permite encontrar un patrón claro de frecuencias predominantes.

En el caso de la dirección transversal (Figura 3.24) se ve la misma tendencia. Los canales asociados al suelo e incluso a la cepa bajo el sistema de aislación (canales 20, 3 y 6) muestran tendencias bastante lineales con frecuencias entre 1.2 y 1.5 Hz. Los canales del tablero lejanos a los estribos (canales 9 y 13) muestran el mismo cambio de frecuencia luego de alrededor de los 50 segundos, desde 1.1 a 0.42 Hz, pero de igual forma se mantiene el *peak* que representa a la fuente en 1.5 Hz producto probablemente a que se transmite energía en esta frecuencia desde los estribos.

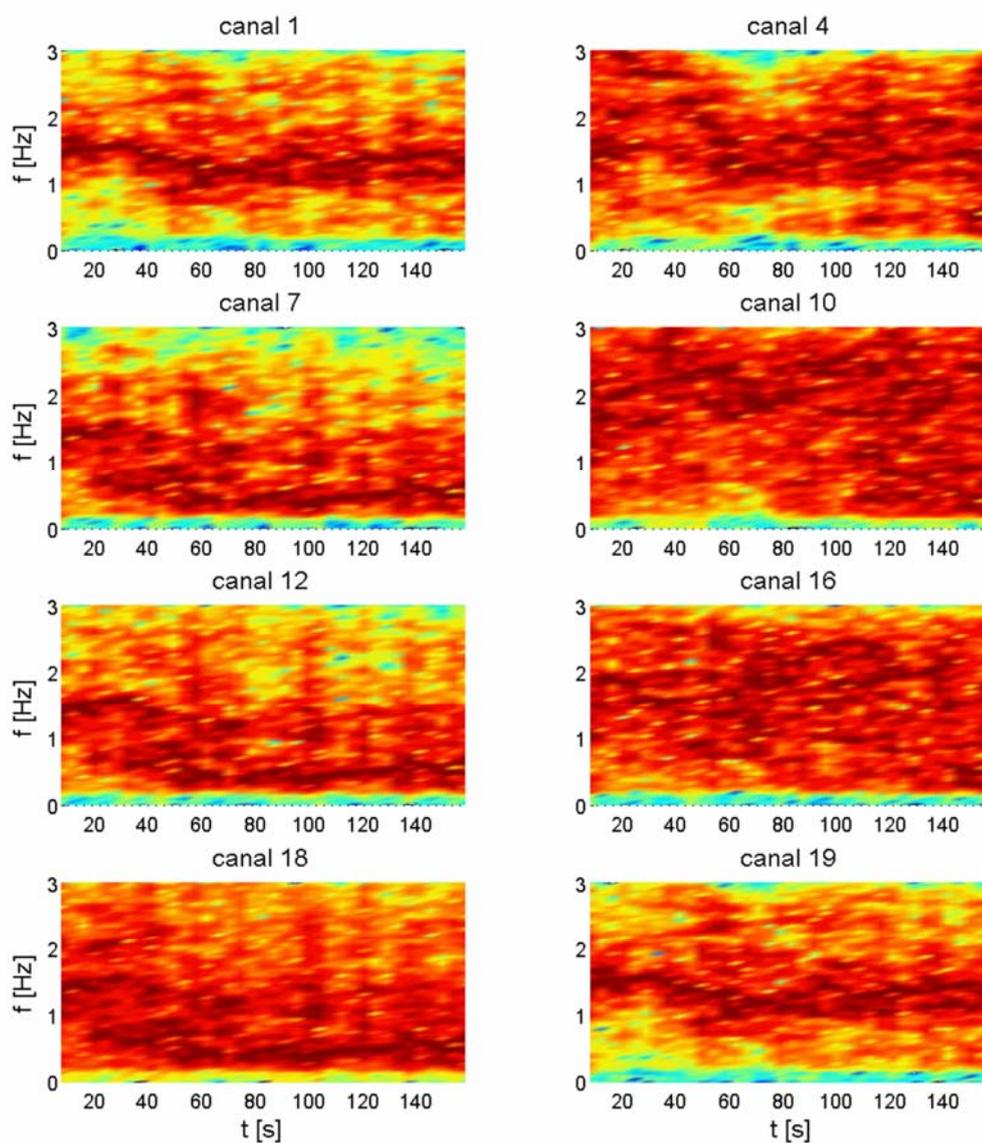


Figura 3.23: Espectrograma dirección longitudinal, terremoto 27/02/10.

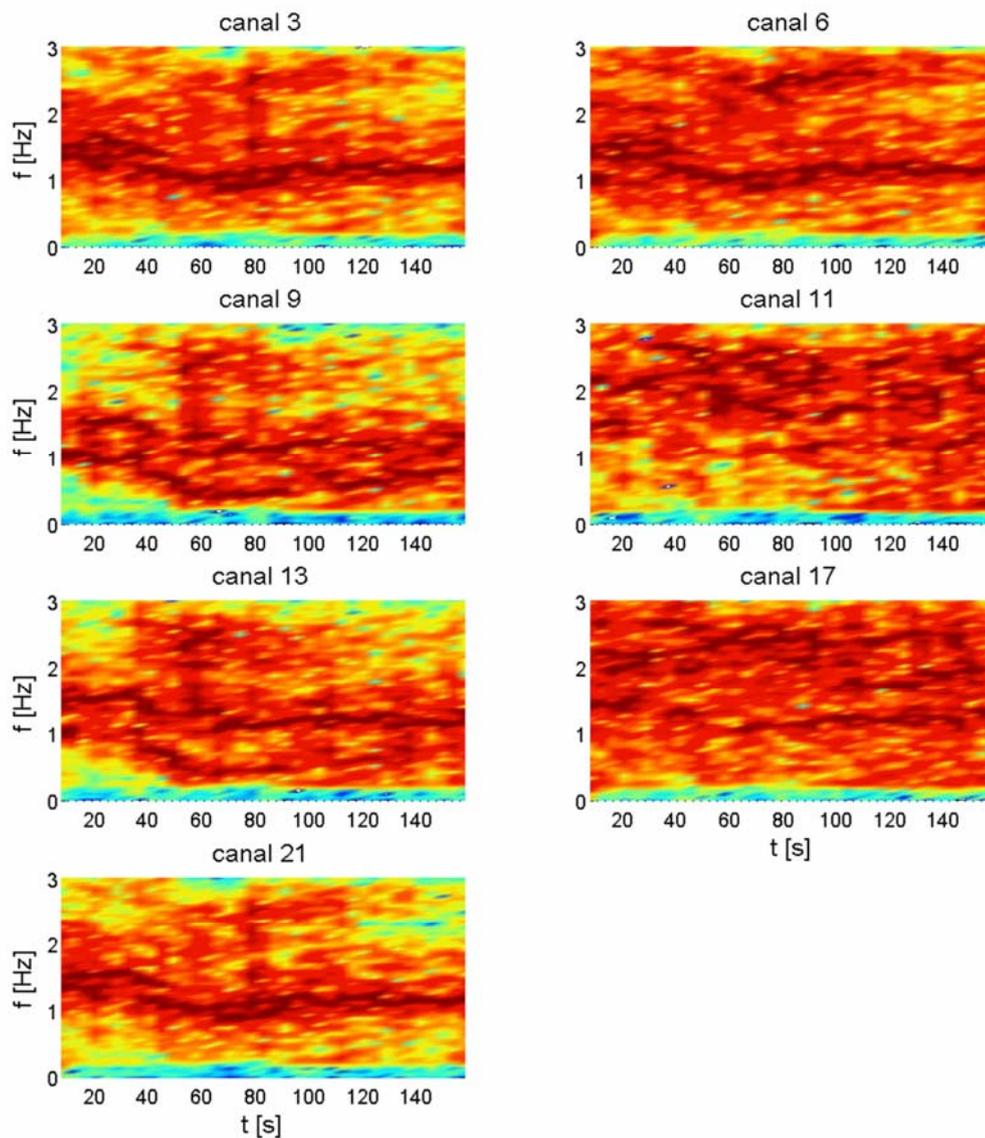


Figura 3.24: Espectrograma dirección transversal, terremoto 27/02/10.

3.2.4 Espectros de Respuesta Aceleración

La Figura 3.25 presenta los espectros de respuesta del suelo (canales 19, 20 y 21) y los espectros usados para el diseño del puente realizados por S y S Ingenieros Consultores Ltda.

El espectro “Modificado” corresponde al usado para hacer un diseño preliminar de la estructura, éste considera 5% del amortiguamiento crítico, pero no incluye la reducción en la respuesta producto de la existencia del sistema de aislación. El espectro “Aislación” corresponde al espectro usado para verificar el diseño de la estructura, este espectro considera la reducción de la respuesta del sistema de aislación, por esto su amortiguamiento es de 8% del amortiguamiento crítico.

Los espectros de respuesta con 8% del amortiguamiento crítico (N-S, Vert y E-W) fueron obtenidos a partir de los registros del valle (canales 19, 20 y 21). Estos muestran el periodo

natural del suelo en las direcciones horizontales siendo 0.85 segundos en longitudinal y 1 segundo en transversal. Se ve que en torno a los 2 segundos, que sería el periodo natural del puente, los espectros de respuesta para el terremoto del Maule son a lo menos tres veces más grandes que los usados, pese a esto la estructura no presentó daño.

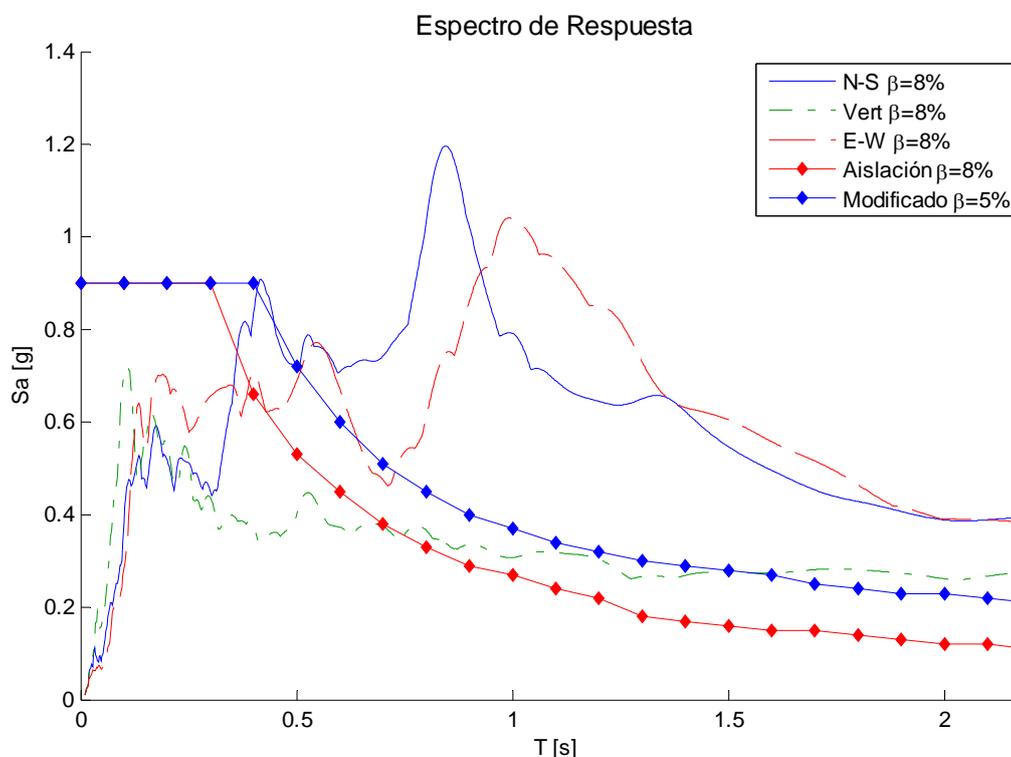


Figura 3.25: Comparación espectros de respuesta suelo terremoto del Maule y espectros de diseño.

3.2.5 Análisis de Registros de Desplazamientos

En este subcapítulo se muestran los desplazamientos absolutos de la estructura y del valle, separados por dirección. Los gráficos se obtienen por doble integración de los registros de aceleración, eliminando tendencias lineales y filtrando los registros con un filtro Butterworth pasabanda entre 0.2 y 20 Hz. Adicionalmente se remuestrea a 50 Hz (Boore & Bommer, 2005). Al filtrar las frecuencias bajas se pierde el desplazamiento remanente de los sensores, obteniéndose un desplazamiento final nulo, lo que no es necesariamente cierto, pues los aisladores pueden quedar en una posición diferente a la inicial.

Los desplazamientos remanentes no se calculan a partir de los registros de aceleración, pues existen efectos de “inclinación” conocidos como *tilt motion effects*, que impiden obtener el desplazamiento real de los sensores, generando ruido de baja frecuencia que es imposible de eliminar mediante filtros convencionales. Además, en caso de querer hacerlo, se requeriría un dispositivo que permita corregir los registros como por ejemplo un acelerómetro rotacional en cada dirección y posición de análisis. Otra alternativa sería contar con dispositivos GPS para cuantificar el desplazamiento final del sensor, de esta forma sólo se obtendría un desplazamiento aproximado (Boroschek & Legrand, 2006).

En las Figuras 3.26 a la 3.28 se muestran los desplazamientos absolutos de la estructura y valle, separados por dirección.

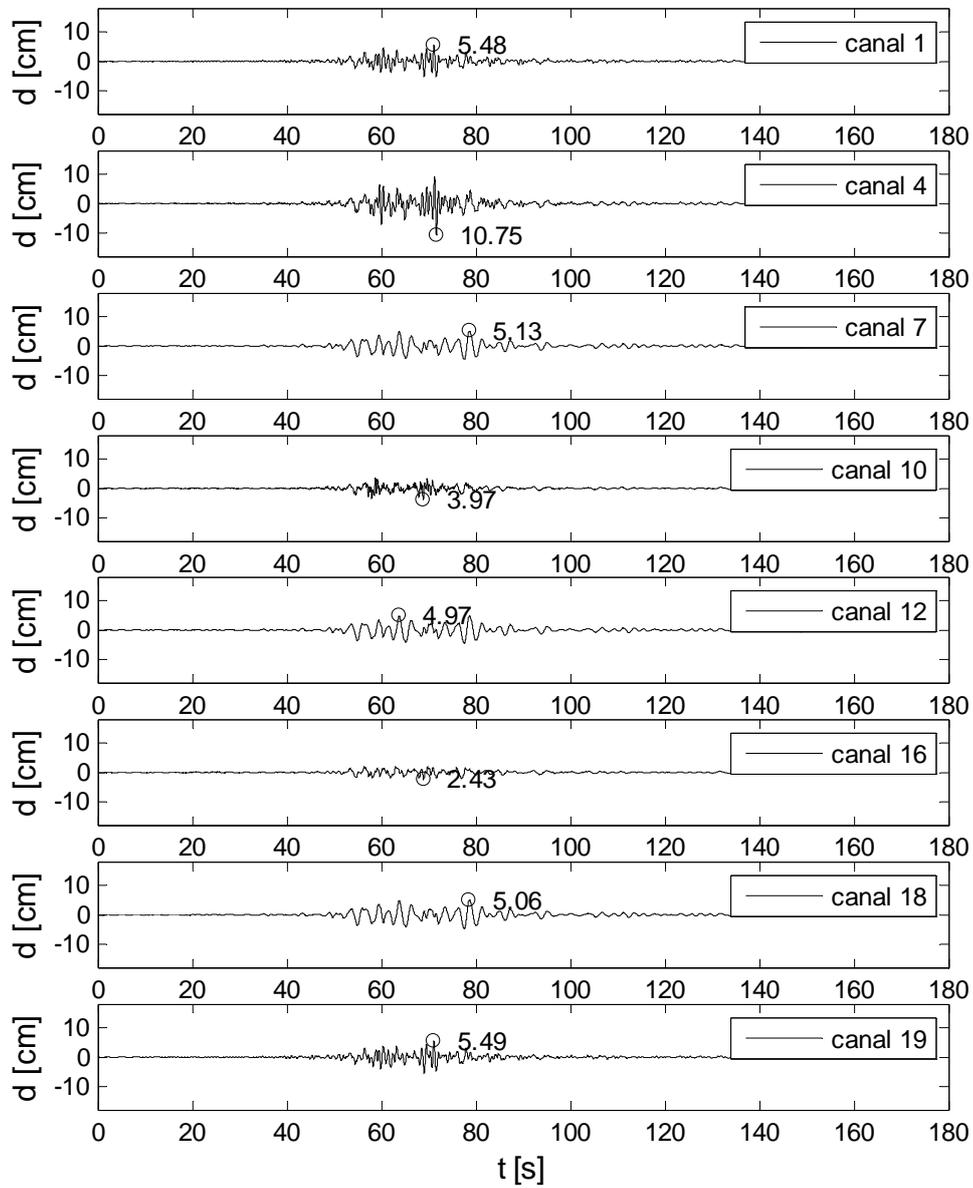


Figura 3.26: Registro desplazamiento longitudinal, terremoto 27/02/10.

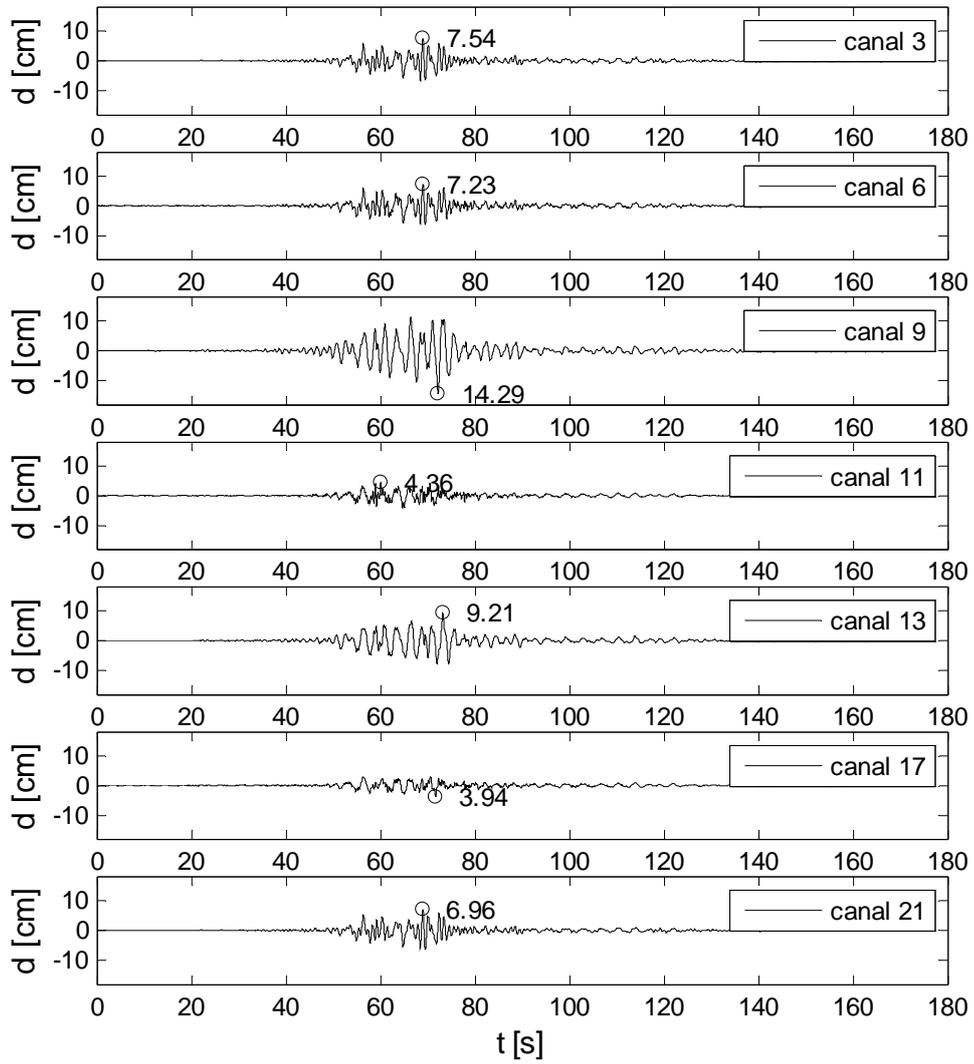


Figura 3.27: Registro desplazamiento transversal, terremoto 27/02/10.

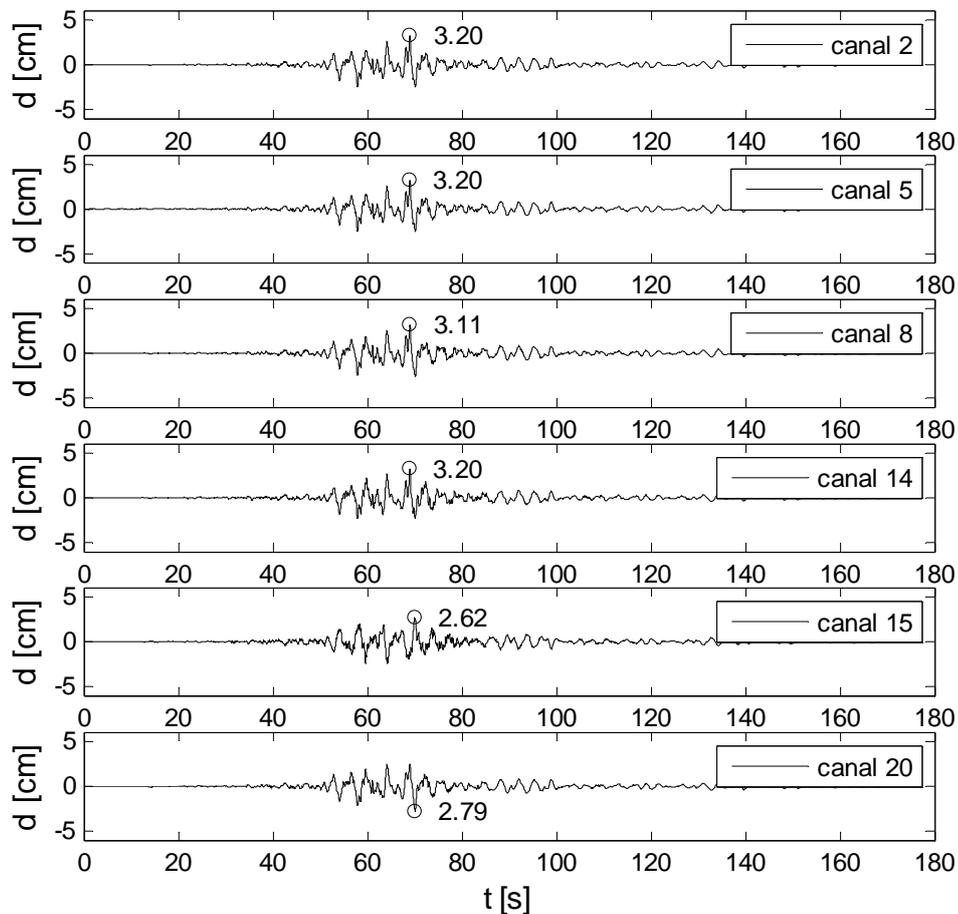


Figura 3.28: Registro desplazamiento vertical, terremoto 27/02/10.

En la Tabla 3.5 se presentan los desplazamientos máximos absolutos de todos los canales. En general, los canales verticales presentan menor desplazamiento que los horizontales comparando canales en la misma zona.

Además, en el tablero en dirección transversal los canales lejanos a los estribos presentan gran desplazamiento comparados con los cercanos a los estribos, esto corrobora que el sistema de aislación pudo moverse en ambas direcciones en las cepas centrales. En dirección longitudinal los canales 7, 12 y 18 se mueven prácticamente lo mismo, esto es consistente con la hipótesis de que el tablero puede moverse en dirección longitudinal como cuerpo rígido.

Por otra parte, el extremo superior de la cepa central en dirección longitudinal (canal 4) presenta un desplazamiento anormalmente alto, por el giro entre la cepa y su base y el movimiento fuera del plano. Este desplazamiento no se ve en el tablero, pues los aisladores absorben parte del movimiento y el tablero tiene algún nivel de restricción en los estribos. Otro canal que presenta grandes desplazamientos es el ubicado en el tablero sobre la cepa 4 en dirección transversal (canal 9), este desplazamiento se debe a que el tablero actúa como una viga apoyada en los extremos con apoyos flexibles al interior.

Tabla 3.5: Desplazamiento máximo por canales.

Canal	$d_{\text{máx}}$ [cm]	Canal	$d_{\text{máx}}$ [cm]
1	5.48	12	4.97
2	3.20	13	9.21
3	7.54	14	3.20
4	10.75	15	2.62
5	3.20	16	2.43
6	7.23	17	3.94
7	5.13	18	5.06
8	3.11	19	5.49
9	14.29	20	2.79
10	3.97	21	6.96
11	4.36		

En las Figuras 3.29, 3.30 y 3.31 se muestran los canales del valle y de la base de la cepa 4. Éstos presentan desplazamientos máximos similares, cuyas diferencias no superan los 8.2 mm.

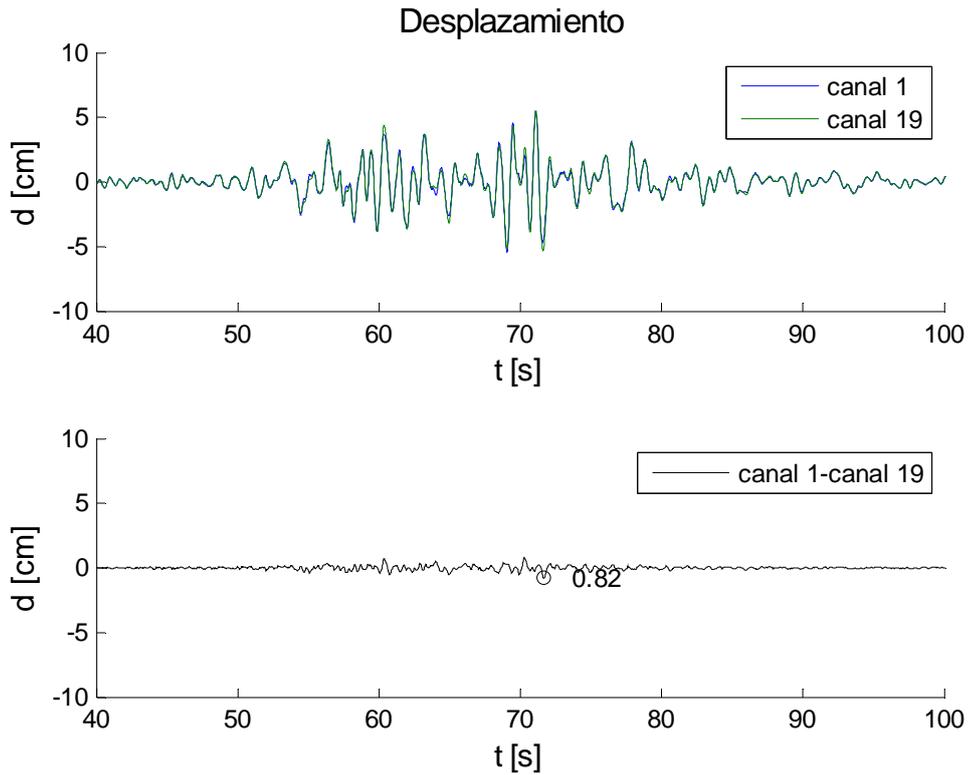


Figura 3.29: Desplazamiento relativo longitudinal base cepa 4 y valle.

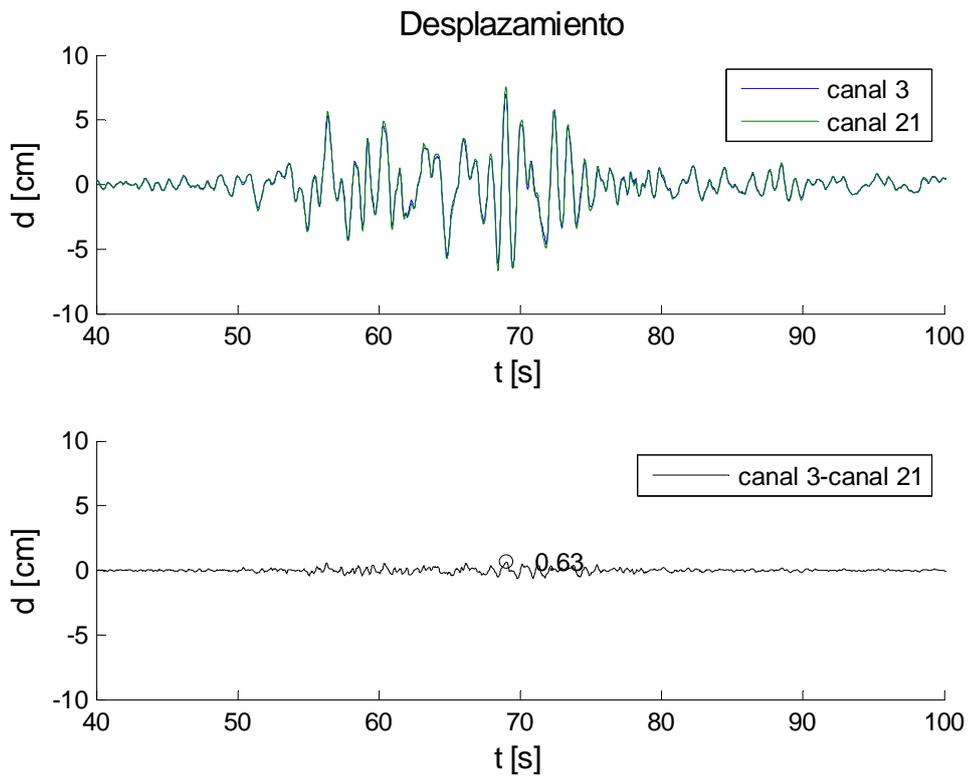


Figura 3.30: Desplazamiento relativo transversal base cepa 4 y valle.

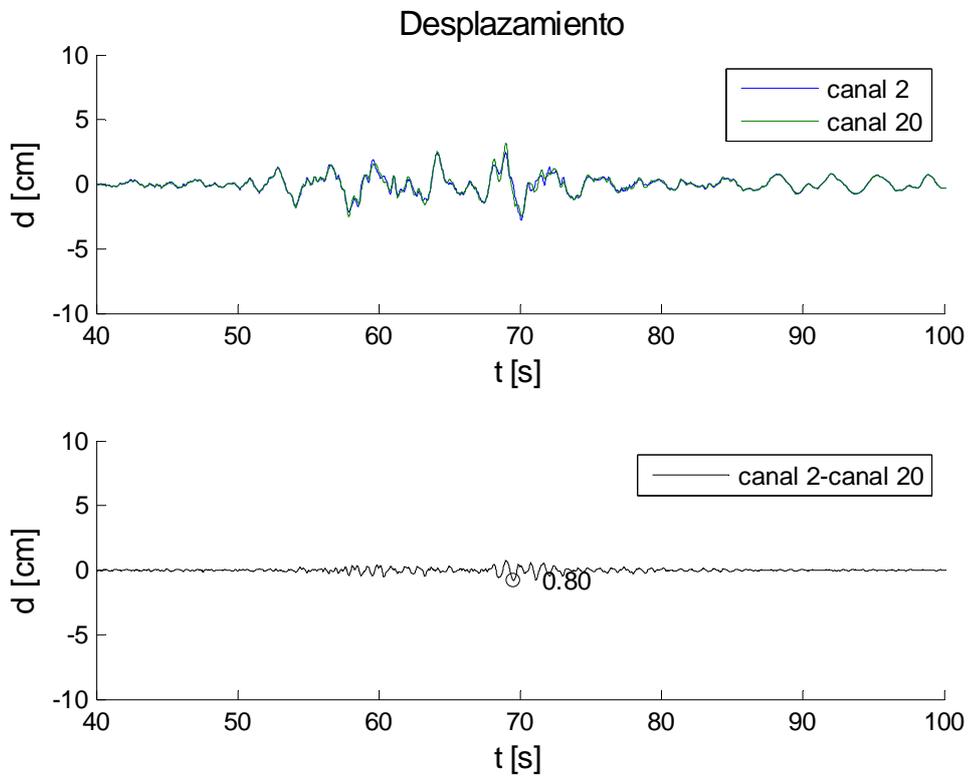


Figura 3.31: Desplazamiento relativo vertical base cepa 4 y valle.

Las Figuras 3.32, 3.33 y 3.34 muestran los desplazamientos absolutos en la cepa 4. Se ve que la cepa presenta deformación en las direcciones transversal y longitudinal, siendo un poco más importante en esta última, pues corresponde a la inercia menor. La diferencia en vertical es prácticamente nula.

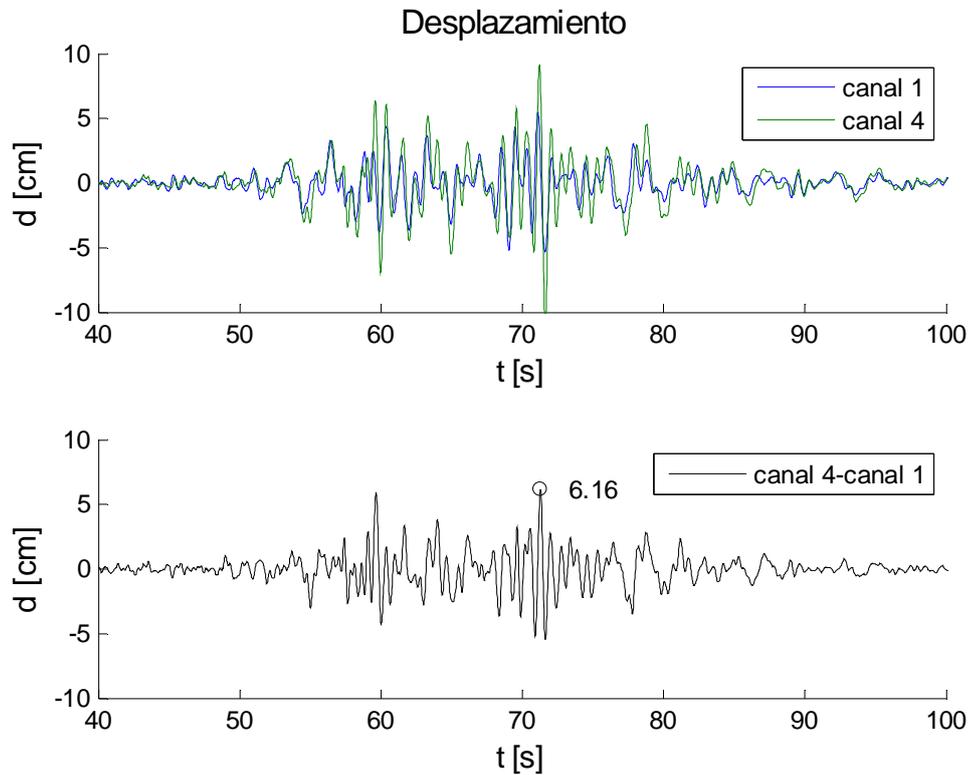


Figura 3.32: Desplazamiento relativo longitudinal base y top cepa 4.

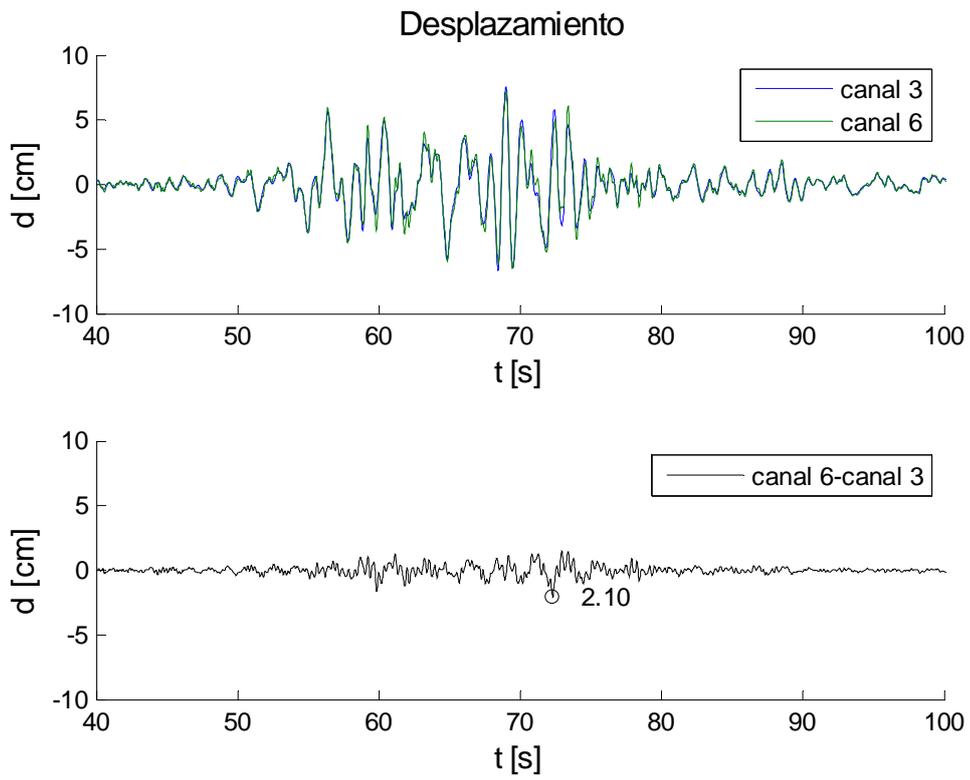


Figura 3.33: Desplazamiento relativo transversal base y top cepa 4.

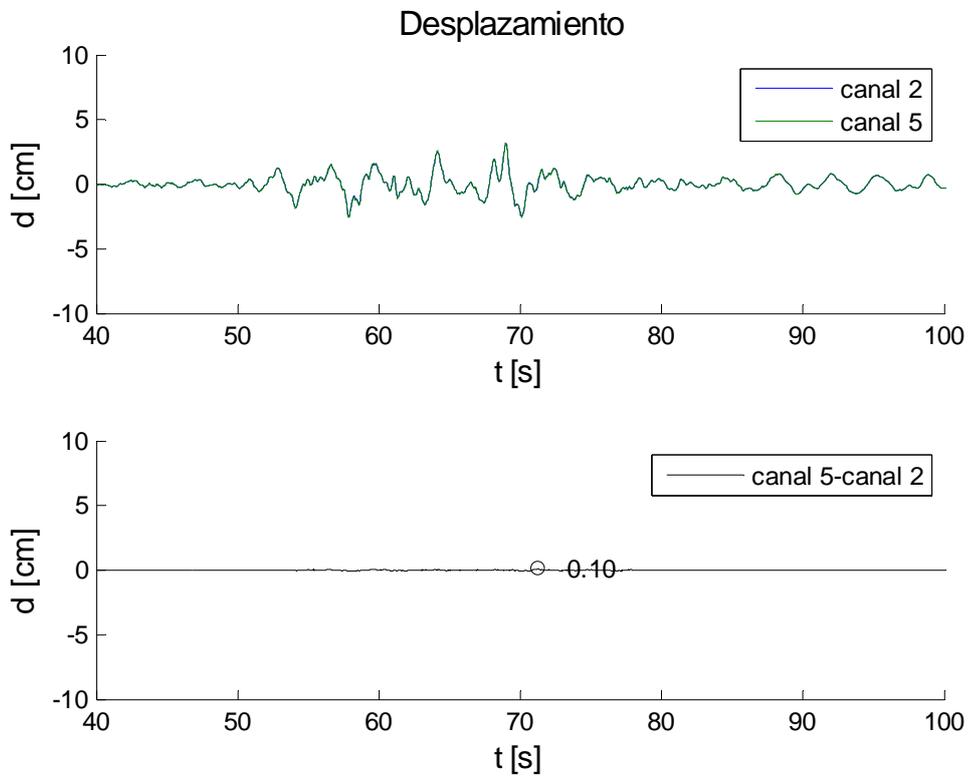


Figura 3.34: Desplazamiento relativo vertical base y top cepa 4.

3.2.5.1 Análisis Desplazamientos Relativos del Sistema de Aislación

Las Figuras 3.35, 3.36 y 3.37 presentan los desplazamientos absolutos bajo y sobre el sistema de aislación en la cepa 4. Además, se presenta el desplazamiento relativo para obtener una aproximación de la deformación de los aisladores en la dirección respectiva. La Tabla 3.6 presenta un resumen de los desplazamientos relativos máximos y las deformaciones angulares máximas.

En la dirección longitudinal (Figura 3.35) se observa una clara reducción del desplazamiento en el tablero, además de un filtrado de la señal de alta frecuencia. El máximo desplazamiento relativo registrado es de 10.94 cm.

En la dirección transversal (Figura 3.36) se observa un importante aumento de los desplazamientos en el tablero. El máximo desplazamiento relativo en este caso es de 15.6 cm.

En la dirección vertical (Figura 3.37) se aprecia que el desplazamiento relativo entre la cepa y el tablero es muy bajo, lo que muestra el comportamiento rígido del aislador en esta dirección. El máximo desplazamiento relativo es de 0.25 cm.

En las Figuras 3.38 y 3.39 se muestran los desplazamientos en dirección longitudinal en cada estribo respecto al tablero. En ambos casos se ve que, en general, el movimiento del tablero es de mayor amplitud que el movimiento en los estribos, lo cual era esperable pues el tablero es libre de moverse en esta dirección. En ambos sectores el movimiento relativo máximo es del mismo orden, cercano a 6 cm, lo que puede ser interpretado como la deformación del sistema de aislación en los estribos.

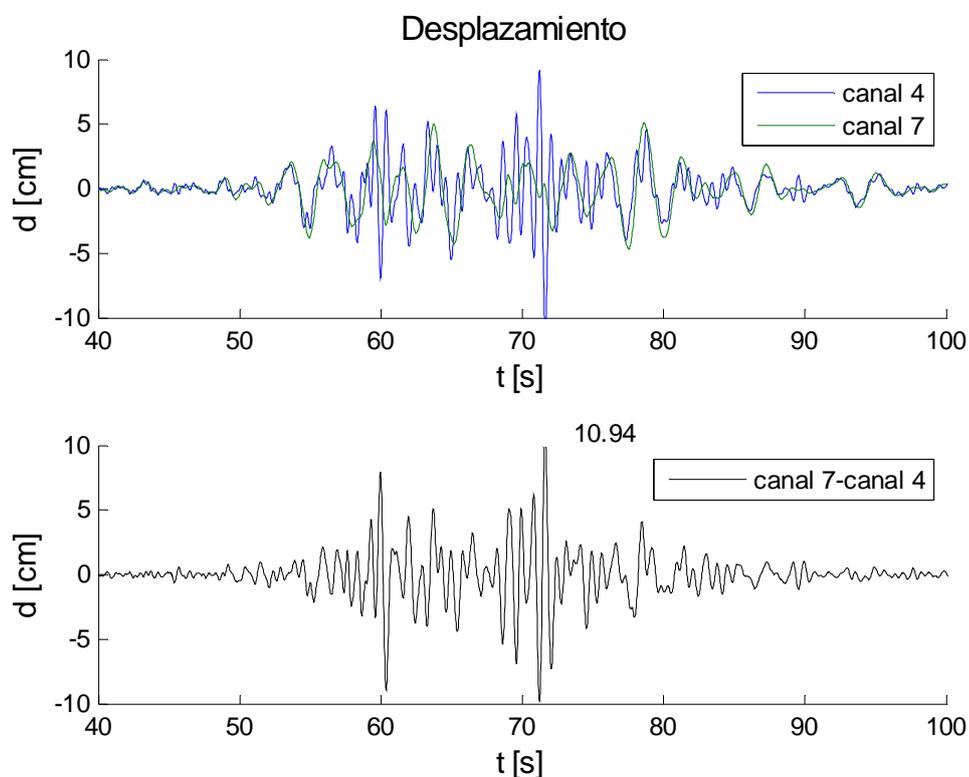


Figura 3.35: Desplazamiento relativo longitudinal sistema de aislación.

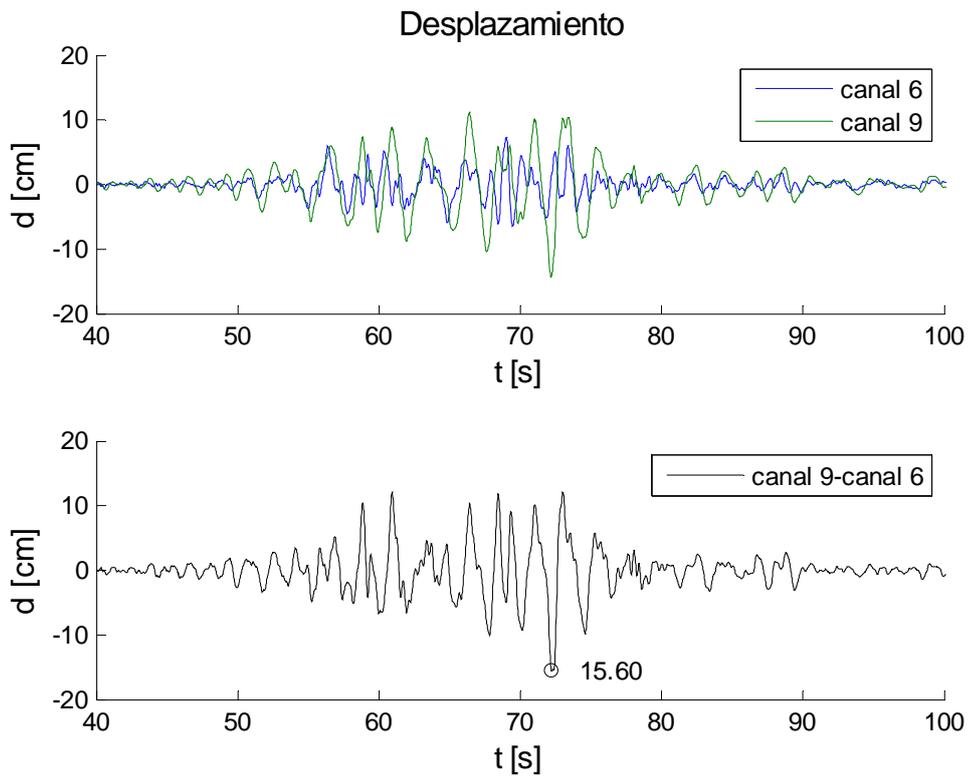


Figura 3.36: Desplazamiento relativo transversal sistema de aislación.

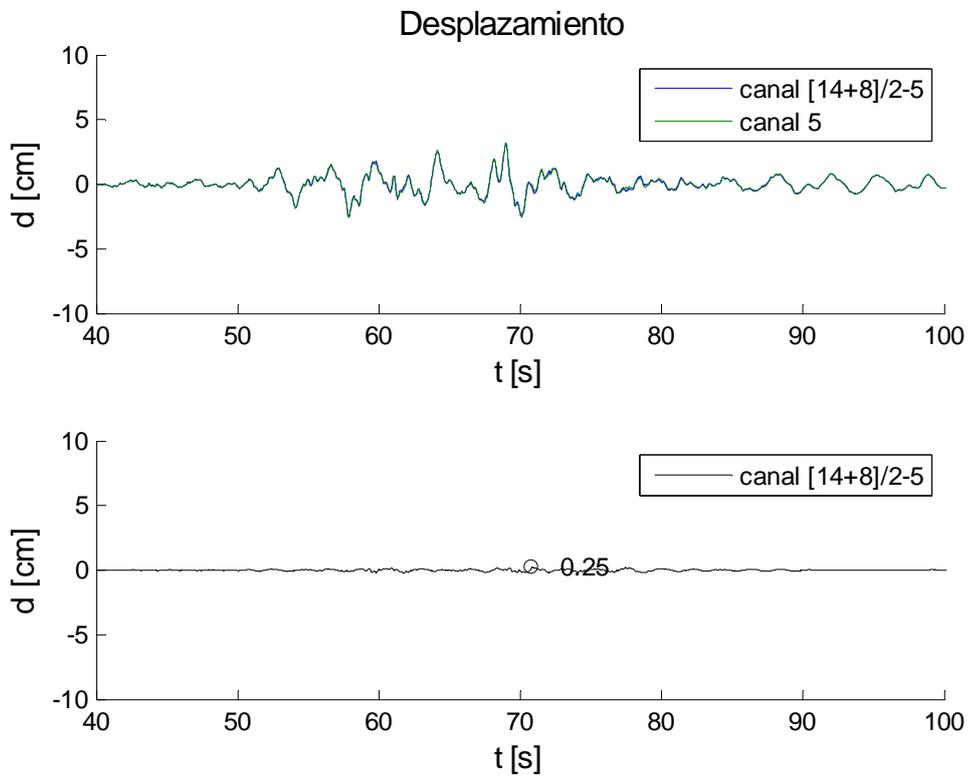


Figura 3.37: Desplazamiento relativo vertical sistema de aislación.

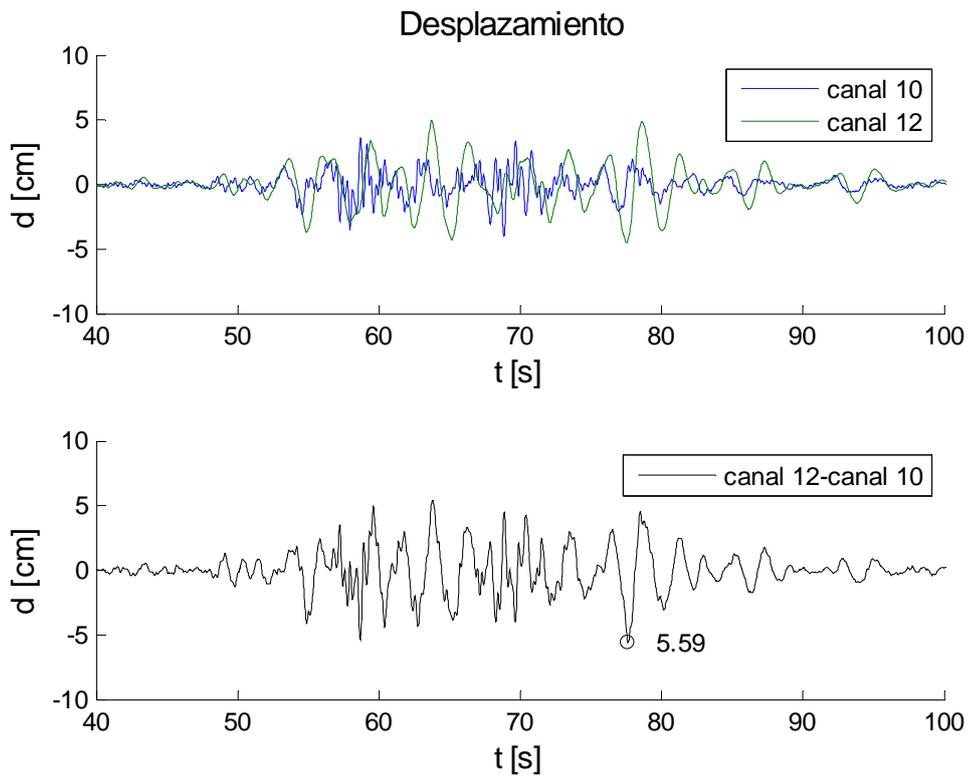


Figura 3.38: Desplazamiento relativo longitudinal estribo sur.

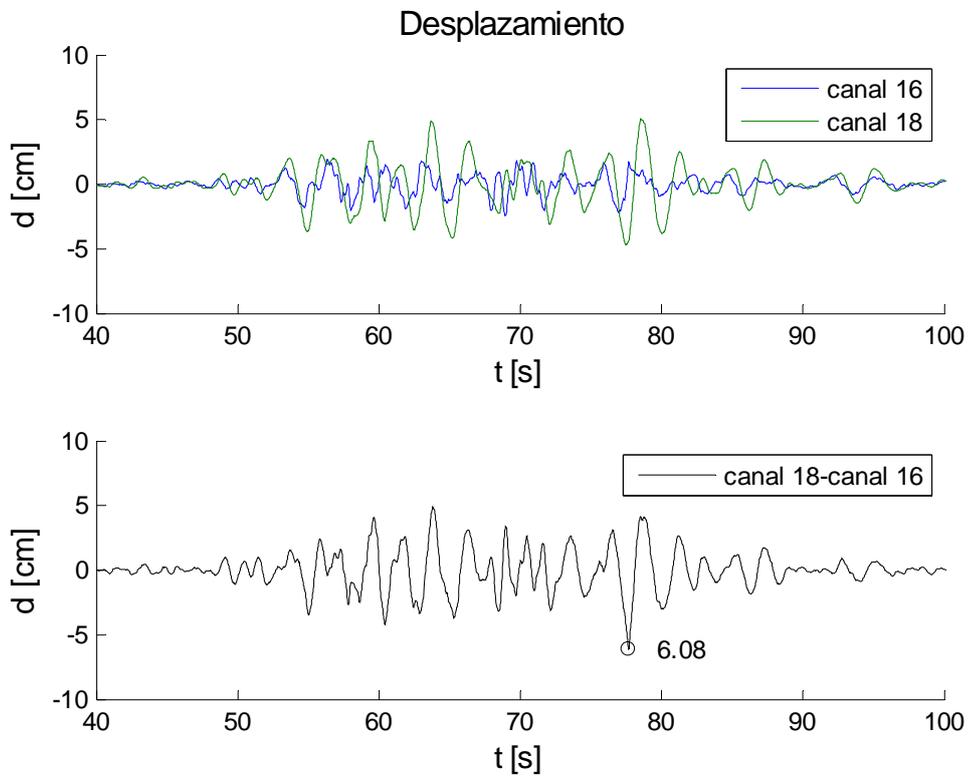


Figura 3.39: Desplazamiento relativo longitudinal estribo norte.

Tabla 3.6: Resumen desplazamientos relativos máximos sistema de aislamiento.

Dirección	Canales	Lugar	$d_{\text{máx}}$ [cm]	γ [%]
Longitudinal	7-4	Cepa	10.94	53.6
Longitudinal	18-16	Estribo Norte	6.08	29.8
Longitudinal	12-10	Estribo Sur	5.59	27.4
Transversal	9-6	Cepa	15.60	76.5
Vertical	[14+8]/2-5	Cepa	0.25	-

3.2.5.2 Análisis Desplazamientos Relativos del Tablero

Las Figuras 3.40 y 3.41 muestran los desplazamientos entre canales del tablero. En dirección longitudinal se ve que el tablero se mueve como cuerpo rígido, lo que era esperable. En dirección vertical se ve que existe torsión en el tablero dada la diferencia existente entre ambos canales sobre la cepa 4, producto probablemente del cabeceo de la cepa.

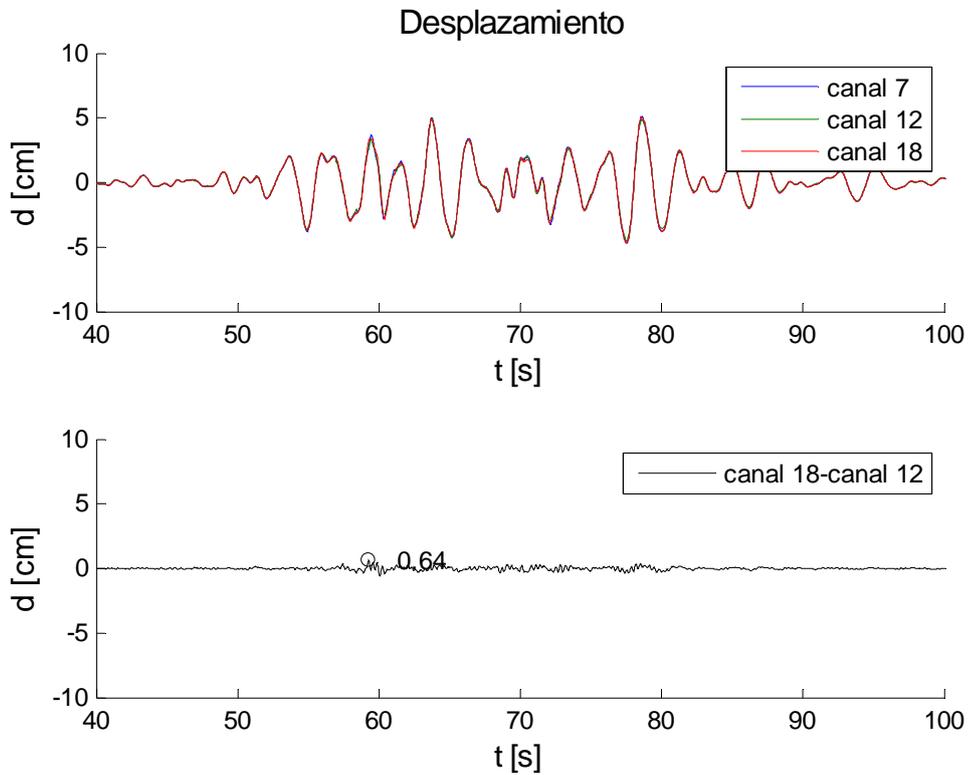


Figura 3.40: Desplazamiento relativo longitudinal tablero.

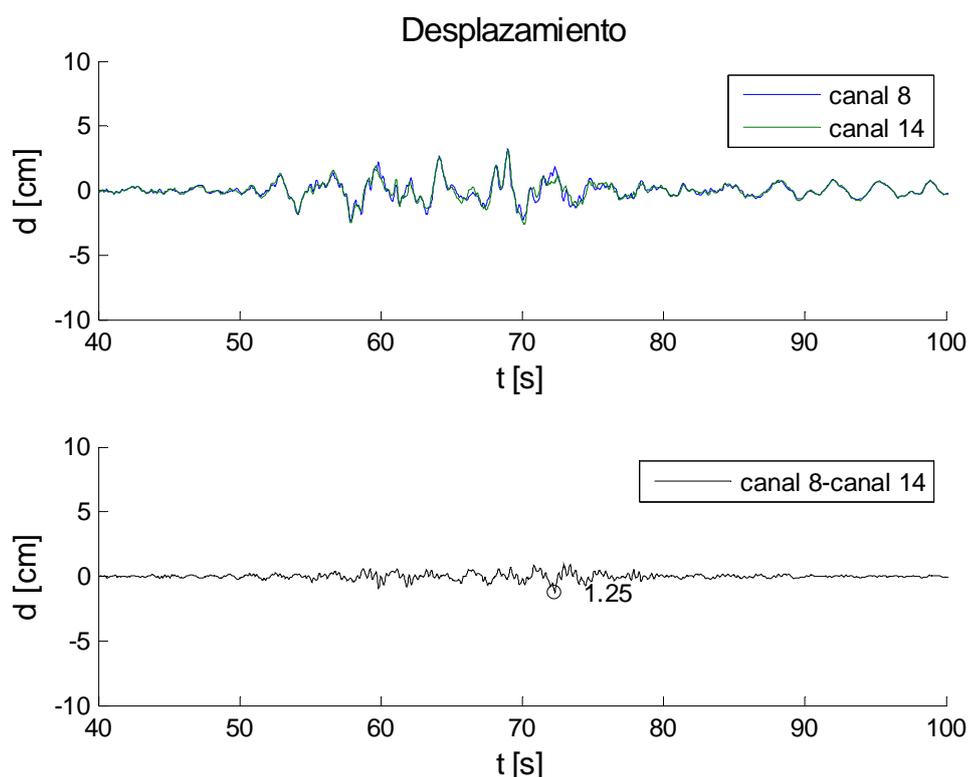


Figura 3.41: Desplazamiento relativo vertical tablero.

3.3 ANÁLISIS DE LAS RÉPLICAS DEL EVENTO DEL 27/02/2010

En este subcapítulo se analizan las réplicas importantes del terremoto del Maule de 2010, considerando las réplicas sensibles ocurridas hasta junio de 2010. Adicionalmente, se agregó el sismo de magnitud M_w 6.5 ocurrido el 17 de Abril de 2012 (Servicio Sismológico, Universidad de Chile, 2012), el cual no se considera como réplica del terremoto del Maule (Barrientos, 2012). Las réplicas que se consideran para el análisis de propiedades dinámicas son las que cumplen con el criterio de tener una aceleración máxima en la estructura igual o superior a 0.09 g y magnitud igual o superior a 5.5.

La frecuencia de muestreo inicial era de 200 Hz para los canales de la estructura y del valle (canales 1 al 21) y 100 Hz para los canales en roca del estribo sur (canales 22, 23 y 24). Los registros fueron previamente sincronizados usando como tiempo común la máxima correlación en el tiempo entre los canales del estribo sur en dirección longitudinal (canales 10 y 23). Además, fueron filtrados con un filtro Butterworth de orden 4 pasabanda entre 0.2 y 20 Hz y remuestreados a 50 Hz.

La Tabla 3.7 muestra las aceleraciones máximas de las réplicas, se incluye el sismo del 17/04/12. Las magnitudes fueron obtenidas de los sitios web de sismología de la Universidad de Chile (Servicio Sismológico, Universidad de Chile, 2012) y de la USGS (USGS, Earthquake Hazard Program, 2010 Significant Earthquake and News Headlines Archive, 2010).

Tabla 3.7: Aceleración máxima réplicas terremoto del Maule.

Fecha	[aammddi]	1002272	1003036	1003037	1003116	1003117	120417
Magnitud	M _L	6.1	5.5	5.8	(6.9)	(6.7)	(6.5)
Canal	Dirección						
1	L	0.100	0.047	0.036	0.028	0.027	0.121
2	V	0.040	0.024	0.013	0.016	0.014	0.085
3	T	0.079	0.044	0.041	0.035	0.039	0.144
4	L	0.110	0.073	0.066	0.035	0.044	0.212
5	V	0.043	0.027	0.014	0.017	0.016	0.120
6	T	0.151	0.075	0.06	0.068	0.061	0.263
7	L	0.043	0.022	0.018	0.017	0.018	0.237
8	V	0.073	0.039	0.042	0.026	0.026	0.530
9	T	0.121	0.060	0.040	0.059	0.035	0.218
10	L	0.192	0.110	0.037	0.040	0.040	0.197
11	T	0.579	0.168	0.078	0.112	0.134	0.552
12	L	0.059	0.021	0.014	0.017	0.013	0.046
13	T	0.160	0.071	0.031	0.054	0.048	0.161
14	V	0.065	0.028	0.016	0.033	0.025	0.165
15	V	0.140	0.048	0.030	0.037	0.041	0.446
16	L	0.048	0.019	0.019	0.014	0.013	0.172
17	T	0.394	0.119	0.089	0.163	0.100	0.387
18	L	0.056	0.016	0.014	0.018	0.014	0.060
19	L	0.099	0.051	0.035	0.032	0.036	0.297
20	V	0.063	0.026	0.017	0.021	0.017	0.143
21	T	0.099	0.051	0.044	0.037	0.036	0.241
22	T	-	0.063	0.019	0.055	0.049	0.269
23	L	-	0.103	0.036	0.042	0.042	0.176
24	V	-	0.034	0.013	0.019	0.019	0.230

3.3.1 Razón Aceleración Máxima

En las Tabla 3.8 se presentan las razones de aceleración máxima del terremoto del Maule y las réplicas sensibles hasta junio de 2010. Además, se presentan las razones de aceleración máxima para el sismo del 17/04/12.

Tabla 3.8: Razones de aceleración máxima terremoto del Maule y réplicas.

Fecha [aammddi]	1002271	1002272	1003036	1003037	1003116	1003117	1204171
Magnitud M_L (M_w)	(8.8)	6.1	5.5	5.8	(6.9)	(6.7)	(6.5)
$a_{\text{máx}}$ suelo [g]	0.35	0.10	0.05	0.04	0.04	0.04	0.3
$a_{\text{máx}}$ estruct. [g]	0.64	0.16	0.17	0.09	0.16	0.13	0.55
Longitudinal							
a12/a10	0.30	0.31	0.19	0.38	0.43	0.33	0.23
a18/a16	0.66	1.17	0.84	0.74	1.29	1.08	0.35
a7/a4	0.50	0.39	0.30	0.27	0.49	0.41	1.11
a4/a1	1.64	1.10	1.55	1.83	1.25	1.63	1.76
a7/a19	0.81	0.43	0.43	0.51	0.53	0.50	0.80
a9/a23	-	-	0.50	0.97	0.76	0.86	1.69
Transversal							
a9/a6	1.22	0.80	0.80	0.67	0.87	0.57	0.83
a6/a3	1.41	1.91	1.70	1.46	1.94	1.56	1.83
a9/a21	1.90	1.22	1.18	0.91	1.59	0.97	0.91
a21/a22	-	-	0.81	2.32	0.67	0.73	0.90
Vertical							
a14/a8	0.81	0.89	0.72	0.38	1.27	0.96	0.31
[a14+a8]/2/a5	1.72	1.60	1.24	2.07	1.74	1.59	2.90
a5/a2	1.12	1.08	1.13	1.08	1.06	1.14	1.41
[a14+a8]/2/a20	1.16	1.10	1.29	1.71	1.40	1.50	2.43
a20/a24	-	-	0.76	1.31	1.11	0.89	0.62

A partir de la tabla anterior, se generan las Figuras 3.42, 3.43 y 3.44. En estas figuras se incluyen las razones de aceleración máxima de los registros de los sismos más importantes registrados previo a este estudio (ver Tabla 2.1). En el eje de las abscisas se presenta la aceleración máxima del suelo en la dirección respectiva.

La Figura 3.42 muestra las razones de aceleración máxima en dirección longitudinal. La razón de aceleración máxima en ambos estribos y cepa 4 muestra una disminución de las aceleraciones en el tablero respecto al canal respectivo ubicado en la subestructura –razones a12/a10, a18/a16 y a7/a4–, obteniéndose una razón de aceleración cercana a 0.5. Esto es esperable en mayor o menor medida de acuerdo a la eficiencia del sistema de aislación. Esta tendencia debería aumentar cuando la excitación es mayor, disminuyendo la razón para mayores valores de aceleración de suelo, esto se aprecia aunque de manera poco clara debido a que la respuesta no lineal de la estructura depende de la excitación particular en cada caso. La razón de aceleraciones del sismo del 17/04/12 presenta un comportamiento anómalo sobre la cepa 4. La razón de aceleración máxima en la cepa –razón a4/a1– es cercana a 1.7, esto concuerda con que la cepa es más flexible en esta dirección. Esto tiende a disminuir para sismos de mayor intensidad, posiblemente debido a mayor disipación de energía para sismos de mayor intensidad. La razón de aceleración máxima entre el campo libre en el valle y el tablero –razón a7/a19– es en todos los casos menor a 1.

En tanto que en dirección transversal (Figura 3.43) se obtiene el mismo comportamiento que en dirección longitudinal a lo largo de la cepa 4 –razón a6/a3– con una amplificación sobre

1.5, pero no en el caso del tablero –razón a_9/a_6 –; probablemente producto de que durante sismos mayores ocurren impactos entre los estribos y el tablero, lo que se traduce en mayores aceleraciones sobre este último. En este caso se obtiene una reducción cercana a 0.6 para sismos de menor intensidad. La razón de aceleración máxima entre el campo libre en el valle y el tablero –razón a_9/a_{21} – es bastante dispersa siendo cerca de 2 para el terremoto del Maule.

Por otra parte, en dirección vertical la razón de aceleración máxima en el tablero –razón a_{14}/a_8 – es cercana a 1, aunque algo menor. Esto se podría explicar por la torsión del tablero (debido al giro de las cepas), que produciría aceleraciones mayores en el canal 14 ubicado hacia el exterior del tablero. En cambio la razón de aceleración máxima entre el tablero y la cepa –razón $[a_{14}+a_8]/2/a_5$ – se ve amplificación de la aceleración máxima sobre 1.5, lo cual es esperable debido a la rigidez vertical del sistema de aislación. La razón de aceleración máxima en la cepa 4 –razón a_5/a_2 – es levemente mayor que 1. Es importante notar que para el sismo del 17/04/12 el canal 8 presenta aceleraciones anormalmente altas comparadas con el canal 14. La razón de aceleración máxima entre el campo libre en el valle y el tablero –razón $[a_{14}+a_8]/2/a_{20}$ – es en general mayor que 1.

Las razones de aceleración del valle respecto de la roca –razones a_{19}/a_{23} , a_{21}/a_{22} y a_{20}/a_{24} en direcciones longitudinal, transversal y vertical, respectivamente– no presentan tendencias claras por lo que se requieren más datos para concluir al respecto.

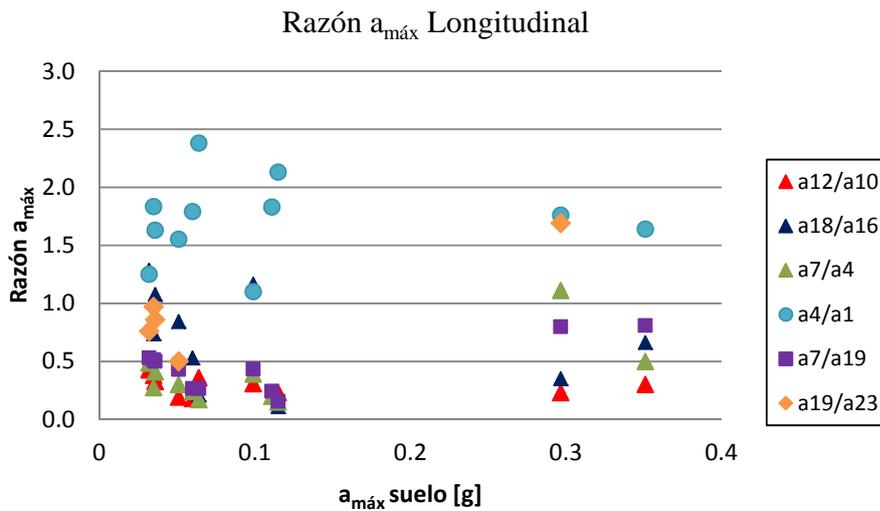


Figura 3.42: Razón $a_{m\acute{a}x}$ longitudinal.

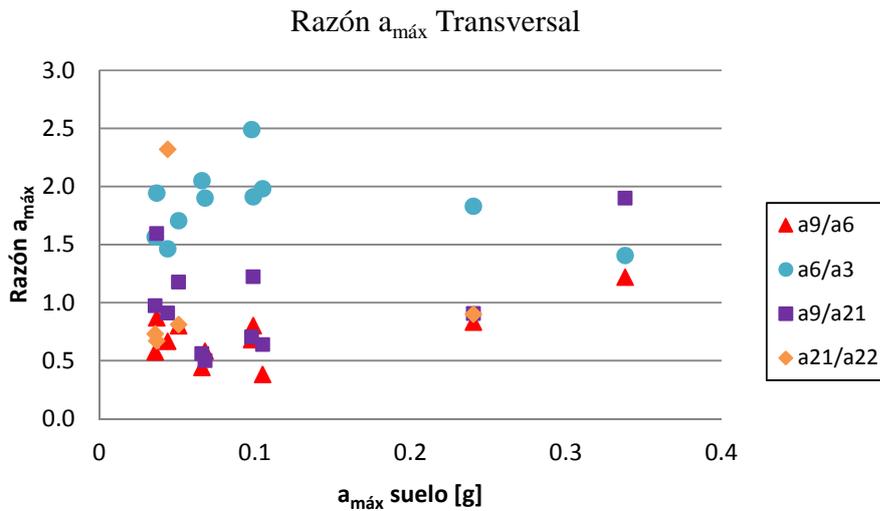


Figura 3.43: Razón $a_{máx}$ transversal.

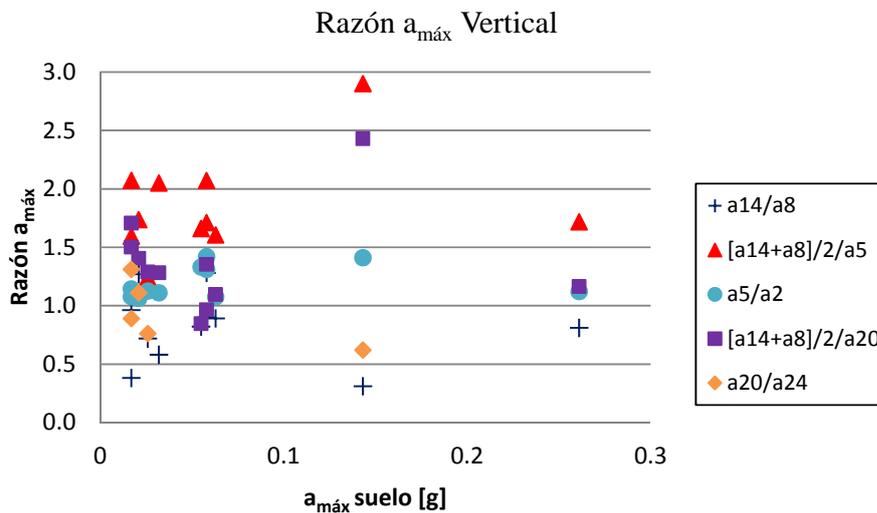


Figura 3.44: Razón $a_{máx}$ vertical.

3.3.2 Propiedades Dinámicas de la Estructura

En la Tabla 3.9 se muestran las propiedades dinámicas fundamentales obtenidas para los registros seleccionados, incluyendo las propiedades para el terremoto del Maule considerando sólo la parte final del registro, esto es, el intervalo desde el 95% de la intensidad de Arias en adelante, que al corresponder mayoritariamente a la respuesta libre de la estructura permite ver de forma más clara el amortiguamiento modal. En las Figuras 3.45, 3.46, 3.47 y 3.48 se muestran los resultados graficados en función de la aceleración máxima en el valle en cada dirección. Los espectros de potencia a partir de las cuales se obtuvo la tabla se muestran en las figuras del ANEXO A para las réplicas y el subcapítulo 6.2 para el sismo del 17/04/12.

En el caso de la frecuencia en función de la aceleración del valle, se ve una tendencia bastante clara, los aisladores sísmicos flexibilizan la estructura a mayor aceleración basal

encontrándose la frecuencia fundamental cercana a 0.85 Hz, para las réplicas más pequeñas, llegando a 0.42 Hz para el terremoto del Maule. Por otra parte, el amortiguamiento aumenta con el nivel de solicitaciones sísmicas, partiendo en alrededor de 4% para sismos pequeños hasta cerca de 19% del amortiguamiento crítico para el terremoto del Maule, aunque en este caso la tendencia no es tan clara.

Tabla 3.9: Resumen propiedades dinámicas fundamentales del puente.

Fecha Sismo	Longitudinal			Transversal		
	$a_{máx}$ [g]	f [Hz]	β	$a_{máx}$ [g]	f [Hz]	β
27/02/10-1	0.351	0.42	19.5	0.338	0.46	18.4
27/02/10-2	0.099	0.61	10.4	0.099	0.65	7.3
03/03/10-6	0.051	0.73	6.9	0.051	0.81	3.5
03/03/10-7	0.035	0.85	6.4	0.044	0.88	4.7
11/03/10-6	0.032	0.61	8.0	0.037	0.72	8.2
11/03/10-7	0.036	0.70	4.6	0.036	0.74	4.2
17/04/12	0.297	0.57	10.2	0.241	0.65	6.0

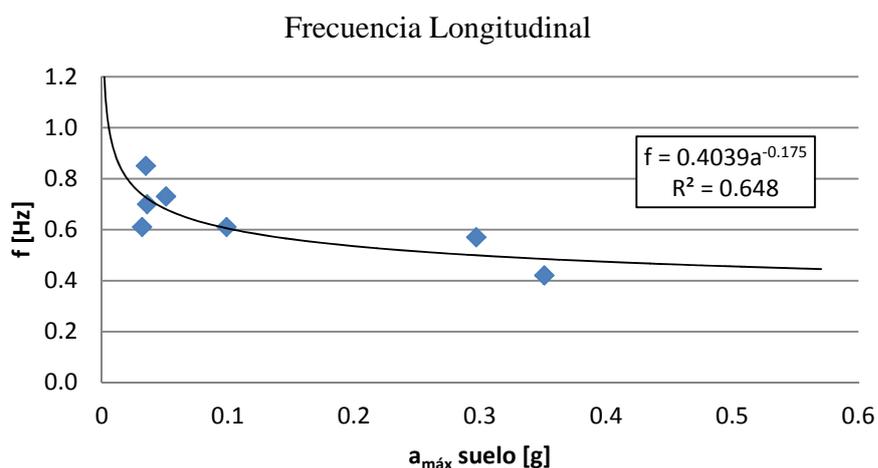


Figura 3.45: Frecuencia modo fundamental longitudinal función de $a_{máx}$ suelo.

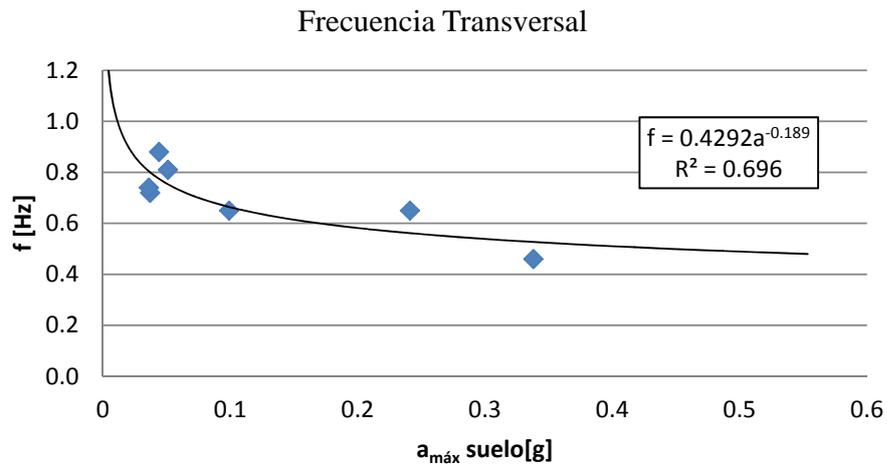


Figura 3.46: Frecuencia modo fundamental en transversal función de $a_{\text{máx}} \text{ suelo}$.

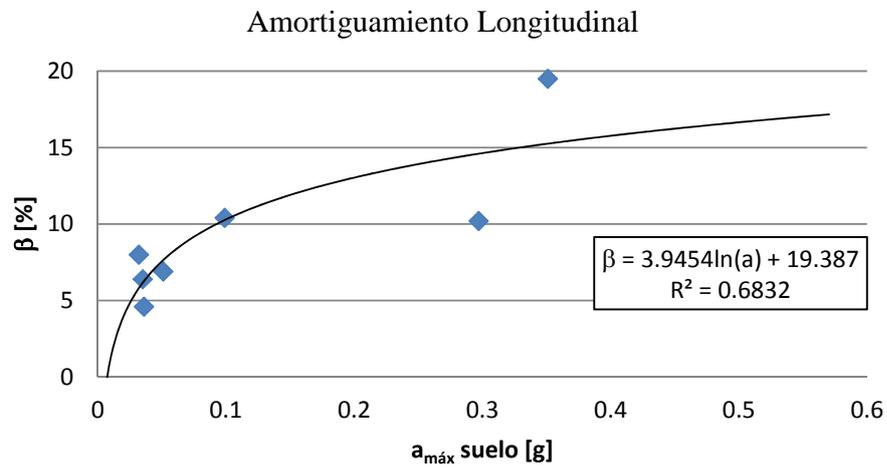


Figura 3.47: Amortiguamiento modo fundamental longitudinal en función de $a_{\text{máx}} \text{ suelo}$.

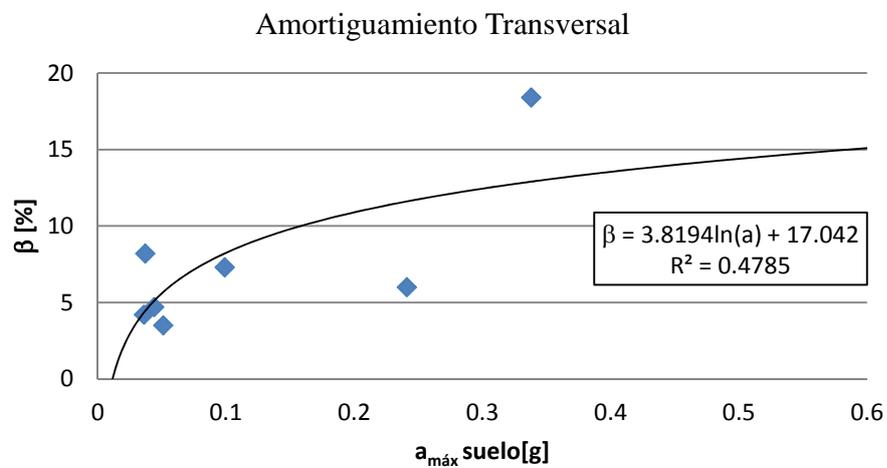


Figura 3.48: Amortiguamiento modo fundamental en transversal en función de $a_{\text{máx}} \text{ suelo}$.

3.3.3 Análisis de Canales en Roca Estribo Sur

Para caracterizar la respuesta de la roca se escogió la réplica del día 3 de marzo de 2010 de magnitud 5.5, pues es una de las réplicas importantes que cuenta con los registros de los canales ubicados en la roca del estribo sur (ver Figura 1.12). En las Figuras 3.49 y 3.50 se presentan los resultados de los espectros de potencia para los canales de interés en direcciones longitudinal y transversal.

Se aprecia que los espectros de la roca (canales 23 y 22) son similares a los del estribo sur (canales 10 y 11 respectivamente) en contenido de frecuencia. Además, se nota que las frecuencias en roca estarían bastante desacopladas de las fundamentales del puente y del suelo.

Las frecuencias dominantes de la fuente se encuentran en 3.42 y 4.02 Hz en longitudinal y 3.14 y 4.02 en transversal. Si se compara estos resultados con los de Trigo –ver capítulo 2.2.2.1– donde la frecuencia predominante en la roca es de alrededor de 4.42 Hz, se obtiene una frecuencia fundamental bastante cercana, en tanto que, los máximos en torno a 3.14 y 3.42 corresponderían a frecuencias de la fuente.

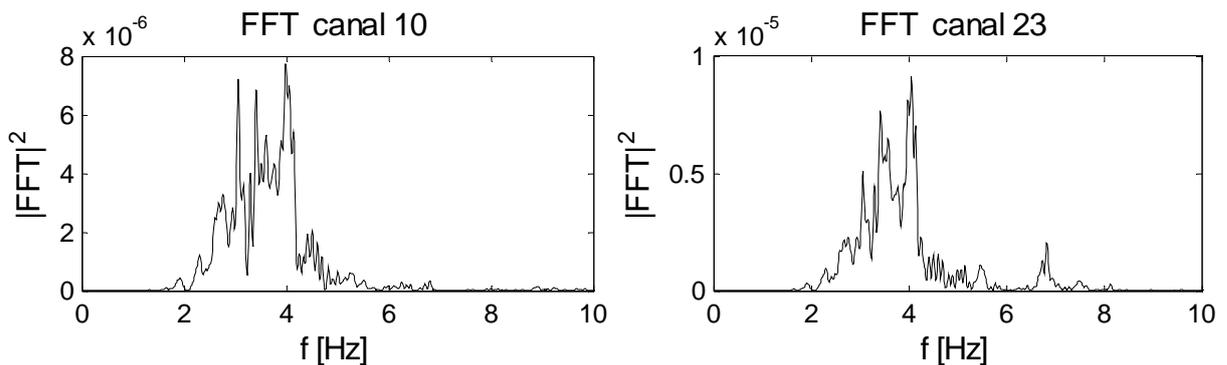


Figura 3.49: Comparación tablero y campo libre estribo sur evento 03/03/10, longitudinal.

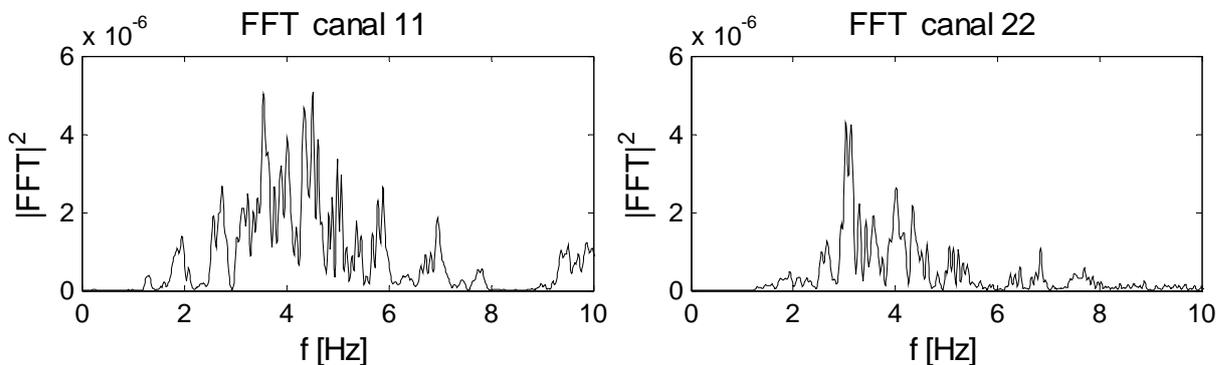


Figura 3.50: Comparación tablero y campo libre estribo sur evento 03/03/10, transversal.

CAPÍTULO 4: CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS DEL PUENTE MARGA MARGA, SISMO SINCRÓNICO

4.1 INTRODUCCIÓN

En esta sección se describe los modelos de elementos finitos del puente Marga Marga realizados en el software Opensees v. 2.3.2. Se realizaron dos modelos que difieren en la forma en que se modelan las cepas. En el primero, se modelaron las cepas como elementos elásticos, en el segundo, se modelaron con elementos de fibras. Los elementos se describen en el subcapítulo 4.2.5.

4.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

4.2.1 Datos Generales

Los modelos de elementos finitos del puente están formados por 682 nodos y 1102 elementos (Figura 4.1). La masa de toda la estructura es asignada a los nodos, la densidad del hormigón armado y acero consideradas son 2.5 y 7.85 ton/m³, respectivamente. Sólo se consideró peso propio. El peso total de la estructura es 19634 tons. Las condiciones de apoyo de ambos modelos están descritas en el subcapítulo 4.2.2.

Las Figuras 4.2 y 4.3 muestran un esquema de los elementos usados para modelar el puente. Los modelos cuentan con elementos no lineales, como los aisladores y las cepas en el caso que se modelaron con elementos de fibras no lineales, y elementos lineales como las vigas metálicas y el tablero; todos los elementos son unidimensionales (*frame*). Además, se considera elementos rígidos descritos en la sección 4.2.4.

Los ejes globales y locales para cada tipo de elemento se visualizan en la Figura 4.4.

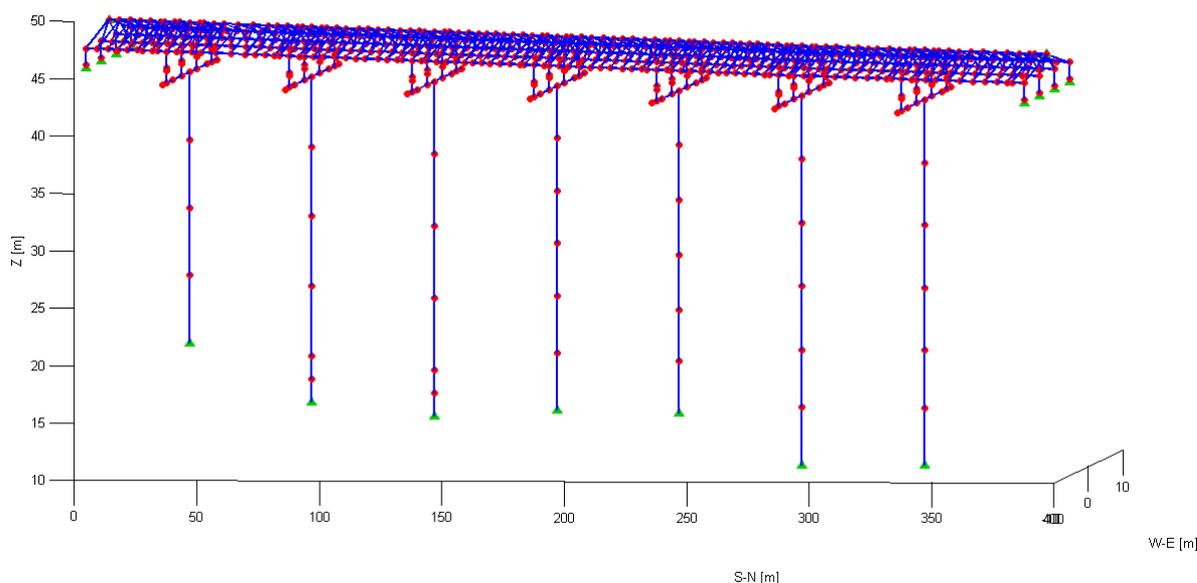


Figura 4.1: Vista 3D modelo puente.

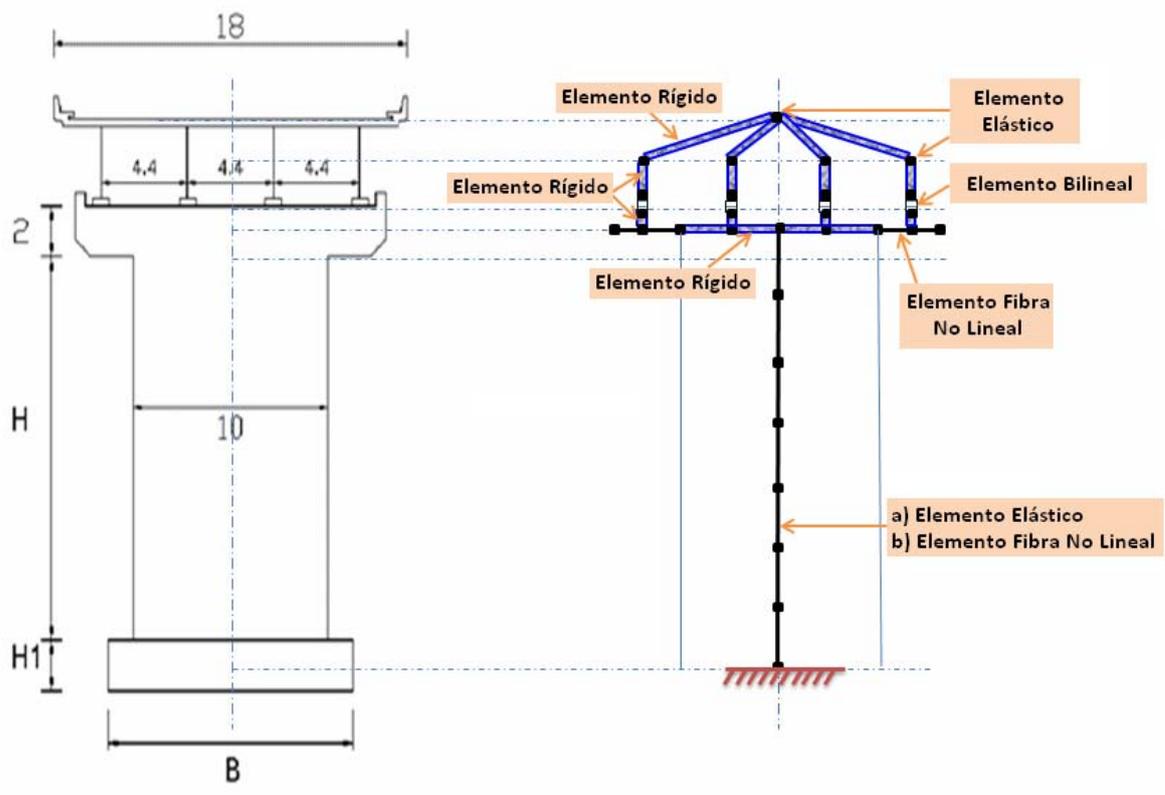


Figura 4.2: Esquema elementos modelo puente, corte transversal.

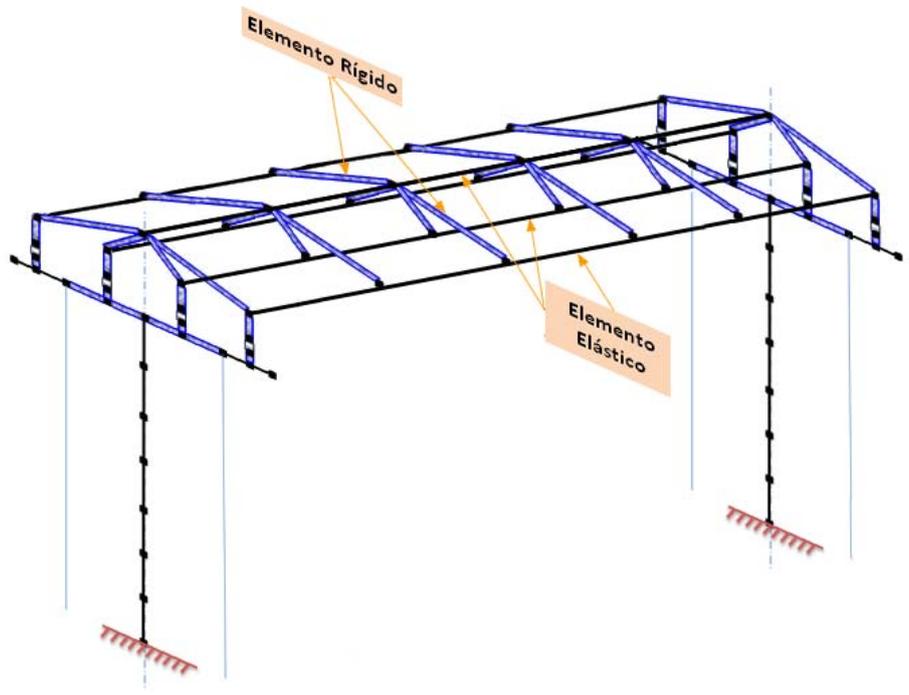


Figura 4.3: Esquema elementos modelo puente, vano típico.

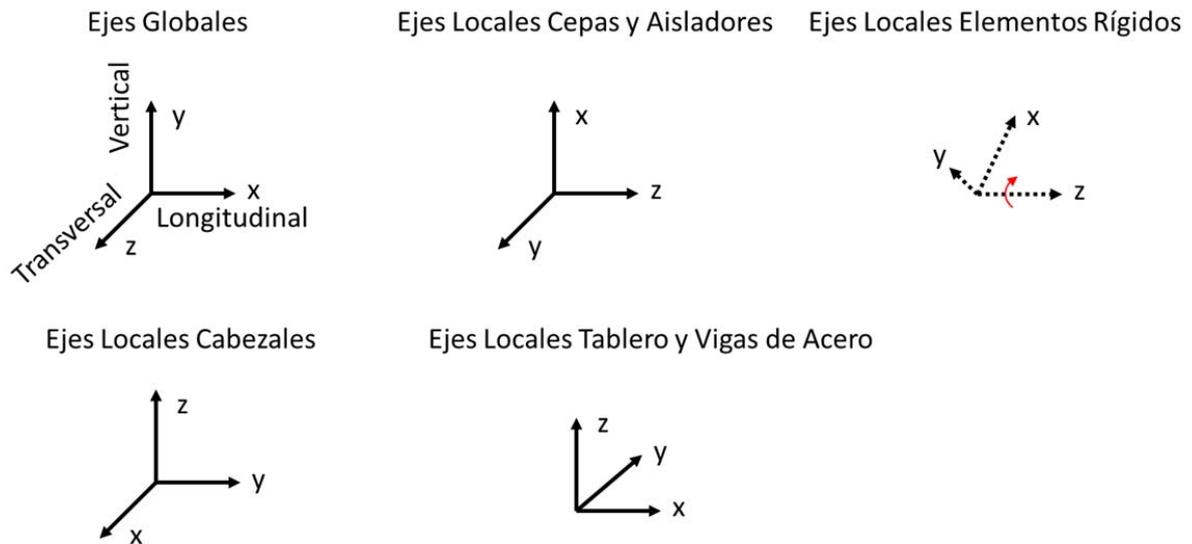


Figura 4.4: Ejes locales y globales del modelo.

4.2.2 Condiciones de Apoyo

La condición de apoyo de las cepas es empotrada (no se modelaron los pilotes ni las fundaciones del puente), ya que Trigo (Trigo, 2007), después de determinar las rigideces traslacionales y rotacionales del suelo en cada cepa piloteada determinó que el suelo se comporta rígidamente (Tablas 2.15 y 2.16).

Además, se agregaron restricciones adicionales en la unión entre el tablero y los estribos en dirección longitudinal para representar las juntas de placa dentada presente en el puente (Figura 1.3), usando el material *Elastic Perfectly Plastic Gap –ElasticPPGap* en OpenSees–, cuya ley constitutiva se muestra en la Figura 4.5; y las propiedades usadas en la Tabla 4.1 donde η viene dado por la ecuación 4.1. Estos valores se usaron en base a lo recomendado por OpenSees en su página web (Wilson & Elgamal, 2006). En dirección transversal se restringió totalmente el movimiento forzando el tablero a moverse sincrónico con el estribo.

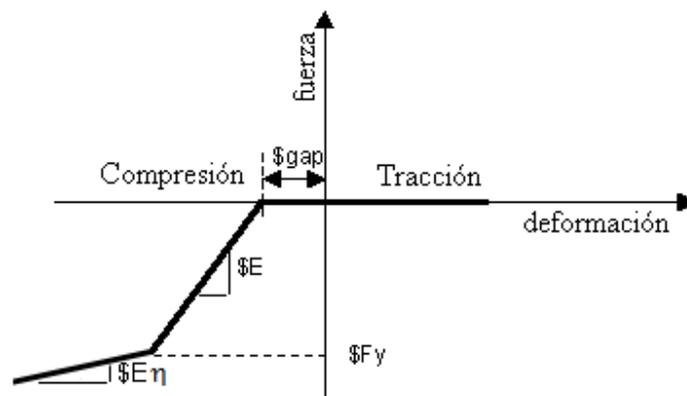


Figura 4.5: Curva fuerza vs deformación *ElasticPPGap*.

Tabla 4.1: Propiedades material *ElasticPPGap*.

E [kN/m]	216000
Fy [kN]	5400
gap [cm]	1
η	0.02
tipo	<i>noDamage</i>

$$\eta = \frac{E_h}{E} \quad 4.1$$

4.2.3 Amortiguamiento Inherente

En ambos modelos se consideró un amortiguamiento inherente modal tipo Rayleigh con un 2% del amortiguamiento crítico para los modos 1 y 3, siendo la matriz de amortiguamiento proporcional a la masa y a la última rigidez usada (*last committed* en OpenSees).

4.2.4 Elementos Rígidos

Se usaron elementos rígidos para unir las vigas metálicas y el tablero en todos los nodos comunes. Otros elementos rígidos que unen los aisladores a los cabezales de las cepas y las vigas de acero son necesarios para tomar en cuenta las dimensiones reales del puente. Además, se crearon elementos rígidos para representar la rigidez de la cepa en la viga cabezal. Todos los anteriores se modelaron con elementos *elasticBeamColumn*, con las propiedades señaladas en la Tabla 4.2. Estos elementos se muestran en las Figuras 4.2 y 4.3.

Tabla 4.2: Propiedades elementos rígidos.

A [m ²]	100
E [Mpa]	210000
ν	0
G [Mpa]	105000
I _Y [m ⁴]	10000
I _Z [m ⁴]	10000
J [m ⁴]	10000

4.2.5 Cepas

4.2.5.1 Cepas Elásticas

Las cepas se modelaron de dos formas distintas. En una primera etapa se modelaron como elemento de sección elástica usando el elemento *elasticBeamColumn*. Las propiedades fueron determinadas por Taylor mediante el *software* SAP2000. La Tabla 4.3 muestra las propiedades elásticas consideradas, donde E y G vienen dadas por las ecuaciones 4.2 y 4.3, respectivamente; las propiedades están dadas según los ejes locales de la Figura 4.4.

Tabla 4.3: Propiedades cepa elástica.

A [m ²]	6.375
E [Mpa]	23500
v	0.2
G [Mpa]	9792
I _Y [m ⁴]	4.178
I _Z [m ⁴]	62.226
J [m ⁴]	12.658

$$E = 4700 \cdot \sqrt{f'c} \quad 4.2$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + v)} \quad 4.3$$

4.2.5.2 Cepas de Fibra No Lineales

Alternativamente, se modelaron las cepas como elementos no lineales usando elementos *dispBeamColumn*, la sección se modeló con fibras de hormigón y acero con la distribución de refuerzos mostrada en la Figura 4.6. Las dimensiones del suple 25 se muestran en la Tabla 4.4, el largo de todos los suples corresponde al señalado en esta tabla. La ley constitutiva de los materiales de hormigón y acero considerados son *Concrete01* y *Steel01*, descritos en las Figuras 4.7 y 4.8 respectivamente. Las propiedades de los materiales del hormigón no confinado, confinado y acero de refuerzo son las señaladas en las Tabla 4.5.

Las Figuras 4.9 y 4.10 muestran los diagramas momento curvatura de las cepas según los modelos de fibra realizados en los ejes locales y y z. En este caso se consideró una carga vertical correspondiente al peso propio para una luz de 50 m.

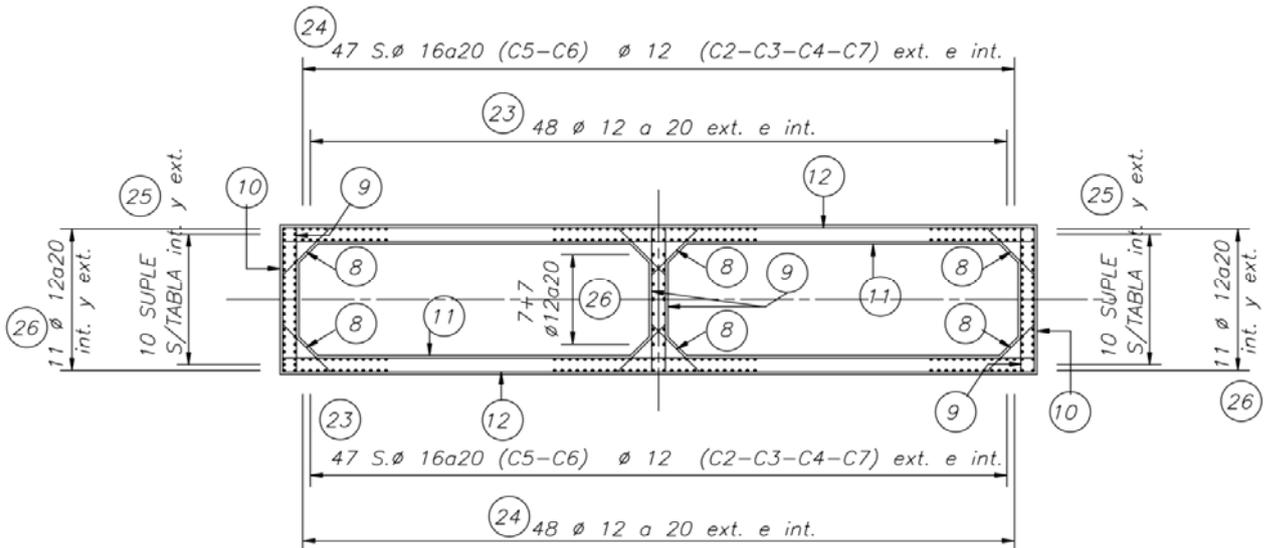


Figura 4.6: Detalle enfierradura cepa.

Tabla 4.4: Dimensiones suple 24 y 25 en cepas.

Cepa	ϕ [mm]	Largo [m]
2	12	4
3	12	4
4	16	10
5	16	9
6	16	10
7	16	10

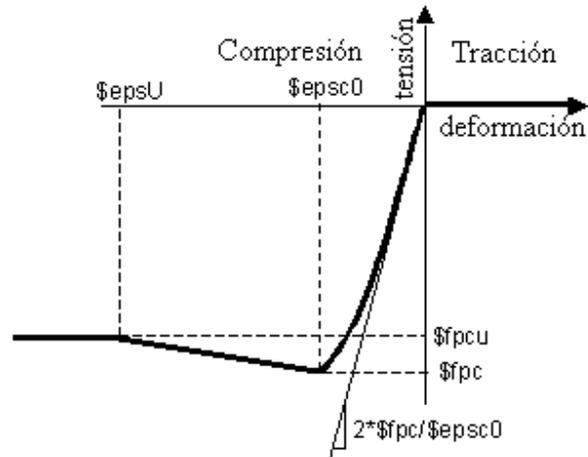


Figura 4.7: Curva tensión vs deformación material *Concrete01*.

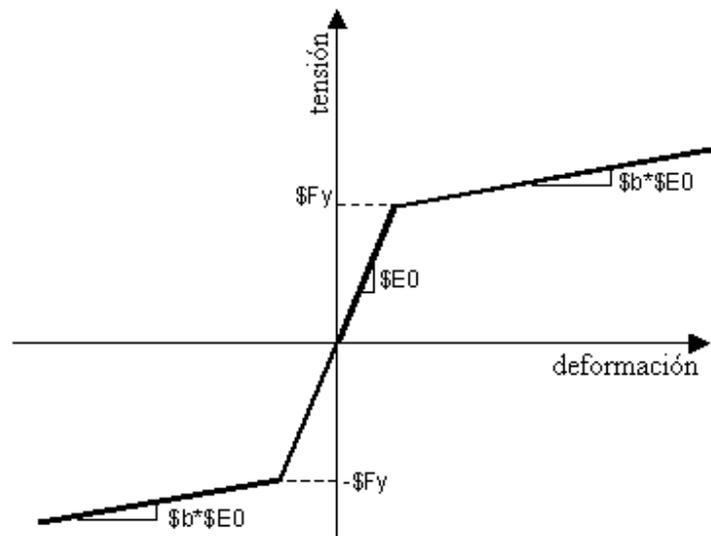


Figura 4.8: Curva tensión vs deformación material *Steel01*.

Tabla 4.5: Propiedades hormigón armado.

$f'_{c_{NC}}$ [Mpa]	25
$E_{c_{NC}}$ [Mpa]	23500
$\epsilon_{cs0_{NC}}$	0.002
$f_{cu_{NC}}$ [Mpa]	5
$\epsilon_{psU_{NC}}$	0.006
f'_{c_c} [Mpa]	25
E_{c_c} [Mpa]	23500
ϵ_{ps0_c}	0.003
f_{cu_c} [Mpa]	5
ϵ_{psU_c}	0.017
f_y [Mpa]	420
E_s [Mpa]	210000
b	0.005

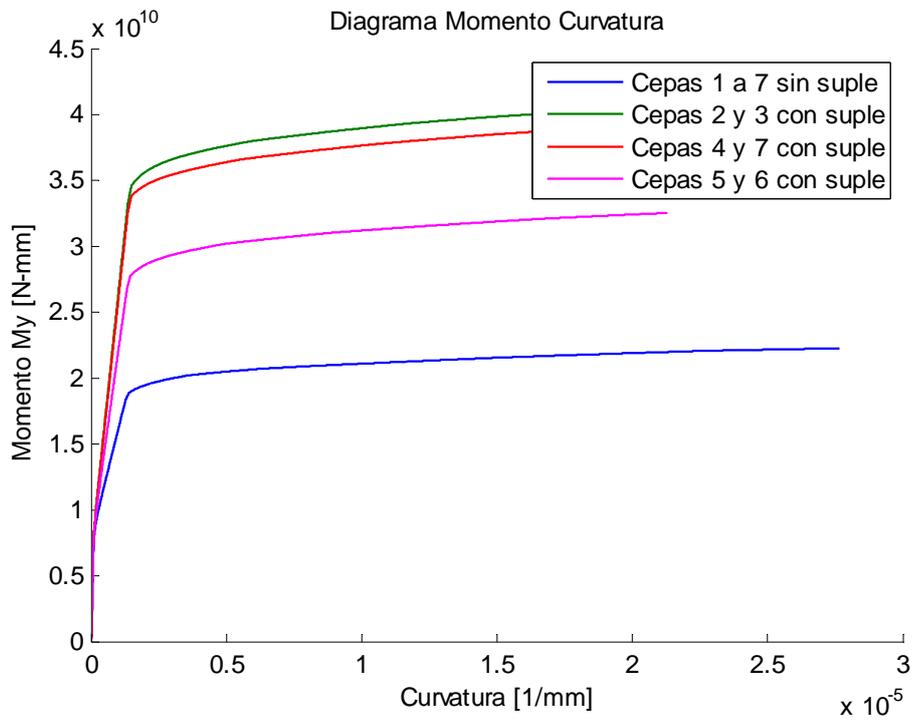


Figura 4.9: Diagrama momento-curvatura cepa eje débil.

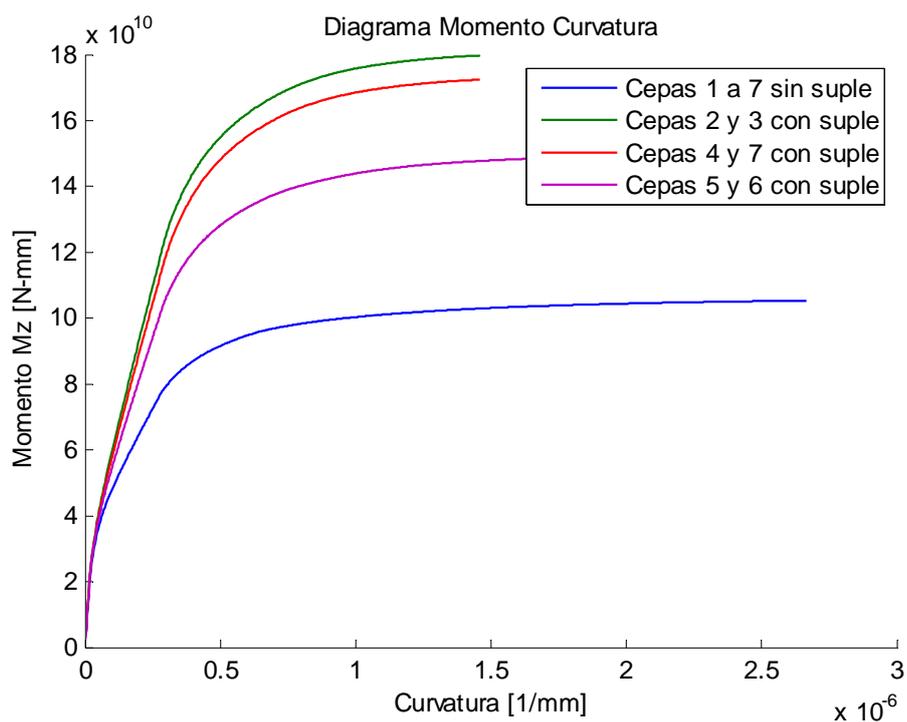


Figura 4.10: Diagrama momento-curvatura cepa eje fuerte.

4.2.6 Cabezales

Los cabezales tienen un perfil cuadrado de 2x2 m con la distribución de refuerzos de acero que se muestra en la Figura 4.11. Éstos se modelaron como elementos elásticos muy rígidos en el ancho real de las cepas descritos en la sección 4.2.3, y como elementos de fibra no lineales usando el elemento *dispBeamColumn*. Las propiedades de las fibras de hormigón y acero, así como los modelos usados, son los mismos que para las cepas de la sección 4.2.5.2.

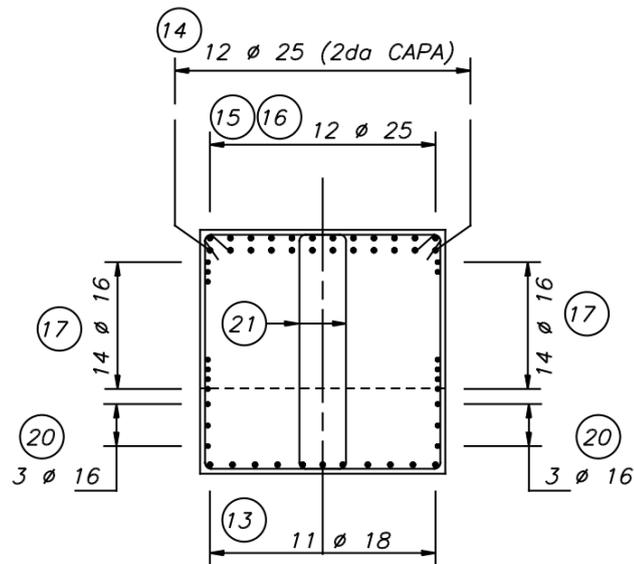


Figura 4.11: Detalle enfierradura cabezal.

4.2.7 Aisladores

Los aisladores sísmicos del puente fueron modelados con elementos *elastomeric Bearing*, cuya relación tensión versus deformación al corte es bilineal en ambas direcciones, como se muestra en la Figura 4.12 y elástico para las otras direcciones. El puente cuenta con tres tipos de aisladores diferentes, los ubicados en el estribo sur, en el estribo norte y en las cepas de 50x50 cm, 70x50 cm y 85x55 cm, respectivamente. Las propiedades al corte de los tres tipos de aisladores se obtuvieron en una primera instancia ajustando ensayos a corte cíclico realizados a los aisladores por Vulco S.A.

Posteriormente, las propiedades al corte de los elementos aisladores de las cepas fueron optimizadas mediante el análisis en el tiempo descrito en la sección 4.3. Las rigideces de los tres tipos de elementos, en las direcciones axial, momento en ambas direcciones y torsión, corresponden a las determinadas por Taylor (Taylor, 2007). Las Tablas 4.6, 4.7 y 4.8 muestran las propiedades finales de los elementos aisladores en estribo sur, estribo norte y cepas, respectivamente.

Desde la Figura 4.13 a la 4.18 se muestra la comparación de las curvas de corte versus desplazamiento lateral entre ensayos de los aisladores a corte cíclico y la respuesta del respectivo elemento *elastomeric Bearing* sometido al mismo patrón de desplazamiento lateral, cuyas propiedades al corte son las utilizadas en los modelos finales del puente (subcapítulo 4.4). En estos gráficos se puede ver el buen ajuste que tienen los modelos de los aisladores ubicados en los estribos con los ensayos experimentales, para deformaciones angulares cercanas a 50% de deformación angular, que corresponde en promedio a la deformación angular máxima del sistema de aislación durante el terremoto del Maule (Tabla 3.6). En el caso de los modelos de los aisladores usados para las cepas, el modelo resulta con rigidez y área de histéresis mayores.

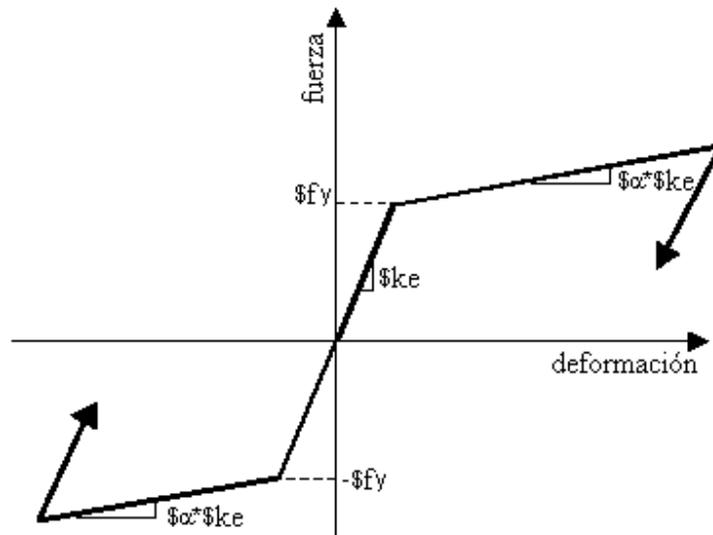


Figura 4.12: Curva fuerza vs deformación corte elemento *elastomeric Bearing*.

Tabla 4.6: Propiedades aisladores estribo sur.

k_e [N/mm]	7500
f_y [N]	11000
α	0.1
k_x [N/mm]	2.865E+06
k_{rx} [N·mm]	1.000E+15
k_{ry} [N·mm]	1.780E+10
k_{rz} [N·mm]	1.000E+15

Tabla 4.7: Propiedades aisladores estribo norte.

k_e [N/mm]	11000
f_y [N]	20000
α	0.1
k_x [N/mm]	5.604E+06
k_{rx} [N·mm]	1.000E+15
k_{ry} [N·mm]	3.481E+10
k_{rz} [N·mm]	1.000E+15

Tabla 4.8: Propiedades aisladores cepas.

k_e [N/mm]	10500
f_y [N]	45000
α	0.1905
k_x [N/mm]	1.002E+07
k_{rx} [N·mm]	1.000E+15
k_{ry} [N·mm]	7.597E+10
k_{rz} [N·mm]	1.873E+11

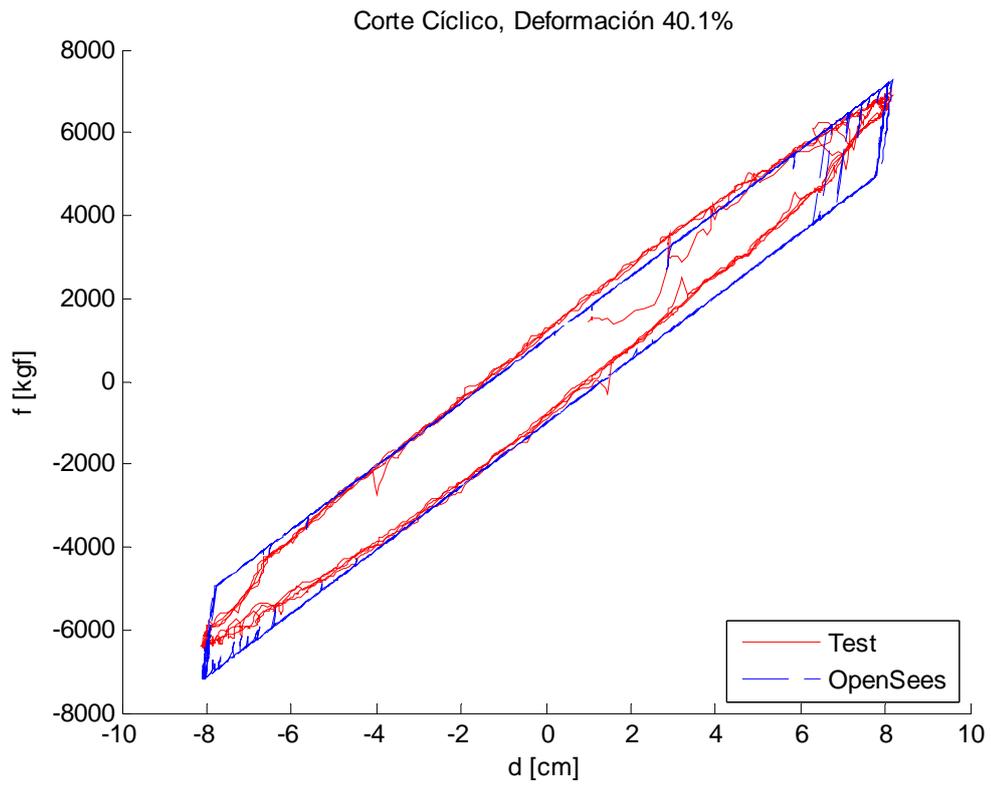


Figura 4.13: Comparación ensayo y modelo, aislador estribo sur, $\gamma=40.1\%$.

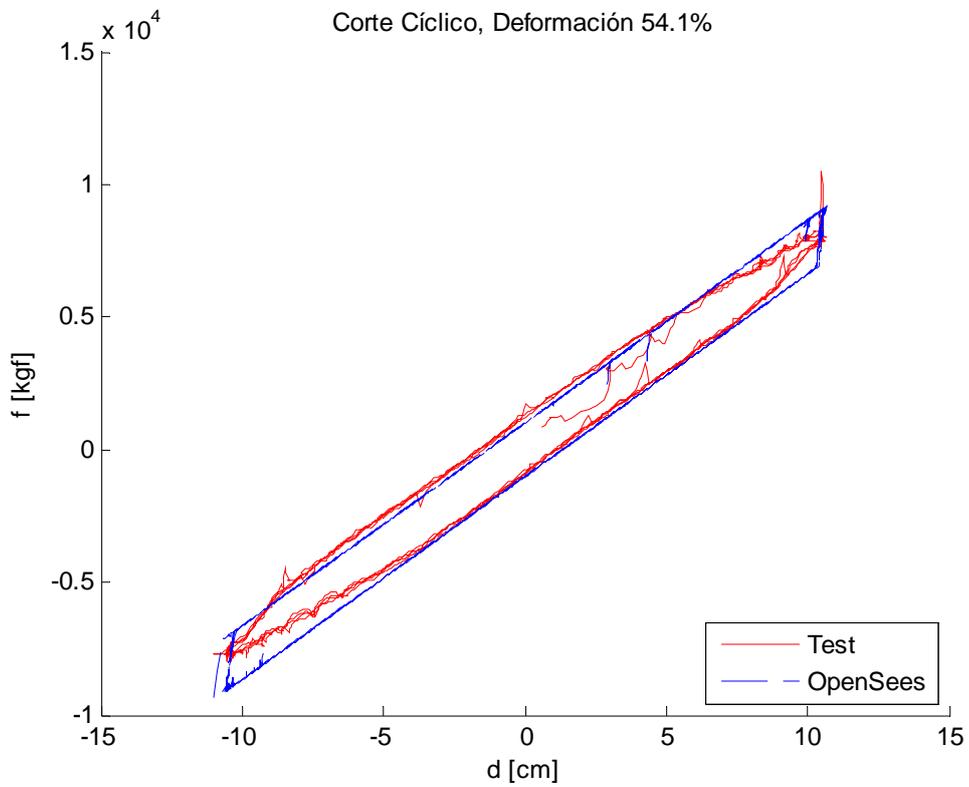


Figura 4.14: Comparación ensayo y modelo, aislador estribo sur, $\gamma=54.1\%$.

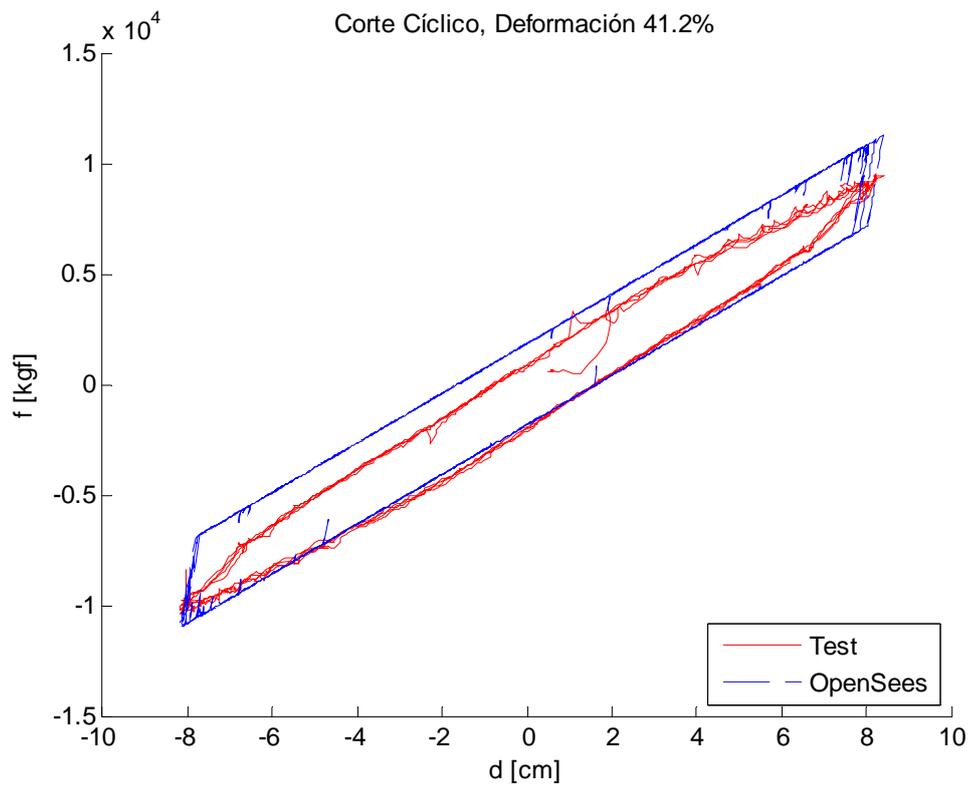


Figura 4.15: Comparación ensayo y modelo, aislador estribo norte, $\gamma=41.2\%$.

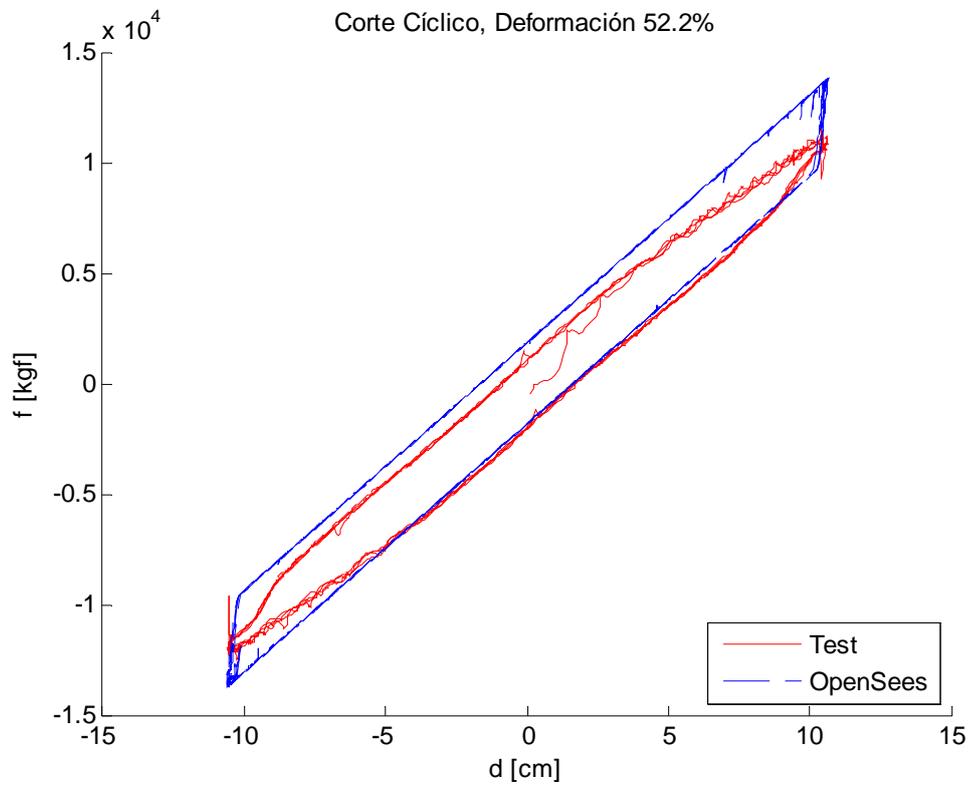


Figura 4.16: Comparación ensayo y modelo, aislador estribo norte, $\gamma=52.2\%$.

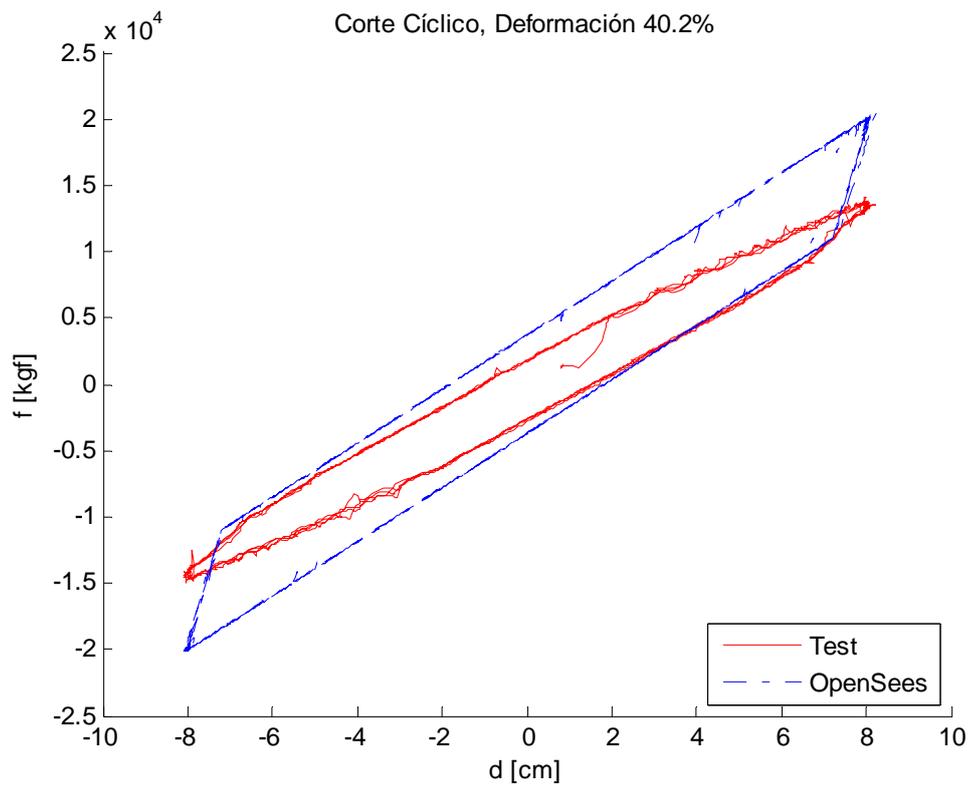


Figura 4.17: Comparación ensayo y modelo, aislador cepas, $\gamma=40.2\%$.

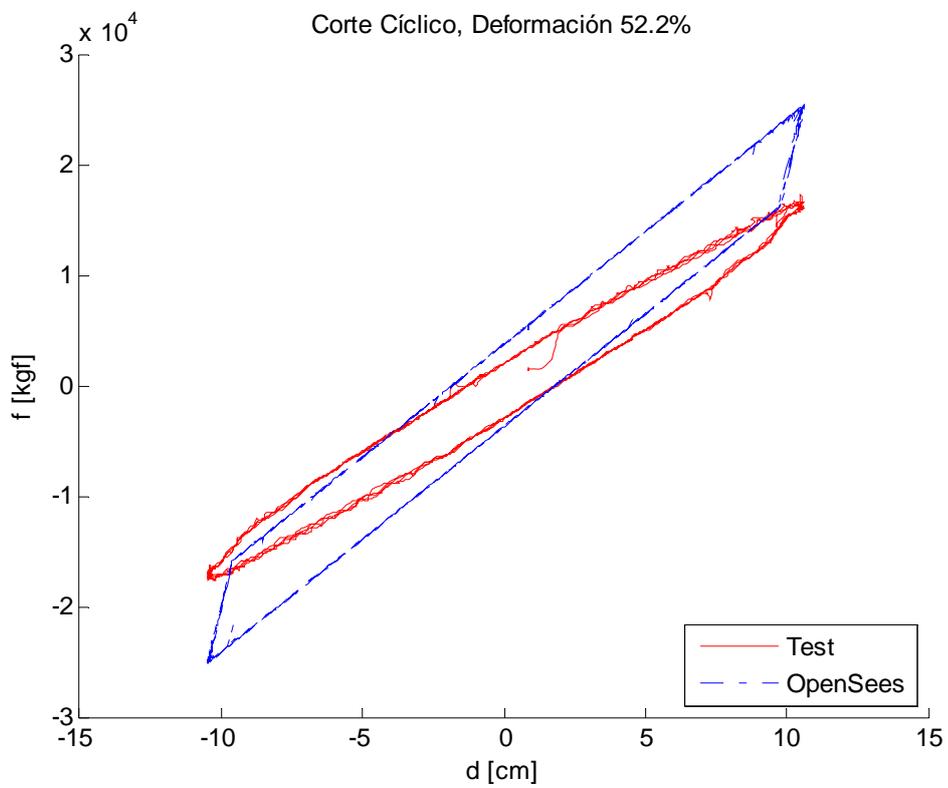


Figura 4.18: Comparación ensayo y modelo, aislador cepas, $\gamma=52.2\%$.

4.2.8 Vigas de Acero

Los modelos de elementos finitos consideran las vigas como elementos elásticos tipo *elasticBeamColumn*, cuyas propiedades se muestran en la Tabla 4.9. Las direcciones y y z corresponden a los ejes locales de las vigas mostrados en la Figura 4.4. La distribución de las vigas de acero en el modelo se muestra en la Figura 4.19. En todos los nodos de las vigas se consideró elementos rígidos para unirlas al tablero.

Tabla 4.9: Propiedades vigas de acero.

Sección	A	B	C	C1	D	D1
A [m ²]	4.72E-02	5.36E-02	6.56E-02	5.86E-02	7.92E-02	7.20E-02
J [m ⁴]	3.75E-06	5.61E-06	1.21E-05	6.65E-06	2.27E-05	1.43E-05
I _Y [m ⁴]	4.83E-02	6.19E-02	8.61E-02	7.18E-02	1.14E-01	9.89E-02
I _Z [m ⁴]	1.26E-04	2.67E-04	6.67E-04	5.21E-04	1.37E-03	1.15E-03
Sección	E	F	G	H	I	J
A [m ²]	5.61E-02	4.84E-02	8.68E-02	5.09E-02	7.04E-02	1.06E-01
J [m ⁴]	6.13E-06	4.01E-06	2.63E-05	4.53E-06	1.37E-05	6.74E-05
I _Y [m ⁴]	6.66E-02	5.03E-02	1.29E-01	5.41E-02	9.57E-02	1.59E-01
I _Z [m ⁴]	3.94E-04	1.70E-04	2.17E-03	2.97E-04	1.02E-03	3.16E-03
Sección	K	L	M	N	O	Promedio
A [m ²]	7.52E-02	6.87E-02	6.60E-02	5.34E-02	5.10E-02	6.52E-02
J [m ⁴]	1.54E-05	1.18E-05	1.10E-05	5.05E-06	4.62E-06	1.38E-05
I _Y [m ⁴]	1.05E-01	8.92E-02	8.21E-02	5.75E-02	5.43E-02	8.37E-02
I _Z [m ⁴]	1.49E-03	1.18E-03	1.05E-03	4.86E-04	3.00E-04	9.31E-04

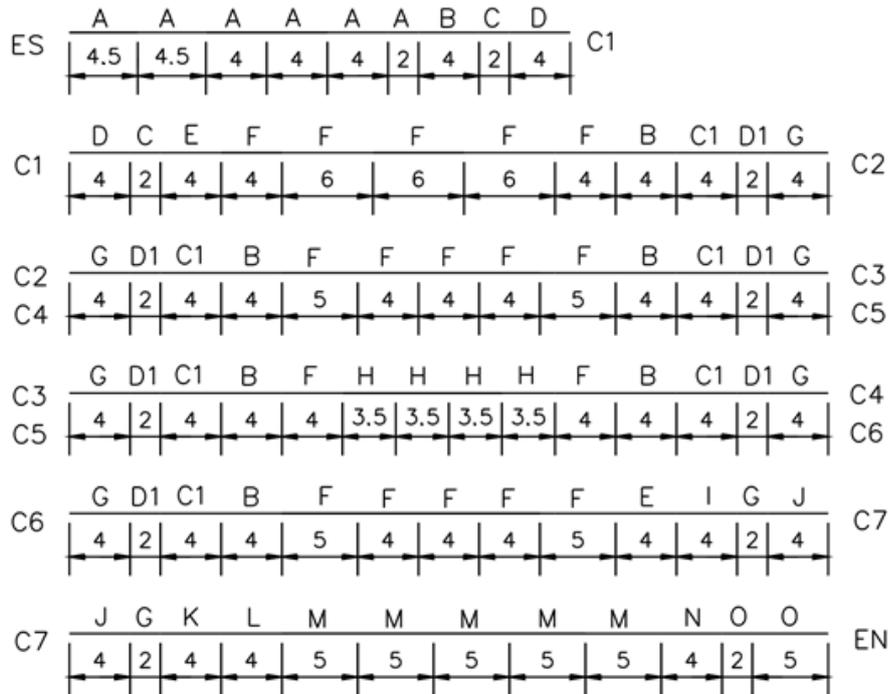


Figura 4.19: Distribución vigas modelo puente.

4.2.9 Tablero de Hormigón

El tablero se modeló como elemento elástico tipo *elasticBeamColumn*, sus propiedades fueron obtenidas con la herramienta *Section Designer* de SAP2000, éstas se muestran en la Tabla 4.10. La discretización del tablero es la misma que la de las vigas de acero (Figura 4.19).

Tabla 4.10: Propiedades tablero.

A [m ²]	4.72
J [m ⁴]	9.95E-02
I _Y [m ⁴]	1.48E-01
I _Z [m ⁴]	137

4.3 OPCIONES DE ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

En este subcapítulo se describe el tipo de análisis realizado al modelo del puente. Primeramente, se realizó un análisis estático del modelo para cargarlo con peso propio según las opciones de análisis de la Tabla 4.11.

Luego, se realizó un análisis modal de la estructura ya cargada con peso propio, a partir de la cual se encontraron las principales formas y frecuencias modales de la estructura, obteniéndose los resultados mostrados en el subcapítulo 4.5.1.

Posteriormente, se realizó un análisis en el tiempo sincrónico en tres direcciones, que consiste en aplicar los desplazamientos del valle, obtenidos por doble integración de los registros, en todos los apoyos de la estructura. La Tabla 4.12 resume los desplazamientos de entrada usados para el análisis. Se destaca que se realizó un análisis sólo en dirección longitudinal y transversal, pero no se observaron diferencias importantes, por lo que se optó finalmente por un análisis en tres direcciones. Los registros fueron previamente filtrados entre 0.2 y 20 Hz y remuestreados a 50 Hz. El paso de tiempo del análisis fue de 50 por segundo. Las opciones de análisis iniciales usadas por defecto se detallan en la Tabla 4.13. En caso de no convergencia se usaron sucesivamente las opciones señaladas en la Tabla 4.14, manteniendo constante las opciones omitidas.

Tabla 4.11: Opciones de análisis estático.

Opción	Valor
<i>constraints</i>	<i>Transformation</i>
<i>numberer</i>	<i>RCM</i>
<i>system</i>	<i>BandGeneral</i>
<i>test</i>	<i>NormDispIncr</i>
tolerancia [mm]	1.00E-06
n° iteraciones	100
<i>flag</i>	0
<i>algorithm</i>	<i>Newton</i>
<i>integrator</i>	<i>LoadControl</i>
incremento	0.1
<i>analysis</i>	<i>Static</i>

Tabla 4.12: Input análisis sincrónico.

Apoyo	Dirección		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
Estribo Sur	19	21	20
Cepa 1	19	21	20
Cepa 2	19	21	20
Cepa 3	19	21	20
Cepa 4	19	21	20
Cepa 5	19	21	20
Cepa 6	19	21	20
Cepa 7	19	21	20
Estribo Norte	19	21	20

Tabla 4.13: Opciones de análisis en el tiempo.

Opción	Valor
<i>constraints</i>	<i>Transformation</i>
<i>numberer</i>	<i>RCM</i>
<i>system</i>	<i>BandGeneral</i>
<i>test</i>	<i>NormDispIncr</i>
tolerancia [mm]	1.00E-05
n° iteraciones	20
<i>flag</i>	0
<i>algorithm1</i>	<i>Newton</i>
<i>integrator</i>	<i>Newmark</i>
α	0.5
β	0.25
<i>analysis</i>	<i>Transient</i>

Tabla 4.14: Opciones de análisis en caso de no convergencia.

Opción	Valor
<i>test2</i>	<i>NormDispIncr</i>
n° iteraciones2	80
<i>algorithm2</i>	<i>NewtonLineSearch –type InitialInterpoled</i>
<i>test3</i>	<i>NormDispIncr</i>
<i>n° iteraciones3</i>	80
<i>algorithm3</i>	<i>NewtonLineSearch –type Secant</i>
<i>test4</i>	<i>NormDispIncr</i>
<i>n° iteraciones4</i>	80
<i>algorithm4</i>	<i>NewtonLineSearch –type Bisection</i>
<i>test5</i>	<i>NormDispIncr</i>
<i>n° iteraciones5</i>	80
<i>algorithm5</i>	<i>NewtonLineSearch –type RegulaFalsi</i>
<i>test6</i>	<i>NormDispIncr</i>
<i>n° iteraciones6</i>	100
<i>algorithm6</i>	<i>ModifiedNewton</i>
<i>test7</i>	<i>NormDispIncr</i>
<i>n° iteraciones7</i>	200
<i>algorithm7</i>	<i>Newton –initial</i>
<i>test8</i>	<i>NormDispIncr</i>
<i>n° iteraciones8</i>	200
<i>algorithm8</i>	<i>ModifiedNewton –initial</i>

4.4 CRITERIOS DE AJUSTE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Una vez generados los modelos de elementos finitos, se eligieron como variables para la optimización las propiedades al corte de los aisladores de las cepas (las Figuras 4.17 y 4.18 muestran las propiedades finales de los aisladores en las cepas) y los largos de los gaps en los estribos. Luego, se analizaron múltiples casos variando estas propiedades.

A partir de lo anterior, se escogieron los modelos cuyos parámetros ajustaron de mejor forma los desplazamientos máximos absolutos en los canales ubicados en la parte superior de la cepa central (canales 4, 5 y 6) y los ubicados en el tablero (canales 7, $[8+14]/2$, 9, 12 y 18), teniendo en cuenta además, que se tuviera un buen ajuste de las señales en frecuencia mediante el cuadrado del módulo de la transformada rápida de Fourier de los desplazamientos. Este ajuste se hizo para todos los modelos, tanto los de señal de entrada sincrónica de este capítulo como los con variación en la señal de entrada del capítulo siguiente.

4.5 COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS Y REGISTROS DEL TERREMOTO

4.5.1 Análisis Modal Modelos Elementos Finitos

Las Figuras 4.20 y 4.21 muestran las formas modales de la estructura (modelo elástico) para el primer modo en dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En ambos casos el

desplazamiento sustancial ocurre a nivel de los elementos que representan los aisladores. En longitudinal se aprecia el desplazamiento respecto al apoyo diagramado como un triángulo verde. La Tabla 4.15 muestra las frecuencias modales de la estructura para el primer modo longitudinal y transversal. Además, se presenta las participaciones modales en cada dirección. De la tabla se puede concluir que los primeros 2 modos concentran parte importante de las masas modales en estas direcciones, en la dirección transversal alcanza sólo al 61% porque la estructura se encuentra restringida en los estribos. Se destaca también, que la dirección longitudinal es la más flexible con una frecuencia de 0.45 Hz muy cercana a los valores obtenidos del análisis del terremoto del Maule de 0.4 Hz. En dirección transversal la frecuencia es mayor a la obtenida del análisis en el tablero sobre la cepa 4, debido a la restricción en los estribos. Estos valores son bastante similares a los obtenidos por G+V (Romo, 1999) para el diseño del puente mostrados en la Tabla 4.16.

Tabla 4.15: Participacion modal modo 1 y 2.

Modo	f [Hz]	Participación Modal [%]		
		Longitudinal	Transversal	Vertical
1	0.45	92.2	0	0
2	0.69	0	61.1	0

Tabla 4.16: Participacion modal modo 1 y 2, modelo G+V.

Modo	f [Hz]	Participación Modal [%]		
		Longitudinal	Transversal	Vertical
1	0.49	76.7	0	0
2	0.59	0	56.4	0

Modo 1 Longitudinal, Frecuencia=0.45Hz, Escala=2.06e+006

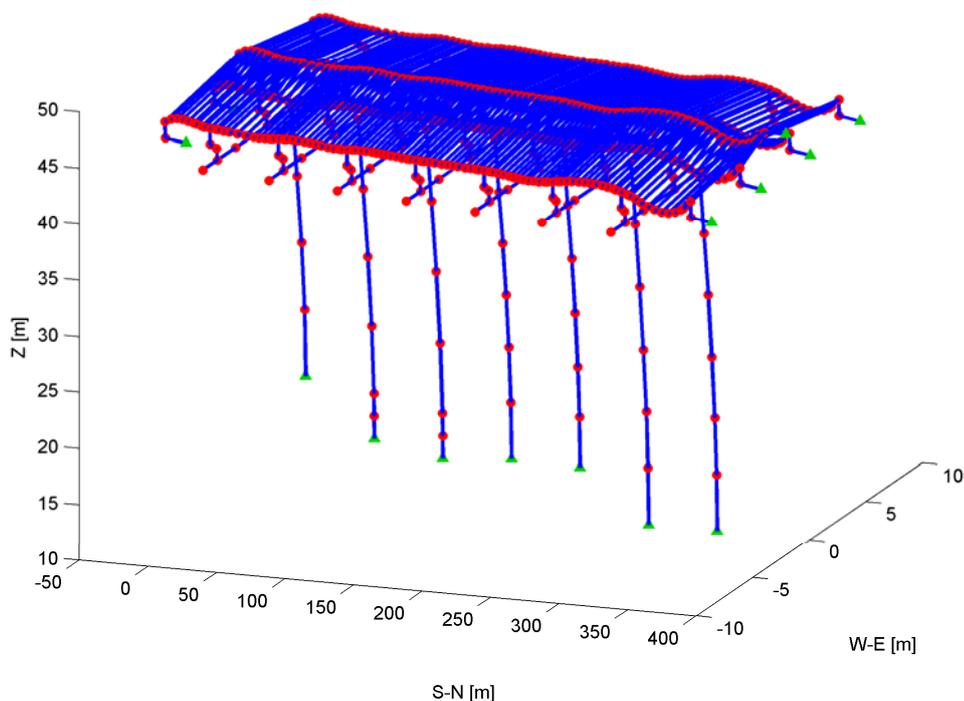


Figura 4.20: Forma modal modo 1.

Modo 2 Transversal, Frecuencia=0.69Hz, Escala=1.64e+005

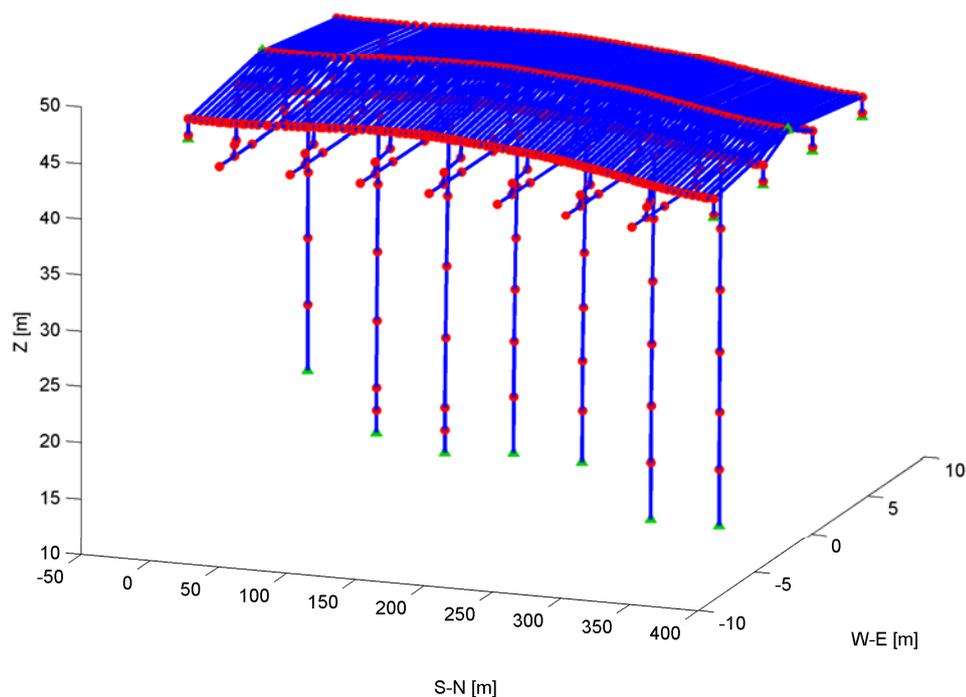


Figura 4.21: Forma modal modo 2.

4.5.2 Comparación Desplazamientos

En este subcapítulo se muestran los resultados obtenidos para ambos modelos en los principales lugares donde se contaba con sensores durante el terremoto del Maule. Se destaca que el análisis se hace en desplazamiento, pues lograr buen ajuste en aceleración es más difícil de conseguir debido al contenido de frecuencias de la señal, aun cuando los principales *peaks* en frecuencia coinciden bastante bien en al usar los registros de aceleración.

Las Figuras 4.22 a la 4.41 muestran la comparación entre el modelo de cepa elástica, el de cepa de fibra no lineal y los desplazamientos obtenidos a partir de la doble integración de los registros de aceleración. Se compara tanto en tiempo como en frecuencia.

La Tabla 4.17 muestra las diferencias entre los desplazamientos máximos de ambos modelos y los desplazamientos máximos experimentales, además de la correlación de los desplazamientos de ambos modelos respecto a los desplazamientos experimentales.

En cuanto al desplazamiento de los modelos en la parte superior de la cepa, se ve que el ajuste tanto en transversal como en vertical es muy bueno producto de que la cepa en estas direcciones presenta una respuesta elástica y el *input* es prácticamente lo medido al pie de la cepa. Ambos modelos presentan deformaciones más pequeñas en dirección longitudinal, esto es producto de que el modelo no da cuenta del desplazamiento máximo real durante el terremoto debido a un gran pulso a los 71.6 segundos que probablemente viene de los estribos a través del tablero. De todos modos el ajuste logrado es bastante bueno en especial para el intervalo de movimiento fuerte.

Por otra parte, el desplazamiento de los modelos sobre el tablero muestra un buen ajuste en transversal. En tanto que, en longitudinal se obtienen errores de 41 y 69% para el desplazamiento máximo en el modelo de cepa elástica y de fibra respectivamente, lo que se considera grande. Se ve un exceso de energía a una frecuencia cerca de 0.5 Hz compensada con una baja en otras frecuencias respecto a los datos experimentales. Esto se debe fundamentalmente a que el modelo con *input* sincrónico no incorpora el cambio de frecuencia predominante a nivel de estribos. En vertical, el ajuste es mucho mejor.

En cuanto a los estribos, es posible ver que en dirección transversal las discrepancias son grandes, pero esperadas pues en este caso se impuso que el desplazamiento en los estribos fuese exactamente el del valle. En dirección longitudinal se ve que el desplazamiento es similar en frecuencia, pero presenta desplazamientos máximos mayores a los reales. Esto se debe a que el *input* es sincrónico, lo que hace que el desplazamiento se amplifique.

Tanto los elementos que representan los aisladores sísmicos sobre las cepas como los elementos gap en los estribos trabajan en el rango no lineal. Los elementos que representan los aisladores sísmicos tuvieron una deformación máxima promedio de 83 mm en dirección longitudinal y una deformación máxima de 205 mm en dirección transversal sobre la cepa 4, disminuyendo hacia los estribos; el punto de fluencia de estos elementos se encuentra en 4.3 mm, por lo que trabajan en el rango no lineal. Los elementos de gap presentan una deformación máxima promedio de 79 mm, siendo 10 mm el gap establecido, así que los elementos gap tomaron carga.

Finalmente, se puede decir que las diferencias en forma entre ambos modelos no son muy grandes, aunque lo son en desplazamientos máximos, comportándose mejor el modelo de cepa elástica en este caso. Es importante notar que el modelo de cepa de fibra no lineal presenta desplazamientos remanentes pequeños, producto de que algunas fibras entran en rango no lineal durante el terremoto. La correlación es en términos generales mejor bajo el sistema de aislación en ambos modelos, el modelo de cepa elástica ajusta mejor los desplazamientos para las direcciones vertical y transversal y el modelo de cepa de fibra en la dirección longitudinal.

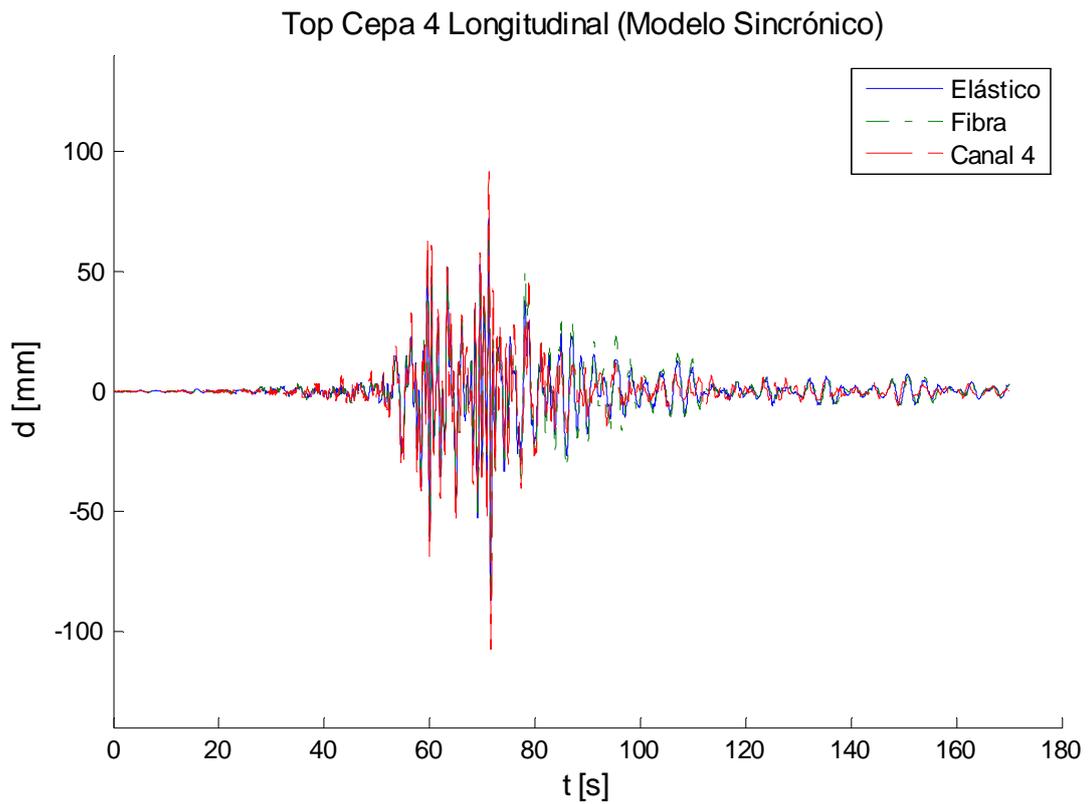


Figura 4.22: Comparación desplazamiento top cepa 4, longitudinal.

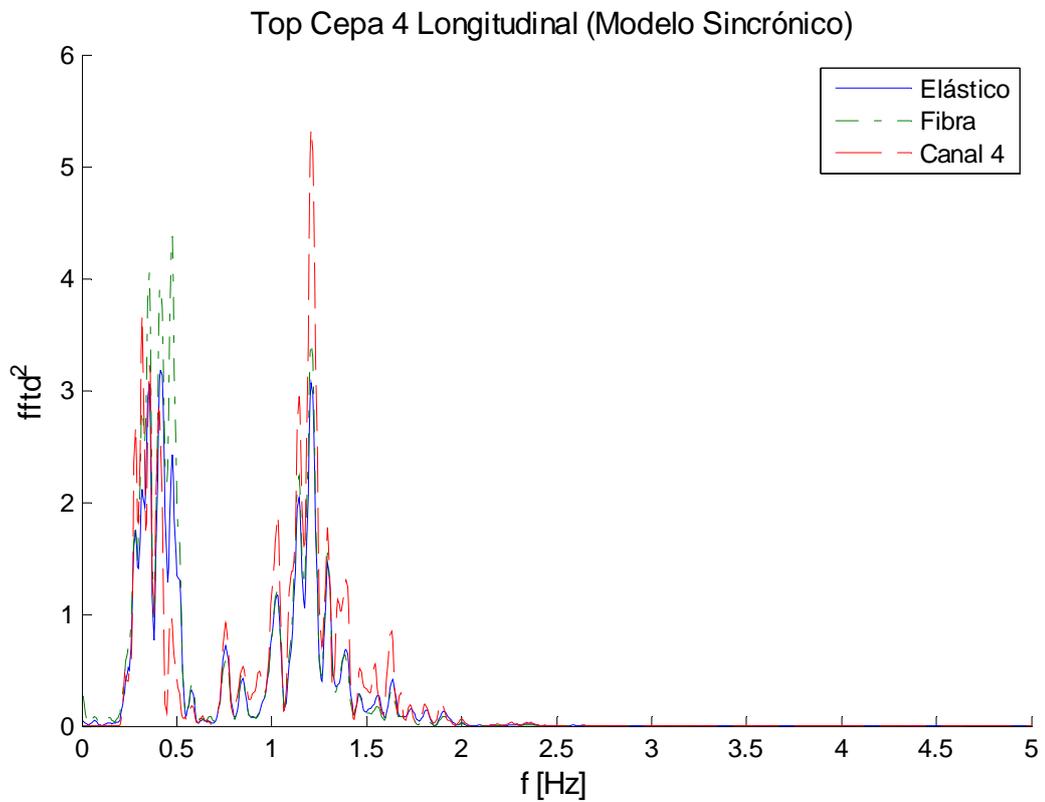


Figura 4.23: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento top cepa 4, longitudinal.

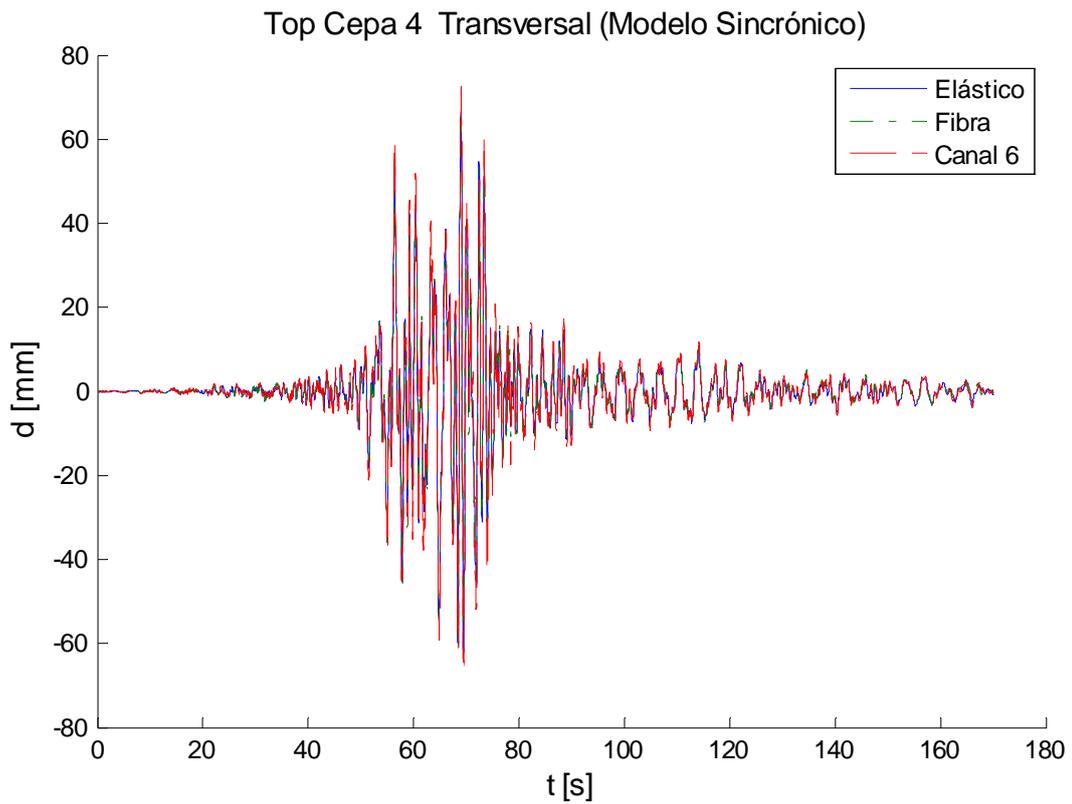


Figura 4.24: Comparación desplazamiento top cepa 4, transversal.

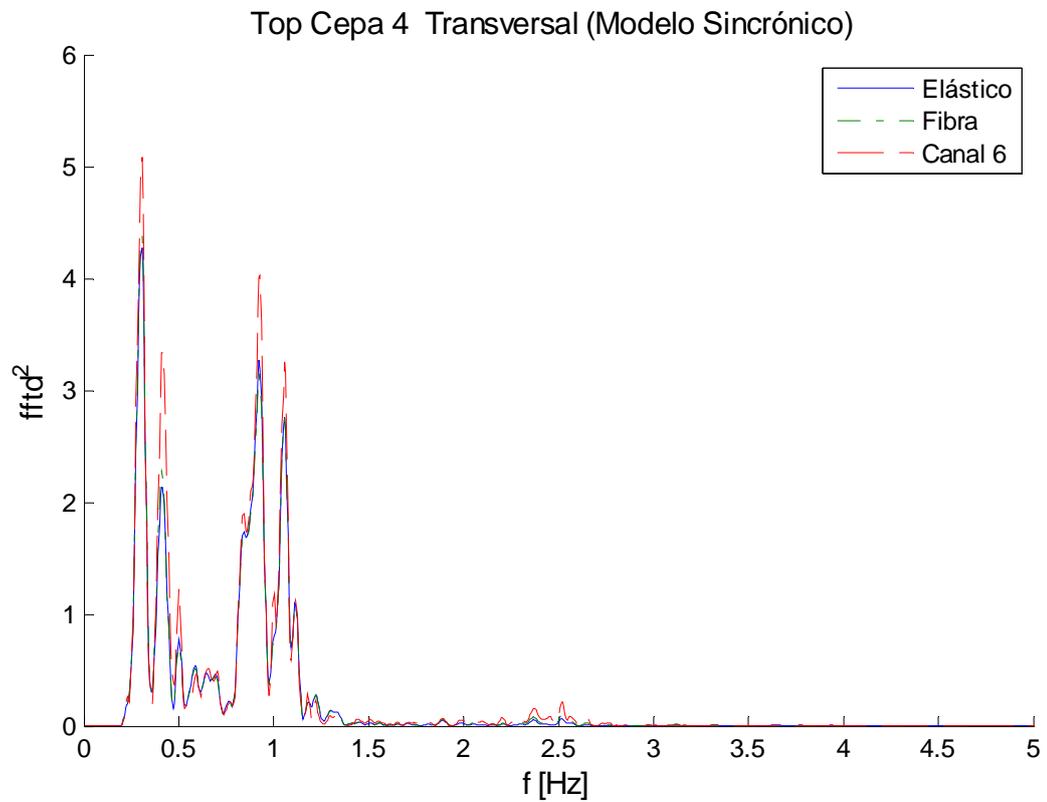


Figura 4.25: Comparación $[FFT]^2$ desplazamiento top cepa 4, transversal.

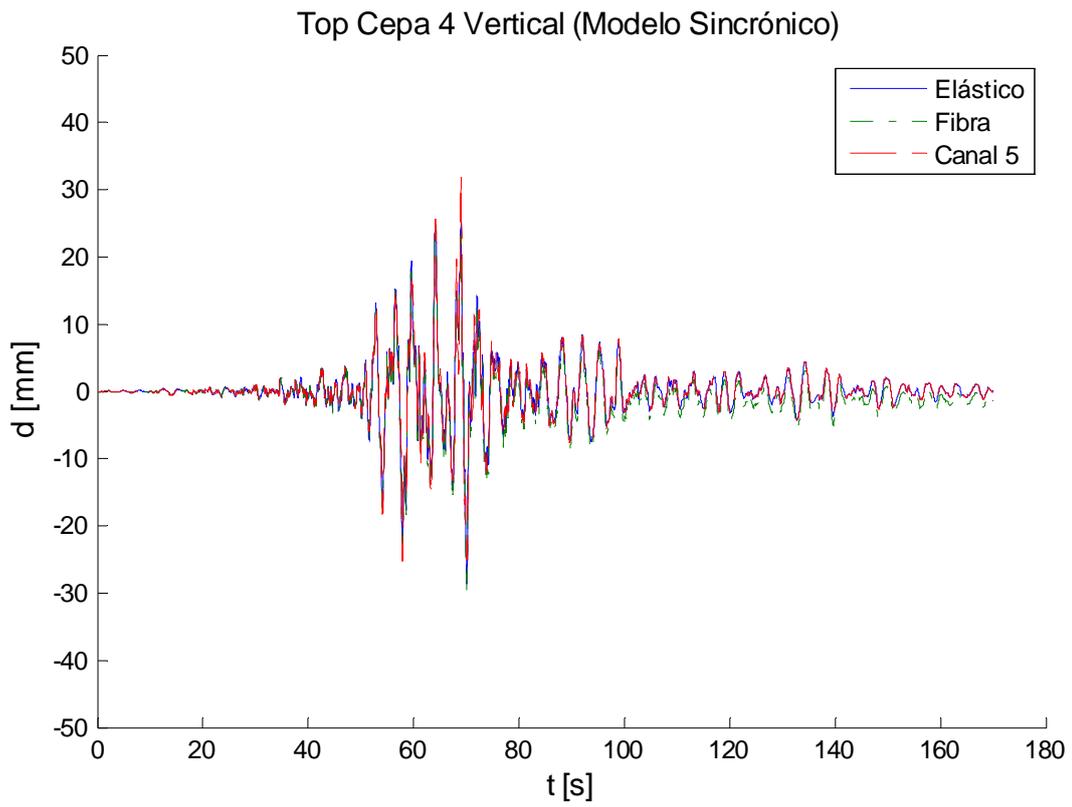


Figura 4.26: Comparación desplazamiento top cepa 4, vertical.

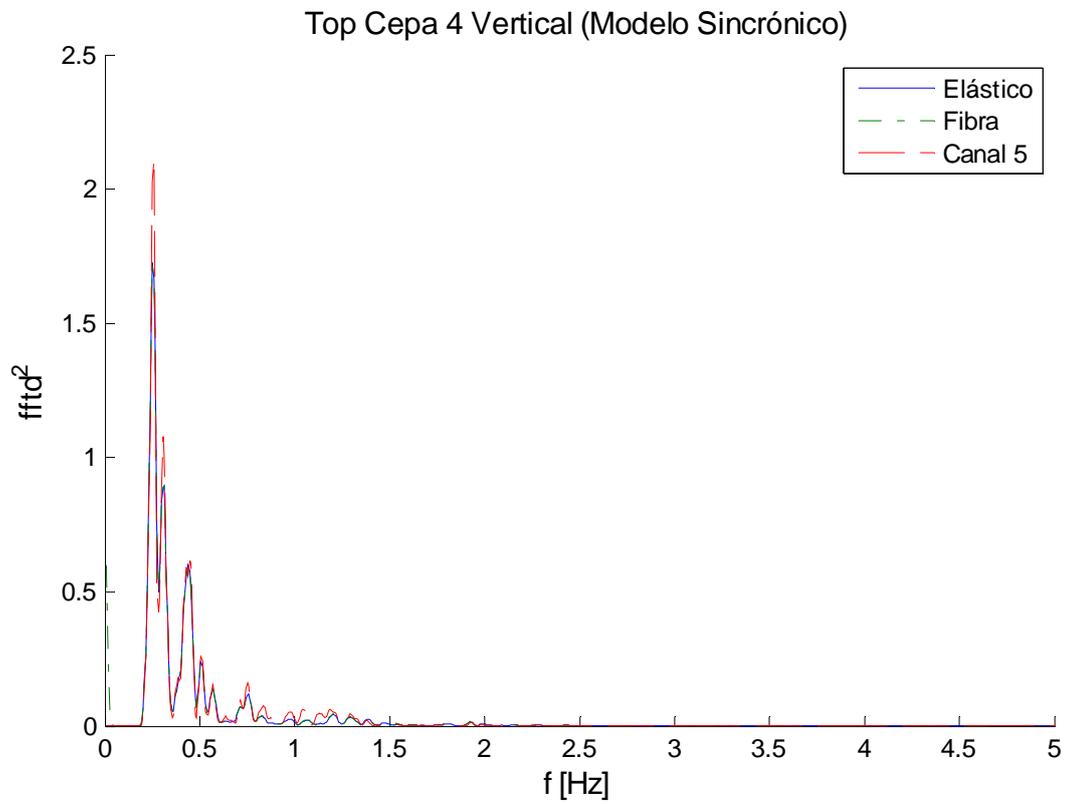


Figura 4.27: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento top cepa 4, vertical.

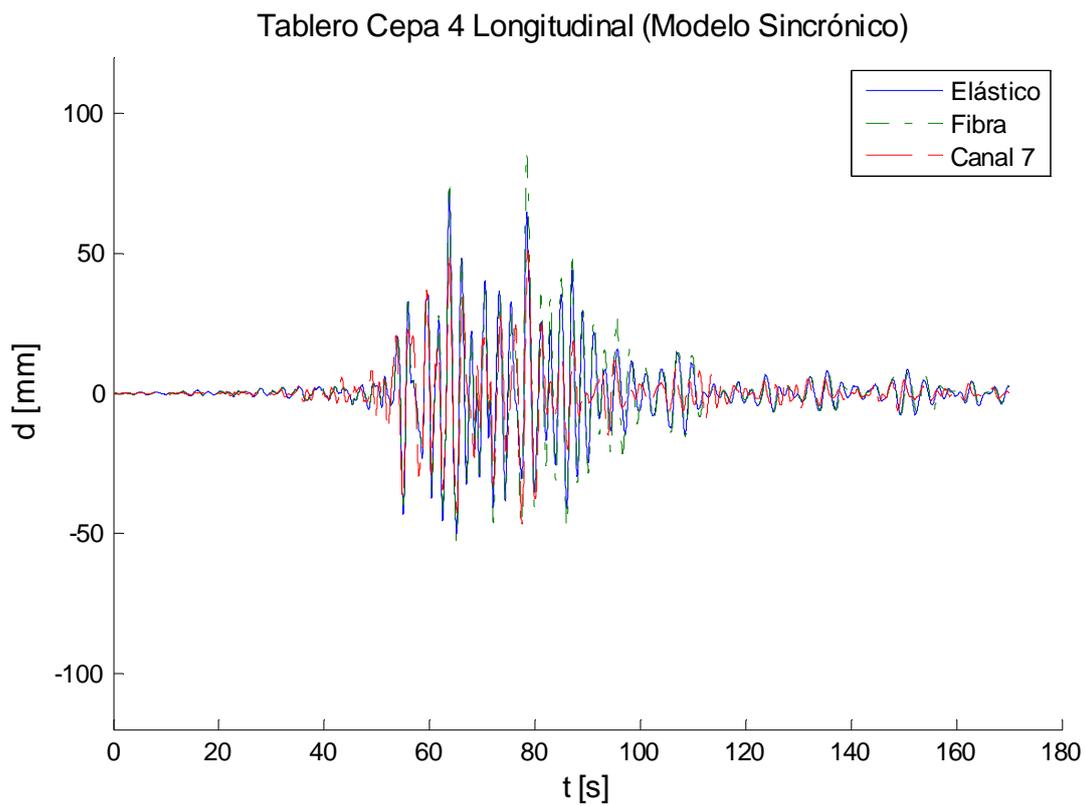


Figura 4.28: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.

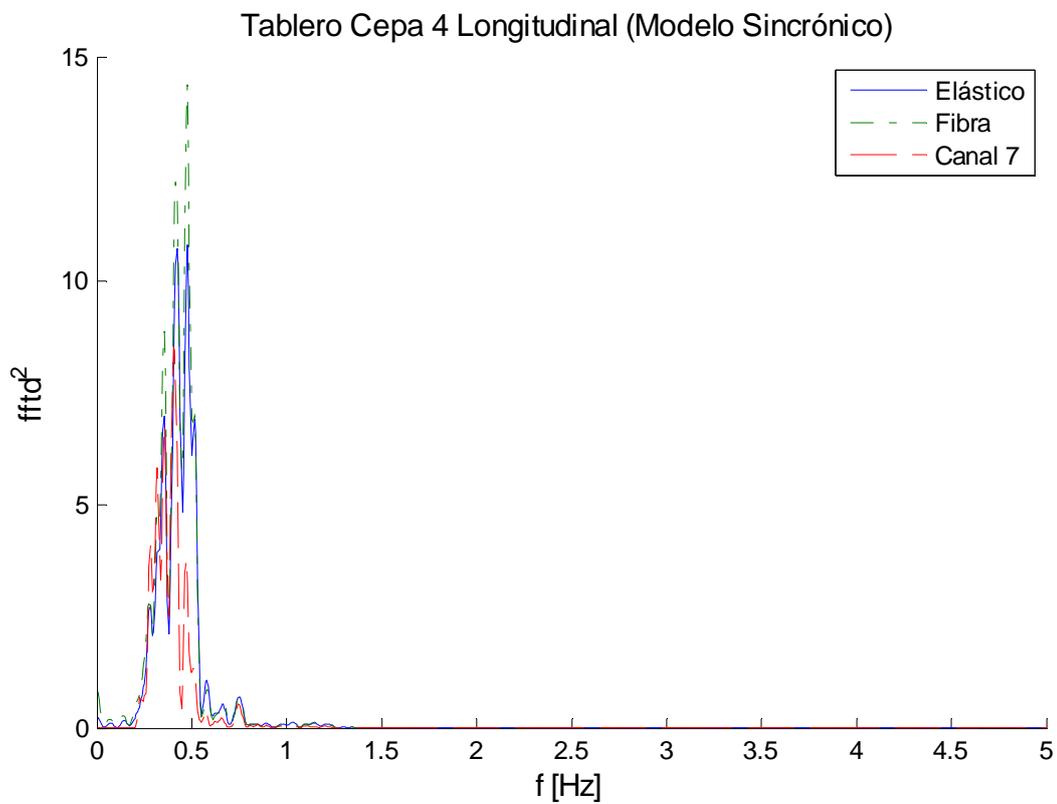


Figura 4.29: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.

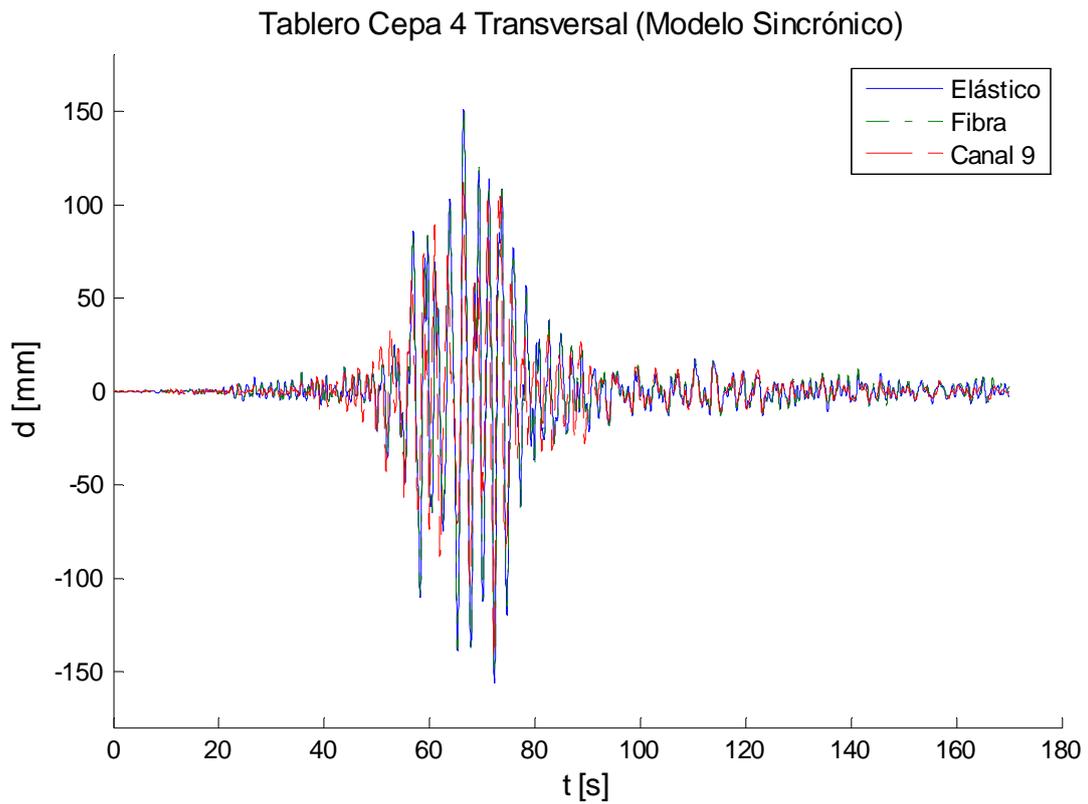


Figura 4.30: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.

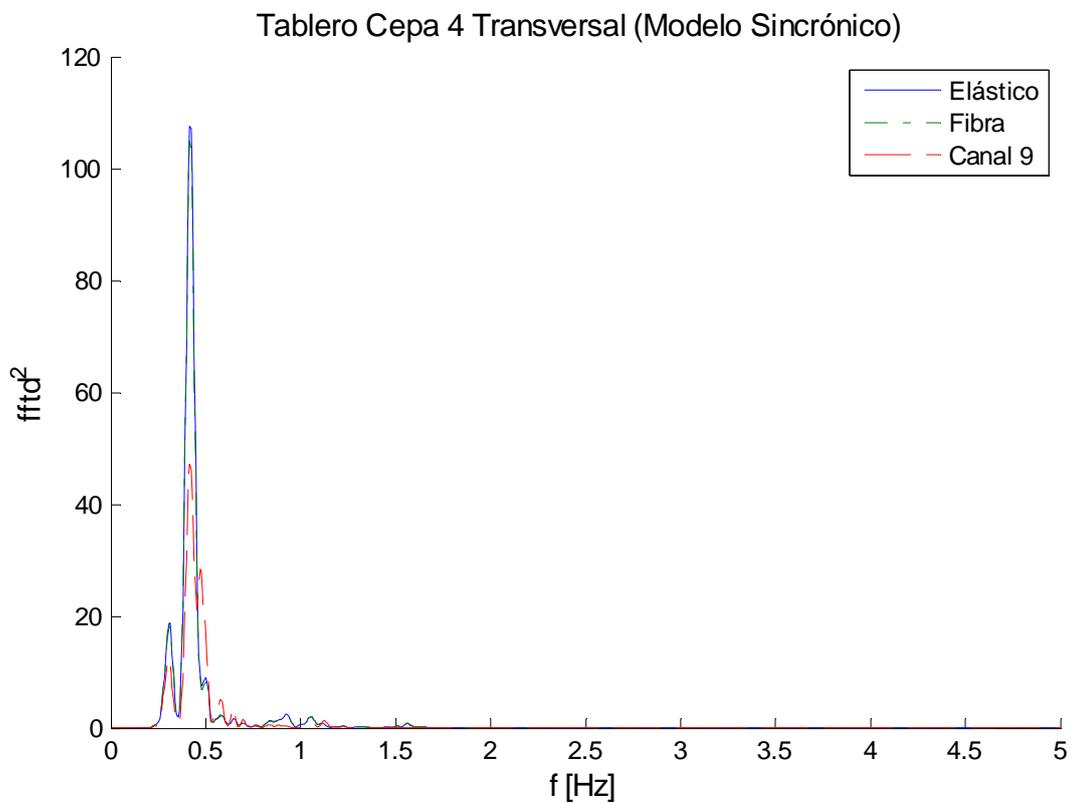


Figura 4.31: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.

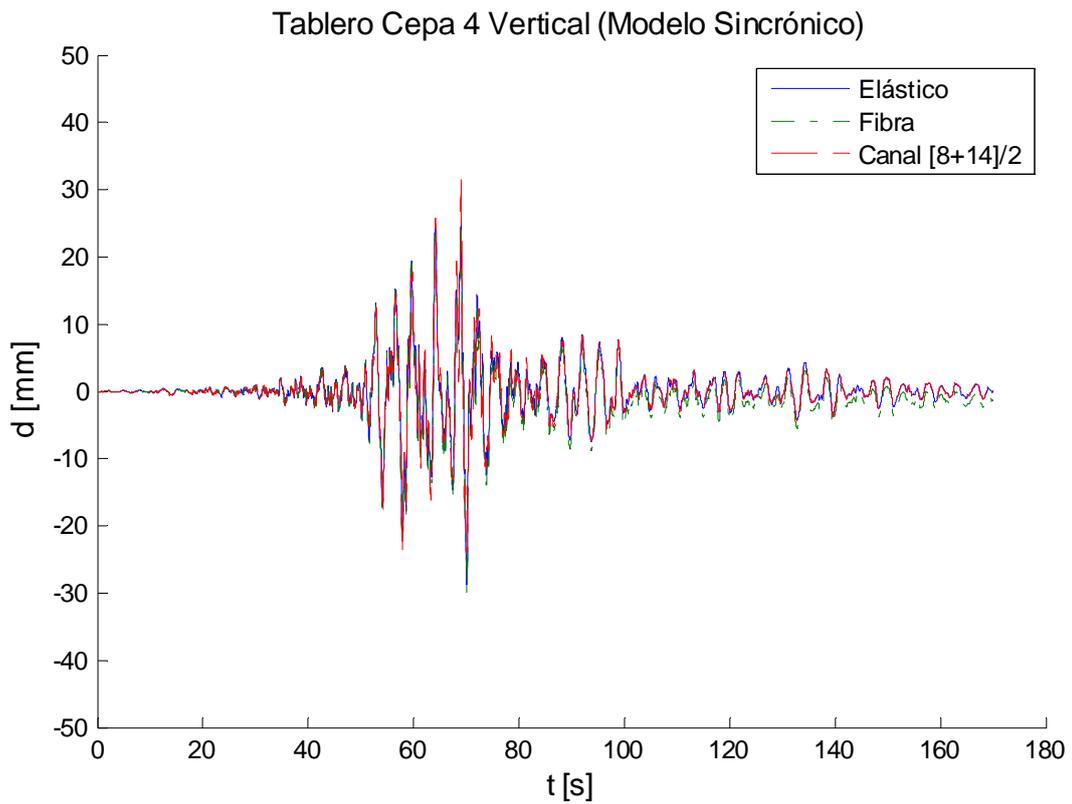


Figura 4.32: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.

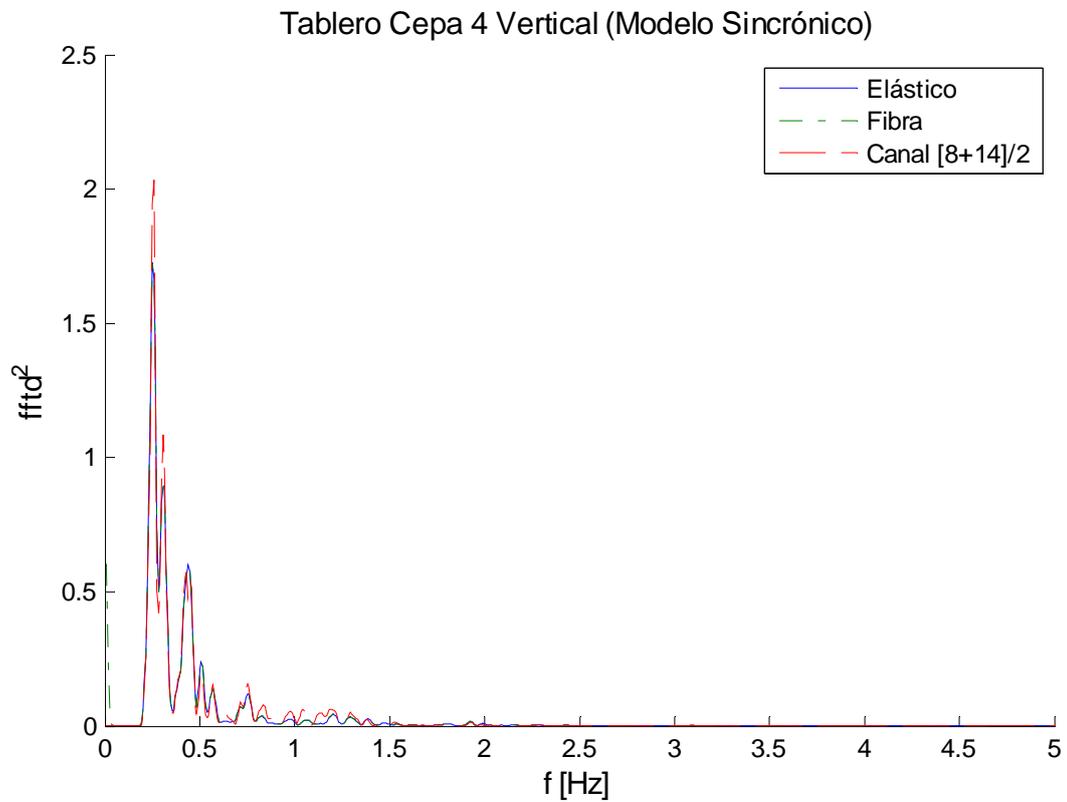


Figura 4.33: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.

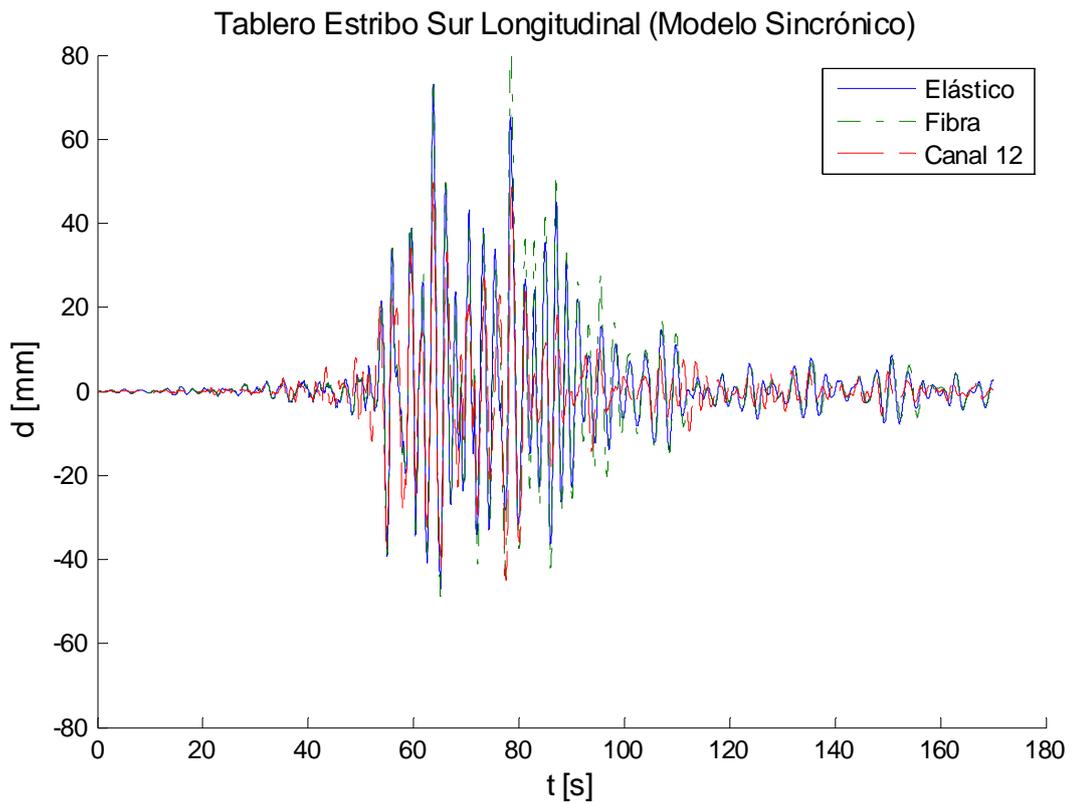


Figura 4.34: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.

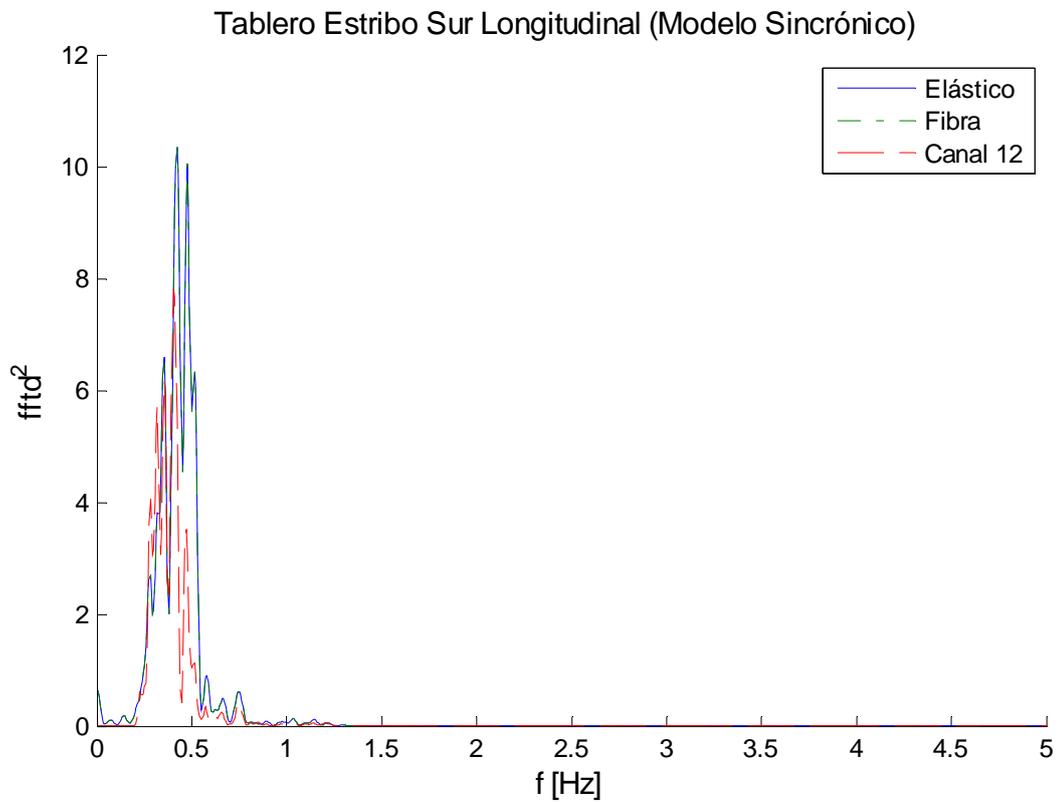


Figura 4.35: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.

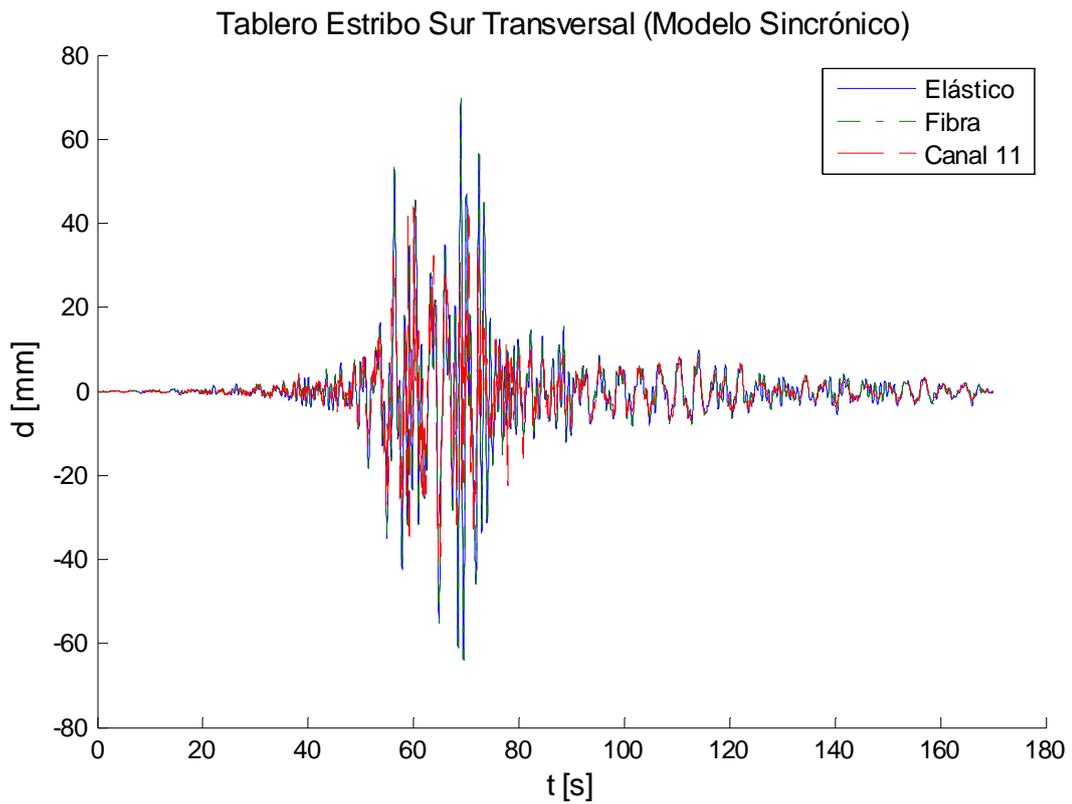


Figura 4.36: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, transversal.

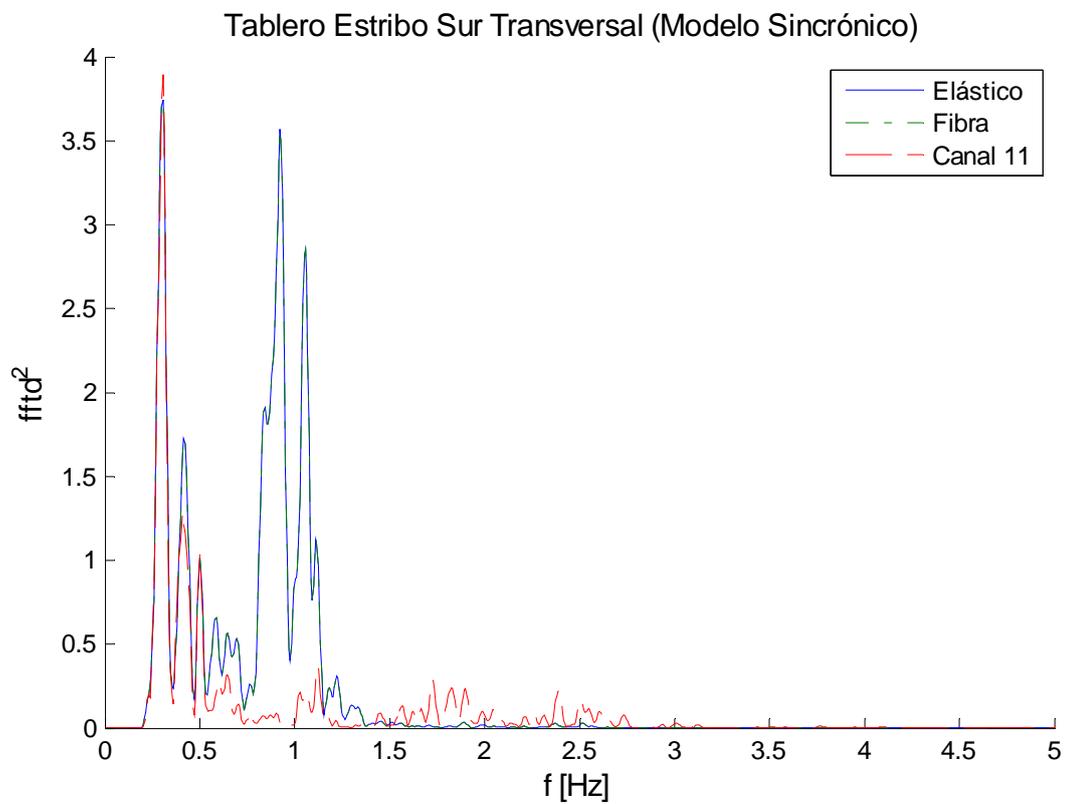


Figura 4.37: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo sur, transversal.

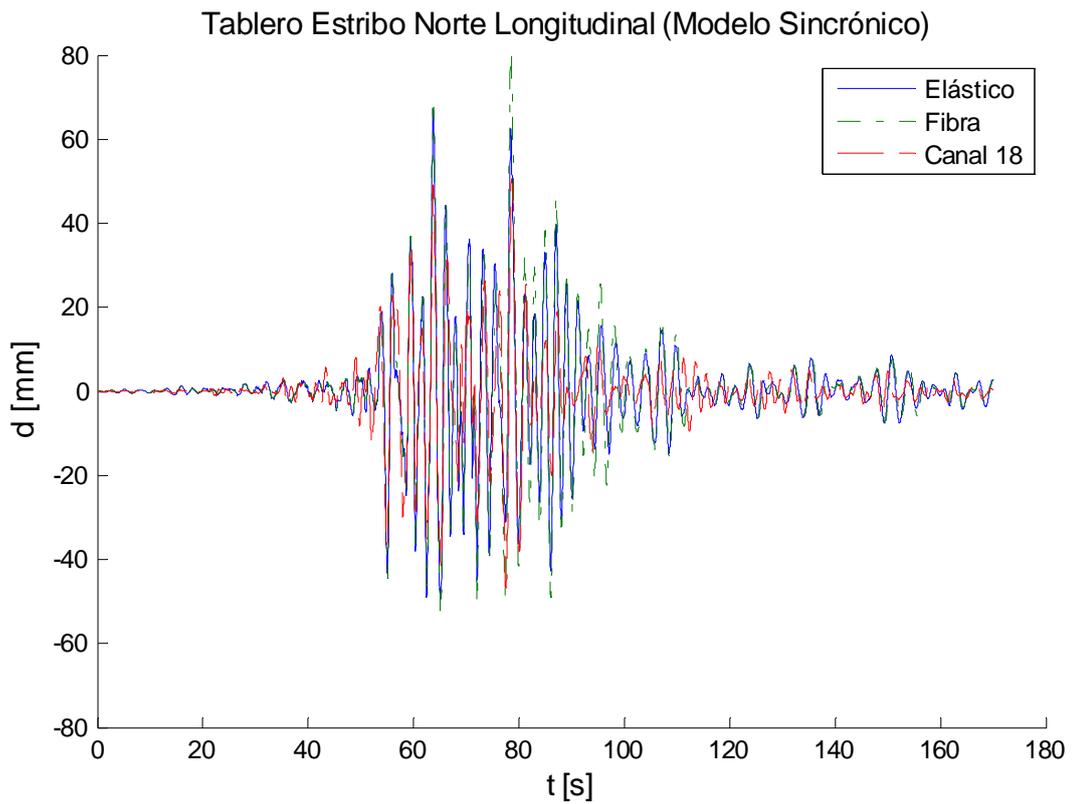


Figura 4.38: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.

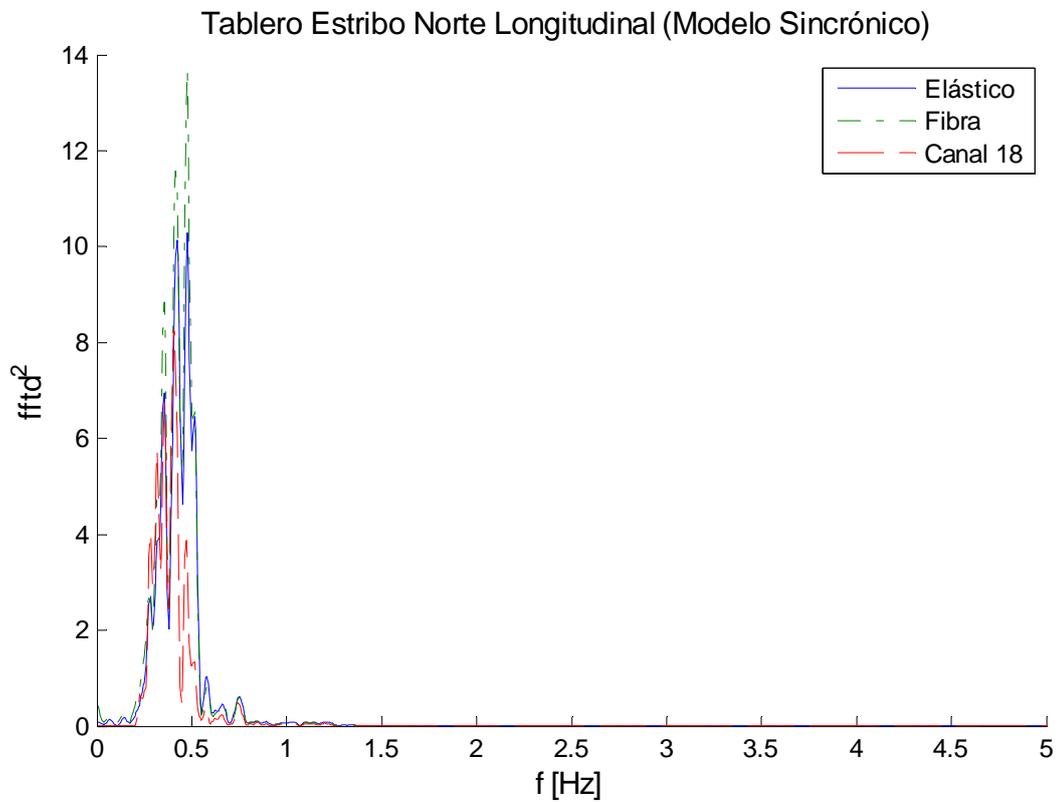


Figura 4.39: Comparación $|\text{FFT}|^2$ desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.

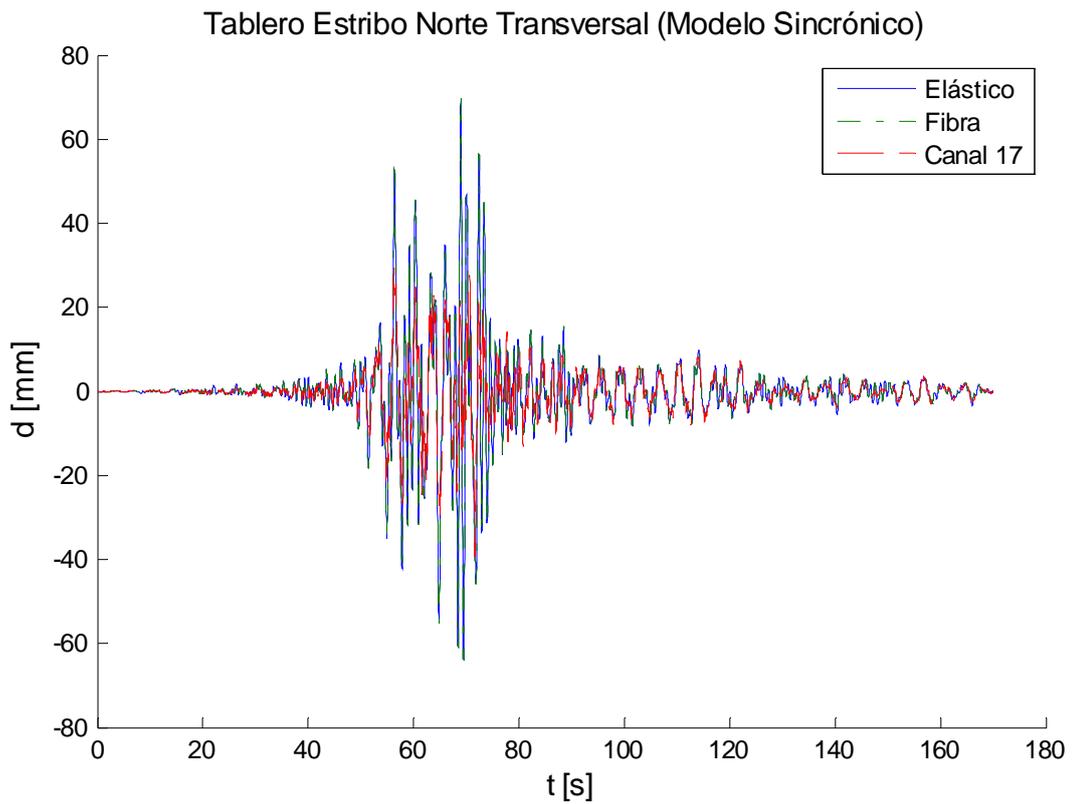


Figura 4.40: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, transversal.

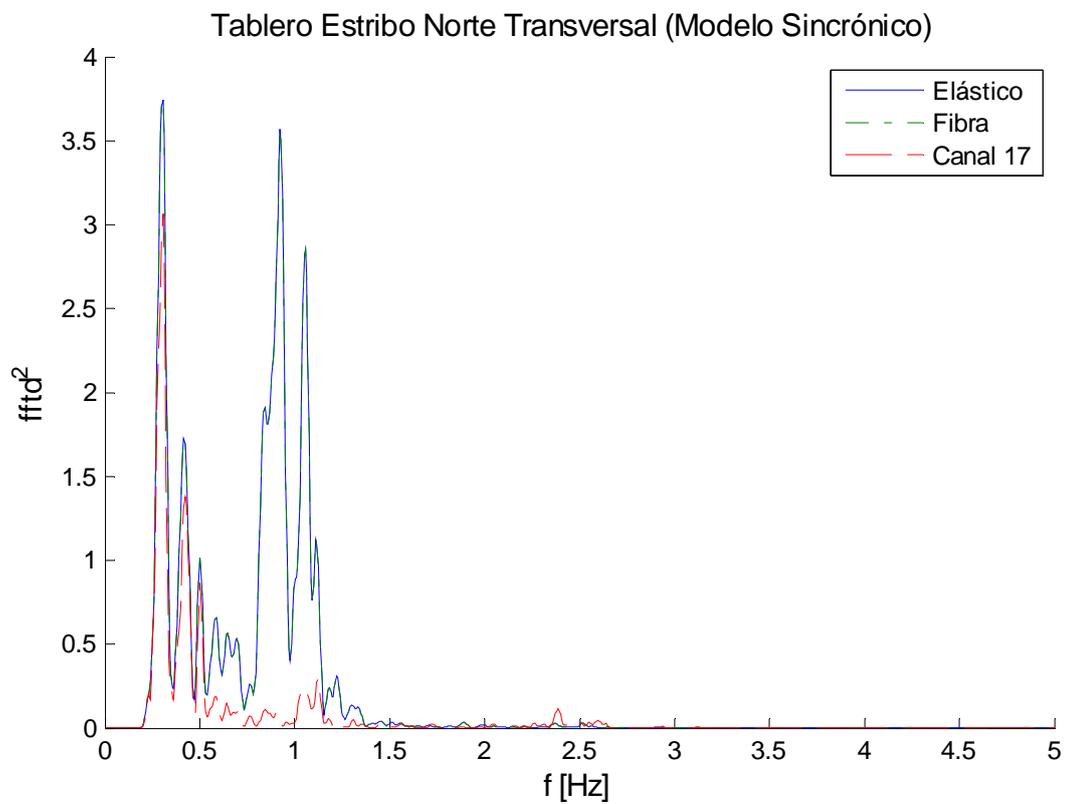


Figura 4.41: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo norte, transversal.

Tabla 4.17: Comparación desplazamientos máximos y correlación.

Canal	d _{máx} [mm]			Error d _{máx} [%]		Correlación con Experimental	
	Experimental	Elástico	Fibra	Elástico	Fibra	Elástico	Fibra
4 (L)	108	87	86	19	20	0.88	0.85
5 (V)	32	29	30	9	6	0.97	0.95
6 (T)	72	72	72	0	0	0.98	0.98
7 (L)	51	72	86	41	69	0.77	0.79
[8+14]/2 (V)	32	29	30	9	6	0.97	0.94
9 (T)	143	157	152	10	6	0.70	0.68
12 (L)	50	73	85	46	70	0.76	0.78
18 (L)	51	67	84	31	65	0.77	0.79

CAPÍTULO 5: CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS DEL PUENTE MARGA MARGA, SISMO NO SINCRÓNICO

5.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo muestra los resultados de los modelos de elementos finitos para el caso de movimiento no sincrónico. Primero, se describen los modelos usados, para luego detallar el tipo de análisis realizado. Finalmente, se muestran los resultados de los desplazamientos del modelo y se comparan con los desplazamientos obtenidos a partir de la integración de los registros de aceleración.

5.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

El análisis no sincrónico se realizó sobre los modelos de elementos finitos del puente descritos en la sección 4.2, correspondiendo al modelo de cepa elástica y de cepa con fibras de hormigón y acero no lineales.

5.3 OPCIONES DE ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Las opciones de análisis usadas corresponden a las mismas descritas en la sección 4.3, salvo el *input* usado para el análisis en el tiempo, donde se considera un desplazamiento igual al del estribo sur en los apoyos del modelo en el estribo sur y la cepa 1 e igual al del estribo norte en los apoyos del modelo en el estribo norte y la cepa 7, esto para ambas direcciones horizontales. La Tabla 5.1 resume los desplazamientos de entrada para el análisis en el tiempo.

Tabla 5.1: *Input* análisis no sincrónico.

Apoyo	Dirección		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
Estribo Sur	10	11	20
Cepa 1	10	11	20
Cepa 2	19	21	20
Cepa 3	19	21	20
Cepa 4	19	21	20
Cepa 5	19	21	20
Cepa 6	19	21	20
Cepa 7	16	17	20
Estribo Norte	16	17	20

5.4 COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS Y REGISTROS DEL TERREMOTO

5.4.1 Comparación Desplazamientos

En esta sección se muestran los resultados obtenidos a partir de los modelos de cepas elásticas y de cepas de fibra no lineal, y su comparación con los desplazamientos obtenidos por doble integración de los registros de aceleración para el caso no sincrónico ya descrito (Figuras 5.1 a la 5.20). La Tabla 5.2 muestra las diferencias entre los desplazamientos máximos de ambos

modelos y los desplazamientos máximos experimentales, además de la correlación de los desplazamientos de ambos modelos respecto a los desplazamientos experimentales.

Los gráficos de desplazamiento bajo el sistema de aislación muestran buen ajuste en las direcciones transversal y vertical no siendo tan bueno en longitudinal. Las direcciones transversal y vertical muestran prácticamente el mismo resultado que el análisis sincrónico, mientras que, la dirección longitudinal muestra una leve mejora.

En cuanto al desplazamiento en el tablero sobre la cepa 4, se puede decir que éste presenta un muy buen ajuste a los registros integrados en las direcciones longitudinal y transversal, tanto en frecuencia como en tiempo. Aun así, en frecuencia se ve que existe un *peak* entre 0.4 y 0.5 Hz de amplitud mayor que la experimental, esto puede deberse a que el modelo bilineal de los aisladores no puede emular totalmente la respuesta real que produce el sistema de aislación en el puente, pero da una muy buena aproximación. En dirección longitudinal el tablero se mueve como cuerpo rígido, aun cuando el *input* de la estructura es no sincrónico.

Para los desplazamientos máximos, ambos modelos presentan errores relativamente menores siendo de 18% en dirección longitudinal, y de sólo 6% en dirección transversal. En dirección transversal en los estribos el ajuste es absoluto, pues se impuso que el desplazamiento de los canales 11 y 17 fuese igual al de los estribos sur y norte respectivamente.

Tanto los elementos que representan los aisladores sísmicos sobre las cepas como los elementos gap en los estribos trabajan en el rango no lineal. Los elementos que representan los aisladores sísmicos tuvieron una deformación máxima promedio de 83 mm en dirección longitudinal y una deformación máxima de 172 mm en dirección transversal sobre la cepa 4, por lo que éstos disiparon energía debido a los ciclos de histéresis, el punto de fluencia de estos elementos se encuentra en 4.3 mm. Los elementos de gap presentaron una deformación máxima relativa promedio de 79 mm, siendo 10 mm el gap establecido.

En último lugar, se puede decir que las diferencias entre ambos modelos no son muy grandes, aunque el modelo de cepa de fibra logra ajustes levemente mejores que los de cepa elástica en cuanto a los desplazamientos máximos. Sin embargo, la correlación no es mayor en el modelo de cepa de fibra debido a los desplazamientos remanentes en el modelo, siendo incluso menor que la correlación existente en el caso de los análisis sincrónicos.

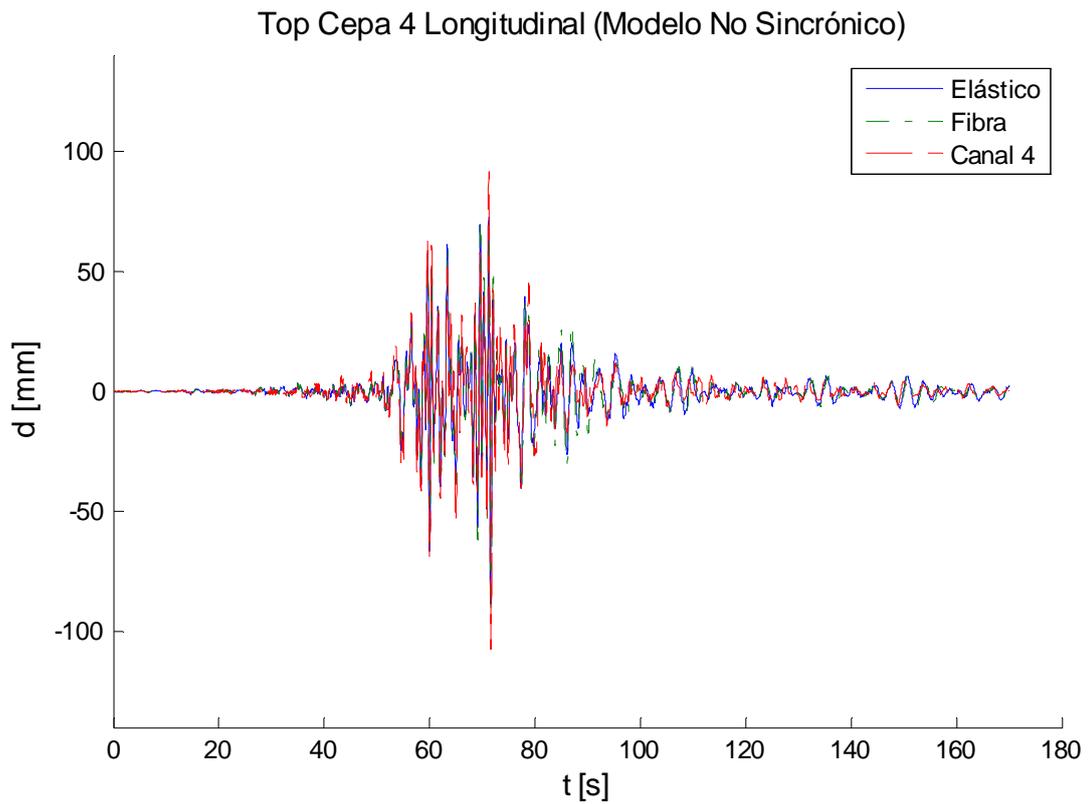


Figura 5.1: Comparación desplazamiento top cepa 4, longitudinal.

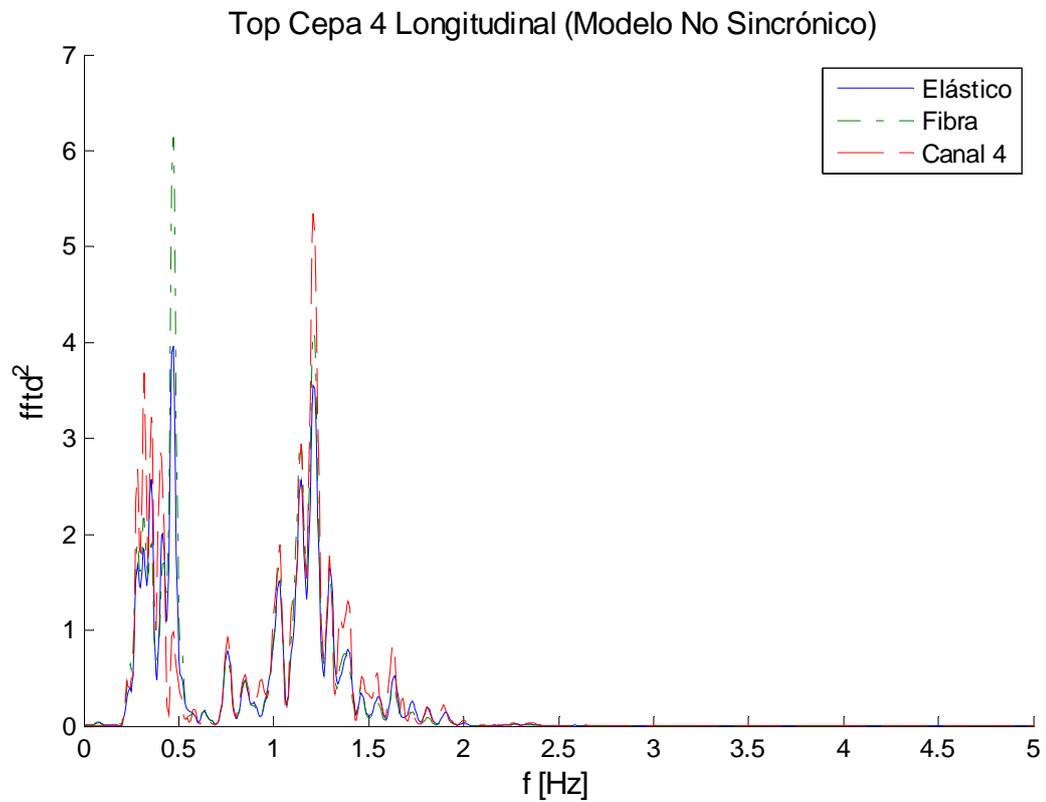


Figura 5.2: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento top cepa 4, longitudinal.

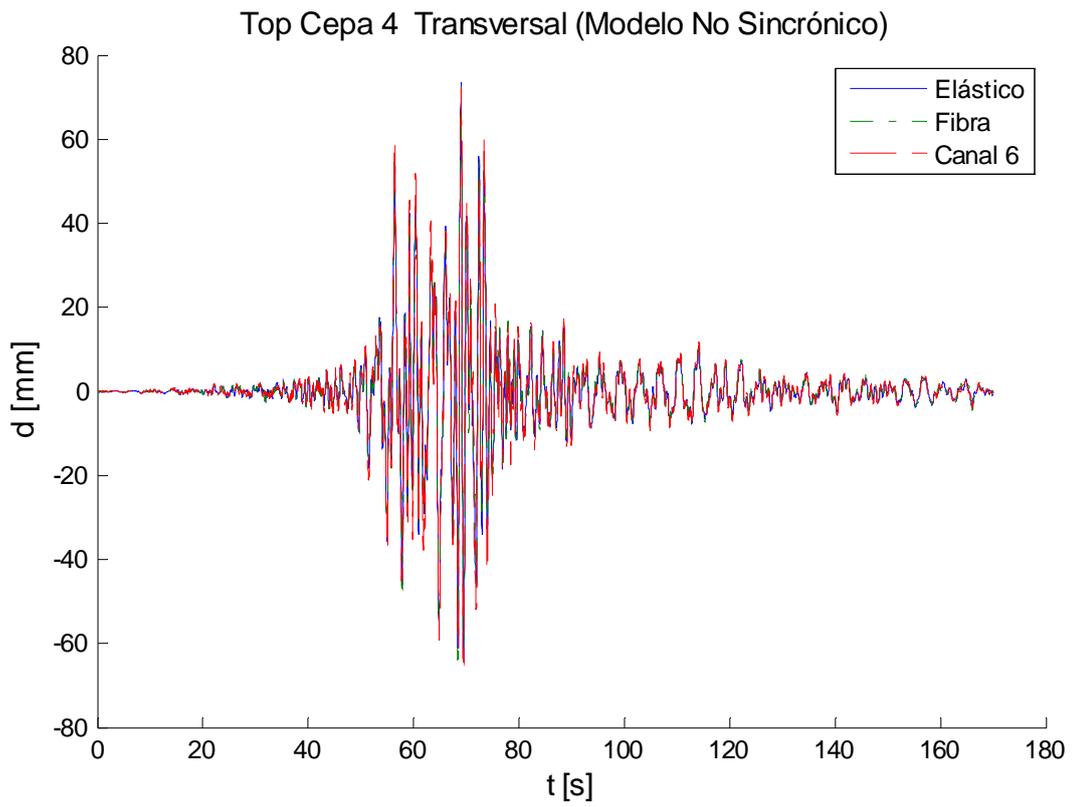


Figura 5.3: Comparación desplazamiento top cepa 4, transversal.

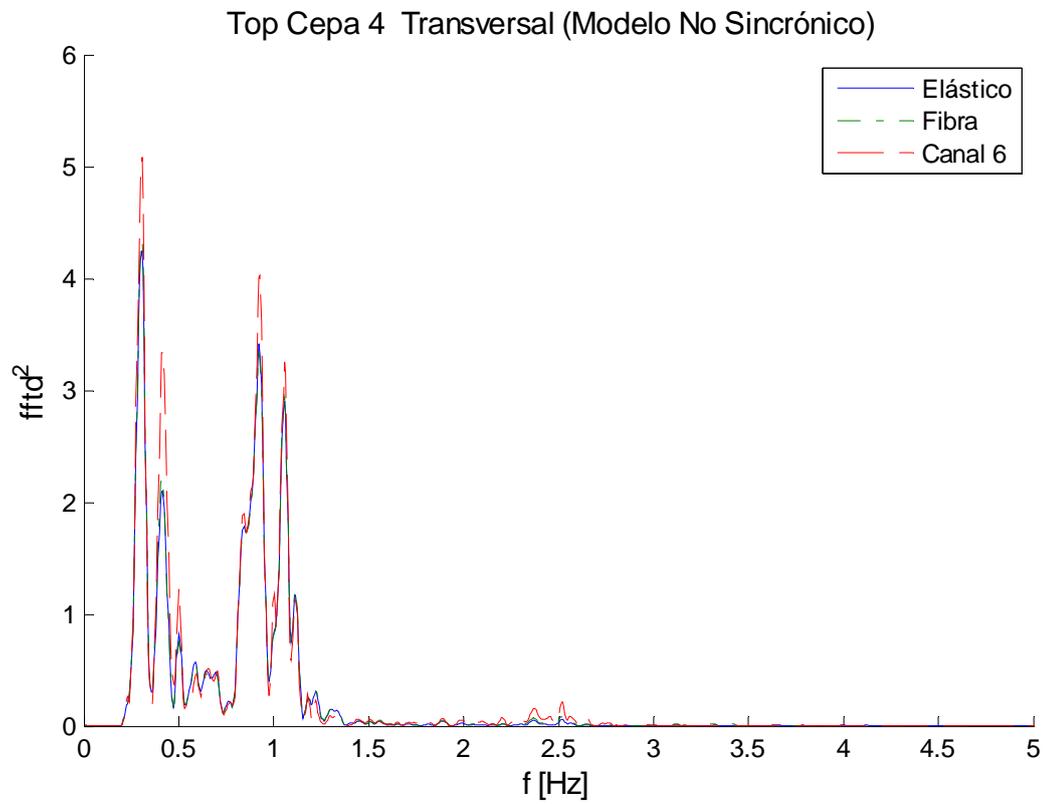


Figura 5.4: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento top cepa 4, transversal.

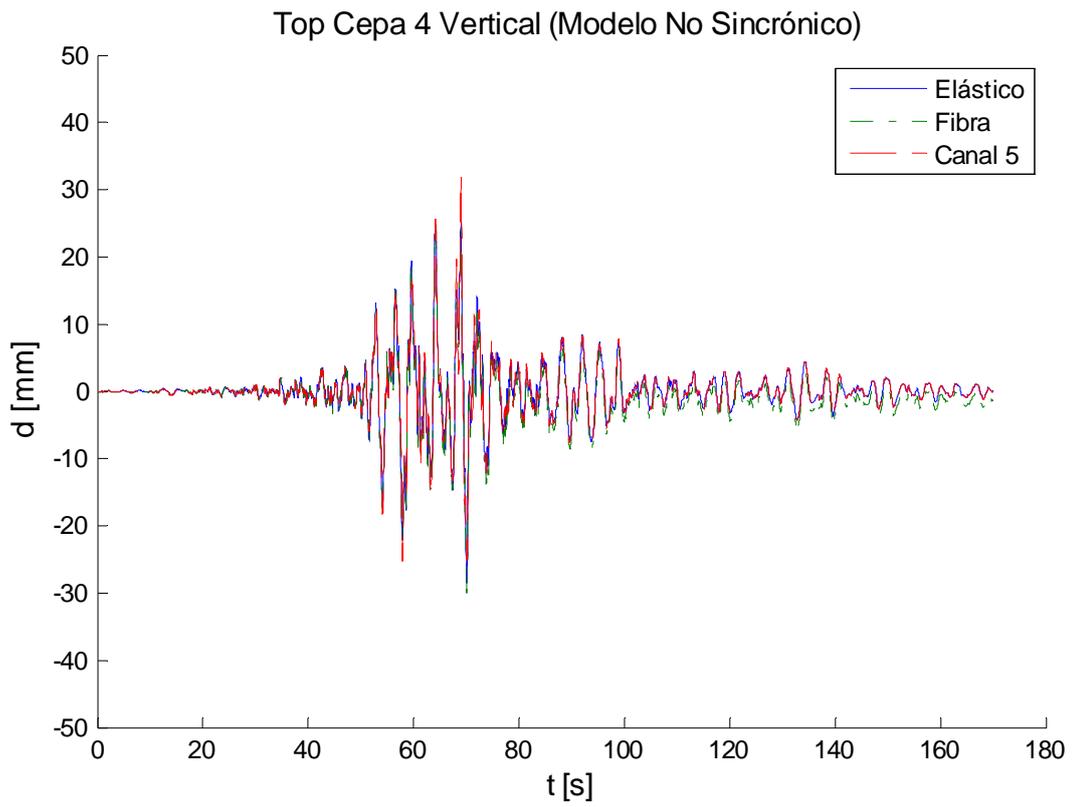


Figura 5.5: Comparación desplazamiento top cepa 4, vertical.

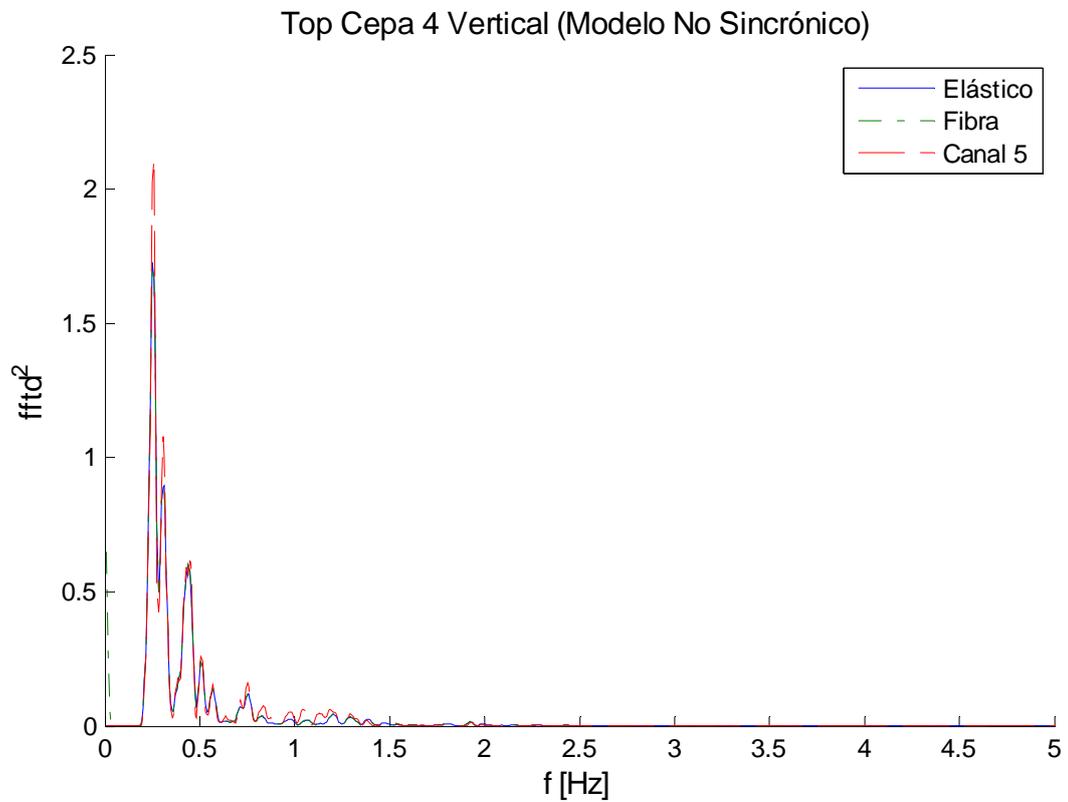


Figura 5.6: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento top cepa 4, vertical.

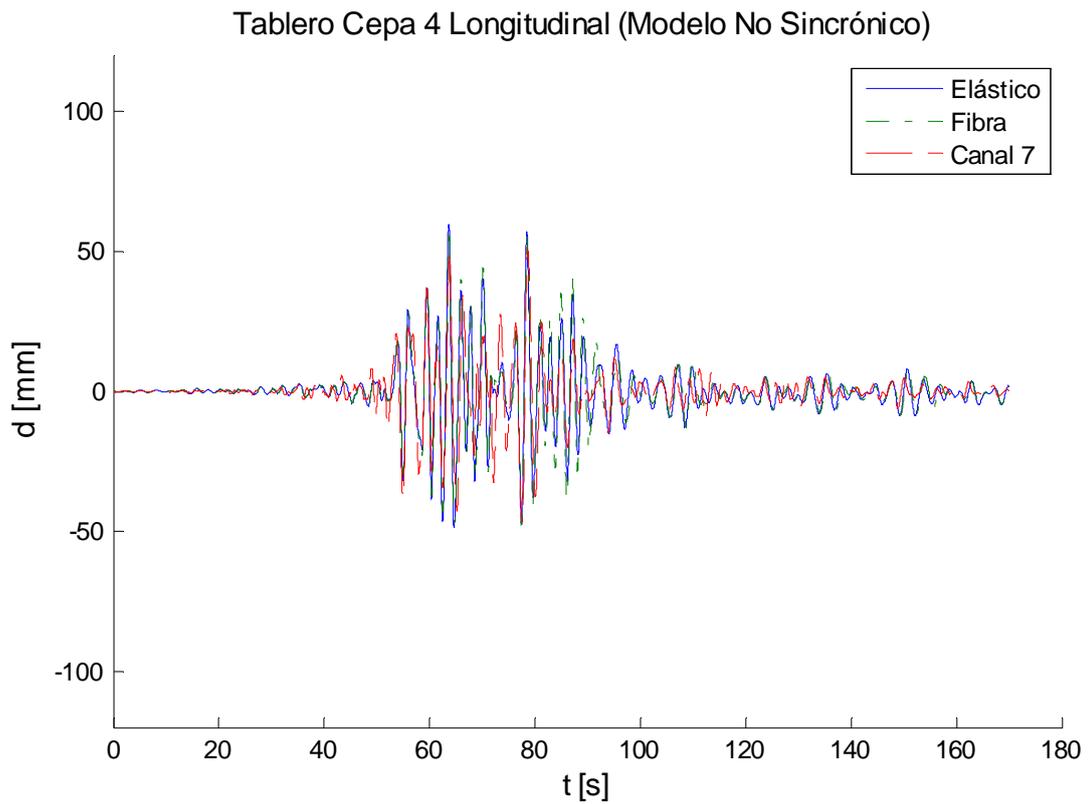


Figura 5.7: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.

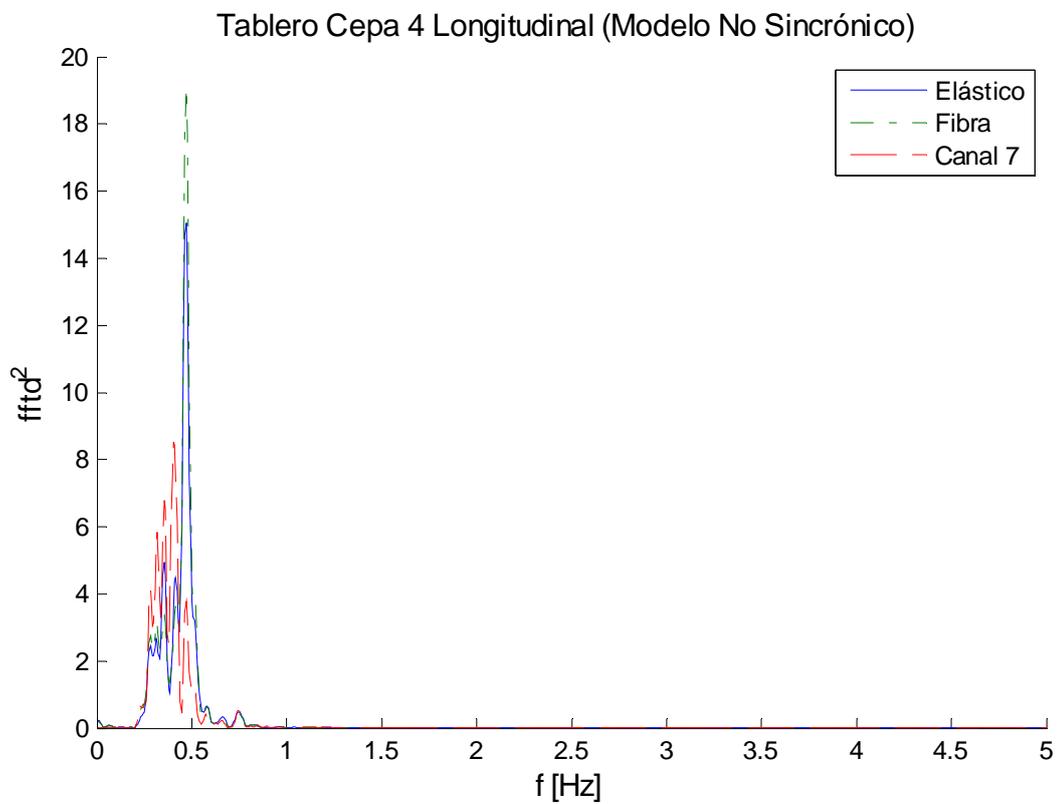


Figura 5.8: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.

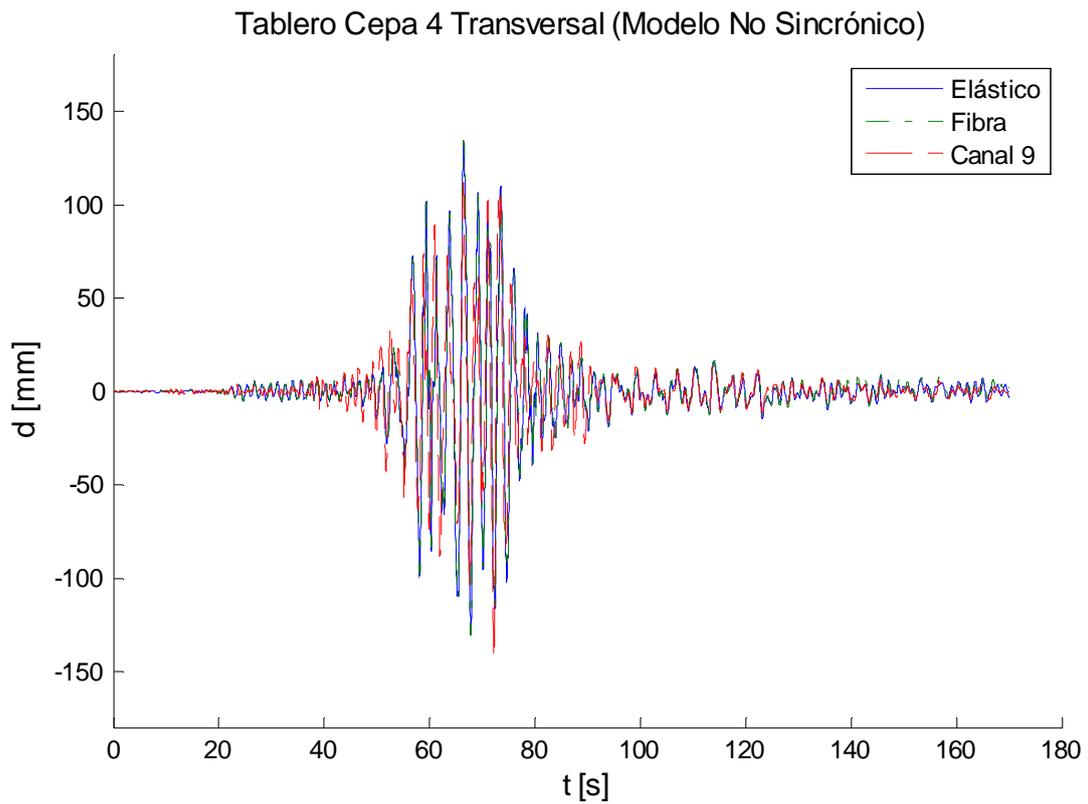


Figura 5.9: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.

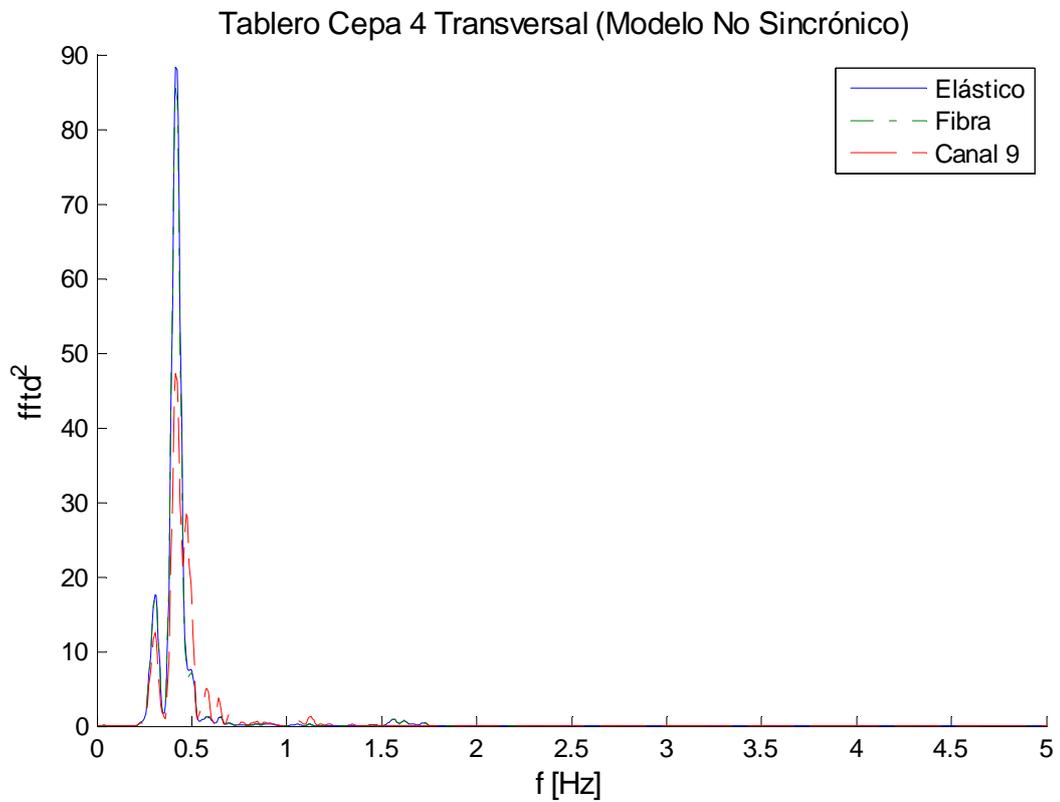


Figura 5.10: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.

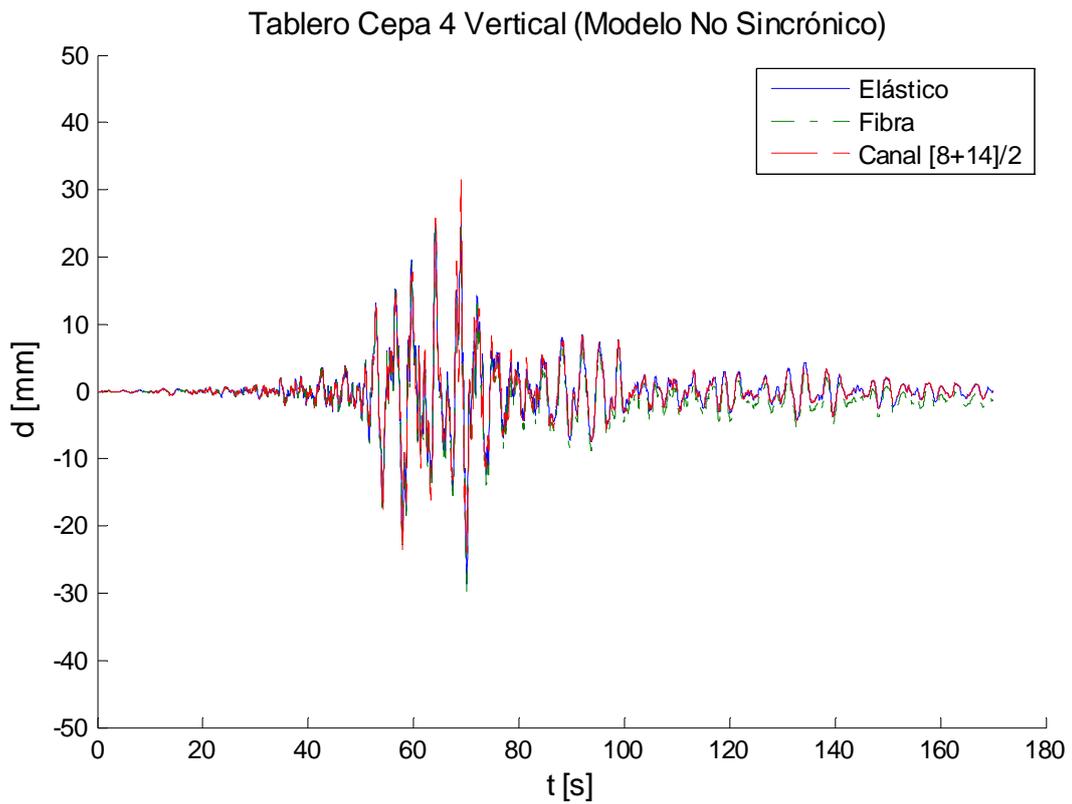


Figura 5.11: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.

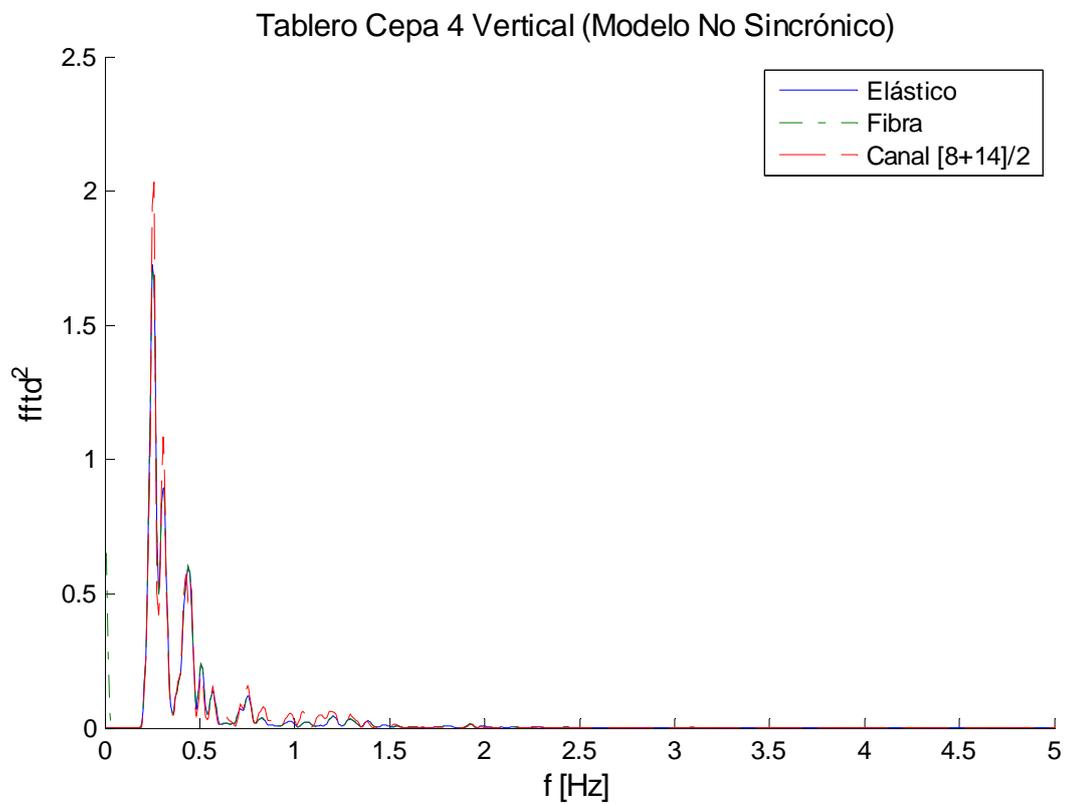


Figura 5.12: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.

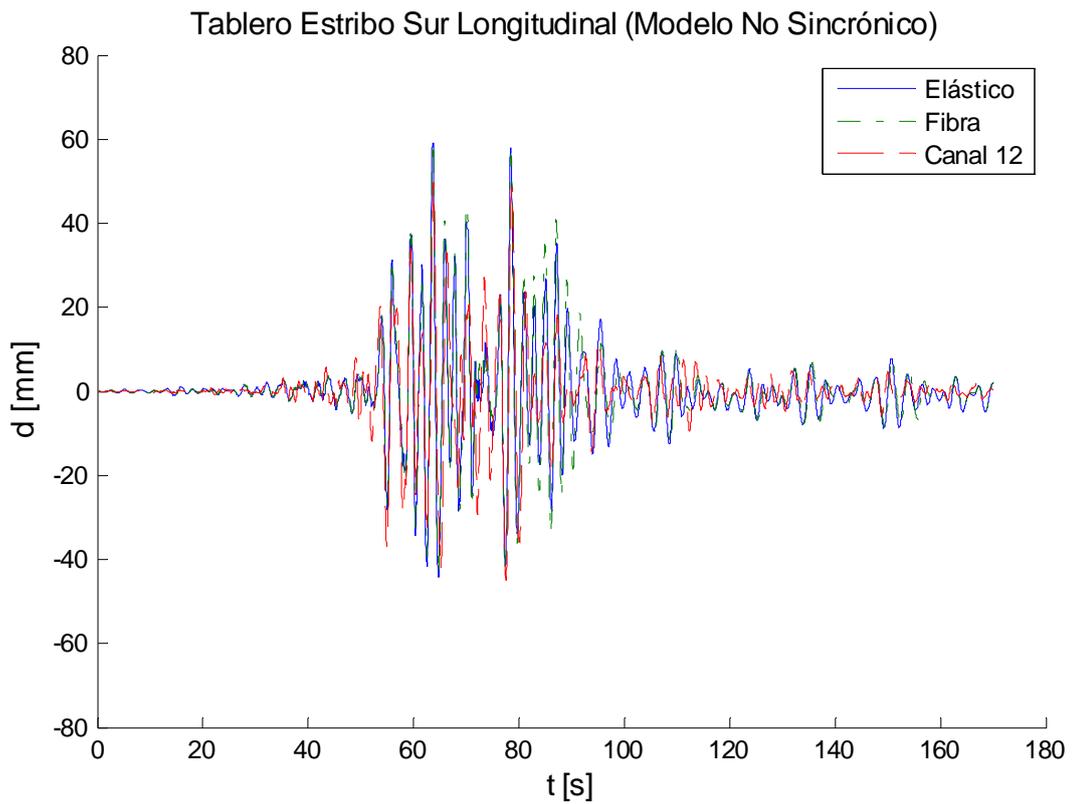


Figura 5.13: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.

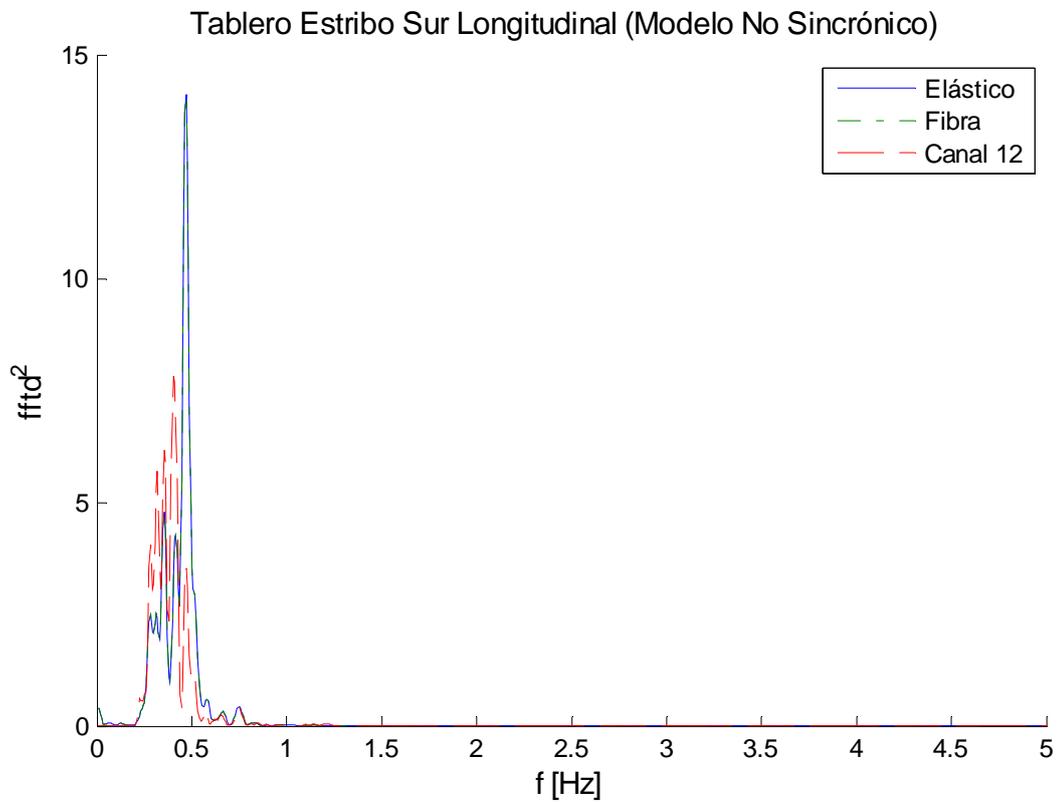


Figura 5.14: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.

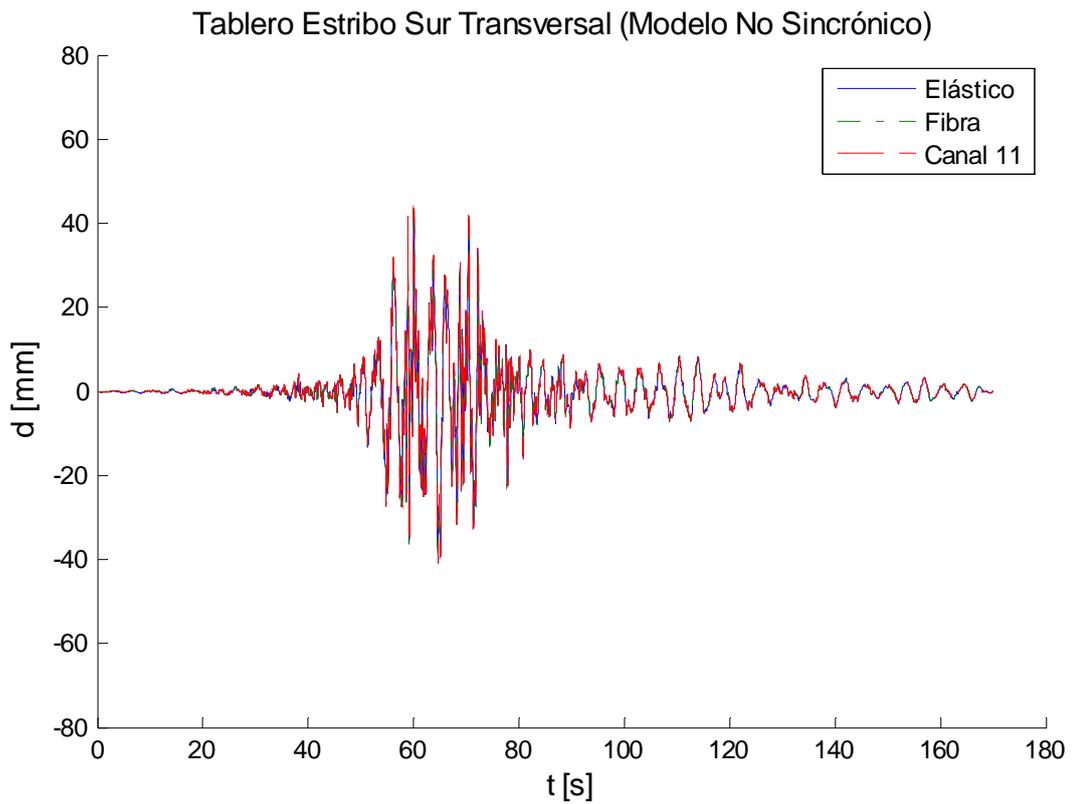


Figura 5.15: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, transversal.

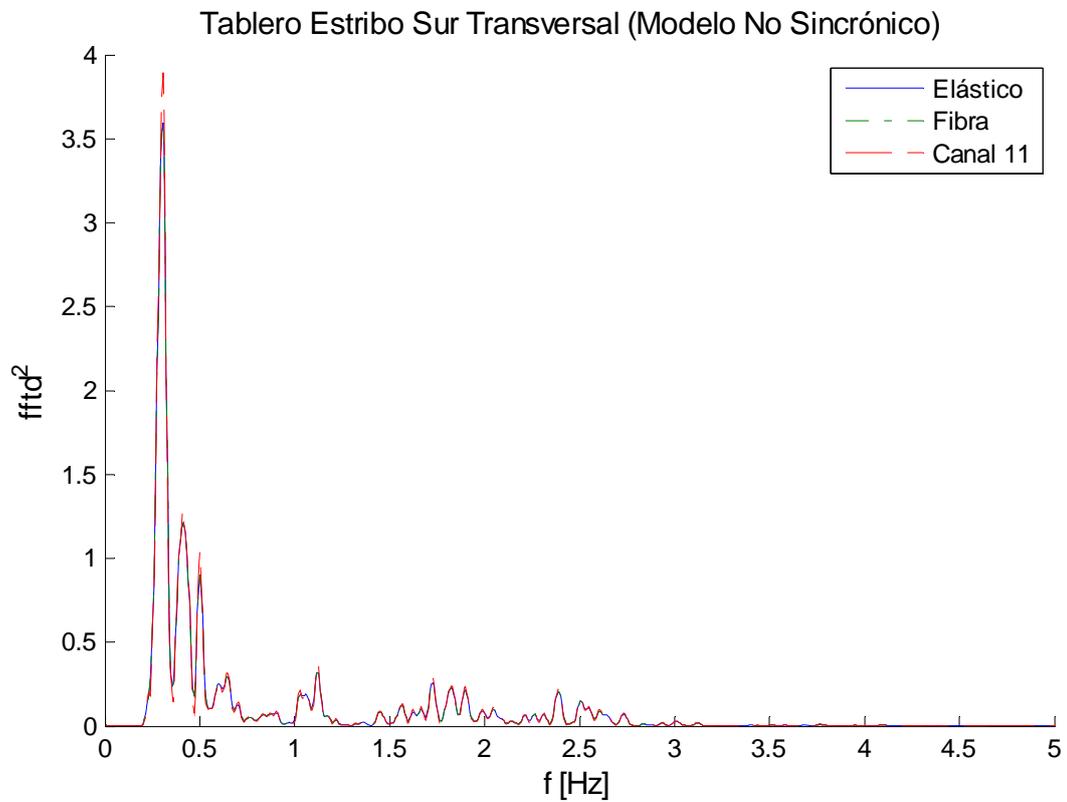


Figura 5.16: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo sur, transversal.

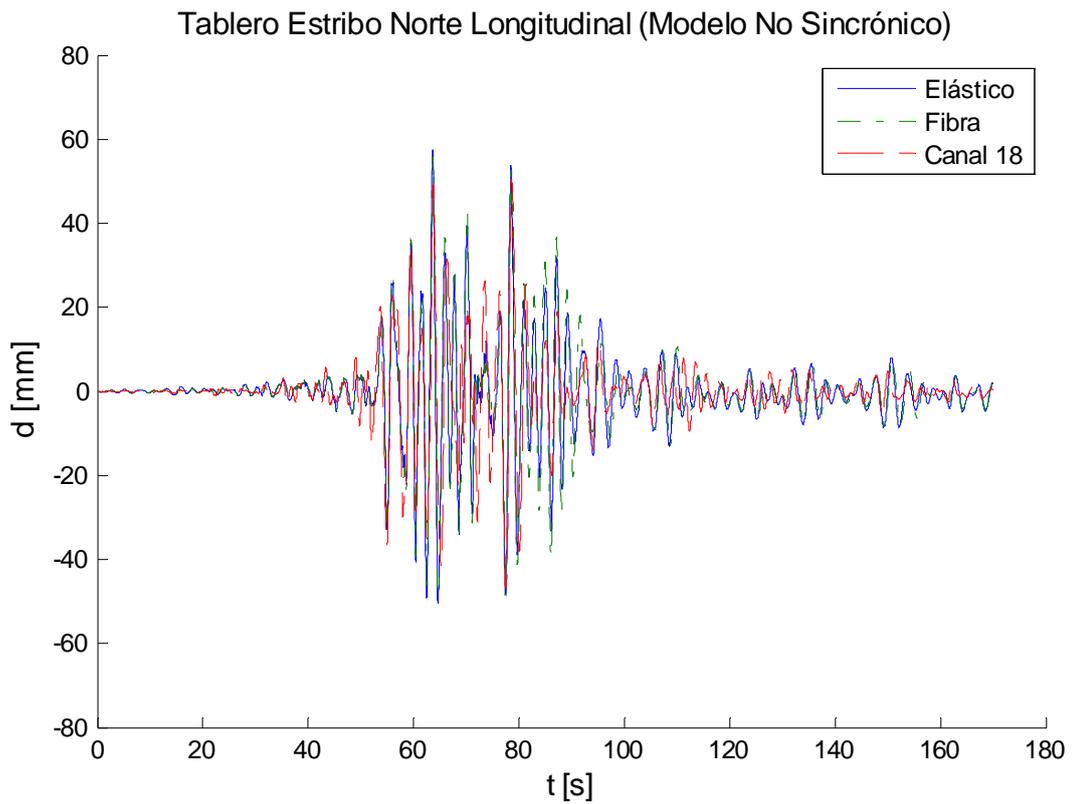


Figura 5.17: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.

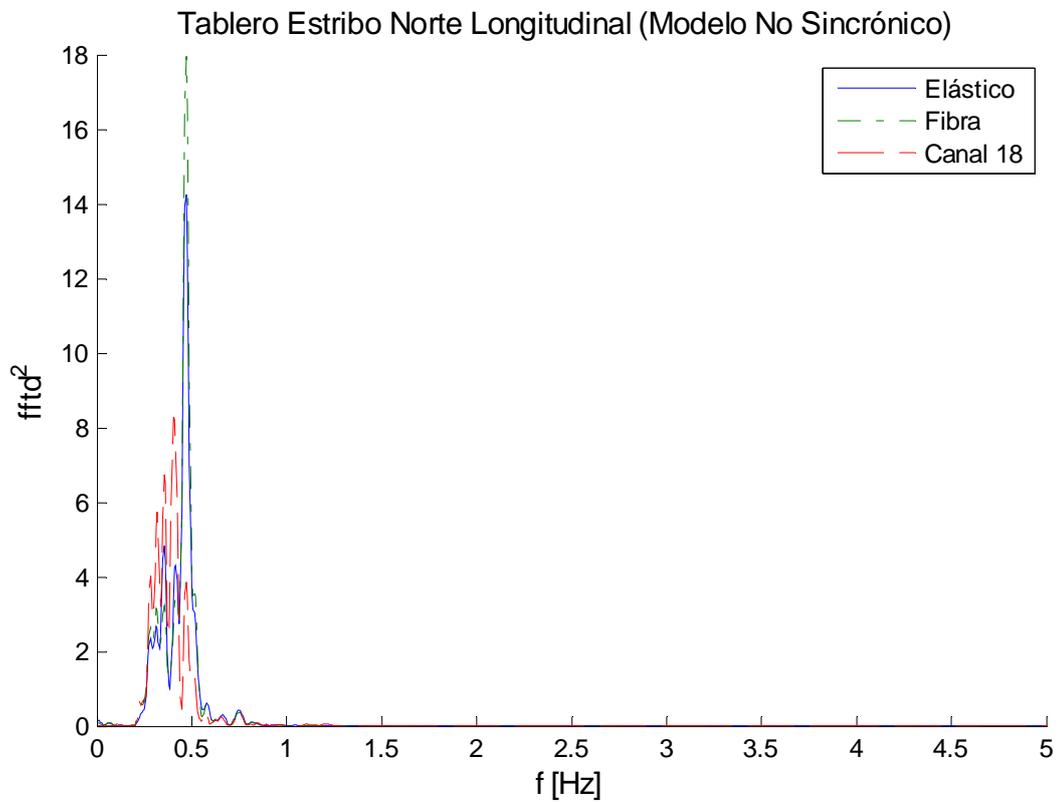


Figura 5.18: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.

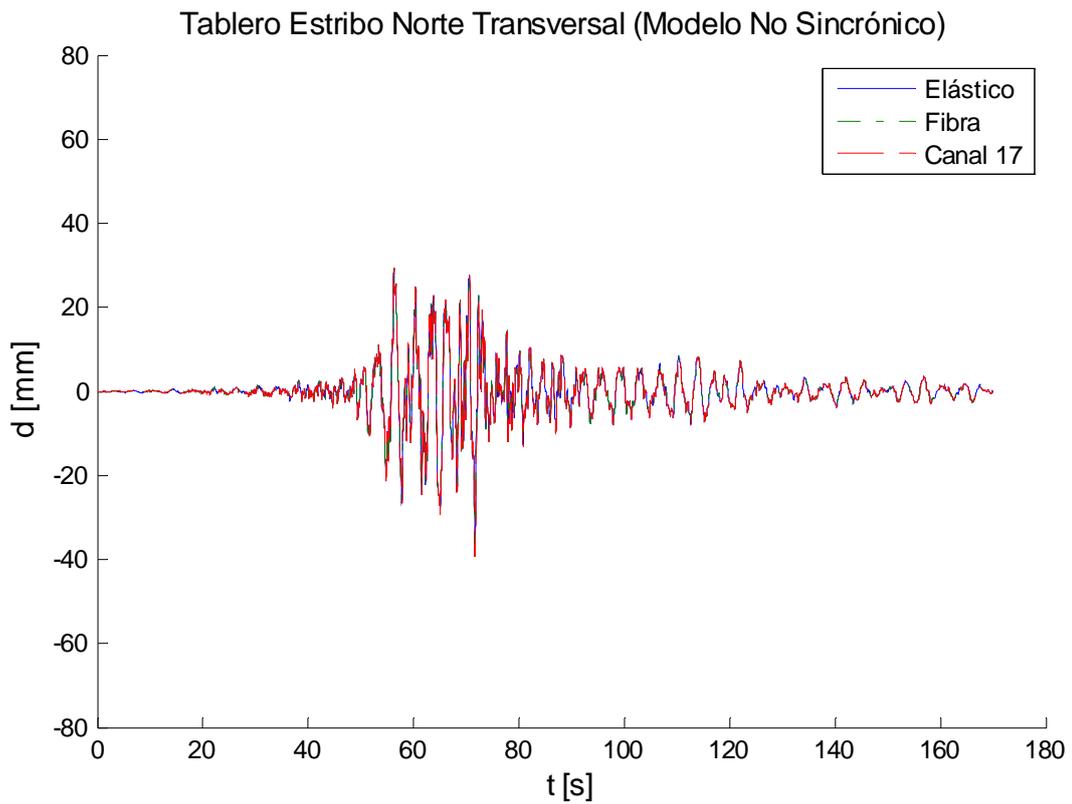


Figura 5.19: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, transversal.

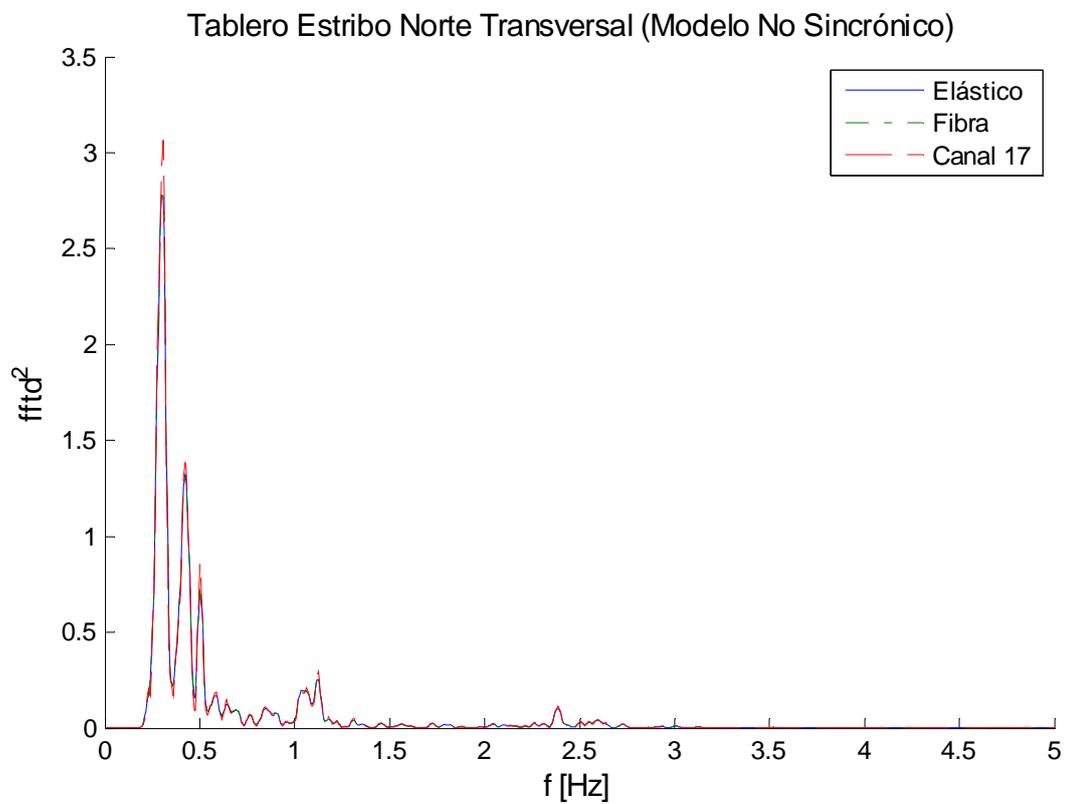


Figura 5.20: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo norte, transversal.

Tabla 5.2: Comparación desplazamientos máximos y correlación.

Canal	$ d_{\text{máx}} $ [mm]			Error $ d_{\text{máx}} $ [%]		Correlación con Experimental	
	Experimental	Elástico	Fibra	Elástico	Fibra	Elástico	Fibra
4 (L)	108	89	90	18	17	0.90	0.88
5 (V)	32	30	30	6	6	0.97	0.95
6 (T)	72	74	74	3	3	0.97	0.98
7 (L)	51	60	58	18	14	0.74	0.71
[8+14]/2 (V)	32	30	30	6	6	0.97	0.94
9 (T)	143	134	134	6	6	0.73	0.70
12 (L)	50	59	59	18	18	0.74	0.71
18 (L)	51	58	56	14	10	0.74	0.71

CAPÍTULO 6: COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS ANTE EL SISMO 17/04/12

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se analizan los registros obtenidos durante el sismo del 17 de abril de 2012 de magnitud M_w 6.5, y se verifica la respuesta de los modelos de elementos finitos que ya se habían calibrado para el terremoto del Maule de 2010. La intensidad en escala de Mercalli de este nuevo sismo fue VII en Valparaíso y su hipocentro se situó a $32^{\circ}41'27''$ latitud Sur, $71^{\circ}48'53''$ longitud Oeste y 31.9 km de profundidad (Servicio Sismológico, Universidad de Chile). Aun cuando la magnitud es dos grados menor que la del terremoto del Maule, la intensidad del sismo del 17 de abril fue un grado mayor en escala de Mercalli en la zona donde se ubica el puente (Servicio Sismológico, Universidad de Chile).

En el siguiente subcapítulo, se analiza brevemente los registros sísmicos obtenidos en los 24 sensores ubicados según la configuración de la Figura 1.12, lo cual permite comparar el campo libre de roca con el campo libre del valle.

Luego, se comparan los resultados de los modelos de elementos finitos sometidos a un análisis no sincrónico con los desplazamientos obtenidos por doble integración de los registros filtrados.

6.2 ANÁLISIS REGISTROS SÍSMICOS

6.2.1 Análisis de Registros de Aceleración

Las Figuras 6.1, 6.2 y 6.3 muestran los registros de aceleración filtrados para cada dirección. Los registros fueron filtrados con un Butterworth de orden 4 pasabanda entre 0.2 y 20 Hz y remuestreados a 50 Hz.

Al igual que durante el terremoto del Maule existe reducción en dirección longitudinal y transversal sobre el tablero respecto al valle. A nivel del campo libre en estribo sur se registran aceleraciones del mismo orden que en el valle, las que se reducen al pie de la cepa.

Llama la atención en las figuras la mayor aceleración que presenta el canal 7 respecto del 12 y 18, y el canal 8 respecto del 14. En un comienzo se pensó que esto se debía a una anormal medición de los acelerómetros, pero al revisar los desplazamientos del tablero (Figuras 6.10, 6.11 y 6.12) se ve que, pese a las diferencias en aceleración, se generan desplazamientos compatibles con un movimiento de cuerpo rígido del tablero en dirección longitudinal y vertical.

Las Figuras 6.4, 6.6 y 6.8 muestran los espectros de potencia de los registros de aceleración, en tanto que las Figuras 6.5, 6.7 y 6.9 muestran las funciones de transferencia para las direcciones longitudinal, transversal y vertical, respectivamente.

Respecto al canal 7, se observa un alto contenido de frecuencias entre 6 y 9 Hz comparado con los otros canales del tablero (canales 12 y 18), pero al analizar las funciones de transferencia se ve que gran parte de la energía en esta zona proviene de la fuente y sólo se traspasa al tablero, salvo un *peak* en 7.5 Hz el cual podría corresponder a la excitación de un modo superior, o al paso de un vehículo.

La Tabla 6.1 presenta las principales frecuencias y amortiguamientos obtenidos a partir del análisis de los registros de aceleración para este sismo. Un cambio notable respecto al sismo del Maule es que las frecuencias principales del puente en direcciones longitudinal y transversal son mayores para este sismo, es decir, la estructura responde de forma más rígida ante un sismo de menor intensidad, como se discutió en el subcapítulo 3.3.2. Este mismo efecto se ve en el suelo, aunque en menor medida. La roca, en tanto, responde de similar forma a lo visto en el subcapítulo 3.3.3. El que las frecuencias sean un poco mayores en el suelo, se debe a que este sismo tiene un contenido de frecuencia levemente diferente a los anteriores, producto de que la zona de ruptura del sismo en este caso es cercana a la ubicación del puente (aproximadamente de 58 km, considerando GRS 1980 como elipsoide de referencia y situando el puente a 33.047738° de latitud Sur y 71.510267° longitud Oeste).

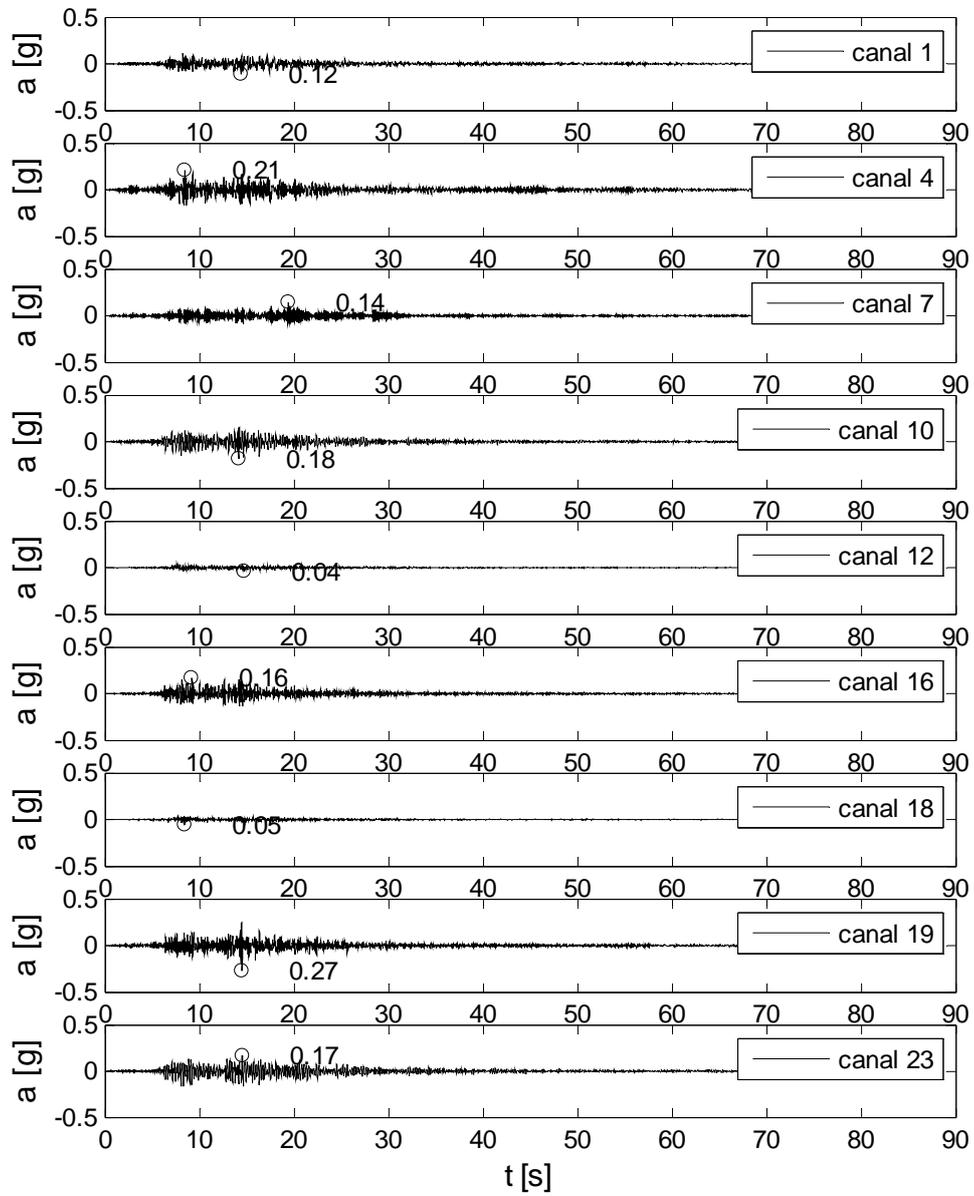


Figura 6.1: Registro aceleración longitudinal filtrada, sismo del 17/04/12.

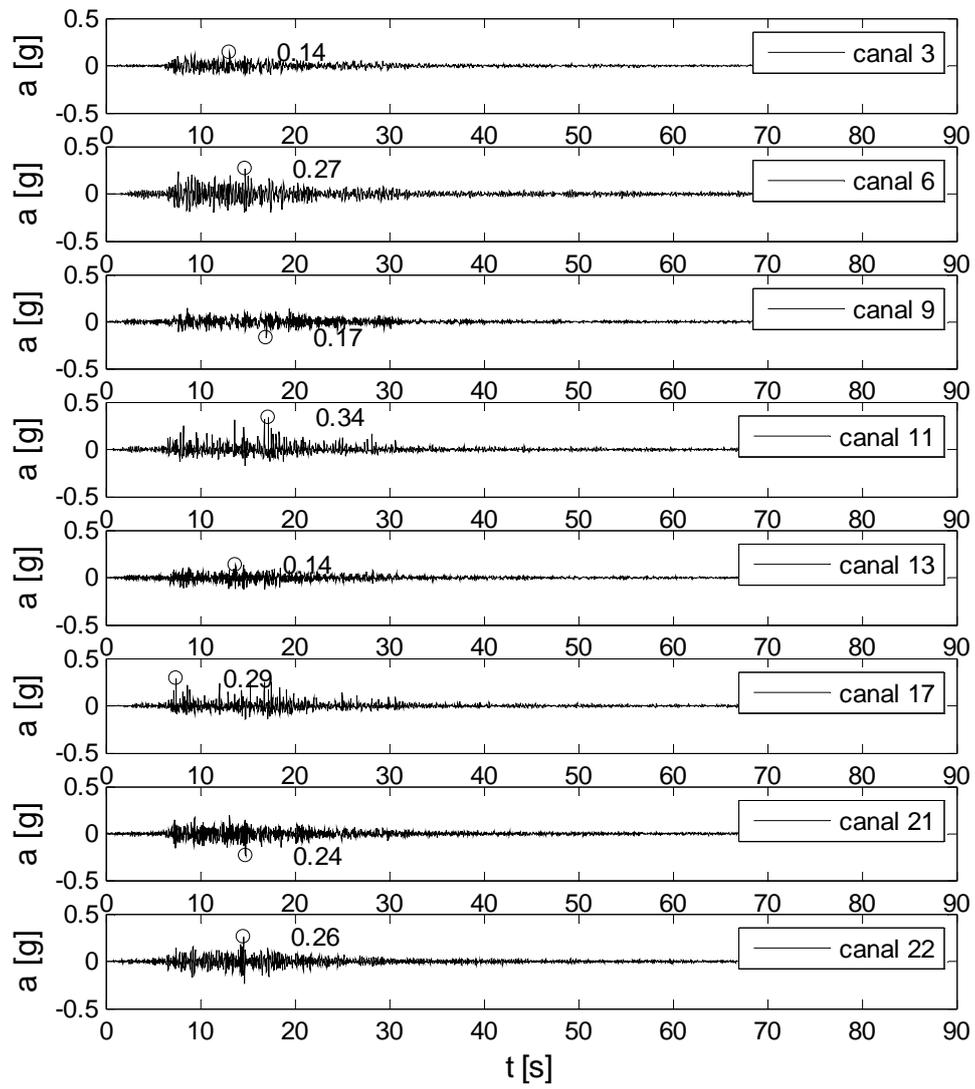


Figura 6.2: Registro aceleración transversal filtrada, sismo del 17/04/12.

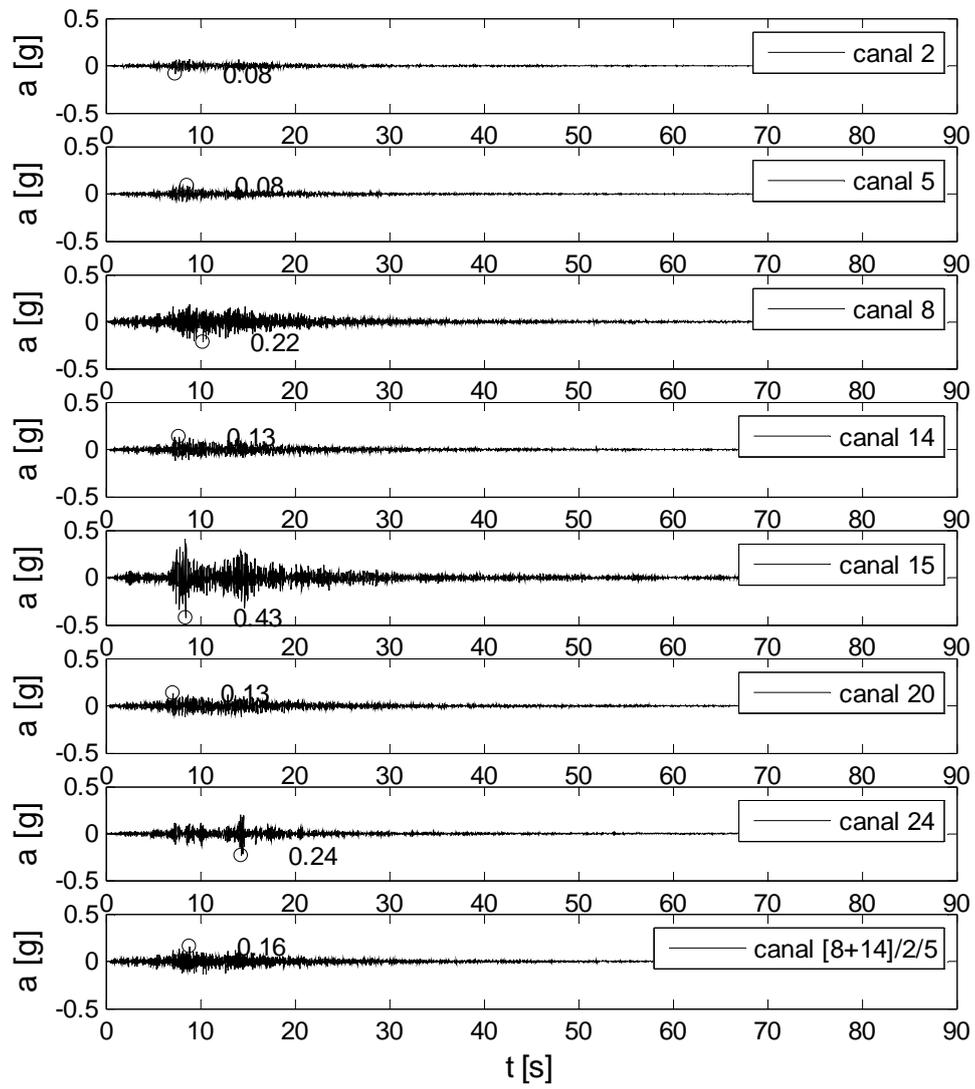


Figura 6.3: Registro aceleración vertical filtrado, sismo del 17/04/12.

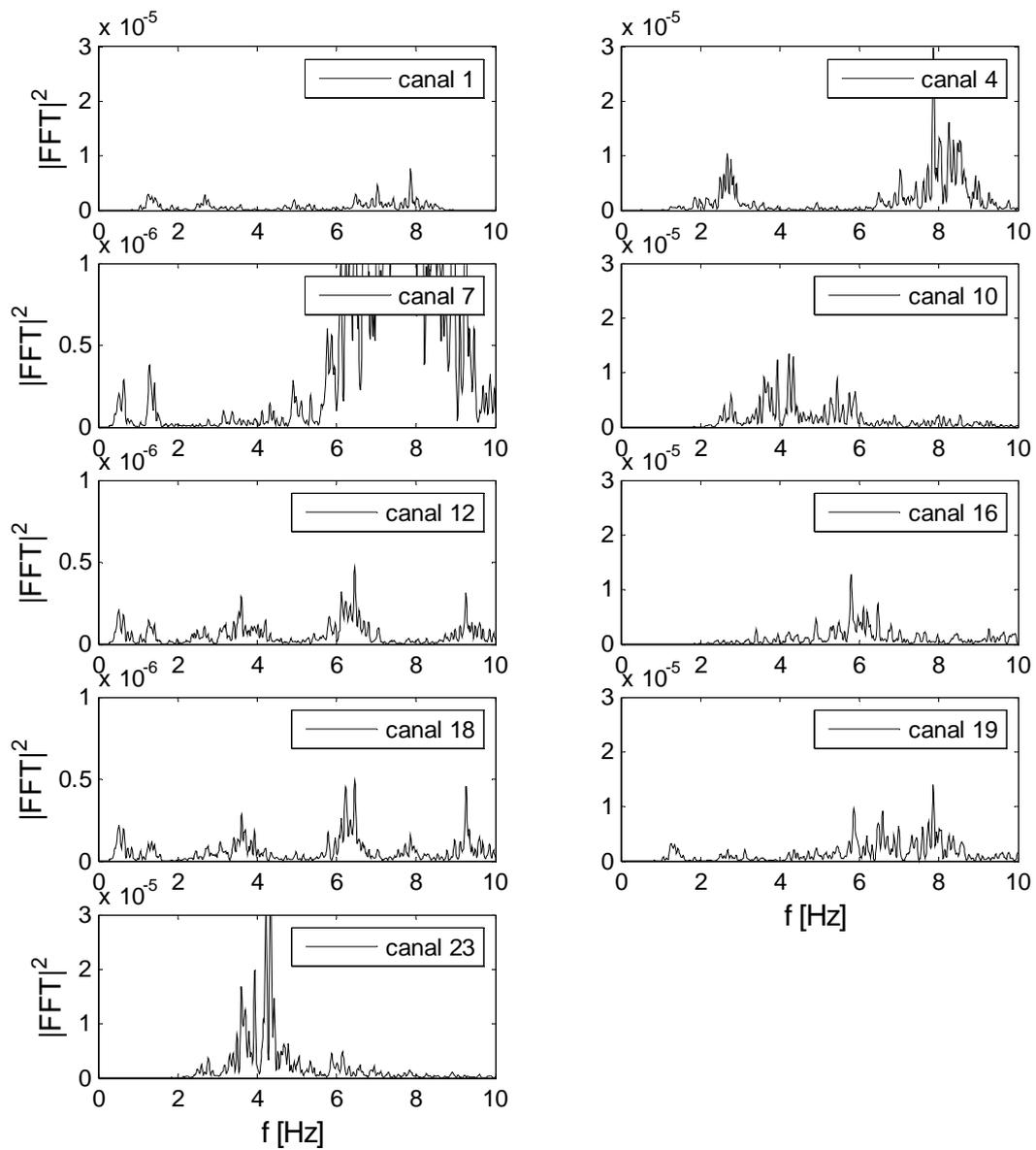


Figura 6.4: $|FFT|^2$ longitudinal, sismo del 17/04/12.

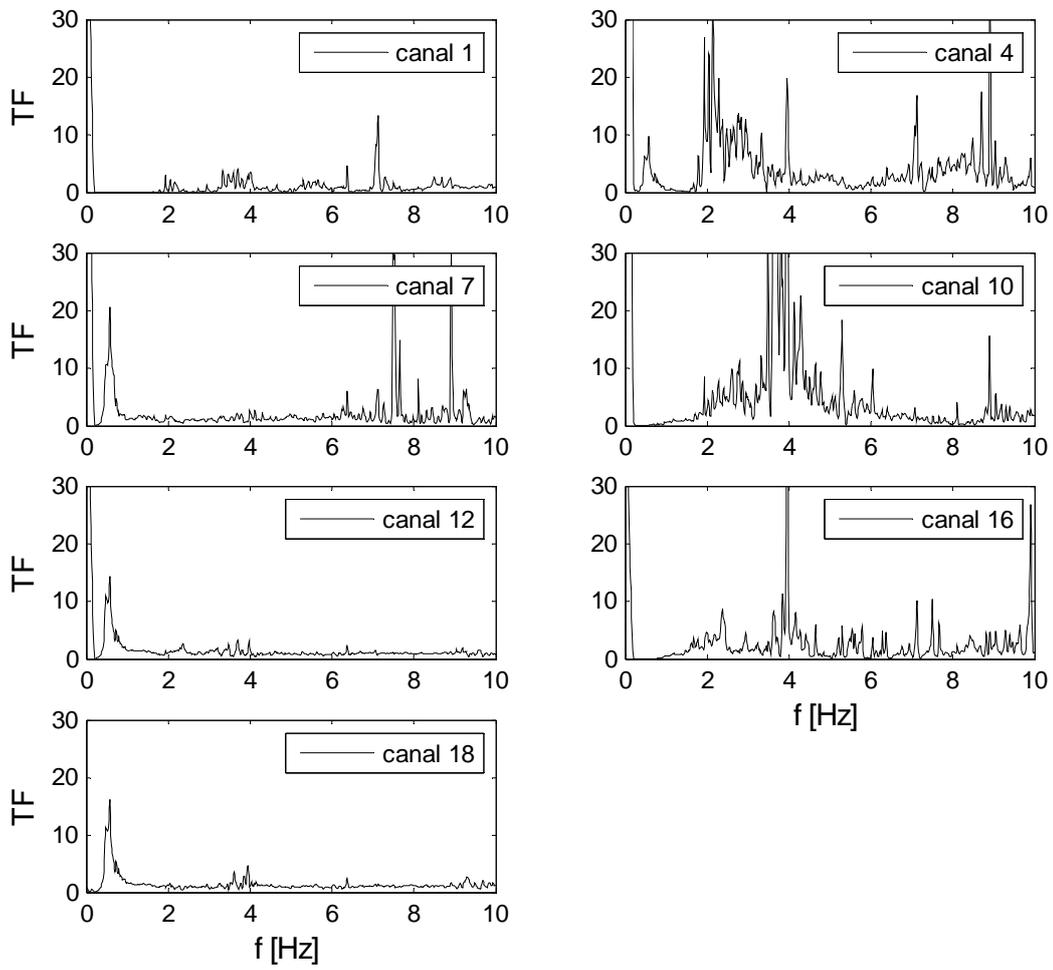


Figura 6.5: Función de Transferencia longitudinal respecto al suelo, sismo del 17/04/12.

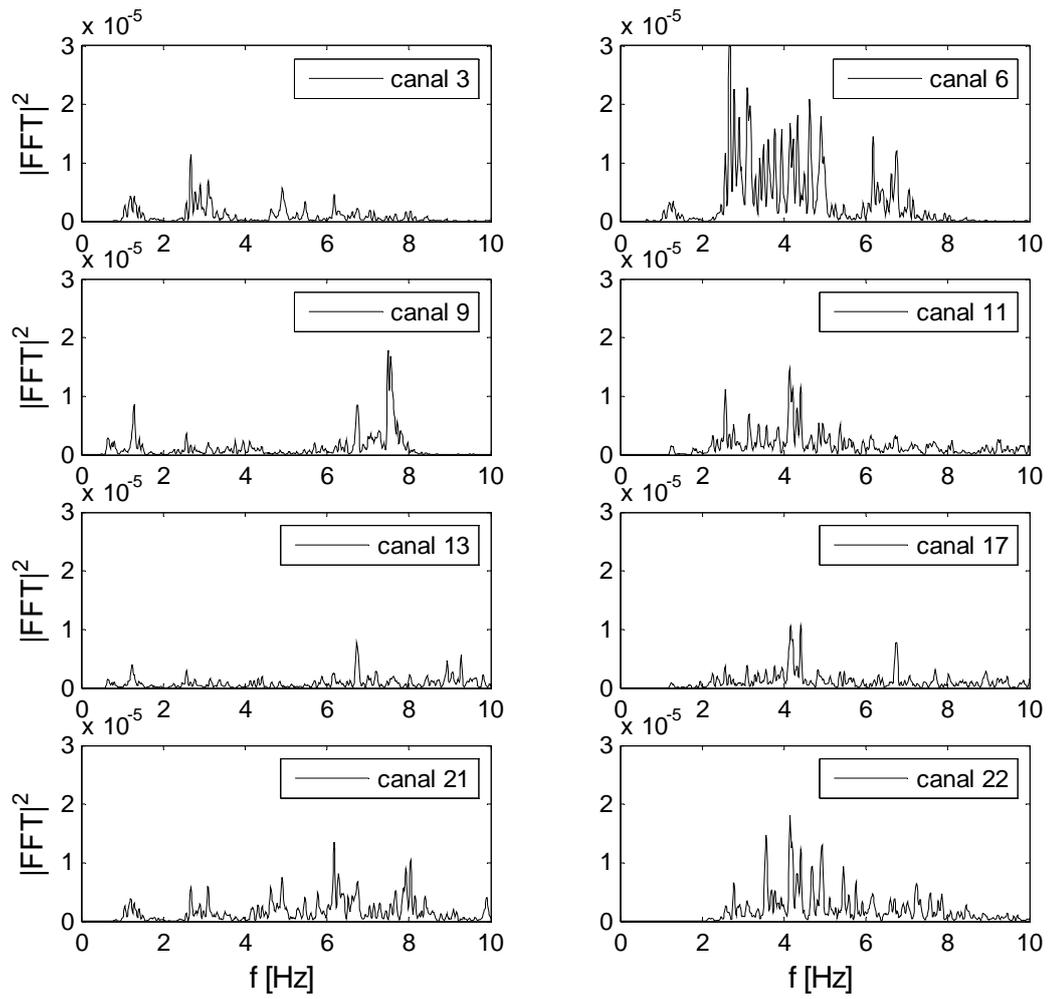


Figura 6.6: $|FFT|^2$ transversal, sismo del 17/04/12.

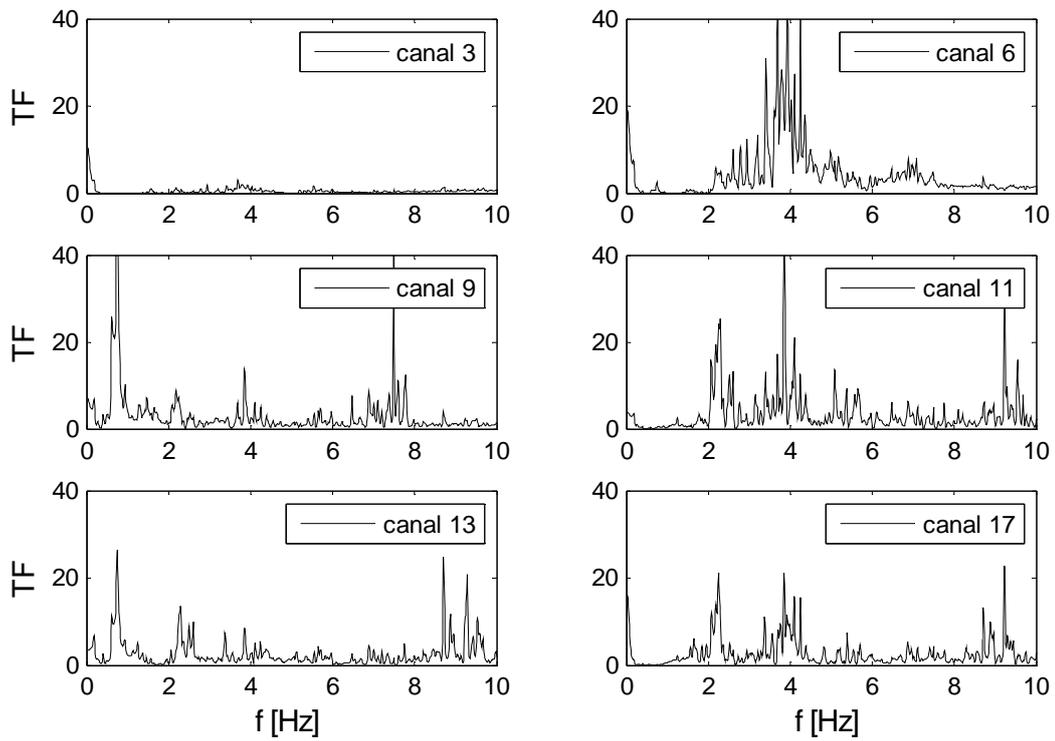


Figura 6.7: Función de Transferencia transversal respecto al suelo, sismo del 17/04/12.

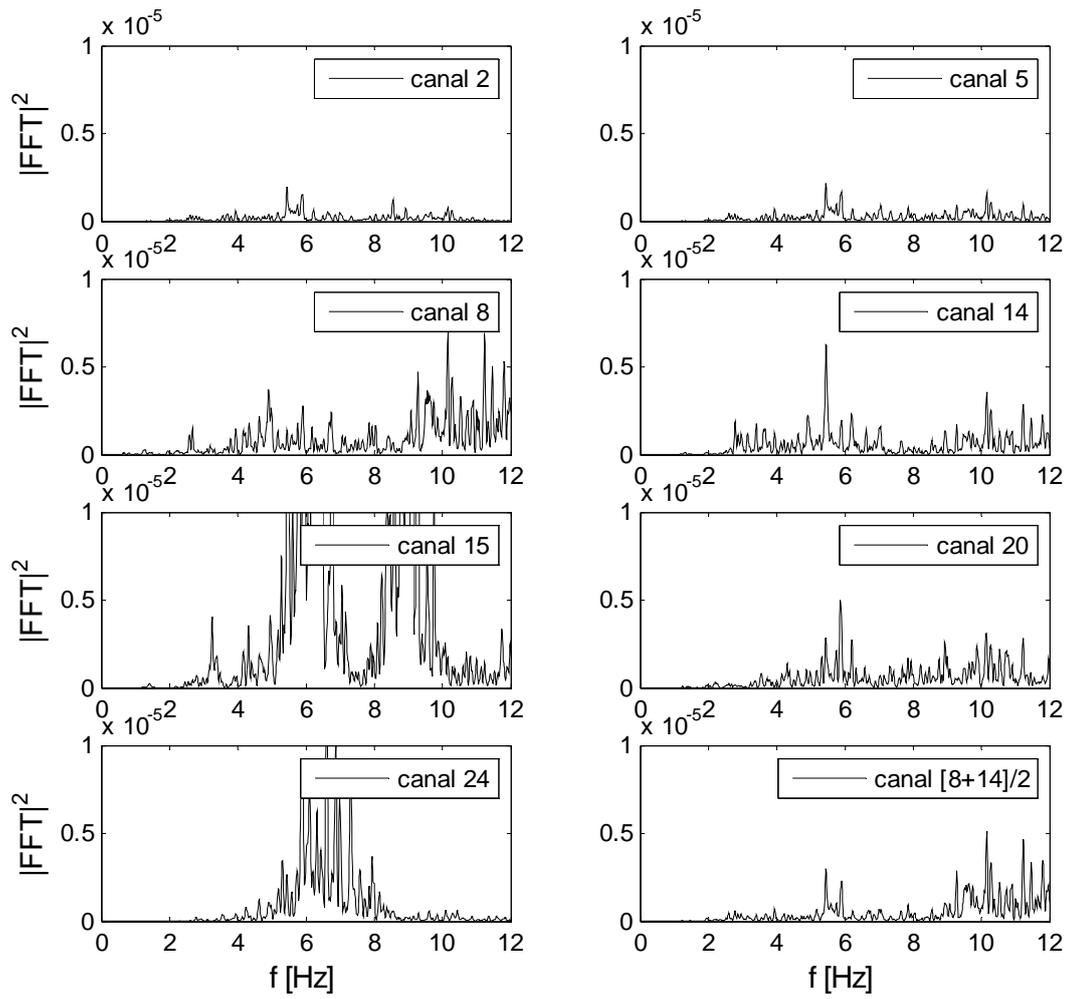


Figura 6.8: $|FFT|^2$ vertical, sismo del 17/04/12.

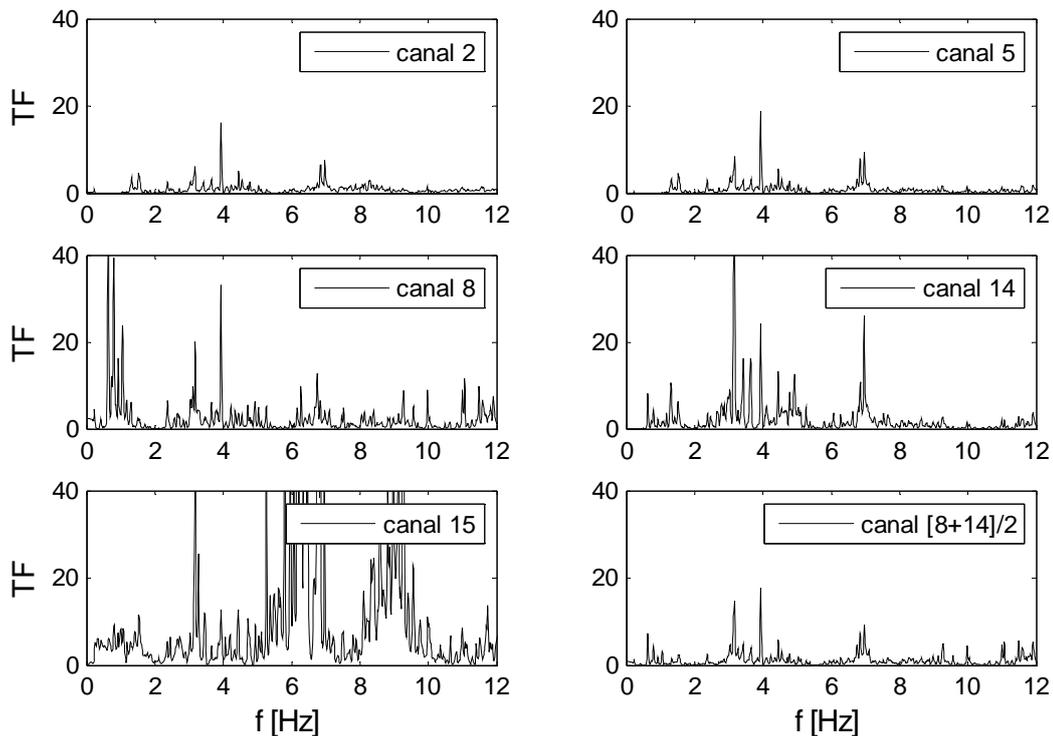


Figura 6.9: Función de Transferencia vertical respecto al suelo, sismo del 17/04/12.

Tabla 6.1: Resumen propiedades dinámicas, sismo del 17/04/12.

Dirección	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	β [%]	Observaciones
Longitudinal	0.57	1.75	10.2	Tablero
Longitudinal	1.22-1.37	0.82-0.73	6.5	Valle
Longitudinal	1.90-2.10	0.53-0.48		Cepa
Longitudinal	3.6, 4.22-4.33	0.28, 0.24-0.23		Roca
Longitudinal	7.5	0.13		Tablero
Transversal	0.65	1.54	6.0	Tablero
Transversal	1.15-1.34	0.87-0.75	4.0	Valle
Transversal	2.7	0.13		Cepa
Transversal	3.56, 4.15	0.28, 0.24		Roca
Transversal	7.5	0.13		Tablero
Vertical	0.63, 0.79	1.58, 1.27		Tablero
Vertical	1.60, 2.10	0.63, 0.48		Valle
Vertical	5.90-7.30	0.17-0.14		Roca

6.2.2 Análisis de Registros de Desplazamientos

Las Figuras 6.10, 6.11 y 6.12 presentan los desplazamientos absolutos, obtenidos a partir de doble integración y filtrado entre 0.2 y 20 Hz de los registros de aceleración y posterior remuestreo a 50 Hz. Como se puede observar, pese a que este sismo es de intensidad VII en la zona, no generó grandes desplazamientos en la estructura. El desplazamiento mayor fue de 1.74

cm en el tablero sobre la cepa 4 en dirección transversal, como era de esperar, el sistema de aislamiento amplificó los desplazamientos máximos en la estructura en relación a los de la roca y el suelo.

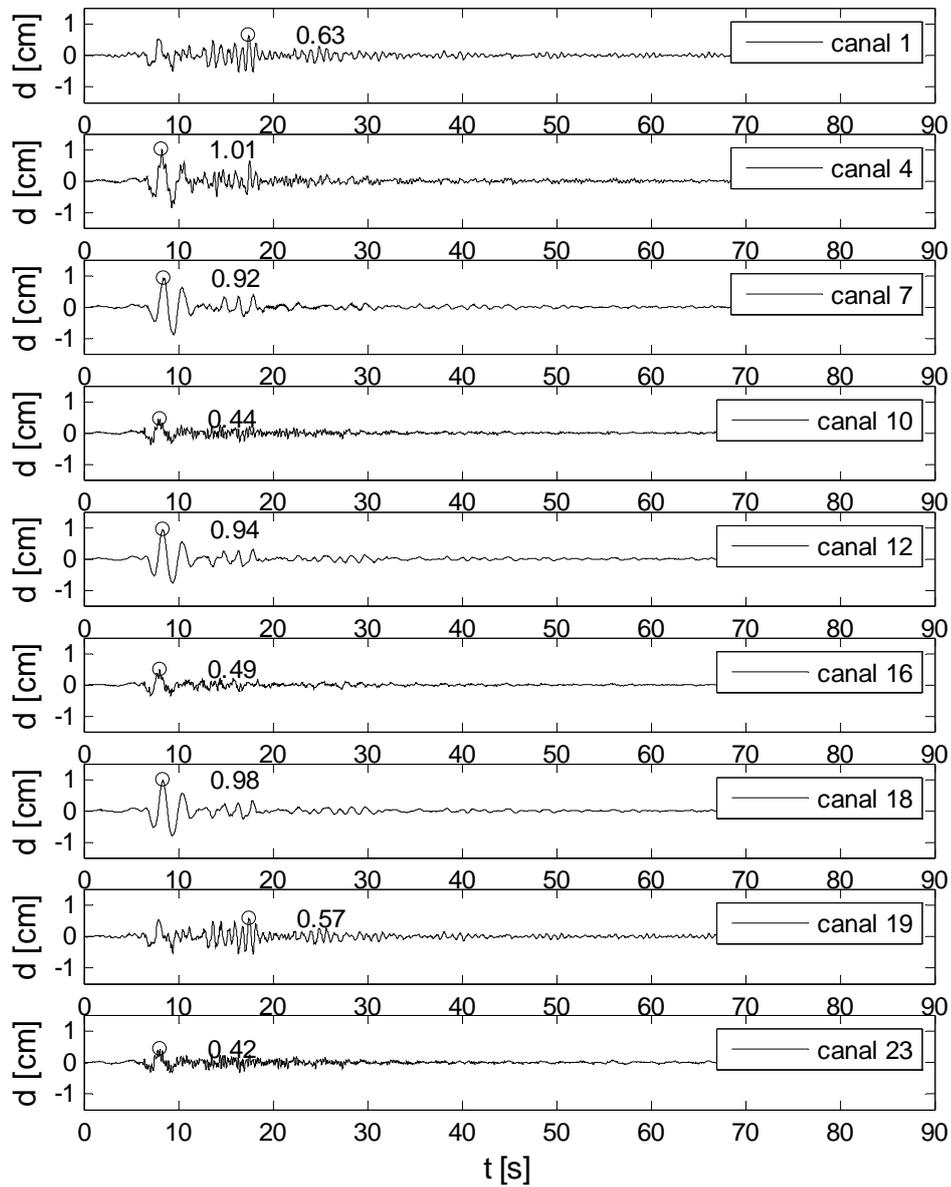


Figura 6.10: Registro desplazamiento longitudinal, sismo del 17/04/12.

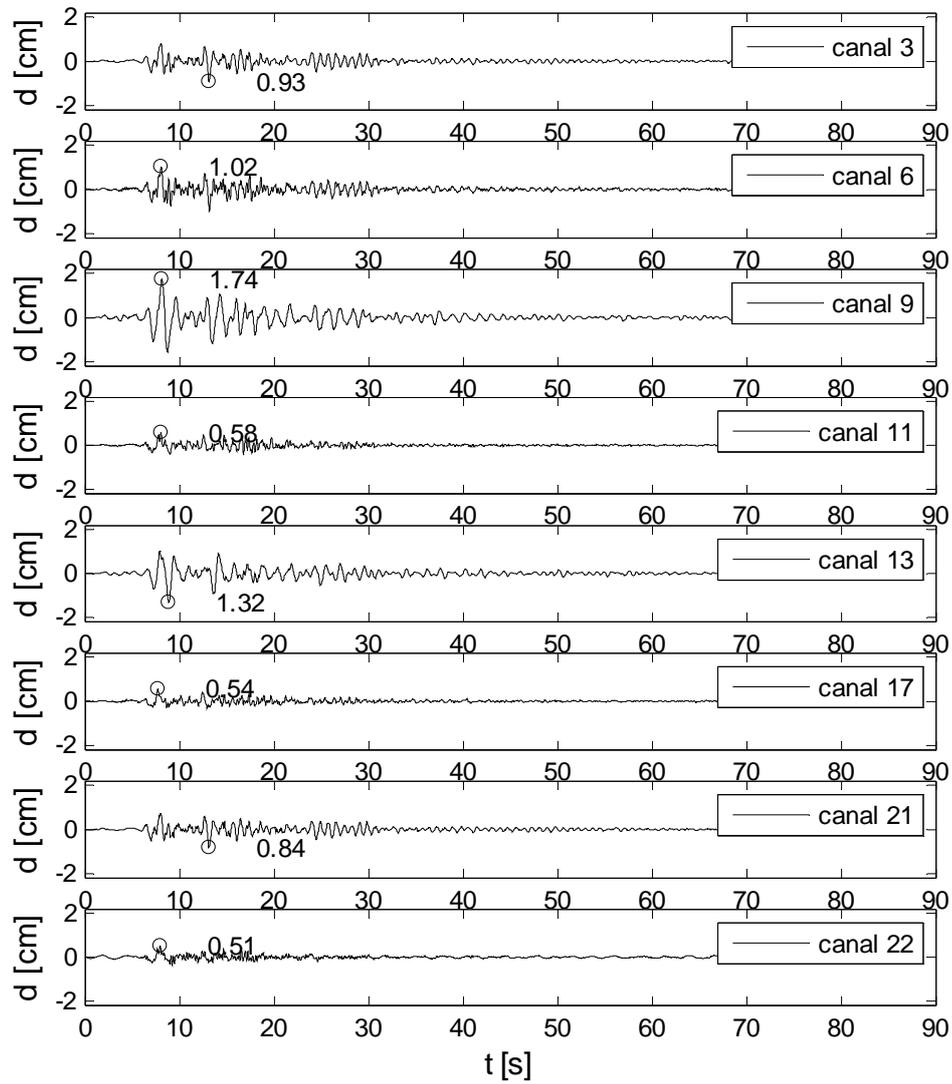


Figura 6.11: Registro desplazamiento transversal, sismo del 17/04/12.

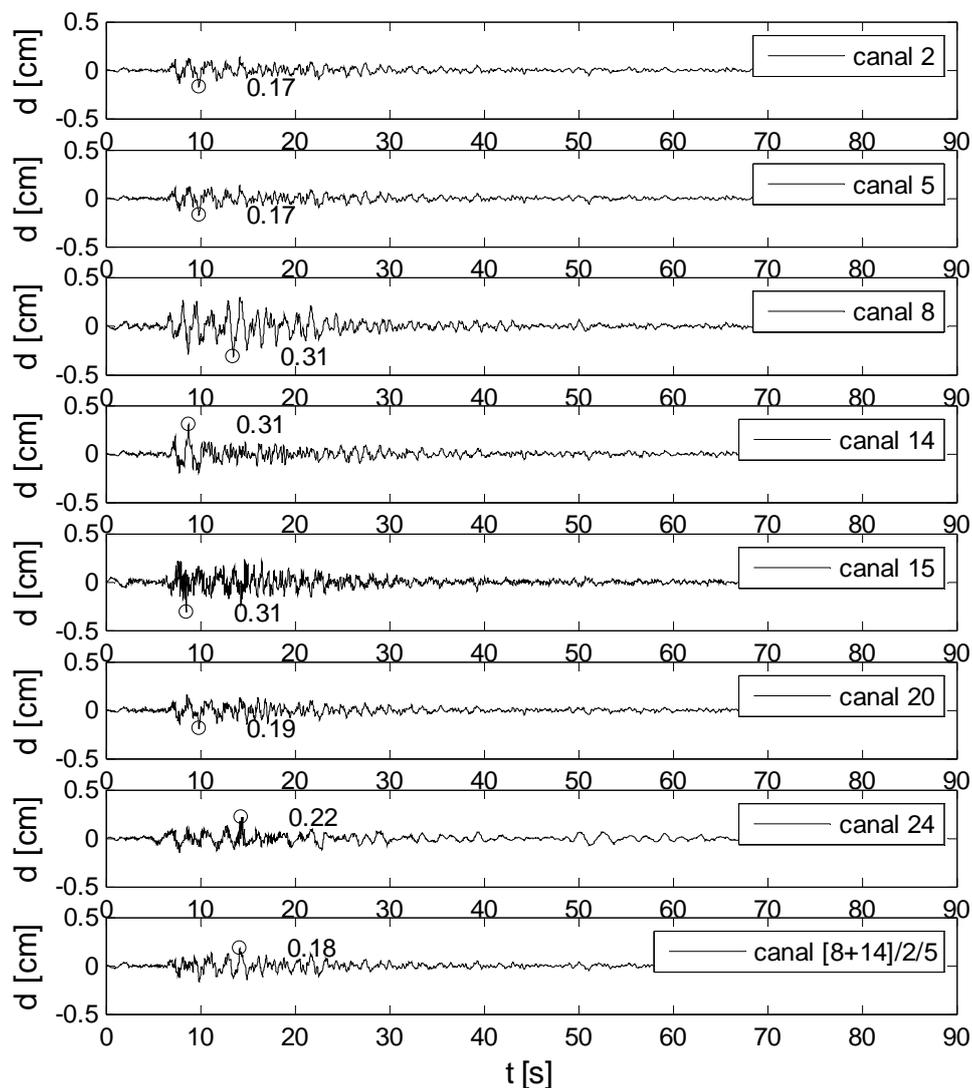


Figura 6.12: Registro desplazamiento vertical, sismo del 17/04/12.

Las Figuras 6.13, 6.14 y 6.15 muestran los desplazamientos relativos del sistema de aislación. A diferencia de lo ocurrido durante el terremoto del Maule, en este sismo se obtuvieron desplazamientos muy pequeños, llegando a sólo 8.33% de deformación angular, según se muestra en la Tabla 6.2. Debido al bajo desplazamiento relativo del sistema de aislación, era esperable que los modelos disiparan muy poca energía producto de los ciclos de histéresis. Sin embargo, los periodos y amortiguamientos parecen altos para esa deformación.

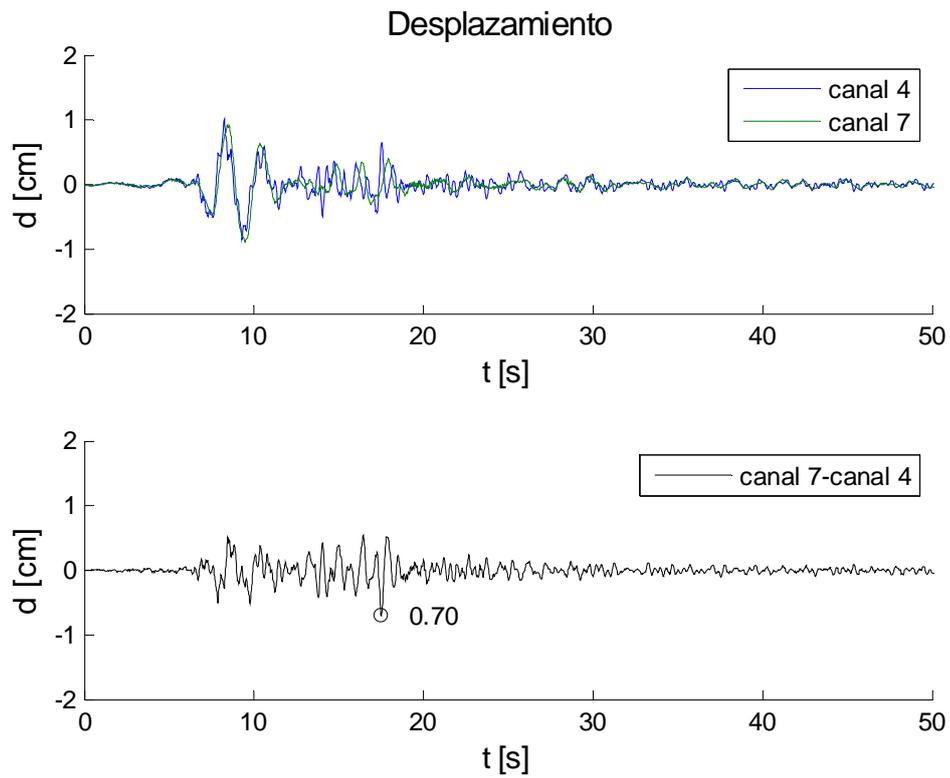


Figura 6.13: Desplazamiento relativo longitudinal base y top cepa 4.

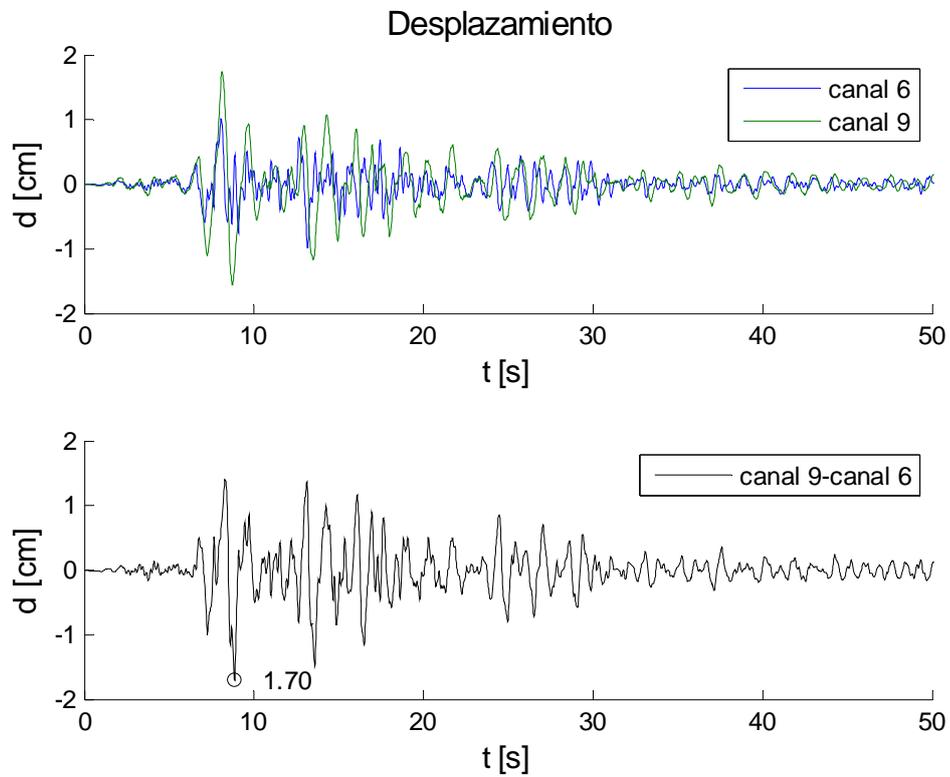


Figura 6.14: Desplazamiento relativo transversal base y top cepa 4.

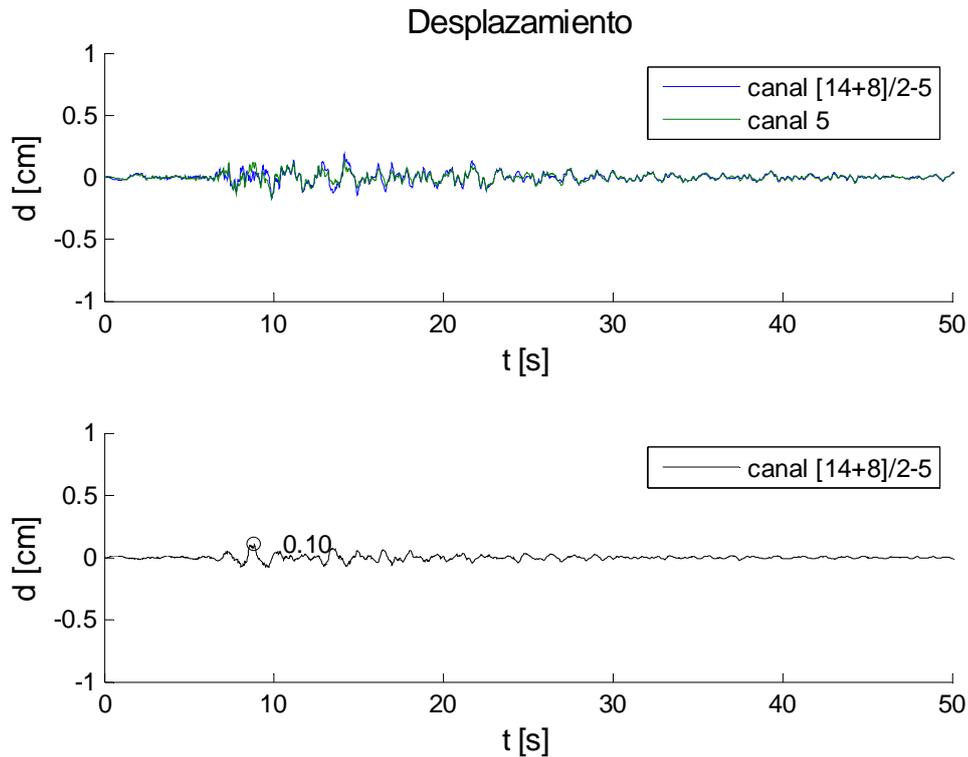


Figura 6.15: Desplazamiento relativo vertical base y top cepa 4.

Tabla 6.2: Resumen desplazamientos máximos sistema de aislación.

Canales	Lugar	Dirección	$d_{\text{máx}}$ [cm]	γ [%]
7-4	Cepa	Longitudinal	0.7	3.43
9-6	Cepa	Transversal	1.7	8.33
[14+8]/2-5	Cepa	Vertical	0.1	-

6.3 RESULTADOS DE LOS MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Para realizar el análisis en el tiempo, se utilizaron los mismos modelos del capítulo 5, incluidas las opciones de análisis no sincrónico (subcapítulos 5.2 y 5.3). El *input* que se considera para estos modelos es el mostrado en la Tabla 6.3.

Las Figuras 6.16 a 6.35 muestran los resultados del modelo de elementos finitos comparado con los desplazamientos obtenidos por doble integración de los registros de aceleración.

Se destaca que en el estribo sur en transversal los desplazamientos no coinciden, ya que el modelo considera el desplazamiento del canal 22 el que se compara con el desplazamiento experimental sobre el tablero que corresponde al canal 11, pese a esto el ajuste es bueno.

Se ve claramente que los modelos no disipan tanta energía como lo hace el puente, visto mediante los registros integrados. Esto se debe a que el modelo está calibrado para que gran parte de la disipación provenga de los ciclos de histéresis de los elementos que representan a los

aisladores, pero en este caso los desplazamientos son pequeños por lo que la energía disipada es baja. Esto fue deliberadamente pensado así en los modelos, puesto que paralelamente se consideró un amortiguamiento inherente modal tipo Rayleigh que considera sólo un 2% del amortiguamiento crítico para los modos 1 y 3, por lo que los modos principales disipan poca energía. Pese a lo anterior, el ajuste en dirección vertical con los registros integrados es mejor.

En esta misma línea, se nota que los elementos que representan a los aisladores sísmicos sobre las cepas entran en rango no lineal, aunque presentan deformaciones mucho más bajas que las vistas durante el terremoto del Maule. La deformación máxima promedio de los elementos que representan los aisladores en dirección longitudinal fue de 5.1 mm, presentando una deformación máxima 7.5 mm en la cepa 7, en tanto que, la deformación máxima en dirección transversal fue de 18.5 mm en la cepa central. Estos elementos entran en el rango no lineal para deformaciones mayores a 4.3 mm, por lo que pese a haber disipación de energía mediante ciclos de histéresis ésta es mínima. En contraste, los elementos gap no entran en rango no lineal pues se desplazan menos de 10 mm en dirección longitudinal, siendo éste el valor en que los elementos comienzan a tomar carga.

En cuanto al contenido de frecuencias de las señales, se ve que en general hay un buen ajuste de los máximos, aunque en los modelos existe mayor energía para frecuencias bajo 0.5 Hz.

La Tabla 6.4 muestra un resumen de los desplazamientos máximos y las correlaciones de los modelos para el análisis ya descrito. Tanto los desplazamientos máximos como las correlaciones presentan errores bastante grandes, obteniéndose errores en desplazamiento máximo de 48% y correlación cercana a 0.4 en promedio.

Tabla 6.3: *Input* análisis no sincrónico.

Apoyo	Dirección		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
Estribo Sur	23	22	24
Cepa 1	23	22	24
Cepa 2	19	21	20
Cepa 3	19	21	20
Cepa 4	19	21	20
Cepa 5	19	21	20
Cepa 6	19	21	20
Cepa 7	16	17	24
Estribo Norte	16	17	24

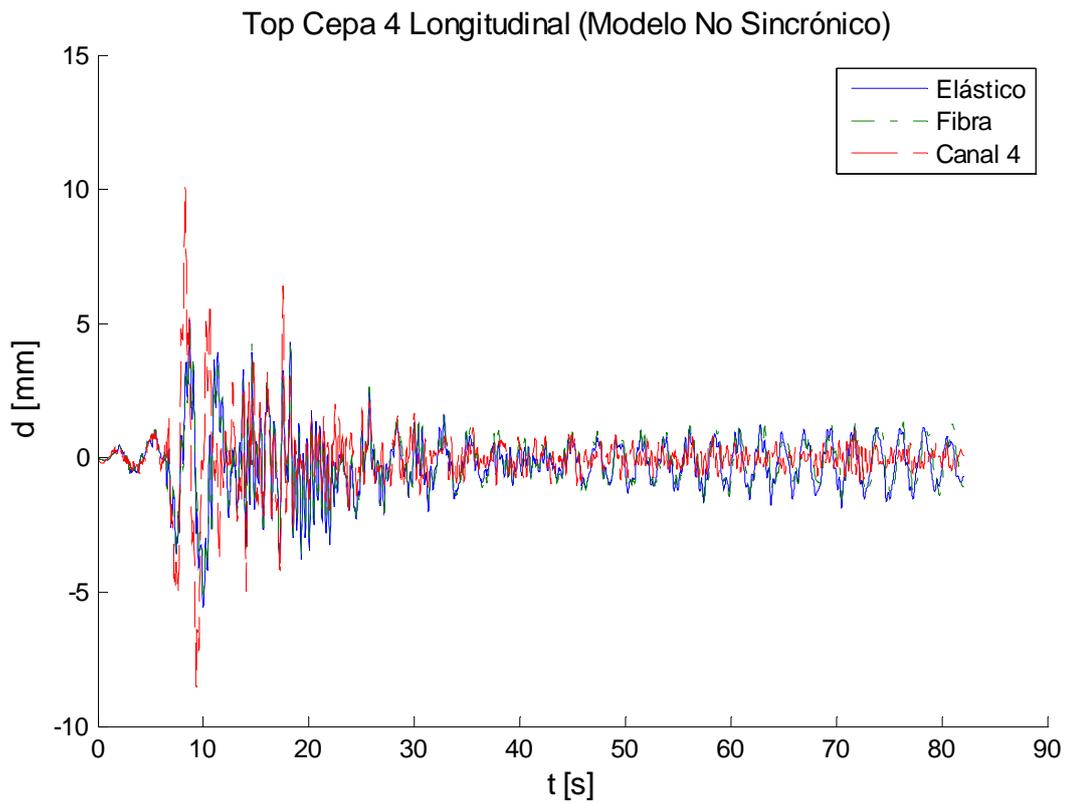


Figura 6.16: Comparación desplazamiento top cepa 4, longitudinal.

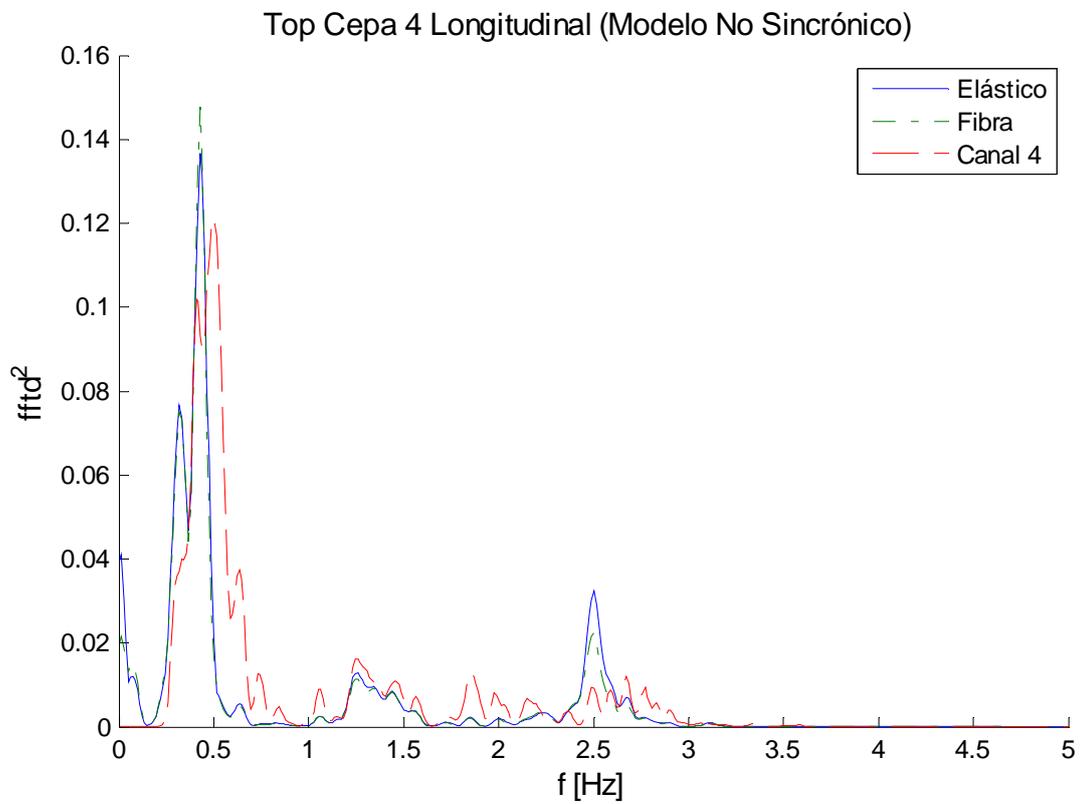


Figura 6.17: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento top cepa 4, longitudinal.

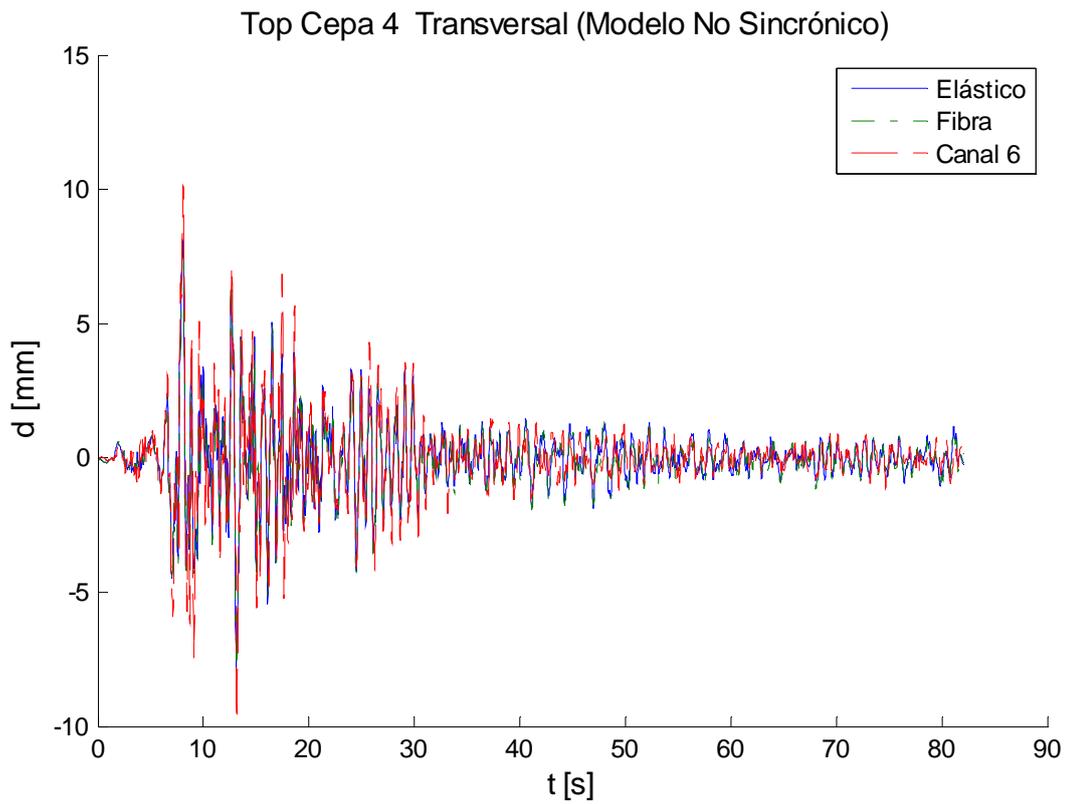


Figura 6.18: Comparación desplazamiento top cepa 4, transversal.

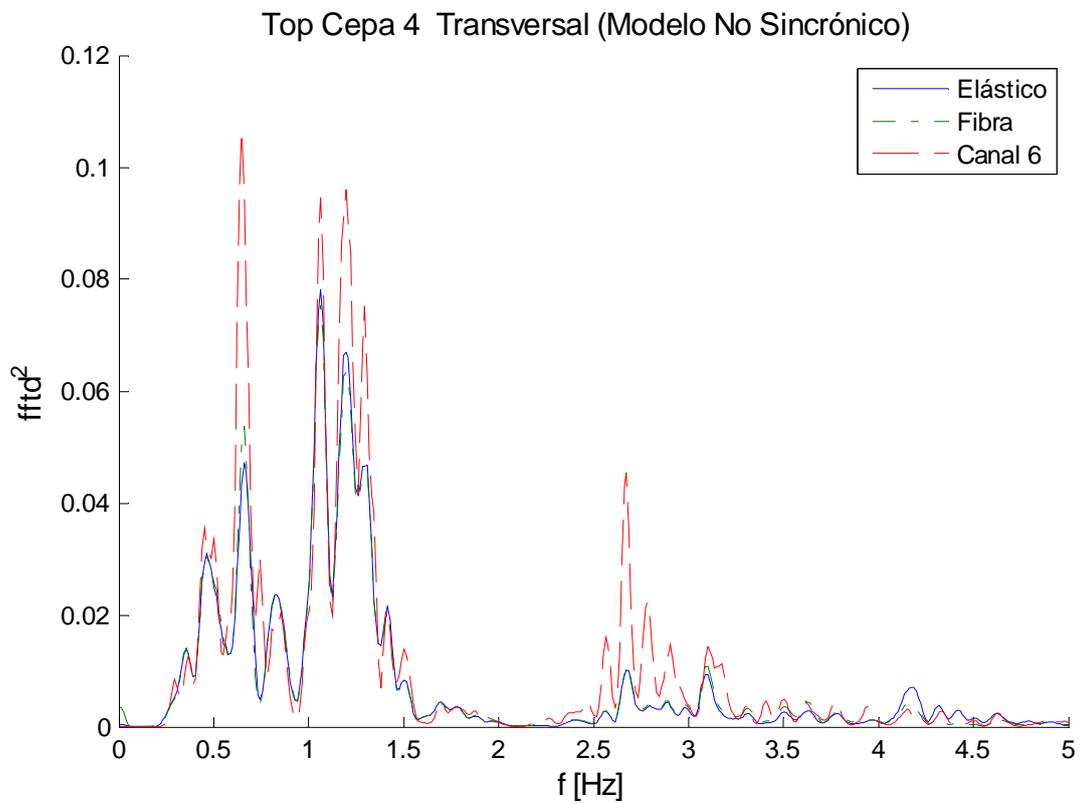


Figura 6.19: Comparación $|\text{FFT}|^2$ desplazamiento top cepa 4, transversal.

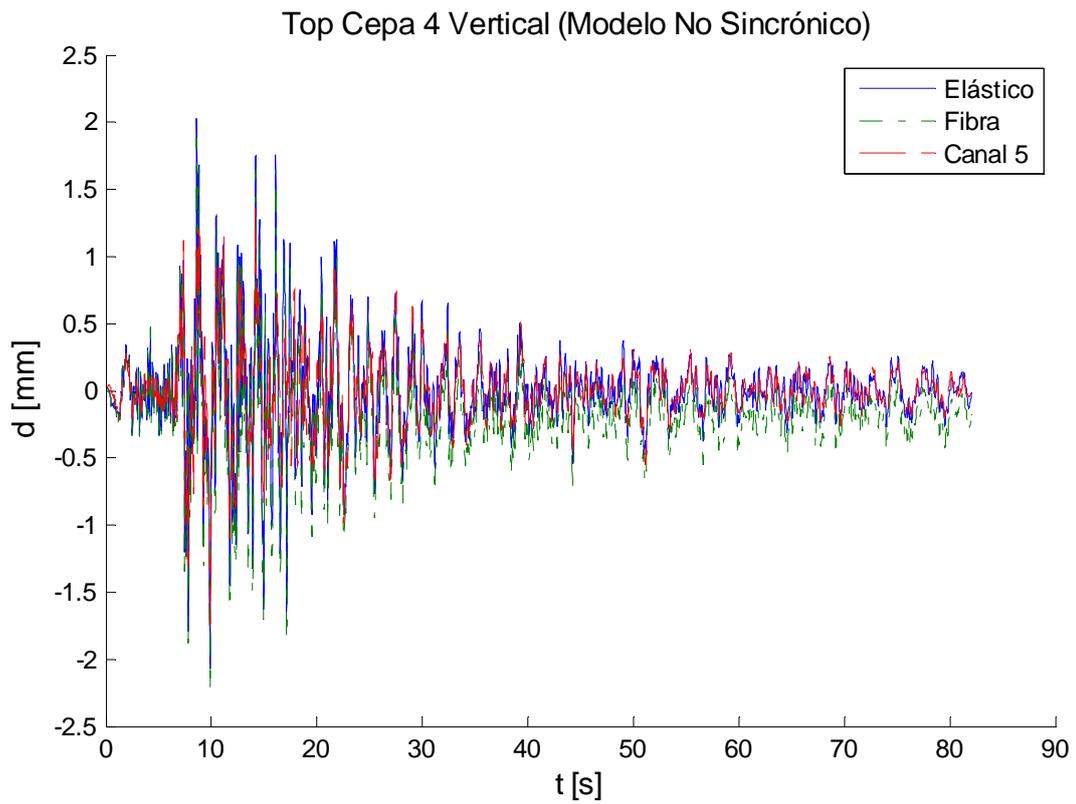


Figura 6.20: Comparación desplazamiento top cepa 4, vertical.

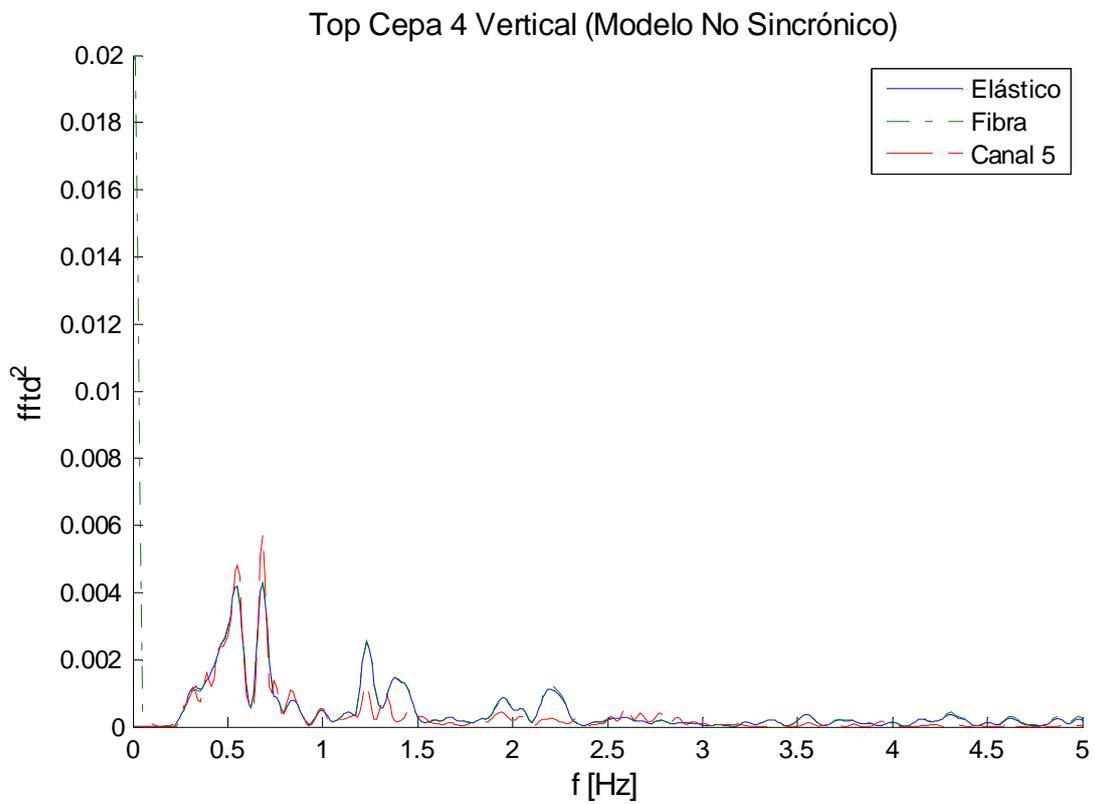


Figura 6.21: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento top cepa 4, vertical.

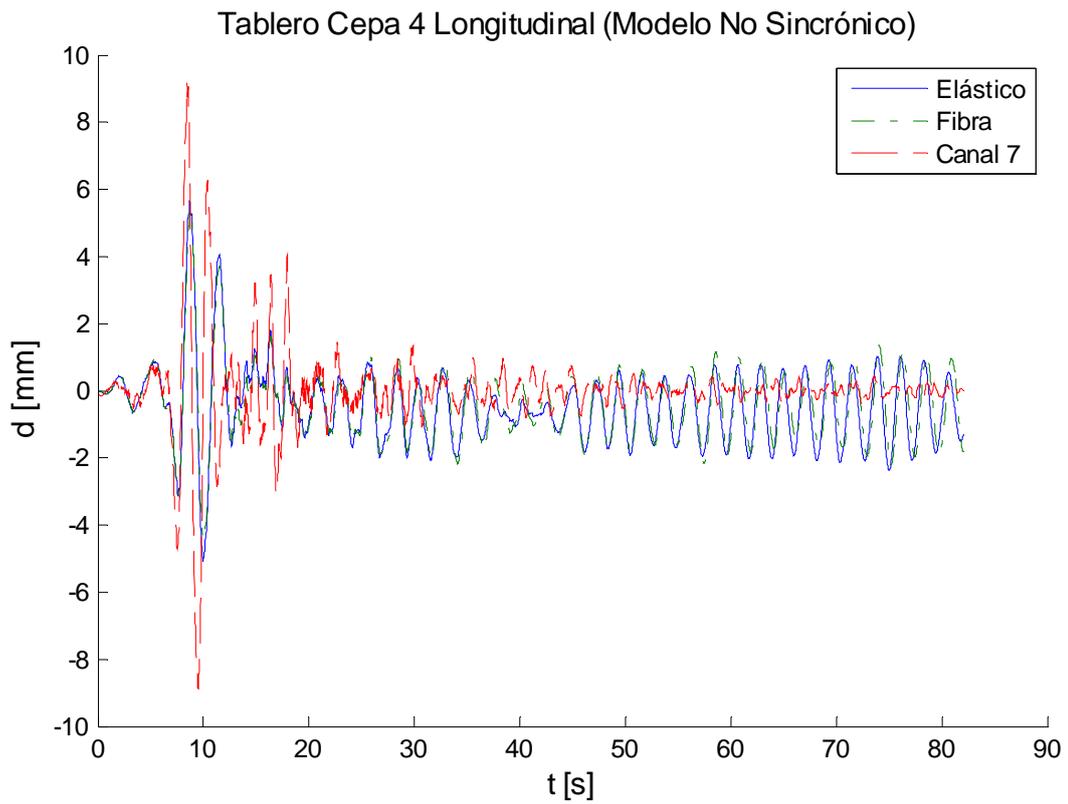


Figura 6.22: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.

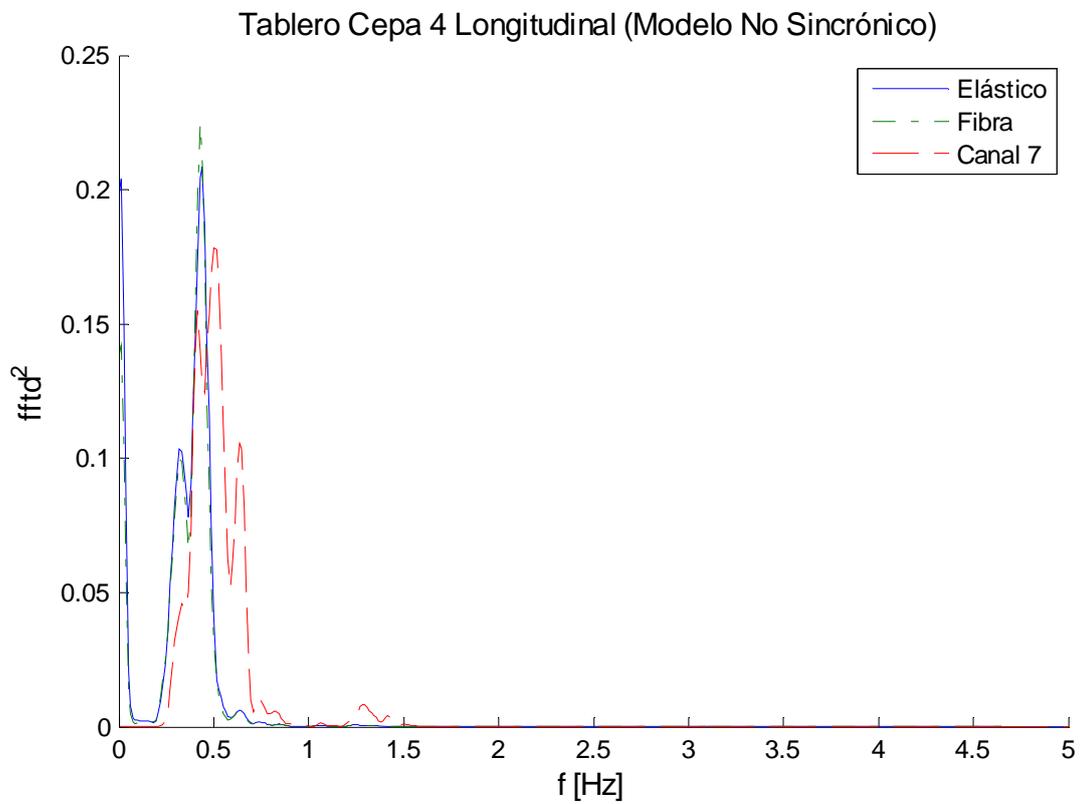


Figura 6.23: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, longitudinal.

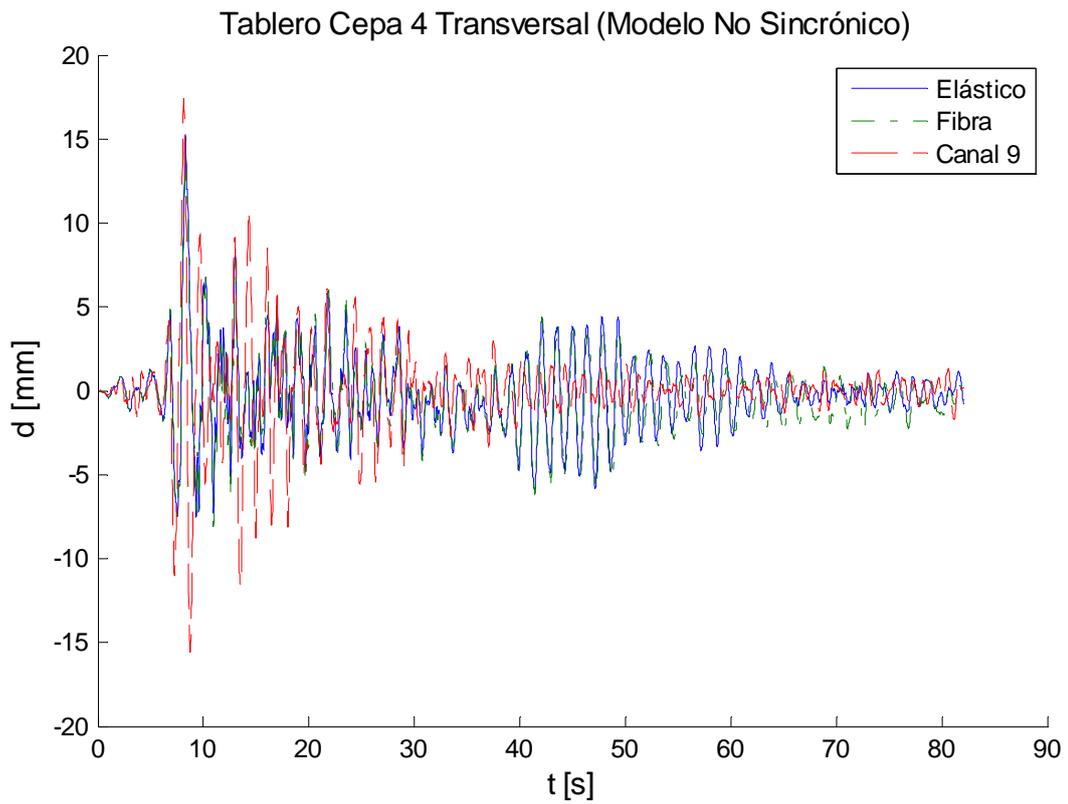


Figura 6.24: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.

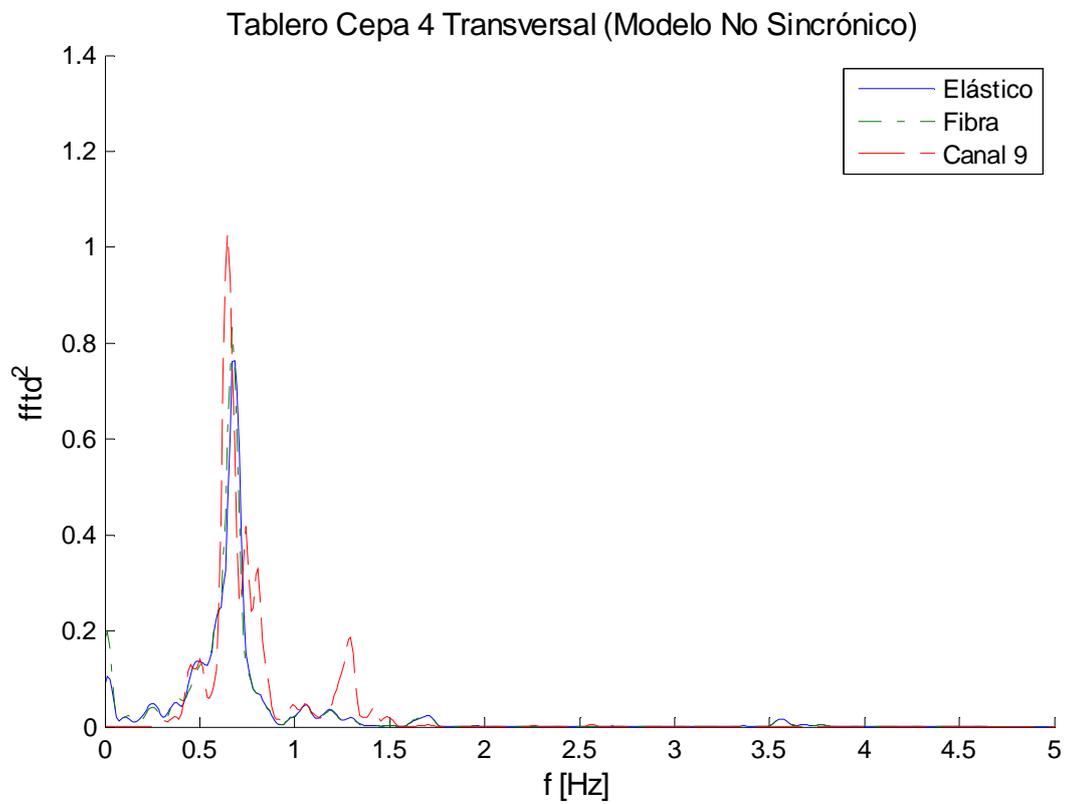


Figura 6.25: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, transversal.

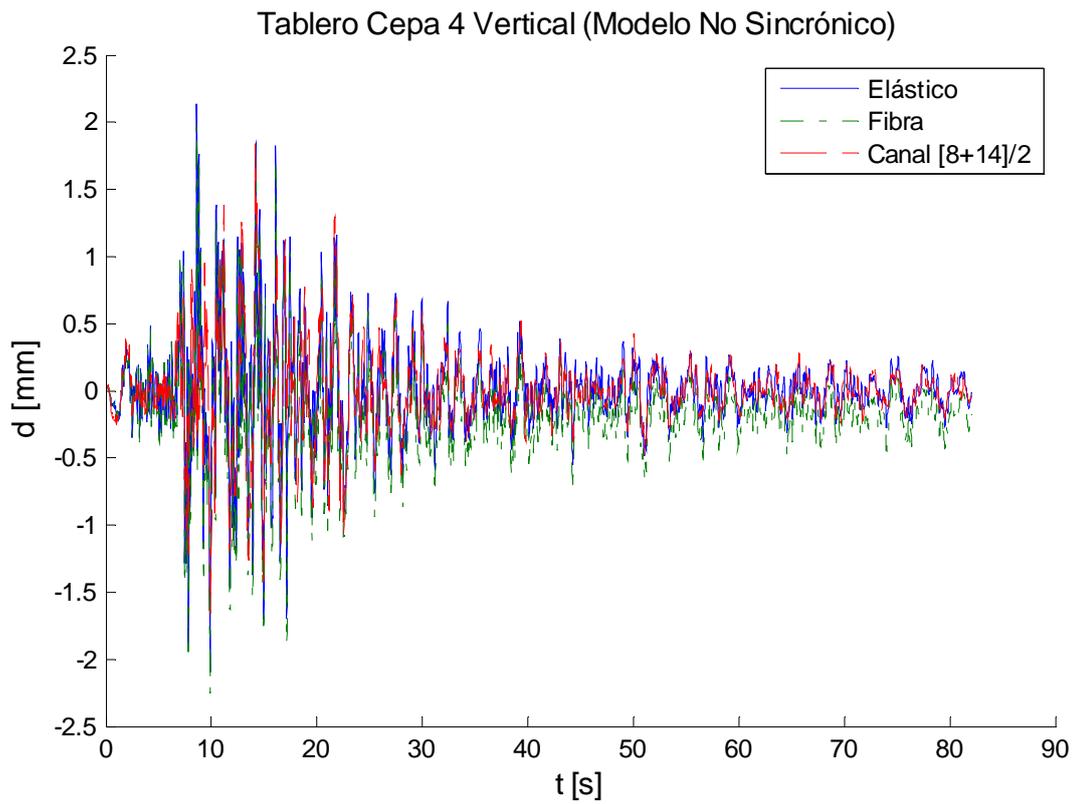


Figura 6.26: Comparación desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.

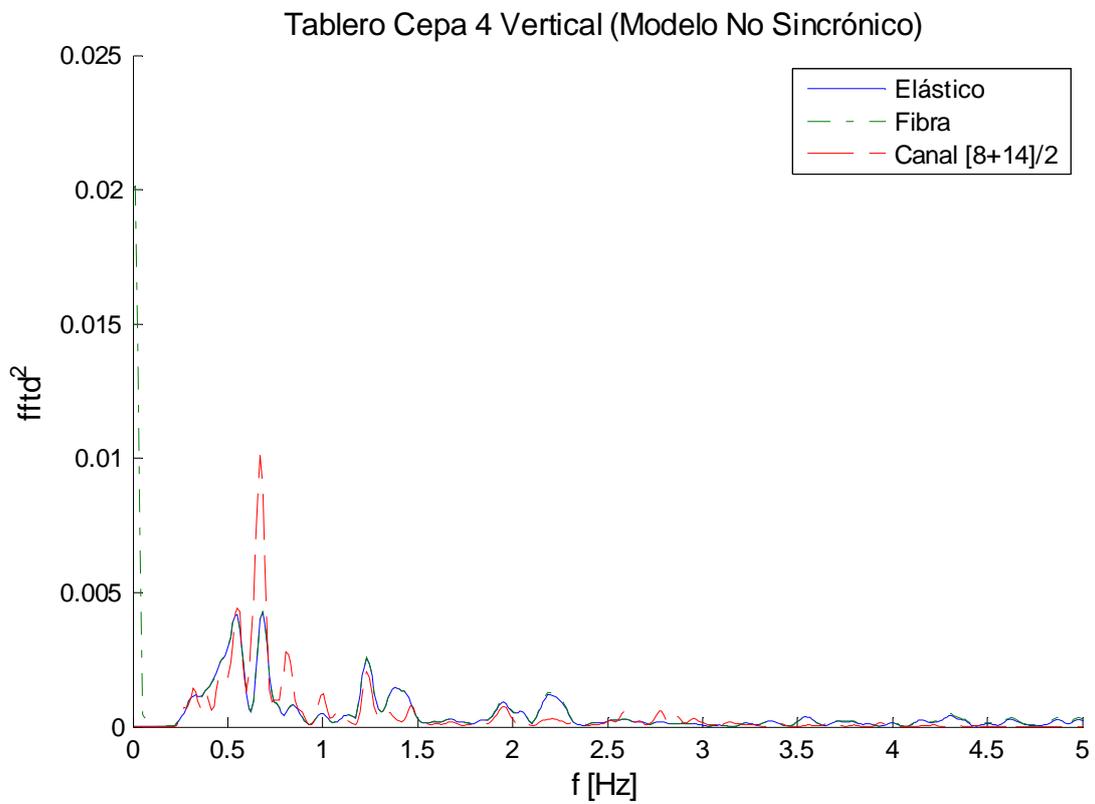


Figura 6.27: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero sobre cepa 4, vertical.

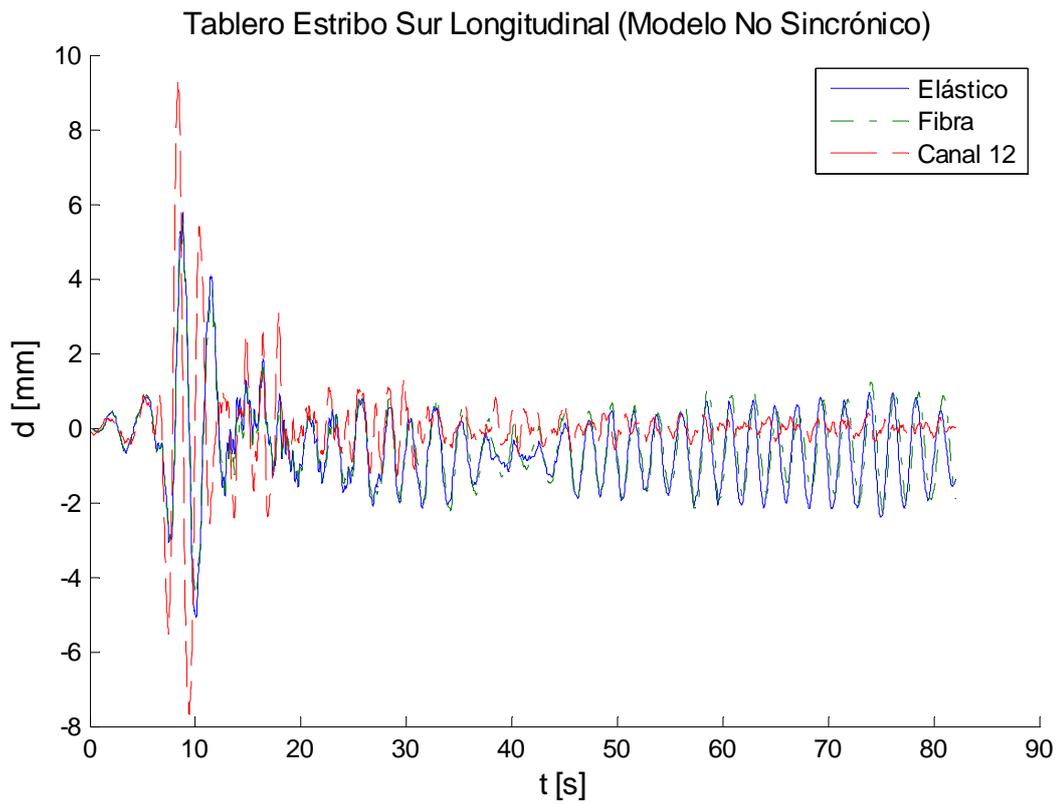


Figura 6.28: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.

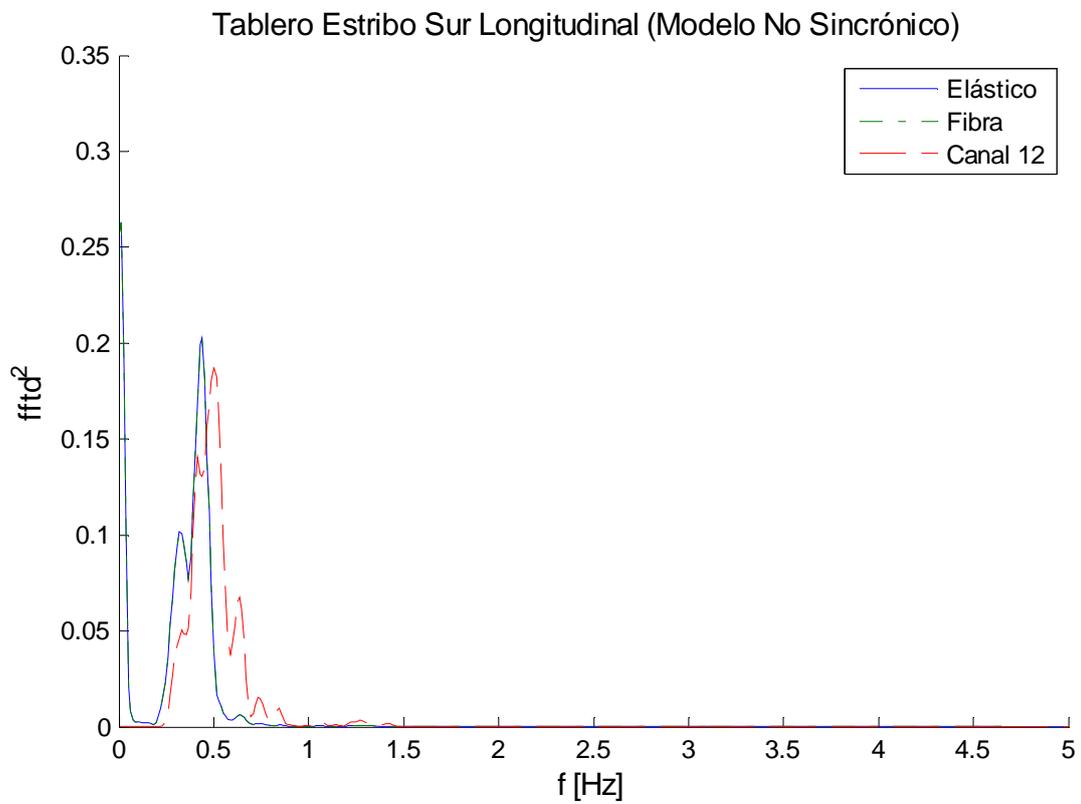


Figura 6.29: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo sur, longitudinal.

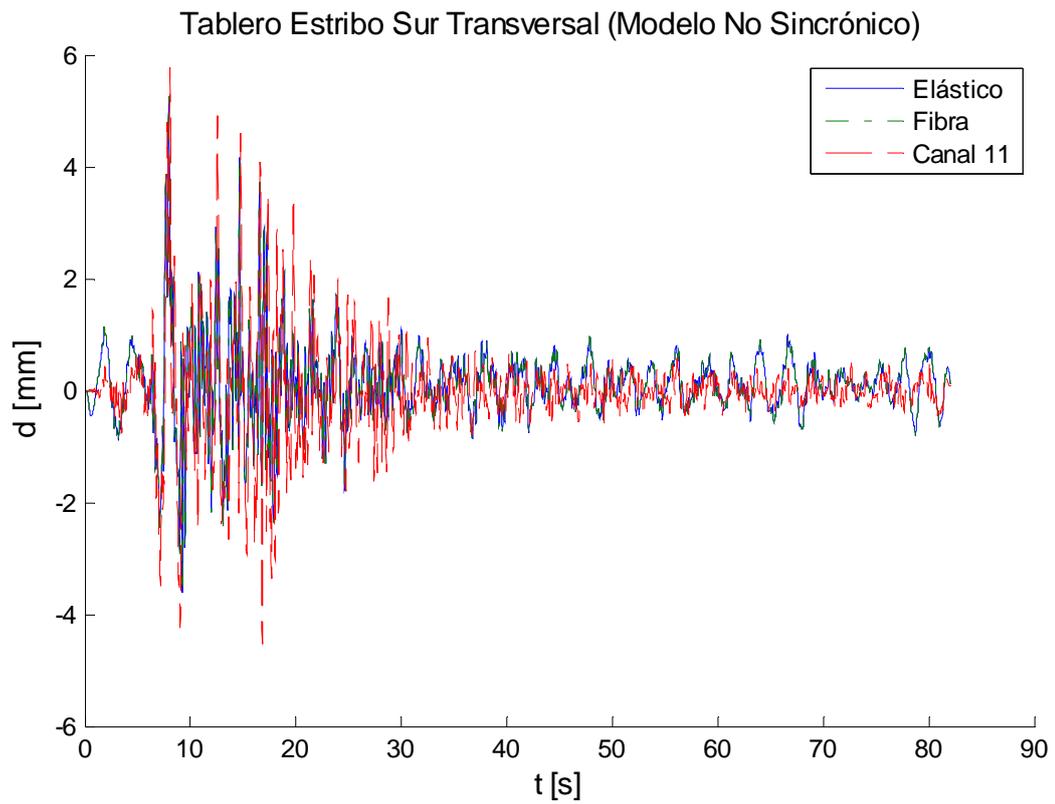


Figura 6.30: Comparación desplazamiento tablero estribo sur, transversal.

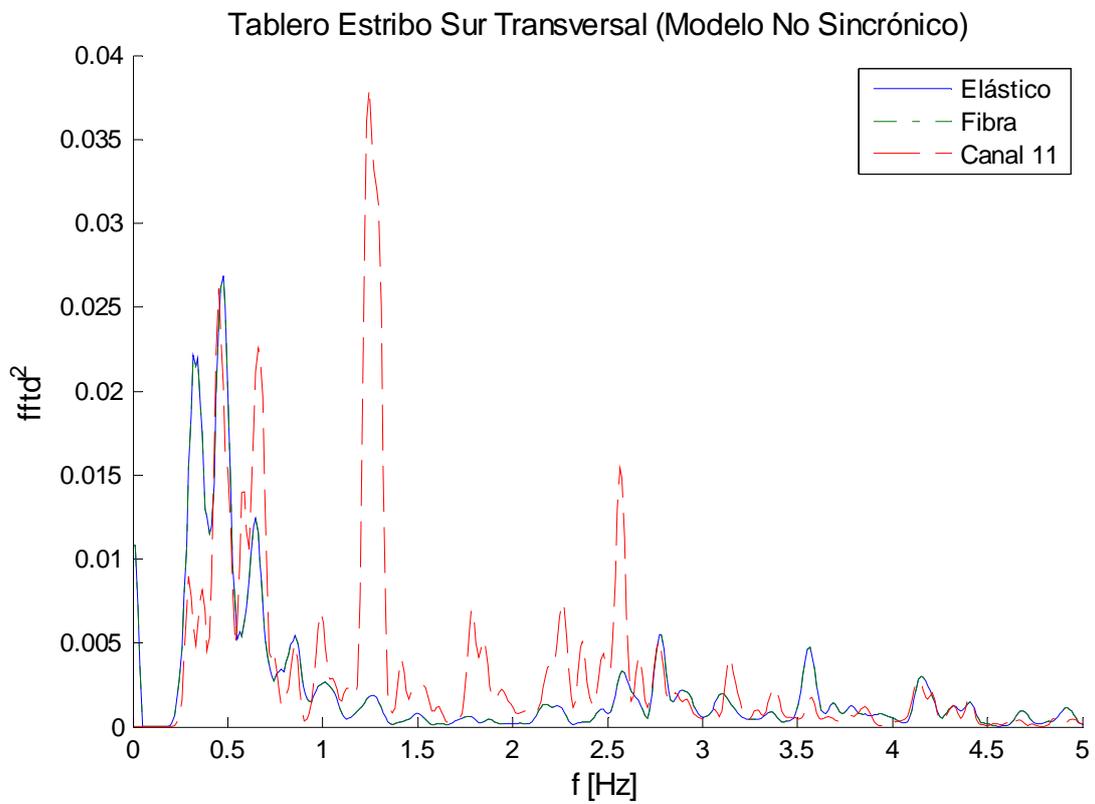


Figura 6.31: Comparación $[FFT]^2$ desplazamiento tablero estribo sur, transversal.

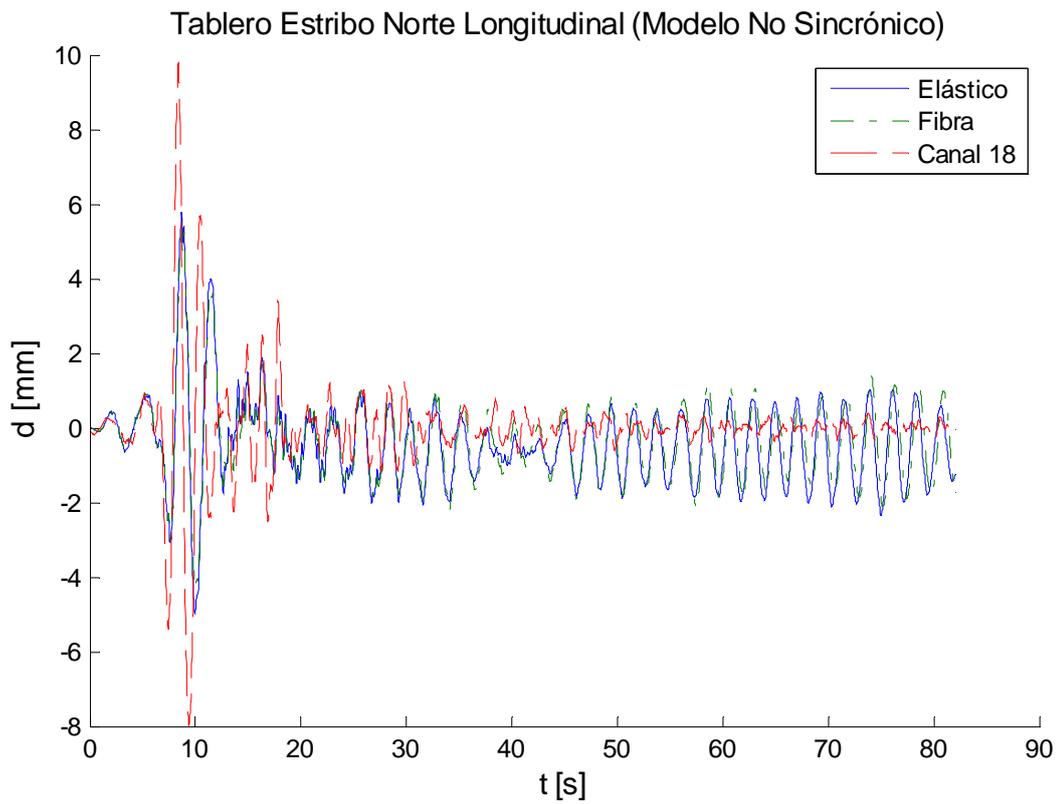


Figura 6.32: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.

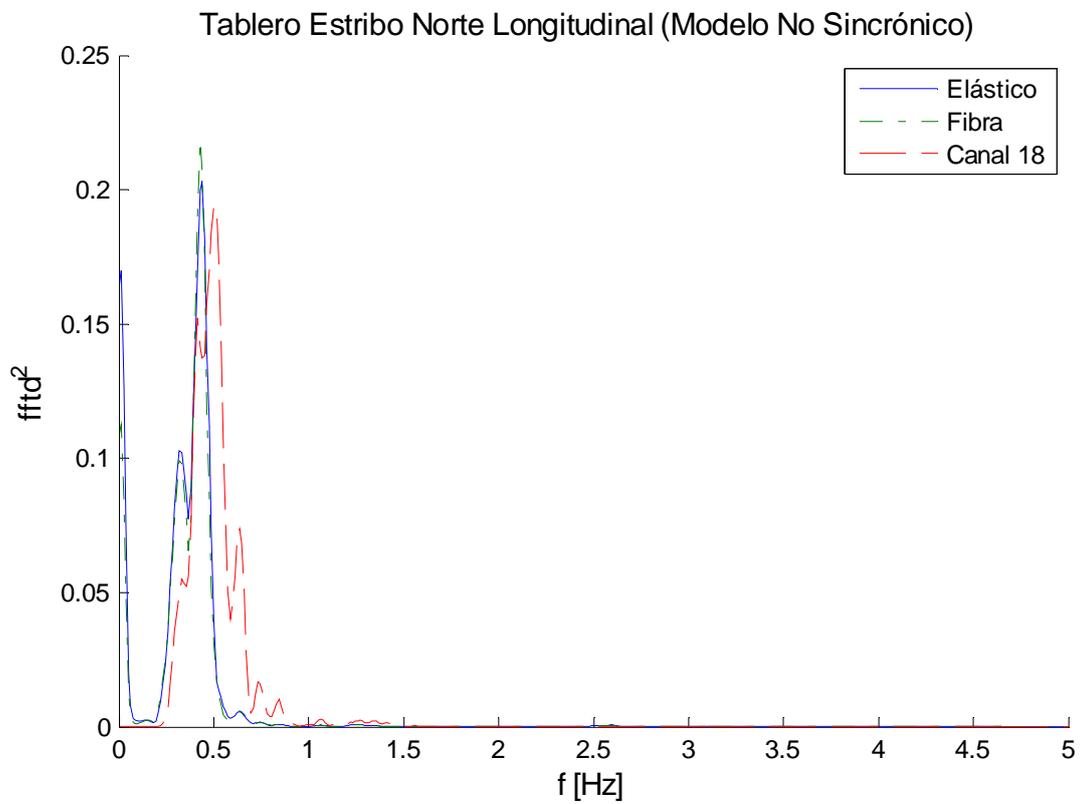


Figura 6.33: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo norte, longitudinal.

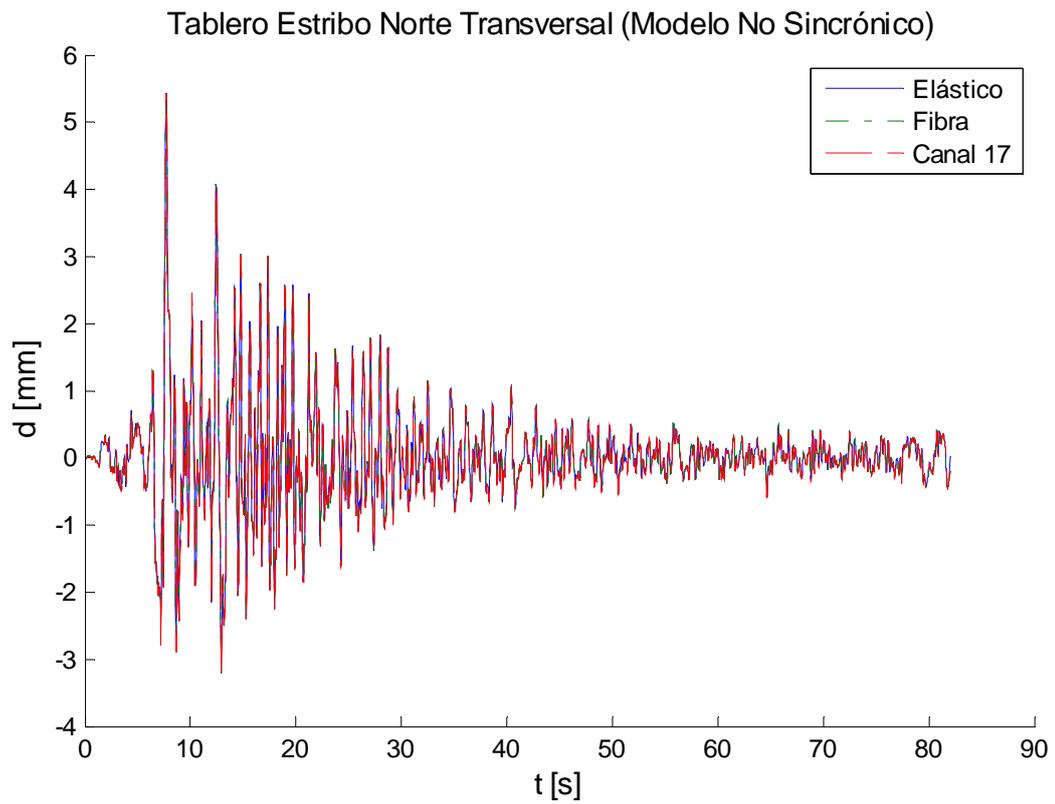


Figura 6.34: Comparación desplazamiento tablero estribo norte, transversal.

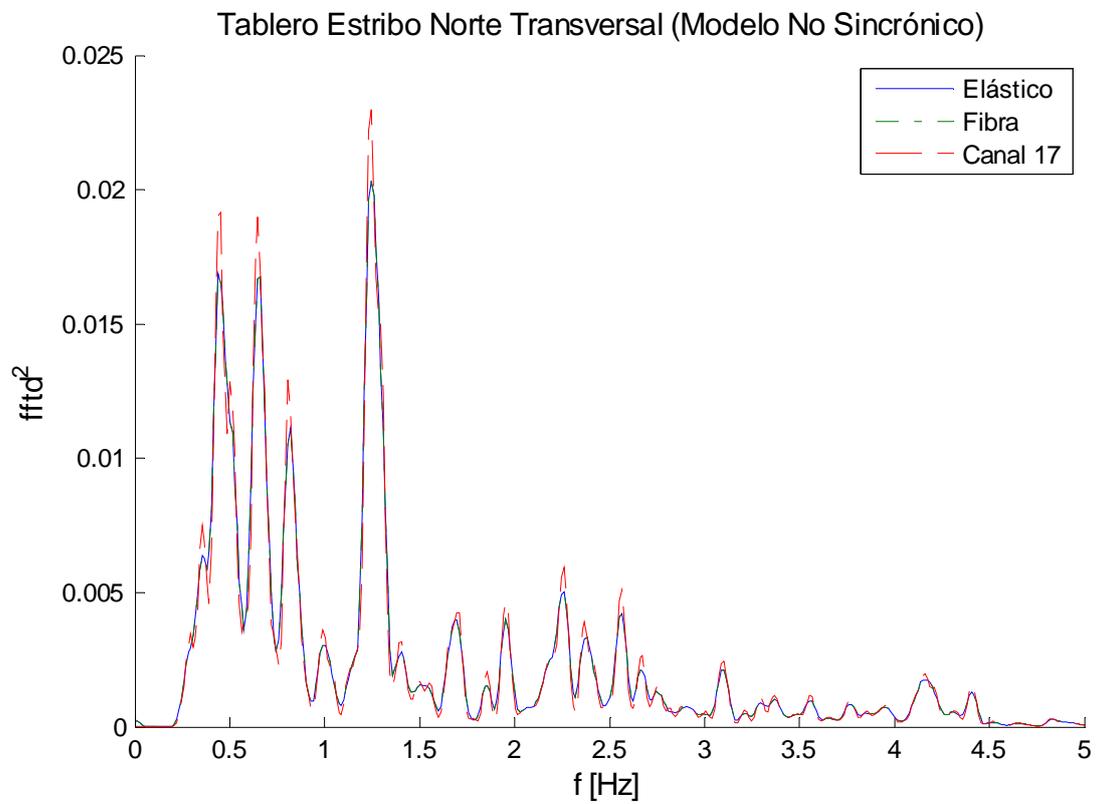


Figura 6.35: Comparación $|FFT|^2$ desplazamiento tablero estribo norte, transversal.

Tabla 6.4: Comparación desplazamientos máximos y correlación, *input* no sincrónico.

Canal	$d_{\text{máx}}$ [mm]			Error $d_{\text{máx}}$ [%]		Correlación Experimental	
	Experimental	Elástico	Fibra	Elástico	Fibra	Elástico	Fibra
4	10.1	5.6	5.3	45	48	0.41	0.38
5	1.7	2.1	2.2	24	29	0.77	0.68
6	10.2	8.1	8.2	21	20	0.82	0.82
7	9.2	5.7	5.4	38	41	0.19	0.17
[8+14]/2	1.8	2.1	2.3	19	28	0.69	0.61
9	17.4	15.1	14.5	13	17	0.28	0.25
12	9.4	5.8	5.5	38	41	0.16	0.13
18	9.8	5.8	5.5	41	44	0.17	0.15

CAPÍTULO 7: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

7.1 Comentarios y Conclusiones por Capítulo

7.1.1 Capítulo 3

Se analizó el comportamiento dinámico del puente Marga Marga obteniéndose las principales frecuencias y amortiguamientos modales de éste y del valle a partir del terremoto del Maule. Encontrándose como frecuencias principales de la estructura 0.4 y 0.42 Hz; y amortiguamientos de 10.7 y 13.4% en dirección longitudinal y transversal respectivamente.

De los dos métodos utilizados para identificar las frecuencias predominantes de la estructura, esto es, espectro de potencia y función de transferencia, el que resulta más confiable es la función de transferencia, pues elimina las frecuencias de la fuente y suelo, permitiendo ver de forma clara las frecuencias excitadas en la estructura; aunque es importante señalar que si el espectro del *input* contiene valores de ordenada espectral muy pequeños, se generan *peaks* que no corresponden a frecuencias modales de la estructura necesariamente.

Se constata que la respuesta dinámica de la estructura no sólo es no lineal ante terremotos de diferentes magnitudes, moviéndose su frecuencia principal entre 0.85 y 0.4 Hz en dirección longitudinal y entre 0.8 y 0.42 Hz en transversal para los sismos considerados, sino que también la respuesta varía durante un mismo evento, como ocurre durante el terremoto del Maule en donde la frecuencia principal varía entre 1.45 y 0.42 Hz en dirección longitudinal y entre 1.1 y 0.42 Hz en transversal.

7.1.2 Capítulos 4 y 5

Se cumple el objetivo principal de realizar dos modelos de elementos finitos que reproducen de buena forma la respuesta en desplazamiento del puente Marga Marga registrado por la red de acelerómetros durante el terremoto del Maule de 2010.

Las principales conclusiones que se pueden obtener a partir de los modelos de elementos finitos analizados en los capítulos 4 y 5 son que: los modelos con análisis en el tiempo no sincrónicos presentan algunas mejoras notables, sobretudo en el tablero en dirección longitudinal en cuanto al error en los desplazamientos máximos; los modelos que cuentan con cepas modeladas como elementos finitos no lineales no presentan una mejora significativa respecto a los con cepas elásticas, pese a que el tiempo de análisis es hasta tres veces mayor en el primer caso.

7.1.3 Capítulo 6

Se comparó la respuesta de los modelos ya calibrados con la de la estructura durante el sismo del 17 de abril de 2012, encontrándose que los modelos se ajustan bien en contenido de frecuencias, pero en desplazamientos máximos presenta grandes errores. Fuera del tramo de movimiento fuerte se presentan desplazamientos mayores en los modelos, debido al bajo amortiguamiento inherente considerado para los modos más importantes –amortiguamiento tipo Rayleigh de 2% para el primer y tercer modo de la estructura–.

7.2 Comentarios y Conclusiones Generales

El efecto de la interacción suelo-estructura en el puente Marga Marga durante el terremoto del Maule de 2010 no es importante, pese a haber sido detectado en otras investigaciones para sismos menores (Daza, 2003; Taylor, 2007), por lo que el modelo con apoyos fijos resultó ser la mejor elección.

Es fundamental comprender que para la realización de un modelo de elementos finitos no siempre modelos más complejos dan respuestas más cercanas a las reales. Por ejemplo, en este caso particular se ve que las cepas compuestas de fibras no lineales no representan mejoras sustanciales en la respuesta de los modelos, aumentando los tiempos de ejecución de los análisis a tres veces respecto del modelo con cepas elásticas. Esto se debe a que las cepas se mantienen actuando en el rango elástico. Por esto, al momento de realizar un modelo de elementos finitos es conveniente analizar detenidamente qué factores son realmente importantes para evaluar su respuesta.

En la misma línea que el párrafo anterior, se destaca, que los elementos gap, que representan la junta entre el tablero y los estribos en dirección longitudinal, produjeron una mejora notable de los modelos tanto en desplazamientos máximos como en contenido de frecuencia. Además, la variación del *input* sísmico en la estructura produjo una mejora apreciable en la respuesta de la estructura.

Es importante mejorar la instrumentación de la estructura para así poder calibrar modelos de forma más realista. Una posible mejora sería instalar dispositivos GPS para capturar el desplazamiento remanente en los aisladores y poder estimar de mejor forma los desplazamientos reales de la estructura a partir de la doble integración de registros.

Se propone cambiar los canales 1, 2 y 3 a la base de otra cepa, pues ya se vio que para grandes sismos los canales 1, 2 y 3 muestran una señal muy similar a los canales 19, 20 y 21, siendo muy limitado el aporte que realizan estando ubicados en esa zona, Por lo mismo, sería interesante ver cómo varía la coherencia y fase de la señal en la base de dos cepas relativamente lejanas.

También, se propone cambiar los canales 13 y 15 a longitudinal y transversal en la parte superior de la cepa considerada en el párrafo anterior y el canal 14 a transversal en el tablero sobre la misma cepa. Esto sería útil para ver cómo varía la respuesta de la estructura a lo largo de otra cepa, tal como se hace en la cepa 4. Se cree que la información que proporciona el canal 13 actualmente es limitada, pues no se sabe qué pasa en las otras direcciones; el canal 15 no aporta mucha información respecto a la estructura estando ubicado en la baranda, mientras que, el canal 14, si bien aporta información útil acerca de la torsión, no se busca reproducir este tipo de efectos locales en los modelos, sino más bien la respuesta global del tablero.

Por otra parte, se propone cambiar el canal 18 a transversal en estribo norte, pues así se tendría mayor información sobre la coherencia entre las señales de ambos estribos. Se sabe que los canales 12 y 18 muestran una respuesta muy similar, por lo que al cambiar uno de posición no se perdería información relevante.

Para un análisis más acabado de la respuesta del puente es fundamental comparar los esfuerzos internos de los modelos realizados en esta tesis con los considerados para el diseño del puente. Lamentablemente, no se contaba con estos últimos.

Finalmente, es fundamental instrumentar más puentes en Chile, en especial aquéllos ubicados en sectores donde hubo daño estructural importante durante el terremoto del Maule de 2010 producto de la presencia de grandes ángulos de esviaje (Sarrazin, Santa María & Moroni, 2012) y/o efectos de amplificación local de suelo (Verdugo et al., 2012). Así como también, aquellos puentes de gran tamaño e importancia para el país como lo sería el del canal de Chacao, donde la inversión en instrumentación representa un costo menor. Por otra parte, sería interesante integrar la instrumentación con monitoreo constante para ir actualizando las propiedades en el tiempo de los puentes, como lo propone Sanayei (Sanayei et al., 2012), para así reforzar la estructura de ser necesario después de un gran terremoto, producto de deterioros debidos a desastres naturales, accidentes de tránsito o el desgaste debido al ambiente en el que se encuentra.

BIBLIOGRAFÍA

- Barrientos, S. (2012) *Fuerte Sismo Magnitud 6.4. [Entrevistador C. Pino]*, 17 abril, [En línea]. Disponible: <http://24horas.cl/videos.aspx?id=152272> [15 de mayo de 2012].
- Berríos, R. (2003) *Amplificación Local en el Viaducto Marga Marga*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Boore, D. & Bommer, J. (2005) *Processing of Strong-Motion accelerograms: Needs, Options and Consequences*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Boroschek, R. & Legrand, D. (2006) *Tilt Motion Effects on the Double-Time Integration of Linear*, Bulletin of the Seismological Society of America.
- Boroschek, R., Moroni, M.O. & Sarrazin, M. (2003) *Dynamic Characteristics of a Long Span Seismic Isolated Bridge*, Engineering Structures.
- Burdette, N. & Elnashai, A. (2008) *Effect of Asynchronous Earthquake Motion on Complex Bridges. II: Methodology and Input Motion*, Journal of Bridge Engineering © ASCE.
- Burdette, N., Elnashai, A., Lupoi, A. & Sextos, A. (2008) *Effect of Asynchronous Earthquake Motion on Complex Bridges. I: Methodology and Input Motion*, Journal of Bridge Engineering © ASCE.
- Daza, V. (2003) *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en el Puente Marga Marga*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- DerKiureghian, A. & Keshishian, P. (1997) *Effects of Incoherence, Wave Passage, and Spatially Varying Site Conditions on Bridge Response*, Buffalo: Technical Report NCEER-97-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Elgamal, A., Yan, L., Yang, Z. & Conte, J.P. (2008) *Three-Dimensional Seismic Response of Humboldt Bay Bridge-Foundation-Ground System*, Journal of Bridge Engineering © ASCE.
- Google Maps (2012), [En línea]. Disponible: <http://goo.gl/maps/qu9y5> [13 de agosto de 2012].
- Lou, L. & Zerva, A. (2005) *Effects of Spatially Variable Ground Motions on the Seismic Response of a Skewed, Multi-Span, RC Highway Bridge*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- MATLAB (2011), [En línea]. Disponible: <http://www.mathworks.com/products/matlab/>.
- Moroni, M.O., Sarrazin, M. & Herrera, R. (2011) *Research Activities in Chile on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, Sochi: 12th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures.
- Naeim, F. & Kelly, J.M. (1999) *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*, John Wiley.

Nakamura, Y. (1989) *A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremor on the Ground Surface*, Quarterly Report of Railway Technical Research Institute.

OpenSees (2011), [En línea]. Disponible: <http://opensees.berkeley.edu/>.

Romo, D. (1999) *Análisis de Registros Sísmicos y Microambientales en el Puente Marga Marga*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

Sanayei, M., Phelps, J., Sipple, J., Bell, E. & Brenner, B. (2012) *Instrumentation, Nondestructive Testing, and Finite-Element Model Updating for Bridge Evaluation Using Strain Measurements*.

Sarrazin, M., Santa María, H. & Moroni, M.O. (2012) *Mw=8.8 Terremoto en Chile 27 de febrero 2010, Capítulo 12*, Santiago: Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Servicio Sismológico, Universidad de Chile (2012), [En línea]. Disponible: <http://ssn.dgf.uchile.cl/seismo.html> [17 de junio de 2011].

Sextos, A., Kappos, A.J. & Mergos, P. (2004) *Effect of Soil-Structure Interaction and Spatial Variability of Ground Motion on Irregular Bridges: The Case of The Krystallopigi Bridge*, Vancouver: 13th World Conference on Earthquake Engineering.

Tanaka, T., Shizuyo, Y., Yutaka, O. & Toshizo, M. (1969) *Period and Damping of Vibration in Actual Buildings During Earthquakes*, Bulletin of the Earthquake Research Institute.

Taylor, D. (2007) *Calibración del Modelo del Puente Marga Marga Considerando Variación Espacial del Movimiento Sísmico a Nivel de Cepa y Estribo*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

Taylor, D., Trigo, T., Moroni, M.O. & Sarrazin, M. (2008) *Análisis Dinámico del Puente Marga Marga Considerando Variación Espacial del Movimiento Sísmico*, Santiago: XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.

Thorson, R.M. (1999) *La Falla Marga-Marga. Viña del Mar*, Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María.

Tongaonkar, N.P. & Jangid, R.S. (2003) *Seismic Response of Isolated Bridges with Soil-Structure Interaction*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

Trigo, T. (2007) *Influencia de la Amplificación Local de las Ondas Sísmicas y la Interacción Suelo-Fundación en el Puente Marga Marga*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

Ucak, A., Mavroeidis, G., Pekcan, G. & Tsopeles, P. (2010) *Assessment of SSI Effects on a Seismically Isolated Multi-Span Bridge Under Bi-directional Seismic Excitation*, Toronto: Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering.

USGS, *Earthquake Hazard Program, 2010 Significant Earthquake and News Headlines Archive* (2010), [En línea]. Disponible: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/> [17 de junio de 2011].

USGS, *Earthquake Hazard Program, Magnitude 8.8 - OFFSHORE MAULE, CHILE* (2010), 27 febrero, [En línea]. Disponible: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2010/us2010tfan/> [15 de septiembre de 2010].

Verdugo, R., González, J., González, V. & Torres, A. (2012) *Mw=8.8 Terremoto en Chile 27 de febrero 2010, Capítulo 4*, Santiago: Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Wang, J., Carr, A.J., Cooke, N. & Moss, P.J. (2009) *The Response of a 344 m Long Bridge to Non-Uniform Earthquake Ground Motions*, Engineering Structures.

Wilson, P. & Elgamal, A. (2006) *Large Scale Measurement of Lateral Earth Pressure on Bridge Abutment Back-Wall Subjected to Static and Dynamic Loading*, Christchurch: Proceedings of the New Zealand Workshop on Geotechnical Earthquake Engineering, University of Canterbury.

ANEXOS

ANEXO A: GRÁFICOS RÉPLICAS

En este anexo se presentan los gráficos de los espectros de potencia de las principales réplicas del terremoto del Maule de 2010, a partir de las cuales se obtuvieron las propiedades dinámicas de la estructura en función de la aceleración máxima de suelo, mostradas en las Figuras 3.45, 3.46, 3.47 y 3.48. El procedimiento para obtener estos gráficos es el descrito en los subcapítulos 3.2.1 y 3.2.2.

A.1 Réplica 27/02/10-2

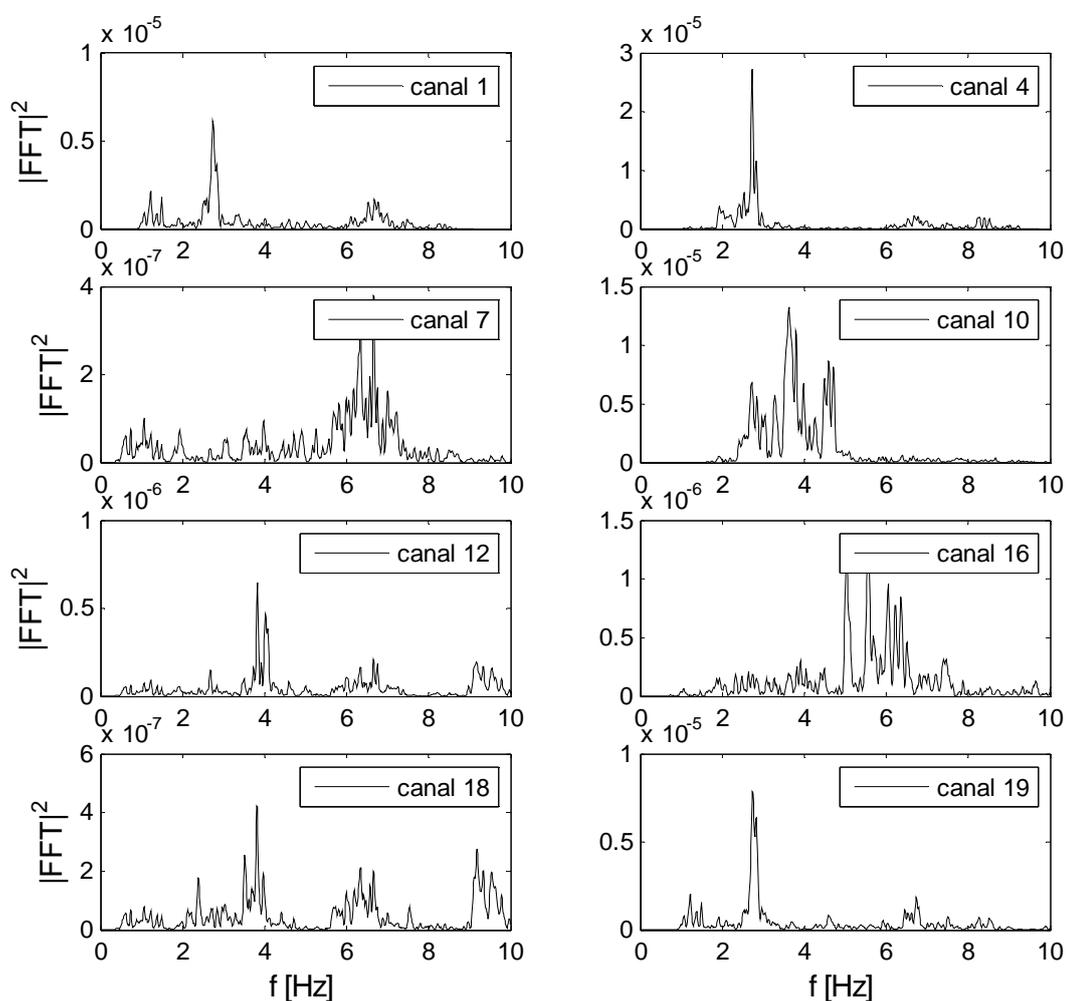


Figura A.1: $|FFT|^2$ longitudinal, réplica del 27/02/10-2.

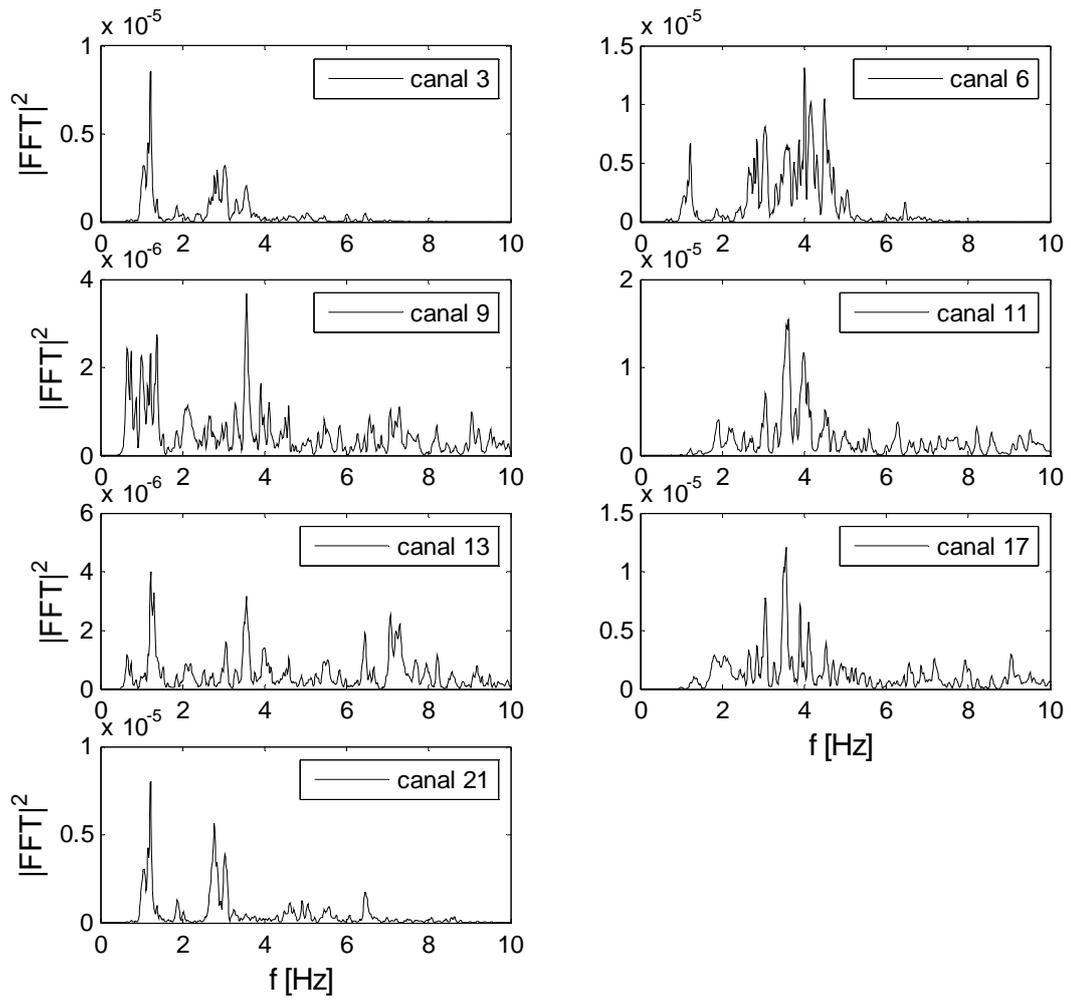


Figura A.2: $|FFT|^2$ transversal, réplica del 27/02/10-2.

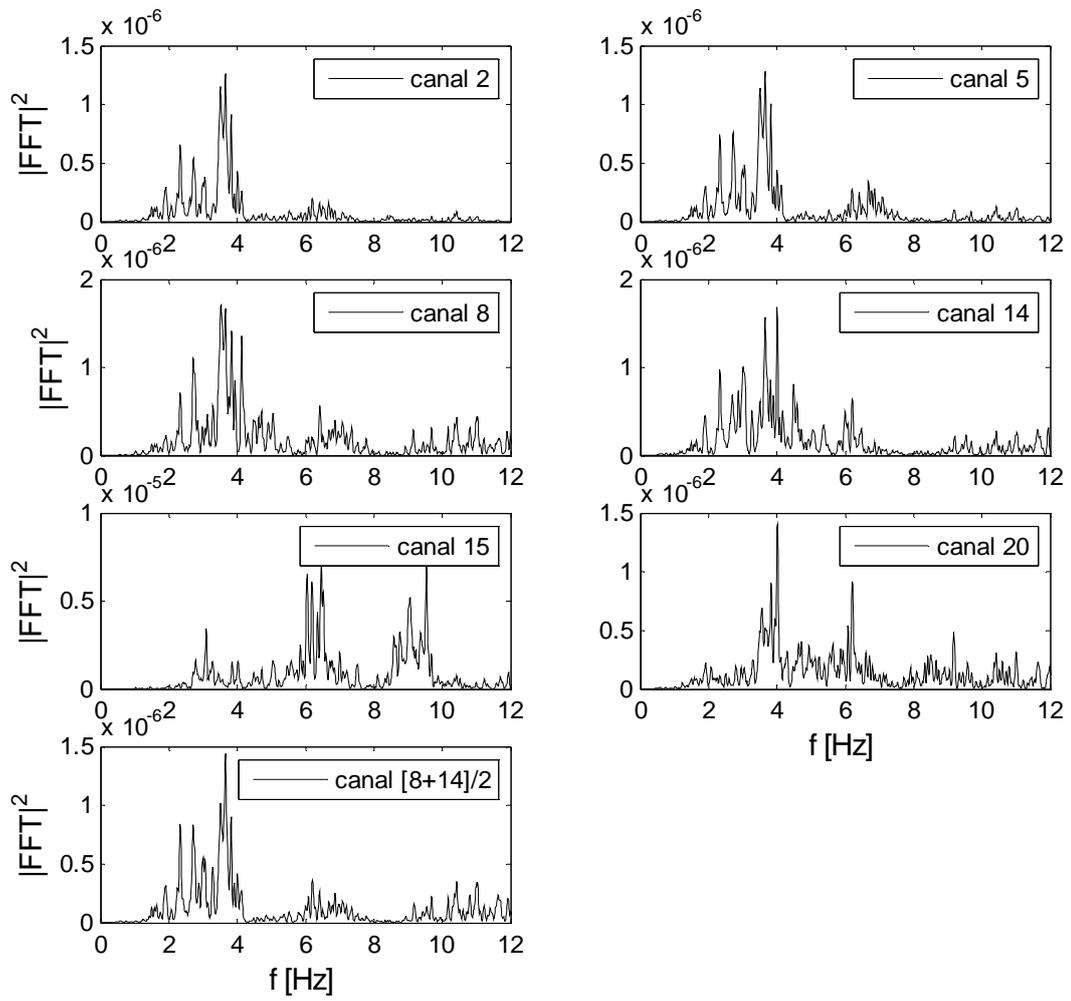


Figura A.3: $|FFT|^2$ vertical, réplica del 27/02/10-2.

A.2 Réplica 03/03/10-6

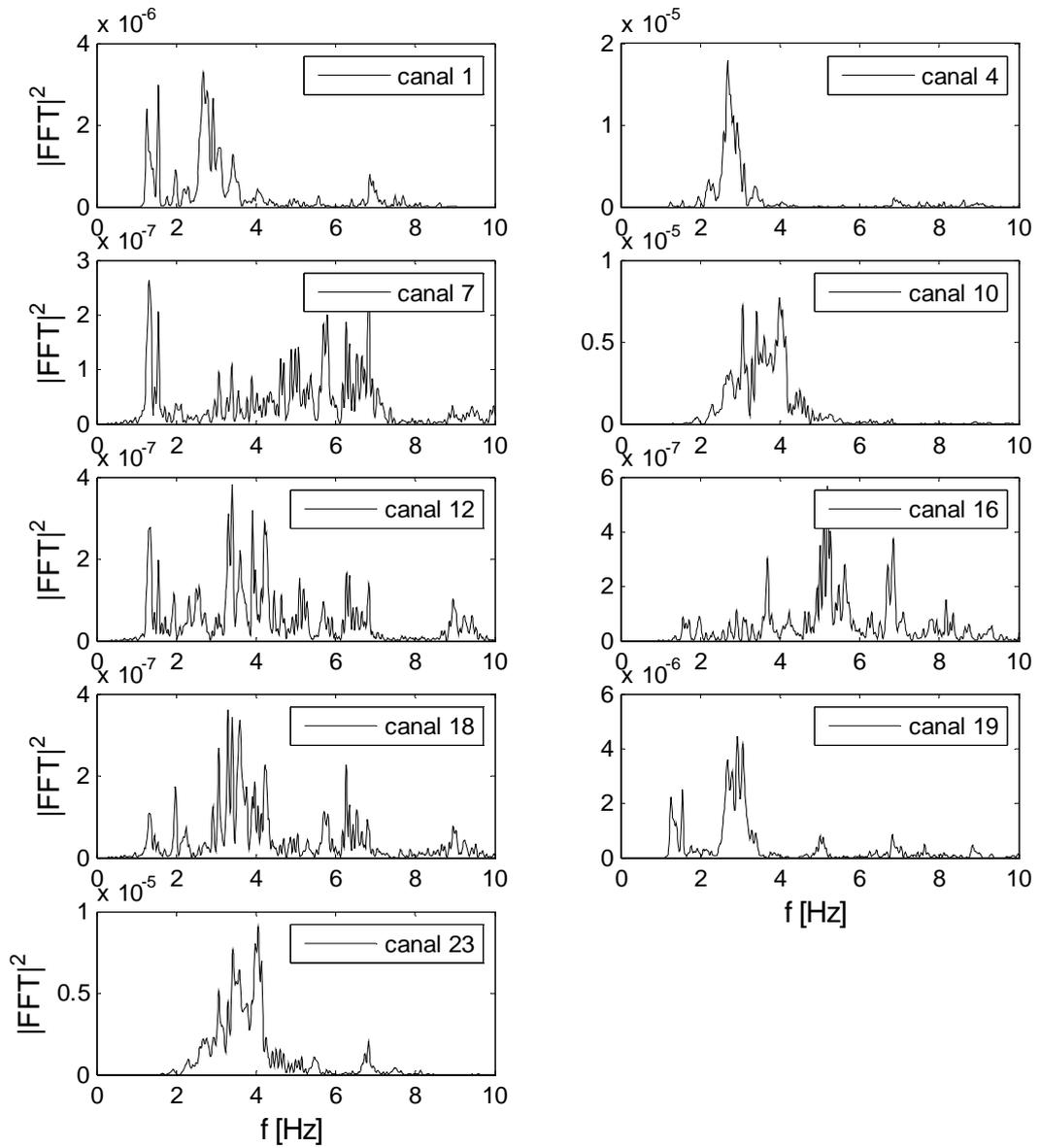


Figura A.4: $|FFT|^2$ longitudinal, réplica del 03/03/10-6.

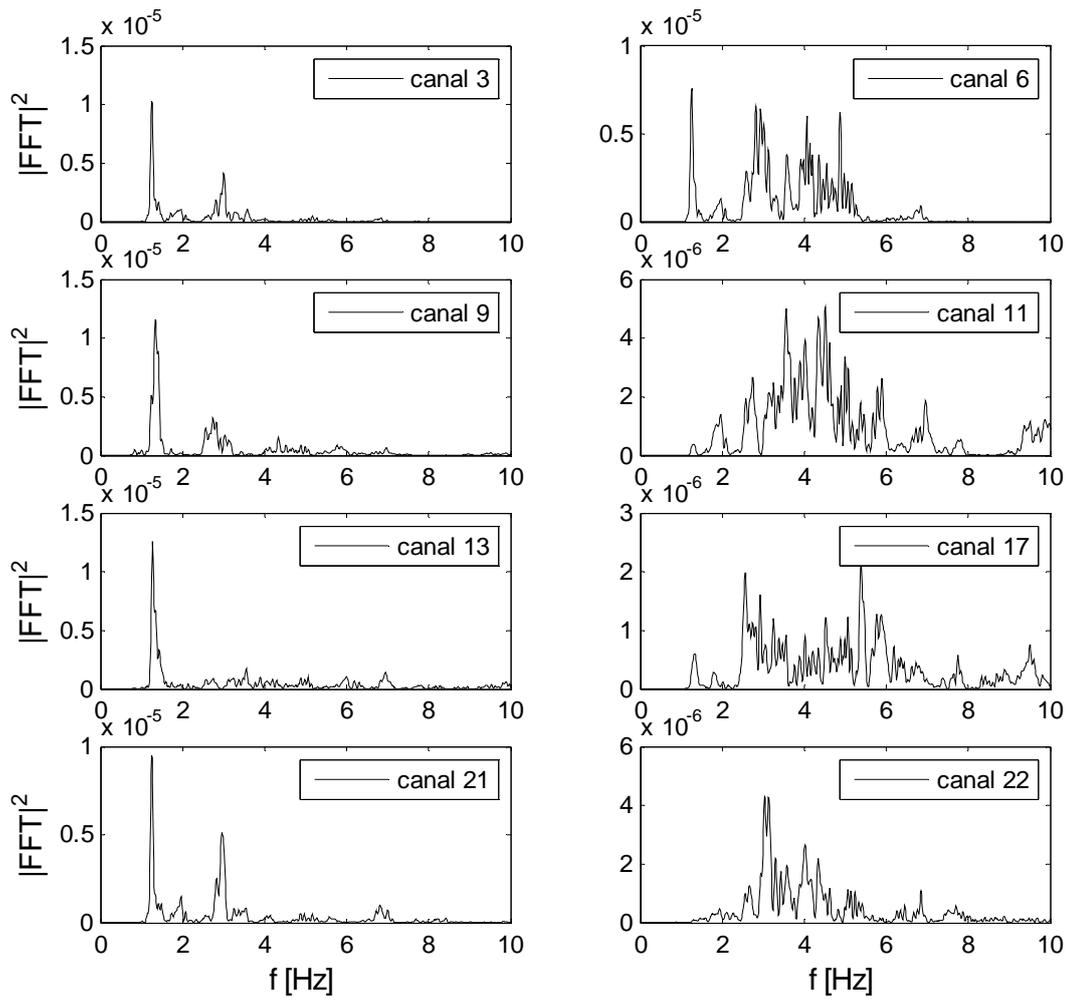


Figura A.5: $|FFT|^2$ transversal, réplica del 03/03/10-6.

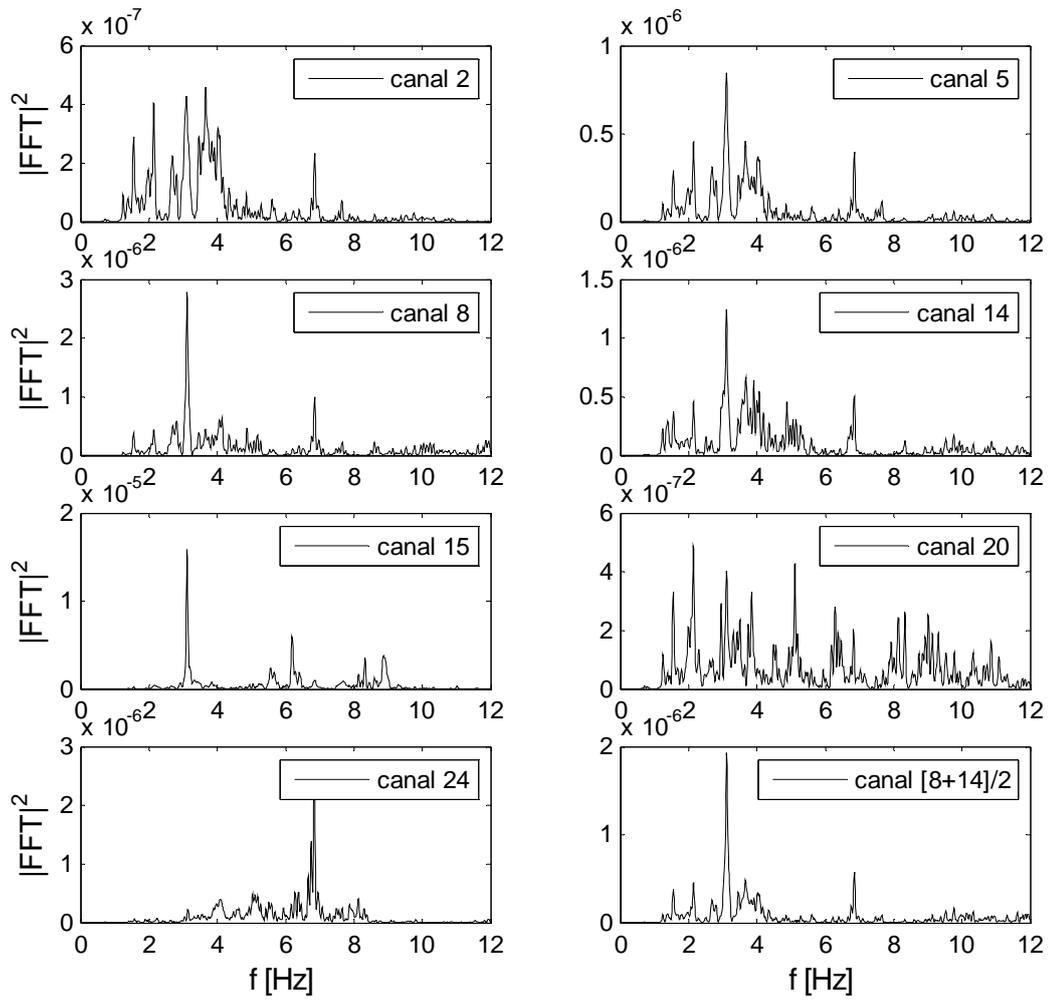


Figura A.6: $|FFT|^2$ vertical, réplica del 03/03/10-6.

A.3 Réplica 03/03/10-7

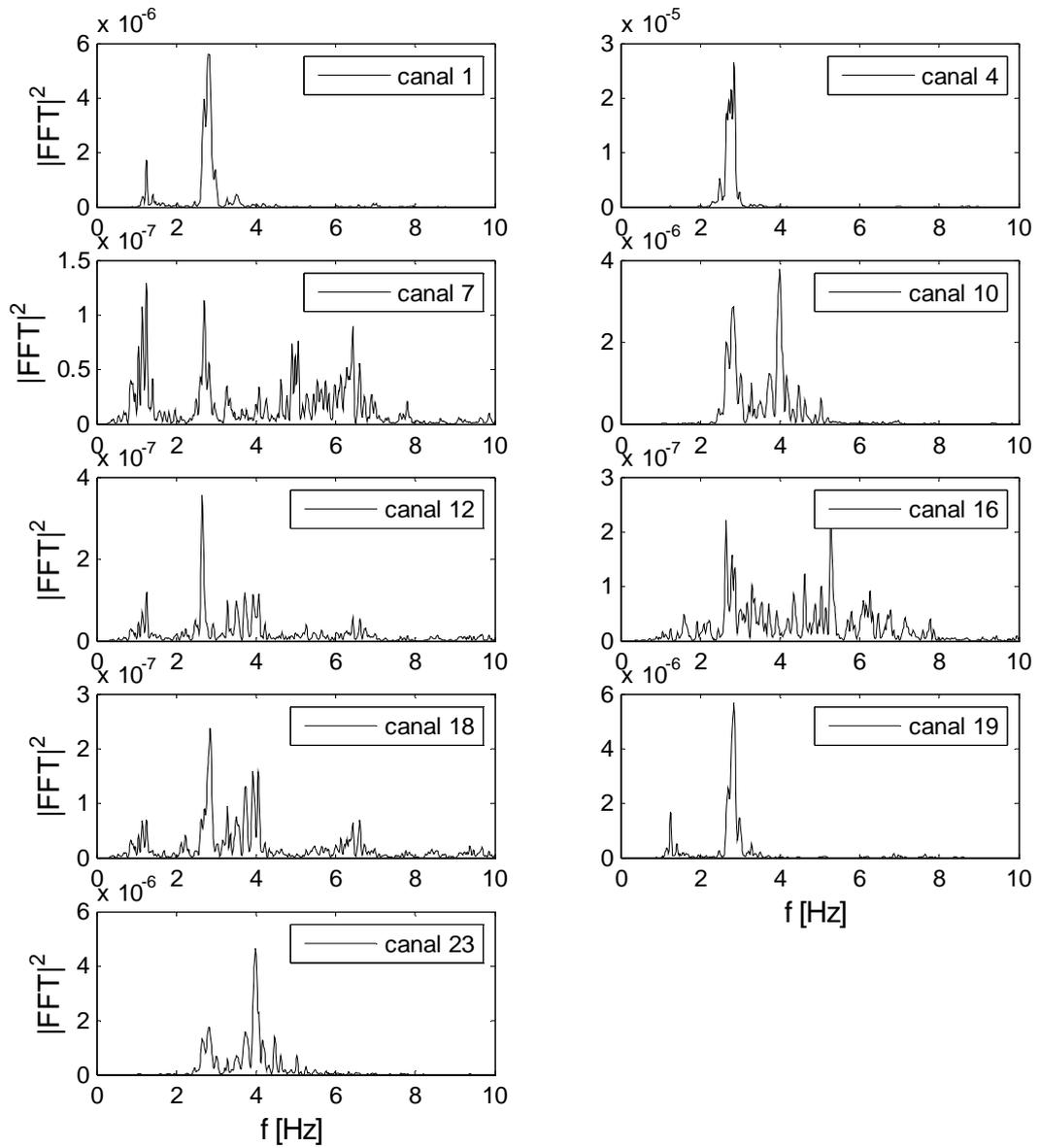


Figura A.7: $|FFT|^2$ longitudinal, réplica del 03/03/10-7.

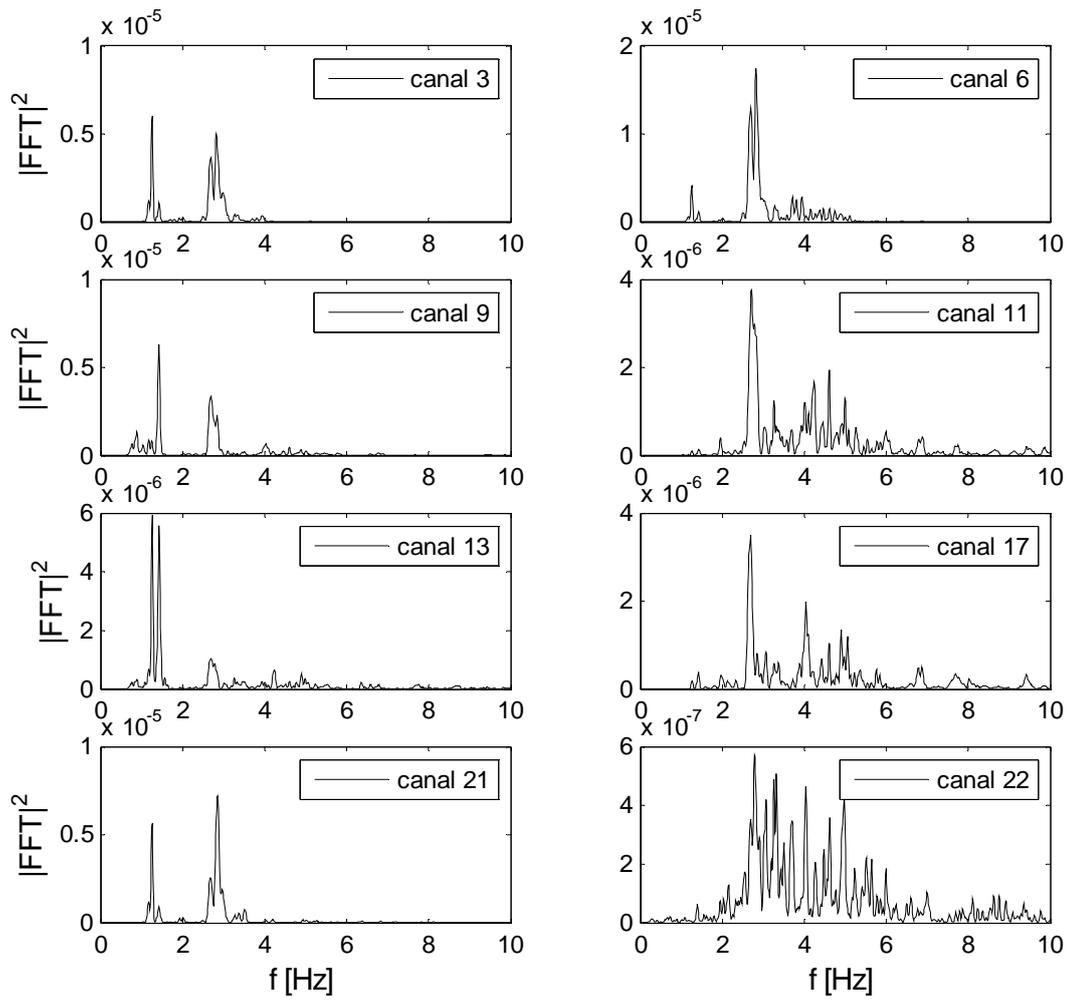


Figura A.8: $|FFT|^2$ transversal, réplica del 03/03/10-7.

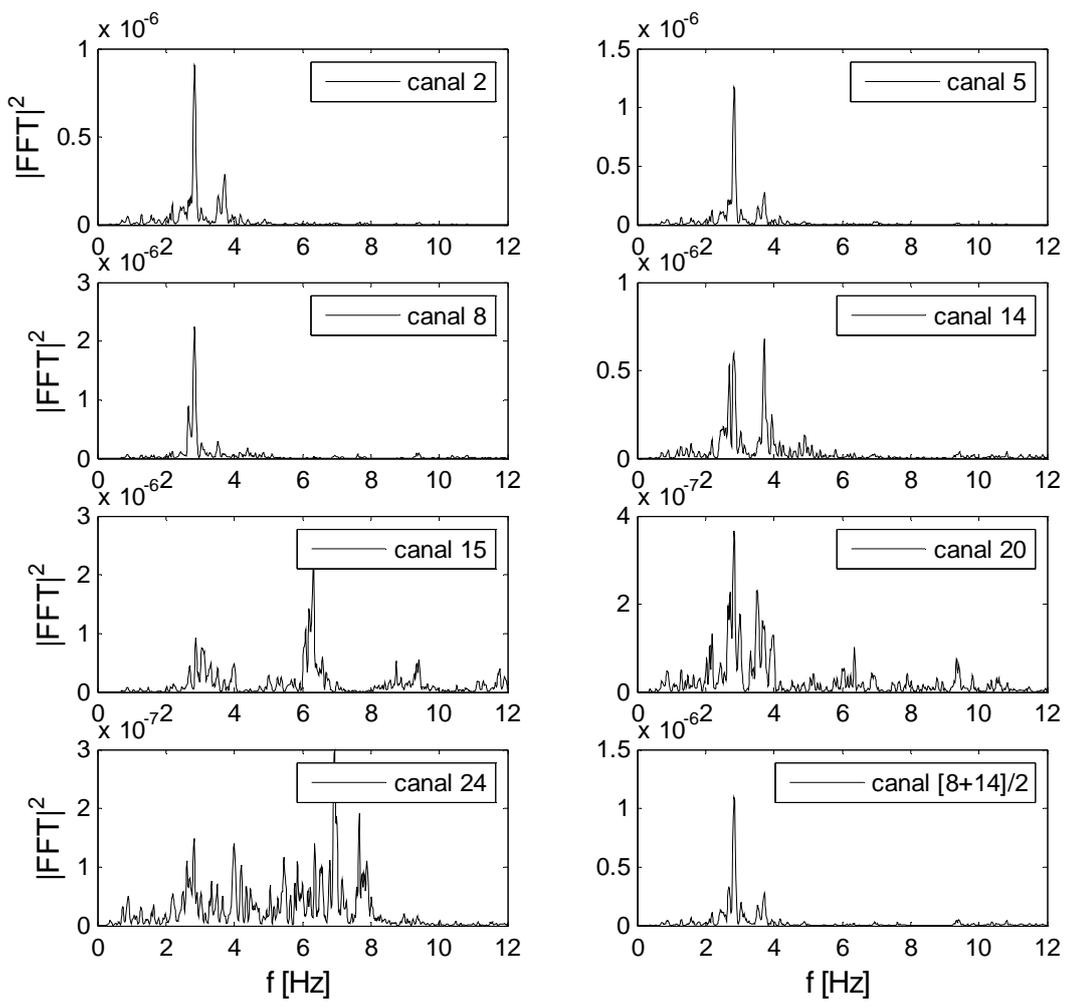


Figura A.9: $|FFT|^2$ vertical, réplica del 03/03/10-7.

A.4 Réplica 11/03/10-6

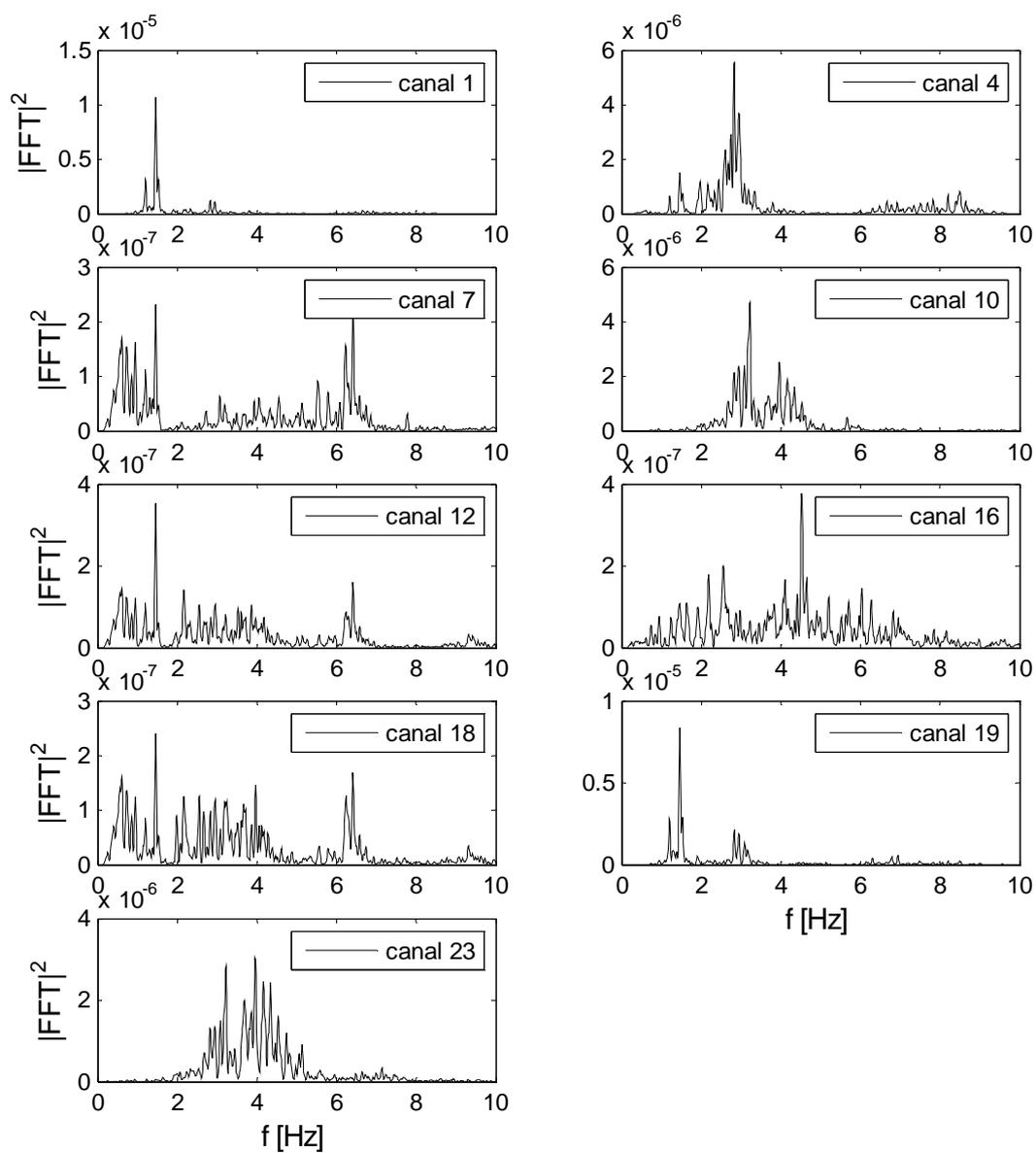


Figura A.10: $|FFT|^2$ longitudinal, réplica del 11/03/10-6.

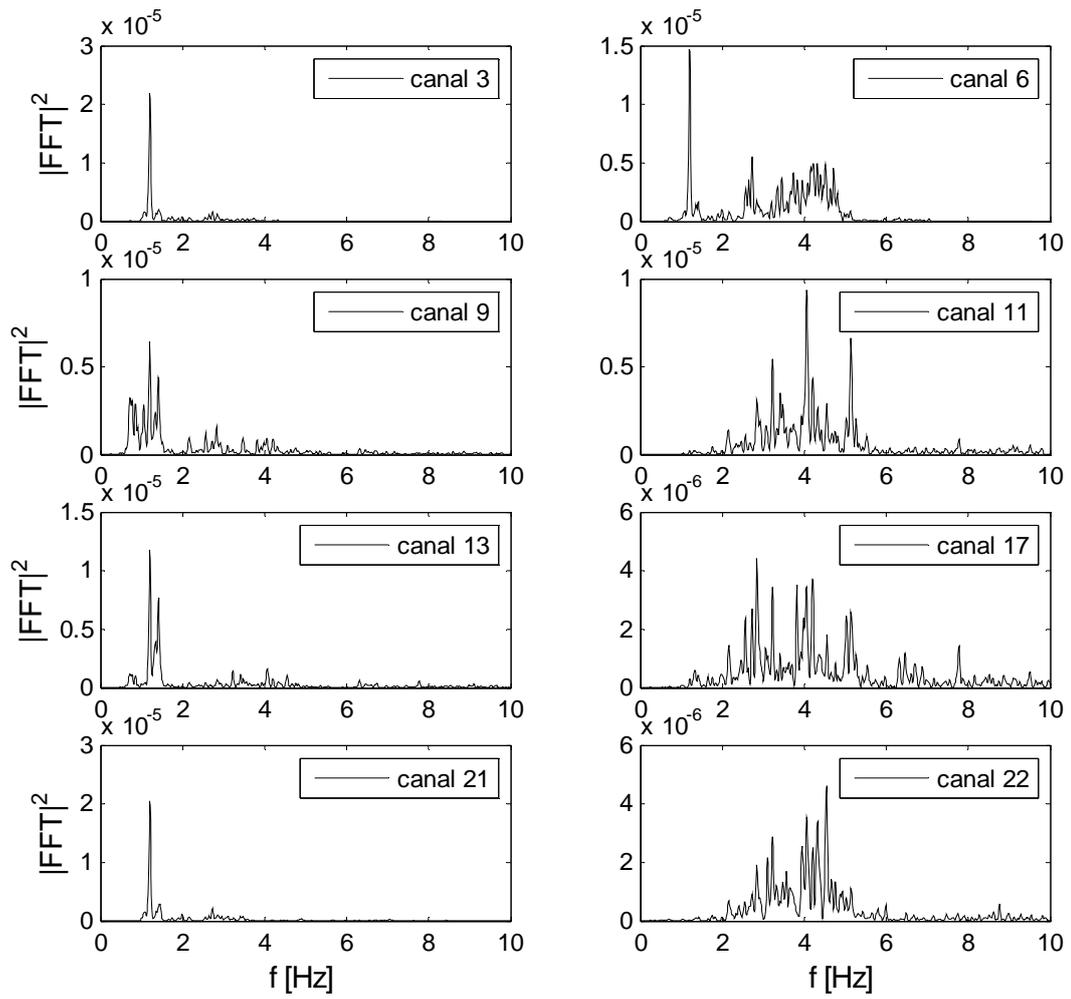


Figura A.11: $|FFT|^2$ transversal, réplica del 11/03/10-6.

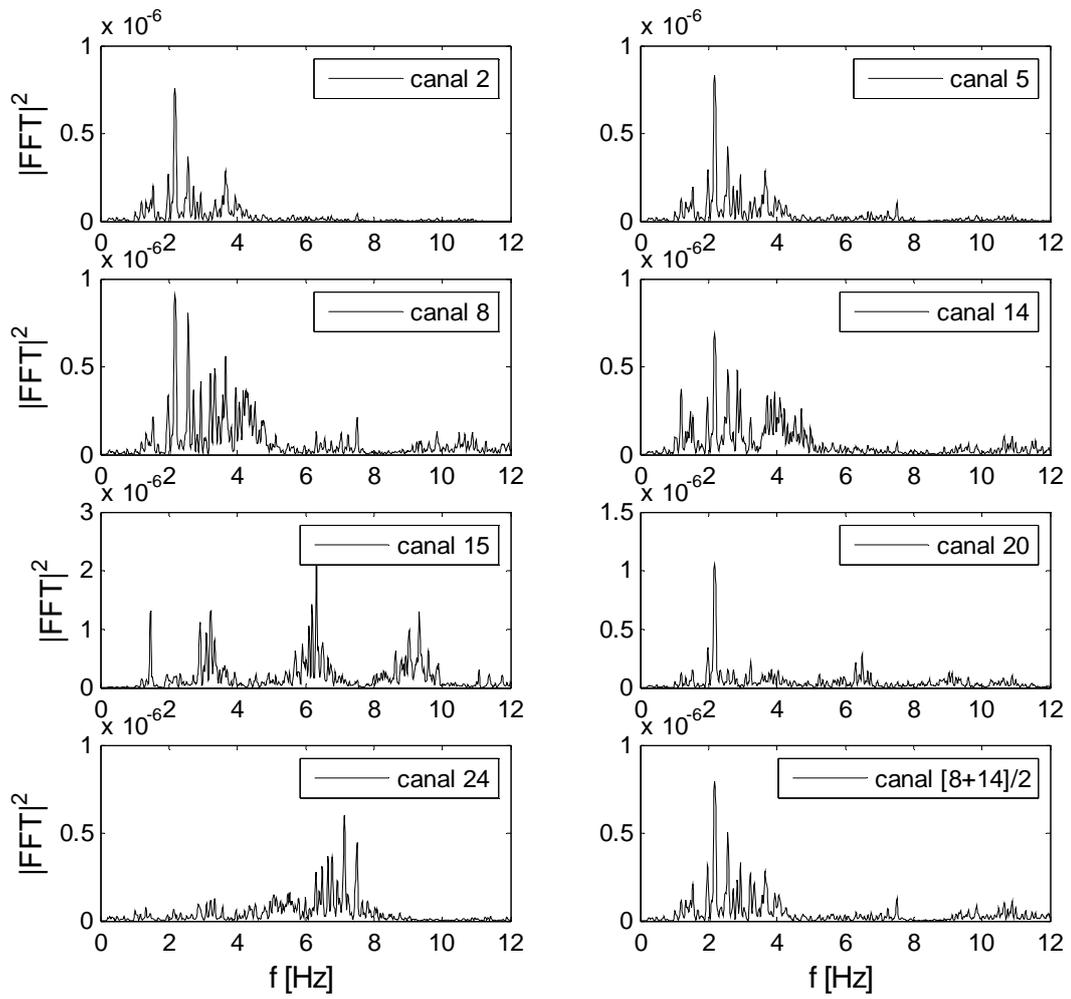


Figura A.12: $|FFT|^2$ vertical, réplica del 11/03/10-6.

A.5 Réplica 11/03/10-7

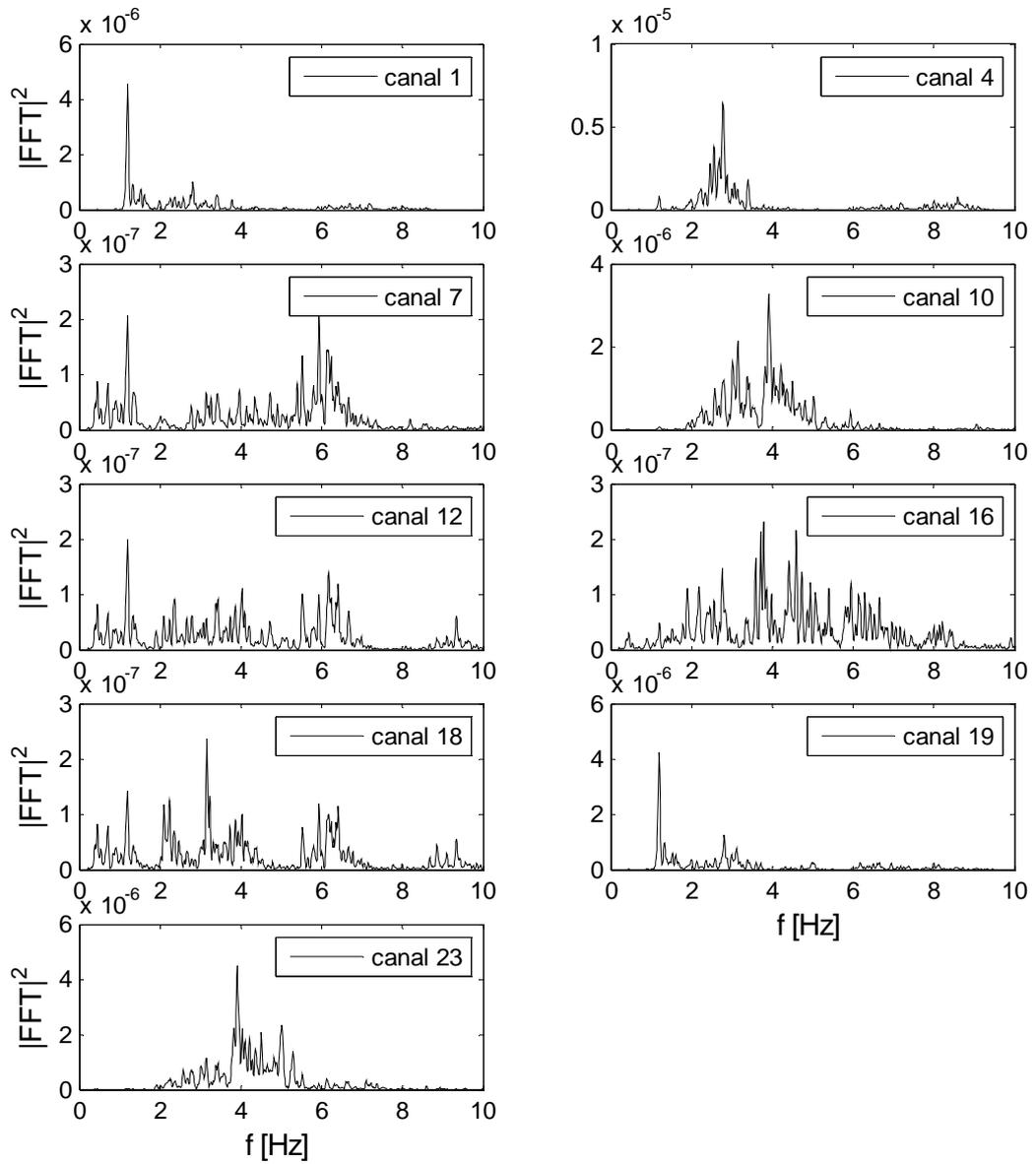


Figura A.13: $|FFT|^2$ longitudinal, réplica del 11/03/10-7.

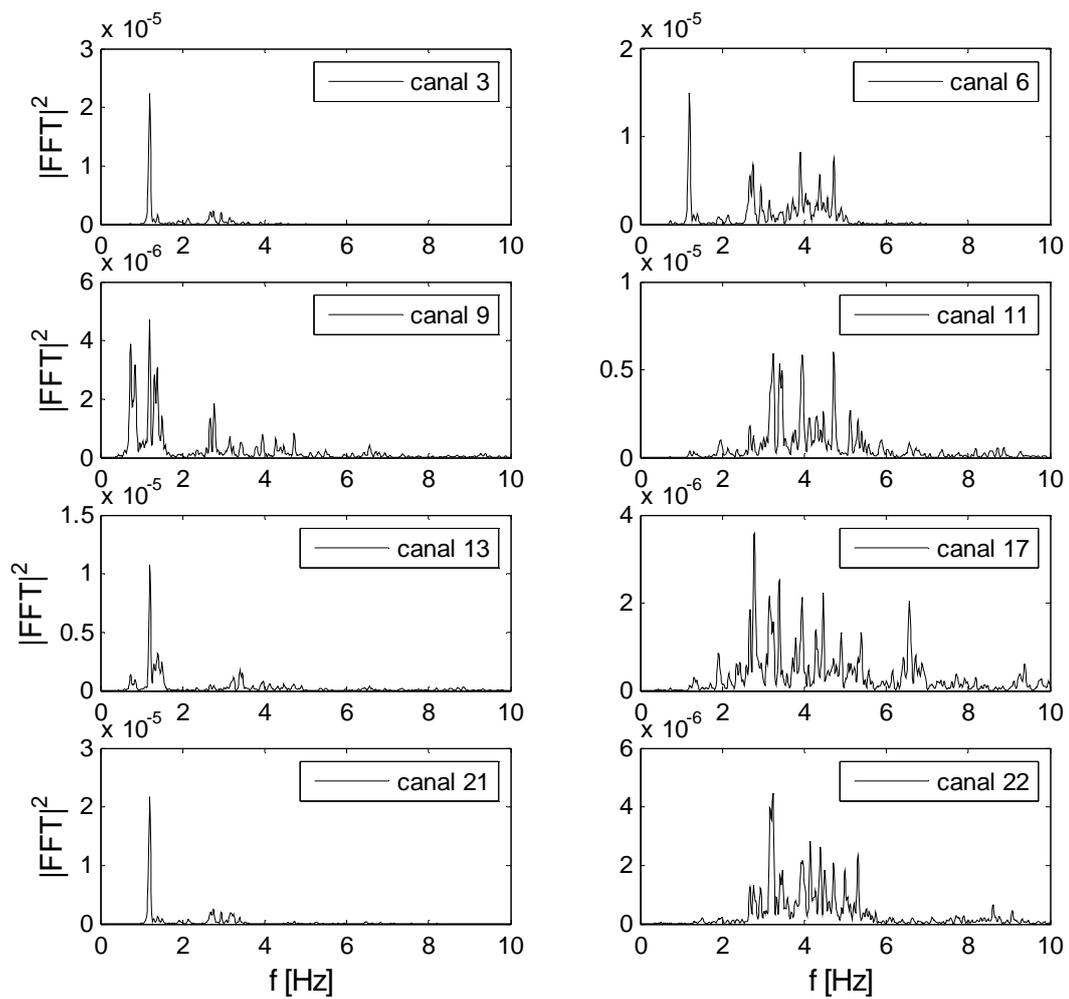


Figura A.14: $|FFT|^2$ transversal, réplica del 11/03/10-7.

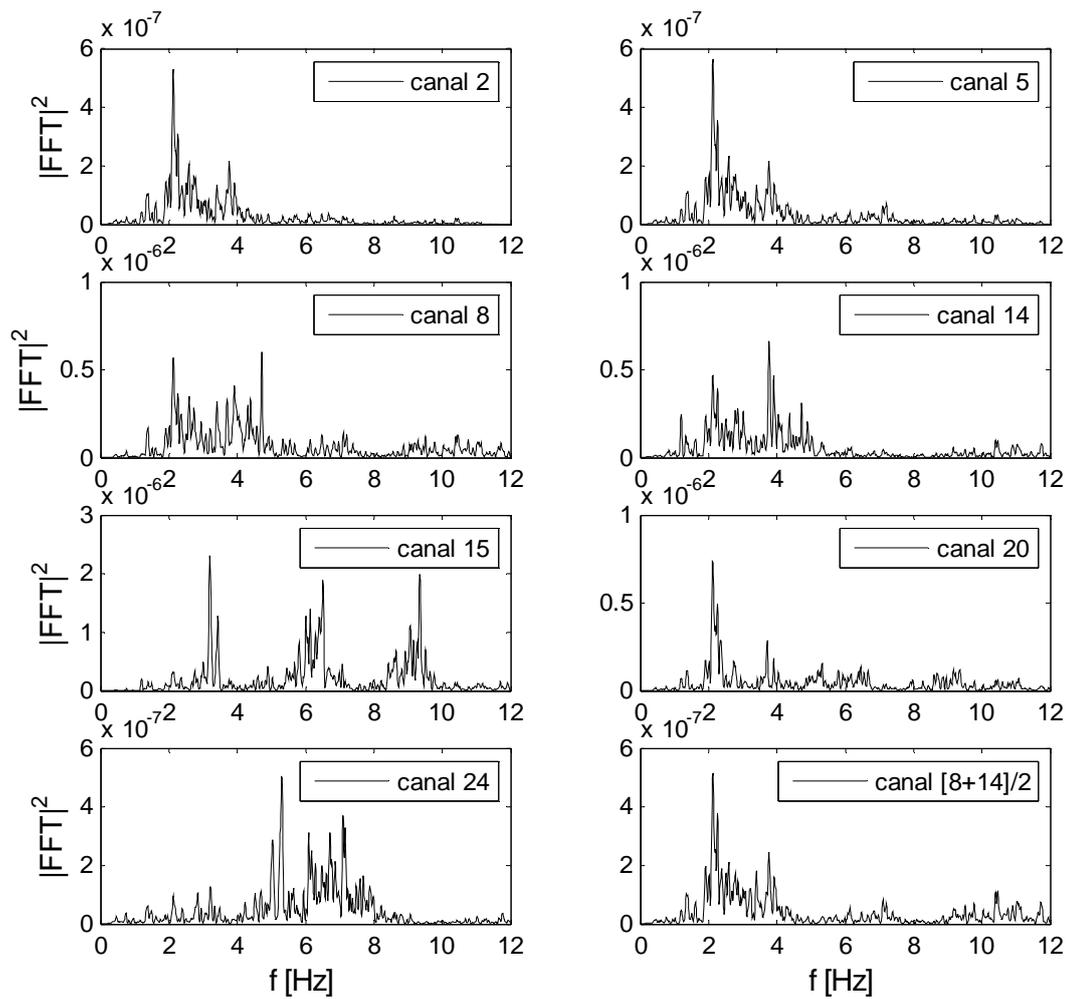


Figura A.15: $|FFT|^2$ vertical, réplica del 11/03/10-7.