



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

**ANÁLISIS NO-LINEAL DEL PUENTE AMOLANAS USANDO REGISTROS SÍSMICOS  
DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**GUILLERMO FELIPE GONZÁLEZ RODRÍGUEZ**

**PROFESOR GUÍA:  
MAURICIO SARRAZIN ARELLANO**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
MARÍA OFELIA MORONI YADLIN  
RICARDO HERRERA MARDONES**

**SANTIAGO DE CHILE  
NOVIEMBRE 2008**

RESUMEN DE LA MEMORIA  
PARA OPTAR AL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
POR: GUILLERMO GONZÁLEZ R.  
FECHA: NOVIEMBRE 2008  
PROF. GUÍA: Sr. MAURICIO SARRAZIN A

## **ANÁLISIS NO-LINEAL DEL PUENTE AMOLANAS USANDO REGISTROS SÍSMICOS DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTO**

El puente Amolanas es el puente carretero más alto del país y se encuentra a 308 Km. de Santiago en el tramo La Serena-Los Vilos de la ruta 5 Norte. Presenta características singulares como la gran altura de sus pilas y un sistema de protección sísmica, formado por apoyos deslizantes sobre las cepas y amortiguadores viscoelásticos en los estribos que actúan longitudinalmente absorbiendo las vibraciones sísmicas, siendo estos últimos los que entran en el rango no-lineal al momento de existir un eventual sismo ya que tanto la fuerza de tracción como de compresión que ellos suministran es función de la velocidad relativa entre sus extremos. Junto con todas estas peculiares características, se ha instalado en él un sistema de instrumentos que ha permitido registrar aceleraciones y desplazamientos para sismos de pequeña y mediana intensidad.

Este tema de memoria comprende el análisis de dichos registros, su comparación con la respuesta obtenida con modelos analíticos desarrollados previamente y el perfeccionamiento de dichos modelos para lograr respuestas lo más parecidas posibles a las registradas.

Este Trabajo de Título consta de dos cuerpos. En el primero, se obtiene y caracteriza la respuesta del puente bajo movimientos sísmicos registrados a la fecha verificándose la efectividad del sistema de aislación. Esto se realiza cuantificando la reducción de las aceleraciones longitudinales y el desplazamiento permanente. Además, se realiza un análisis no paramétrico del registro sísmico de mayor magnitud obtenido a la fecha, con el cual se logra determinar las propiedades dinámicas de la estructura, llámese frecuencias, formas y amortiguamientos modales. Se logra determinar que el primer modo asociado a la estructura se encuentra dentro del intervalo 0.61-0.64 (Hz) y ocurre en la dirección transversal. El segundo y tercer modo corresponde a las direcciones longitudinal y vertical respectivamente. El amortiguamiento modal encontrado para la estructura es igual a un 2.3%, valor que se utilizó para el ajuste del modelo computacional. En la dirección longitudinal la estructura se comporta dentro del rango no-lineal, mientras que para las otras dos direcciones cae dentro del rango lineal. Asimismo, se encontró que el puente quedó desplazado 2.1 mm después de ocurrido el sismo en estudio.

El segundo cuerpo de este trabajo consistió en el ajuste del modelo teórico antes desarrollado, con el fin de reproducir lo medido en terreno. Este ajuste se basó en la modificación del coeficiente de roce de los aisladores y el amortiguamiento modal. Los mejores resultados se obtienen para un coeficiente de roce igual al 4.0%.

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.

## 1.1. INTRODUCCIÓN GENERAL

Como forma de atenuar los efectos de los sismos en las estructuras o edificios, en Chile se está introduciendo la aislación sísmica de base y la disipación de energía. Ambas tecnologías han demostrado a nivel mundial que son capaces de disminuir notoriamente los daños que producen los terremotos en las estructuras o edificios. El puente Amolanas presenta ambos tipos de protección sísmica y se encuentra instrumentado, disponiéndose de registros de aceleración y desplazamiento durante varios movimientos telúricos. Esta información es de importancia para el diseño futuro de puentes y el establecimiento de normas de diseño confiable.

El conocimiento del comportamiento de los sistemas activos y pasivos de protección sísmica es incipiente en el país y el puente Amolanas representa una estructura especial, con un sistema innovador de protección sísmica que amerita ser estudiado en profundidad. Considerando que hay información instrumental valiosa de la respuesta del puente ante sismos recientes, surge una oportunidad de calibrar los modelos teóricos de esta estructura, que debe aprovecharse.

## 1.2. OBJETIVOS

### Objetivo General

Realizar análisis no-lineales del puente Amolanas, ajustando un modelo computacional que logre respuestas lo más parecidas posibles a las respuestas registradas.

### Objetivos Específicos

- Obtener información sobre el comportamiento del puente frente a sismos de variada intensidad.
- Verificar el comportamiento y funcionamiento de los dispositivos de protección sísmica.
- Comparar la respuesta experimental con la obtenida con un modelo analítico ya desarrollado y calibrarlo para reducir el error.

### 1.3. ALCANCE DE CADA CAPÍTULO

#### Capítulo 1: Introducción.

Se presenta la introducción general del tema de memoria, los objetivos, la metodología de trabajo y los estudios previos que se han realizado sobre el comportamiento del puente Amolanas.

#### Capítulo 2: Descripción y antecedentes del Puente Amolanas.

Se describen los antecedentes del Puente Amolanas, tales como especificaciones estructurales y técnicas, métodos constructivos, características del sistema de protección sísmica, ubicación de acelerómetros y los sensores de desplazamiento.

#### Capítulo 3: Actualización de base de datos de registros sísmicos.

En este capítulo se presentan los sismos escogidos para actualizar la base de datos existente y se hace un análisis de las aceleraciones máximas obtenidas con el fin de verificar la efectividad y el funcionamiento del sistema de aislación. También se presentan las series de tiempo de aceleraciones para los distintos canales en los diversos eventos.

#### Capítulo 4: Análisis del registro 061012.

Se estudia el registro 061012 determinando las frecuencias predominantes y la dirección asociada, también se compara los datos registrados por los sensores de desplazamiento con lo obtenido por integración de los registros de aceleración.

#### Capítulo 5: Ajuste del modelo analítico existente.

Se modifica el modelo analítico existente con el fin de reproducir el comportamiento experimental de la estructura.

#### Capítulo 6: Comentarios, discusión y conclusiones.

Se analizan los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, se comparan ambos modelos para finalmente concluir acerca del trabajo de título realizado y se dan recomendaciones para estudios posteriores.

#### 1.4. METODOLOGÍA

- i. Recopilación de antecedentes generales del puente Amolanas.
- ii. Recolección de registros sísmicos importantes a la fecha, magnitudes mayores a los 5.5 grados escala Richter, rescatando información relevante, tal como aceleraciones máximas, desplazamientos relativos y deformaciones en amortiguadores.
- iii. Mejoramiento del modelo analítico, a través de la modificación de las propiedades de la estructura, amortiguadores y apoyos deslizantes.
- iv. Comparación de los nuevos registros con los obtenidos en forma analítica.
- v. Los criterios de comparación a emplear son los siguientes:
  - Los “peaks” máximos de aceleraciones y desplazamiento entre ambos modelos.
  - El contenido de frecuencia.

#### 1.5. ESTUDIOS PREVIOS

Se han realizado siete estudios anteriores en el puente Amolanas, con el objetivo de analizar su comportamiento frente a sollicitaciones de sismo, viento y temperaturas. A continuación se describen estos trabajos.

- i. Bustos, Rodrigo, 2001: realizó un análisis sísmico de la estructura a través de un modelo computacional siguiendo las especificaciones de la Norma AASHTO 1996. El análisis fue realizado utilizando cinco acelerogramas artificiales, cuatro de los cuales fueron desarrollados por S y S Ingenieros Consultores y el quinto por la oficina española Carlos Fernández Casado.
- ii. Gárate, Diego, 2001: determinó en forma experimental las propiedades dinámicas del puente, tales como frecuencias fundamentales y algunos modos de vibrar, a partir de un análisis de registro de microvibraciones ambientales.
- iii. Leiva, Sergio, 2002: en este trabajo se determinó la ubicación y posterior instalación de una red de acelerógrafos. Con dicha red se realizó mediciones de microvibraciones con el fin de comparar los resultados con los obtenidos por Gárate.

- iv. Beltrán, Cesar, 2003: realizó un ajuste del modelo computacional desarrollado con anterioridad, basándose en registros obtenidos hasta esa fecha. Pudo concluir que el sistema de protección sísmica estaba cumpliendo su finalidad y que los desplazamientos eran menores a los estipulados con anterioridad.
- v. Farías, Elías, 2004: el objetivo principal de este trabajo fue implementar un sistema de instrumentación que permita cuantificar los efectos del viento en el puente. Concluyó que la variable viento no es de importancia sobre el puente provocando insignificantes desplazamientos. Los datos fueron registrados durante tres meses.
- vi. Riquelme, Débora, 2004: instrumentó el puente para medir los cambios de temperatura y posteriormente analizarlos. Los datos fueron registrados durante cuatro meses.
- vii. Sepúlveda, Paulo, 2005: actualizó los registros de viento, temperaturas y sismo. Los datos son tomados durante diez meses con lo cual existe mayor cantidad de datos analizados que en los trabajos anteriores.

## CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN Y ANTECEDENTES DEL PUENTE AMOLANAS.

### 2.1 ANTECEDENTES GENERALES

El puente Amolanas es el puente carretero más alto del país. Se encuentra a 308 Km. de Santiago en el tramo La Serena-Los Vilos de la ruta 5 Norte, aproximadamente a cuatro kilómetros del mar.

El proyecto de ingeniería fue desarrollado por Carlos Fernández Casado S.L., oficina española especialista en grandes proyectos estructurales. La obra fue ejecutada por la empresa constructora Sacyr Chile S.A., integrante de concesiones Elqui S.A.

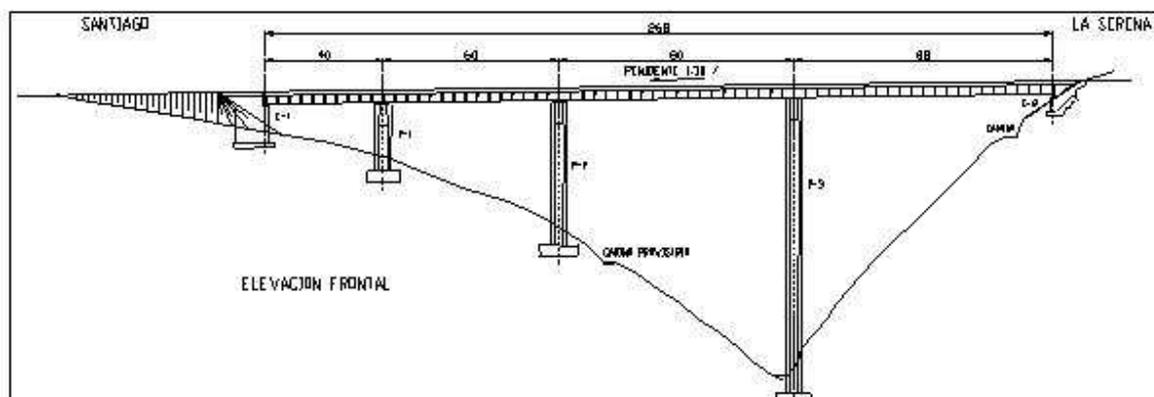


Figura 2.1: Elevación del Puente Amolanas

El puente presenta características singulares como la gran altura de sus pilas y un sistema de protección sísmica, formado por apoyos deslizantes sobre las cepas y amortiguadores viscoelásticos en los estribos que actúan longitudinalmente absorbiendo las vibraciones sísmicas. Estos disipadores tienen comportamiento no-lineal ya que tanto la fuerza de tracción como de compresión que ellos suministran es función de la velocidad relativa entre sus extremos. Junto con todas estas peculiares características, se ha instalado en él un sistema de instrumentos que ha permitido registrar aceleraciones y desplazamientos para sismos de pequeña y mediana intensidad.

La topografía del terreno es bastante abrupta, con una pendiente promedio de  $45^\circ$  en la ladera norte y entre  $26^\circ$  y  $30^\circ$  en la ladera sur, como se observa en la figura 2.2. Por esta razón, y por que el lecho está normalmente seco, se decidió fundar en el fondo de la quebrada y descartar otro tipo de soluciones, como un puente en arco o un puente pórtico con pilas inclinadas.

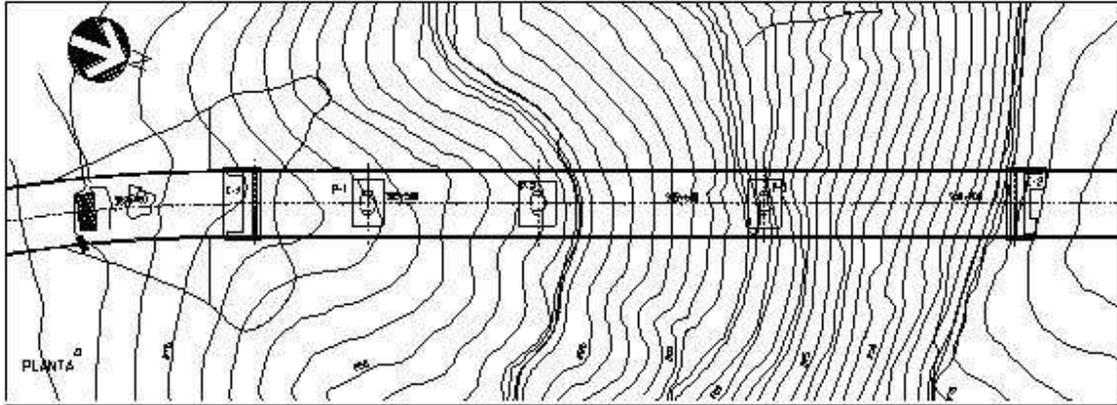


Figura 2.2: Planta del Puente Amolanas

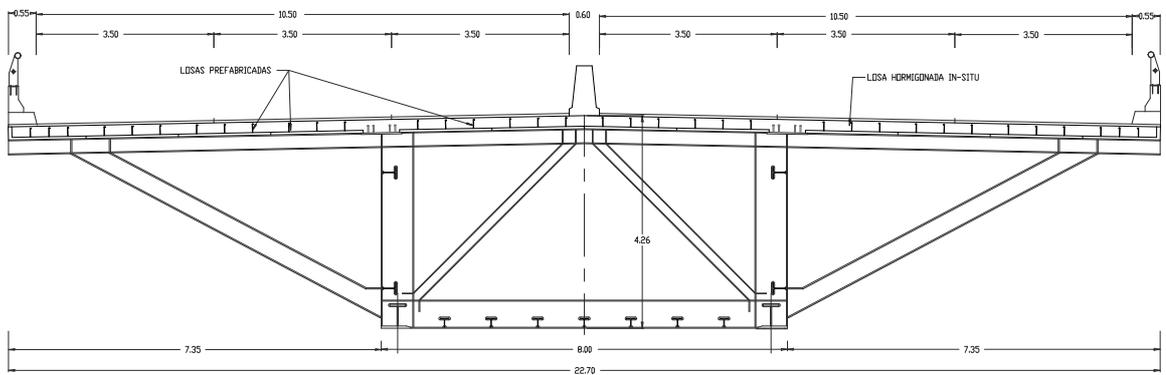
El terreno de cimentación está constituido por rocas sedimentarias de grano fino, brechas y areniscas en parte de tipo conglomerado, las que se presentan plegadas y finamente estratificadas, teniendo una excelente capacidad de carga. Sin embargo, aunque la ladera fue reforzada con pernos de anclaje, la lluvia ha provocado erosiones importantes.

## 2.2 ANTECEDENTES ESTRUCTURALES Y TÉCNICOS.

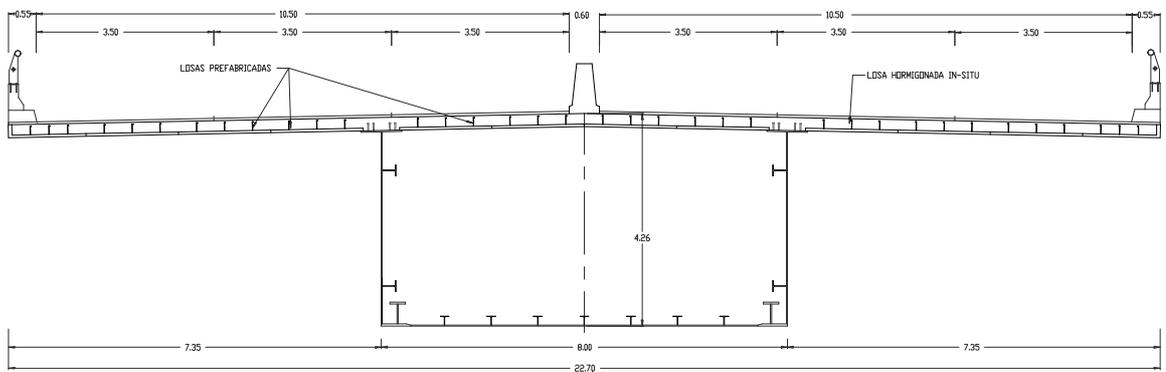
El diseño estructural del Puente Amolanas contempla una sección combinada entre losa pretensada y una viga cajón metálica. El tablero del puente se apoya sobre una viga cajón de acero de 8 metros de ancho por 4 metros de alto, y está conformado por una losa continua de hormigón armado, pretensada longitudinalmente, de 26 centímetros de espesor y 22.70 metros de ancho. La longitud total del puente es de 268 metros, con vanos de 40, 60, 80 y 88, metros de sur a norte. En la figura 2.3 se muestran las secciones transversales de la superestructura.

Las pilas son de hormigón armado con alturas de 22.3, 49.1 y 95.6 metros. Esta última pila aumenta de sección hacia la base en dirección transversal, mientras que en las otras dos pilas, sus fustes mantienen su sección constante. La sección típica de una pila consiste básicamente en un octágono que se angosta en la zona media y ensancha en ambos extremos, superior e inferior. Las fundaciones son rectangulares, de hormigón armado y constituidas por zapatas de 16.0x11.5x4.0 en la Pila 1, 15.5x13.0x4.0 en la Pila 2 y 16.5x12.0x4.0 en la Pila 3. En las figuras 2.4 y 2.5 se presentan los detalles geométricos típicos de las pilas.

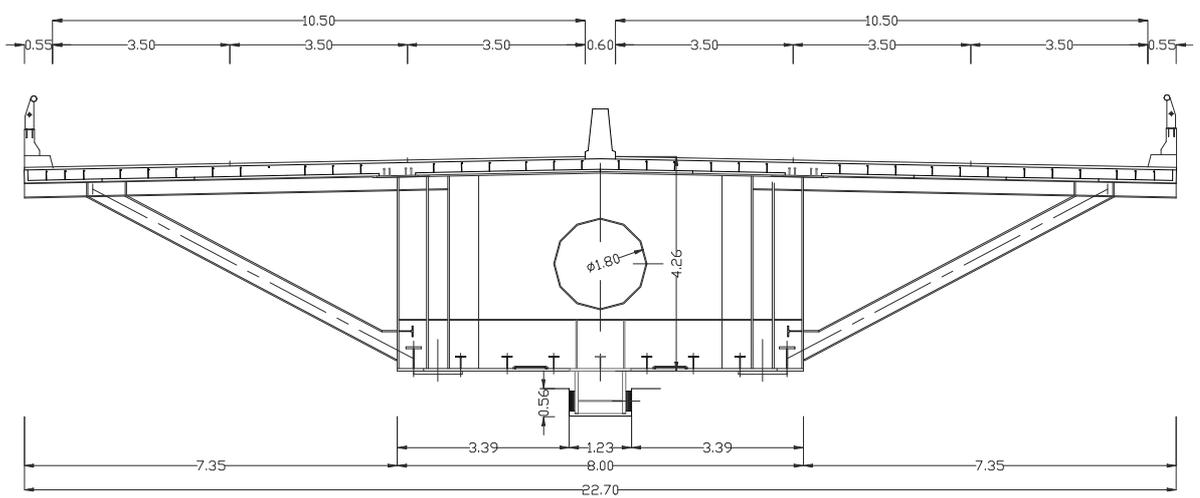
Las especificaciones técnicas que se utilizaron para el diseño y posterior construcción del Puente Amolanas se muestran en la Tabla 2.1.



SECCION TRANSVERSAL POR DIAFRAGMA (CADA 4.00 m)



SECCION TRANSVERSAL ENTRE DIAFRAGMAS



SECCION TRANSVERSAL POR RIOSTRA SOBRE PILA 2

Figura 2.3: Secciones transversales del Puente Amolanas



Tabla 2.1: Especificaciones Técnicas del Puente Amolanas

<b>ITEM</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>ESPECIFICACIÓN</b>
<b>I.</b>	<b>Hormigones</b>	
I.1	Emplantillado	H-25
I.2	Fundaciones y Elevaciones de Estribos	H-30
I.3	Fundaciones Cepas	H-30
I.4	Elevaciones de las Cepas	H-35
I.5	Losa Pretensada	H-40
I.6	Losa Prefabricada	H-30
<b>II.</b>	<b>Aceros</b>	
II.1	Armaduras	A63-42H con resaltes (S.I.C.)
II.2	Acero Pretensado	$\Phi$ 0.6" ASTM A-416
II.3	Longitud Mínima de Anclajes y Traslapos	Según AASHTO-96
II.4	Acero Estructural Cajón	A-588 grado B patinable
II.5	Acero Barandas	A37-24 ES galvanizadas
<b>III.</b>	<b>Recubrimientos</b>	
III.1	Fundaciones Cepas y Estribos	5.00 cm
III.2	Elevaciones Cepas y Estribos	5.00 cm
III.3	Losa Cajón Superior	3.00 cm
III.4	Losa Cajón Inferior	2.50 cm
<b>IV.</b>	<b>Pavimento</b>	
IV.1	Pavimento	Bituminoso e = 5 cm
<b>V.</b>	<b>Camión Estándar y UDL</b>	
V.1	Camión Estándar y UDL	HS 20-44 + 20% (AASHTO-96)

### 2.3 ANTECEDENTES DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Por la gran dimensión de este puente, el cajón metálico se construyó sobre la tierra en la ladera sur y el proceso de montaje consistió en lanzar desde el estribo sur, en distintas etapas, la superestructura metálica hacia el estribo norte, poniendo apoyos especiales y gatos hidráulicos cuya función fue empujar el cajón metálico por encima de las pilas, previamente construidas, hasta su posición final.

Una vez terminado el proceso de empuje del cajón metálico, se dispusieron losas pretensadas de hormigón, de dimensiones 3.82 x 1.82 x 0.26 metros para posteriormente concretar una losa postensada transversalmente. La estructura metálica se apoya sobre elementos deslizantes, ubicados sobre las cepas 1 y 2 y en ambos estribos. Además, en las cepas existen topes laterales de hormigón que confinan lateralmente la viga a través de elementos deslizantes de teflón y acero inoxidable.

La construcción del Puente Amolanas estuvo a cargo de la empresa Constructora Sacyr Chile S.A. La fabricación y pre montaje de la estructura metálica estuvo a cargo de la maestranza EDYCE de Concepción, desde donde se transportó en tramos de cuatro metros, terminándose su construcción in situ. La tecnología empleada en el lanzamiento de la estructura metálica fue subcontratada a la empresa suiza VSL. Por otra parte, el control de calidad de la estructura metálica y del pretensado de las losas estuvo a cargo del IDIEM de la Universidad de Chile.

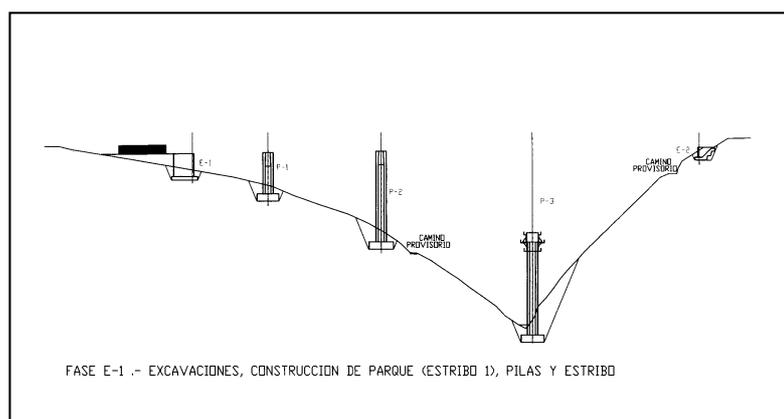


Figura 2.6: Etapa 1 del lanzamiento de la viga cajón

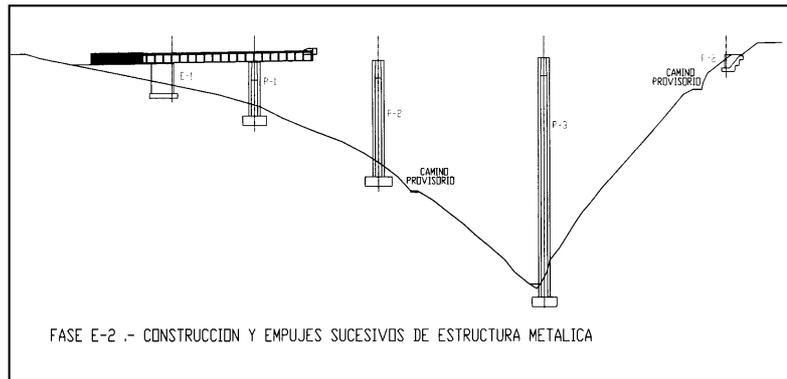


Figura 2.7: Etapa 2 del lanzamiento de la viga cajón

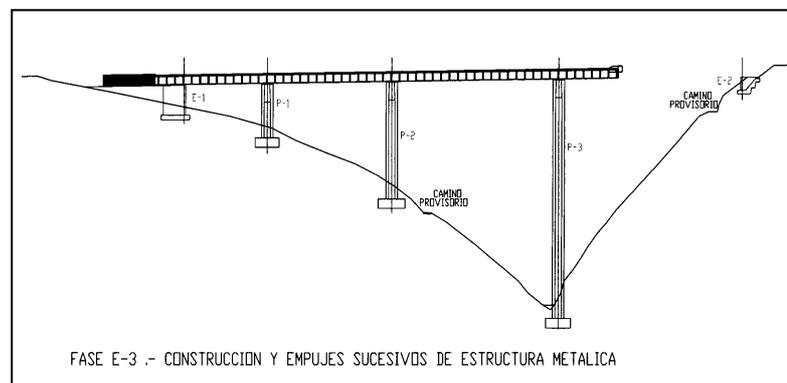


Figura 2.8: Etapa 3 del lanzamiento de la viga cajón

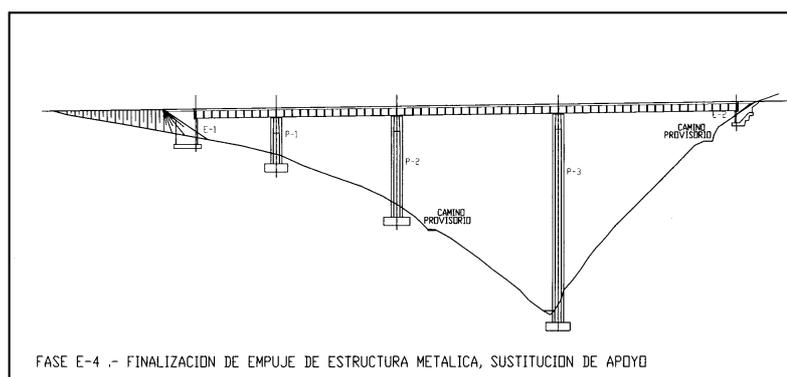


Figura 2.9: Etapa 4 del lanzamiento de la viga cajón

## 2.4 ANTECEDENTES DEL SISTEMA DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Junto con la gran altura, el puente Amolanas cuenta con otra particularidad, la incorporación de un sistema de protección sísmica. Este sistema está conformado por apoyos deslizantes en el sentido longitudinal y amortiguadores no-lineales sobre los estribos. Este sistema tiene como objetivo reducir los grandes desplazamientos y esfuerzos internos producto de movimientos telúricos de gran magnitud.

### 2.4.1 Amortiguadores no-lineales

Los amortiguadores viscoelásticos, dos en cada estribo, suministran fuerzas de tracción y compresión, cuyo valor es función de la velocidad relativa entre sus extremos. La fuerza transmitida por los dispositivos depende solamente de la velocidad y teóricamente no varía con la posición del pistón del amortiguador o su ángulo de orientación. Esta fuerza responde a la relación que se muestra en la figura 2.5.

$$F = 3000 \cdot V^{0.15} \pm 15\%$$

donde  $F$  : fuerza transmitida en [kN]

$V$  : velocidad en [m/s]

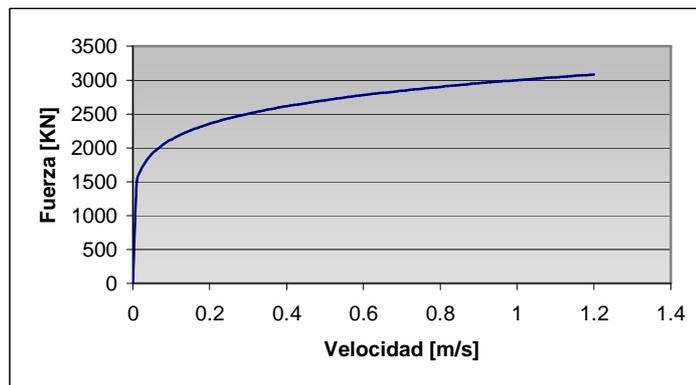


Figura 2.10: Gráfico Fuerza v/s Velocidad para los amortiguadores

Los dispositivos están compuestos, a grandes rasgos, por un cilindro hermético con un pistón relleno con silicona inerte, la que disipa energía en forma viscosa con su movimiento. De acuerdo al fabricante, estas propiedades no presentan grandes variaciones con los cambios de temperatura.

El proveedor de los amortiguadores fue Taylor Devices Inc., empresa norteamericana especialista en la fabricación de este tipo de dispositivos. El diseño de los amortiguadores se basa en la tecnología aeroespacial desarrollada para el Proyecto MX y el Bombardero Stealth. Las características específicas de los amortiguadores del Puente Amolanas son, según el fabricante, las siguientes:

- Están diseñados y contruidos para no necesitar ningún tipo de mantención durante la vida útil de la estructura (75 años).
- El desplazamiento máximo (carrera) permitido desde la situación de reposo es de  $\pm 200$  [mm].
- La fuerza axial máxima total que transmiten los dispositivos a los estribos es de 300 [ton] ó 3000 [kN] de tracción o compresión con el pistón totalmente extendido, retraído o en cualquier situación intermedia.
- Pueden funcionar sin ningún problema a la intemperie, con temperaturas entre  $-10^{\circ}\text{C}$  y  $+50^{\circ}\text{C}$ , distintos grados de humedad y condiciones ambientales de lluvia, nieve, hielo, ambiente salino, etc.
- Los materiales cumplen con las normas de resistencia y protección contra la corrosión y agentes ambientales que garantizan el correcto funcionamiento durante su vida útil.
- Soportan cualquier aceleración lateral de 1g en cualquier dirección y situación en que se encuentre el pistón.
- Los aparatos son totalmente herméticos. Las pérdidas que se pudiesen producir en la vida útil no afectan su funcionamiento.

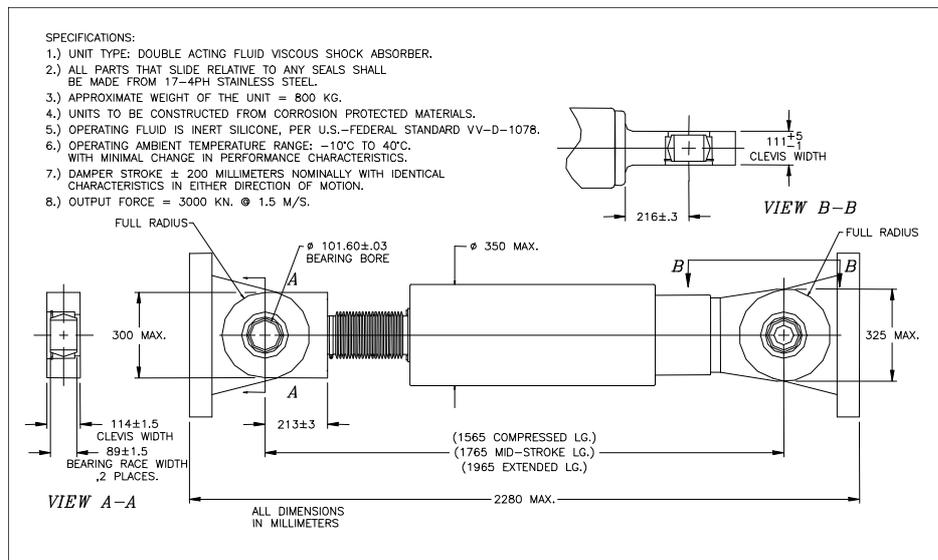


Figura 2.11: Esquema del amortiguador

## 2.4.2 Apoyos elastoméricos

Los apoyos elastoméricos o aisladores sísmicos son de neopreno, teflón y acero siendo éstos dos últimos los que le dan la fricción al elemento. Mientras que la pila tres tiene una conexión fija al tablero, las pilas uno y dos, además de los estribos norte y sur, presentan aisladores entre su cabeza y el tablero. Éstos siguen una ley constitutiva que se esquematiza en la figura 2.12 y según la memoria de cálculo de Fernández Casado presentarían un coeficiente de roce dinámico de 2.5%.

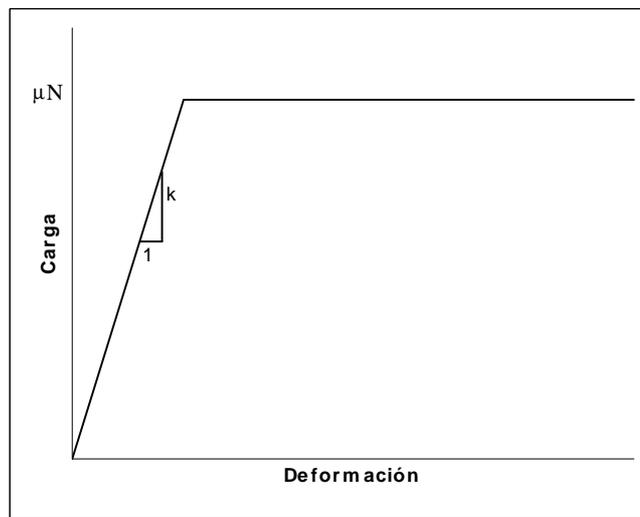


Figura 2.12: Ley constitutiva de apoyos elastoméricos

donde,

$N$  = carga axial en apoyo

$k$  = rigidez de apoyo

$\mu$  = coeficiente de roce

El coeficiente de roce varía asintóticamente con la velocidad conforme a la siguiente ley de comportamiento:

$$\mu(v) = \mu_{rap} - (\mu_{rap} - \mu_{lento}) * e^{-r*v} \quad \text{Ec. (2.1)}$$

donde,

$v$  = velocidad.

$\mu_{rap}$  = coeficiente de roce para velocidades altas.

$\mu_{lento}$  = coeficiente de roce para velocidades lentas.

$r$  = inverso de la velocidad característica de deslizamiento.



Figura 2.13: Fotografía de un apoyo tipo del Puente Amolanas

Tabla 2.2: Dimensiones y materiales utilizados en los apoyos

TABLA DE DIMENSIONES												
	TIPO	VMAX (KN)	MOVIMIENTO	REF.	TH	T5	L5	B5	D1	D2	DU	DU1
ESTRIBO 1	PLE-300	3500	±180	E1AS	140.5	60	1021	520	450	500	540	1290
ESTRIBO 2	PL-800	8000	±190	E2AS	154.5	61	1091	750	670	750	790	790
PILA 1	PLE-1300	13000	±165	P1AS	169.5	62	1391	955	850	955	995	1745
PILA 2	PLE-1200	12000	±135	P2AS	172.5	68	1452	917	817	917	957	1707

Dimensiones en mm.

CANTIDAD	DESCRIPCION	KEY	MATERIAL/NORM
2	Chapas de centraje ( No suministradas )	21	S355 JR UNE-EN 10025:1994
1	P.T.F.E.	20	PTFE ASTM D 4894-91a
1	Chapa acero inoxidable STUD Ø19x150	19	Acero inoxidable AISI-304
9	Pernos de anclaje	18	
1	Placa inferior ( No suministrada ) e=25 mm.	17	S355 JR UNE-EN 10025:1994
4	Varilla roscada M-16	16	Calidad 8.8 DIN-975
8	Arandela M-16	15	DIN-125
8	Tuerca M-16	14	DIN-934
6	Arandela M-20	13	DIN-125
6	Tornillo hexagonal M-20	12	Calidad 8.8 DIN-933
12	Arandela M-10	11	DIN-125
12	Tornillo hexagonal M-10	10	Calidad 8.8 DIN-933
2	Placa de fijacion	09	S355 JR UNE-EN 10025:1994
2	Barra de sujeccion	08	F-1110
1	Anillo de cobre	07	
1	Neopreno esponjoso	06	
1	Disco de neopreno	05	Natural rubber nr 287/50 sh50±5
1	Placa superior acero inoxidable	04	Acero inoxidable AISI-304
1	Pot	03	S355 JR UNE-EN 10025:1994
1	Piston	02	S355 JR UNE-EN 10025:1994
1	Placa superior	01	S355 JR UNE-EN 10025:1994

## 2.5 INSTRUMENTACIÓN DEL PUENTE AMOLANAS

El Puente Amolanas cuenta con equipos para medir aceleraciones y desplazamientos durante sismos de pequeña, mediana y alta intensidad. La instrumentación corresponde a una red local de 12 acelerógrafos y 4 sensores de desplazamiento.

### 2.5.1 Acelerógrafos

Los acelerógrafos son Kinematics Episensor ES-U y sólo pueden tomar registros en una dirección, es decir, son uniaxiales. Tres instrumentos se encuentran en campo libre, ortogonales entre sí y los nueve restantes están ubicados en lugares predeterminados del puente. El encargado de encontrar la configuración inicial para los equipos fue Leiva (2002), basándose en un análisis de microvibraciones del puente realizado el 2001. Estos sensores están conectados a una unidad de registro Kinematics Altus K2.

El acelerómetro utilizado es un condensador de placa cuya carga está constantemente siendo medida y que es modificada debido a las aceleraciones a las cuales está sometido el sistema. Esta variación se transforma en un voltaje proporcional a las aceleraciones que actúan sobre el sensor. Presenta rangos seleccionables de grabación de 0.25g, 0.5g, 1g, 2g y 4g.

La denominación y distribución inicial de los acelerómetros se presenta en la siguiente tabla y en la figura 2.9.

Tabla 2.3: Denominación y distribución de los acelerómetros en el Puente Amolanas (2001)

Nº	UBICACIÓN INICIAL	DIRECCIÓN
1	Pozo Campo Libre	Longitudinal
2	Pozo Campo Libre	Vertical
3	Pozo Campo Libre	Transversal
4	Eje de Estribo Norte	Longitudinal
5	Eje de tablero frente a Estribo Norte	Longitudinal
6	Cabezal de Pila 3	Transversal
7	Extremo de tablero sobre Pila 2	Transversal
8	Eje de tablero sobre Pila 2	Vertical
9	Eje de tablero a 44 metros de Estribo Norte	Vertical
10	Cabezal de Pila 1	Longitudinal
11	Eje de tablero sobre Pila 1	Longitudinal
12	Extremo de tablero sobre Pila 3	Transversal

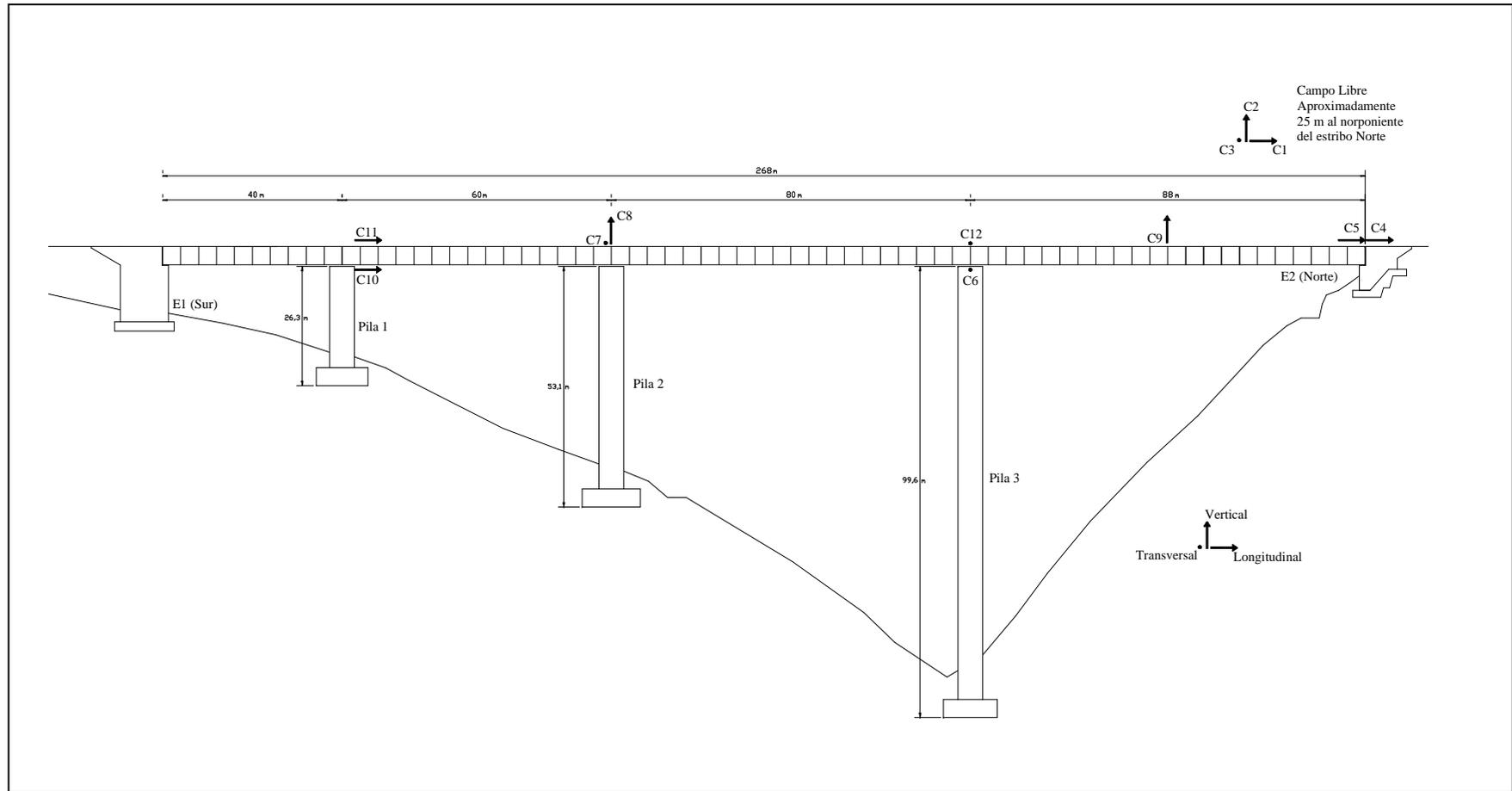


Figura 2.14: Ubicación de los acelerómetros en el Puente Amolanas (2001)

Los sensores 1, 2 y 3 se encuentran en campo libre y su destino es medir la excitación a la cual es sometida la estructura en sus tres direcciones.

La función de los sensores 4 y 5 es mostrar el movimiento longitudinal relativo que existe entre el estribo norte y la parte del tablero que se encuentra en ese mismo lugar. El mismo objetivo cumplen los canales 10 y 11: medir la diferencia del movimiento entre la pila 1 y el tablero sobre ésta.

Para verificar el comportamiento de la conexión sobre la pila 3, donde existe una conexión fija, se ubicaron dos canales, el 6 y el 12, midiendo las diferencias de movimiento transversal entre el tablero y la pila 3.

Para medir las aceleraciones verticales de la superestructura y medir el efecto de la amplificación que se produce con respecto a las aceleraciones de campo libre, se colocaron los acelerómetros 8 y 9 en el puente.

El 21 de Diciembre de 2005, el canal 12 fue trasladado al centro del vano existente entre las cepas 2 y 3 manteniendo su dirección transversal, el motivo de este nuevo posicionamiento es medir las aceleraciones laterales del tablero en ese punto ya que existe una gran longitud entre los apoyos. Asimismo, el 19 de Diciembre de 2007 el canal 11 fue cambiado de dirección, manteniendo su posición inicial, registrando movimientos en el sentido transversal del puente. Con estos nuevos cambios en las posiciones y direcciones de algunos sensores la configuración actual se muestra en la tabla 2.4 y figura 2.10.

Tabla 2.4: Denominación y ubicación actual de los acelerómetros en el Puente Amolanas (2008)

<b>Nº</b>	<b>UBICACIÓN ACTUAL</b>	<b>DIRECCIÓN</b>
1	Pozo Campo Libre	Longitudinal
2	Pozo Campo Libre	Vertical
3	Pozo Campo Libre	Transversal
4	Eje de Estribo Norte	Longitudinal
5	Eje de tablero frente a Estribo Norte	Longitudinal
6	Cabezal de Pila 3	Transversal
7	Extremo de tablero sobre Pila 2	Transversal
8	Eje de tablero sobre Pila 2	Vertical
9	Eje de tablero a 44 metros de Estribo Norte	Vertical
10	Cabezal de Pila 1	Longitudinal
11	Eje de tablero sobre Pila 1	Transversal
12	Eje de tablero a 128 metros de Estribo Norte	Transversal

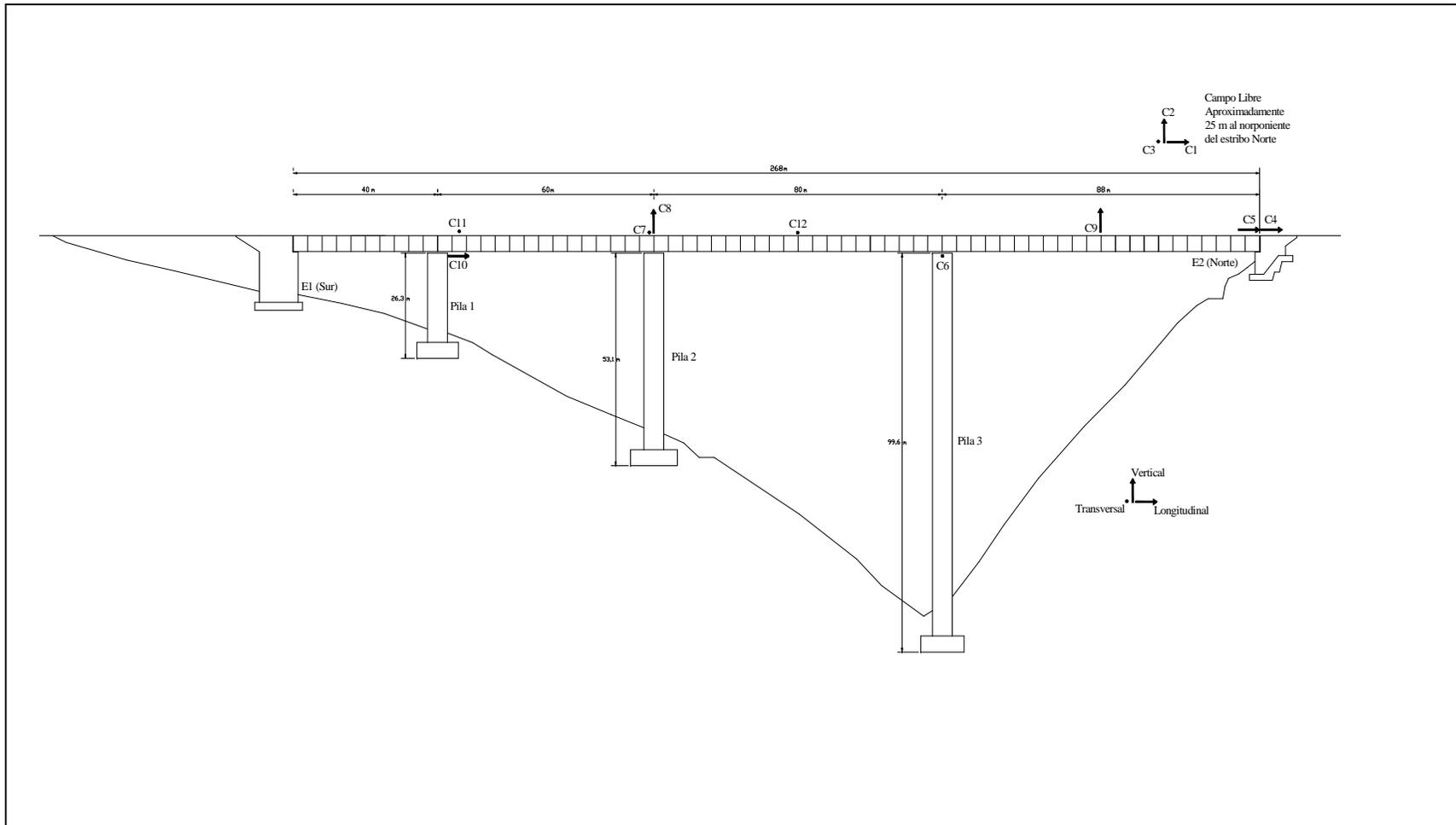


Figura 2.15: Ubicación de los acelerómetros en el Puente Amolanas (2008)

### 2.5.2 Sensores de desplazamiento

Los cuatro sensores de desplazamiento son Celesco modelo PT510 y están conectados a un equipo registrador de 16 canales Data Logger LogBook-300 de IOTech. La ubicación y dirección de estos sensores se muestra en la tabla 2.5.

Tabla 2.5: Denominación y ubicación de los sensores de desplazamiento

<b>N°</b>	<b>UBICACIÓN</b>	<b>DIRECCIÓN</b>
1	Eje Tablero sobre Pila 2	Longitudinal
2	Eje Estribo Norte	Longitudinal
3	Eje Estribo Sur	Longitudinal
4	Eje Tablero sobre Pila 1	Longitudinal

Este modelo puede medir hasta 15” (38.1cm), con una precisión de 0.15% de la máxima medición, es decir, 0.57mm de error, cifra adecuada para los alcances del estudio. La salida de datos es análoga de 0-5V EN señal lineal y se alimenta con 12V. El cable recomendado por el fabricante es un AWG16 de tres conductores, apantallado.

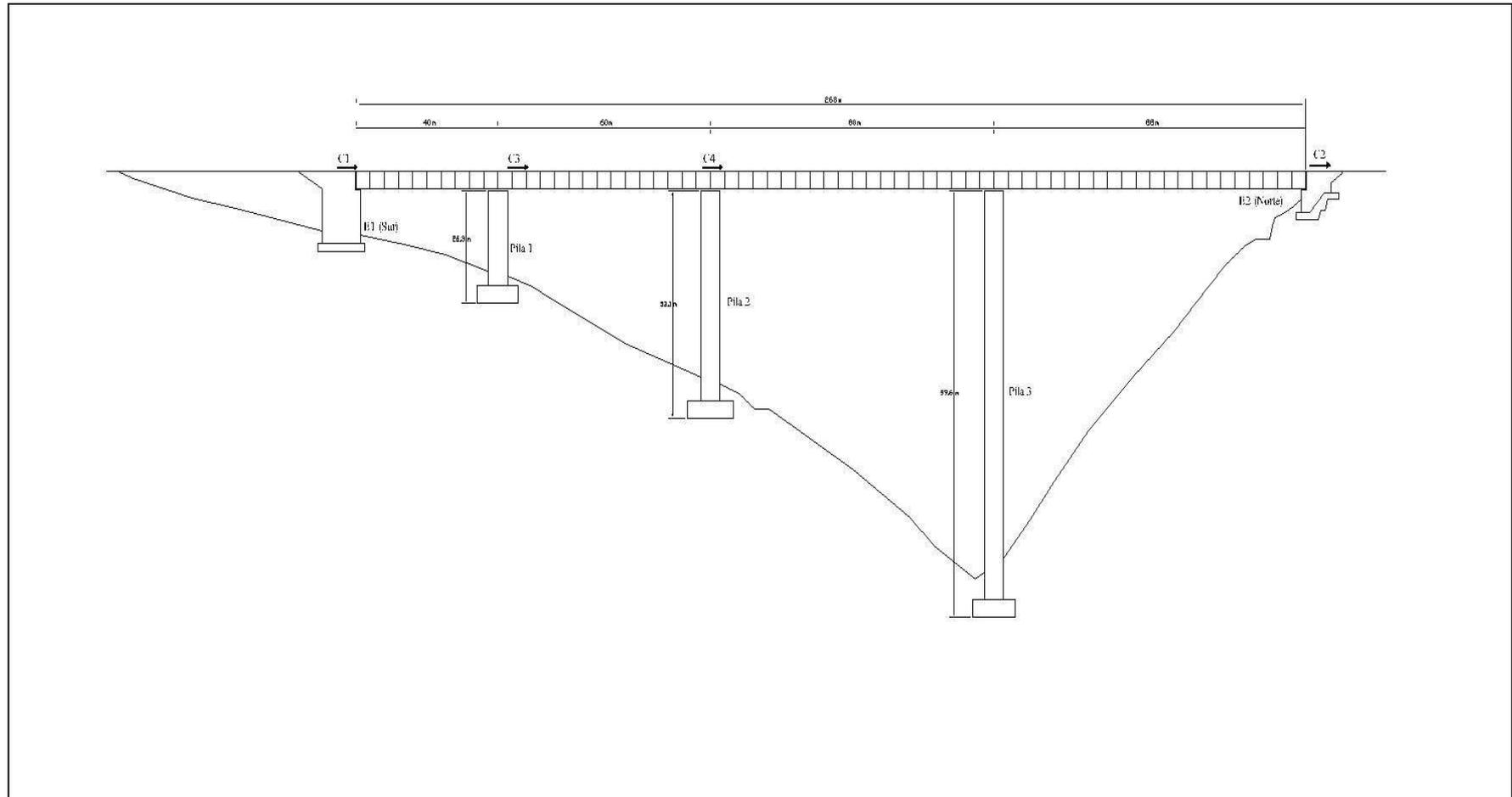


Figura 2.16: Ubicación de los sensores de desplazamiento

## CAPÍTULO 3: ACTUALIZACIÓN DE BASE DE DATOS DE REGISTROS SÍSMICOS.

### 3.1 BASE DE DATOS

En este capítulo se realiza una actualización de la base de datos incluyendo los sismos ocurridos después del 01/03/2005 de magnitud Richter mayor que 5.5 grados. En trabajos de título ya desarrollados (Beltrán 2003 y Sepúlveda 2005), se encuentra el registro de los sismos anteriores a la fecha indicada.

Los eventos que caen dentro de la clasificación antes mencionada son cinco y se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Base de Datos

Fecha reg.	Hora Local	Epicentro		Profundidad (Km.)	Magnitud Richter	Referencia Geográfica
		Latitud	Longitud			
12/10/2006	14:05:56	31°20'38''S	71°42'39''W	37.2	6.2	61 Km al NO de Illapel
15/10/2006	22:33:34	30°18'10''S	71°28'19''W	47.1	5.8	41 Km al NO de Ovalle
02/03/2007	10:07:29	30°52'47''S	71°40'55''W	33.1	5.7	50 Km al SO de Ovalle
29/03/2007	13:09:03	31°36'35''S	72°07'40''W	24.1	5.7	92 KM al O de Illapel
28/06/2007	15:25:20	31°58'58''S	71°29'20''W	66.9	5.8	50 Km al SO de Ovalle

La ubicación geográfica del Puente Amolanas es la siguiente:

Latitud : 31°11'55''  
Longitud : 71°36'42''

Gracias a la instrumentación que presenta el puente, se puede contar con todos los registros de aceleración y algunos de desplazamiento de estos sismos, excepto los del sensor 11, que no estaba operativo. El número de muestras por segundo es de 200 para el caso de aceleraciones y 10 para desplazamientos.

Cabe destacar que el sismo de mayor magnitud, de ahora en adelante 061012, es el evento que se estudia a fondo en este trabajo.

### 3.2 ANÁLISIS DE ACELERACIONES

En este punto se estudia y analiza las características de los distintos sismos registrados y el comportamiento de la estructura frente a estos movimientos. Para llevar a cabo dicho estudio y análisis se presentan los siguientes datos:

#### 3.2.1. Aceleraciones máximas de cada canal para cada sismo y en cada dirección.

Tabla 3.2: Aceleraciones máximas por cada canal (g)

Dirección	Longitudinal					Vertical			Transversal			
Canal	1	4	5	10	11	2	8	9	3	6	7	12
12/10/2006	0,114	0,136	0,055	0,09	0,000	0,054	0,139	0,168	0,134	0,125	0,134	0,214
15/10/2006	0,025	0,023	0,011	0,012	0,000	0,006	0,009	0,033	0,015	0,012	0,013	0,019
02/03/2007	0,079	0,077	0,025	0,048	0,000	0,03	0,030	0,061	0,075	0,040	0,039	0,068
29/03/2007	0,017	0,013	0,014	0,023	0,000	0,007	0,008	0,025	0,018	0,012	0,014	0,012
28/06/2007	0,044	0,053	0,016	0,024	0,000	0,018	0,025	0,033	0,049	0,029	0,028	0,037

Como se puede apreciar en la tabla 3.2, el canal 11 no registró datos. Esto fue debido a que sufrió una desconexión y no fue reconectado hasta la última visita realizada por el encargado de esta red de acelerógrafos, momento en el cual también se le cambió de posición. Valiosa información se pierde al no contar con estos datos.

También se aprecia que el sismo 061012 registró una aceleración de casi un 22% de g en el canal 12 siendo la de mayor magnitud registrada por la red. Con respecto a los datos de los canales ubicados en campo libre (1, 2 y 3) el sismo que presenta las mayores aceleraciones es nuevamente tal registro. También cabe destacar que las aceleraciones transversales del puente son las que presentan las mayores magnitudes y en la dirección vertical las menores.

#### 3.2.2. Dada la posición de los acelerógrafos se pueden sacar relaciones interesantes entre pares de sensores que en su conjunto tengan algún sentido físico. Es por esta razón que se han definido las siguientes relaciones:

- i. C5/C4: razón entre sensores longitudinales del tablero y el estribo norte. Muestra la diferencia de respuesta entre el tablero y el apoyo producto del sistema de aislación.

- ii. C10/C1 y C5/C1: razón entre sensores longitudinal ubicados en el puente y el campo libre. La primera relación muestra la respuesta de la pila 1 con respecto al campo libre mientras que la segunda da a conocer la respuesta del tablero aislado sobre el campo libre.
- iii. C8/C2 y C9/C2: razones verticales que tratan de medir la amplificación de la respuesta vertical en el tablero.
- iv. C8/C9: razón vertical entre sensores ubicados sobre el tablero. Muestra la diferencia de respuesta entre un punto con apoyo y otro ubicado en el medio de un vano.
- v. C7/C3: razón transversal entre sensores ubicados sobre la pila 2 y el campo libre. Muestra la reducción de la respuesta del tablero sobre la pila 2 con respecto al campo libre.
- vi. C12/C3: razón transversal entre sensores ubicados al medio de un vano y el campo libre. Muestra la reducción o amplificación de la respuesta del tablero con respecto al campo libre.
- vii. C6/C3: razón transversal entre sensores ubicados sobre la pila 3 y el campo libre. Muestra la respuesta de la pila 3 con respecto al campo libre.

Todas las relaciones antes mencionadas y sus respectivos resultados se muestran en la tabla 3.3.

Tabla 3.3: Razones de aceleraciones máximas entre puntos de interés

Dirección	Relación	12/10/2006	15/10/2006	02/03/2007	29/03/2007	28/06/2007
Longitudinal	C5/C4	0,40	0,48	0,32	1,08	0,30
	C10/C1	0,79	0,48	0,61	1,35	0,55
	C5/C1	0,48	0,44	0,32	0,82	0,36
Vertical	C8/C2	2,57	1,50	1,00	1,14	1,39
	C9/C2	3,11	5,50	2,03	3,57	1,83
	C8/C9	0,83	0,27	0,49	0,32	0,76
Transversal	C7/C3	1,00	0,87	0,52	0,78	0,57
	C12/C3	1,60	1,27	0,91	0,67	0,76
	C6/C3	0,93	0,80	0,53	0,67	0,59

A continuación se presentan las series de tiempo de aceleraciones para el sismo 061012.

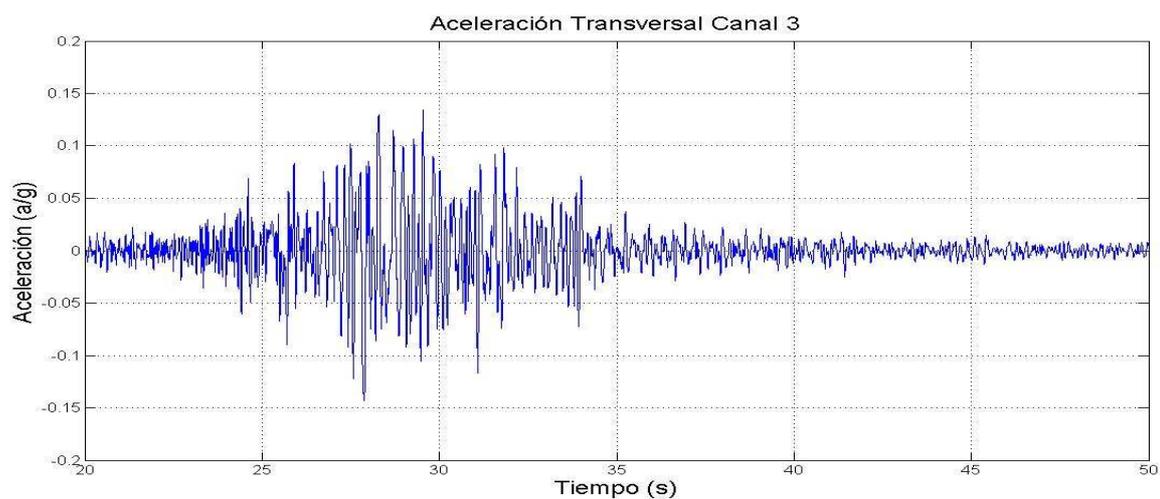
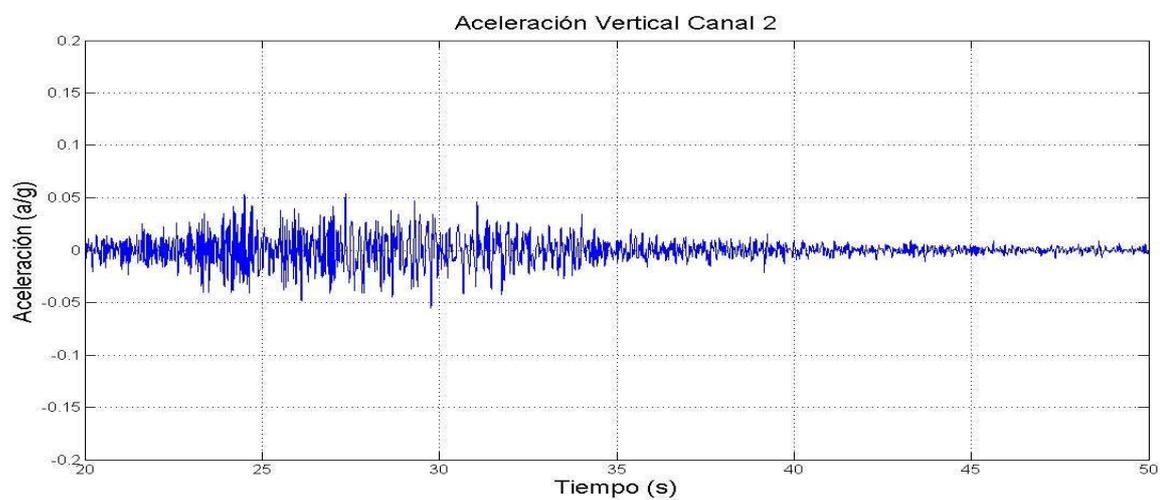
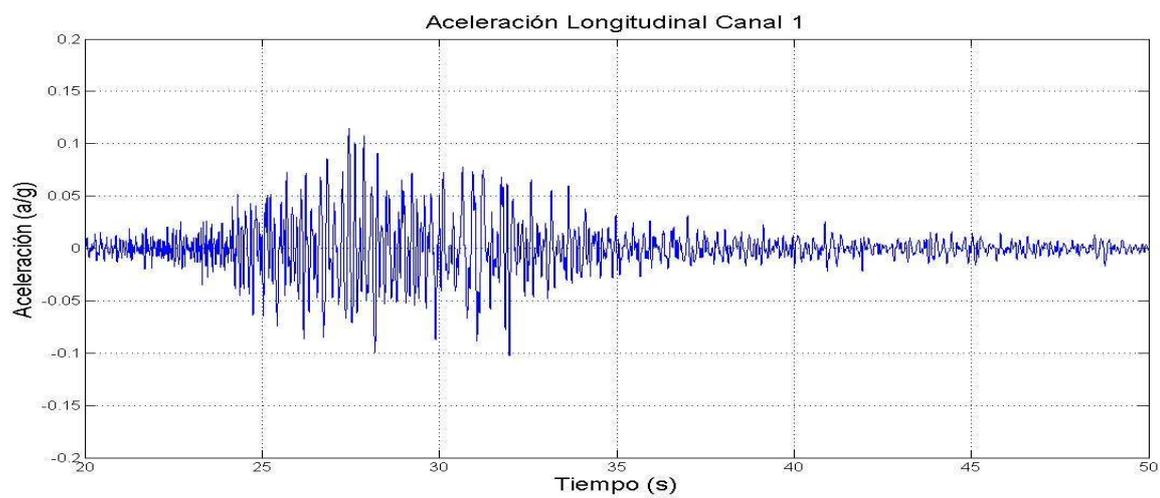


Figura 3.1: Series de tiempo de aceleraciones para canales 1, 2 y 3, campo libre

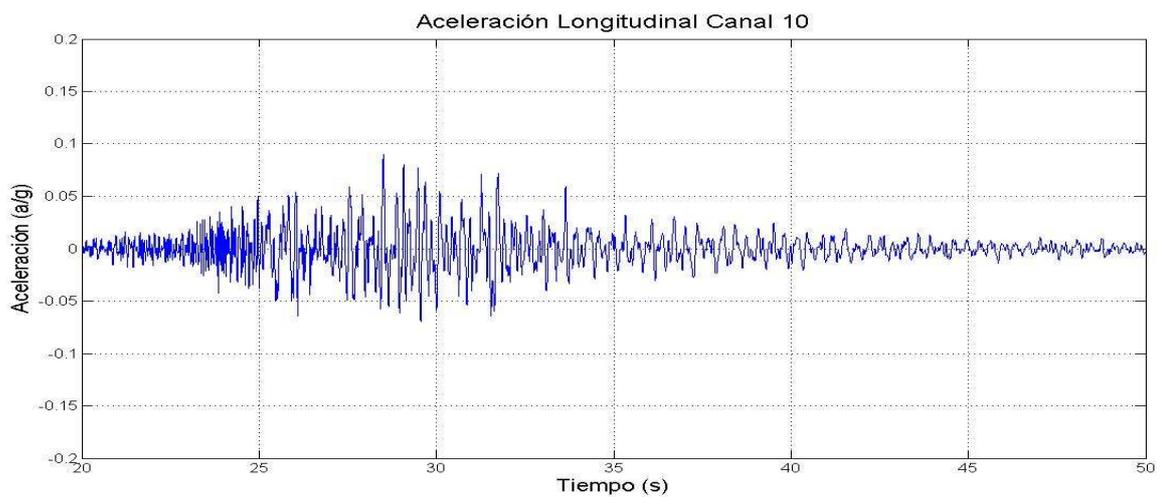
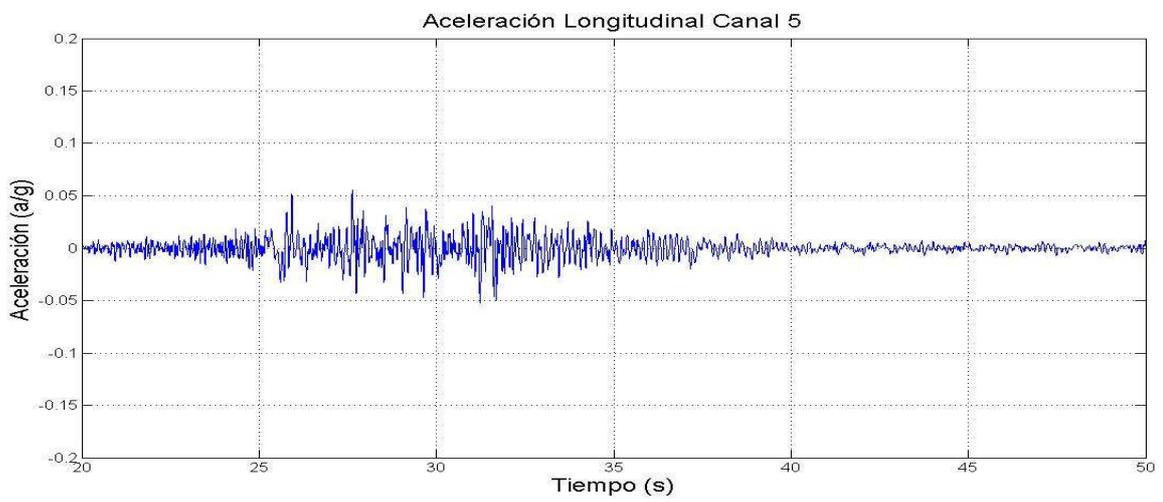
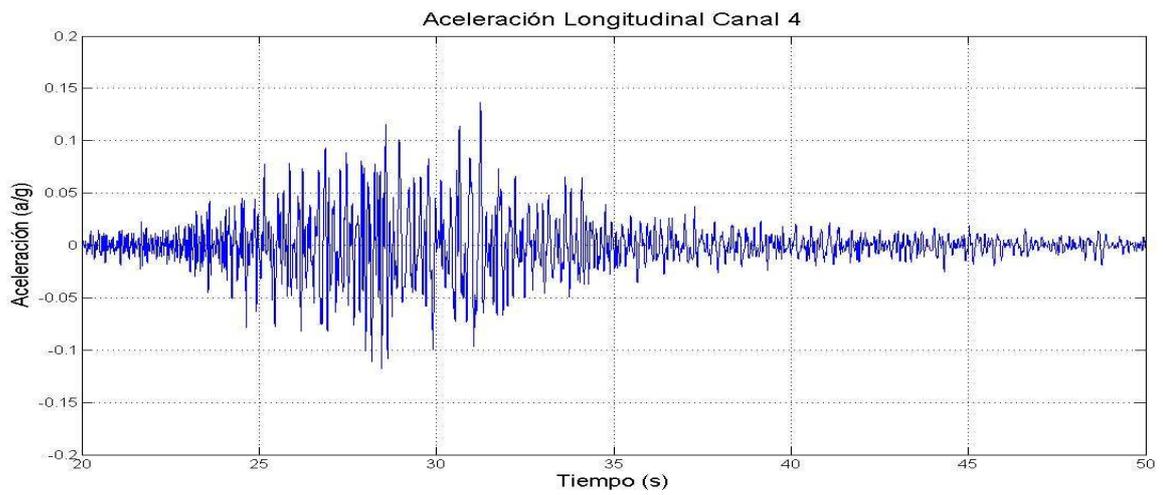


Figura 3.2: Series de tiempo de aceleraciones para canales 4, 5 y 10, dirección longitudinal

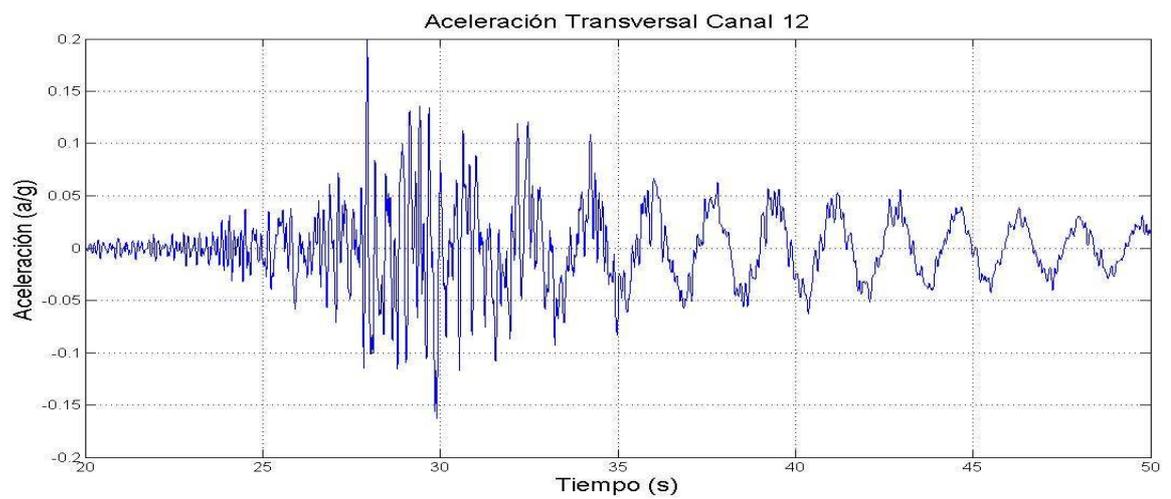
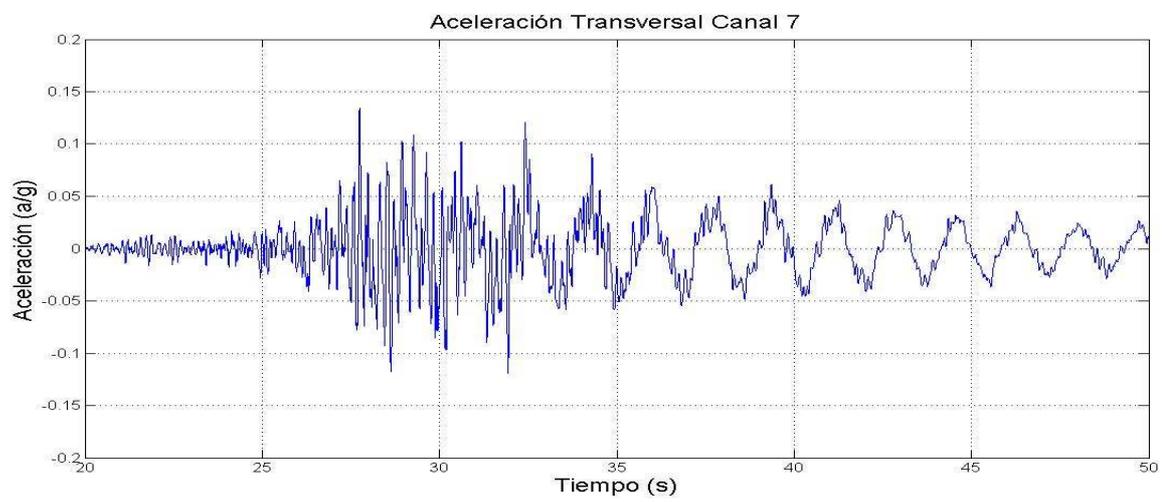
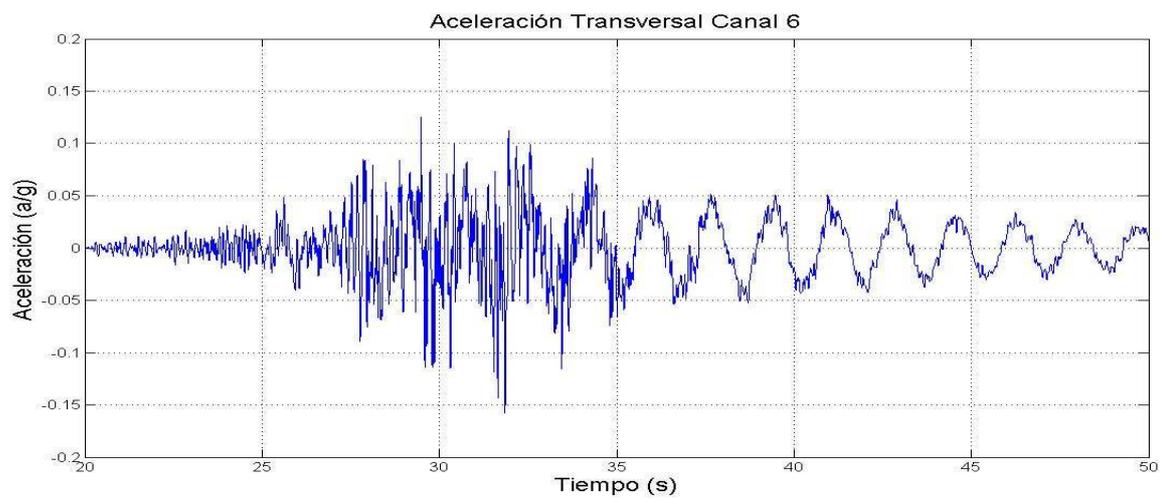


Figura 3.3: Series de tiempo de aceleraciones para canales 6, 7 y 12, dirección transversal

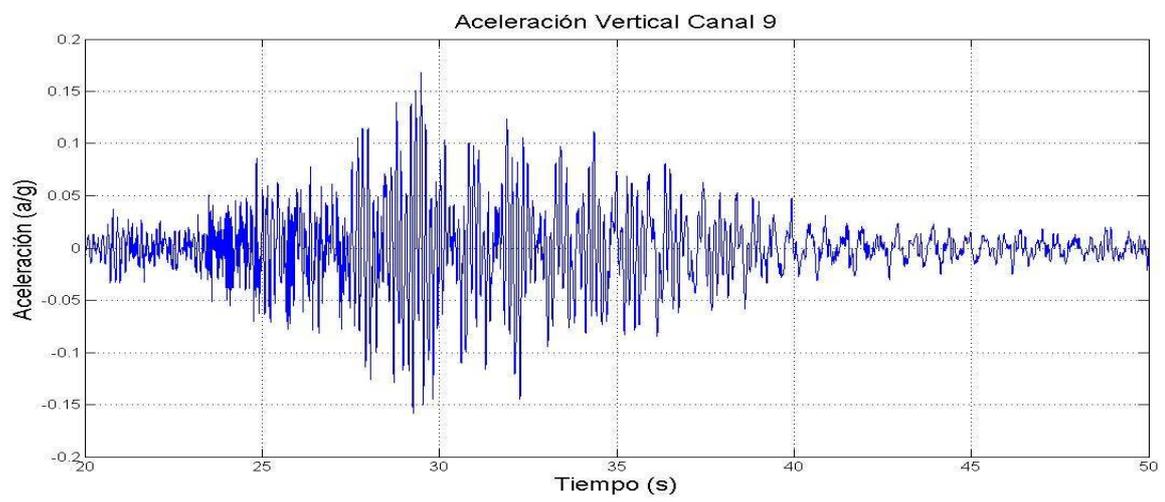
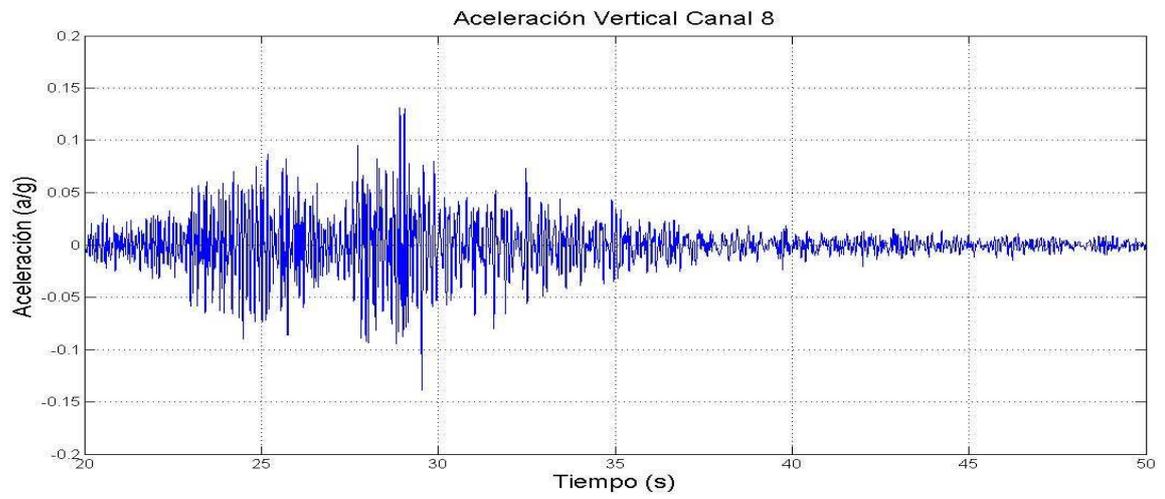


Figura 3.4: Series de tiempo de aceleraciones para canales 8 y 9, dirección vertical

Uno de los objetivos de este capítulo es obtener y caracterizar la respuesta del puente bajo movimientos sísmicos de distintas características, además de determinar la efectividad del sistema de aislación.

Claramente el funcionamiento del sistema de aislación ha sido satisfactorio lo que se ve reflejado en la disminución considerable de las aceleraciones desde la subestructura del puente al tablero de éste. En la dirección longitudinal las aceleraciones se reducen como promedio a un 41%.

El accionar de los amortiguadores se aprecia claramente en la disminución de aceleraciones entre los canales 4 y 5, siendo todas las relaciones entre estos dos canales menores a 1, a excepción del sismo del 29/03/07. De las relaciones C10/C1 y C5/C1 se observa el efecto que presentan los aisladores sobre el tablero, existiendo mayores aceleraciones bajo este sistema de aislación (C10/C1) ratificando el trabajo de éstos.

Las relaciones verticales nos dan a conocer el efecto amplificador que tiene el puente sobre la aceleración de campo libre.

Para las aceleraciones transversales, existe una disminución entre el cabezal de la pila 3 y el campo libre pero esta situación se debe a la gran altura de la pila y no al sistema de protección sísmica.

### 3.3 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS

Junto con disminuir las aceleraciones de la estructura, el sistema de protección sísmica también tiene como finalidad disminuir los desplazamientos. Asimismo se esperan desplazamientos longitudinales relativos controlados debido a la presencia de amortiguadores viscoelásticos y desplazamientos relativos transversales importantes.

La obtención de los desplazamientos se hace a través de la integración de los registros de aceleraciones.

Gracias a la instrumentación del puente, se cuenta con datos experimentales de desplazamiento los cuales serán comparados con los obtenidos mediante la integración. Sólo el registro 061012 presenta dichos registros experimentales por lo cual sólo a este registro se le harán las integraciones correspondientes.

A continuación se presentan los desplazamientos máximos y mínimos obtenidos de la integración, desplazamientos relativos en la dirección longitudinal y series de tiempo de desplazamiento.

Tabla 3.4: Desplazamientos de cada canal obtenidos vía integración

Dirección	Canal	Desplazamientos de cada canal, vía integración	
		Máximo (cms)	Mínimo (cms)
Longitudinal	1	0.306	-0.361
	4	0.306	-0.384
	5	0.345	-0.261
	10	0.379	-0.374
Vertical	2	0.256	-0.162
	8	0.206	-0.314
	9	0.618	-0.574
Transversal	3	1.115	-0.772
	6	3.180	-3.248
	7	3.090	-3.234
	12	3.663	-3.836

Tabla 3.5: Desplazamientos relativos en la dirección longitudinal

Dirección	Canal	Desplazamiento (cms)
Longitudinal	5-4	0.310

Sólo se muestra este desplazamiento relativo ya que es el único que se puede comparar con los sensores de desplazamiento.

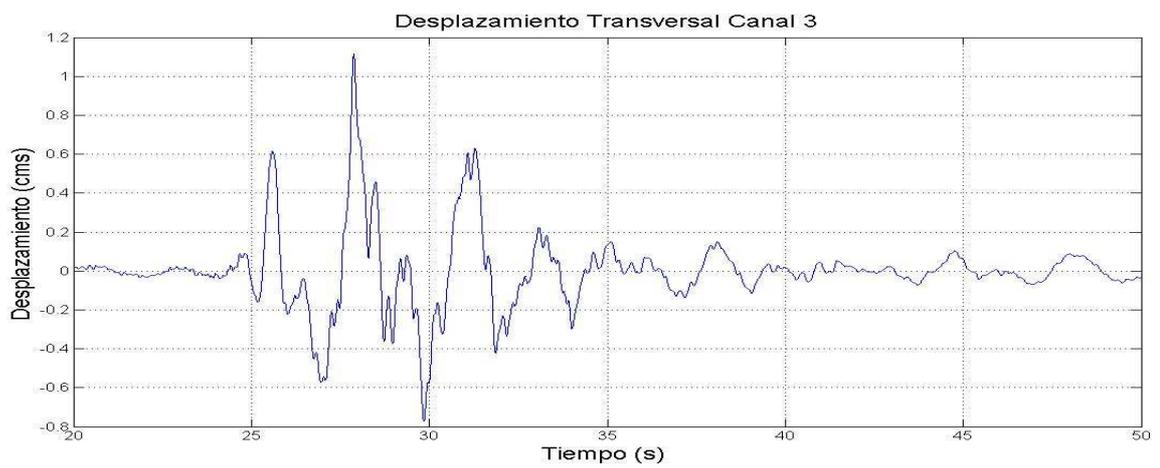
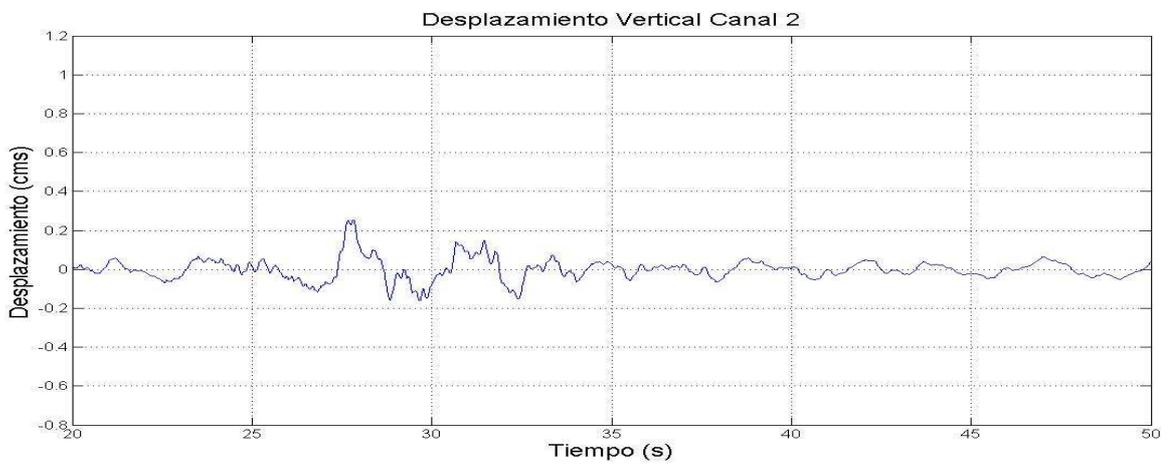
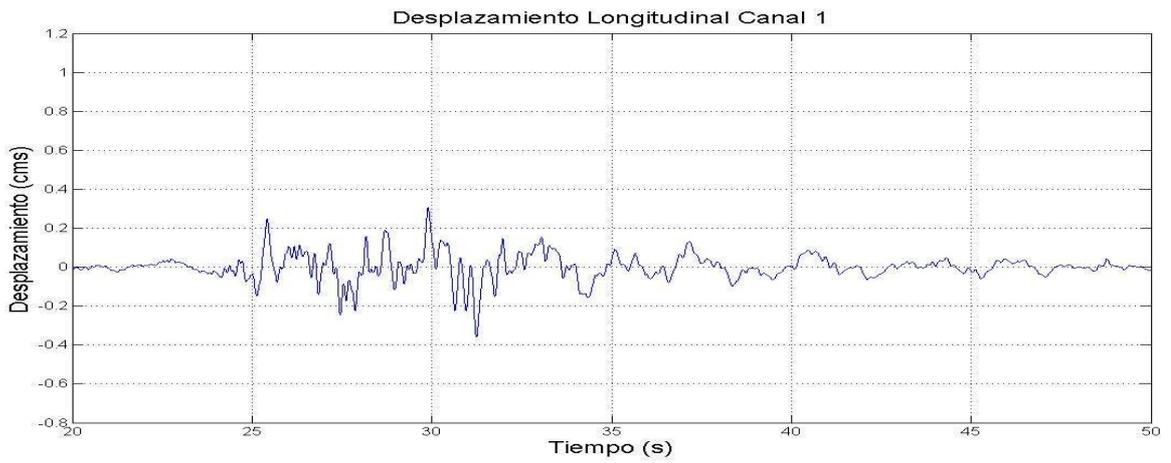


Figura 3.5: Series de tiempo de desplazamiento para canales 1, 2 y 3, campo libre

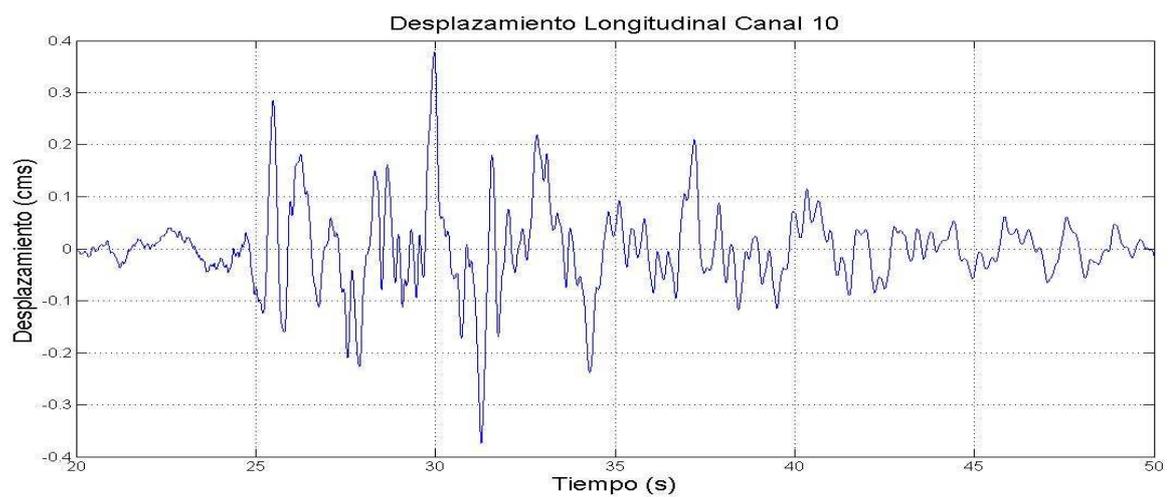
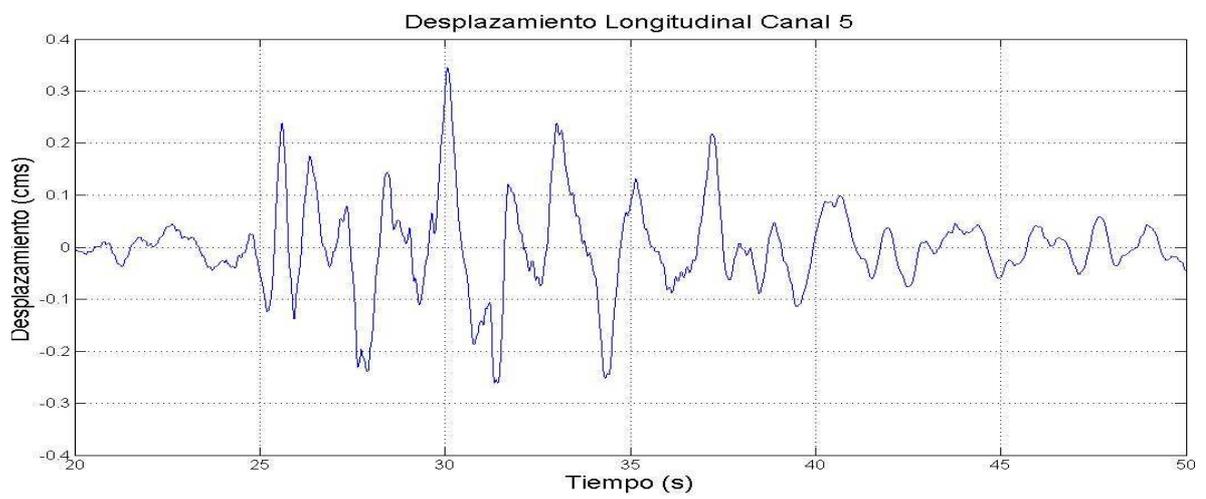
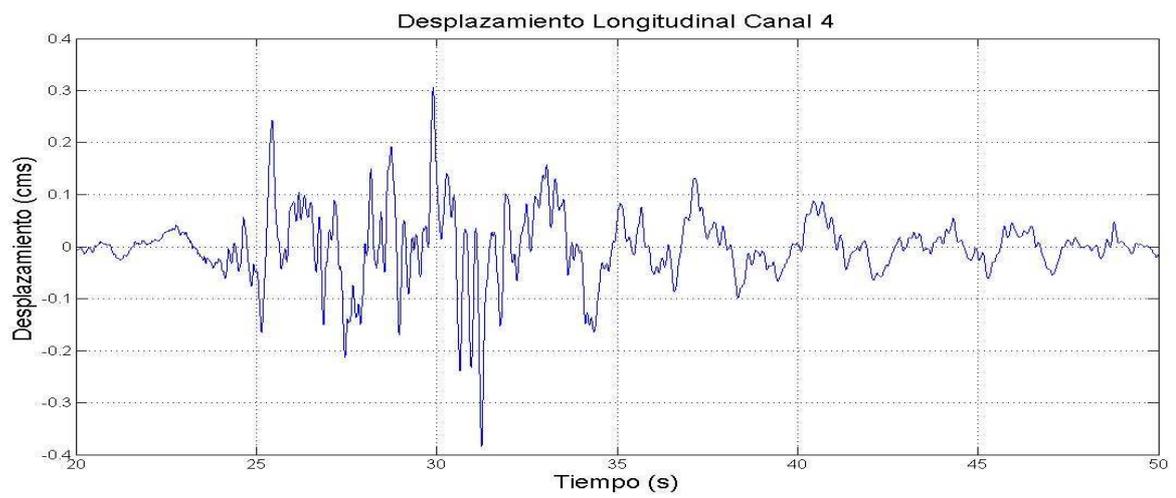


Figura 3.6: Series de tiempo de desplazamiento para canales 4, 5 y 10, dirección longitudinal

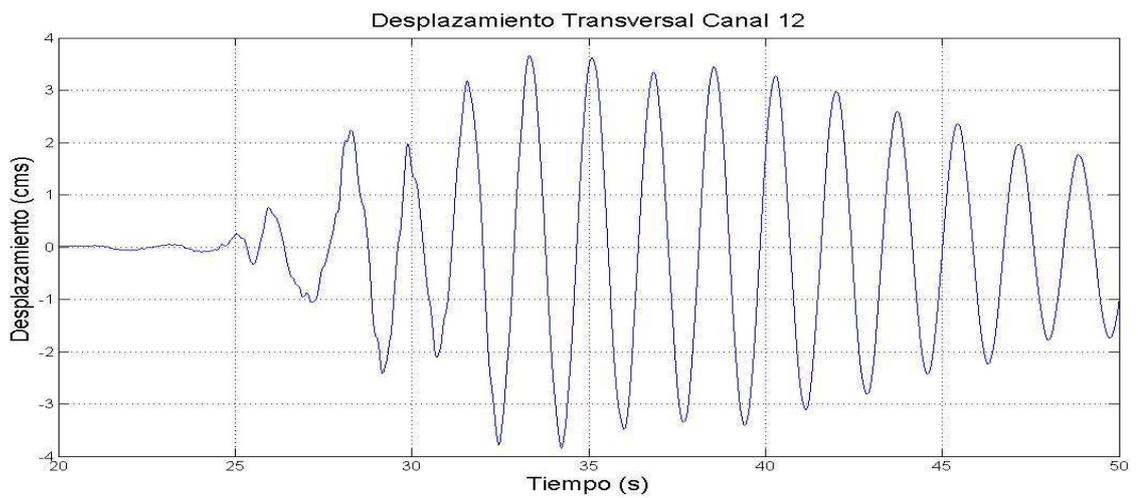
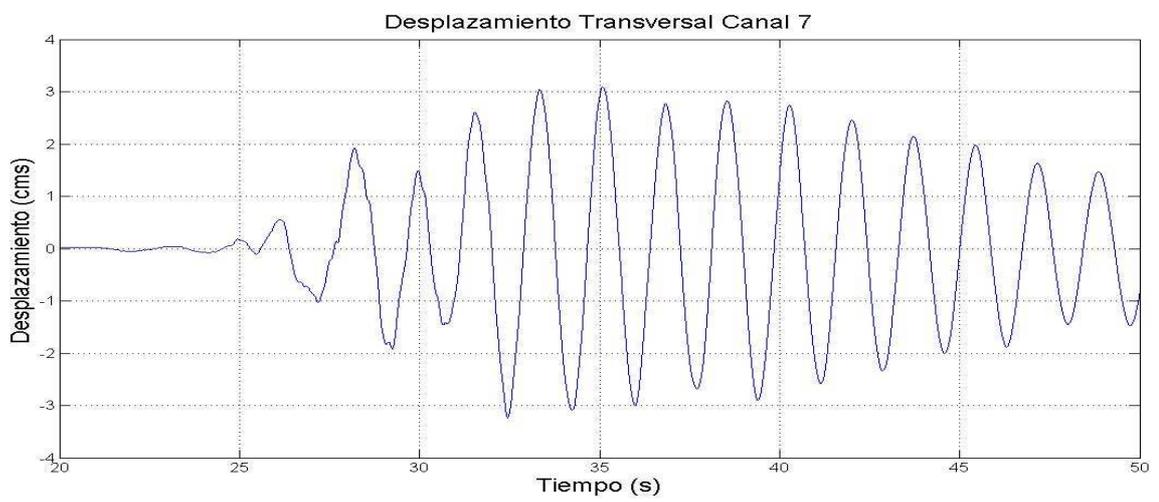
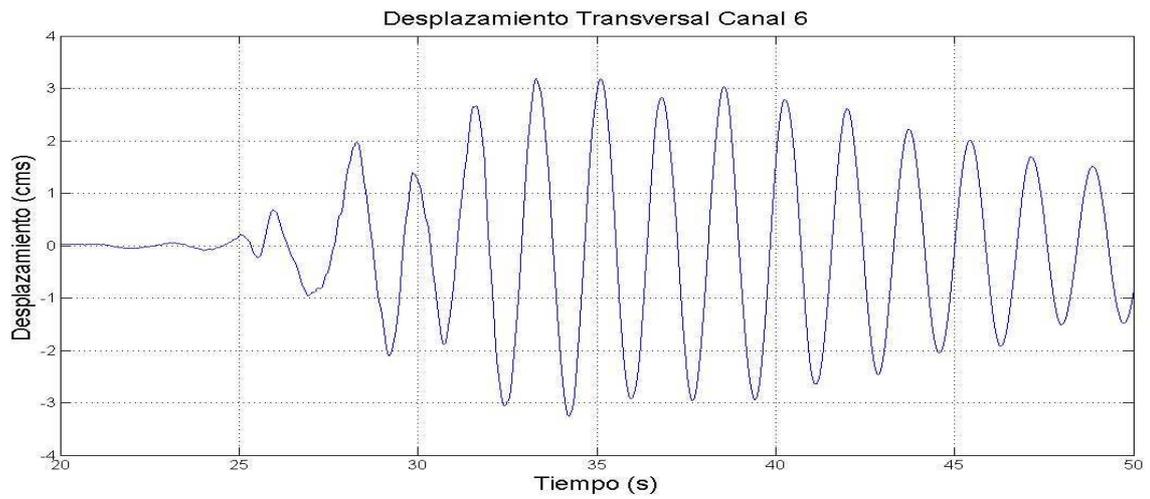


Figura 3.7: Series de tiempo de desplazamiento para canales 6, 7 y 12, dirección transversal

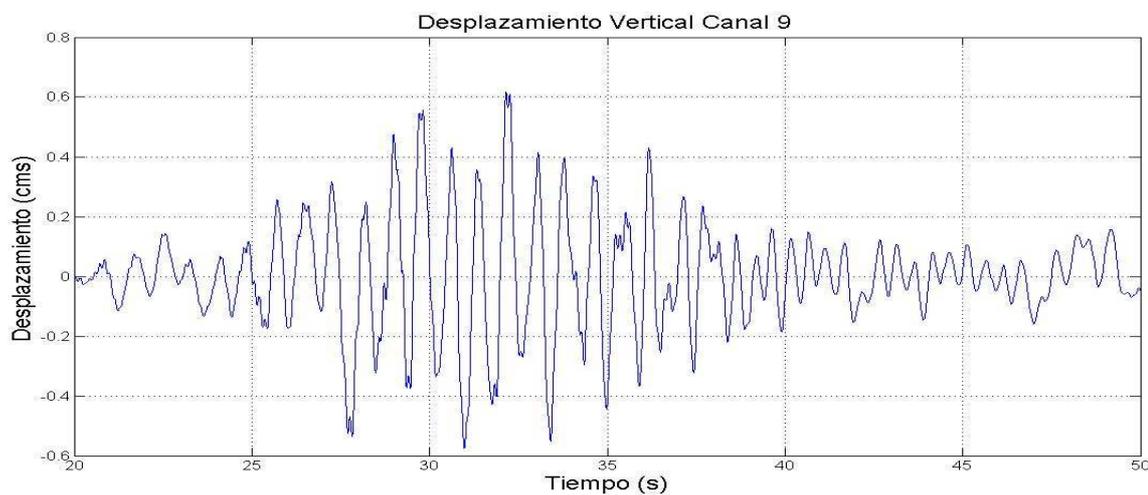
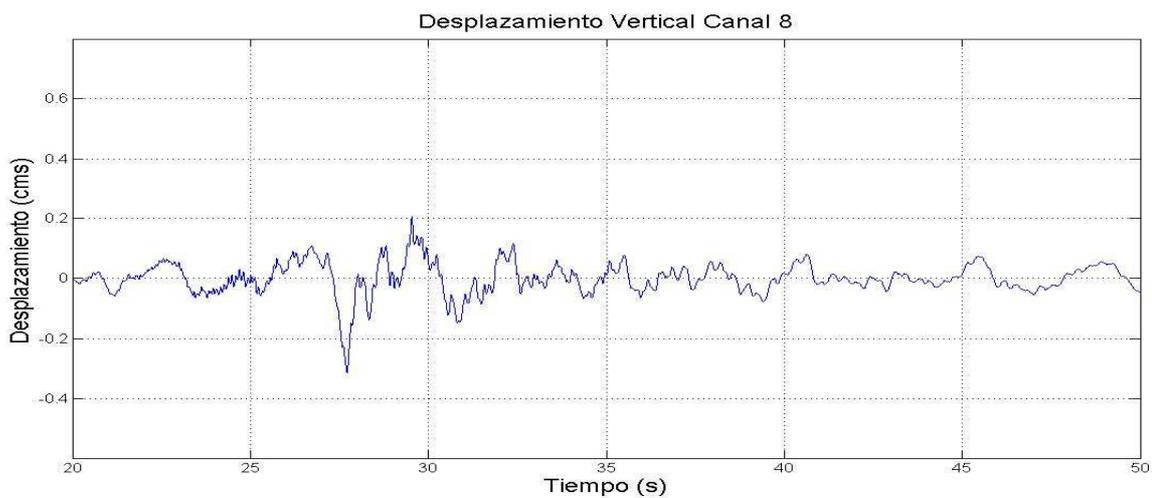


Figura 3.8: Series de tiempo de desplazamiento para canales 8 y 9, dirección vertical

De la figura 3.6 se aprecia que las series de tiempo de desplazamiento para los canales 5 y 10 son muy similares, ocurriendo lo mismo para los canales transversales, de lo cual se interpreta como que el movimiento del tablero es igual para todos los puntos de éste en las direcciones X e Y, por lo tanto, el tablero se comporta y se mueve como un cuerpo rígido.

### 3.4. ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN AMORTIGUADORES

Integrando los registros de aceleración se obtiene la velocidad de cada canal. Para encontrar la fuerza de los amortiguadores se debe calcular la velocidad relativa entre el estribo norte y el tablero contiguo a éste (canales 5 y 4), ver figuras 3.9 y 3.10.

Una vez encontrada esta velocidad se utiliza la ley que rige el comportamiento de los amortiguadores (ver Fig.2.5) y se estima la fuerza que estaría actuando sobre los amortiguadores.

En la tabla 3.6 se observan los resultados para los pares de amortiguadores en los diversos sismos en estudio.

Tabla 3.6: Fuerza máxima por amortiguador para cada sismo registrado

Registro	12/10/06	15/10/06	02/03/07	29/03/07	28/06/07
Vel. Máxima (m/s)	0,0549	0,0112	0,0385	0,0139	0,0167
Fuerza Máxima (tf)	194,1	152,9	184,1	158,0	162,4

Las series de tiempo de las velocidades relativas, las curvas de fuerza en los amortiguadores, velocidad y desplazamiento de los sismos se presentan en las figuras 3.11 a 3.16.

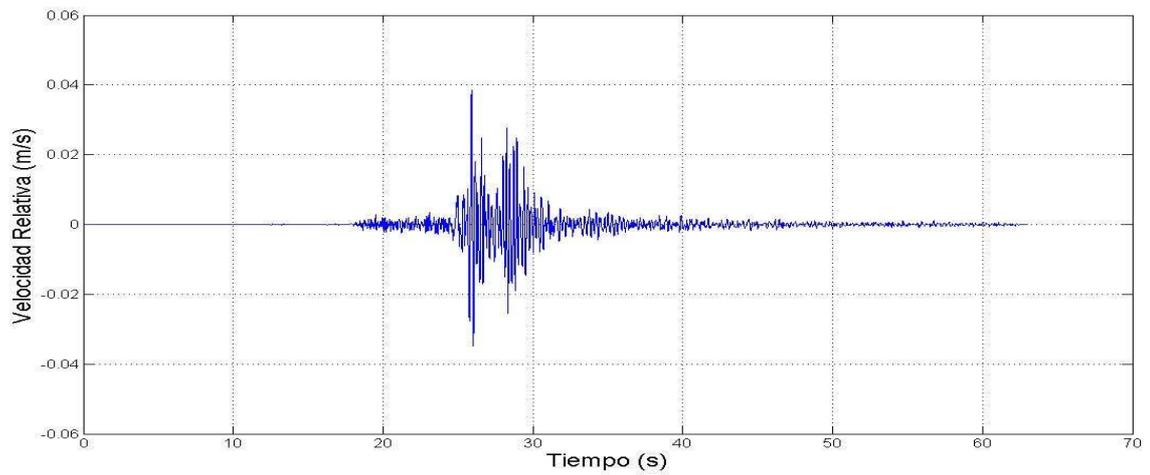
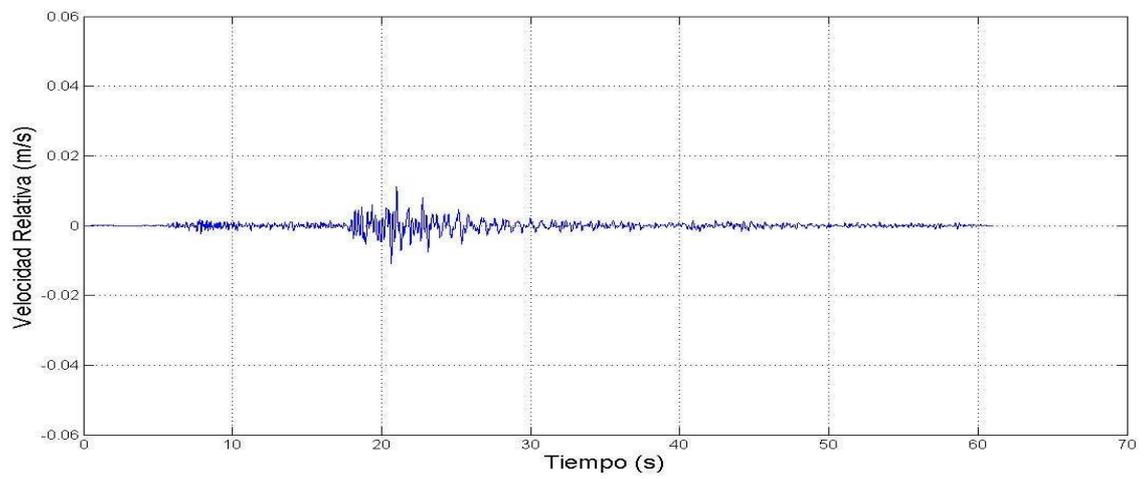
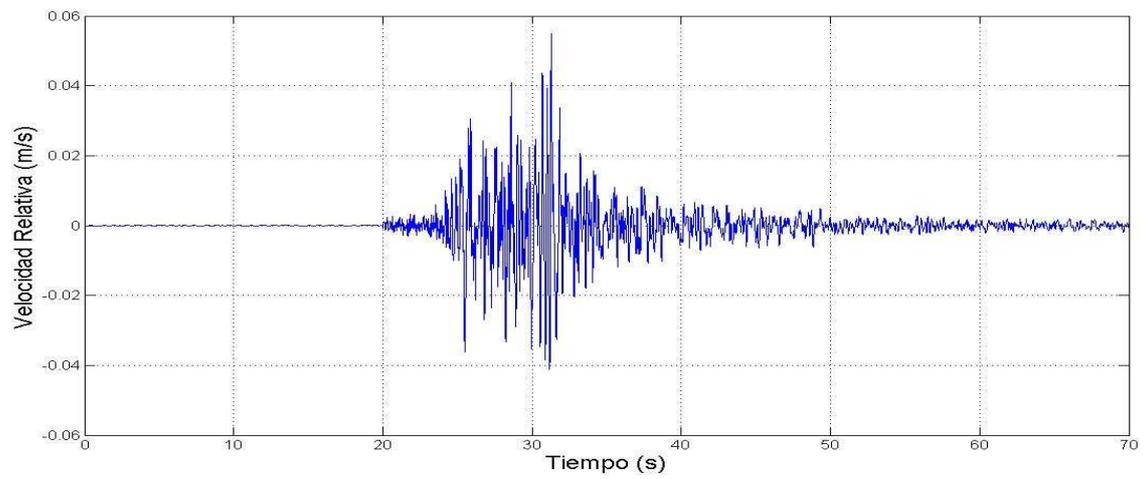


Figura 3.9: Series de tiempo de las velocidades relativas entre estribo norte y tablero, registros: 12/10/06, 15/10/06 y 02/03/07

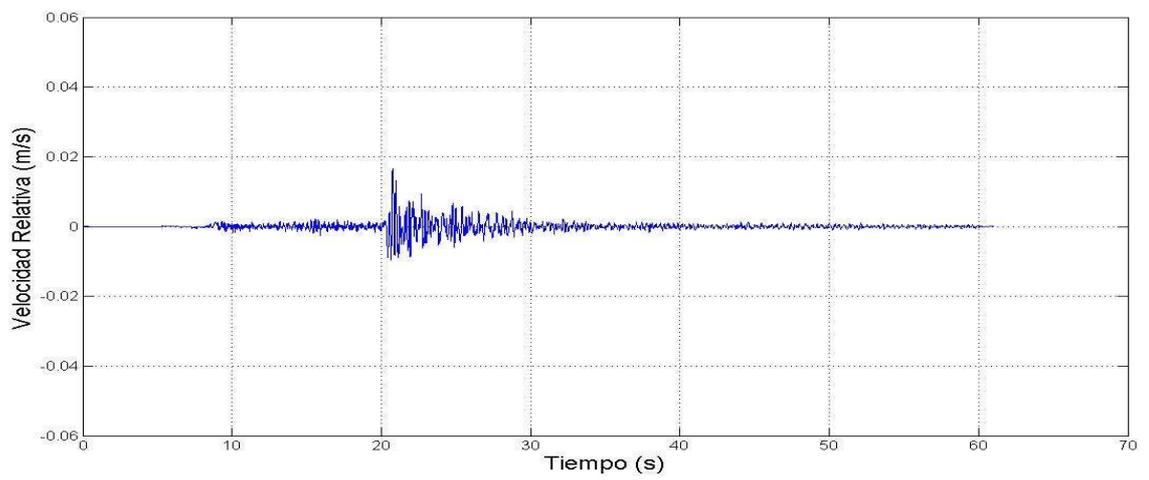
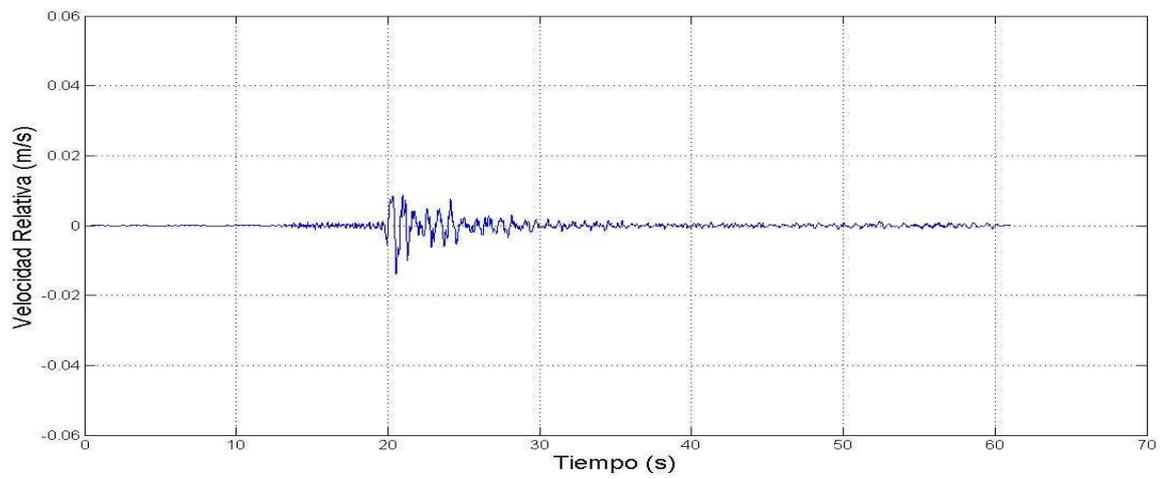


Figura 3.10: Series de tiempo de las velocidades relativas entre estribo norte y tablero, registros: 29/03/07 y 28/06/07

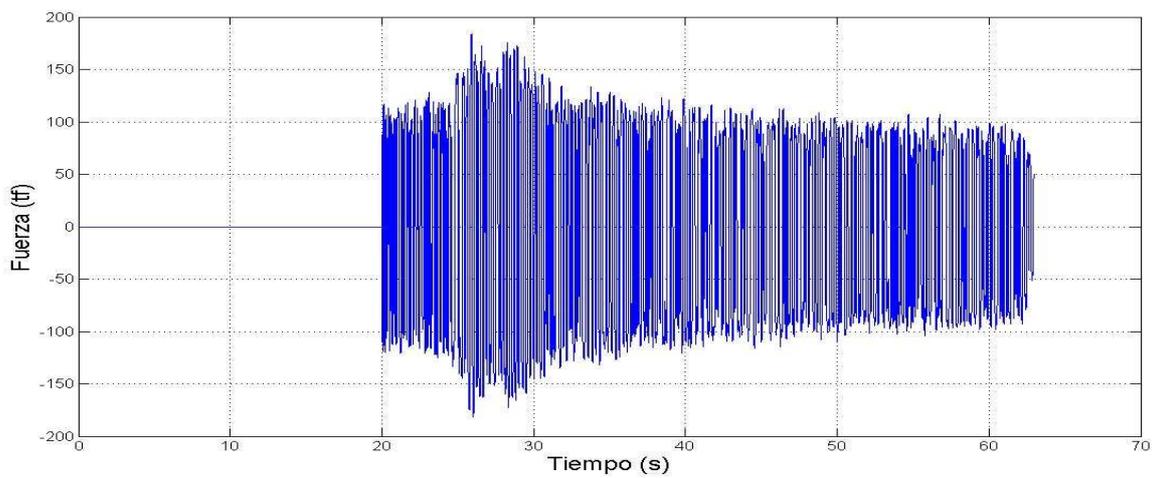
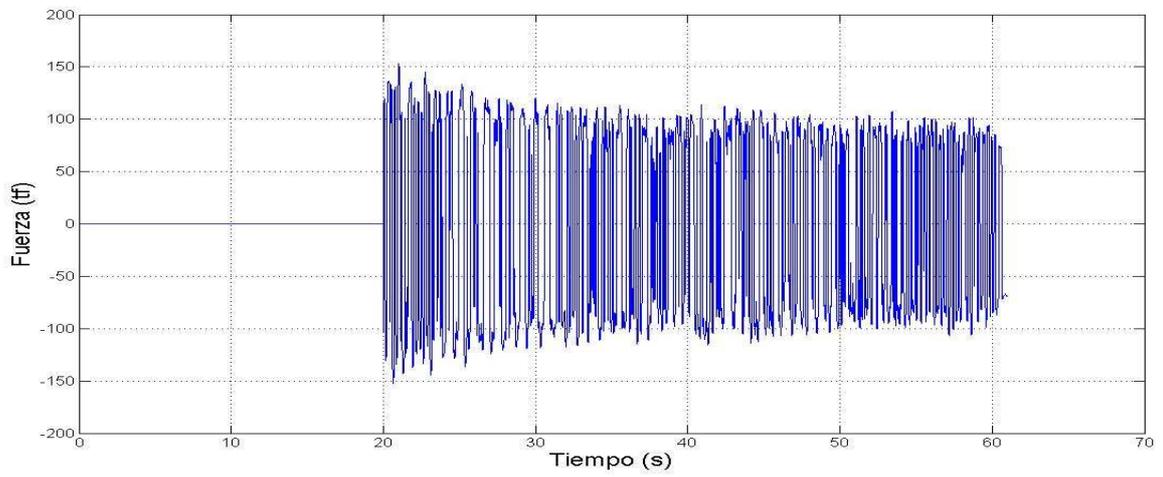
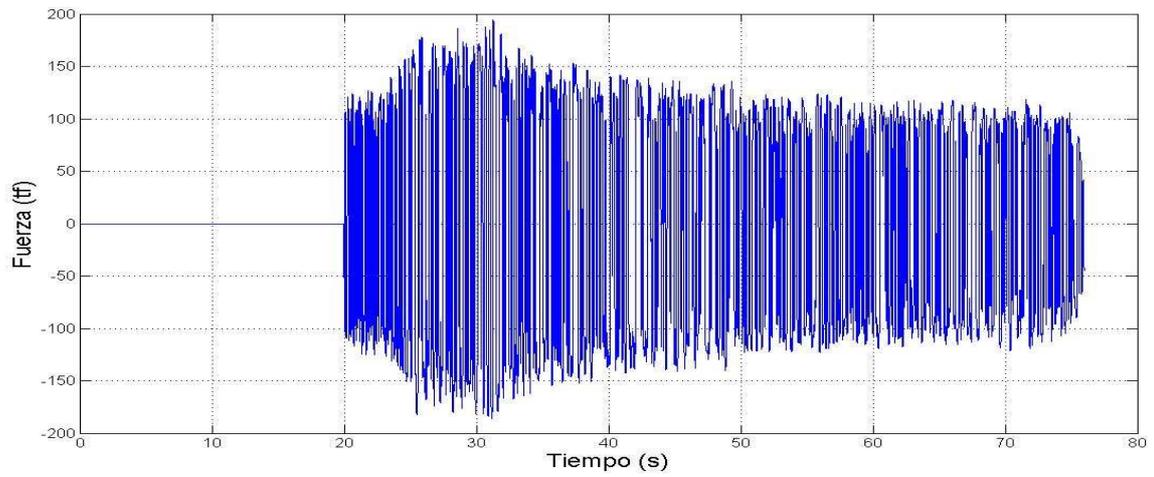


Figura 3.11: Fuerza en los amortiguadores en el tiempo, registros: 12/10/06, 15/10/06 y 02/03/07

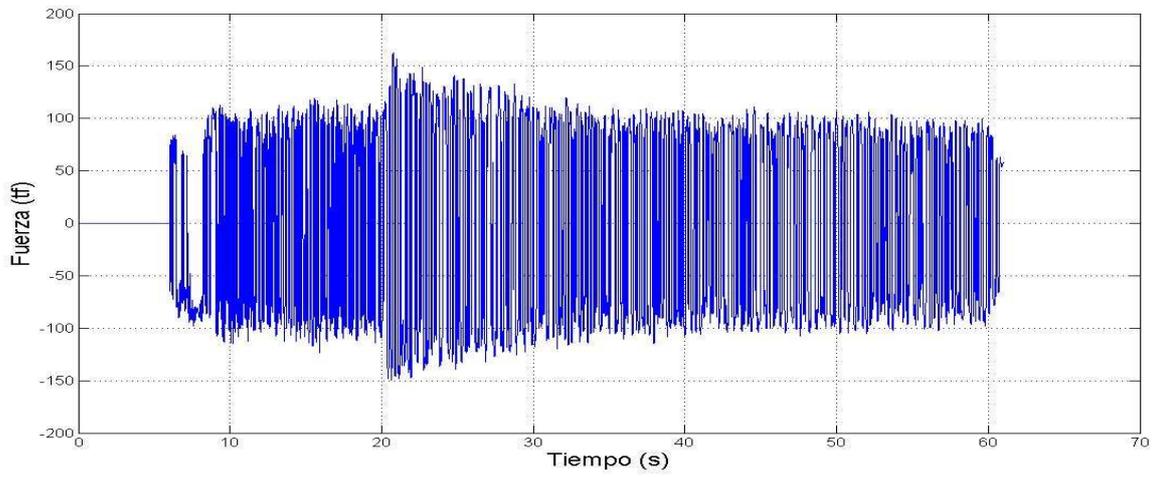
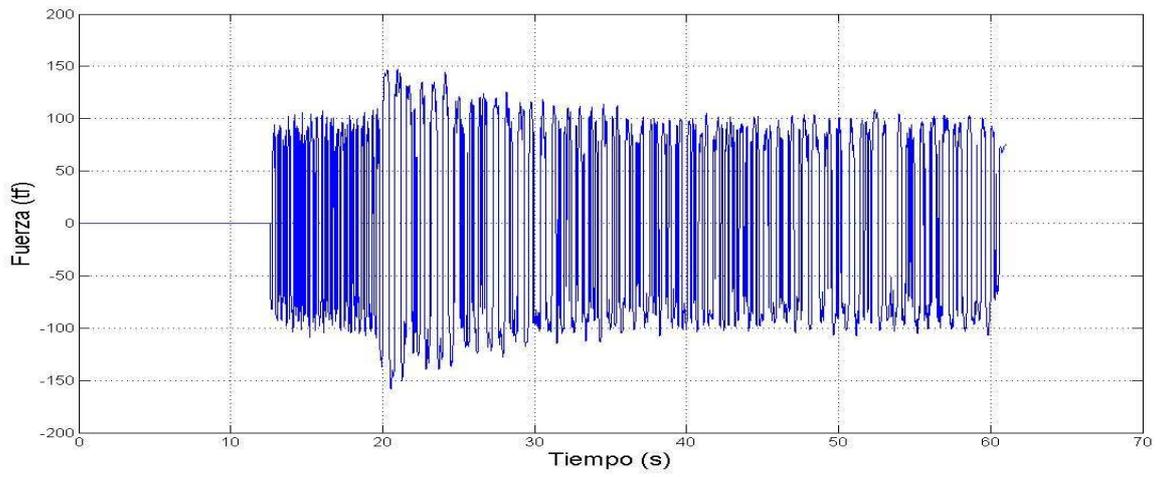


Figura 3.12: Fuerza en los amortiguadores en el tiempo, registros: 29/03/07 y 28/06/07

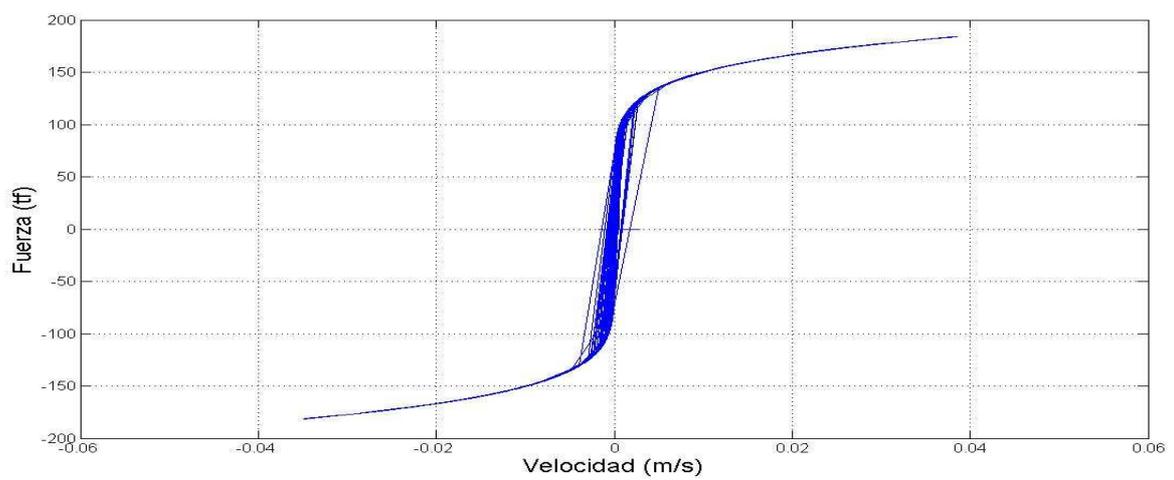
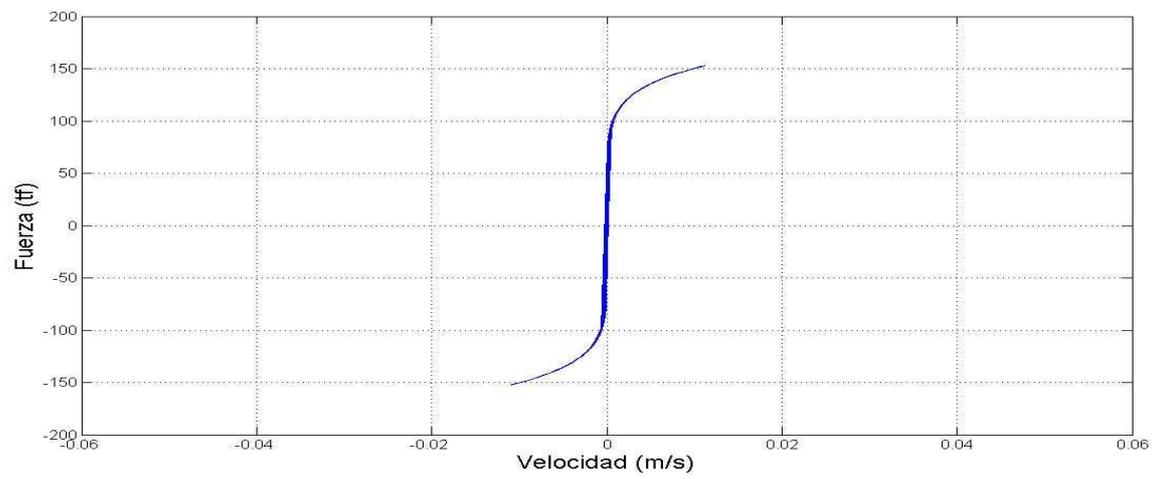
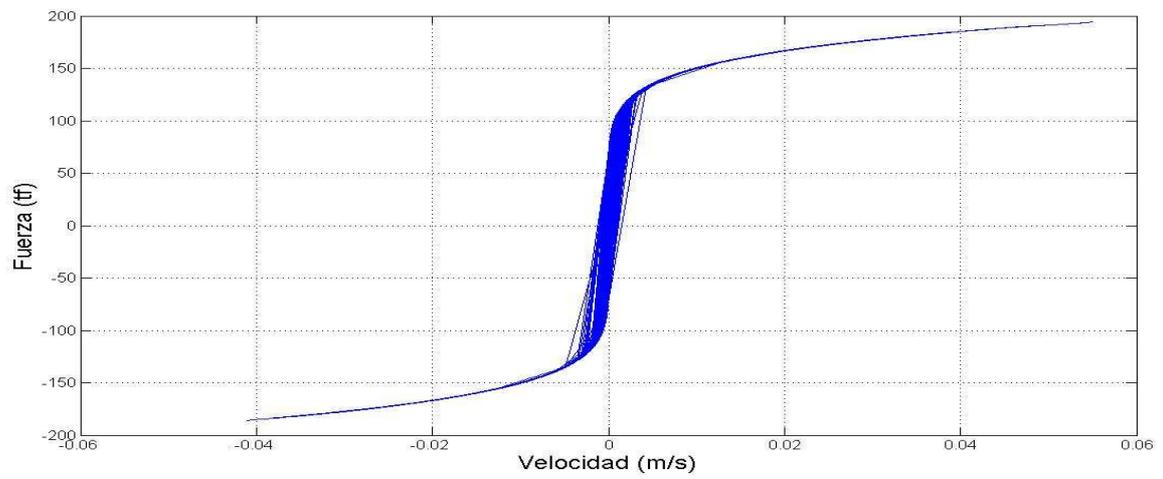


Figura 3.13: Fuerza en los amortiguadores en función de la velocidad relativa, registros: 12/10/06, 15/10/06 y 02/03/07

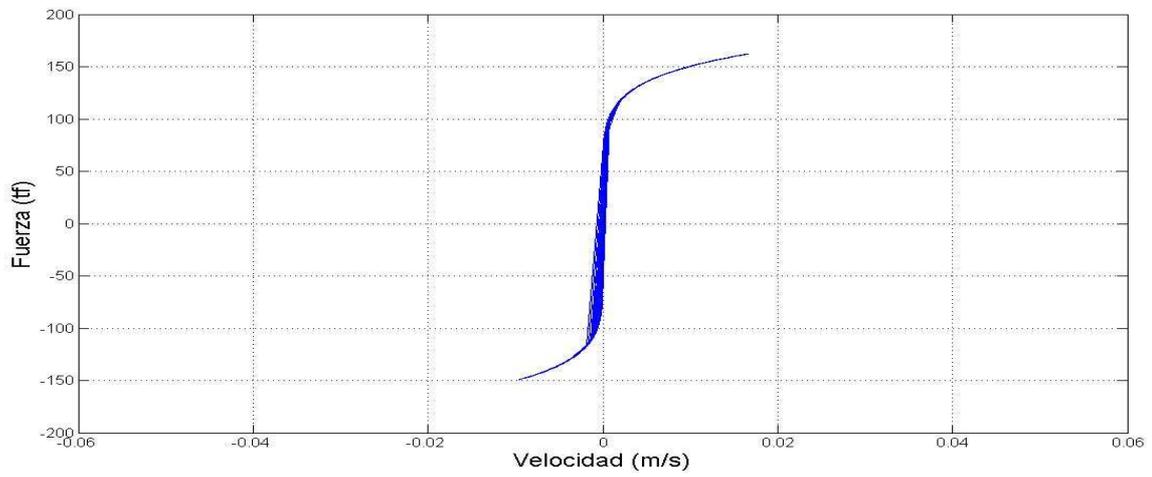
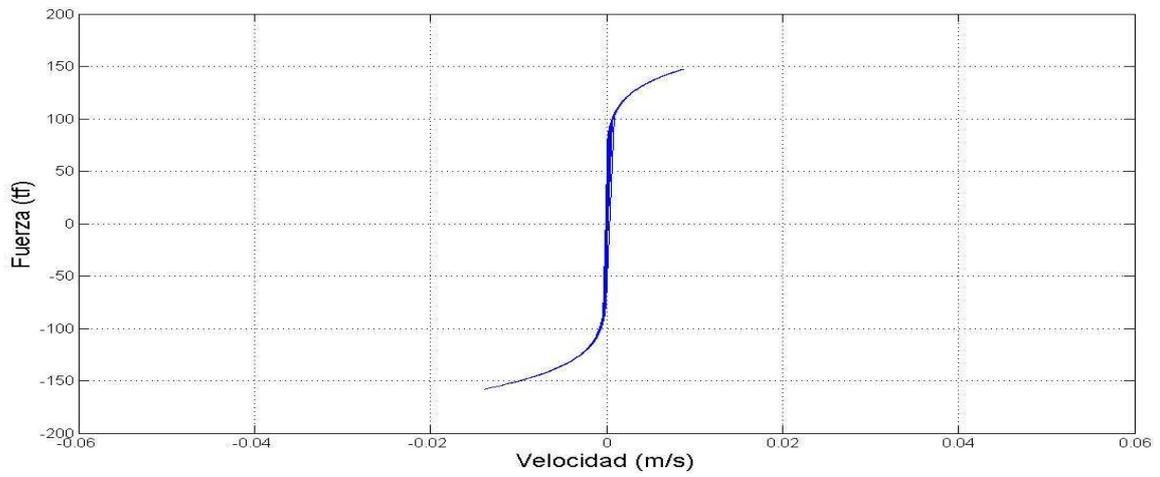


Figura 3.14: Fuerza en los amortiguadores en función de la velocidad relativa, registros: 29/03/07 y 28/06/07

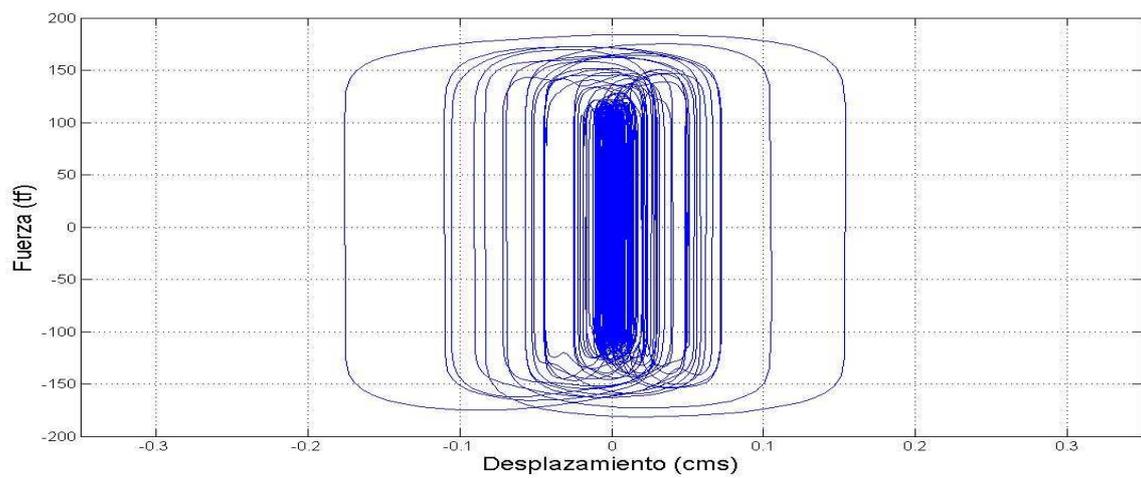
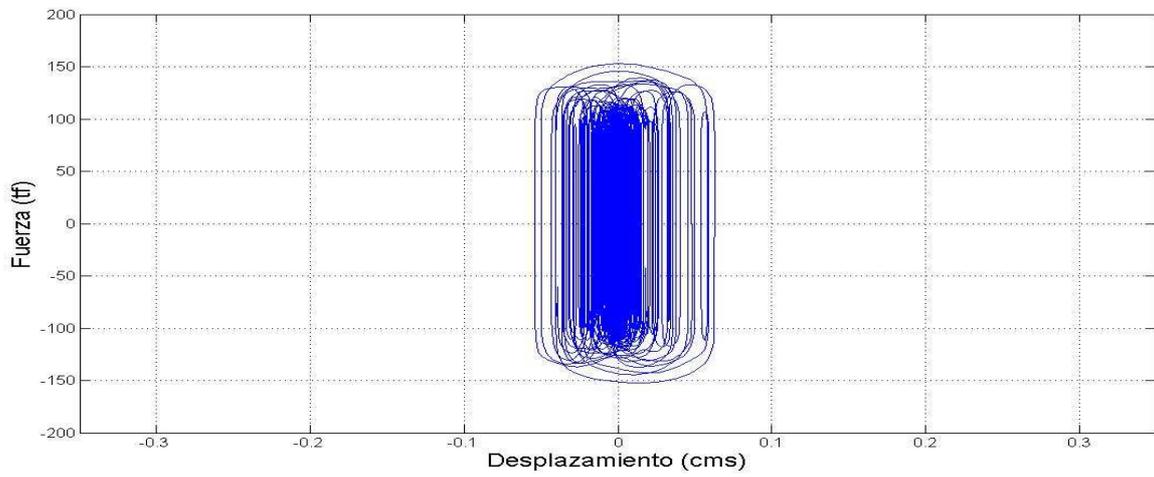
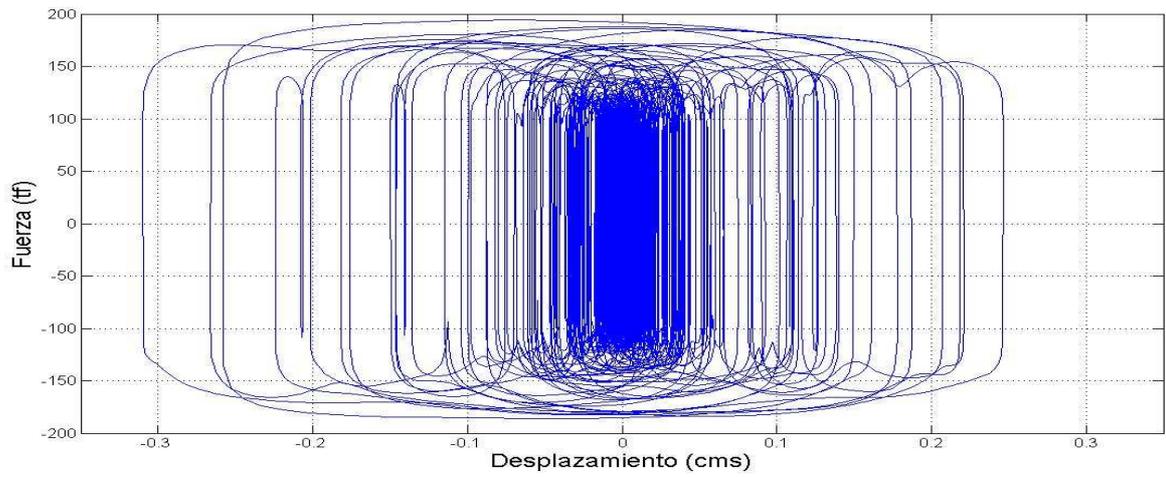


Figura 3.15: Fuerza en los amortiguadores en función del desplazamiento relativo, registros: 12/10/06, 15/10/06 y 02/03/07

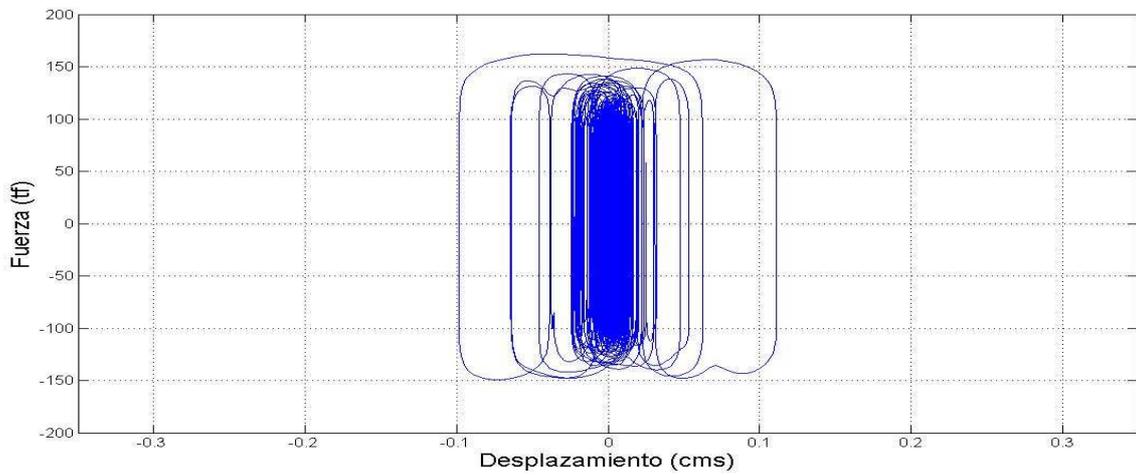
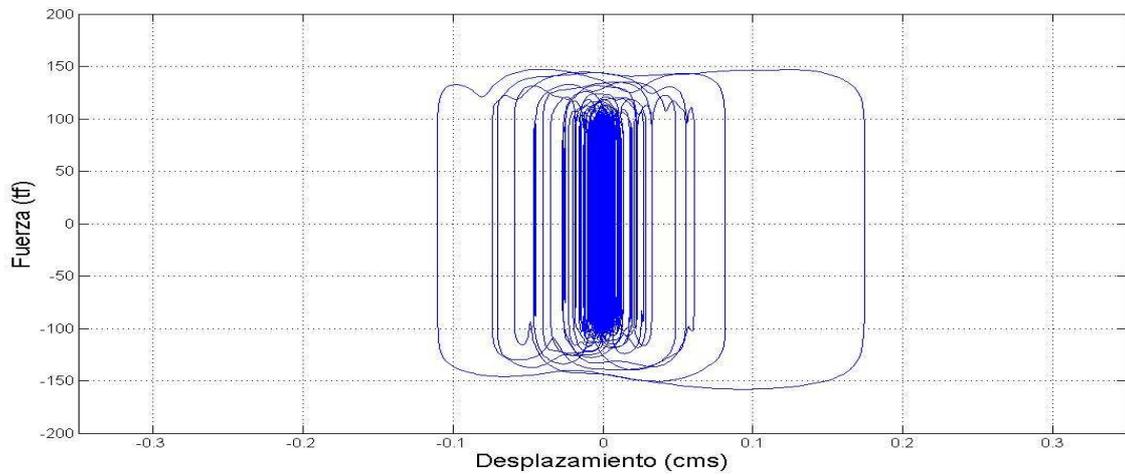


Figura 3.16: Fuerza en los amortiguadores en función del desplazamiento relativo, registros: 29/03/07 y 28/06/07

Como se observa en las figuras anteriores, los mayores esfuerzos en el puente se presentan para el sismo ocurrido el 12/10/06 y particularmente será este evento el que se estudiará en profundidad.

Los datos utilizados en las figuras 3.15 y 3.16 provienen de la integración de los registros sísmicos respectivos.

## CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL REGISTRO 061012.

En este capítulo se lleva a cabo un análisis más detallado del registro 061012 debido a que éste se utiliza para ajustar el modelo computacional. Este análisis consiste en la comparación de los desplazamientos obtenidos por la red de acelerógrafos y la red de sensores de desplazamiento, además de encontrar las frecuencias predominantes del puente a través de los Espectros de Fourier.

### 4.1. DESPLAZAMIENTOS REGISTRADOS.

El puente Amolanas se encuentra equipado con una red local de sensores de desplazamientos registrando los movimientos que se producen en la estructura debido a los diversos sismos. A la fecha de hoy, sólo se cuenta con un registro de desplazamiento, el cual corresponde al sismo 061012.

A continuación se presenta una tabla con los desplazamientos relativos mínimos y máximos de cada sensor.

Tabla 4.1: Desplazamientos relativos registrados en el puente Amolanas

Sensor de Desplazamiento	Registro Real	
	Desplazamiento Máximo (mm)	Desplazamiento Mínimo (mm)
Pila 1	4.237	-1.715
Pila 2	2.065	-0.663
Estribo Sur	4.046	-1.753
Estribo Norte	2.682	-3.841

Los datos registrados por los sensores de desplazamiento se muestran en las figuras 4.1 a 4.4.

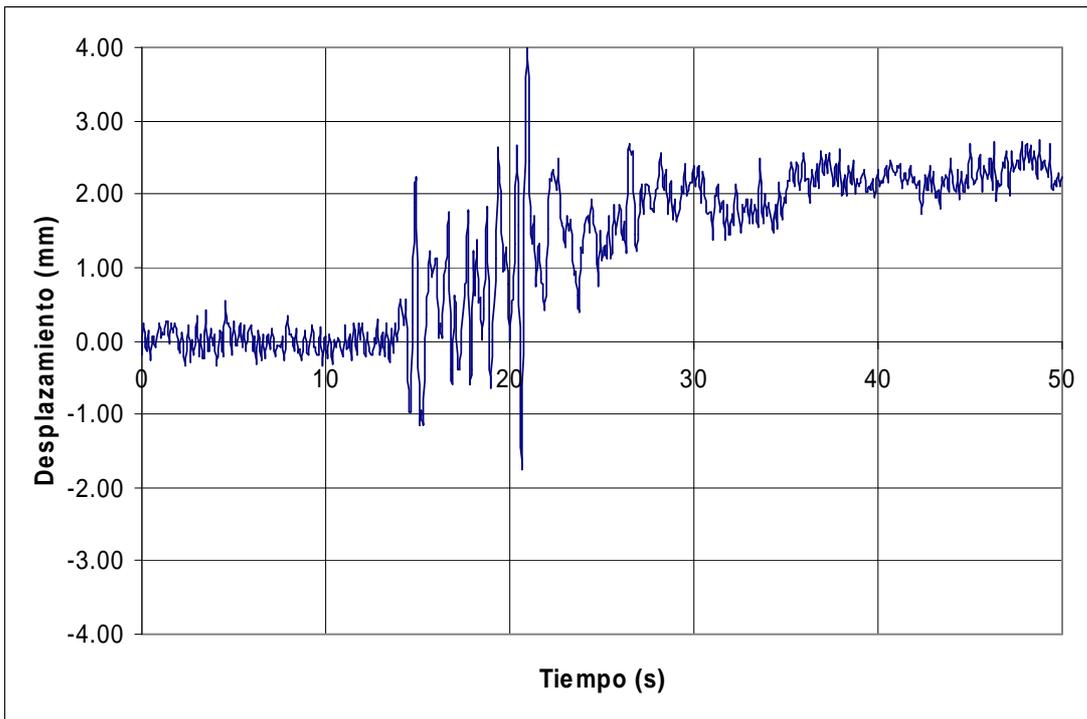


Figura 4.1: Desplazamiento Pila 1

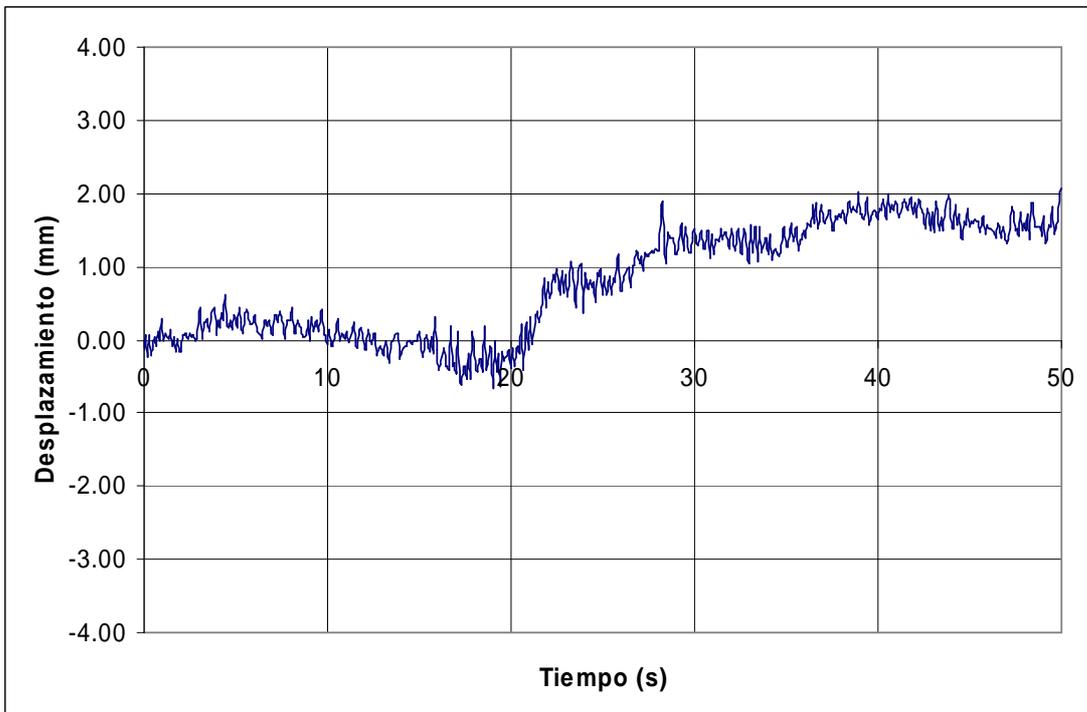


Figura 4.2: Desplazamiento Pila 2

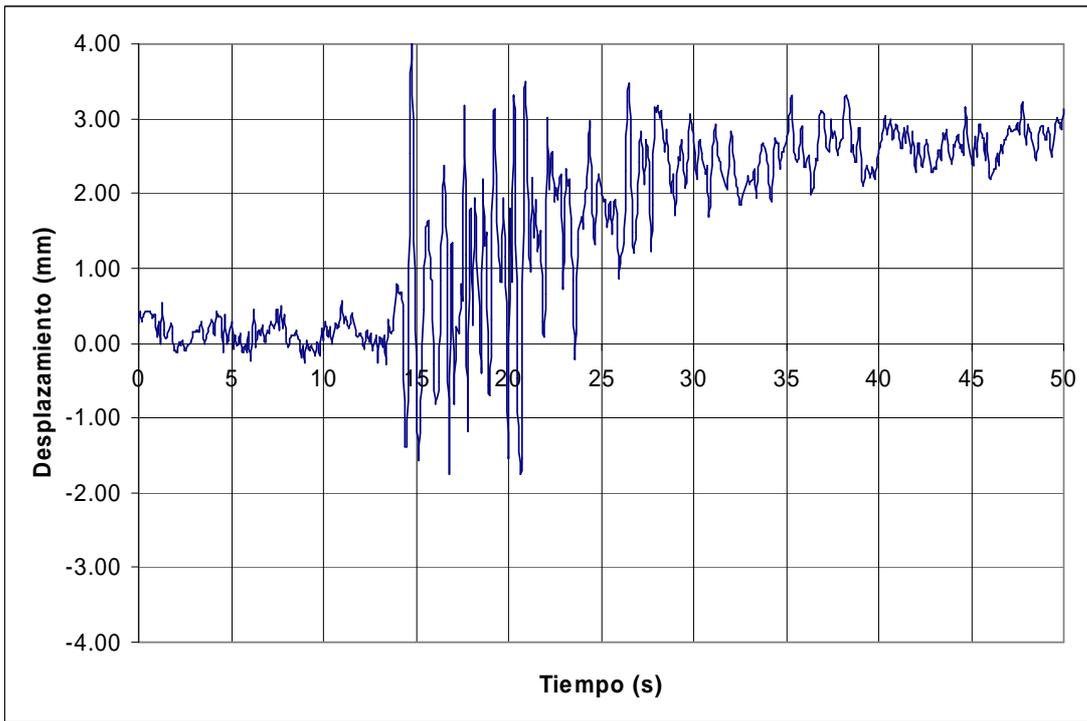


Figura 4.3: Desplazamiento Estribo Sur

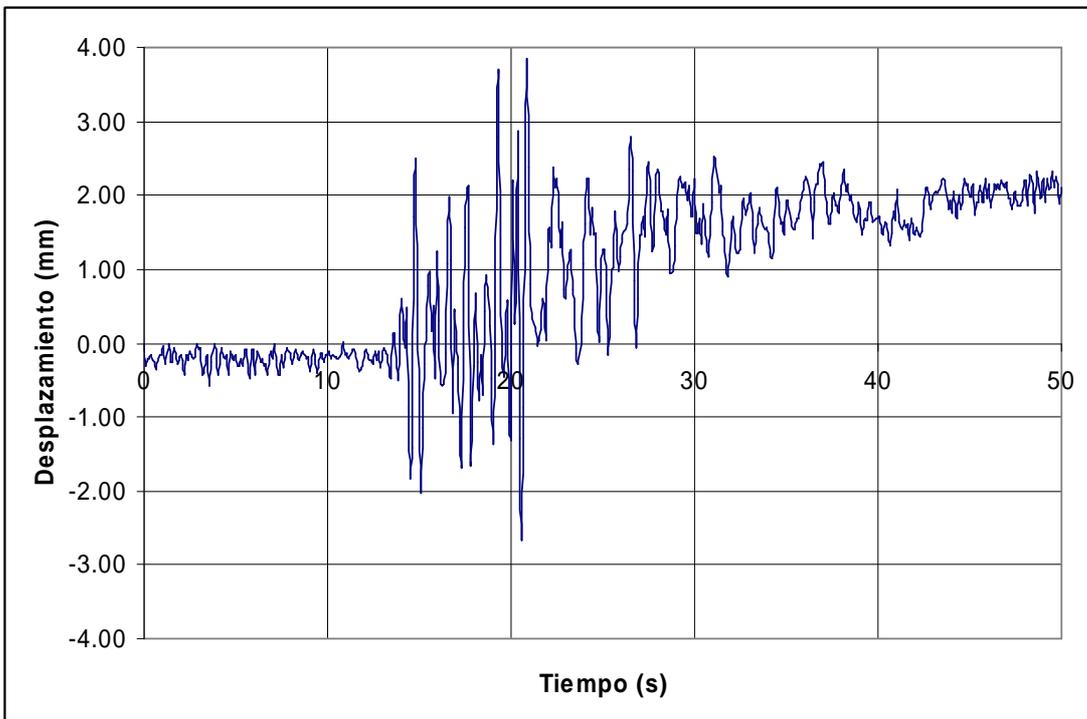


Figura 4.4: Desplazamiento Estribo Norte

## 4.2. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS.

Como se mencionó anteriormente, la obtención de los desplazamientos se hace a través de un proceso de integración de los registros de aceleración. Este proceso consiste en filtrar las aceleraciones utilizando una banda determinada de filtrado de frecuencias, luego se integran estos registros obteniéndose las velocidades y posteriormente se vuelve a integrar para encontrar los desplazamientos buscados. La banda de integración para el filtrado de frecuencias que se utiliza como metodología estándar es la que se localiza en el rango 0,15(Hz) – 25(Hz) y se aplica la misma banda para todos los registros y en todas las direcciones.

La comparación se hace en el Estribo Norte, ya que es la única parte del puente que se encuentra instrumentada con sensores de desplazamiento y aceleración.

En la figura 4.5 se muestra el desplazamiento relativo registrado por la red de acelerógrafos.

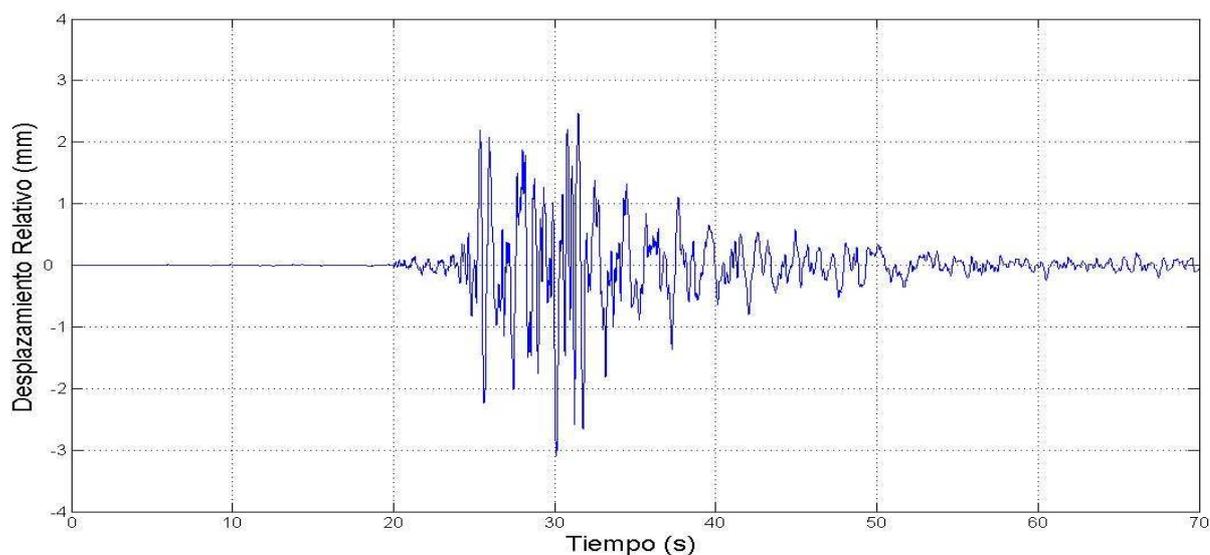


Figura 4.5: Desplazamiento Relativo en el estribo Norte del puente utilizando los registros de aceleración

De la figura 4.5 se desprende lo siguiente:

Desplazamiento Mínimo :3.099 (mm)  
Desplazamiento Máximo :2.465 (mm)

El proceso de integración no refleja fielmente lo que sucede en la realidad, ya que no nos indica cuánto queda desplazado el puente. El único parámetro que se puede comparar entre ambos registros es su peak máximo.

En la tabla 4.2 se muestran las diferencias entre el desplazamiento real y el desplazamiento obtenido vía integración numérica.

Tabla 4.2: Diferencias entre el desplazamiento real y la integración numérica del registro de aceleración

Sensor de Desplazamiento	Registro Real		Vía integración		Diferencia	
	Despl. Máx. (mm)	Despl. Min.(mm)	Despl. Máx.(mm)	Despl. Min. (mm)	Máximo	Mínimo
Estribo Norte	2.682	-3.841	2.465	-3.099	9%	24%

#### 4.3. DETERMINACIÓN DE FRECUENCIAS.

Para encontrar las frecuencias predominantes de la estructura, se cambian del espacio tiempo al espacio frecuencia las señales registradas mediante la transformada de Fourier. Con esto se determinan las frecuencias predominantes asociadas a las amplitudes máximas de los espectros de Fourier.

Para encontrar los máximos de los espectros, se dibujan éstos en las tres direcciones asociadas observando las frecuencias predominantes. Asimismo, se grafican los espectros de Fourier de campo libre, con los que se determinan y descartan las frecuencias forzadas.

Los espectros fueron generados utilizando las aceleraciones absolutas y los registros completos. También se generaron los espectros de Fourier para tres ventanas del sismo pudiendo apreciar así con mayor claridad los modos de vibrar de la estructura. Estas ventanas son: antes del movimiento fuerte (20[s] – 25[s]), durante el movimiento fuerte (25[s] – 35[s]) y después del movimiento fuerte (35[s] – 70[s]).

Las figuras 4.6 a 4.13 muestran los espectros de Fourier en las distintas direcciones y ventanas de tiempo.

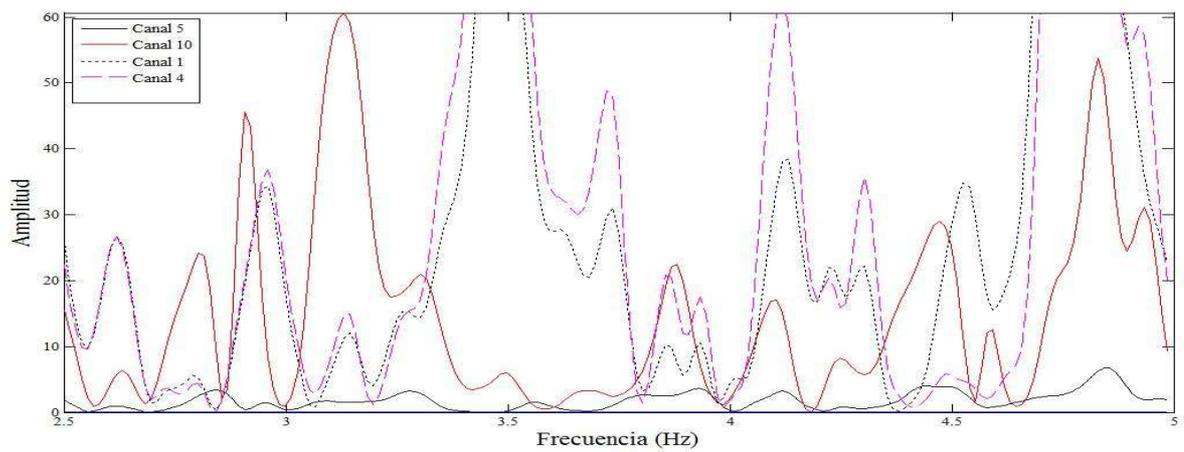
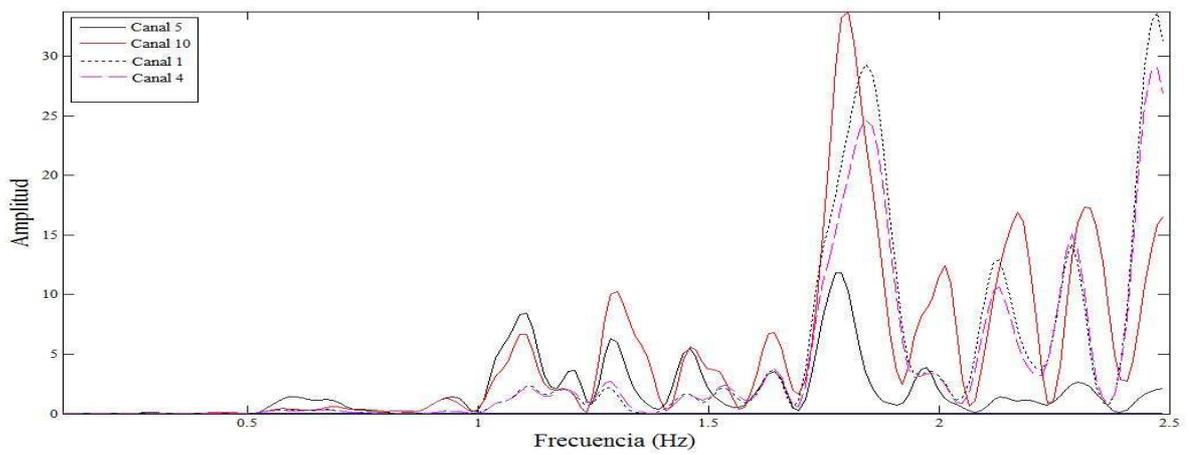
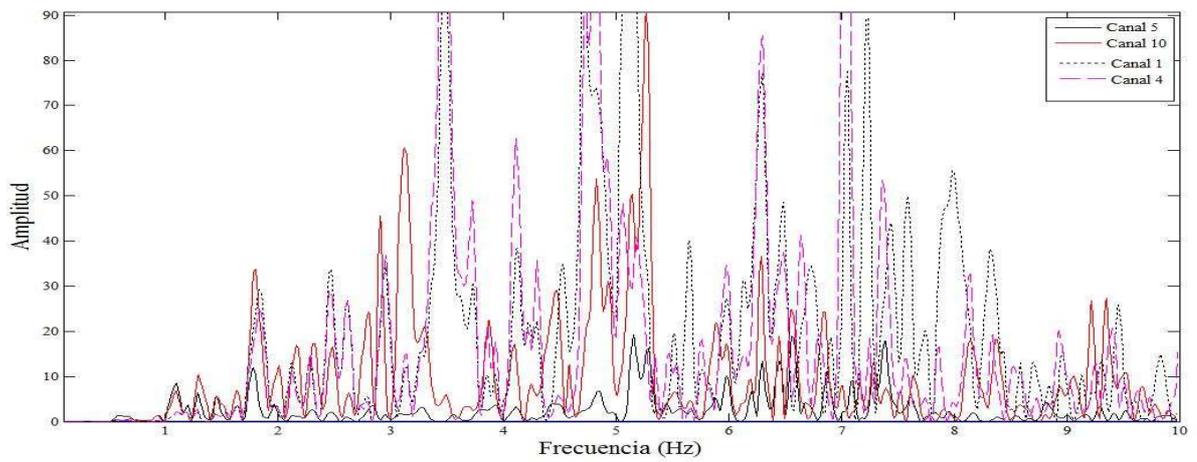


Figura 4.6: Espectro de Fourier, dir. longitudinal distintas frecuencias, registro completo

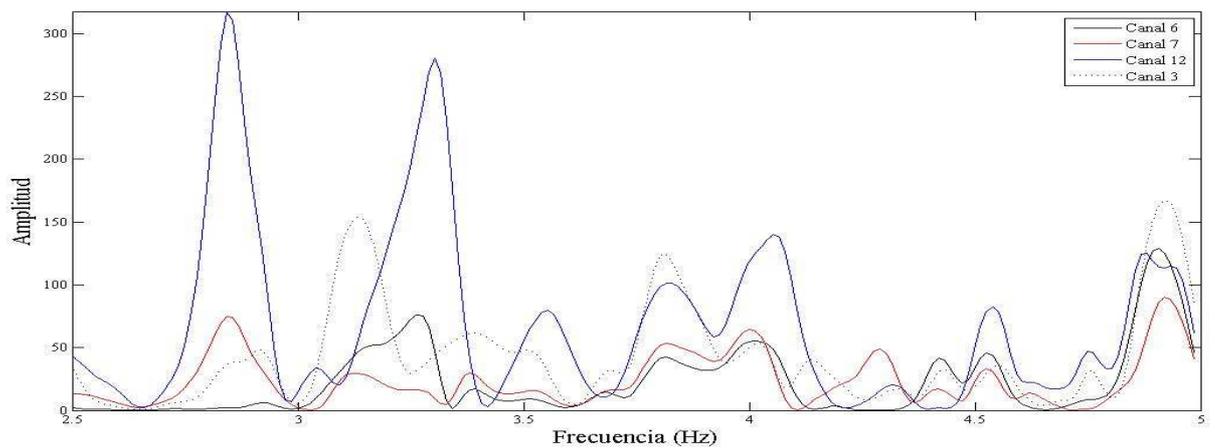
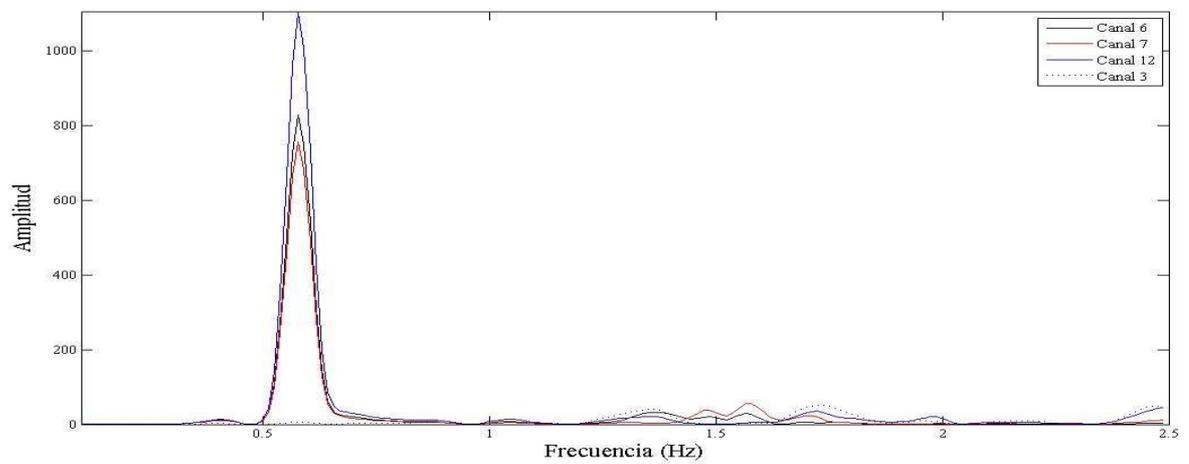
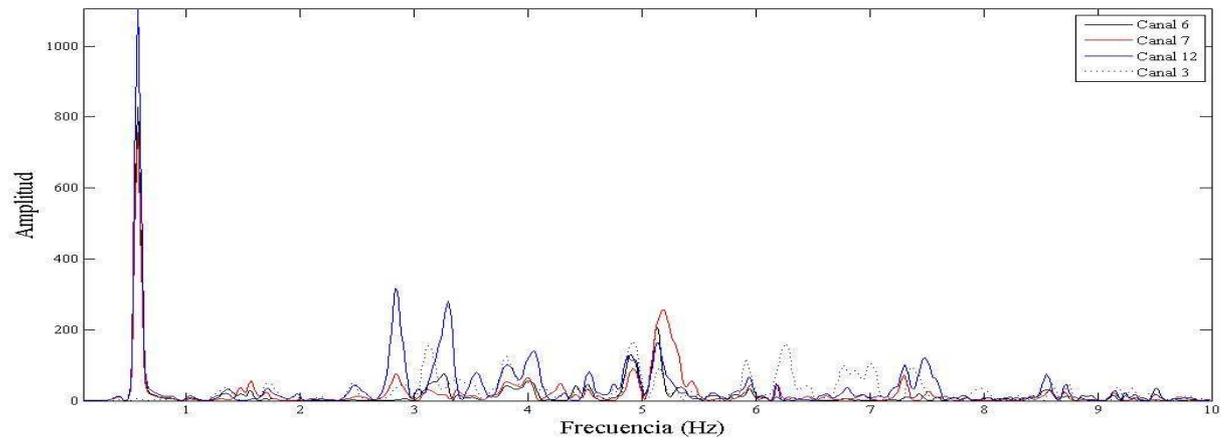


Figura 4.7: Espectro de Fourier, dir. transversal distintas frecuencias, registro completo

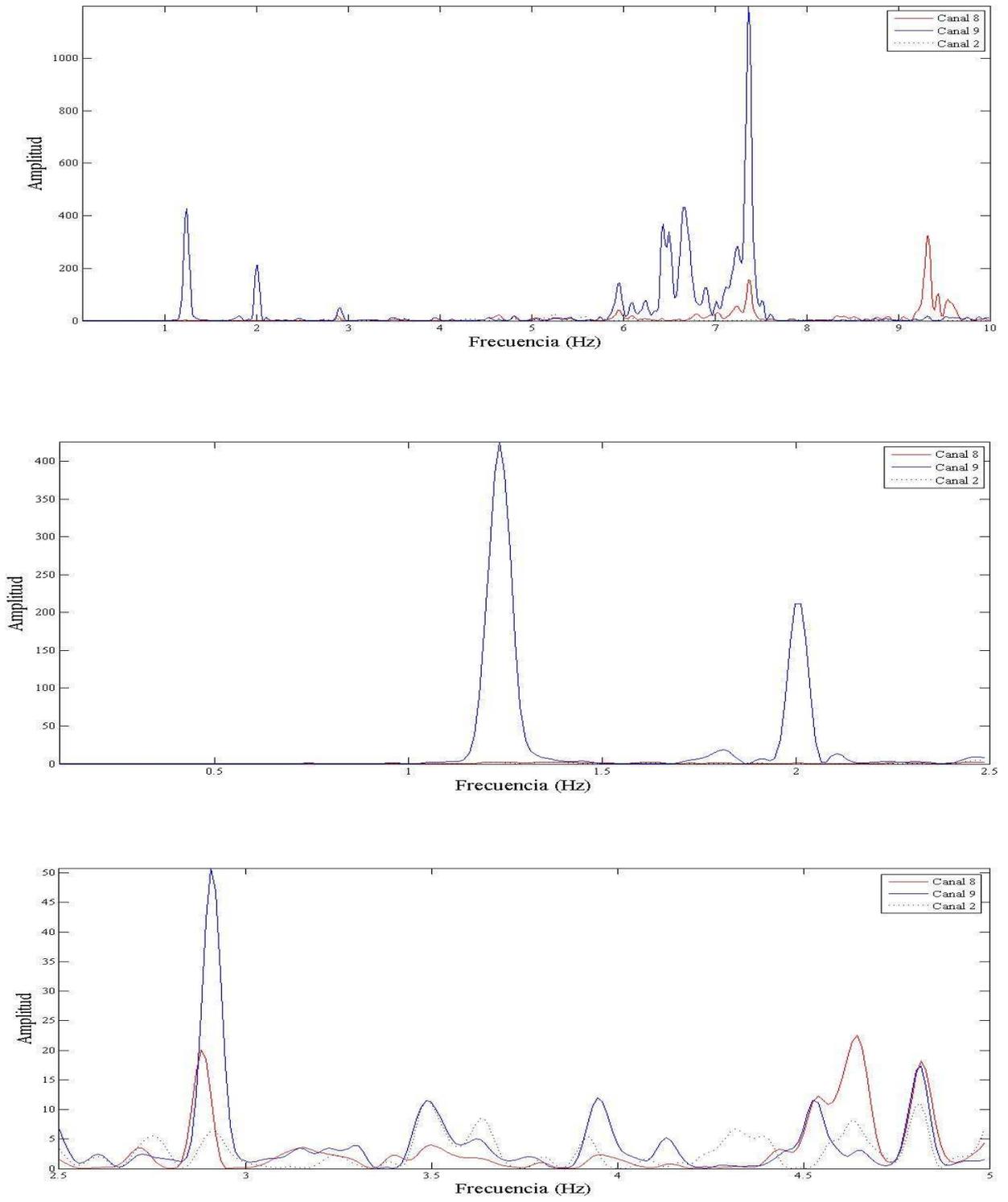


Figura 4.8: Espectro de Fourier, dir. vertical distintas frecuencias, registro completo

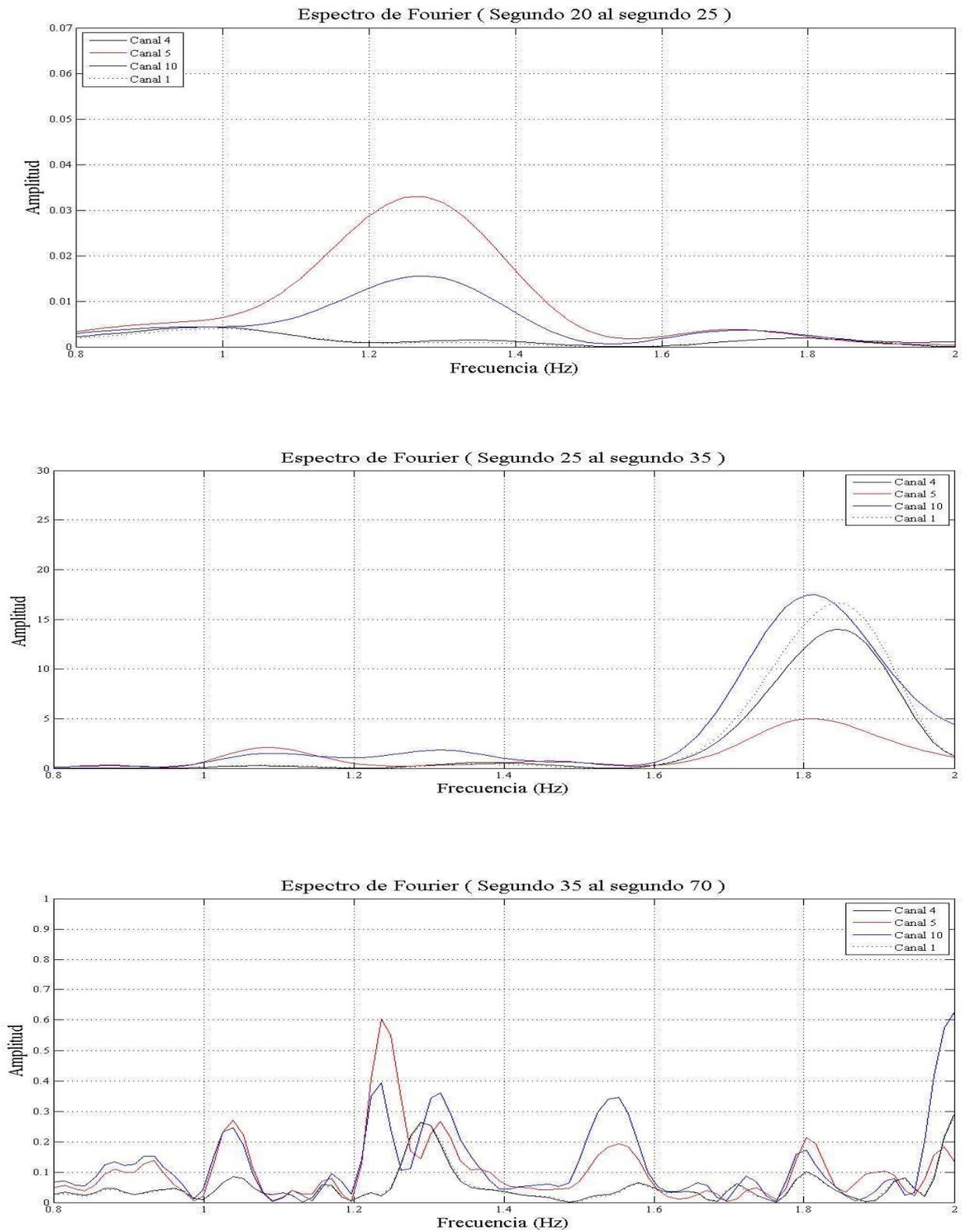


Figura 4.9: Espectros de Fourier durante las distintas ventanas del sismo en la dirección longitudinal (0.8 [Hz] – 2[Hz])

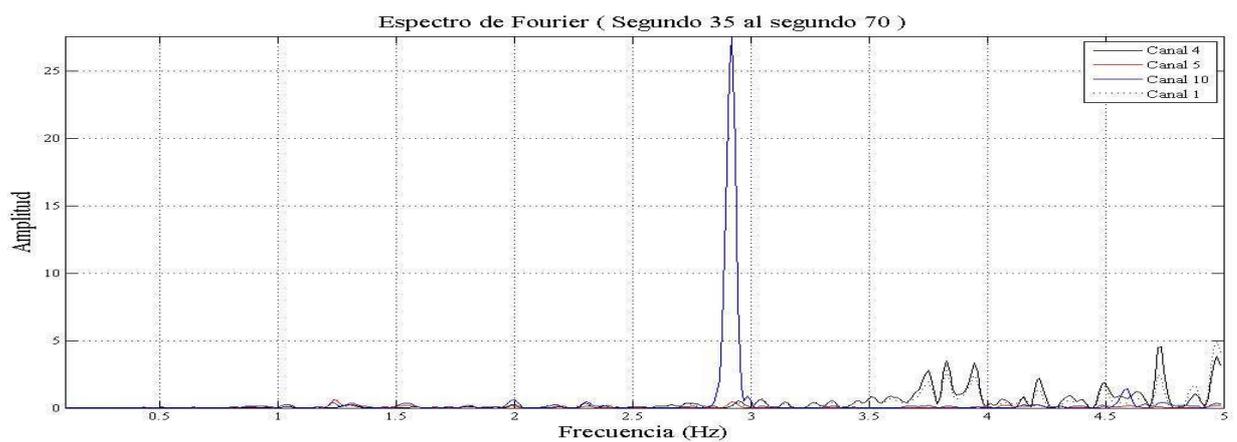
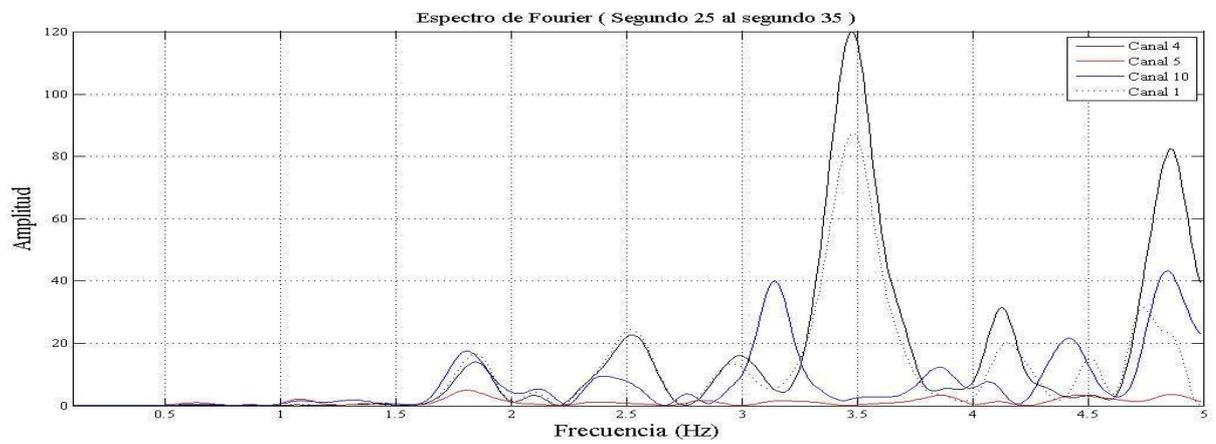
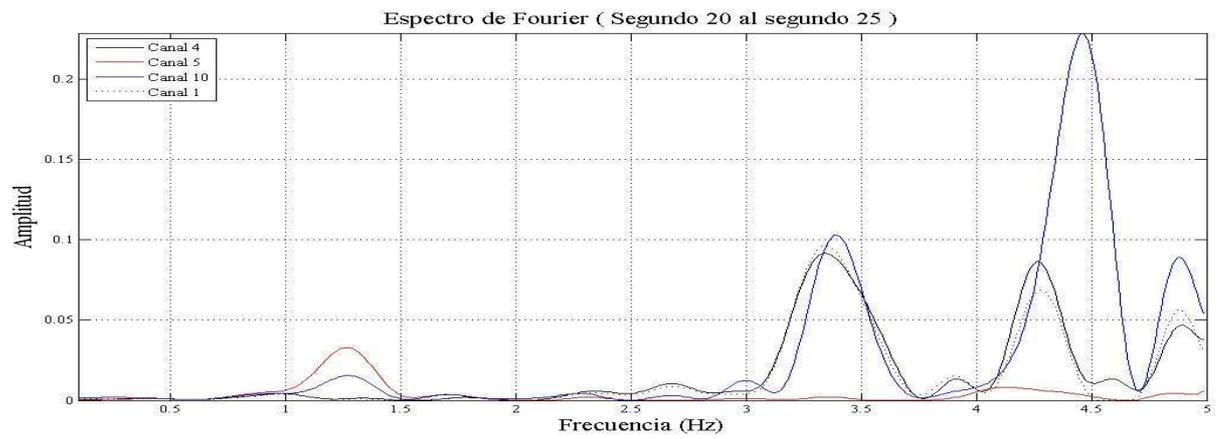


Figura 4.10: Espectros de Fourier durante distintas ventanas del sismo en la dirección longitudinal (0[Hz] – 5[Hz])

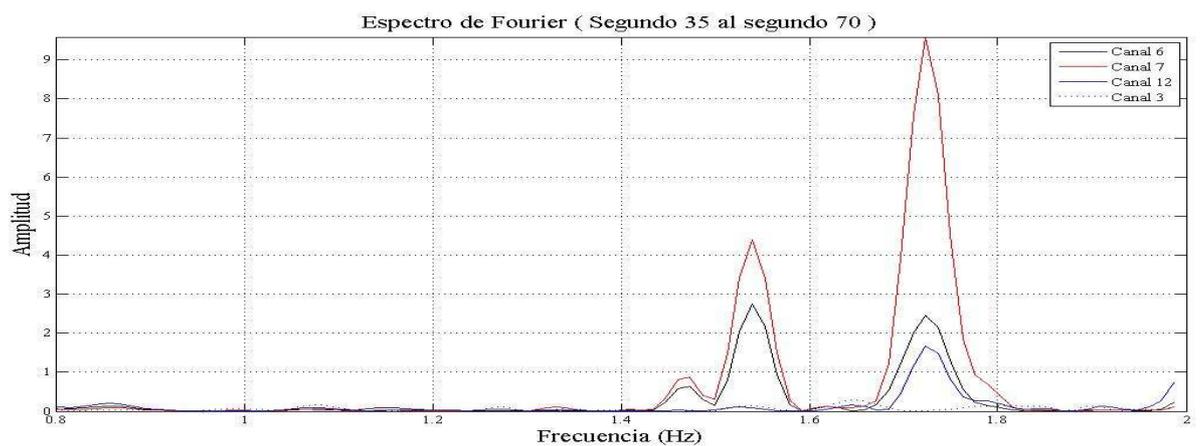
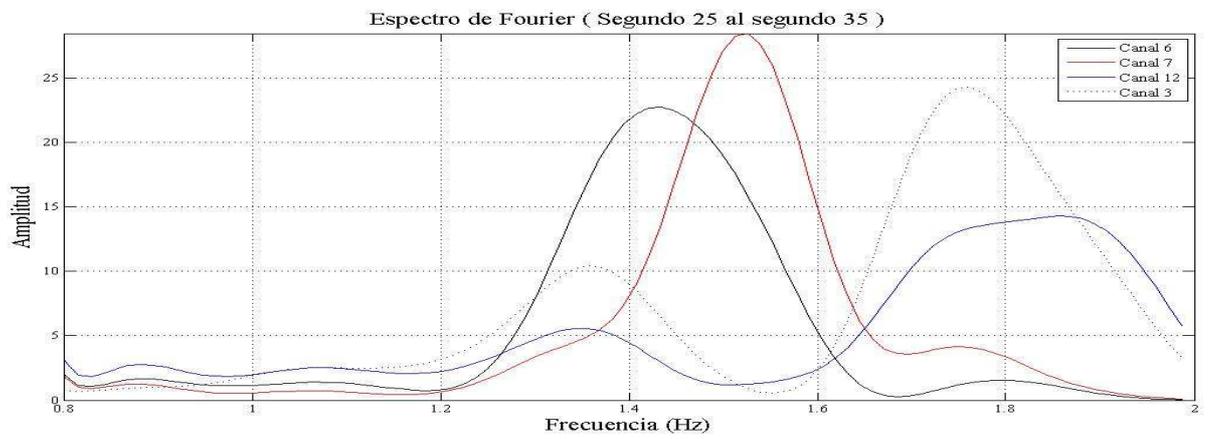
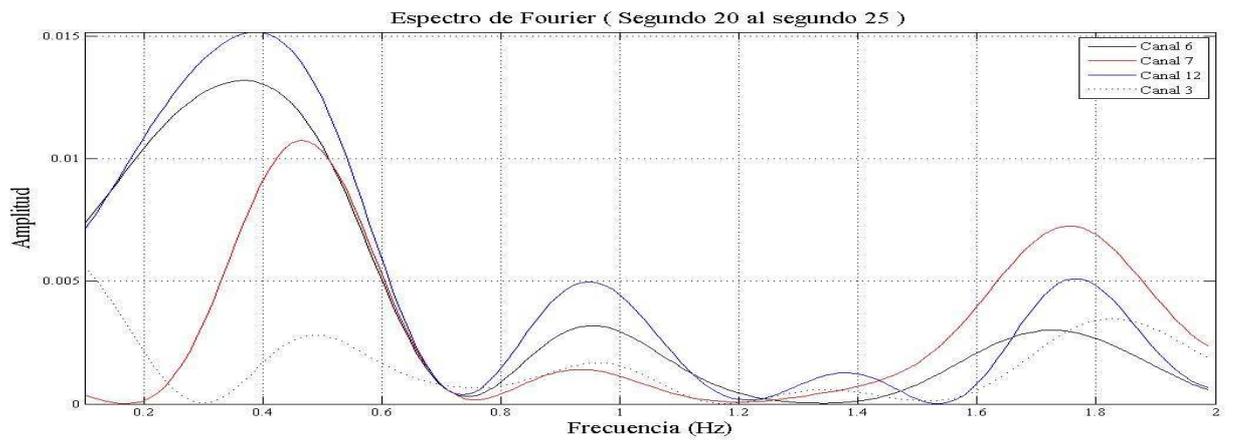


Figura 4.11: Espectros de Fourier durante distintas ventanas del sismo en la dirección transversal (0[Hz] – 2[Hz])

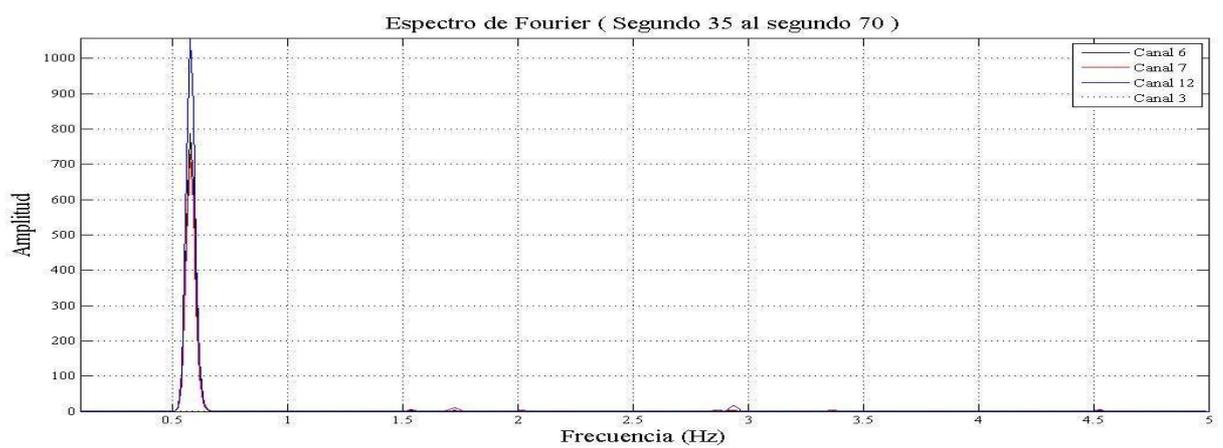
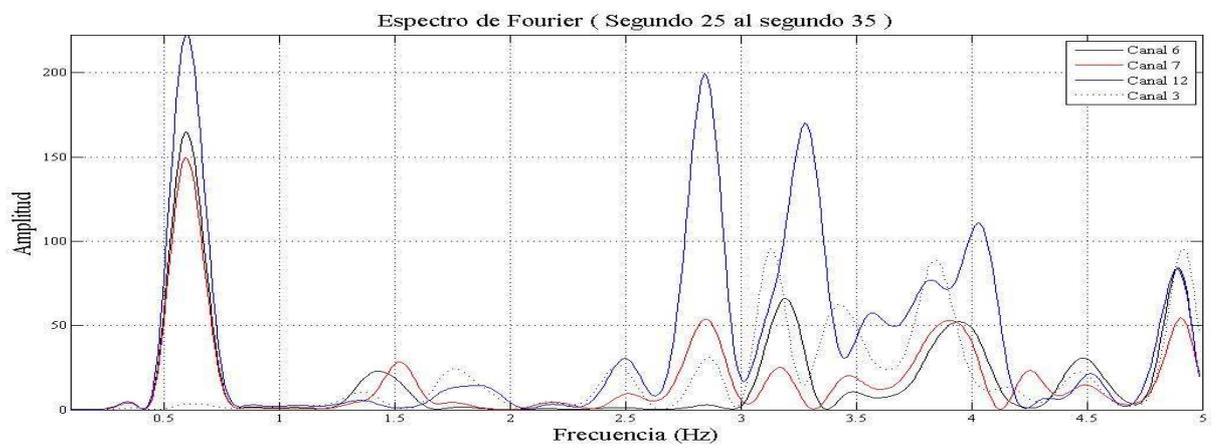
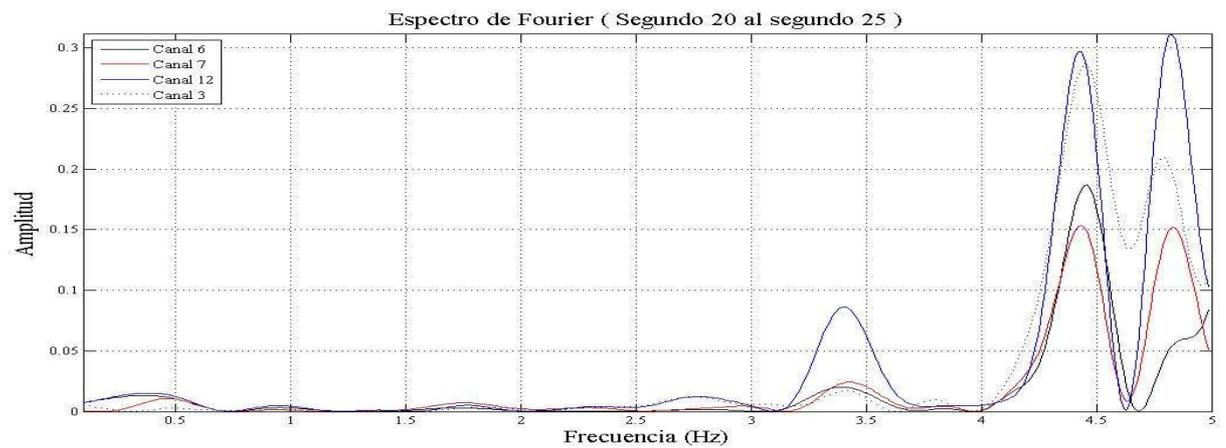


Figura 4.12: Espectros de Fourier durante distintas ventanas del sismo en la dirección transversal (0[Hz] – 5[Hz])

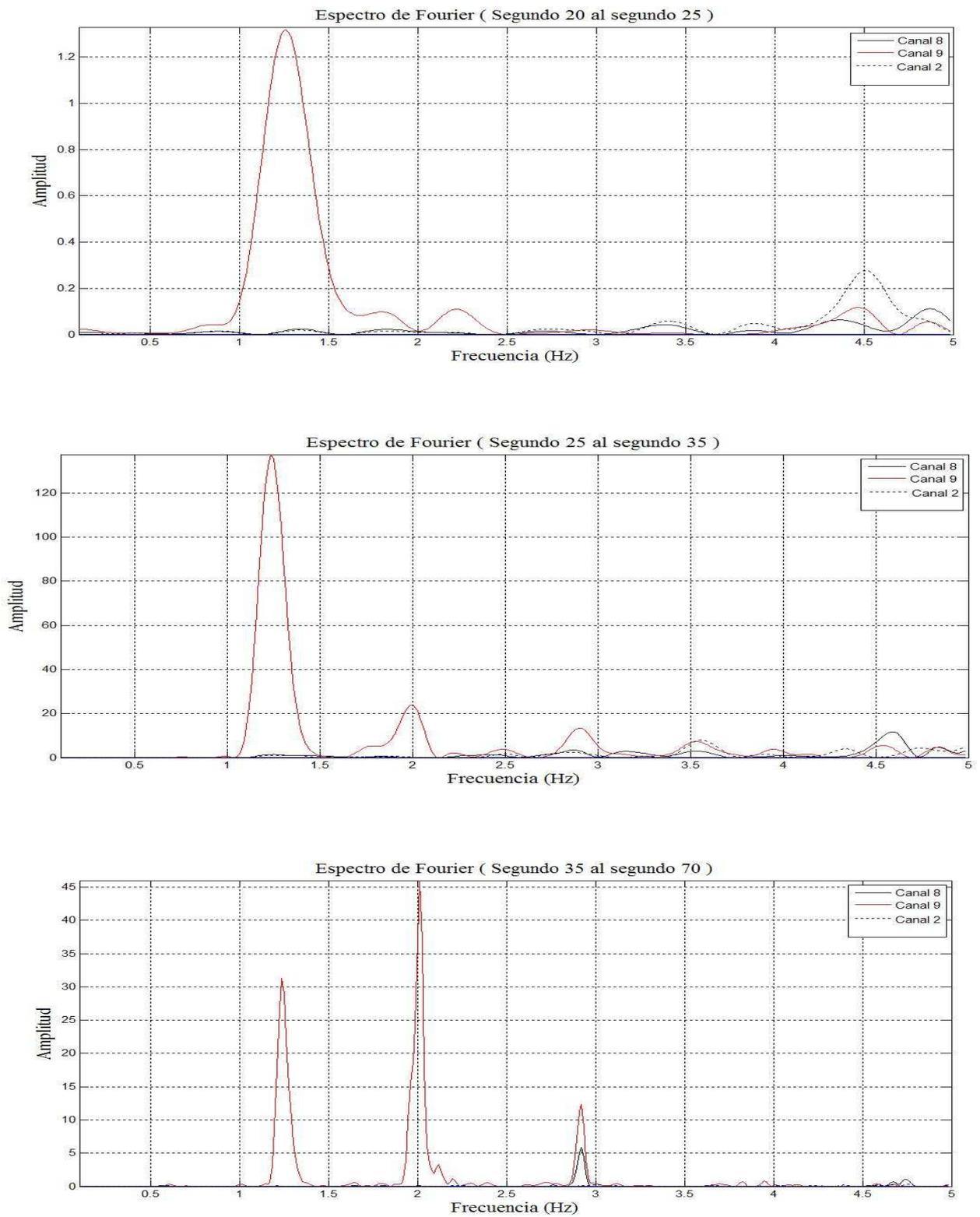


Figura 4.13: Espectros de Fourier durante distintas ventanas del sismo en la dirección Vertical (0[Hz] – 5[Hz])

En la tabla 4.3 se muestran las frecuencias encontradas para la estructura mediante el sismo en estudio.

Tabla 4.3: Frecuencias predominantes encontradas para el sismo 061012

Frecuencia (Hz)	Dirección Asociada
0.61-0.64	Transversal
1.25-1.35	Longitudinal
1.28-1.32	Vertical
1.50-1.56	Transversal
2.00-2.02	Vertical
2.82-2.85	Transversal
2.90-2.94	Vertical
3.25-3.31	Transversal
3.30-3.50	Longitudinal
4.84-4.90	Transversal

En la dirección longitudinal y transversal no fue tan fácil encontrar algunas frecuencias predominantes como sí lo fue en la dirección vertical, distinguiéndose claramente éstas. Para encontrar las frecuencias predominantes, se le dio prioridad y mayor credibilidad a los resultados mostrados en la segunda etapa del sismo, es decir, durante el movimiento fuerte. Si estas frecuencias se repetían durante la etapa posterior al movimiento fuerte se aceptaba esa frecuencia como una frecuencia predominante, no así si era mostrada sólo en la etapa antes del movimiento fuerte. Con este criterio se encontraron las frecuencias mostradas en la tabla 4.3. En el capítulo seis se realiza la comparación con las frecuencias encontradas en otros trabajos ya desarrollados y las del modelo computacional.

## **CAPÍTULO 5: AJUSTE DEL MODELO ANALÍTICO EXISTENTE.**

El modelo analítico del Puente Amolanas fue desarrollado por Bustos (2001). El modelo fue hecho en el software computacional SAP2000NL v6.11 y ha sido producto de varios trabajos y ajustes. El primer trabajo lo realizó el mismo Bustos, el cual consistió en un análisis sísmico de la estructura, considerando los elementos no lineales existentes en la estructura.

El segundo trabajo lo hizo Gárate (2001), quien realizó un análisis no paramétrico utilizando registros de microvibraciones con el fin de determinar las propiedades dinámicas del puente. Los resultados obtenidos sirvieron para calibrar el modelo teórico a través de correcciones en las propiedades de los elementos que lo conforman. Este modelo no considera elementos no lineales ya que para microvibraciones los amortiguadores y apoyos friccionales no trabajan.

El tercer trabajo lo hizo Beltrán (2003), quien ajustó el modelo del puente utilizando registros sísmicos. Para el análisis, consideró los elementos no lineales los cuales sí se encuentran trabajando, lo que obliga a realizar un análisis en el tiempo, comparando lo medido en terreno con lo obtenido del modelo.

El cuarto y último trabajo realizado lo llevó a cabo Sepúlveda (2005), quien realizó un análisis no lineal modal en el tiempo con nuevos registros sísmicos a la fecha, con el fin de obtener periodos propios y calibrar el modelo. Posteriormente verificó los resultados con un análisis de integración directa y comparó ambas formas de análisis en el tiempo.

El objetivo de este trabajo es ajustar el modelo computacional existente de manera que logre respuestas lo más parecidas posibles a las registradas en la realidad. Para esto se utiliza el registro sísmico 061012. El modelo de partida es el obtenido por Beltrán (2003).

## 5.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El modelo del puente Amolanas fue realizado en el programa SAP2000NL. Los apoyos del modelo, pilas y estribos, se consideraron empotrados a la roca. Las pilas y perfiles del puente se modelaron con elementos tipo barra (frame) y la losa del tablero y las chapas del cajón se modelaron con tipo panel (shell). En los estribos y en las pilas 1 y 2 el puente posee apoyos deslizantes en el sentido longitudinal. La única restricción en esa dirección la establece la pila 3, en la cual el puente puede girar sobre el cabezal de esa pila pero no deslizar. Para encontrar las frecuencias y formas modales, los amortiguadores no fueron considerados. Los amortiguadores fueron definidos del tipo *damper* y los apoyos deslizantes del tipo *friction isolator*.

En el análisis se utilizaron los vectores de Ritz, pues representan de mejor manera las deformaciones no lineales de la estructura que los vectores propios.

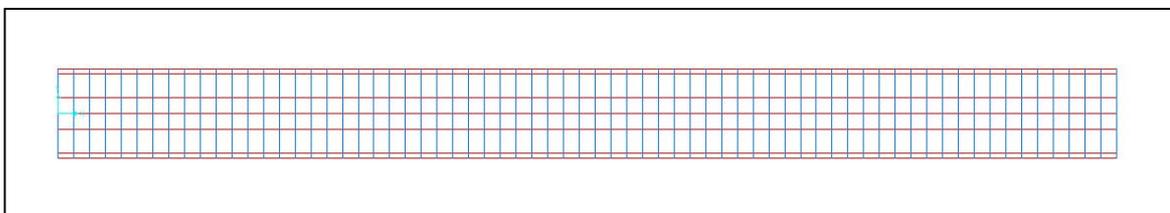


Figura 5.1: Vista en planta del modelo puente Amolanas

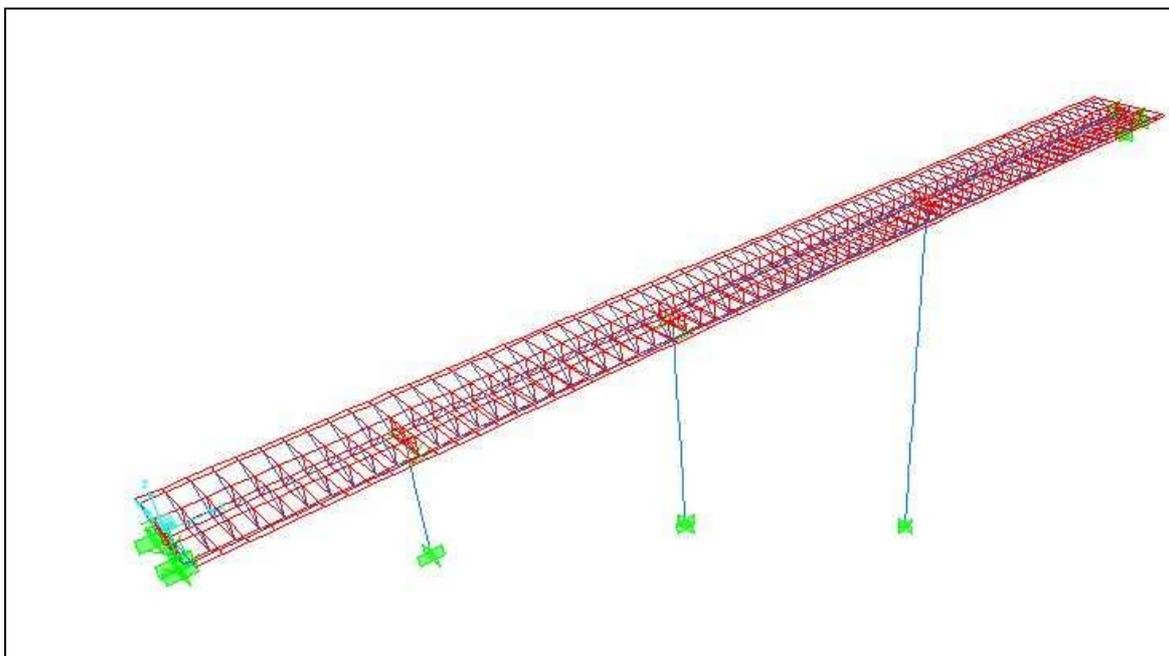


Figura 5.2: Vista tridimensional modelo puente Amolanas

## 5.2 MODIFICACIONES AL MODELO INICIAL

Antes de modificar cualquier propiedad del puente, se utilizó el mismo modelo de partida con los registros de campo libre del sismo 061012, obteniéndose muy buenos resultados en lo que a formas y frecuencias modales se refiere, no así el caso para aceleraciones y desplazamientos del puente.

Con el fin de obtener más de un 90% de la masa sísmica del puente en sus tres direcciones, se debió utilizar un total de 70 modos de vibrar. Asimismo, se realizó un análisis en el tiempo por superposición modal.

Para obtener resultados lo más cercanos a la realidad, se hizo un ajuste de la respuesta en el tiempo y no se consideraron los amortiguadores, ya que distorsionaban y alejaban la respuesta del modelo de la realidad. Aparentemente los amortiguadores no ejercen su acción para deformaciones muy pequeñas. El ajuste en el tiempo fue un proceso iterativo, modificando el amortiguamiento modal y el coeficiente de roce efectivo de los apoyos deslizantes en el modelo de partida. El amortiguamiento modal se obtuvo calculando el decaimiento logarítmico de los registros de aceleración transversal siendo igual a un 2.3%. Este valor fue aplicado a todos los modos de vibrar y en todas sus direcciones.

Para el caso del coeficiente de roce de los apoyos elastoméricos, el ajuste del modelo consistió en iterar con valores iguales a 2.0 %, 2.5%, 3.0%, 3.5%, 4.0%, 5.0% y 7.0% arrojando la mejor respuesta el valor 4.0%. Para que los apoyos deslizantes trabajen a corte; es decir, disminuyan los desplazamientos longitudinales (este es el objetivo de los aisladores), el modelo presenta cargas verticales sobre éstos, con lo cual la fuerza sobre cada aislador es igual al coeficiente de roce por la fuerza aplicada (fuerza normal). Los valores de estas cargas, que sólo se deben a peso propio, se presentan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Fuerza normal sobre cada apoyo friccional

Ubicación apoyo	Fuerza (Tf)
Estribo Sur	151.0
Pila 1	613.5
Pila 2	691.5
Estribo Norte	367.0

Los principales parámetros utilizados en el modelo, se presentan en la tabla 5.2.

Tabla 5.2: Parámetros utilizados en el modelo computacional

Propiedades	Valor
Modulo Elasticidad Horm. Pilas (tf/m <sup>2</sup> )	3300000
Modulo Elasticidad Horm. Tablero (tf/m <sup>2</sup> )	3600000
Modulo Elasticidad Horm. Acero (tf/m <sup>2</sup> )	21000000
Rigidez Apoyo Friccional Dx (tf/m)	250000
Rigidez Apoyo Friccional Dy (tf/m)	14000
Rigidez Apoyo Friccional Dz (tf/m)	300000

### 5.3 RESULTADOS OBTENIDOS DEL AJUSTE AL MODELO

#### Frecuencias y Formas Modales.

Para la determinación de las frecuencias y formas modales, se encontró que los amortiguadores presentes en el modelo no intervenían. Junto con hacer hincapié en el punto anterior y realizar los ajustes antes mencionados al modelo computacional, se obtuvieron los resultados presentados en las tablas 5.3 y 5.4.

Tabla 5.3: Periodos y frecuencias obtenidos del modelo computacional.  
Primeros 10 modos

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
1	1.612	0.620
2	0.841	1.189
3	0.750	1.334
4	0.632	1.582
5	0.556	1.799
6	0.532	1.881
7	0.490	2.041
8	0.380	2.633
9	0.343	2.917
10	0.341	2.933

Tabla 5.4: Porcentajes de participación modal y direcciones asociadas a tales modos.  
Primeros 10 modos

Modo	Participación Masa Modal (%)			Participación Masa Modal Acumulado (%)			Dirección Asociada
	Dx	Dy	Dz	Dx	Dy	Dz	
1	0.00	68.30	0.00	0.00	68.30	0.00	Transversal
2	63.10	0.00	1.00	63.10	68.30	1.00	Longitudinal-Vertical
3	23.40	0.00	2.10	86.50	68.30	3.10	Longitudinal-Vertical
4	0.00	0.07	0.00	86.50	68.37	3.10	Transversal
5	0.00	4.20	0.00	86.50	72.57	3.10	Transversal
6	0.90	0.00	0.60	87.40	72.57	3.70	Longitudinal-Vertical
7	0.00	0.00	16.30	87.40	72.57	20.00	Vertical
8	0.00	3.10	0.00	87.40	75.67	20.00	Transversal
9	0.00	1.90	0.00	87.40	77.57	20.00	Transversal
10	0.00	0.00	16.90	87.40	77.57	36.90	Vertical

Con los 70 modos utilizados para el análisis se alcanza 97.93, 96.76 y 91.60 % de participación modal para las direcciones longitudinal, transversal y vertical respectivamente.

En las siguientes figuras se presentan algunas vistas de las primeras 7 formas de vibrar encontradas tras realizar el ajuste al modelo computacional de la estructura.

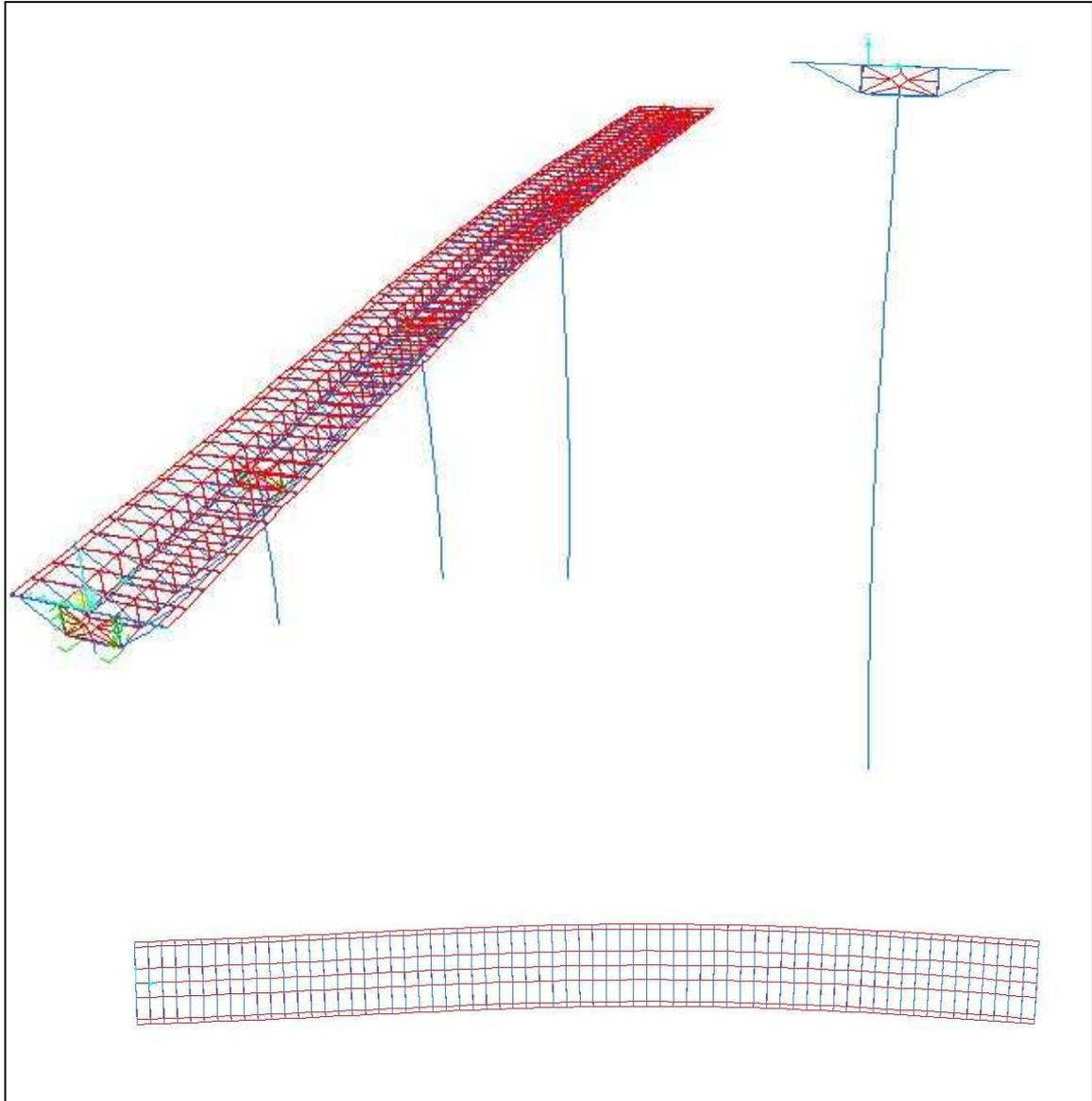


Figura 5.3: Vista tridimensional, en corte y en planta del primer modo presente en el modelo computacional

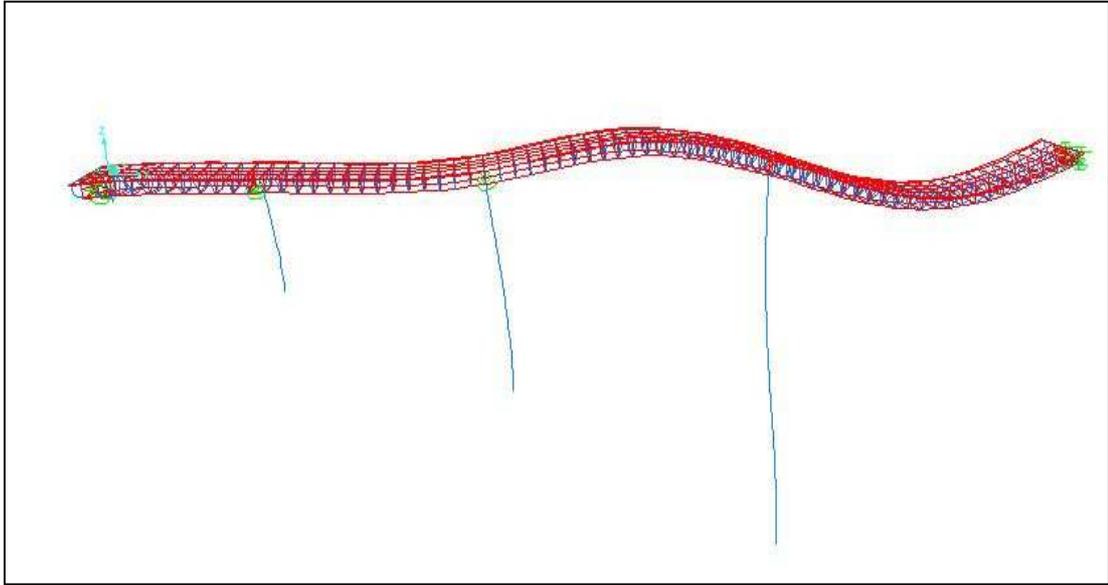


Figura 5.4: Vista en elevación del segundo modo presente en el modelo computacional

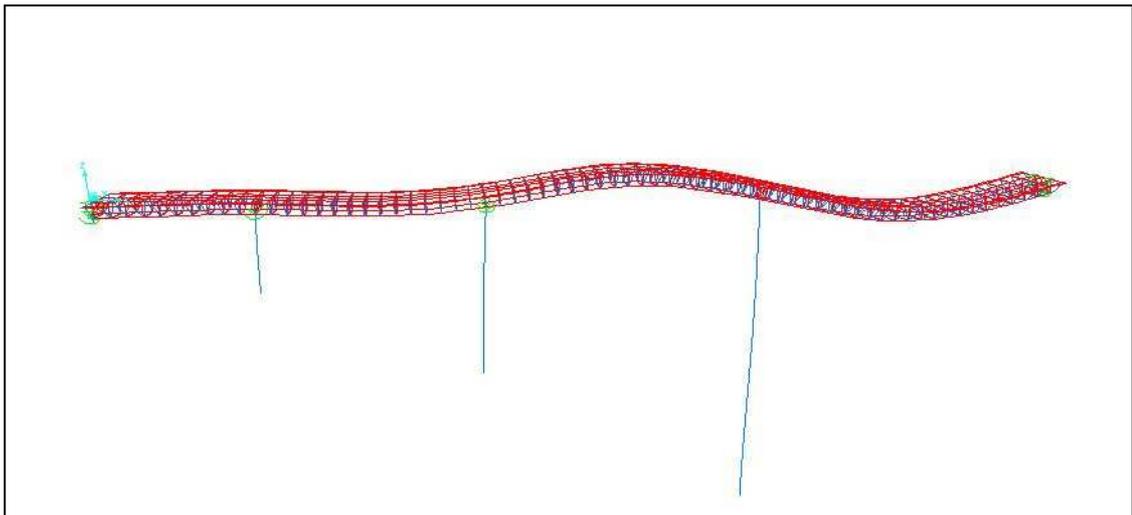


Figura 5.5: Vista en elevación del tercer modo presente en el modelo computacional

En el capítulo anterior se obtuvieron empíricamente las formas modales del puente a través de un análisis no paramétrico, llevando desde el espacio tiempo al espacio de las frecuencias los datos registrados. Este proceso se hizo a través de la función transformada de Fourier. A continuación se realiza una comparación entre las propiedades dinámicas obtenidas del proceso no paramétrico y las obtenidas de la modelación computacional.

Tabla 5.5: Comparación entre las frecuencias obtenidas del análisis no paramétrico y del modelo computacional

Propiedades Dinámicas de la Estructura					
Análisis no Parametrico			Modelo Computacional		
Modo	Frecuencia (Hz)	Dirección Asociada	Modo	Frecuencia (Hz)	Dirección Asociada
1	0.61-0.64	Transversal	1	0.62	Transversal
2	1.25-1.35	Longitudinal	2	1.19	Longitudinal-Vertical
3	1.28-1.32	Vertical	3	1.33	Longitudinal-Vertical
4	1.50-1.56	Transversal	4	1.58	Transversal
5	1.70-1.74	Transversal	5	1.80	Transversal
6	1.79-1.85	Longitudinal	6	1.88	Longitudinal-Vertical
7	2.00-2.02	Vertical	7	2.04	Vertical
8	2.82-2.85	Transversal	8	2.63	Transversal
			9	2.92	Transversal
10	2.90-2.94	Vertical	10	2.93	Vertical

Como se puede apreciar en la tabla 5.5, los resultados del análisis empírico y del análisis computacional arrojan buenos resultados, por lo cual se optó por mantener las propiedades de los materiales antes indicados y que son las mismas que las que utilizó Beltrán en una de sus modelaciones. Es por este motivo que los cambios que se hicieron al modelo corresponden a parámetros que influyen sobre la respuesta en el tiempo. Tal razón explica que los resultados entre una modelación y otra no varíen sustancialmente.

También se observa que el primer modo de vibrar, en la dirección transversal, se ajusta bien a la realidad. Esto se debe a la linealidad del puente en esa dirección. Sucede lo contrario con los modos en la dirección longitudinal. Debido a la no linealidad del puente en su respuesta, los resultados no serán cercanos a la realidad y no deberán compararse desde el punto de vista de las propiedades dinámicas del puente, sino de la respuesta en el tiempo. La misma explicación es válida para todos los modos restantes.

En la tabla 5.6 se muestra una comparación entre las frecuencias y participaciones modales obtenidas con ambas modelaciones.

Tabla 5.6: Comparación de las frecuencias y particiones modales entre ambas modelaciones, Beltrán (2003) y González (2008)

Modelación Beltrán (2003)					
Modo	Frecuencia (Hz)	Participación masa modal (%)			Dirección asociada
		Dx	Dy	Dz	
1	0.61-0.62	0.0	68.4	0.0	Transversal
2	1.18-1.19	62.6	0.0	1.0	Longitudinal - Vertical
3	1.32-1.33	24.0	0.0	2.1	Longitudinal - Vertical
4	1.55-1.59	0.0	0.1	0.0	Transversal
5	1.77-1.79	0.0	4.2	0.0	Transversal
6	1.84-1.88	0.8	0.0	0.5	Longitudinal - Vertical
7	2.02-2.04	0.0	0.0	16.4	Vertical
8	2.59-2.62	0.0	3.1	0.0	Transversal
9	2.88-2.92	0.0	1.7	0.0	Transversal
10	2.91-2.93	0.0	0.0	16.8	Vertical
Modelación González (2008)					
Modo	Frecuencia (Hz)	Participación masa modal (%)			Dirección asociada
		Dx	Dy	Dz	
1	0.62	0.0	68.3	0.0	Transversal
2	1.19	63.1	0.0	1.0	Longitudinal-Vertical
3	1.33	23.4	0.0	2.1	Longitudinal-Vertical
4	1.58	0.0	0.1	0.0	Transversal
5	1.80	0.0	4.2	0.0	Transversal
6	1.88	0.9	0.0	0.6	Longitudinal-Vertical
7	2.04	0.0	0.0	16.3	Vertical
8	2.63	0.0	3.1	0.0	Transversal
9	2.92	0.0	1.9	0.0	Transversal
10	2.93	0.0	0.0	16.9	Vertical

#### 5.4 RESULTADOS OBTENIDOS DEL AJUSTE DE LA RESPUESTA EN EL TIEMPO

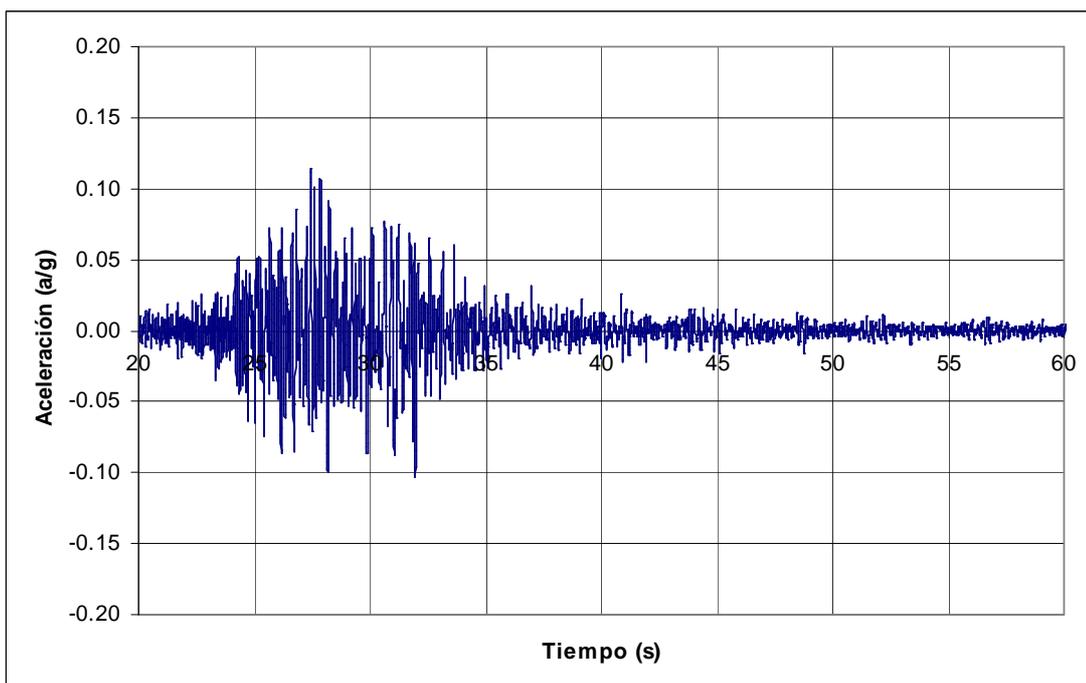
La calibración del modelo para obtener una ajustada respuesta en el tiempo se hace a través de las series de tiempo de aceleración y desplazamiento. Este proceso se hace en forma iterativa y el patrón de ajuste es la comparación visual de los resultados empíricos versus los modelados.

Como se mencionó anteriormente, para el ajuste de la respuesta se variaron dos parámetros, el amortiguamiento modal y el coeficiente de roce de los apoyos deslizantes.

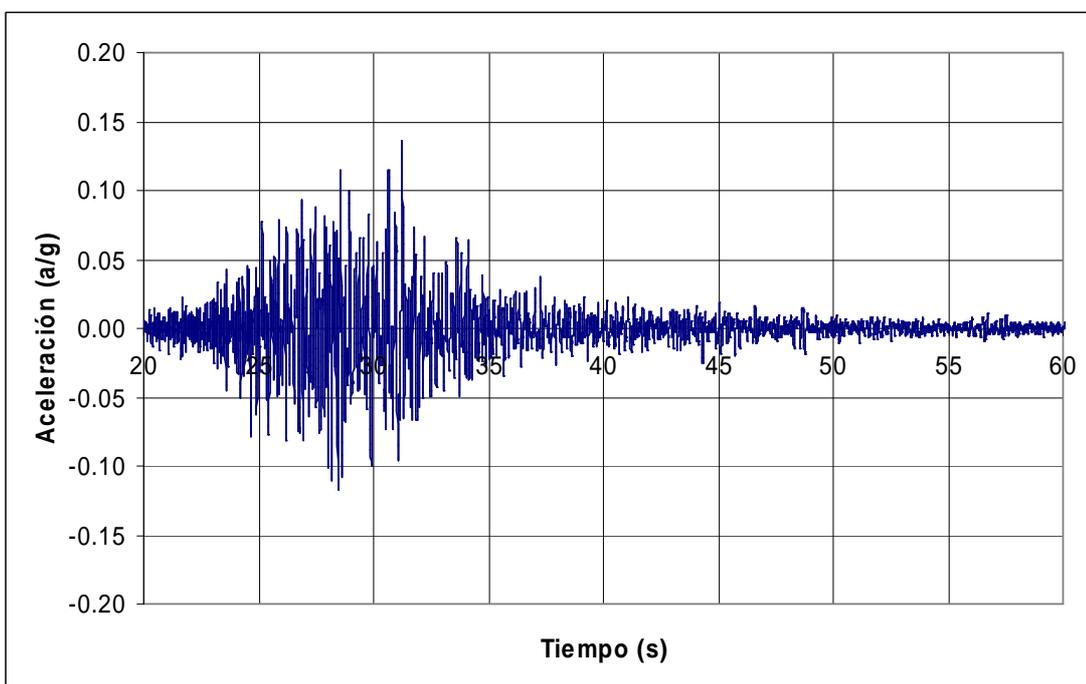
Dada la flexibilidad que presenta esta estructura, los peaks máximos de las aceleraciones son controlados por los modos superiores, lo cual hace dificultoso el ajuste para esta respuesta en el tiempo, ya que los modos de frecuencias altas son muy difíciles de reproducir. Sin embargo, para obtener atinados resultados para esta serie de tiempo, se puede calibrar el amortiguamiento asociado a los modos que participan en la respuesta; es por tal motivo que se modificó este parámetro. El valor final que se utilizó para el ajuste fue de un 2.3% y se aplicó en las tres direcciones del puente y a todos sus modos de vibrar. Este valor se obtuvo encontrando el decaimiento logarítmico en las series de tiempo de aceleración asociado a la dirección transversal del puente.

Para el ajuste de los desplazamientos, en este trabajo se incorporan registros directos de desplazamiento obtenidos con los nuevos sensores de desplazamiento Celesco. El coeficiente de roce asociado a los elementos friccionales influye de gran manera en los desplazamientos en la dirección longitudinal. Es por esta razón que se generaron varias series de tiempo de desplazamientos en la dirección longitudinal, donde el parámetro que se varió fue el roce. Tal como se mencionó anteriormente, el valor que mejor se ajustó a los registros reales fue 4.0%, siendo distinto al 2.5% que presentaban las memorias de cálculo entregadas por los fabricantes.

En las figuras 5.10 a 5.20 se presentan las series de tiempo de aceleración y desplazamiento para el sismo analizado.

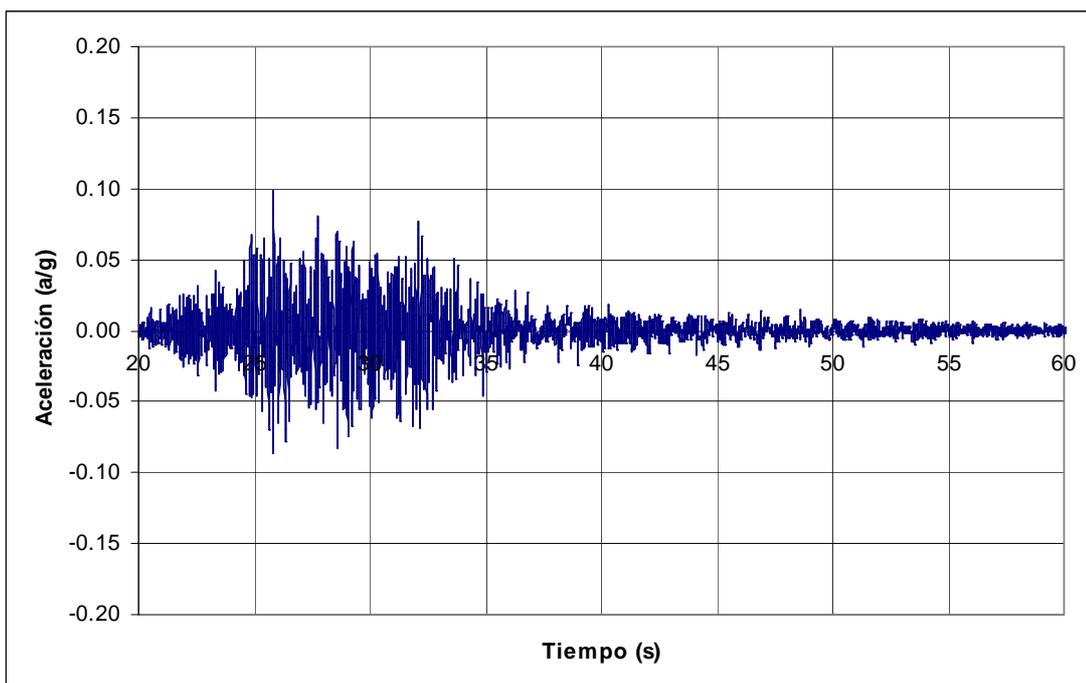


Aceleración Longitudinal Canal 4 (Modelo)

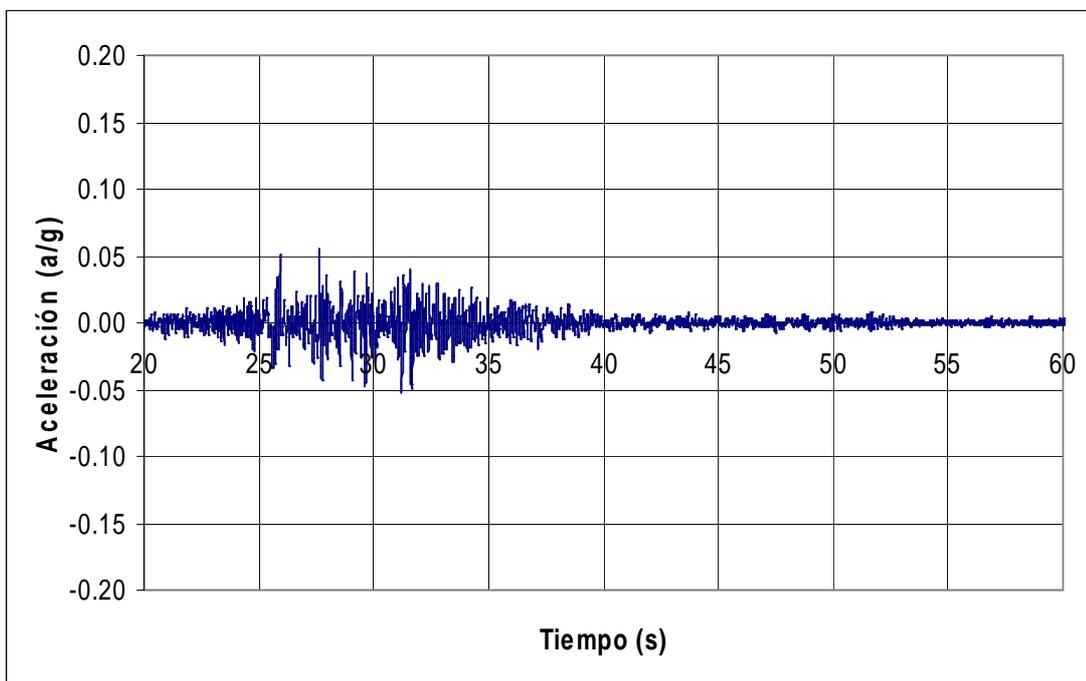


Aceleración Longitudinal Canal 4 (Registro Real)

Figura 5.6: Series de tiempo de aceleraciones del modelo ajustado y la registrada en terreno para el canal 4, dirección longitudinal

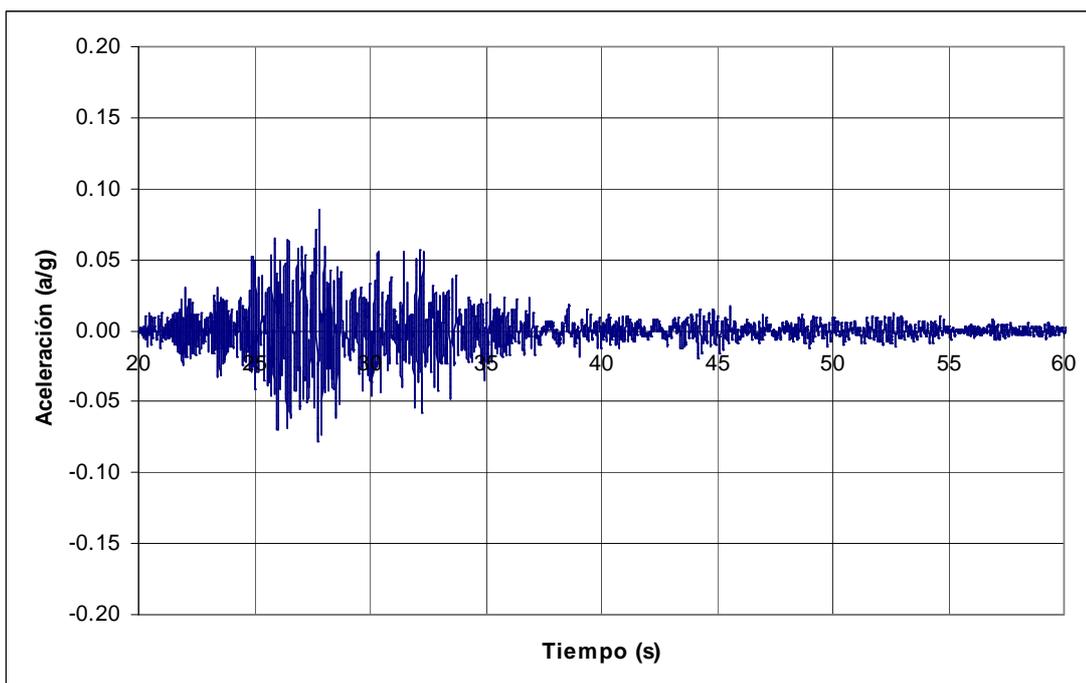


Aceleración Longitudinal Canal 5 (Modelo)

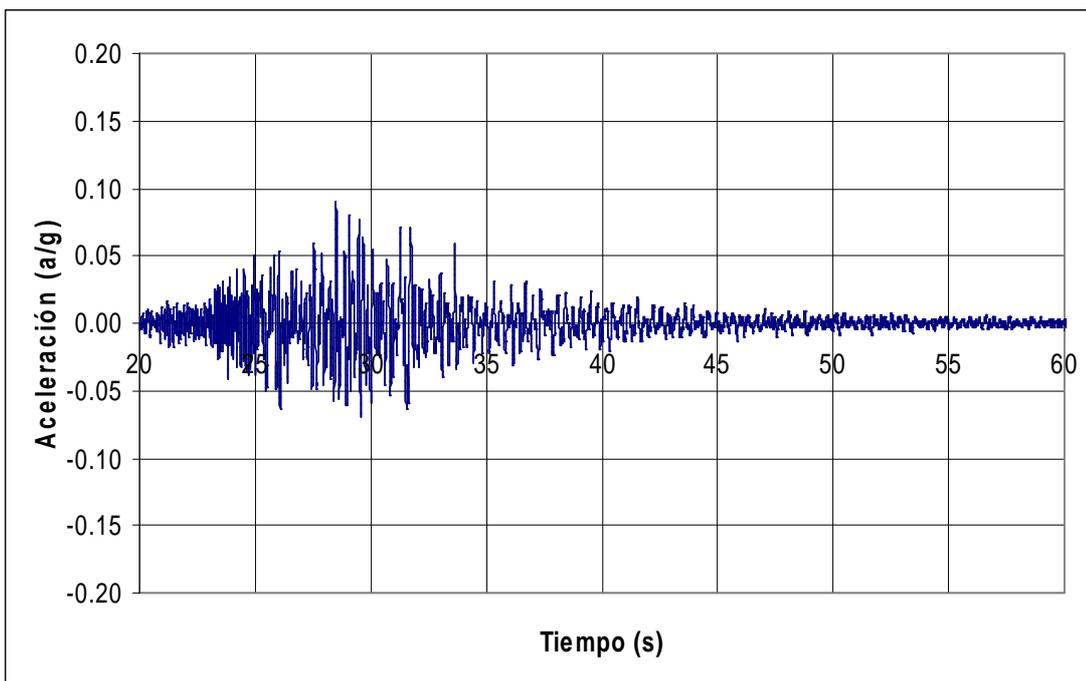


Aceleración Longitudinal Canal 5 (Registro Real)

Figura 5.7: Series de tiempo de aceleraciones del modelo ajustado y la registrada en terreno para el canal 5, dirección longitudinal

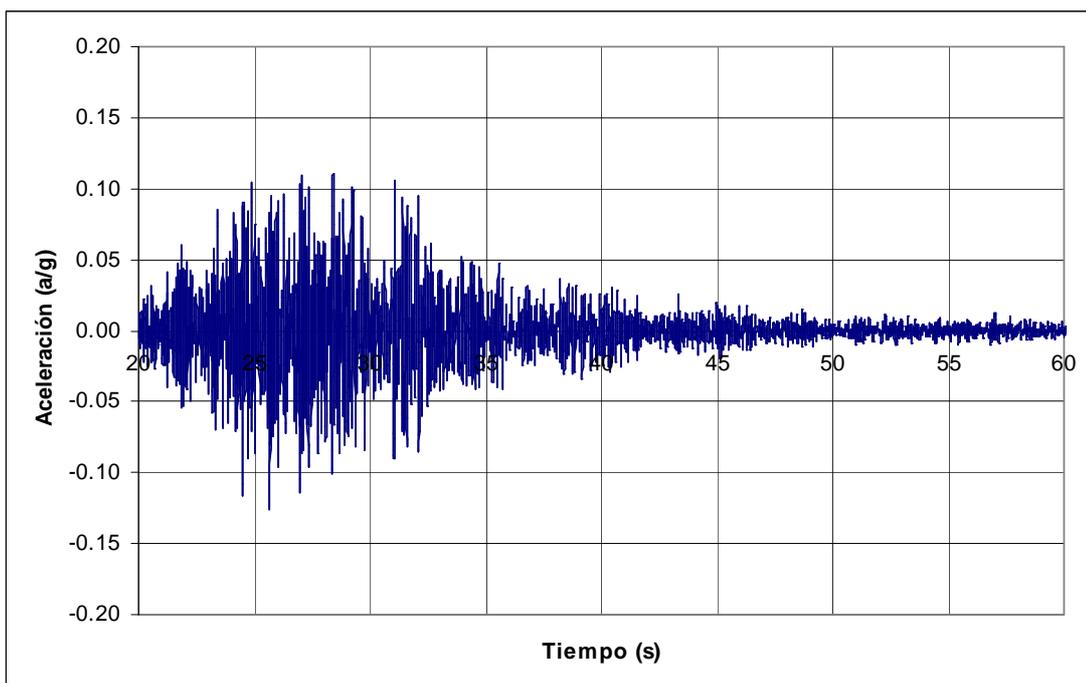


Aceleración Longitudinal Canal 10 (Modelo)

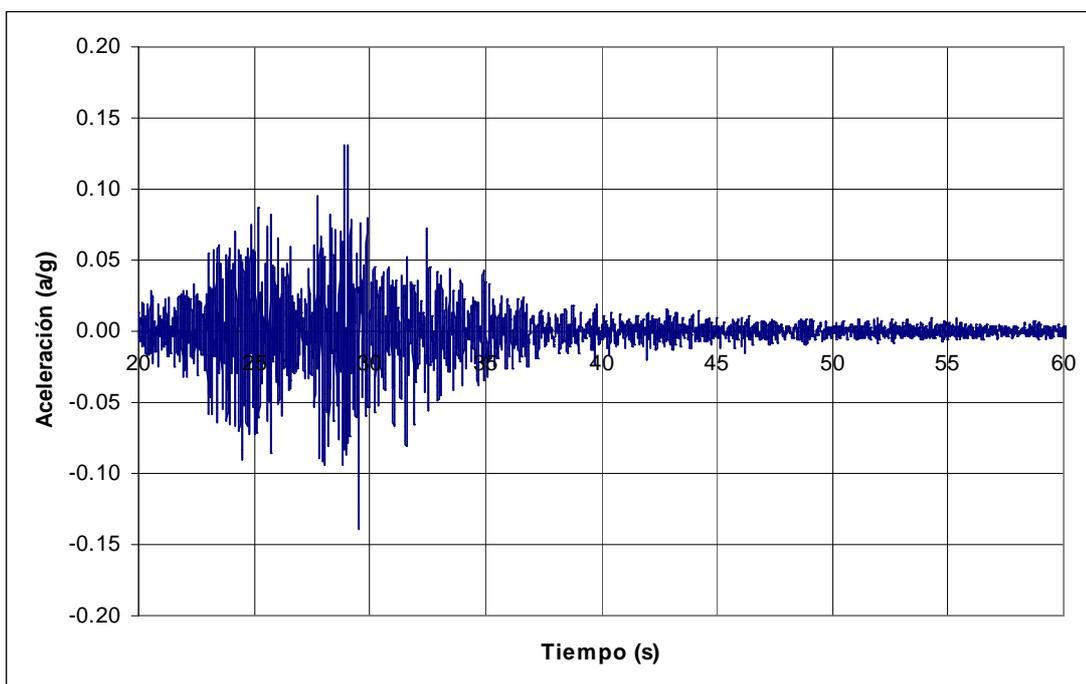


Aceleración Longitudinal Canal 10 (Registro Real)

Figura 5.8: Series de tiempo de aceleraciones del modelo ajustado y la registrada en terreno para el canal 10, dirección longitudinal

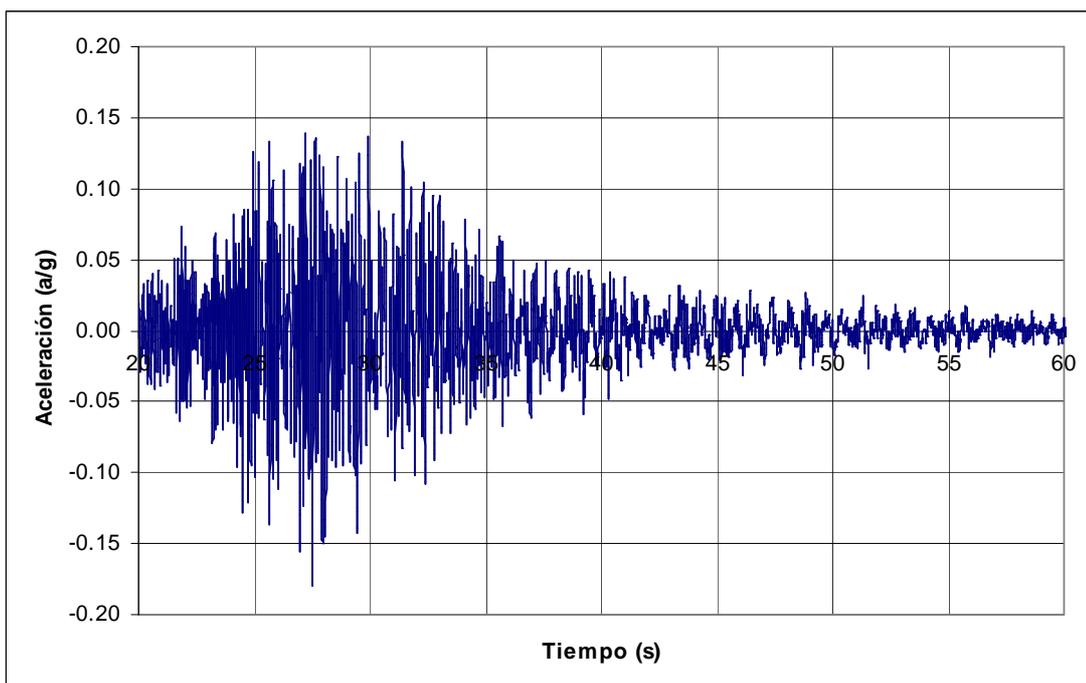


Aceleración Vertical Canal 8 (Modelo)

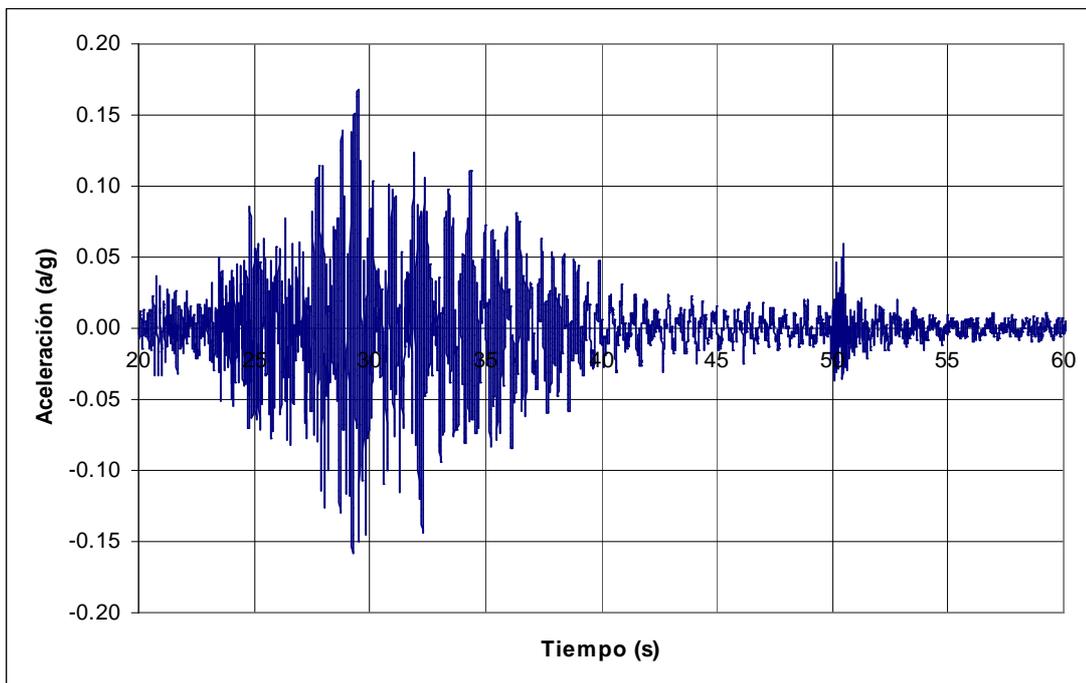


Aceleración Vertical Canal 8 (Registro Real)

Figura 5.9: Series de tiempo de aceleraciones del modelo ajustado y la registrada en terreno para el canal 8, dirección vertical

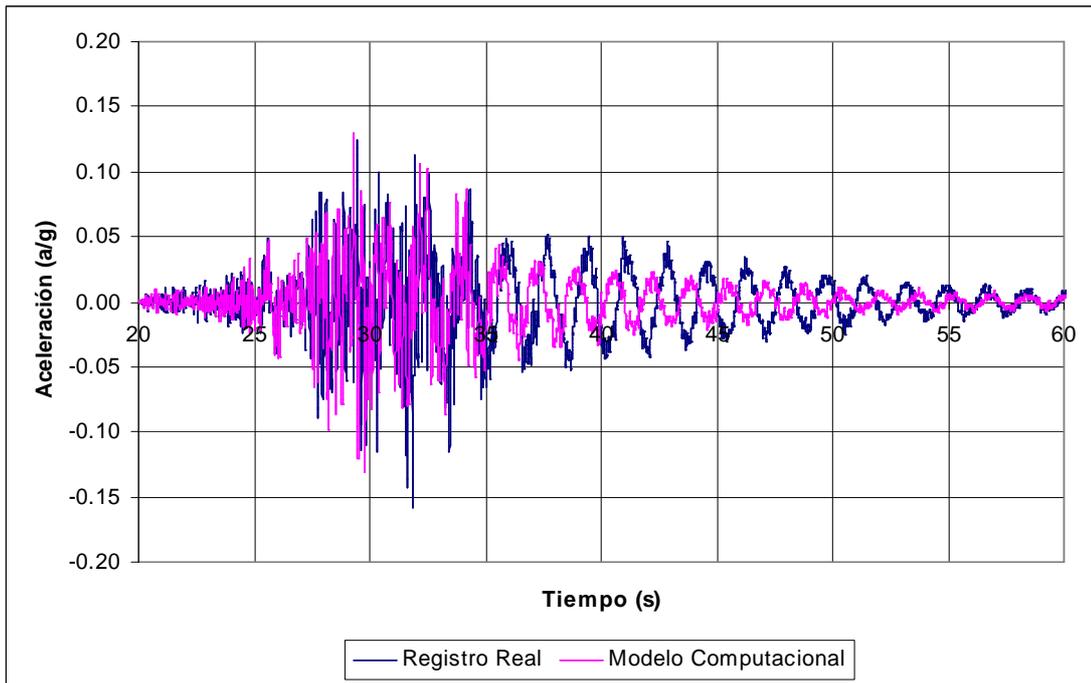


Aceleración Vertical Canal 9 (Modelo)

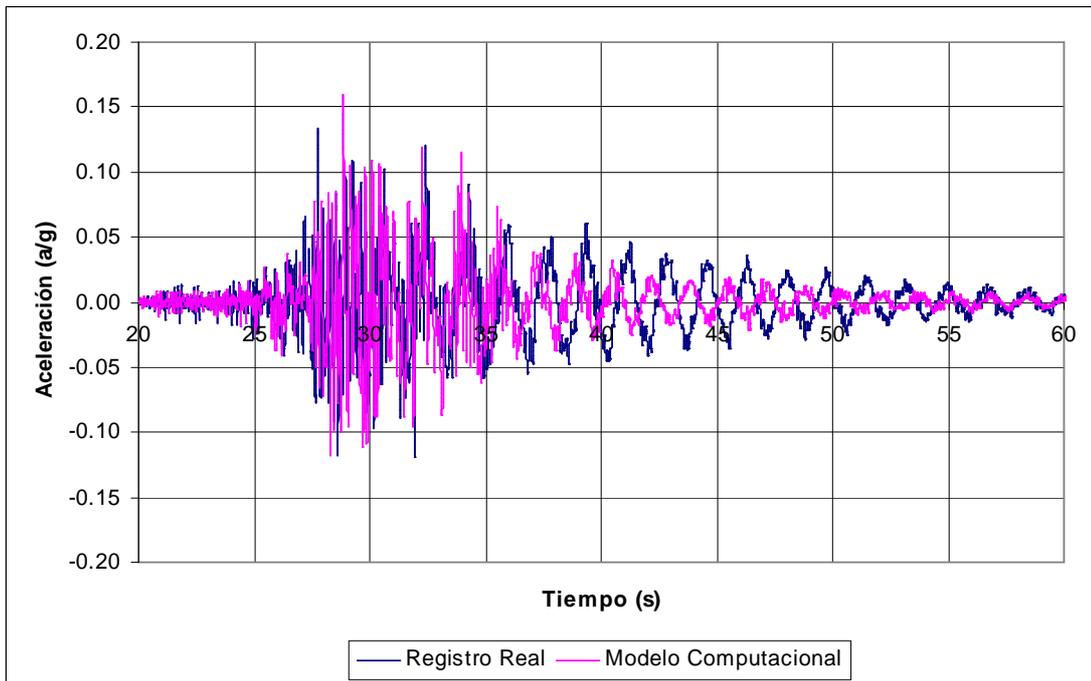


Aceleración Vertical Canal 9 (Registro Real)

Figura 5.10: Series de tiempo de aceleraciones del modelo ajustado y la registrada en terreno para el canal 9, dirección vertical

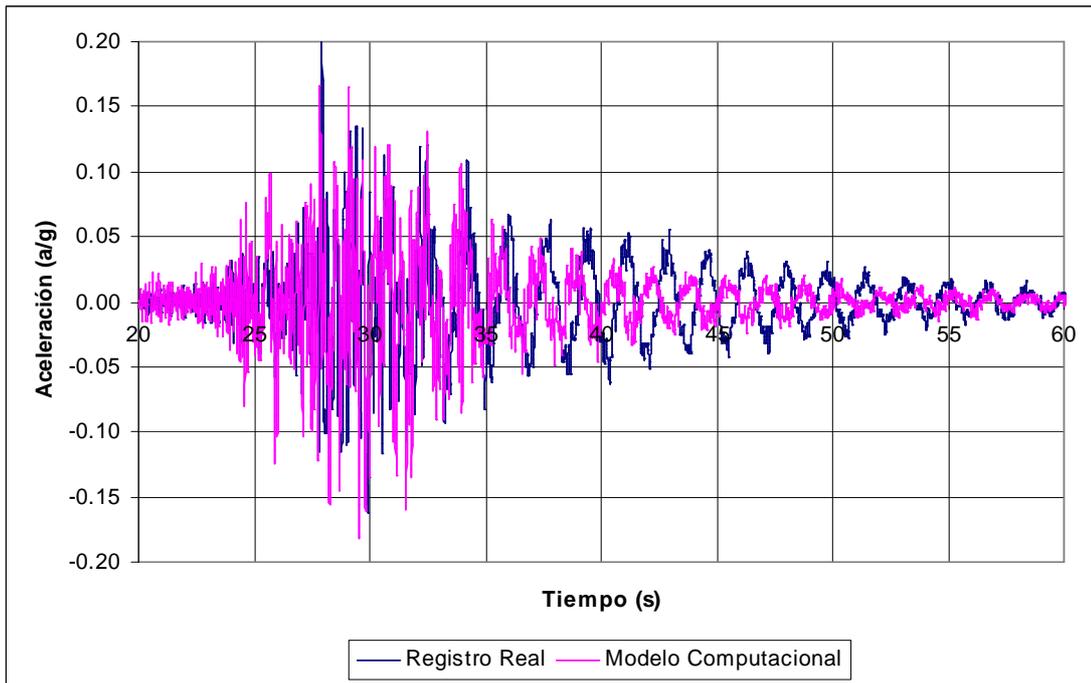


Aceleración Transversal Canal 6



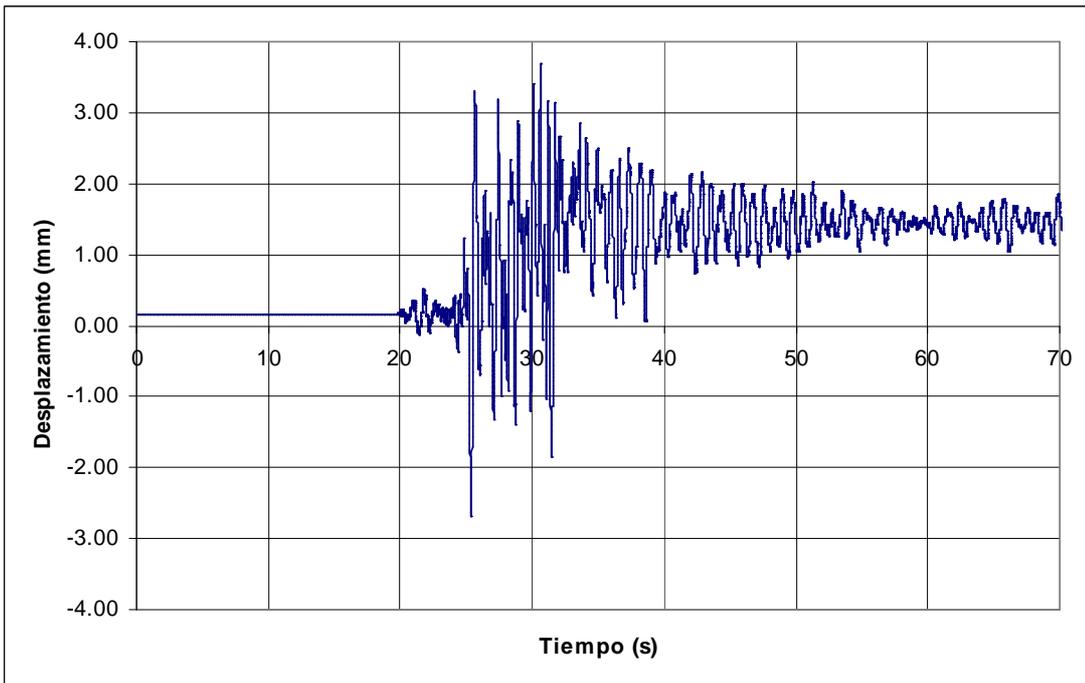
Aceleración Transversal Canal 7

Figura 5.11: Comparación de las series de tiempo de aceleraciones del modelo ajustado y la registrada en terreno para los canales 6 y 7, dirección transversal

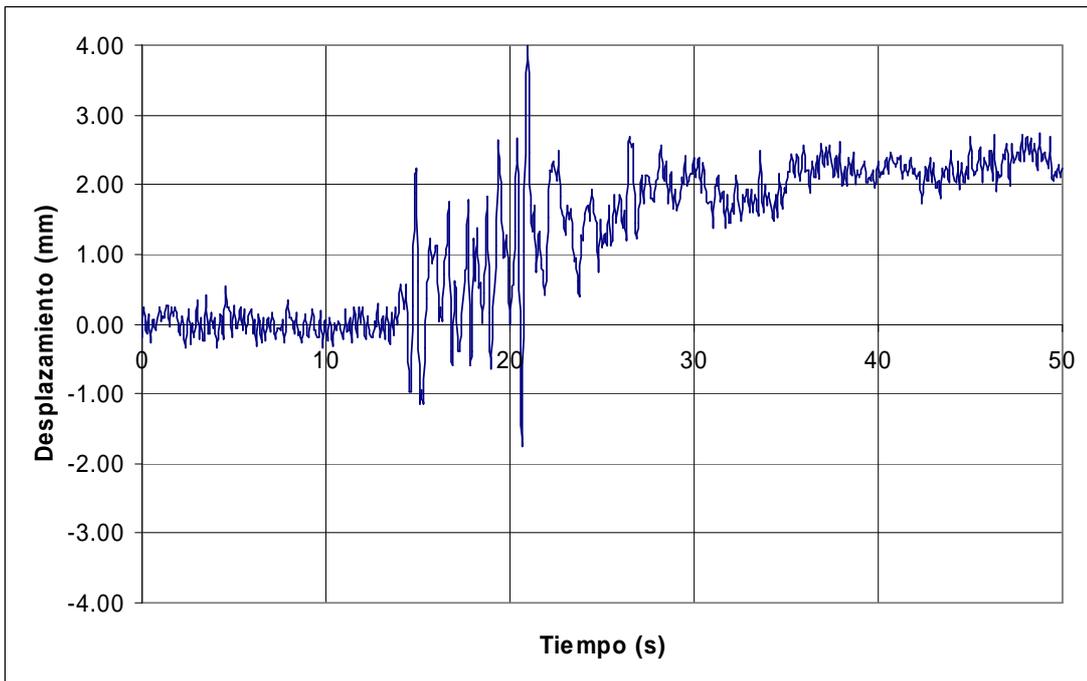


Aceleración Transversal Canal 12

Figura 5.12: Comparación de las series de tiempo de aceleraciones del modelo ajustado y la registrada en terreno para el canal 12, dirección transversal

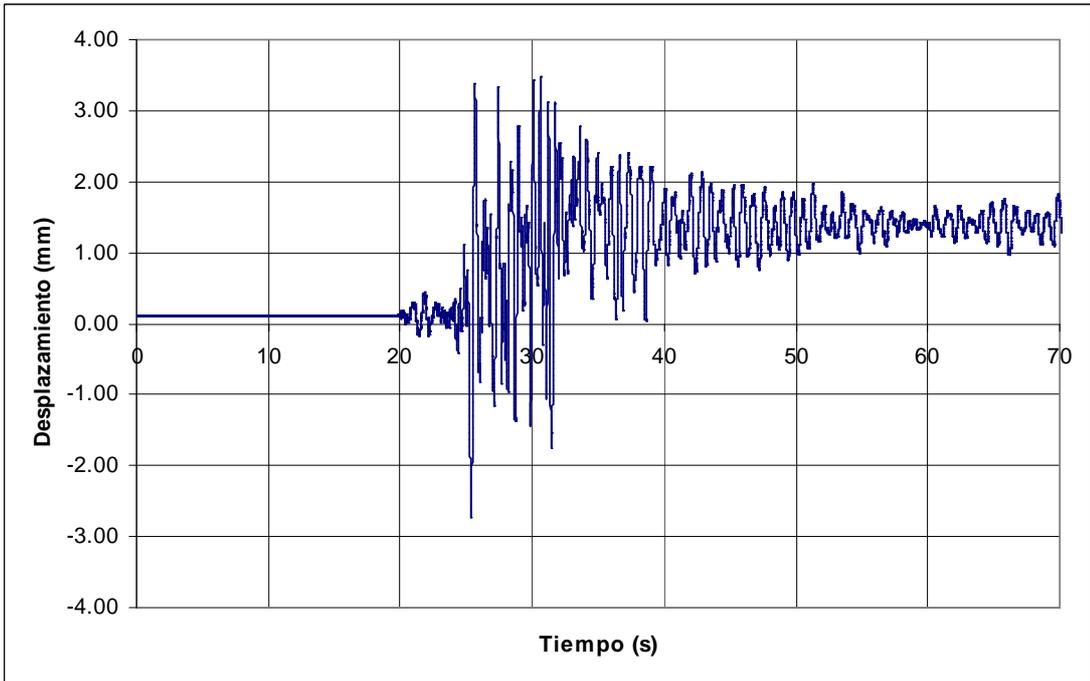


Desplazamiento Pila 1, coeficiente de roce 4.0%

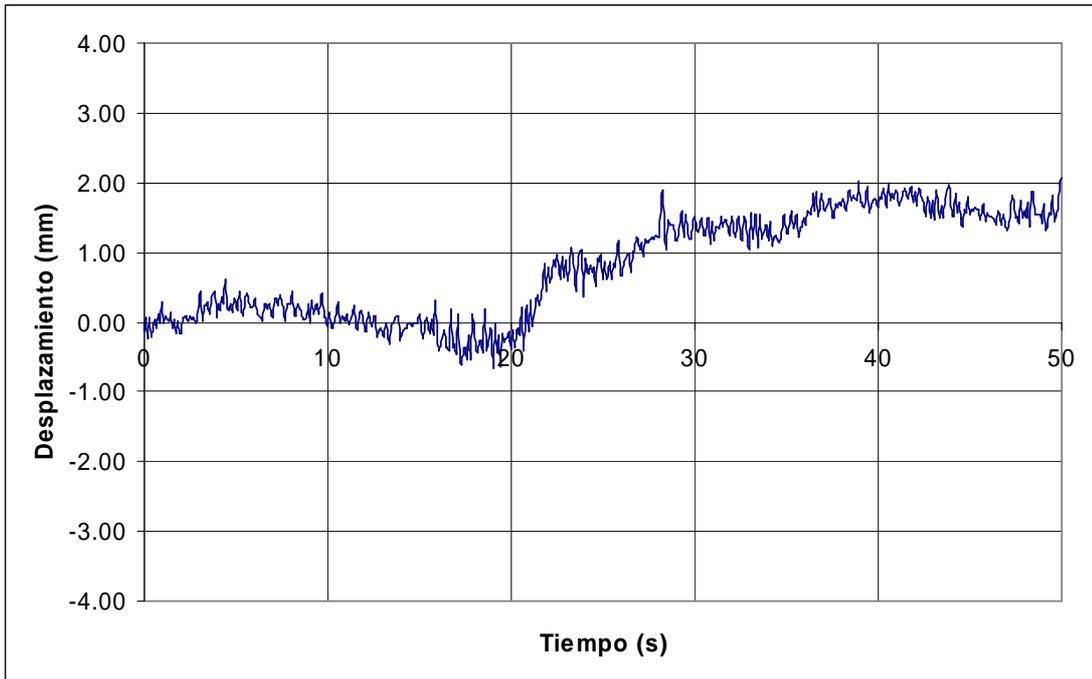


Desplazamiento Pila 1, Registro Real

Figura 5.13: Comparación de las series de tiempo de desplazamiento del modelo ajustado y la registrada en terreno para la pila 1, dirección longitudinal

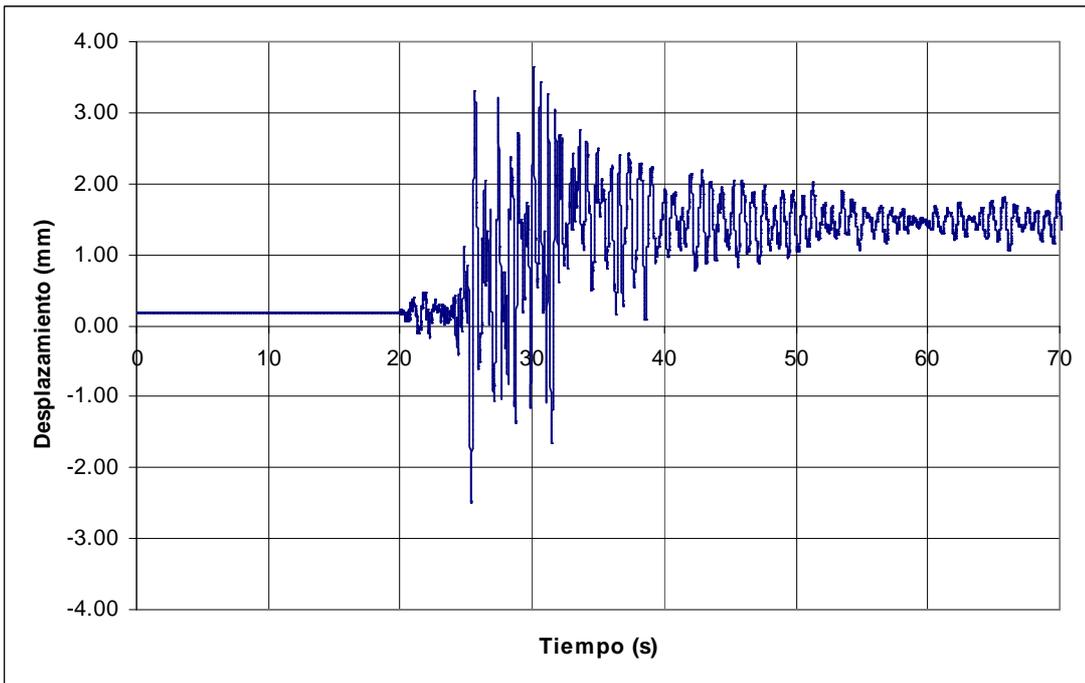


Desplazamiento Pila 2, coeficiente de roce 4.0%

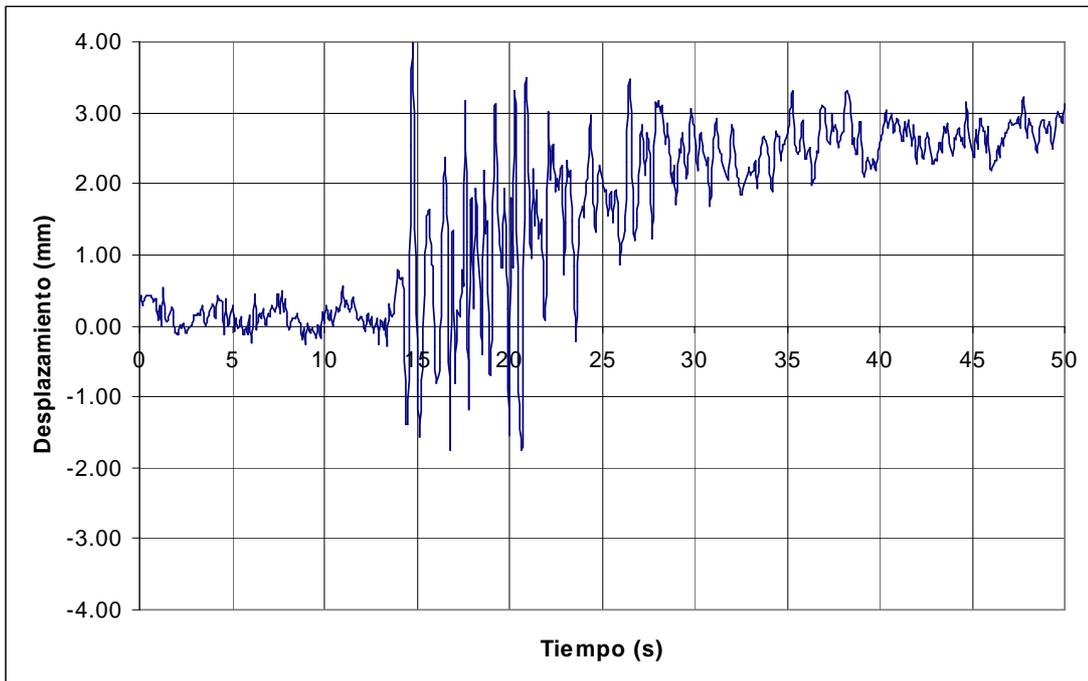


Desplazamiento Pila 2, Registro Real

Figura 5.14: Comparación de las series de tiempo de desplazamiento del modelo ajustado y la registrada en terreno para la pila 2, dirección longitudinal

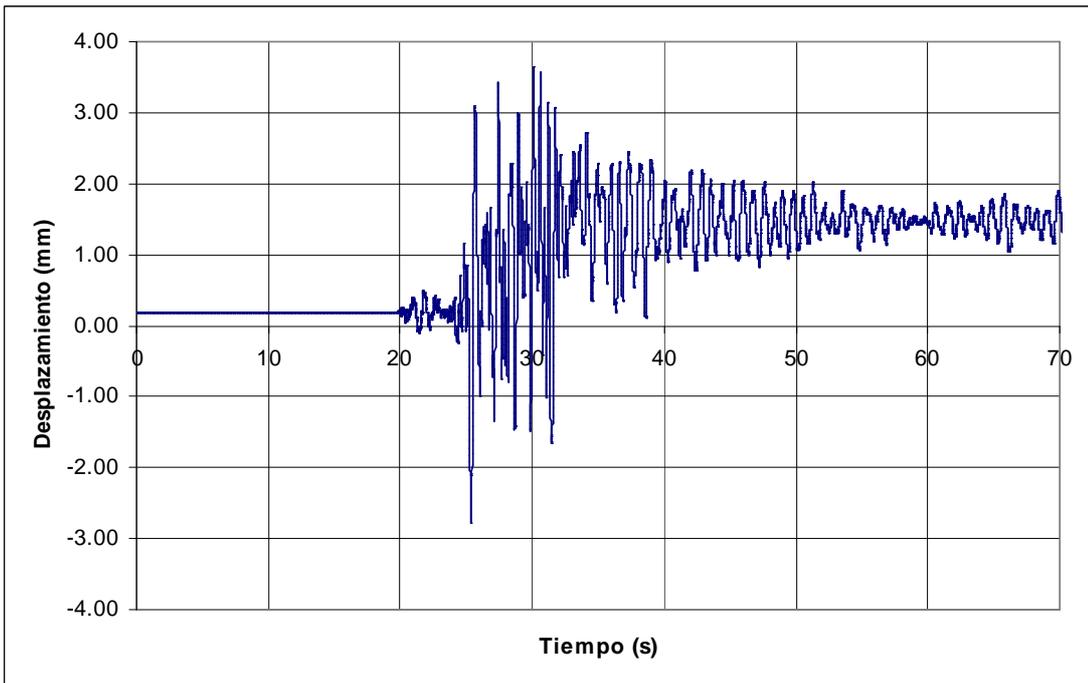


Desplazamiento Estribo Sur, coeficiente de roce 4.0%

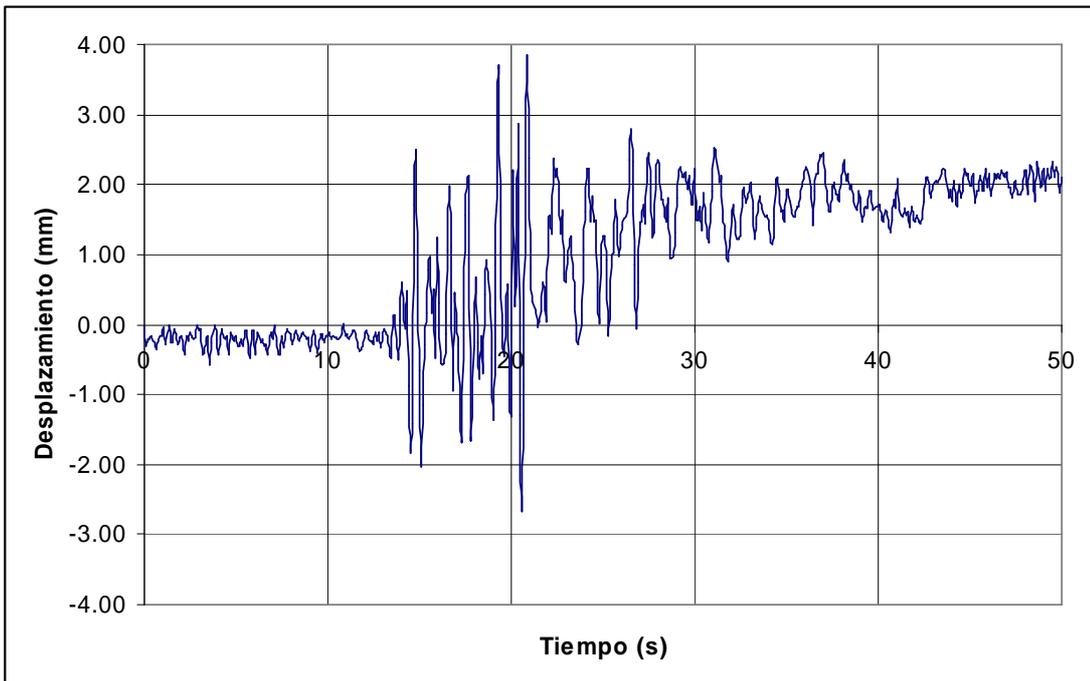


Desplazamiento Estribo Sur, Registro Real

Figura 5.15: Comparación de las series de tiempo de desplazamiento del modelo ajustado y la registrada en terreno para el estribo Sur, dirección longitudinal



Desplazamiento Estribo Norte, coeficiente de roce 4.0%



Desplazamiento Estribo Norte, Registro Real

Figura 5.16: Comparación de las series de tiempo de desplazamiento del modelo ajustado y la registrada en terreno para el estribo Norte, dirección longitudinal

En las tablas 5.7 y 5.8 se presentan los valores máximos y mínimos para las aceleraciones y desplazamientos del modelo y el registro real además de la diferencia porcentual entre estos peaks.

Tabla 5.7: Aceleraciones máximas, mínimas y diferencias entre el registro real y el modelo computacional ajustado

Canal	Registro Real		Modelo Computacional		Diferencia Modelo v/s Registro	
	Máximo (%g)	Mínimo (%g)	Máximo (%g)	Mínimo (%g)	Máximo	Mínimo
4	0.137	-0.118	0.115	-0.103	-16%	-12%
5	0.055	-0.052	0.098	-0.087	78%	67%
6	0.125	-0.158	0.129	-0.131	3%	-17%
7	0.134	-0.119	0.159	-0.118	19%	-1%
8	0.131	-0.139	0.110	-0.126	-16%	-9%
9	0.168	-0.158	0.139	-0.180	-17%	14%
10	0.090	-0.070	0.086	-0.078	-5%	12%
12	0.214	-0.163	0.166	-0.182	-23%	12%

Tabla 5.8: Desplazamientos máximos, mínimos y diferencias entre el registro real y el modelo computacional ajustado

Sensor de Desplazamiento	Registro Real		Modelo Computacional $\mu = 4.0\%$		Diferencia Modelo v/s Registro Real	
	Despl. Max (mm)	Despl. Min. (mm)	Despl. Max (mm)	Despl. Min. (mm)	Máximo	Mínimo
Pila 1	4.237	-1.715	3.70	-2.69	-13%	57%
Pila 2	2.065	-0.663	3.48	-2.74	69%	313%
Estribo Sur	4.046	-1.753	3.65	-2.50	-10%	43%
Estribo Norte	2.682	-3.841	3.64	-2.79	36%	-27%

Como se observa en las series de tiempo, los ajustes realizados a las respuestas en el tiempo del modelo entregan muy buenos resultados acercándose mucho a la realidad.

Los valores de los peaks máximos de aceleración que entrega el modelo presentan mínimas diferencias con el registro real, a excepción del canal 5. Para los restantes canales de la dirección longitudinal, 4 y 10, los peaks se ajustan considerablemente bien al registro experimental, lo cual es considerado como muy bueno para el resultado de esta modelación. También se puede apreciar que la aceleración resultante del modelo para el canal 4 es muy similar a la aceleración del campo libre (canal 1), incluso de magnitudes máximas iguales, hecho que no ocurre en la realidad. La explicación a lo observado puede estar relacionada con la acción de los amortiguadores y los esfuerzos generados en la etapa de movimiento fuerte que provocan estas diferencias.

Para la dirección vertical, el modelo arrojó resultados muy cercanos a los experimentales, revelando la amplificación que tiene el puente para las aceleraciones.

En la dirección transversal, la respuesta del modelo es casi idéntica a la experimental durante la etapa del movimiento fuerte del sismo. Sin embargo, la respuesta después de esta etapa es algo distinta ya que las aceleraciones alcanzadas por el puente son muy altas y difíciles de representar para el modelo. Los valores para las aceleraciones máximas, al igual que en los casos anteriores, se ajustan de muy buena manera a las reales.

Cabe mencionar que el coeficiente de roce no afecta en mayor medida a las aceleraciones máximas para las direcciones en las que actúa, siendo sí de importancia para el desplazamiento del puente.

Para las series de tiempo de desplazamiento, el modelo representa bien la respuesta. Esto no se ve representado en la tabla 5.8 sino que se puede apreciar gráficamente. Interesa el desplazamiento del puente desde su posición original. Los desplazamientos que se presentan en el modelo dependen principalmente de la correcta reproducción de las formas y frecuencias asociadas a la estructura, y éstas de la rigidez y masa presente en ella. En una estructura flexible como la que se encuentra en estudio se aprecian muy claramente los primeros modos y éstos son los que controla los desplazamientos que se presentan en caso de excitación.

El desplazamiento final que entrega la modelación es cercano a 1.5 (mm) y este valor es idéntico para los 4 puntos analizados en el modelo, lo que se puede interpretar como que el puente se comporta rígidamente y que todos los puntos se mueven lo mismo. Aunque en la realidad suceden cosas un poco distintas, los valores de desplazamiento que más confianza generan son los de los estribos. Si se lograra registrar desde cero los datos reales de los estribos, el desplazamiento del puente sería cercano a los 2.1 (mm).

Tratando de ajustar el modelo con varios coeficientes de roce, se constató que pequeñas variaciones de éste no afecta mayormente los resultados obtenidos.

## CAPÍTULO 6: COMENTARIOS, DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.

### 6.1. ANÁLISIS DE REGISTROS

Dentro de los objetivos de este estudio se encuentra la actualización de la base de datos de registros sísmicos ocurridos a la fecha y la caracterización de la respuesta del puente bajo movimientos sísmicos, con el fin de verificar la efectividad del sistema de protección sísmica. Claramente, el funcionamiento del sistema de aislación ha sido satisfactorio, lo que se ve reflejado en la disminución considerable de las aceleraciones desde la infraestructura del puente al tablero de éste. En la dirección longitudinal las aceleraciones se reducen en promedio a un 41%.

A través del método de integración se obtuvieron los desplazamientos de distintos puntos del puente en sus tres direcciones. Gracias a la nueva instrumentación existente, se compararon los desplazamientos longitudinales para el evento ocurrido el 12/10/06. El método de integración no muestra el desplazamiento permanente que sufre el tablero, con lo cual sólo se contrastaron los peaks máximos instantáneos en el estribo norte. El registro real da a conocer que el tablero queda desplazado alrededor de 2.1 mm y que se comporta como un cuerpo rígido, esto se ve con claridad en la figura 6.1, donde se muestra el desplazamiento registrado por los dispositivos ubicados en el estribo norte y sur.

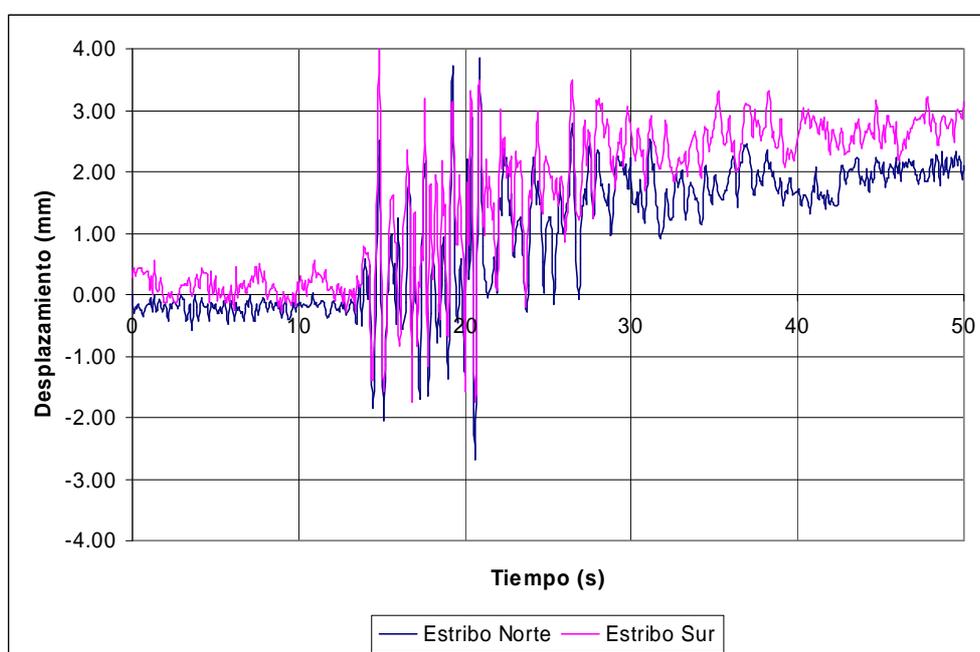


Figura 6.1: Desplazamiento Estribo Sur y Norte

La determinación de las frecuencias modales, a través de la transformada de Fourier, deja claro que la primera forma de vibrar es en la dirección transversal y con una frecuencia de alrededor de 0.62 (Hz).

No fue fácil encontrar los modos asociados a la dirección longitudinal en un principio, sólo cuando se usó ventanas de tiempo se hizo un poco mas accesible esta información. La confirmación de esos modos llegó cuando se pudo comparar los resultados con los del modelo computacional, obteniendo que existe un rango de frecuencias dominantes en torno a 1.3 (Hz).

En la dirección transversal se aprecia claramente la primera forma de vibrar, la cual se hace presente durante y después del movimiento fuerte. Las otras formas de vibrar sólo aparecen durante el movimiento fuerte.

En la dirección vertical se aprecia claramente las frecuencias dominantes para los primeros modos.

Al comparar los resultados con el trabajo antes desarrollado por Beltrán, se observa que los modos son muy parecidos en las direcciones transversal y vertical, pero en la dirección longitudinal se producen algunas diferencias debido a que la estructura pasa a comportarse dentro del rango no lineal. Un resumen de las frecuencias encontradas en este trabajo se presenta en la tabla 6.1.

El amortiguamiento modal encontrado proviene de las aceleraciones registradas en los canales transversales, donde era fácil ver el decremento que presentaban estos registros. En la dirección longitudinal, existe un amortiguamiento adicional proporcionado por los apoyos friccionales y amortiguadores viscosos cuando estos están trabajando en la etapa de movimiento fuerte, pero debido a la variación de frecuencia que se presenta en torno al primer modo de vibrar en esta dirección, el amortiguamiento asociado no pueda ser determinado por las mismas herramientas utilizadas.

Si bien se mencionó con anterioridad, el desplazamiento remanente que presentan los estribos y la pila 1 son muy similares, el desplazamiento de la pila 2 es algo inferior, lo que probablemente se debe a esfuerzos residuales en esa parte.

## 6.2. AJUSTE DEL MODELO ANALÍTICO EXISTENTE

La modificación del modelo analítico existente tiene como objetivo reproducir el comportamiento experimental de la estructura bajo acciones sísmicas de mediana intensidad. De los resultados obtenidos se puede concluir que esto se logra de buena manera.

El ajuste del modelo sólo se hizo para obtener mejores respuestas en el tiempo, debido a que la calibración antes efectuada por Beltrán es precisa en las formas y frecuencias modales de la estructura. En la tabla 6.1 se presentan las frecuencias entregadas por el modelo computacional para el sismo en análisis.

Tabla 6.1: Resumen de frecuencias obtenidas

Análisis no paramétrico				Modelo Computacional	
Beltrán (03)		González (08)		González (08)	
Frecuencia (Hz)	Dirección	Frecuencia (Hz)	Dirección	Frecuencia (Hz)	Dirección
0.63-0.66	Transversal	0.61-0.64	Transversal	0.62	Transversal
0.90-1.30	Longitudinal	1.25-1.35	Longitudinal	1.19	Longitudinal-Vertical
1.21-1.28	Vertical	1.28-1.32	Vertical	1.33	Longitudinal-Vertical
1.60-1.65	Transversal	1.50-1.56	Transversal	1.58	Transversal
2.01-2.08	Transversal-Vertical	1.70-1.74	Transversal	1.80	Transversal
2.91-2.92	Vertical	1.79-1.85	Longitudinal	1.88	Longitudinal-Vertical
2.90-3.10	Transversal	2.00-2.02	Vertical	2.04	Vertical
3.81-4.04	Vertical	2.82-2.85	Transversal	2.63	Transversal
4.31-4.36	Transversal	2.90-2.94	Vertical	2.92	Transversal
6.00-6.09	Transversal	3.24-3.32	Transversal	2.93	Vertical
6.32-6.46	Transversal-Vertical				
6.54-6.57	Vertical				
7.28-7.36	Transversal				
7.28-7.49	Vertical				
7.41-7.58	Transversal				
9.51-9.71	Transversal-Vertical				

Un resultado importante que arroja el modelo es que la participación de masas, asociadas a las distintas frecuencias modales, indica el casi perfecto desacople del movimiento de la estructura, lo cual es un excelente indicador para el comportamiento de ésta.

Los desplazamientos permanentes que muestran los datos reales fueron un indicador para ir ajustando el coeficiente de roce de los apoyos deslizantes. El valor que mejor representó este desplazamiento y los desplazamientos instantáneos fue un coeficiente de roce igual a 4.0%, el cual es muy cercano al valor encontrado anteriormente por Beltrán, que era igual a un 3.5%. Lo anterior indica que el coeficiente de roce real de los apoyos es muy cercano a este valor y que se encuentra por sobre el indicado por los fabricantes.

En el sentido transversal, la respuesta de la estructura queda controlada por el primer modo. Este se reproduce de excelente manera en el modelo, los resultados se ajustan bien para el registro en estudio, sobre todo durante el movimiento fuerte del sismo.

En la dirección vertical, existe un pequeño acoplamiento con la dirección longitudinal pero no se ve reflejado en las series de aceleraciones, entregando el modelo una muy buena aproximación.

El ajuste de la respuesta de la estructura y los buenos resultados que arroja el modelo se logran sin considerar en éste los amortiguadores presentes en la estructura. Al incorporar los amortiguadores al modelo, la respuesta se modifica en demasía haciendo que los resultados sean muy diferentes a los registrados en la realidad. La razón de lo anterior radica en el comportamiento de los amortiguadores, producto de ley constitutiva que los rige. Esta curva ideal genera, para velocidades relativas muy pequeñas, esfuerzos demasiado grandes que no se presentan en la realidad. Por esta razón se rigidiza el movimiento del tablero y comienza a controlar en éste una frecuencia mucho mayor.

Finalmente, se concluye que la modelación existente es una buena herramienta para reproducir las respuestas del puente Amolanas ante una sollicitación sísmica de mediana intensidad.

Para próximos estudios de registros sísmicos, se sugiere:

- Incorporar en el modelo y verificar el comportamiento de los amortiguadores para sollicitaciones de mayor intensidad que las registradas a la fecha.
- Comparar el desplazamiento permanente obtenido en la pila 2 con los otros desplazamientos.
- Verificar si el puente vuelve a su posición original o si se sigue desplazando.
- Precisar mejor la respuesta de la pila 1, incluyendo los datos del canal 11.

## BIBLIOGRAFÍA

- I. SEPÚLVEDA, PAULO, 2005, “Análisis de registros de sismo, viento y temperatura obtenidos en el viaducto Amolanas”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- II. FARÍAS, GUILLERMO, 2004, “Proyecto de instrumentación para medir efectos del viento en el Puente Amolanas”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- III. RIQUELME, DÉBORA, 2004, “Instrumentación del Viaducto Amolanas para medir el efecto de la temperatura”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile
- IV. BELTRÁN, CESAR, 2003, “Ajuste del modelo de análisis estructural del puente Amolanas utilizando registros sísmicos”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- V. LEIVA, SERGIO, 2002, “Instalación de una red de acelerógrafos en el puente Amolanas”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- VI. GÁRATE, DIEGO, 2001, “Análisis de microvibraciones del puente Amolanas”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- VII. BUSTOS, RODRIGO, 2001, “Análisis sísmico del puente Amolanas”, memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.