



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL – ESTRUCTURAS

**MONITOREO Y ESTIMACIÓN AUTOMÁTICA DEL ESTADO ESTRUCTURAL EN VIAS
ELEVADAS INSTRUMENTADAS**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
CARLOS HUMBERTO HUERTA CARPIZO

TUTOR PRINCIPAL
DR DAVID MURIÀ VILA, INSTITUTO DE INGENIERIA
COMITÉ TUTOR

DR LUIS A. ALVÁREZ ICAZA LONGORIA, INSTITUTO DE INGENIERIA
DR JAIME GARCIA PÉREZ, INSTITUTO DE INGENIERIA
DR DARIO RIVERA VARGAS, FES ACATLÁN
DR MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO, INSTITUTO DE INGENIERIA

MÉXICO, D. F. SEPTIEMBRE 2015

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR LUIS A. ALVÁREZ ICAZA LONGORIA

Secretario: DR JAIME GARCIA PÉREZ

Vocal: DR DAVID MURIÀ VILA

1^{er.} Suplente: DR DARIO RIVERA VARGAS

2^{do.} Suplente: DR MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO

FACULTAD DE INGENIERIA, CIUDAD UNIVERSITARIA

TUTOR DE TESIS:

DAVID MURIÀ VILA

FIRMA

RESUMEN

Se presenta una metodología para realizar el monitoreo de salud estructural y su aplicación y validación práctica en un tramo instrumentado de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro de la ciudad de México.

La finalidad de dicha metodología se busca complementar y mejorar los sistemas tradicionales de monitoreo por medio del empleo de la toma de registros de manera permanente en la estructura empleando sensores de medición para estimar la respuesta de la estructura.

Se establecen los principales criterios para realizar la evaluación de la salud estructural de la vía elevada por medio del establecimiento de tres niveles de daño: ligero, moderado y severo. La metodología se desarrolla a partir de la experiencia obtenida en 4 vías elevadas vehiculares instrumentadas y la experiencia de monitoreo desde su entrada en servicio de un tramo curvo instrumentado de la Línea 12.

Adicional al desarrollo de la metodología y sus principales criterios, se presentan y discuten los resultados de su aplicación en dicho tramo durante cerca de tres años de estudio en los cuales se obtuvieron registros de 9000 trenes, 12 eventos sísmicos y 30 meses de monitoreo continuo.

ABSTRACT

A methodology for structural health monitoring and its practical validation on an instrumented portion of the Line 12 of the "Sistema de Transporte Colectivo Metro" of Mexico city.

The purpose of this methodology is to complement and enhance traditional monitoring systems through the use permanent recording systems in the structure using sensors to estimate the response of the structure.

The main criteria for the evaluation of the structural health of the railway are established by the use of three levels of damage: light, moderate and severe. The methodology was developed from the experience gained in four instrumented highways and the experience from the monitoring since the entry into service of an instrumented curved section of the Metro Line 12.

Additional of the methodology and its main criteria, the results of the application for nearly three years of study that includes over 9000 train passes, twelve seismic events and 30 months of long-term monitoring are discussed and presented.

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico brindado para la realización de éste proyecto.

Al Instituto de Ingeniería por el apoyo económico y permitirme hacer uso de sus instalaciones y recursos académicos.

Con especial énfasis al doctor David Murià Vila, por su apoyo y orientación que permitió llevar éste proyecto a buen término y lograr hacerlo una realidad, además por todos estos años de amistad y de buenos consejos y creer en mí aun cuando yo no lo hacía.

A los doctores Luis Álvarez Icaza Longoria y Jaime García Pérez por sus valiosos comentarios, paciencia y enriquecedoras experiencias tanto durante el desarrollo del proyecto doctoral como en la revisión final de la tesis. Muchas gracias por éstos 5 años.

A los doctores Darío Rivera Vargas y Marcos Chávez Cano por sus atinados comentarios y observaciones en vías de mejorar substancialmente el trabajo final de tesis.

A Gerardo Rodríguez Gutiérrez por su amistad y sus enseñanzas desde el primer día.

A José Camargo Pérez por sus comentarios, críticas y atinados comentarios desde el inicio del proyecto.

A Yoatzín López Casillas, Alberto Vazquez y Raul Carrillo Cruz por su apoyo y participación constante en el desarrollo del trabajo doctoral.

Al grupo de estudiantes conformado por Omar Andre Ochoa Valdéz, Julián Suárez Arango, Raul Bazán García e Irepani López Cirigo por todo su apoyo incondicional en diferentes circunstancias durante el desarrollo del trabajo doctoral

A Miguel Ángel Mendoza, Ponciano Trinidad, Raul Bazán, Luis Alberto Aguilar Calderón, Mauricio Ayala y Alejandro Mora sin los cuales la realización del monitoreo de la Línea 12 no hubiera sido posible.

Al Ing Roberto Sánchez y su grupo por todas las atenciones, apoyo y consejos para la realización del Monitoreo y Análisis adecuada de la información.

A todos aquellos que indirecta o directamente colaboraron con la realización de las pruebas a partir de las cuales fue posible obtener la información presentada en éste trabajo.

Al M en I Raúl Jean Perrilliat por todo su apoyo, amistad e ilimitados consejos para convertirme en un mejor ingeniero, muchas gracias por todo.

A mi abuelita Filo (+) y Tío Rafa (+), logré los tres campeonatos.

A mi señor padre el Ing José Alfredo Marcos Huerta Mota por ser un ejemplo de vida y no dejar el barco a la deriva y haber estado ahí siempre que lo necesité.

A mi madre Adriana Carpizo Guevara por ser una luz de esperanza siempre y creer en mí durante todos estos años.

A mis hermanos Marcos y Elvira Huerta Carpizo por ser mis cómplices en las buenas y en las malas y haber siempre estado ahí apoyándome y recordándome la importancia de mantener los pies sobre la tierra.

A mi hermano Luís y mis sobrinos Daniel, Ángel y Brenda por todas esas alegrías a lo largo de éstos años y permitirme crecer junto a ustedes.

A mis muy queridos Alma, Ale y Krysto por darle un giro inesperado a mi vida, gracias por llegar a ser una parte tan importante de ella, estar conmigo y ser todo ese apoyo durante estos años.

A mi tía Mary por tomar las riendas cuando más me hacía falta... Gracias

A mi padrino Fernando García Mota, quien fue el primero en sugerirme empezar con ésta locura.

A Elena Vargas Garcés por ser un gran ejemplo para mí durante todos estos años

A mis grandes amigos Yoatzín López, José Camargo Pérez, Raul Carrillo, Victor Hugo Cruz Bustamante, Omar Ochoa y Alberto García, gracias por esas vivencias y el soporte estos últimos años, no sería el profesionalista que soy de no ser por ustedes.

A mis queridos amigos Lizbeth Mendoza Reséndiz, Maritza Galiote Juárez, Daniel Aldama Sánchez, Carlos Alonso Cruz Noguez, José Javier Ferretiz Herrera, Roberto Carlos Mendoza Carvajal, Julián Suarez Arango y Alberto Vazquez a todos ellos con un cariño especial por todas las vivencias y aventuras.

A Mireya Dorantes, Victor Hugo Cruz Bustamante, Sergio Valdes Constantino, Jorge Cervantes, Arturo Rodríguez y todo ese grupo de grandes amigos y compañeros de trabajo, gracias por estar al pendiente y los ánimos cuando hicieron falta.

A Sonia Cuevas y Emi quienes por fortuna regresaron a mi vida al final de éste proyecto y me dieron una razón para seguir adelante. Sonia eres mi musa y siempre has sido una inspiración que me motiva a seguir.

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Objetivos y Alcances.....	4
2.	EL TRAMO INSTRUMENTADO DE LA LÍNEA 12 DEL METRO.	5
2.1.	Descripción de la Vía Elevada	5
2.2.	Instrumentación de la Vía Elevada	9
3.	METODOLOGÍA DEL MONITOREO DE ESTADO ESTRUCTURAL	15
3.1.	Actividades del Monitoreo Estructural.....	15
3.1.1.	Recopilación de información	15
3.1.2.	Modelo matemático preliminar	16
3.1.3.	Pruebas de campo.....	17
3.1.4.	Pruebas de campo con instrumentación permanente	19
3.1.5.	Calibración del modelo matemático	19
3.2.	Desarrollo de la Metodología para el Monitoreo Estructural	20
3.2.1.	Generación automática de alertas de estado estructural	20
3.2.2.	Niveles de umbrales estructurales	21
3.2.3.	Indicadores estructurales	22
3.2.4.	Evaluación de los indicadores	28
3.2.5.	Criterios de evaluación de salud estructural del tramo instrumentado.....	31
3.3.	Sistema de Monitoreo Continuo.....	33
3.4.	Criterios para Evaluación del Estado Estructural.....	33
3.5.	Algoritmo General del Sistema Automatizado de Alerta	35
4.	APLICACIÓN PRÁCTICA Y VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA	37
4.1.	Cálculo de los Indicadores	37
4.1.1.	Frecuencias laterales de vibración.....	37
4.1.2.	Frecuencia dominante de sitio	39
4.1.3.	Aceleraciones en la base y capitel	40
4.1.4.	Giros en zapata y capitel	41
4.1.5.	Desplazamientos relativos	41
4.1.6.	Intensidad de Arias	42
4.2.	Evaluación de los Indicadores	42

4.2.1.	Obtención de intervalos de valores aceptables	42
4.2.2.	Evaluación de la dispersión en los indicadores	45
4.3.	Valores de Trabajo.....	47
4.4.	Valores de Carga Última	51
4.5.	Validación del Método para Estimación de Frecuencias	55
4.6.	Validación del Sistema de Alerta	56
4.7.	Herramienta de cómputo para automatización.....	59
5.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	61
5.1.	Monitoreo de Eventos Sísmicos.....	61
5.1.1.	Frecuencia fundamental de vibración lateral	61
5.1.2.	Frecuencias dominantes de sitio.....	64
5.1.3.	Aceleraciones en terreno y capitel.....	67
5.1.4.	Giros en zapata y capitel	71
5.1.5.	Desplazamientos relativos	73
5.2.	Monitoreo de Pasos de Trenes.....	75
5.2.1.	Frecuencias laterales de vibración.....	75
5.2.2.	Comportamiento de aceleraciones y desplazamientos relativos.....	77
5.3.	Monitoreo con el Sistema Continuo.....	82
5.4.	Sistema Integral de Alerta Automática	87
6.	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES	91
	REFERENCIAS	95
	APÉNDICE A HISTORIAS DE ACELERACIÓN DE LOS EVENTOS SÍSMICOS.....	101
	APÉNDICE B MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS CON VIDEOCÁMARAS.....	125

1. INTRODUCCIÓN

En el desarrollo de las grandes ciudades modernas, se busca mejorar continuamente la infraestructura de las vías de comunicación y transporte haciéndolas cada vez más eficientes y funcionales.

Una alternativa en grandes ciudades cuya infraestructura de transporte ya se encuentra saturada, son el empleo de vías elevadas, las cuales correrán sobre avenidas o vías ya existentes pero en un segundo nivel lo que deberá ayudar a optimizar el uso de dichos pasos.

Debido a que éste tipo de vías se consideran líneas vitales, al construirse en ciudades donde existe riesgo sísmico o suelos altamente compresibles, surge la necesidad de conocer y evaluar su respuesta tanto ante la ocurrencia de eventos dinámicos de carga extraordinarios (sismos, ráfagas de viento, entre otros), como observar su evolución paulatina ante efectos de su entorno (asentamientos diferenciales, cambios en nivel freático, entre otros), para de esa forma conocer su estado de salud estructural.

Una alternativa común de monitoreo se realiza por medio de inspecciones visuales periódicas en la vía, que si bien proporciona mucha información del estado del puente, podrían no ser suficientes para observar problemas en esta, aunado a que resulta imposible realizarlas de forma continua lo que se traduce en que tal vez se hagan hasta que la estructura ya presente daños relevantes lo que las hace poco eficientes por si solas.

Por esa razón resulta conveniente tener una alternativa complementaria que permita realizar el monitoreo de su estado de salud estructural de forma permanente y así mejorar la eficiencia de dicho monitoreo.

Con el desarrollo actual de los sistemas de registro digitales, una alternativa eficiente para realizar el monitoreo permanente es mediante la instrumentación de dichas vías empleando sensores ubicados en sitios relevantes para obtener la mayor cantidad posible de información en la vía.

El monitoreo del estado del puente con instrumentos otorga la posibilidad de establecer ciertos parámetros o indicadores que permitirán realizar la evaluación de su estado estructural. Éste tipo de técnicas tienen la conveniencia de que facilitan observar parámetros que indican si el puente tiene problemas estructurales y alertar de forma oportuna sobre necesidades de trabajos de mantenimiento.

En el estudio de Kenneth (1989) se menciona la importancia de realizar el monitoreo estructural con instrumentos de medición de forma que sea una fuente para prevenir gastos excesivos en trabajos de mantenimiento de tipo correctivo. Una reflexión importante sobre el estado del arte en 1989 de los sistemas de control y monitoreo es realizada por Housner *et al* (1989) haciendo una reflexión sobre los diferentes sistemas de control desde elementos de control activo, pasivo e híbridos.

En estudios como el de Aktan *et al* (2001), Xiang *et al* (2003) y Ko (2003) proponen metodologías con las que, por medio de una instrumentación basada en diferentes tipos de sensores ubicados estratégicamente en diversas zonas del puente, hacen posible conocer a través del análisis de la información, el nivel de daño localizado. Estos métodos al tener una gran cantidad de instrumentos, permiten tener una buena calidad de la información obtenida en el puente, pero

tienen la gran desventaja del factor económico, pues al ser una instrumentación tan ambiciosa, el costo de su aplicación se incrementa considerablemente lo cual puede ser un factor muy importante para decidir su implementación.

Xiang *et al* (2003), propone el uso de datos del comportamiento del puente con el uso de registros periódicos tomados a lo largo de su vida útil para hacer un estudio estadístico y de esa forma estimar las probabilidades de falla y el comportamiento esperado que tendría el puente ante cargas extraordinarias de interés.

Otra aplicación que se le ha dado recientemente a los resultados del monitoreo de puentes es el establecimiento de indicadores o valores límite para caracterizar el estado estructural de los componentes del puente. Un ejemplo de esto es el estudio realizado por Dyke *et al* (2003) donde propone ciertos indicadores del estado estructural de los cables de un puente atirantado.

Bradford *et al* (2004) realiza un resumen de las principales herramientas de monitoreo disponibles hasta ese momento y propone un sistema teórico de monitoreo en tiempo real de las deformaciones. En su documento Clinton *et al* (2006) destaca la importancia de realizar el monitoreo de las frecuencias de vibración de las estructuras debido a la gran variabilidad que presentan ante efectos ambientales que no necesariamente representan daño en la estructura.

Un estudio similar de Debbarma y Saha (2011) propone el seguimiento de forma constante de los desplazamientos debidos a los cambio de temperatura en una vía elevada.

Paralelamente, en México se han realizado estudios del comportamiento estructural de grandes puentes a través de su instrumentación iniciando con pruebas en el puente Tampico (Murià-Vila *et al*, 1991), para posteriormente realizar una serie de pruebas en el puente Coatzacoalcos (Gómez *et al*, 1999 y 2001) y determinar sus principales propiedades dinámicas (Murià-Vila *et al*, 2004; Huerta, 2004; Mendoza, 2004). Estos trabajos entre otros aspectos, se avocaron a la identificación tanto de propiedades dinámicas como de los estados límite de servicio (deflexiones, curvaturas, etc.) del puente con lo que se pudo estimar su respuesta estructural.

Los primeros trabajos mexicanos que tratan sobre monitoreo continuo se observan en Gómez *et al* (2009a y 2009b) dónde se describen los resultados obtenidos en pruebas de campo en el puente Chiapas y dos años aproximadamente de monitoreo continuo en el puente San Cristóbal.

Posteriormente durante los últimos quince años se han realizado estudios de pruebas de campo en diferentes vías elevadas dentro de la ciudad de México las cuales pertenecen el distribuidor vial San Antonio (2004), los segundos pisos del Periférico (2004-2005) y el Viaducto Bicentenario (2010), el resumen de la experiencia adquirida en éstas vías elevadas se presenta por Murià-Vila *et-al* (2014).

La mayoría de los estudios de monitoreo encontrados en la literatura cubren partes específicas de la respuesta de la estructura, o se limitan únicamente a analizar su evolución a largo plazo, su respuesta ante pruebas dinámicas o su respuesta ante eventos sísmicos de alta relevancia sin realizar un análisis integral de todas los distintos indicadores o las condiciones de carga de la estructura.

En el presente trabajo, se define una metodología de monitoreo integral a partir de los registros obtenidos en sensores instalados en un tramo de una vía elevada. Se establecen los procedimientos de seguir para el análisis de la información de registros dinámicos y de registros continuos para el monitoreo a largo plazo.

Adicionalmente, se establecen los principales criterios para realizar la evaluación de la salud estructural de la vía elevada por medio del establecimiento de tres niveles de daño los cuales se analizan con el empleo de parámetros de control o indicadores estructurales.

Dicha metodología fue desarrollada basada en la experiencia obtenida en vías elevadas instrumentadas (Murià *et al*, 2014) y en conjunto con el seguimiento de las propiedades de un tramo curvo instrumentado de la Línea 12 del Metro el cual ha sido monitoreado desde su entrada en funcionamiento en el año 2012 lo que ha permitido refinar y ajustar los diversos criterios para evaluar los indicadores de salud estructural.

Como parte de las obras de mejoramiento en el transporte público de la ciudad de México, el Sistema de Transporte Colectivo Metro construyó la Línea 12, la cual recorre de este a oeste la zona sur de la ciudad y está conformada por 20 estaciones de las cuales, 8 son subterráneas y 12 operan sobre una vía elevada.

Las estaciones en vía elevada, se ubican en una de las zonas de mayor riesgo sísmico del valle de México y desplantan sobre suelos blandos. Lo anterior evidenció la necesidad de evaluar de manera continua su desempeño real ante las demandas de carga ordinarias y extraordinarias a las que estaría sometida durante su vida útil.

Por esa razón se estableció una estrategia de monitoreo que consistió en instrumentar un tramo típico de la estructura donde el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) realizó una serie de pruebas de campo experimentales empleando vehículos trenes cargados.

El tramo de la Línea 12 en estudio, fue seleccionado al estimar que en su ubicación las condiciones del tipo de suelo hacen susceptible a la estructura ante eventos sísmicos y además existía la posibilidad de construir una estación central de monitoreo (Murià-Vila *et al*, 2014). En el sitio se instalaron dos sistemas de instrumentos: uno permanente y otro temporal. Con ambos sistemas se realizó el registro de pruebas estáticas y dinámicas y se midió la respuesta de la vía elevada ante pasos de trenes a diferentes velocidades y con diferentes condiciones de carga controlada

Terminadas las pruebas, se instaló y puso en funcionamiento en el sitio un sistema de registro permanente para eventos dinámicos a partir de umbrales (para eventos sísmicos y pasos de trenes) y un sistema para medir la evolución de sus propiedades a través del registro continuo a una baja frecuencia de captura.

Los resultados obtenidos en las pruebas de carga, se utilizaron para establecer los umbrales de trabajo de los indicadores del estado de salud estructural. Estos resultados se emplean para evaluar posibles cambios en las propiedades de la estructura ante eventos dinámicos y por medio del sistema automatizado de alerta preliminar, definir su estado estructural para establecer el procedimiento a seguir en esta.

1.1. Objetivos y Alcances.

Ante la necesidad en vías elevadas urbanas de contar con un sistema de monitoreo integral que permita evaluar la respuesta tanto a largo plazo como ante eventos extraordinarios de carga, en el presente trabajo se establece una metodología para observar dichas respuestas en vías elevadas urbanas instrumentadas de manera que sea posible identificar cambios en sus propiedades durante su vida útil y observar oportunamente problemas en su integridad.

Establecer los principales criterios para realizar una evaluación global eficiente del estado estructural de una vía a elevada a partir de la información obtenida de sensores instalados en puntos estratégicos de la estructura.

Fijar criterios para establecer valores de referencia o indicadores obtenidos a partir de analizar la evolución de sus propiedades con cargas ordinarias de trabajo en un periodo de tiempo.

Se realiza el desarrollo de un sistema integral para la estimación automática y oportuna del estado estructural de vías elevadas haciendo el seguimiento de su respuesta bajo dos condiciones relevantes: su evolución en el tiempo ante condiciones típicas de trabajo y a largo plazo, y su respuesta ante eventos de carga dinámicos de corta duración.

El sistema descrito, está principalmente basado en la experiencia obtenida en un tramo típico de la Línea 12 del Metro y que monitoreado desde su construcción por el IIUNAM. Cabe mencionar que su instrumentación fue implementada aproximadamente tres meses previos al inicio de operaciones del sistema de transporte y se ha monitoreado de forma continua casi tres años.

A partir de los datos obtenidos en la Línea 12, definir criterios para que mediante los indicadores se pueda establecer el estado de salud estructural y detallar cuáles serían los criterios a seguir a partir de dicho estado.

Establecer criterios de evaluación de análisis de la información obtenidas con los sistemas de monitoreo de forma automática, que incluye la estimación de propiedades dinámicas, identificación de la respuesta estructural y calibración de modelos matemáticos a partir de datos experimentales.

Obtener un sistema de alerta estructural robusto, eficiente y práctico para establecer de forma rápida y oportuna el estado físico de la vía elevada ante la ocurrencia de eventos de carga.

Realizar el análisis de la información obtenida en 30 meses de monitoreo de la vía elevada en estudio y definir su estado físico, en dicho periodo de monitoreo, se cuenta con los registros de 12 eventos sísmicos, 10,000 pasos de trenes y los resultados con el sistema continuo de la respuesta de la vía elevada.

Obtener un modelo lineal calibrado para realizar simulaciones en la vía elevada y complementar la información disponible por medio de simulaciones de carga adicionales.

2. EL TRAMO INSTRUMENTADO DE LA LÍNEA 12 DEL METRO.

2.1. Descripción de la Vía Elevada

La vía elevada del tramo en estudio forma parte de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro de la ciudad de México la cual consta de 20 estaciones de las cuales solamente la estación terminal Tláhuac es superficial, 10 son subterráneas y las 9 restantes corren sobre una vía elevada. Dicha vía por su parte se conforma por dos tramos con diferente sistema constructivo el primero formado por traveses de acero apoyadas sobre columnas de concreto (Fig 2.1a) y el segundo sistema constructivo el cual consiste en traveses y columnas de concreto presforzado (Fig 2.1b).



Fig 2.1 Sistemas constructivos en la Línea 12 del Metro consistentes en traveses metálicos sobre columnas de concreto (a) y traveses y columnas de concreto (b)

El tramo instrumentado corresponde al segundo sistema constructivo, cuyas traveses están formadas por medio de la unión de dos traveses tipo U unidas por el centro formando una sección W; a su vez, las traveses se apoyan sobre columnas de concreto de 8.25 m de alto aproximadamente constituyendo un marco con un claro de 30 m aproximadamente (Fig 2.3).

La trabe se formó con la unión de dos secciones U simétricas fabricadas en planta y unidas en una de sus nervaduras por medio de un colado en sitio y adicionalmente pernos de cortante en el lecho superior, y placas metálicas en el inferior de las traveses. La trabe está compuesta por tres nervaduras, dos en los extremos y una central (Fig 2.2). La trabe descansa sobre apoyos de neopreno con dureza 60°shore A de 60 cm por lado y 5 cm de espesor.

Las columnas C5 y C6 son de sección transversal hueca y de geometría oblonga con un diámetro en dirección del eje de columna de 2.20 m y 3.20 m del eje de trabe. En el lecho superior, las columnas tienen un capitel de 1.17 m cuya sección transversal es variable (Fig 2.3).

La cimentación del tramo seleccionado consta de zapatas prefabricadas con las columnas y pilas coladas en sitio de 1.2 m de diámetro y 37 m de longitud. Las cuatro pilas de concreto reforzado se conectan a la zapata por medio de una segunda etapa de colado en sitio (Fig 2.4).



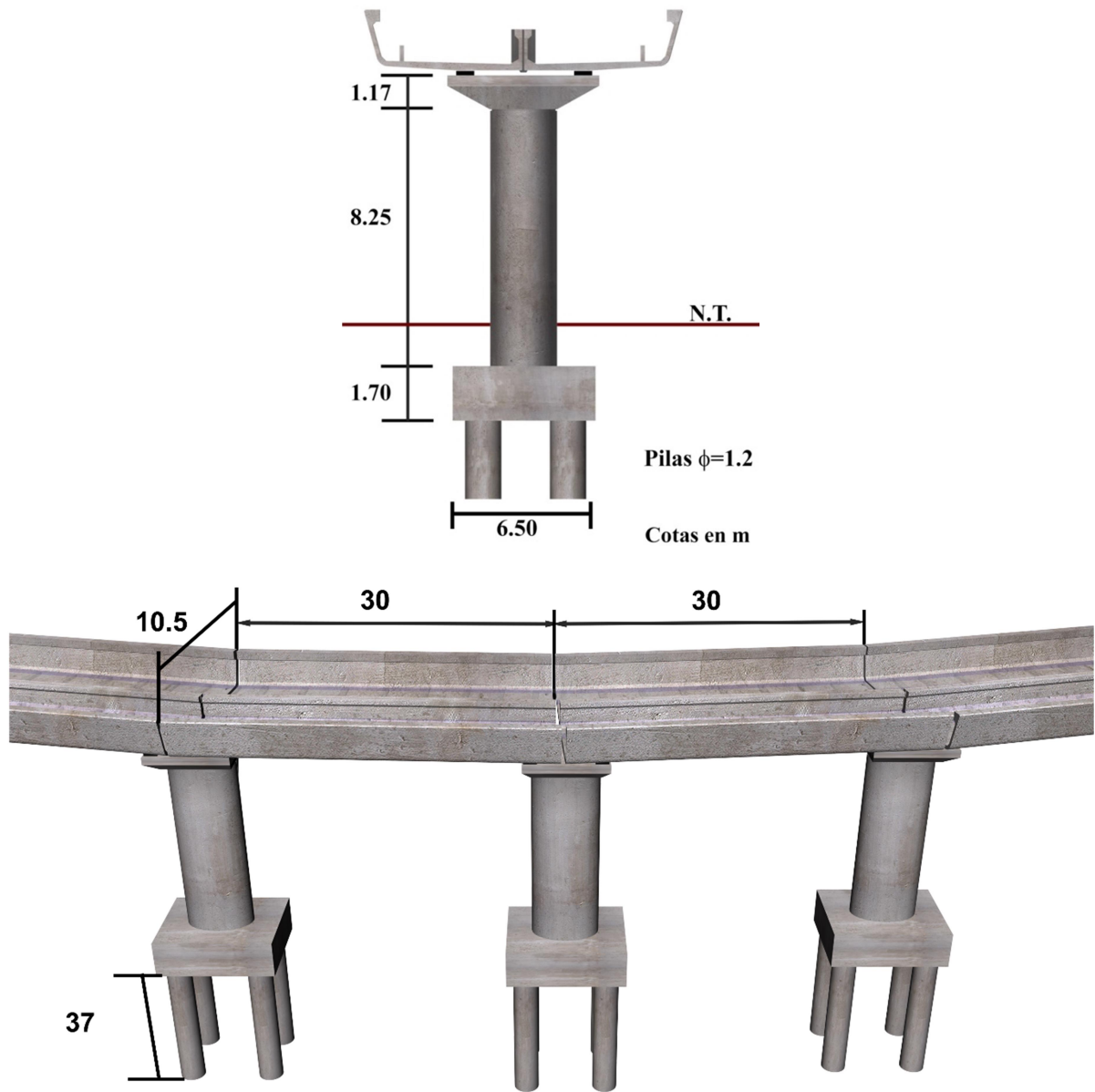


Fig 2.2 Sistema de trabe y columna en el tramo instrumentado

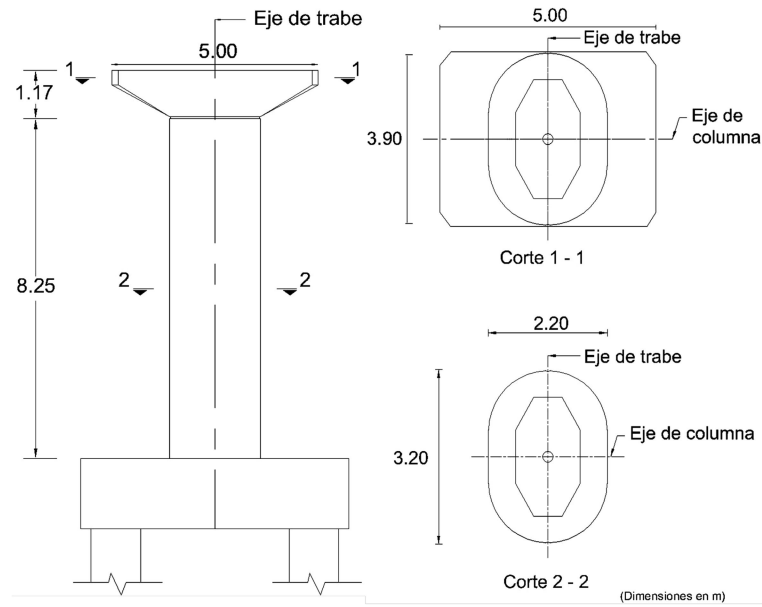


Fig 2.3 Secciones de las columnas

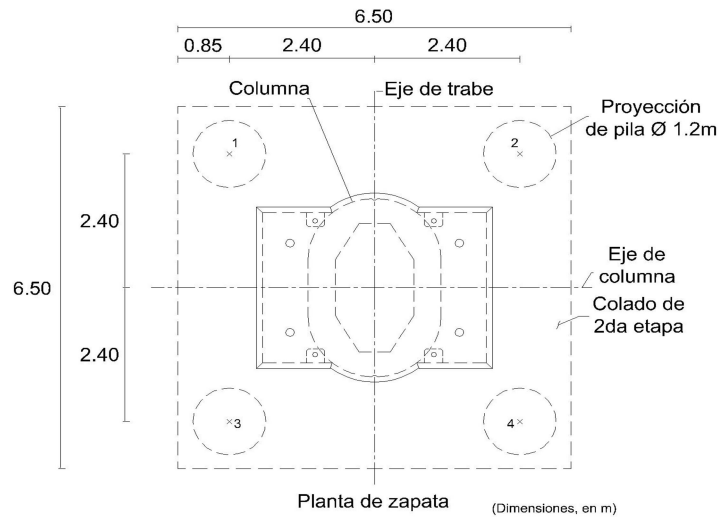


Fig 2.4 Secciones de las zapatas

El tramo seleccionado se ubica en un segmento curvo de la vía con un radio de 200 m la cual tiene una longitud lineal de 317 m medida desde la columna del eje E8 de la estación Lomas Estrella hasta la columna del eje C11 (Fig 2.5). El tramo instrumentado se ubica entre los ejes C5 y C6.



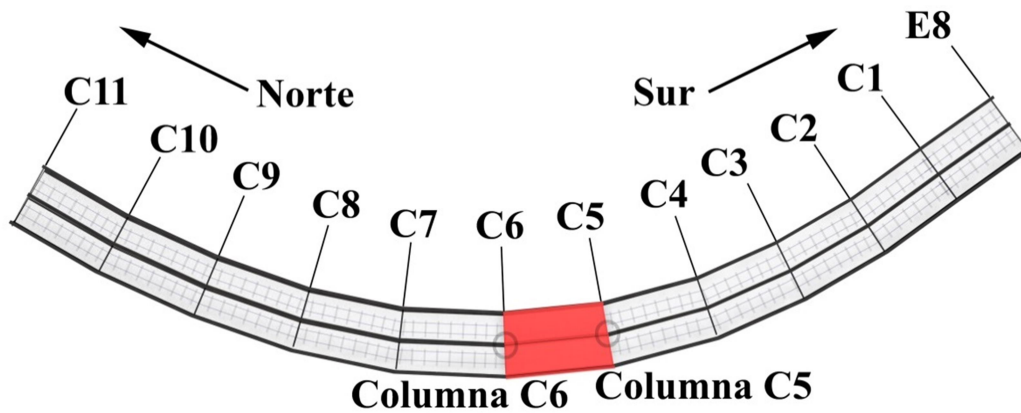


Fig 2.5 Ubicación del tramo instrumentado dentro de la curva entre E8 y C11

El tramo instrumentado se ubica sobre la avenida Tláhuac en la colonia Lomas Estrella de la delegación Iztapalapa y entre las estaciones Lomas Estrella y San Andrés Tomatlán de la Línea 12. De acuerdo con el mapa de zonificación geotécnica de las Normas Técnicas Complementarias para la Construcción y Diseño de Cimentaciones del Distrito Federal (2004) el tipo de suelo del sitio corresponde a la zona II, es decir de transición (Fig 2.6).

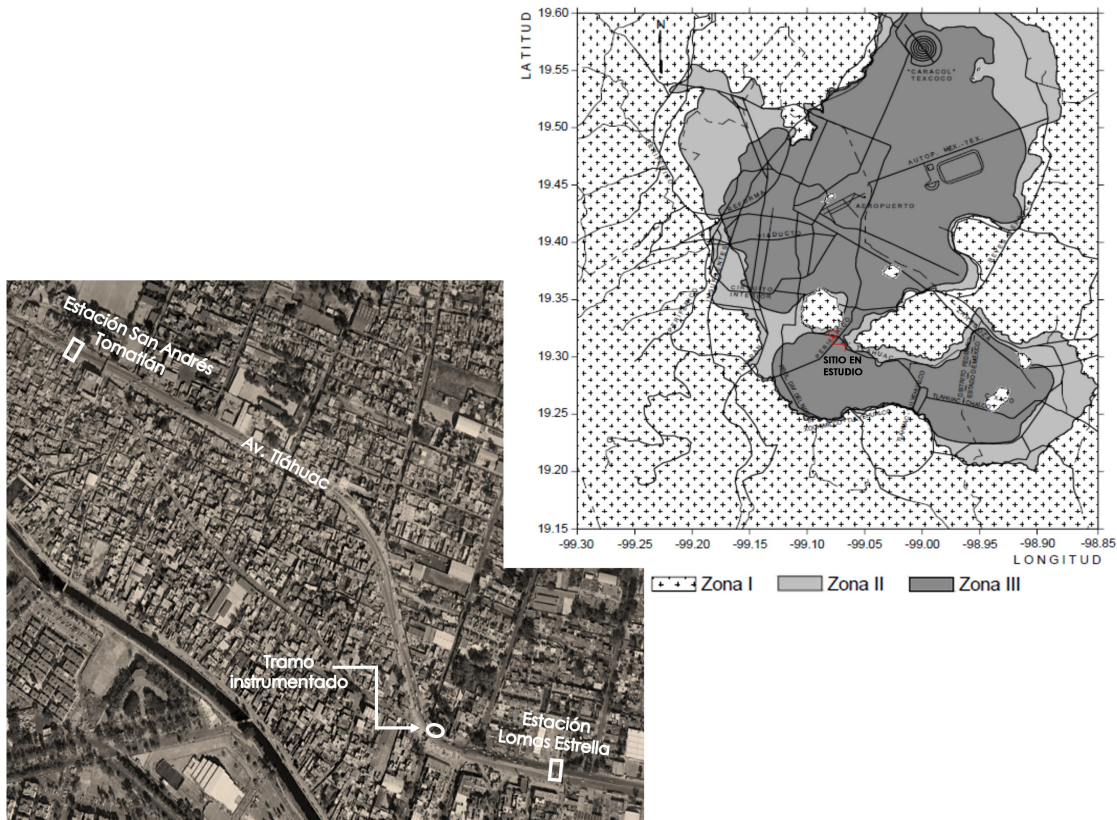


Fig 2.6 Localización del tramo instrumentado (maps.google.com, 2014) y zonificación sísmica (NTC-Sismo, 2004)

2.2. Instrumentación de la Vía Elevada

Para realizar el monitoreo del estado estructural de la vía elevada y debido a limitaciones de tipo económico, se colocaron en ella una serie de sensores optimizándolos para obtener la mayor cantidad de información posible para estimar la respuesta dinámica y cuasi-estática de la vía.

De igual forma y basado en los objetivos principales del monitoreo, se realizó una búsqueda cuidadosa de los sensores y tipo de registrador más adecuado a las necesidades y capacidades del proyecto, el cual permitiera obtener de forma confiable y oportuna la ocurrencia de eventos.

Debido a que en el tramo seleccionado existía la posibilidad de construir una estación central de registro (Fig 2.7), para efectos del monitoreo estructural, se decidió instalar dos sistemas independientes de registro: uno para capturar por eventos y otro de captura continua.



Fig 2.7 Vista del tramo instrumentado y estación central de registro

Cabe aclarar que en los sensores se utiliza una nomenclatura de identificación que se compone de la forma siguiente:

- El primer carácter indica el tipo de sensor, de esa forma hay tres claves principales: A = acelerómetros, D = transductores de desplazamiento e I = inclinómetros
- El segundo carácter indica el lugar dentro del tramo instrumentado donde se ubica, de tal forma que existen tres claves 5 = Eje de la columna 5, 6 = Eje de la columna 6, E = Terreno (dentro de la estación de campo)
- El tercer carácter indica el lugar particular donde se ubica el sensor por lo que existen tres claves C= capitel de la columna, T = trabe, Z = zapata. Cabe mencionar que este carácter ya no se emplea en los sensores de terreno. En los sensores de Zapata y los transductores de desplazamiento, se incluye un carácter adicional para indicar su ubicación ortogonal y que depende de los 4 puntos cardinales, es decir N = norte, S = sur, E = este y O = oeste
- El último carácter indica el eje hacia el que está orientado el sensor (y en el caso de los inclinómetros el eje alrededor del que gira), con tres claves todas empleando como



referencia el eje de las columnas: T = transversal, L = longitudinal y V= vertical. En los inclinómetros se emplea una clave adicional para los sensores de temperatura: te

De esa forma por ejemplo cuando se habla del inclinómetro de la zapata de la columna 5 ubicado al sur y en la dirección T, su clave será: I 5 Z S T.

Para realizar el seguimiento del estado físico de la estructura, en el tramo instrumentado se colocaron de forma permanente tres tipos de sensores: acelerómetros, inclinómetros y transductores de desplazamiento. La ubicación de estos sensores de forma global se puede observar en la Fig 2.8. Es necesario mencionar que posteriormente a la puesta en marcha del sistema de monitoreo, se instaló un grupo de deformímetros al centro del claro, sin embargo su análisis ha quedado fuera de los alcances establecidos de la tesis.

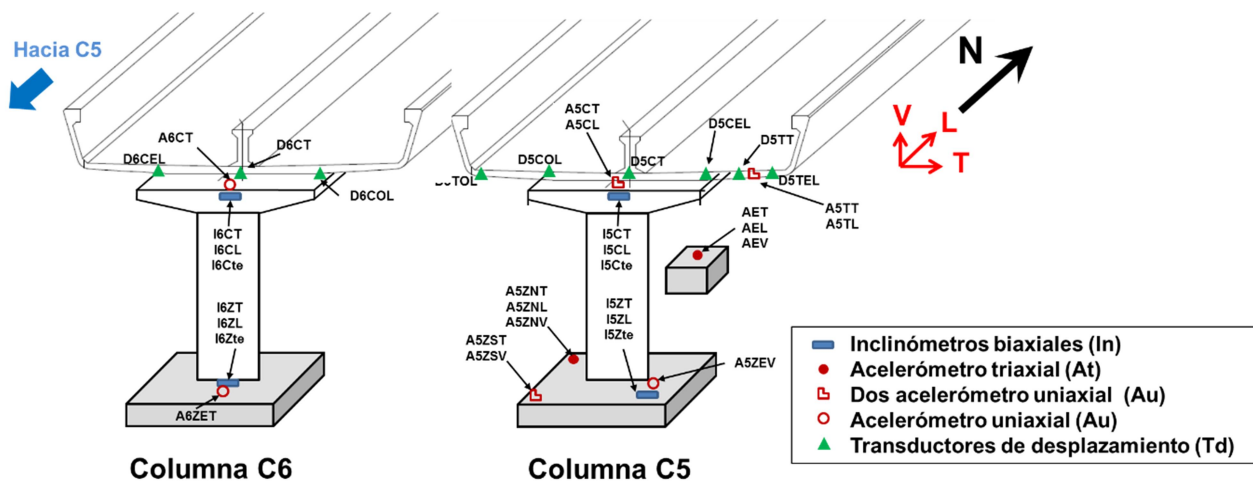


Fig 2.8 Sensores empleados en la instrumentación permanente de la Línea 12 del Metro

Inclinómetros

En la vía se instalaron cuatro inclinómetros biaxiales con una capacidad de medición de +/- 3° y una resolución de 8.5×10^{-5} grados (1.5×10^{-6} radianes). Estos sensores cuentan con un sensor que mide los diferenciales de temperatura con una precisión de 0.05 °C. Sus características permiten obtener buenos resultados en pruebas con cargas sostenidas o a largo plazo.

La instalación de estos sensores en la vía se realizó por medio de ménsulas de acero inoxidable para los capiteles y debido a que quedan enterrados con la cimentación, se emplearon contenedores cilíndricos herméticos fijados en las zapatas de las columnas C5 y C6 (Fig 2.9).

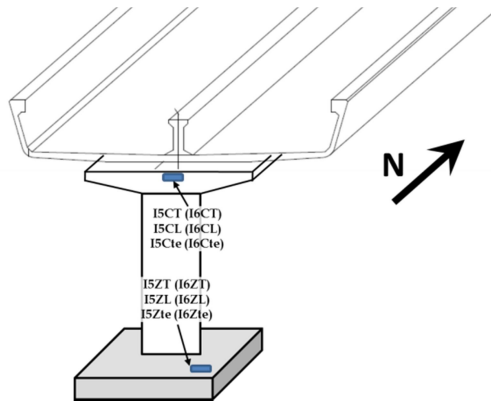


Fig 2.9 Ubicación de inclinómetros en las columnas

Transductores de desplazamiento

En la vía se instalaron 9 transductores de desplazamiento diferencial de variación lineal o LVDT (por sus siglas en inglés) (Fig 2.10) de 75 y 50 mm de carrera y una precisión de hasta 0.005 mm. Dichos sensores se colocaron en las zonas donde existen uniones entre las columnas y las traveses y en las uniones entre las traveses y se busca monitorear el movimiento relativo entre éstos.

Para la instalación de estos sensores, se emplearon bases metálicas acompañadas por una placa de reacción instalada en el elemento de referencia al cual se busca medir los desplazamientos relativos.

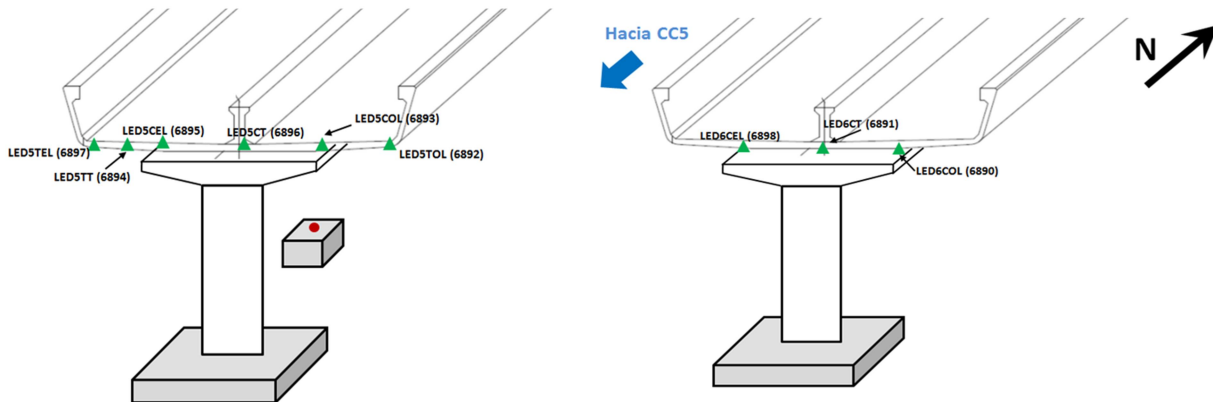


Fig 2.10 Ubicación de los LVDT inclinómetros en las columnas

Acelerómetros

Respecto a los acelerómetros se instalaron en total tres acelerómetros biaxiales, dos triaxiales y tres uniaxiales con una capacidad neta de hasta 2g (+/- 981 cm/s²) y con una resolución de hasta 5x10⁻⁵ g y dado que el registrador por eventos permite frecuencias de muestreo de hasta 200 muestras por segundo, son ideales para realizar la estimación de las propiedades dinámicas por medio de sus señales.

Los sensores se instalaron tres en capiteles, dos en la trabe, siete en la zapata y tres en el terreno para una totalidad de 15 canales de aceleración (Fig 2.11), y se colocaron por medio de accesorios de acero inoxidable protegidas y en los sensores de zapatas dentro de contenedores cilíndricos mismos que comparten con los inclinómetros.

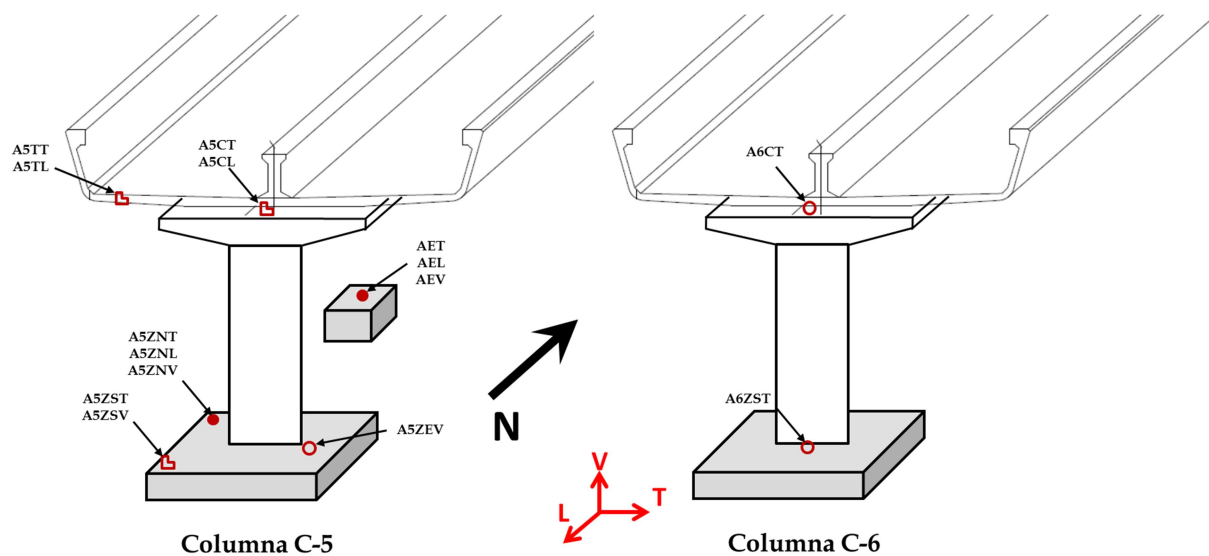


Fig 2.11 Ubicación de los acelerómetros en las columnas

Sistema de captura continua

Uno de los objetivos del monitoreo en este tipo de vías elevadas, es observar la respuesta a largo plazo durante su vida útil. Este seguimiento se hace más relevante cuando se tiene constancia de que la vía elevada podría presentar asentamientos diferenciales debido al tipo de suelo sobre el que se encuentra desplantada como es el caso del tramo instrumentado de Línea 12.

Por tal razón se instaló en el sitio un sistema de captura de datos en tiempo real programable que permitiera modificar la frecuencia de muestreo de acuerdo a las necesidades del monitoreo.

Dicho sistema cuenta con capacidad para instalar hasta 24 canales a una frecuencia máxima de 100 muestras por segundo. Adicionalmente, cuenta con la capacidad de conexión a internet.

En este equipo se instalaron los cuatro inclinómetros con los tres canales de cada uno (L, T y temperatura) y los nueve transductores de desplazamiento. El sistema se comenzó a probar

desde abril de 2012 pero fue hasta septiembre de ese año que se dio inicio formal al monitoreo de la vía elevada y se definieron los puntos de referencia los cuales se mantienen a 30 meses de iniciado.

El dispositivo fue programado para que pasado un intervalo de tiempo obtenga el promedio de un determinado número de muestras se agrega a una base de datos. Para el caso de la Línea 12 del Metro el registro se obtiene cada 15 minutos empleando 100 muestras para el promedio.

El sistema de captura está programado para permitir consultas de su base de datos y por medio de protocolos FTP recuperar la información registrada.

Sistema de captura por evento

Durante la vida útil de la estructura, existe alta probabilidad de ocurrencia de eventos dinámicos de carga de corta duración que pueden tener impacto en la estructura como por ejemplo eventos sísmicos.

Por tal razón, en la metodología de monitoreo, se emplea un segundo sistema de registro, el cual cuenta con la posibilidad de generar un disparo con altas frecuencias de muestreo al sobrepasarse un umbral definido en un número mínimo de sensores para minimizar disparos erróneos.

Dicho umbral para la estación de Línea -12 se definió en 2 cm/s^2 y se activará un disparo cuando por lo menos tres sensores sobrepasen este umbral. Cabe mencionar que dicho valor se establece pensando en capturar sismos con magnitudes moderadas, pero que no active el sistema ante actividades cotidianas ajenas a la vía como pasos de camiones en las cercanías (Aguilar *et al*, 2013).

El sistema de registro por evento cuenta con 24 canales y se encuentran conectados en los 15 canales de acelerómetros y los nueve canales de LVDT, teniendo de esa manera que estos últimos sensores se encuentran conectados en ambos sistemas de captura.

De forma similar al sistema continuo, también cuenta con acceso a los registros obtenidos por medio de internet y protocolos FTP, teniendo la ventaja de poder procesar eventos sísmicos y dar resultados con el sistema de alerta a tan solo unos minutos de ocurrido.

3. METODOLOGÍA DEL MONITOREO DE ESTADO ESTRUCTURAL

El monitoreo de salud estructural de una vía elevada consiste en observar su respuesta ante la ocurrencia de demandas de carga a lo largo de su vida útil y analizar si el comportamiento observado se encuentra dentro de ciertos parámetros aceptables de trabajo.

Sin embargo es también requerido observar su comportamiento ante eventos que pudieran sobrepasar dichos parámetros de trabajo que podrían provocar ciertos niveles de daño en la estructura y por tanto la necesidad de realizar reparaciones en ésta. Lo anterior denota la necesidad de realizar el monitoreo de dichas demandas de carga y establecer una serie de parámetros o indicadores para emplearlos como criterios para estimar de forma automática el impacto de dichos eventos sobre la estructura.

La forma de evaluar dichos estados y generar advertencias será por medio de alertas de posible estado estructural, las cuales se generan a partir de los registros obtenidos con los sistemas de captura al compararlos con una serie de valores índice o indicadores del estado estructural.

En el presente trabajo se propone el empleo de una metodología de monitoreo que está basada en la experiencia previa en vías elevadas urbanas de México (Murià-Vila *et al*, 2015), en la literatura consultada (Maser, 1988; Wan *et al* 2003; Taljsten y Hejil, 2003; Caetano y Silva, 2007; Lee, 2007; Chang y Pakzad, 2014; Webb *et al*, 2014), pero principalmente en la experiencia de campo adquirida en el monitoreo permanente de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro de ciudad de México.

3.1. Actividades del Monitoreo Estructural

El monitoreo estructural integral de una estructura requiere de una serie de actividades previas para asegurarse de tener los criterios suficientes y conocer la respuesta de la estructura ante sus demandas ordinarias de trabajo.

3.1.1. Recopilación de información

Dentro de la recopilación de información se encuentran todas aquellas acciones que se llevan a cabo para determinar el sistema de monitoreo que permitirán determinar el tramo típico apropiado para el monitoreo de la vía elevada y hacer el diseño de la instrumentación adecuada para dicho objetivo.

La elección del tramo típico en estudio se determina al buscar tres características en este: que las condiciones mecánicas del suelo donde desplanta la estructura sean poco favorables para ella, que consista en un tramo representativo de toda la estructura, es decir que la estructuración empleada en el sitio sea la empleada en la mayor parte de la vía y finalmente que exista viabilidad de construcción de una estación central de registro.

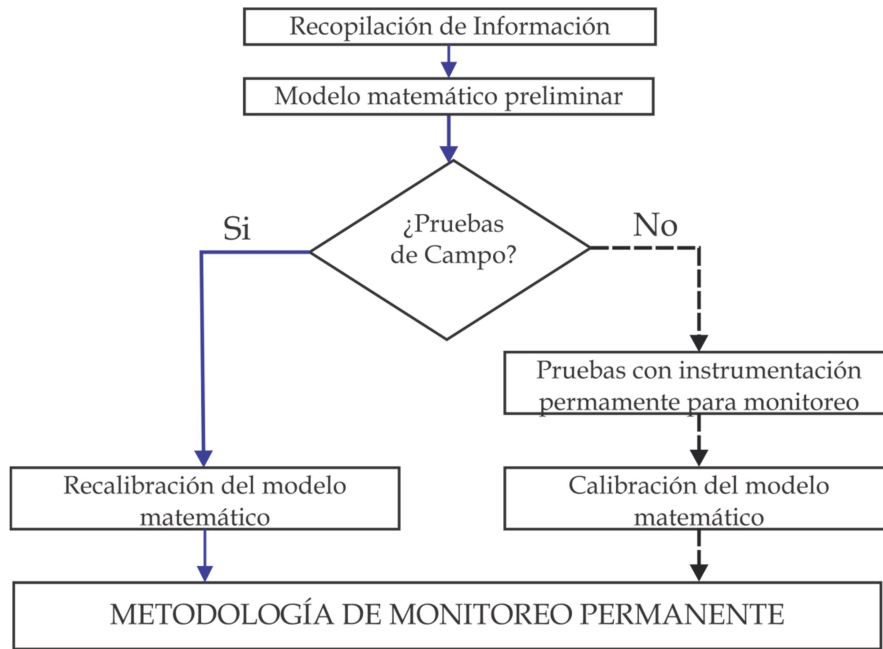


Fig 3.1 Esquema de actividades para la metodología de monitoreo

3.1.2. Modelo matemático preliminar

Con la finalidad de obtener datos iniciales de referencia para evaluar la respuesta de la estructura, en las actividades iniciales se incluye la generación de un modelo matemático lineal preliminar generado a partir de la geometría resultante del diseño de la estructura (Fig 3.2).

El nivel de detallado de éste modelo será hasta el nivel de la información disponible y haciendo las suposiciones de carga y apoyo generalmente supuestas en la práctica, es decir asumir módulos de elasticidad nominales, cargas nominales típicas en las normas o la literatura especializada.

En lo que respecta a los apoyos de la estructura, si se dispone del estudio de mecánica de suelos, se modela la cimentación empleando los módulos de reacción vertical y horizontal del terreno y la capacidad de carga del terreno. Cuando no se cuente con tales datos, en esta etapa se podrán emplear rigideces para efectos de interacción suelo-estructura determinadas por medio de expresiones similares a las mostradas en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 2004 para edificaciones.

De igual modo, en ésta etapa, un modelo empleando elementos barra otorgará una buena aproximación para estimar la respuesta de la estructura, solo en el caso de que sea necesario estimar los niveles de esfuerzo en las trabes, un modelo con elementos placa será conveniente.

Para las condiciones de frontera de las vías elevadas de claro corto, en el desarrollo del presente trabajo, se observa que una alternativa eficiente es el modelar hasta tres claros a cada lado del

claro de interés y sin el empleo de apoyos laterales pues de ésta forma queda mejor representada la respuesta estructural. Cabe mencionar que esta propuesta fue tomada y analizada a detalle por Vázquez (2013) haciendo una buena cantidad de pruebas para encontrar el número adecuado de claros para la vía elevada de Línea 12.

Dicho modelo servirá para obtener parámetros iniciales como propiedades dinámicas y deflexiones esperadas, pero deberá ser modificado y calibrado una vez que se conozca la respuesta real de la estructura, pues las condiciones bajo las cuales se realiza podrían no ser las mismas que se observan en las respuestas experimentales.

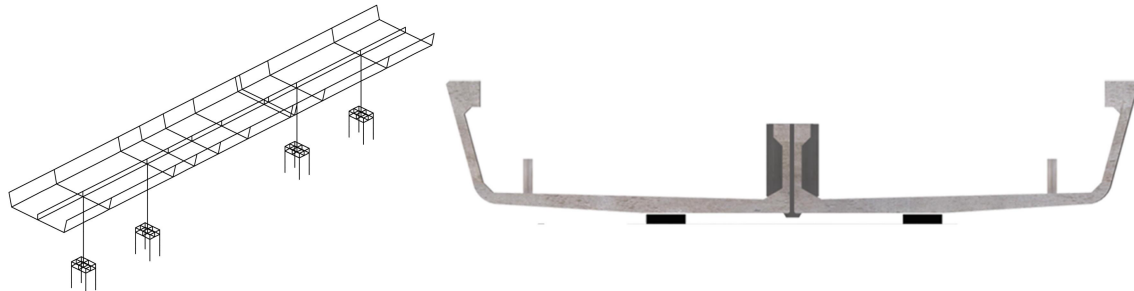


Fig 3.2 Modelo generado a partir de la geometría en los planos

3.1.3. Pruebas de campo

Los principales objetivos de llevar a cabo pruebas de campo son determinar y evaluar la respuesta estructural de un tramo típico de la vía elevada de forma que sea posible estimar sus propiedades dinámicas, medir los desplazamientos laterales de las columnas, las deflexiones verticales de las traveses, los giros del sistema y las deformaciones en la sección de la trabe al centro del claro bajo diferentes configuraciones de carga controlada. Estas pruebas podrán incluir instrumentación adicional a la permanente en la vía.

Aunque en la práctica se han realizado diferentes tipos de pruebas en vías elevadas urbanas (Murià Vila *et al*, 2005), en el tramo instrumentado de Línea 12, las pruebas principales consistieron en pruebas de carga vehicular con distintas posiciones de los vehículos sobre la vía elevada.

Para la configuración de cargas vehiculares, se emplean aquellos medios de transporte que serán habituales en la vía elevada o que podrían ocasionar las cargas máximas sobre éstas, de esa forma en vías elevadas para automotores se emplean configuraciones por medio de camiones cargados y sin cargas, y en vías férreas como el caso de la Línea 12 del Metro se utilizan trenes en los cuales algunos vagones se encuentran cargados (Fig 3.3).

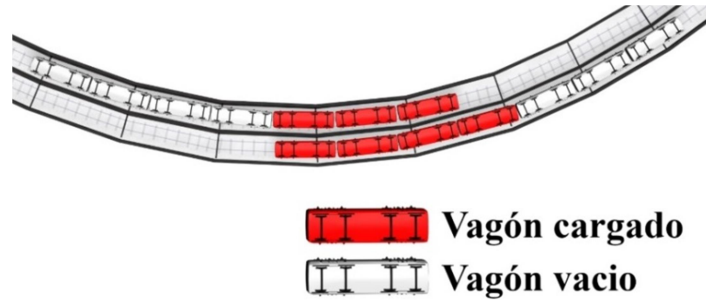


Fig 3.3 Ejemplos de configuraciones típicas de carga vehicular en pruebas de campo con trenes y camiones en vías elevadas

En las pruebas de carga vehiculares se utilizan dos condiciones, vehículos en reposo (pruebas estáticas) y vehículos circulando sobre la vía (pruebas Dinámicas).

Las pruebas estáticas consisten en mantener el arreglo de carga sobre la vía elevada durante una duración de tiempo tal que las deformaciones tienden a estabilizarse.

Por su parte las pruebas dinámicas consisten en el paso de los vehículos a diferentes velocidades y provocando efectos dinámicos súbitos como lo son el frenado y arranque. A diferencia de las pruebas estáticas éstas son de poca duración pero con una frecuencia de muestreo más elevadas (entre 100 y 200 muestras por segundo).

Los resultados obtenidos del análisis de los registros de éstas pruebas se utilizan en el monitoreo para definir los niveles de los indicadores estructurales en condiciones de trabajo, así por ejemplo, en la Fig 3.4, se pueden observar algunas configuraciones deformadas de la columna C5 y a diferentes puntos de la trabe en Línea 12 obtenidas en las pruebas de campo (Murià-Vila *et al*, 2014).

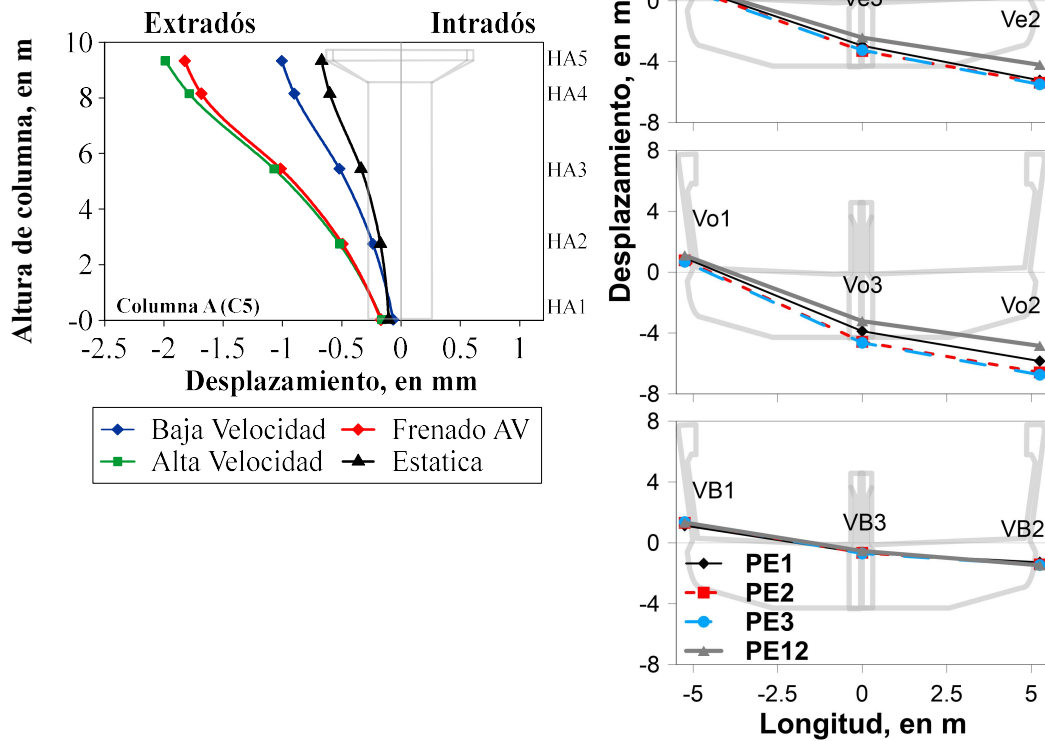


Fig 3.4 Ejemplos de resultados experimentales en la vía elevada

3.1.4. Pruebas de campo con instrumentación permanente

Resulta conveniente la realización de pruebas de campo empleando la instrumentación permanente pues permite definir los parámetros más relevantes a monitorear sin afectar o modificar el tráfico sobre ésta.

Estas pruebas deberán realizarse buscando el registro de una carga vehicular de referencia conocida. En el caso de la Línea 12, el registro se realizaba aproximadamente a las 11 pm para con eso tener el registro de un tren casi vacío del cual se conocen sus cargas.

La principal finalidad de éstas pruebas adicionales al monitoreo, será para obtener los valores de los umbrales de los indicadores estructurales o en su caso verificarlos.

3.1.5. Calibración del modelo matemático

Al realizar las pruebas de campo y obtener experimentalmente sus principales propiedades, se contará con mayor información en lo correspondiente a la respuesta de la vía elevada, lo cual permitirá verificar si el modelo preliminar es adecuado o es necesario realizar una recalibración de este, buscando que la respuesta estructural obtenida con el modelo, tenga una mayor correlación con los parámetros medidos en campo.

A partir de los resultados experimentales se podrán obtener mejores aproximaciones de las condiciones de apoyo en la base como se muestra en Murià Vila *et al* (2012), evaluar las masas modales actuantes, emplear los módulos de elasticidad reales de los materiales en la estructura proporcionados por la constructora o en su caso obtenidos mediante pruebas de carga destructiva con cilindros de concreto, y verificar las cargas de diseño. Se considerará un modelo calibrado cuando tanto las propiedades dinámicas como las condiciones de servicio modeladas tengan una buena aproximación entre ellas

La mayoría de las consideraciones para la calibración de éste tipo de modelos se pueden consultar en Vázquez (2013) donde se analizan a detalle consideraciones tales como cargas muertas reales, cargas vivas aplicables, comparativa de las fuerzas de frenado reales respecto a las definidas en las normas AASHTO, formas de modelación de la cimentación, condiciones de apoyo y masas modales.

3.2. Desarrollo de la Metodología para el Monitoreo Estructural

Para realizar el monitoreo y evaluar la respuesta y estado estructural de la vía elevada ante una posible alerta, se obtienen los registros de instrumentos colocados estratégicamente en ésta, de forma que sea posible su respuesta ante demandas de carga y comparándolos con valores de referencia para cada estado.

Estos valores de referencia consisten en establecer una serie de parámetros de movimientos físicos a analizar para definir un criterio de evaluación del estado físico de la estructura.

A dichos valores (medidos o calculados a partir de los registros obtenidos) se les denomina indicadores estructurales. Por otra parte y para efectos de realizar la evaluación del estado estructural de la vía, para cada uno de esos indicadores se definen valores umbrales que se emplean como referencia de dicho estado.

La relevancia de dicha condición radica en que a partir de su evaluación, será posible definir las acciones a seguir en la vía elevada desde inspecciones visuales, trabajos habituales de mantenimiento y de ser requerido establecer trabajos de reparación de daños.

3.2.1. Generación automática de alertas de estado estructural

Debido a la conveniencia de realizar el monitoreo tanto de eventos dinámicos como de efectos a largo plazo, resulta conveniente instalar dos sistemas de registros que cumplan con ambas funcionalidad como es el caso del tramo instrumentado de Línea 12.

La finalidad del empleo de ambos sistemas radica en analizar la respuesta de la estructura tanto ante eventos repentinos de carga como ante efectos a largo plazo. Por esa razón, el sistema de monitoreo está diseñado para generar de forma automática alertas ante dos condiciones importantes: por evento y continuas

Alertas por evento, se generan cuando en la vía elevada ocurra un evento de carga que sobrepase los umbrales de disparo de por lo menos tres sensores de la instrumentación

permanente instalados. Ante la ocurrencia de éstos, el sistema genera los registros dinámicos para análisis de la información.

Alertas del sistema continuo, se generan cuando al realizar el procesamiento de los datos de la instrumentación permanente se observa un cambio importante y en un corto periodo de tiempo de los valores medios y las tendencias previas de los datos registrados. Al generarse ésta alerta, el sistema buscará la existencia de los registros dinámicos más cercanos al evento y en caso de no existir generará un disparo del sistema de captura por evento para realizar el análisis de la información.

Cabe mencionar que posterior a la generación de una alerta, se hará la revisión continua de los datos capturados con los dos sistemas de monitoreo con la finalidad de poder establecer si existen implicaciones posteriores en la salud estructural debidas al evento que detonó dicha alerta.

3.2.2. Niveles de umbrales estructurales

Con la generación de las alertas con ambos sistemas, surge la necesidad de obtener ciertos parámetros para establecer cuál es la relevancia de las alertas y su implicación en el estado de salud estructural de la vía elevada.

Para evaluar el estado de salud estructural de la vía elevada, se definen dos niveles principales de referencia para los indicadores estructurales: condiciones de trabajo y condiciones últimas de diseño.

Condiciones de trabajo: Se definen como las condiciones regulares de demandas de cargas de servicio, efectos ambientales y sismos de servicio (moderada intensidad).

Los umbrales de servicio se definen a partir de los registros de las pruebas de campo y de los gradientes de temperatura que se estima ocurrirán en la vida útil de la estructura. Con dichos registros, se observarán los valores promedio y máximos que poseen la mayor probabilidad de ocurrencia por lo que podrán considerarse como habituales.

En caso de que no se hayan realizado pruebas de carga, se podrán emplear los valores calculados por medio del modelo preliminar ante cargas de servicio o de ser posible, con los datos obtenidos de los primeros registros de pasos vehiculares una vez funcionando la instrumentación permanente.

Condiciones de carga última: Se definen como las condiciones de carga donde se lleva a las secciones que conforman la estructura ante cargas últimas de diseño de acuerdo a las propiedades y calidades de los materiales empleados en la estructura.

Los umbrales de carga última para la presente metodología se estiman a partir del empleo de un modelo lineal calibrado y realizando modificaciones a sus propiedades buscando semejar condiciones donde la estructura ya presenta niveles relevantes de daño, sin embargo es necesario notar que para evaluar los efectos de la degradación de sus propiedades debido al daño y los efectos post-fluencia, lo conveniente sería realizar un modelo no lineal, el cual queda fuera de los alcances de ésta tesis.

3.2.3. Indicadores estructurales

Un punto relevante al realizar el monitoreo es definir cuáles serán los indicadores de salud estructural que podrán monitorearse con la instrumentación permanente ya instalada en un claro elegido en la vía elevada en estudio.

En experiencias de pruebas de campo realizadas por Murià-Vila *et al* (2015) en puentes urbanos como el distribuidor vial San Antonio, segundo piso del Periférico y el Viaducto Bicentenario, el sistema de alerta implementado en edificios por Aldama (2009) y Murià Vila *et al* (2010) sumado con la experiencia adquirida en tres campañas de pruebas de campo realizadas por el IIUNAM en dos tramos de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México, se establecieron los indicadores estructurales más relevantes a medir por medio de una instrumentación básica disponible:

Estructurales:

- Frecuencias naturales laterales de vibración
- Frecuencia de sitio
- Aceleraciones máximas de la base y en la superestructura
- Giros de la cimentación y del sistema trabe-columna
- Desplazamientos relativos
- Deformaciones en la trabe

Severidad:

- Intensidad de Arias
- Aceleraciones máximas del terreno

Estos indicadores se dividen en dos grupos principales: los indicadores estructurales que tal como su nombre lo indica corresponden a aquellos que miden la respuesta del sistema estructural ante una demanda externa y los indicadores de severidad que son los que miden la magnitud de la demanda de tal demanda de carga.

Frecuencias naturales laterales de vibración

La respuesta dinámica de los sistemas estructurales comunes se puede representar por medio de la ec 2.1 o ecuación de movimiento:

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + c \frac{dy}{dt} + ky = x \quad (2.1)$$

Donde

- | | |
|----------|---|
| y | respuesta de la estructura |
| x | excitación externa |
| m, c y k | corresponden a la masa, amortiguamiento y rigidez del sistema |

Si se asume que no existe señal de excitación, y se normaliza la ec 4.1 respecto a la masa, dicha ecuación se puede describir como

$$\left(\frac{m}{m}\right)\frac{d^2y}{dt^2} + \left(\frac{c}{m}\right)\frac{dy}{dt} + \left(\frac{k}{m}\right)y = \frac{d^2y}{dt^2} + 2\xi\omega_N\frac{dy}{dt} + \omega_N^2y = 0 \quad (2.2)$$

Donde

- ξ fracción del amortiguamiento crítico
- ω_N frecuencia circular no amortiguada.

La ecuación anterior se puede modelar por medio de funciones de la transformada de Laplace (Richardson, *et al*, 1988; Huerta, 2007), y se substituye en la derivadas en el tiempo por funciones Laplacianas, se puede obtener la función de transferencia de la señal de excitación (ec 2.3)

$$H(s) = \frac{\frac{dy}{dt}(0) + (s + 2\xi\omega_N)y(0)}{s^2 + 2\xi\omega_Ns + \omega^2} \quad (2.3)$$

Si se iguala el denominador de la ec 2.3 a cero, es posible obtener la ecuación característica del sistema de donde se pueden obtener los polos de la función de transferencia, cada uno de éstos polos definen las condiciones en la estructura donde se amplifican las fuerzas de entrada (resonancias). Matemáticamente, la localización de estos puntos en el plano “s” se define por medio de los valores de frecuencia y amortiguamiento.

El obtener las frecuencias laterales de vibración por medio de las funciones de transferencia, permitirán conocer el comportamiento dinámico global de la estructura pues dentro de éstas se ve reflejada la interacción entre sistema trabe columna y el sistema suelo-estructura.

Dichas frecuencias se determinaran a partir del análisis espectral de los registros de aceleración obtenidos en capiteles de columnas y el terreno mediante el método de estimación de propiedades dinámicas de Richardson y Formenti (1986).

El método consiste en emplear las funciones de transferencia entre el capitel de las columnas y los registros del terreno y a partir de dicha función ajustar una curva por medio de polinomios ortogonales cuyos polos corresponderán a las frecuencias del sistema (Fig 3.5).

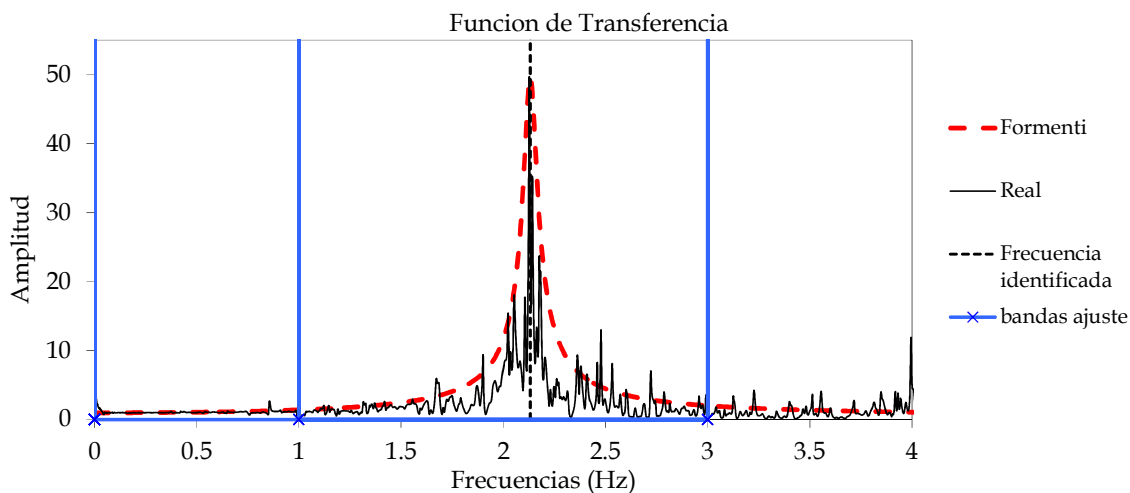


Fig 3.5 Ejemplo de estimación de frecuencias por medio de polinomios ortogonales

Los registros de eventos sísmicos y pasos de trenes se dividen principalmente en tres etapas (Fig 3.6), la etapa de pre-evento la cual ocurre desde el inicio del evento hasta uno segundos previos a cuando ocurren las mayores aceleraciones o la fase intensa. De forma similar, a la etapa posterior a la ocurrencia de la fase intensa se le denomina pos-evento.

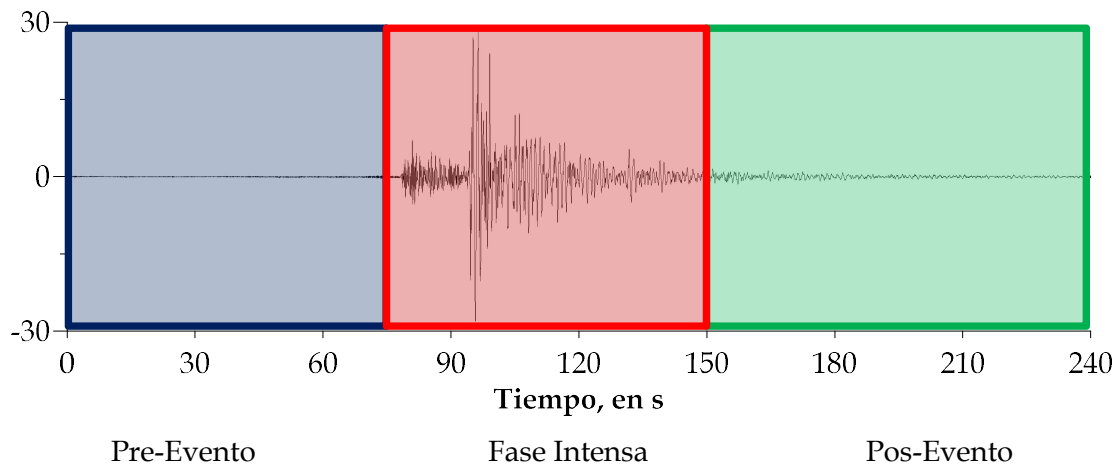


Fig 3.6 Etapas en un registro de aceleraciones

Las frecuencias se analizarán en dos etapas, una etapa preliminar estimándolas a partir de las zonas de pos-evento del registro donde las señales pertenecen a la estructura aislada con un comportamiento más parecido a una vibración ambiental y una segunda etapa donde se empleará la fase intensa de la señal para estimar las frecuencias de la estructura por medio de análisis paramétricos (Beck y Jennings, 1980; Camargo, 2013).

Frecuencia de sitio

Debido a que las propiedades dinámicas de la estructura están directamente vinculadas con las propiedades del terreno, adicionalmente se hará el monitoreo de los cambios de la frecuencia del sitio la cual se estimará a partir de los registros de los componentes de aceleración del terreno empleando el análisis espectral y la estimación a partir de cocientes propuesta por Nakamura (1989).

Cortante Basal

Se define como cortante basal a la fuerza inercial lateral debida a la excitación actuante sobre la estructura. Dicha fuerza se calcula a partir de multiplicar la masa modal tributaria del puente por la historia de aceleración registrada (ec 2.4). Lo anterior permite obtener una historia en el tiempo de los cortantes basales (Fig 3.7) a partir de la cual se identifica el valor máximo.

$$V_0(t) = m \times a_{es}(t) \tag{2.4}$$

Donde

- $V_0(t)$ Historia de cortante basal, en t
- m Masa tributaria de cada eje de columna, en t s²/cm
- $a_{es}(t)$ Historia de aceleración, en cm/s²



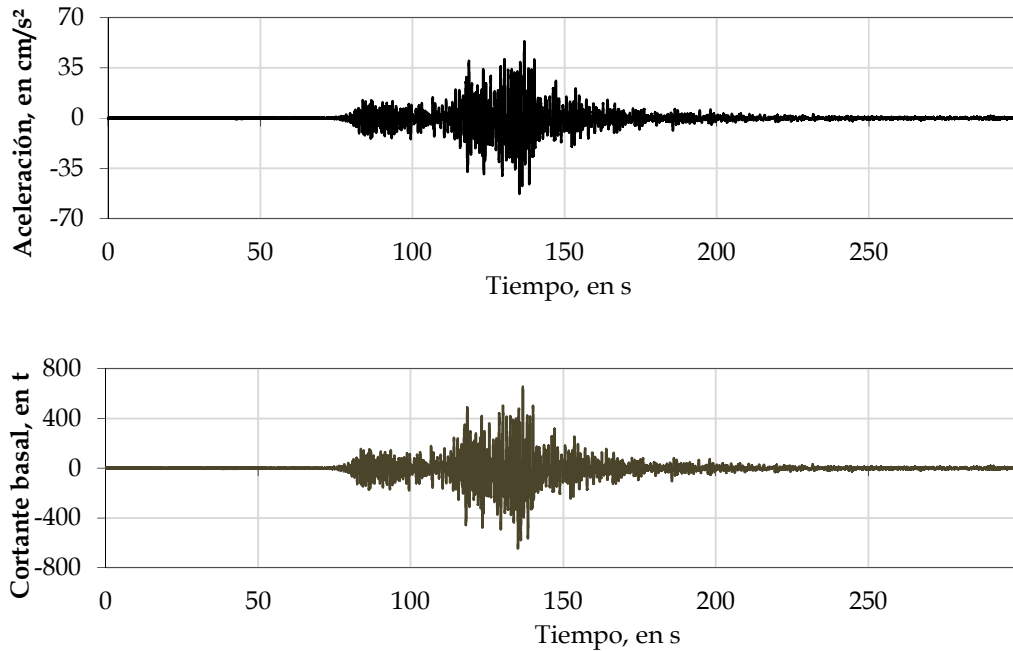


Fig 3.7 Ejemplo de historia de aceleraciones y su correspondiente historia de cortante basal

Aceleraciones máximas de la base y superestructura

Las aceleraciones medidas en diferentes puntos de la estructura (Fig 3.8) permiten observar posibles cambios en las características dinámicas de la estructura. Por otra parte, a partir de una doble integración de las señales de aceleración en el capitel, es posible obtener las historias de desplazamiento lateral mediante los cuales a su vez se podrán estimar las deflexiones laterales de acuerdo con la ec 2.5

$$\delta(t) = \frac{\ddot{a}(t)}{H} \tag{2.5}$$

Donde

- $\delta(t)$ Historia de deflexión lateral
- H Altura libre de la columna hasta el punto de medición, en cm
- $\ddot{a}(t)$ Historia de desplazamientos a partir de aceleraciones, en cm

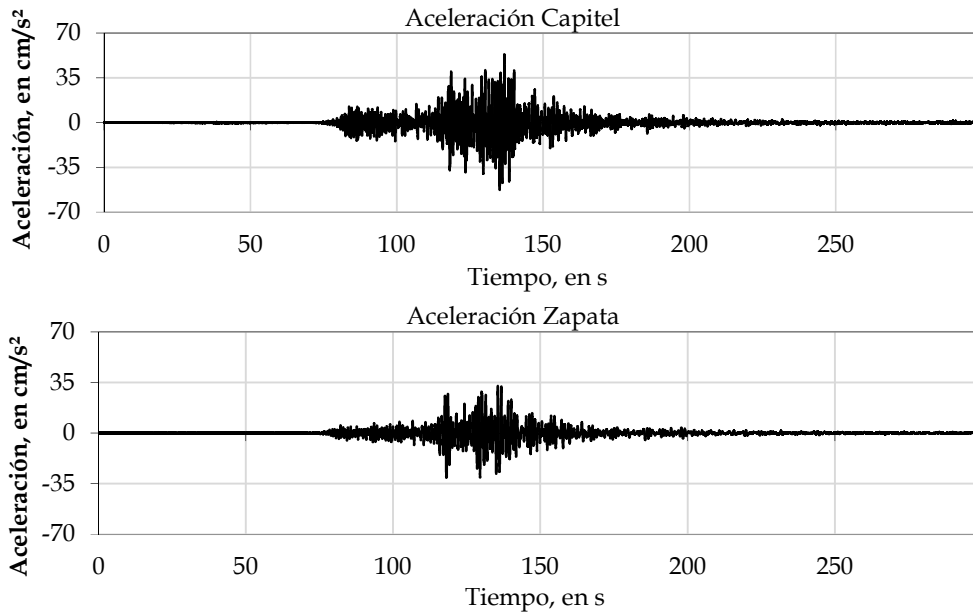


Fig 3.8 Historias de aceleraciones en capitel y base de una vía elevada

Giros de la cimentación y del sistema trabe-columna

Cuando una estructura se definen como los giros a los desplazamientos angulares que ocurren en la estructura debido a las demandas de carga a las que se encuentra sometida. Dado que la vía elevada tiene un comportamiento similar al de una viga en voladizo, los giros en la base de la columna resultan de alta relevancia para monitorear su rigidez angular. Lo anterior cobra aún mayor relevancia si la estructura se encuentra desplantada sobre suelos compresibles pues el medir los giros permite evaluar los asentamientos debidos a dicha compresibilidad.

Ya que los giros tenderán a ser a largo plazo, la medición de éstos se hará por medio del sistema de captura continuo a una baja frecuencia de muestreo

En la metodología de monitoreo, se establecen dos puntos principales de medición de dichos giros: el capitel de las columnas y la cimentación. Ambos se medirán por medio de sensores de inclinación denominados inclinómetros.

Este indicador es uno de los que generan alertas por medio del sistema continuo.

Desplazamientos relativos

Éste indicador estructural será particular de aquellas vías elevadas de claros cortos donde es conveniente medir si la distancia entre las traveses y columnas se modifica debido al asentamiento de los sistemas de apoyo sobre la columna. Por tal razón, resulta relevante evaluar los posibles movimientos relativos entre las traveses respecto a sus elementos frontera, es decir las traveses cercanas y las columnas. Estos desplazamientos se medirán por medio de transductores de desplazamiento ubicados en las fronteras de unión de dichos elementos.

Estos indicadores tienen la particularidad de que al estar conectados a los dos sistemas de captura, podrán generar alertas por evento y alertas por cambios en el sistema de registro continuo

Indicadores de severidad

Por otra parte, para conocer si la respuesta de la estructura corresponde con una demanda de carga extraordinaria, se emplean dos indicadores que describen la severidad de dicha señal de excitación:

Intensidad de Arias: Definida como la cantidad de energía por unidad de peso (Arias, 1970), se calcula automáticamente a partir de las señales en T y L registradas en el terreno, el valor presentado corresponde a la suma de las intensidades de dichos componentes, tal como se muestra en las ecs 2.6 a 2.8.

$$I_{xx} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{td} a_{xx}^2(t) dt \tag{2.6}$$

$$I_{yy} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{td} a_{yy}^2(t) dt \tag{2.7}$$

$$I_{HA} = I_{xx} + I_{yy} \tag{2.8}$$

Dónde

- $a_{xx}(t)$ y $a_{yy}(t)$.- historias de aceleraciones en los componentes horizontales y ortogonales
- I_{xx} y I_{yy} .- Intensidades de Arias de los componentes horizontales
- td.- Duración del registro de aceleración
- I_{HA} .- Intensidad horizontal de Arias

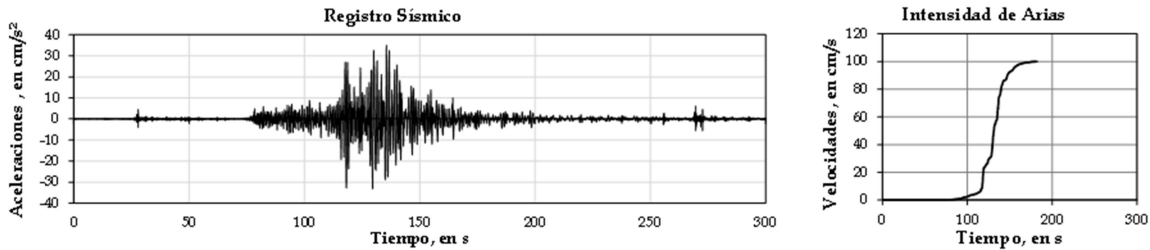


Fig 3.9 Aceleraciones en terreno e intensidad de Arias

Finalmente en la tabla 2.1 se presenta un resumen de los indicadores estructurales y de severidad a monitorear y se indica el sistema mediante el cual generan una alerta

Tabla 2.1 Grupos de indicadores del estado estructural

Grupo	Nombre	Sistema	Indicador
1	Dinámica	E	Frecuencias naturales de vibrar
		E	Frecuencias de sitio
2	Verticalidad del sistema	C	Giros de la cimentación
		C	Giros del sistema trabe-columna
3	Aceleraciones	E	Cortante Basal
		E	Aceleraciones en el Capitel
		E	Aceleraciones en la Base
4	Desplazamientos relativos	C,E	Desplazamientos entre columna y trabe
		C,E	Desplazamientos entre trabes
5	Deformaciones en la trabe	C,E	Deformaciones en la trabe
6	Severidad	E	Intensidad de Arias
		E	Aceleración del terreno

Nota: E = sistema de captura por evento, C = sistema de captura continuo

3.2.4. Evaluación de los indicadores

Por medio de los valores medidos de cada uno de estos indicadores y evaluados respecto a los umbrales de referencia, se podrán definir posibles estados de alerta.

Sin embargo, un punto importante a evaluar serán tanto las incertidumbres como el nivel de variabilidad de cada indicador, lo cual se logra por medio de un intervalo de confianza estadístico para establecer si los efectos medidos indican una alerta de cambio de estado.

En estudios como los de Boroschek y Carreno (2011), Boroschek *et al* (2015) y Clinton *et al* (2006) se puede distinguir la importancia de dicha variabilidad, pues se observa la influencia de las condiciones de temperatura y humedad en las frecuencias fundamentales de vibración en edificios. De forma similar Dilger *et al* (1983) menciona la relevancia de estos efectos en la medición de los esfuerzos en trabes y por su parte Debarmma y Saha (2011) hace referencia al mismo impacto sobre las deflexiones verticales y desplazamientos en estructuras.

Para efectos de la evaluación, se tomarán como valores de referencia aquellos obtenidos durante pruebas de carga, registros de sismos de servicio y registros de pasos vehiculares con la instrumentación permanente durante los primeros días de operación del sistema de monitoreo.

El análisis de los datos tanto para el intervalo de confianza como para la dispersión, se hará de forma evolutiva, por lo que deberán ser nuevamente evaluados mensualmente o al momento de detectar un cambio muy drástico en las pendientes de la medición.

Intervalos aceptables de trabajo

Para determinar los niveles dentro de los cuales la variación de los datos medidos queda dentro de valores aceptables para condiciones de trabajo, con cada indicador se obtiene un intervalo aceptable, el cual se establecerá por medio del análisis estadístico de los valores máximos (positivos y negativos) del indicador medido en condiciones habituales de trabajo, de tal forma que se evalúen dichas condiciones para identificar cual la tendencia regular de los datos y diferenciarla de posible demandas extraordinarias que sobrepasen dichos niveles

Para establecer los valores límite de tales intervalos se emplea una distribución normal de probabilidad mediante la cual se calcula el valor con mayor probabilidad de ocurrencia dentro de los valores máximos registrados en un cierto periodo de tiempo. Dicho periodo deberá contener por lo menos 30 valores, pues de lo contrario se deberá buscar el tipo de distribución de probabilidad más conveniente para esa muestra.

Por su parte, el tamaño de la muestra de tiempo a emplearse, deberá evaluarse a partir de los datos buscando aquel intervalo de tiempo donde su tendencia se mantenga estable y que minimice el ancho de valores respecto al valor medio.

En el cálculo de los intervalos aceptables, se obtienen los valores máximos y mínimos de forma automática por medio de un corrimiento del cero empleando como valor de referencia el valor medio, de esa manera los valores mínimos serán negativos y los máximos positivos (Fig 3.10). Es justo mencionar que éste procedimiento únicamente se realiza para evaluar los intervalos de confianza y no para realizar el monitoreo donde se emplearán los datos registrados sin modificaciones más allá de las propias del procesamiento de las señales.

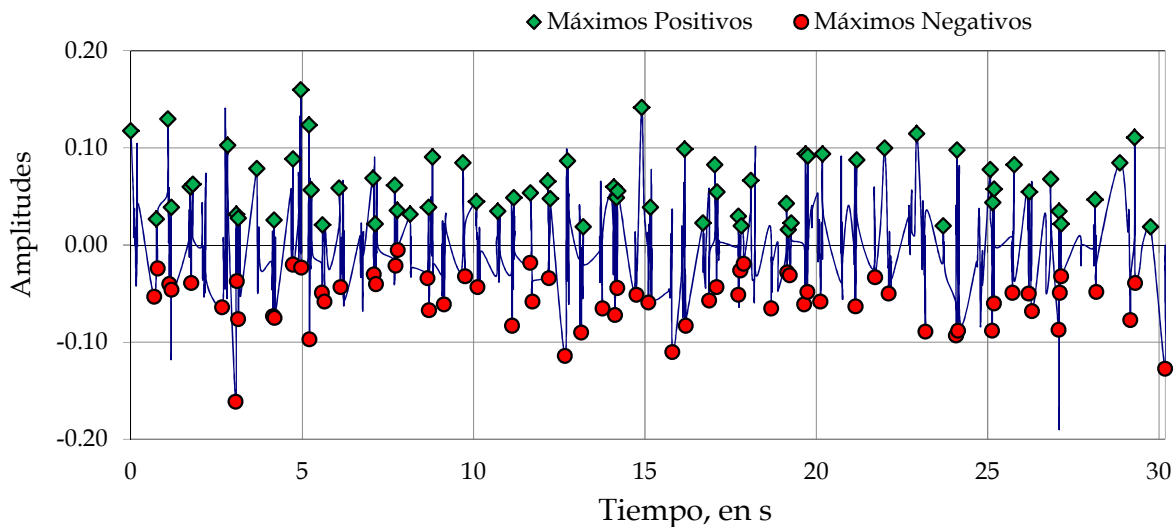


Fig 3.10 Identificación de valores máximos y mínimos

Con estos datos se calcula el valor medio, la desviación estándar de la muestra y la desviación estándar de la media para definir el valor con mayor probabilidad de ocurrencia (Walpole y Myers, 1987). Es justo mencionar que aunque con este procedimiento se obtendrá un valor tanto para los máximos como para los mínimos, solamente se empleará aquel cuyo valor absoluto resulte el mayor (Fig 3.11). De igual forma, para los procesos de monitoreo, el valor de los intervalos se representará como un porcentaje del valor promedio de la muestra original.

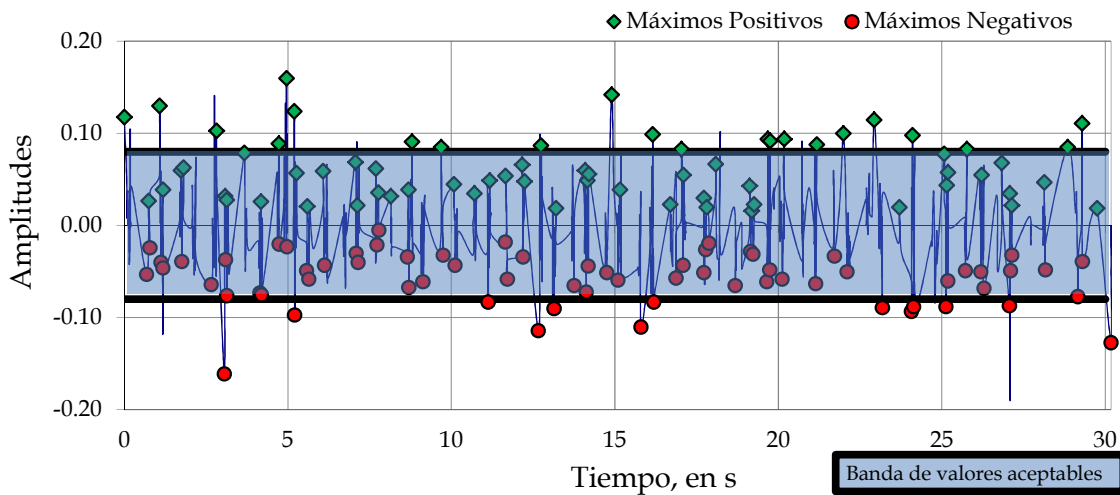


Fig 3.11 Identificación de bandas de valores aceptables

Nivel de confianza de los valores de los indicadores

Otro punto de alta relevancia es el conocer el nivel de confianza que tendrán los valores de cada indicador. Dicho nivel, será evaluado por medio de la dispersión estadística empleando como medida la desviación estándar del valor medio.

Por lo tanto, el nivel de confianza en esta metodología se define como la desviación estándar con respecto al valor medio de valores medidos para un indicador en las mismas condiciones ambientales.

A diferencia de los intervalos de valores aceptables, se utilizarán todos aquellos valores que hayan ocurrido a una misma hora y que pertenezcan al mismo tipo de registro (Fig 3.12).



Fig 3.12 Evaluación de la dispersión del valor medio para intervalos de confianza

Es importante advertir que para ésta metodología, se establece que si alguno de los indicadores presenta una dispersión superior al 10%, dicho indicador por sí solo no podrá establecer un cambio de estado en la estructura y deberá ser evaluado en conjunto con otros indicadores aunque si implicará que debe hacerse una revisión de los datos medidos.

3.2.5. Criterios de evaluación de salud estructural del tramo instrumentado

La evaluación del estado de la estructura se hace a partir de los niveles que alcanzan los indicadores, definiendo para ello tres niveles delimitados por los umbrales de referencia:

Primer nivel: Identificado como estado verde, es decir que la respuesta medida de la estructura se encuentra dentro de los niveles óptimos de operación por lo que los indicadores quedan por debajo de los niveles definidos para condiciones de trabajo.

En este estado si bien podrían aparecer algunas grietas superficiales adicionales a las ya presentes en los elementos estructurales, éstas serán solo de recubrimientos por lo que sólo implicará daño ligero o tolerable en la estructura y no representan riesgo para ésta.

Segundo nivel: Identificado como estado amarillo, este nivel será el más amplio de la gama ya que abarcará desde la excedencia de los niveles tolerables de trabajo hasta las demandas últimas de carga. Es justo mencionar que para efectos preventivos no es conveniente permitir que los indicadores alcancen el 100% de la carga última por lo que se emitirá la alerta al quedar por debajo del 15%.

En este nivel, se considera que la estructura tiene posible daño intermedio en los elementos estructurales por lo que es probable que se hayan formado grietas adicionales en las columnas, lo que podría implicar la existencia de disminución de la frecuencia de vibración de la estructura. En este estado también podrán observarse cambios en el sistema suelo-estructura representados por cambios en la frecuencia de sitio o el incremento significativo de los giros de la base de la columna con respecto a la cimentación. Estos daños en general no representan riesgo para la estructura, aunque puede ser necesario eventualmente realizar reparaciones en ésta.

Debido a su amplitud, este nivel se divide en dos partes: amarillo bajo o intermedio y amarillo alto, la diferencia entre ambos niveles la dictará su cercanía con los niveles de servicio y de demanda última.

Tercer nivel: Identificado como estado naranja, este nivel se considerará aquel estado con posible daño severo en los elementos estructurales donde pudiera implicarse la formación de múltiples grietas en columnas y trabe, posible pérdida de rigidez traducida en una disminución importante en las frecuencias de vibración de la estructura, posibles giros elevados en la cimentación y daños en los topes sísmicos.

Al entrar en este estado, la estructura requerirá una urgente inspección ocular por profesionales capacitados en ingeniería estructural para determinar la severidad de los daños y definir si es necesario cerrar la circulación en la vía.

Los cambios de nivel de cada indicador de forma aislada se establecerán por medio de las siguientes reglas:

Cambiará de estado verde al amarillo cuando la variación de los indicadores supere el porcentaje definido para el intervalo de confianza definido en el análisis estadístico de los valores del nivel de trabajo de cada indicador.

Cuando un indicador entra en el nivel amarillo se evalúa nuevamente para ubicarlo dentro del nivel amarillo bajo (o intermedio) o amarillo alto, esta evaluación se hace al compararlos con los

niveles de umbrales definidos para ésta etapa los cuales se obtienen a partir del modelo calibrado para esta finalidad.

El estado naranja se alcanzará cuando la variación de los indicadores alcanza los valores de capacidad última, sin embargo como ya se ha mencionado, para efectos de tener margen de acción, la advertencia se emitirá cuando los indicadores se encuentren por arriba del 85% de dichos niveles.

Los porcentajes de los niveles amarillos alto y naranja serán niveles esperados para demandas extraordinarias que es poco probable que ocurran con el paso vehicular regular, por lo que ambos están diseñados para eventos sísmicos de intensidades altas.




El nivel naranja se define al 85% del cortante basal de diseño debido a que se dará un margen del 15% antes de alcanzar el nivel de carga última, con la finalidad de tener un margen de acción.

En el caso del nivel amarillo alto, al no contar con mayores elementos de referencia que el nivel naranja, se fijará el mismo porcentaje del 15% por debajo del nivel naranja, es decir en 70%.

Conviene destacar que aunque ambos porcentajes por la forma en que se obtienen otorgan una referencia adecuada para el monitoreo en las primeras etapas, deberán ser refinados por medio del empleo de modelos no lineales de la vía elevada los cuales quedan por fuera de los alcances de esta tesis.

Ya que estos porcentajes se definen a partir de simulaciones realizadas con el modelo lineal calibrado, podrán ser modificados de acuerdo a las respuestas medidas de las estructuras durante su evolución en el tiempo. En la tabla 2.2 se resumen los niveles de salud estructural definidos.

Tabla 2.2 Niveles de salud estructural

Servicio	 Bajo impacto en la integridad de la estructura
Carga Última	<p data-bbox="646 1289 1284 1360">Posible bajo impacto pero su evolución podría afectar la integridad de la estructura</p>  <p data-bbox="678 1423 1268 1528">Se sobrepasan las condiciones normales de servicio pudiendo verse comprometida la integridad de la estructura</p>
	 <p data-bbox="646 1581 1312 1686">Se estiman niveles importantes de daño, muy cercano o se han sobrepasado las condiciones de diseño</p> <p data-bbox="646 1696 1312 1759">Requiere respuesta inmediata e inspección de la estructura</p>

3.3. Sistema de Monitoreo Continuo

Cuando se cuenta con un sistema de registro continuo, ésta información podrá emplearse para verificar que el comportamiento de la estructura a largo plazo sea de acuerdo al esperado al hacer las consideraciones de diseño. Con el grupo de sensores de medición de giros se miden los asentamientos y posibles desplomes laterales de las columnas; por su parte con los sensores de medición de movimiento relativo se puede ver el acomodo paulatino de las traveses sobre las columnas y el desempeño de los elementos de neopreno en los apoyos y de manera indirecta evaluar posibles cambios en la rasante. En ambos casos es posible realizar el seguimiento continuo de tales deformaciones con un tiempo mínimo de respuesta.

A su vez, este sistema permitirá evaluar la influencia de agentes externos como la temperatura sobre los valores de los indicadores lo que otorgará criterios adicionales (Fig 3.13).

Otra finalidad de este sistema será la posibilidad de conocer el estado de la estructura antes y después de la ocurrencia de un evento de carga, lo cual permitirá distinguir si existen modificaciones en su respuesta que pudieran atribuirse a los efectos ocasionados por dicho evento. Adicionalmente, permitirá observar su posterior desenlace.

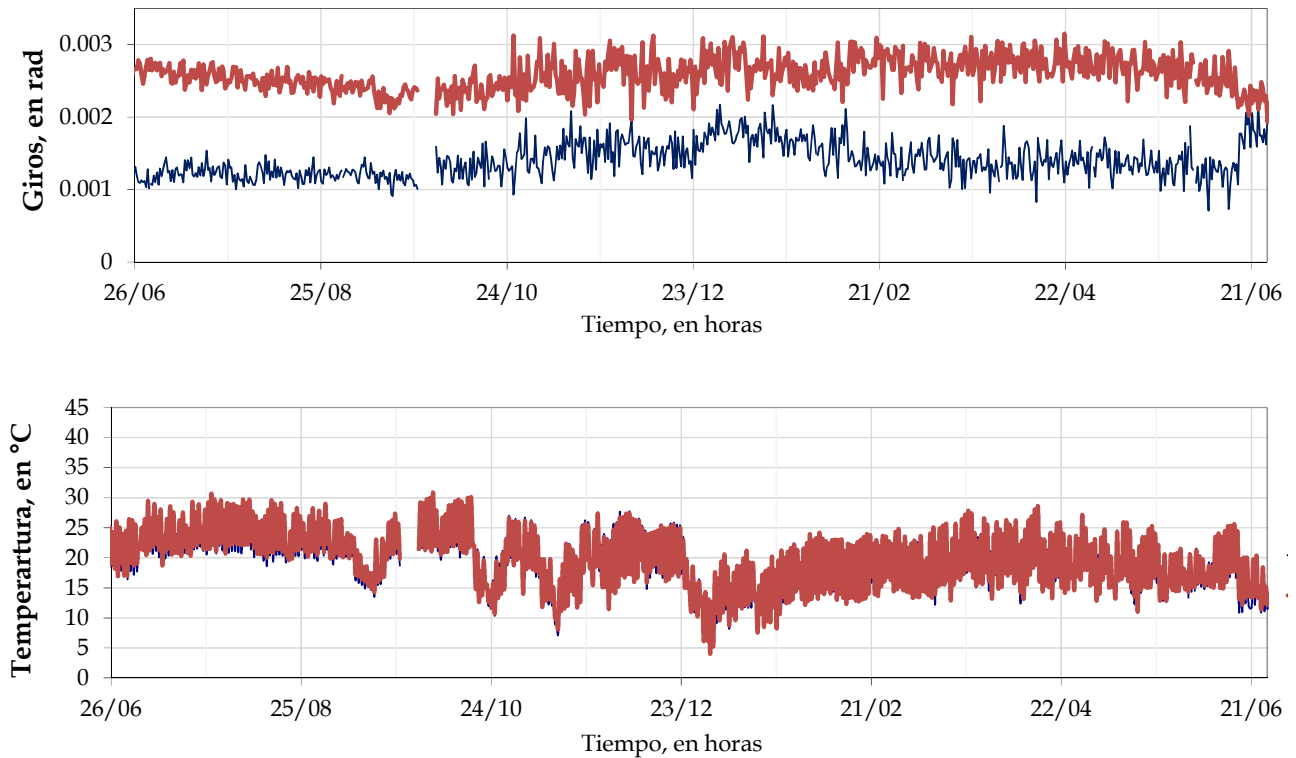


Fig 3.13 Evaluación de la respuesta a largo plazo de la estructura por medio del sistema de captura continuo

3.4. Criterios para Evaluación del Estado Estructural

Cuando uno de los dos sistemas de captura genera una posible alerta, con los registros obtenidos con los sensores de la instrumentación permanente se hará un análisis preliminar de

la información con los indicadores de mayor facilidad de cálculo para fijar un primer estado general de la estructura ante la ocurrencia de un evento de carga. Cuando el estado definido por el sistema de alerta preliminar permanezca en verde no se realizarán análisis adicionales de la información.

Este análisis consistirá en la revisión de los datos obtenidos con el sistema de captura por evento, en conjunto con el sistema de captura permanente para verificar la calidad de los datos y evaluar si existe un cambio en las tendencias medidas.

Sin embargo, cuando alguno de los indicadores indique un posible estado amarillo o naranja el análisis preliminar podría no estar proporcionando toda la información requerida para establecer un criterio por lo que será necesario hacer un análisis con mayor detalle de la información obtenida para confirmar o descartar el estado de alerta. Este procedimiento también servirá para afinar los niveles, de los indicadores pues de existir muchos estados descartados mostrara la necesidad de reajustar los intervalos o los valores de referencia definidos.

Adicionalmente, cuando la estructura alcance este estado, será necesario inspeccionar los valores medidos con el sistema de captura continuo y obtener registros de vibración ambiental posteriores a la ocurrencia del evento que generó la alerta.

Una vez que se ha ocurrido un evento de carga y se han obtenido los registros, se procede a realizar una evaluación preliminar automatizada del estado estructural, la cual consiste en obtener los principales indicadores haciendo consultas tanto en el sistema de captura por evento como en el sistema de captura continua.

Si los resultados obtenidos con esta evaluación indican estado amarillo o naranja, se procederá a hacer una revisión detallada de los datos registrados incluyendo la consulta de los datos permanentes durante los días posteriores a la ocurrencia del evento y de ser necesario cálculos adicionales para estimar las propiedades dinámicas y mecánicas de la estructura.

Finalmente, la evaluación global de la estructura a partir de los estados de los indicadores se realiza por medio de los siguientes criterios.

Verde: Cuando ninguno de los indicadores de alta confianza sobrepase el umbral amarillo. Si ocurre el caso en que uno de los indicadores que se haya encontrado con altas dispersiones presenta un nivel amarillo, aunque la alerta se mantendrá en verde, se emitirá una advertencia para realizar un análisis más detallado de la información registrada.

Amarillo: Se establecerá que la estructura pasará al nivel amarillo cuando ocurra cualquiera de los escenarios:

- Si las frecuencias, los giros de la cimentación o los giros del capitel sobrepasen los umbrales para el nivel de servicio
- En caso de que las aceleraciones en la base superen los umbrales definidos y se conjunte con que los giros de la cimentación se encuentran a por lo menos el 85% del nivel amarillo
- Cuando los desplazamientos relativos entre travesaños o entre columna y travesaño, sobrepasen los umbrales de trabajo. Cabe mencionar que adicionalmente a la alerta, siempre que alguno de estos indicadores cambie de nivel, se emitirá una advertencia para realizar una inspección para el cuidado de la rasante de la vía elevada.
- Si las aceleraciones en el capitel sobrepasan su umbral y los giros del capitel sobrepasan el 85% de sus respectivos umbrales

-
-
- Cuando cualquiera de los indicadores de severidad alcancen el nivel amarillo

Adicionalmente, se calcularán otros indicadores que si bien no tienen la facultad de generar alertas, podrán enviar una advertencia sobre posibles problemas estructurales que convendrá verificar en el sitio. Un ejemplo de estos indicadores serán las deflexiones calculadas a partir de las historias de aceleración y las amplificaciones de las señales entre la estructura y el terreno.

Naranja: El nivel naranja se define cuando cualquiera de los indicadores estructurales o los de severidad alcancen este nivel.

Siempre que se alcance este nivel, se deberá hacer el análisis completo de la información y no bastará con el preliminar pues hay implicación de posible daño severo en la estructura, cada uno de los valores deberá ser confirmado antes de realizar las visitas de inspección en el sitio.

3.5. Algoritmo General del Sistema Automatizado de Alerta

Una vez obtenidos los valores criterio para la metodología de monitoreo, se puede establecer un algoritmo de cálculo para analizar los datos de un evento de carga con la finalidad de observar si es necesario generar una alerta o la estructura aún se encuentra dentro de condiciones razonables.

De ese modo se presentan los pasos del algoritmo a seguir para el sistema automatizado de alerta a partir de la ocurrencia de un evento de carga:

- a) Si la alerta se genera con el sistema por eventos, se obtendrán los registros del sistema de captura por eventos y se actualizará el registro del sistema de captura continua. En caso que la alerta sea generada por el sistema continuo, se lanzará un disparo con el sistema dinámico. De esa forma al tener un registro con ambos sistemas se procederá a seguir el mismo algoritmo general
- b) Verificar si se dispone del registro con todos los canales y en caso de que falte alguno identificar el sensor que falló. Verificar la validez de los registros por medio de una evaluación rápida de sus valores máximos y medios.
- c) Una vez verificados los registros, se procede a procesarlos aplicando un tratamiento adecuado a las señales el cual incluye correcciones de línea base y filtrado de las señales.
- d) Obtener los valores máximos de los indicadores que se miden directamente en el tiempo como lo son las aceleraciones y desplazamientos.
- e) Calcular los espectros de Fourier y posteriormente obtener las funciones de transferencia entre los puntos del capitel y del terreno para estimar las frecuencias laterales de vibración.
- f) Calcular el periodo de sitio por medio del cociente de Nakamura.
- g) Obtener la intensidad de Arias y los espectros de respuesta de la señal de entrada.

- h) Consultar los registros del sistema de captura permanente y recuperar los datos de los giros previos y posteriores a la ocurrencia del evento sísmico.
- i) Con los valores de los indicadores obtenidos, comparar con los valores de referencia para identificar el nivel de cada indicador.
- j) A partir de los niveles de los indicadores, definir el posible estado general de la estructura y la toma de decisiones para establecer el nivel del estado de alerta y generar enviar el reporte preliminar.

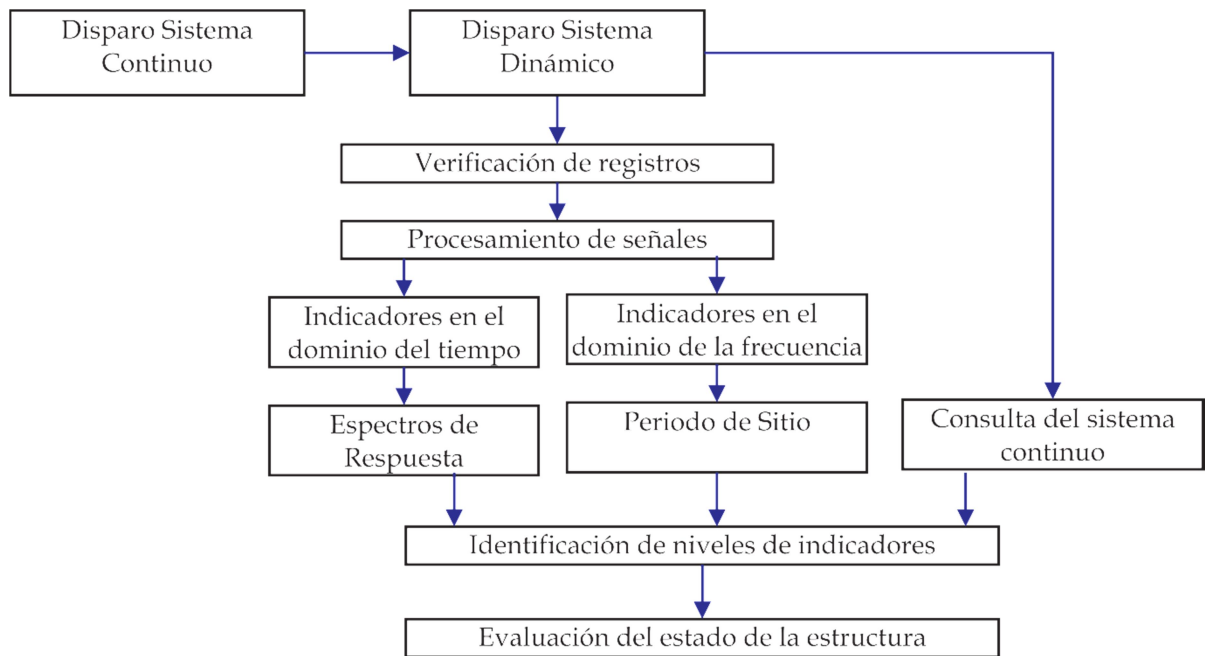


Fig 3.14 Algoritmo general del sistema automatizado de alerta

4. APLICACIÓN PRÁCTICA Y VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA

Toda vez que se han establecido los criterios principales y las consideraciones para calcular los umbrales para cada uno de los indicadores de la metodología de monitoreo de salud estructural, éstas deberán ser validadas apropiadamente mediante su aplicación a datos reales medidos en una vía elevada instrumentada.

Por tal razón para la validación del método se realiza el análisis de la aplicación práctica de la metodología en un tramo curvo de la Línea 12 del Metro. En dicho tramo se tiene hasta mayo de 2015 alrededor de 30 meses de monitoreo permanente y más de 10,000 registros dinámicos de los cuales trece corresponden a eventos sísmicos, 25 son vibraciones ambientales y los restantes a pasos de trenes.

Adicionalmente, en el tramo instrumentado de dicha vía se han realizado dos etapas de pruebas de campo realizadas con cerca de dos años de diferencia la primera en agosto de 2012 (Murià Vila *et al*, 2014) y la segunda en mayo de 2014 por lo que se dispone de los registros y resultados de dichas pruebas.

4.1. Cálculo de los Indicadores

En ésta sección se discute el cálculo práctico y se describen los principales procedimientos para el cálculo de cada uno de los indicadores de acuerdo con la instrumentación presente en el sitio instrumentado de Línea 12.

4.1.1. Frecuencias laterales de vibración

En la instrumentación permanente de Línea 12 se cuenta con un acelerómetro en la dirección transversal a la vía (T) en cada capitel de las dos columnas y un sensor en la dirección longitudinal (L) en la columna C-5 y un sensor triaxial instalado en el terreno. (Fig 4.1).

Para obtener dichos valores, se utilizan registros donde las aceleraciones sean semejantes a las de la estructura sin cargas externas (estado de reposo), es decir en condiciones de solo vibración ambiental. Por tal razón para estimar las frecuencias se utiliza la zona de postevento en los registros sísmicos y de paso de trenes.

Los espectros calculados se obtendrán a partir del promedio de ventanas de alrededor de 10 s (2048 puntos) con un traslape del 50% dando como resultado aproximadamente 20 ventanas para los posteventos de 90 s empleados en Línea 12.

Basado en los sensores disponibles, las frecuencias del sistema se podrán estimar a partir de tres cocientes espectrales:

- A5CT / ET
- A5CL / EL
- A6CT/ ET

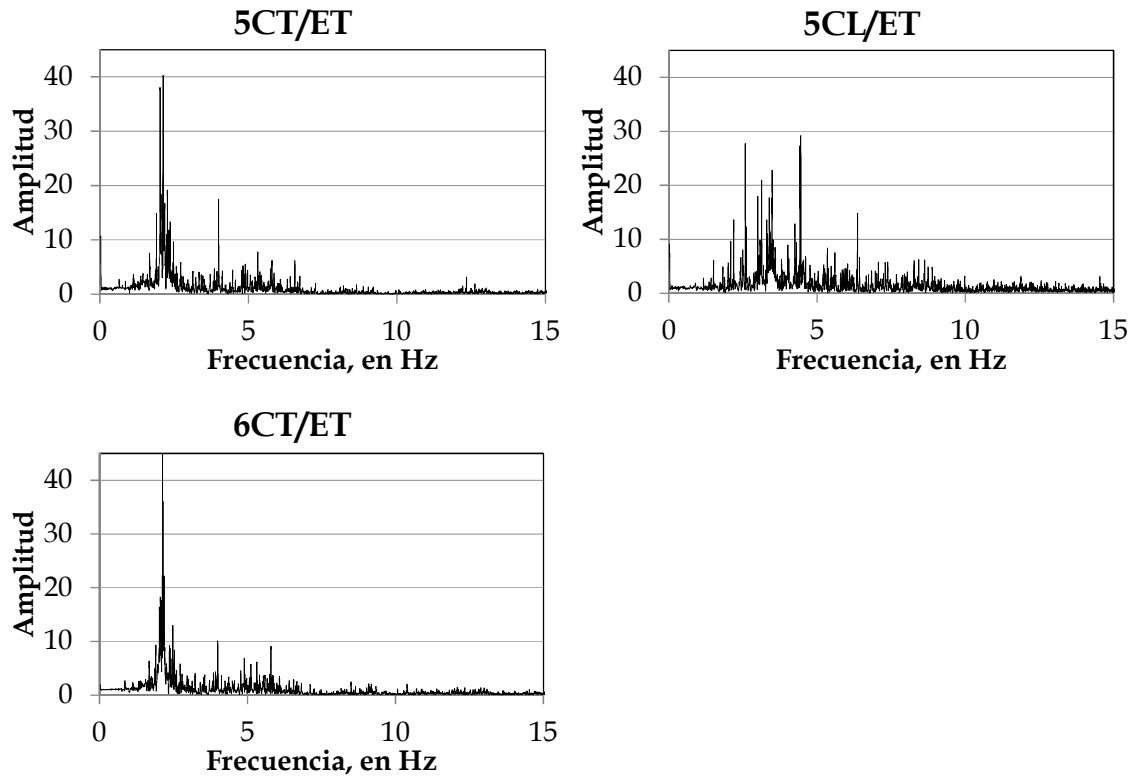


Fig 4.1 Cocientes espectrales para estimación de frecuencias con los sensores de capitel y terreno de Línea 12

Como se puede apreciar el cociente 5CL/EL presenta dificultades para ser estimado de forma automática ya que no es posible definir una frecuencia claramente dominante y lo más adecuado es establecer un intervalo, por lo cual dicha frecuencia no será estimada en el sistema automatizado. Una vez obtenidos los cocientes, las frecuencias se calculan por medio del método de estimación con polinomios ortogonales de Richardson y Formenti (1982) (Fig 4.2)

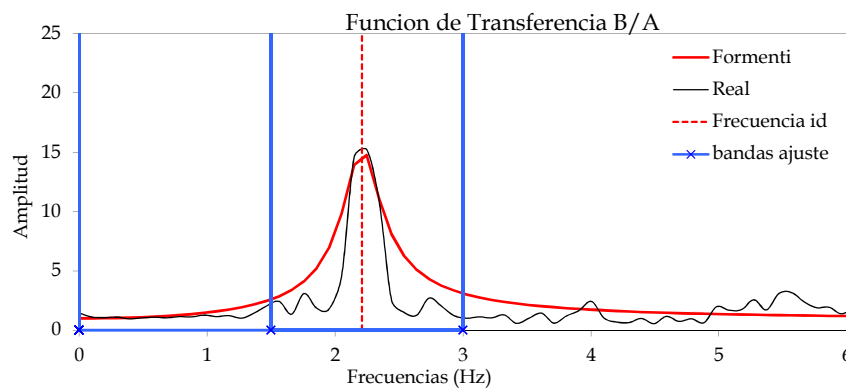


Fig 4.2 Estimación de Cocientes espectrales para estimación de frecuencias con los sensores de capitel y terreno de Línea 12

4.1.2. Frecuencia dominante de sitio

Uno de los principales indicadores que por su importancia deberá seguirse con el paso del tiempo es la frecuencia dominante del sitio. En la estación de Línea 12 se cuenta con un sensor triaxial por lo que es posible obtener dos cocientes espectrales para seguir con el procedimiento de Nakamura: EL/EV y ET/EV (Fig 4.3)

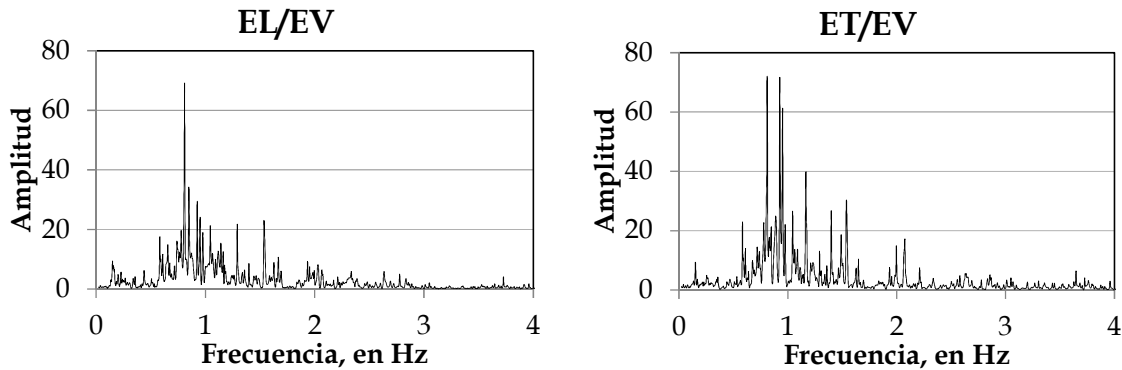


Fig 4.3 Cocientes espectrales para estimación de frecuencias dominantes de sitio en Línea 12

En general en los cocientes espectrales se puede observar que no queda claramente definido un valor de frecuencia dominante, sino que resulta adecuado definirlo como una banda de frecuencia, sin embargo se llega a observar cierta tendencia a 1 Hz.

Una manera de obtener un valor de referencia es por medio de un método de ajuste que evalúe la energía bajo la curva obteniendo los polos de la ecuación, tal y como se hace con el método de Richardson y Formenti (1985); sin embargo, es necesario advertir que los valores encontrados de esa forma únicamente servirán como referencia para el sistema automatizado, pues como se observa, no es adecuado establecer un valor puntual como el del periodo dominante del terreno.

Con el método descrito y definiendo una banda de ajuste se estima una frecuencia dominante de referencia que permitirá identificar posibles cambios en la banda pues en la metodología de estimación, dicha frecuencia se ubica en el centro de energía de la curva (Fig 4.4).

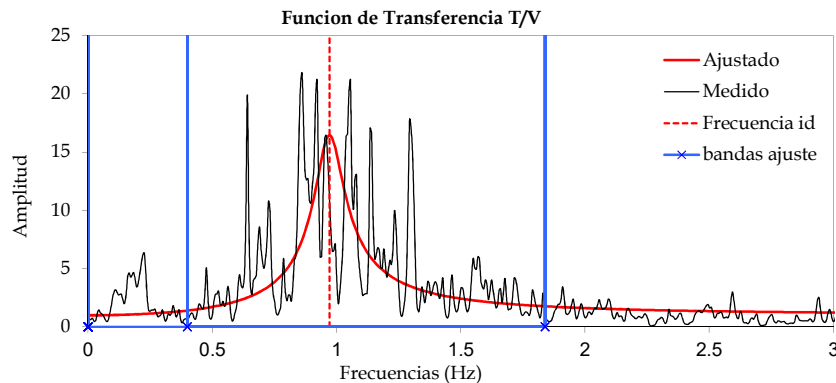


Fig 4.4 Cocientes espectrales para estimación de frecuencias dominantes de sitio en Línea 12

4.1.3. Aceleraciones en la base y capitel

En la instrumentación colocada en el sitio, se cuenta con aproximadamente 15 canales de aceleración de los cuales tres corresponden a los capiteles, dos a las traveses y siete se encuentran instalados en la cimentación.

Las señales de aceleración permitirán observar la respuesta dinámica de la estructura e identificar el tipo de evento que ocurre sobre la vía debido a la duración y el contenido frecuencial sobre la vía.

En los registros de pasos de trenes y sísmicos de Línea 12 se han observado claras diferencias en amplitudes y en la duración del registro. De esa forma mientras que un evento sísmico tiende a aceleraciones sin un patrón definido (Fig 4.5b), los registros de pasos de trenes son simétricos y de duración menor a la de los sismos (dependiendo de la velocidad del tren) (Fig 4.5a)

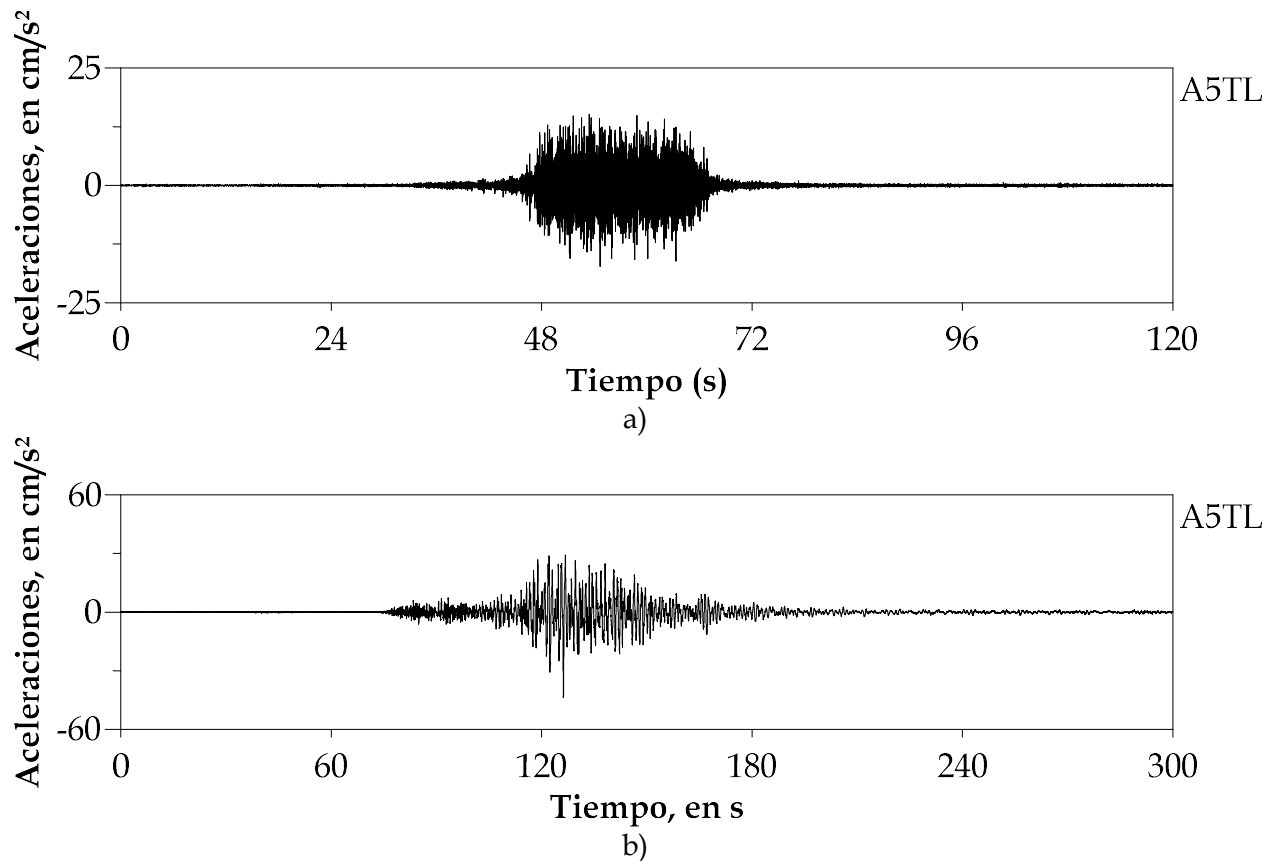


Fig 4.5 Historias de aceleración de pasos de trenes (a) y de eventos sísmicos (b) en el sensor de la trabe en dirección longitudinal de la vía de Línea 12

Los valores a emplear en el monitoreo corresponden a los máximos observados en cada uno de los elementos estructurales y en las tres direcciones instrumentadas.

4.1.4. Giros en zapata y capitel

Los giros medidos en la vía elevada en estudio pertenecen al sistema de monitoreo permanente por lo que el procedimiento a seguir será identificar el instante donde ocurre el evento de carga y localizar el valor registrado en los instantes previos y posteriores a éste (Fig 4.6).

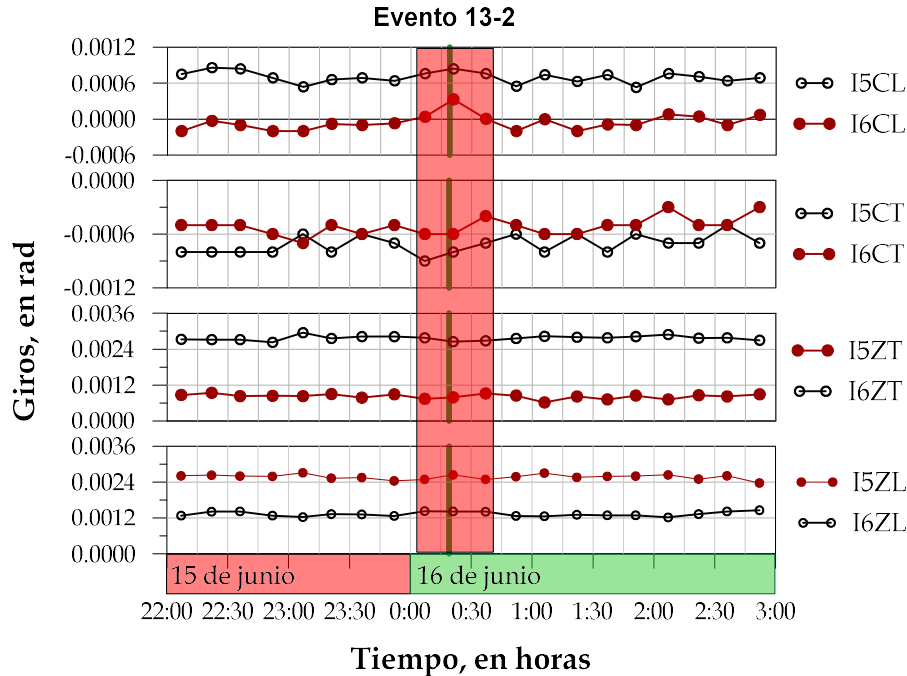


Fig 4.6 Obtención de datos de los giros en la ocurrencia de un evento en la vía

Por otra parte, los giros serán de los sensores que podrán generar una alerta con el sistema de monitoreo continuo, esto se logrará al leer los datos y obtener el promedio de 10 datos previos al instante de la medición y comparar que la diferencia no supere el 50% del valor medio, en caso de identificarse, se tomará el promedio de los siguientes 10 puntos para descartar que no se trate de una espiga en ese instante. Si se verifica la variación, se emitirá la alerta.

4.1.5. Desplazamientos relativos

Los desplazamientos relativos se miden en seis puntos de las uniones entre las columnas y las traveses y en tres puntos ubicados en la unión entre las traveses del marco en estudio y los colindantes.

Se mide el desplazamiento relativo de la trabe respecto al capitel de las columnas en dirección perpendicular a la vía y por medio de un par de sensores instalados en los extremos del capitel, el posible giro de la trabe respecto a las columnas. De igual modo se miden los desplazamientos entre las traveses y columnas y por medio de sensores en los extremos de la trabe, los movimientos paralelos a la vía.

Estos desplazamientos se miden directamente de los datos capturados por los sensores y se filtran con un filtro paso bajas a 18 Hz por ser ésta su máxima frecuencia útil.

4.1.6. Intensidad de Arias

Con las historias en el tiempo de los componentes L y T del terreno se calculan las intensidades horizontales y posteriormente se realiza la suma de ambos para establecer el valor de la intensidad horizontal (Arias, 1970).

4.2. Evaluación de los Indicadores

De acuerdo con la metodología de monitoreo es necesario definir los intervalos de valores de trabajo aceptables para que la estructura permanezca dentro del estado verde y al mismo tiempo evaluar el nivel de dispersión de cada uno de ellos.

Estos intervalos se evalúan a partir de los registros de pasos de trenes y los registros de los 30 meses de monitoreo continuo en cuales se tienen condiciones típicas de trabajo de la estructura y por tanto son adecuados para evaluar dicho nivel.

4.2.1. Obtención de intervalos de valores aceptables

Los intervalos aceptables corresponden a aquel intervalo donde los valores medidos en el monitoreo se encuentran dentro de los niveles de trabajo y por tanto no indican un cambio de estado de la estructura. Cabe destacar que para que este procedimiento sea válido, se emplean únicamente registros que tengan características similares por lo que los eventos sísmicos quedan por fuera de este análisis.

Para establecer las ventanas de tiempo para analizar los intervalos en los sensores de la Línea 12, se emplea uno, dos y hasta cuatro meses en el cálculo (Fig 4.7).

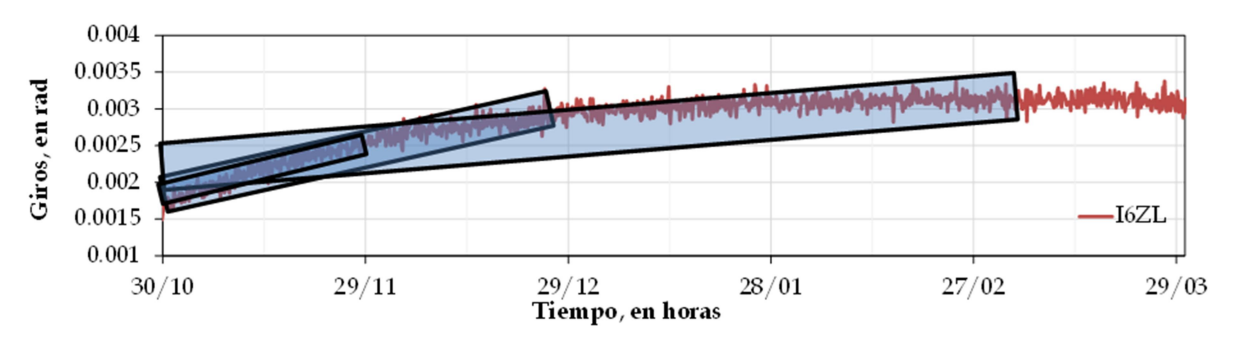


Fig 4.7 Intervalos aceptables obtenidos con mayores intervalos de tiempo

De acuerdo a los resultados obtenidos, se encontró que el periodo de tiempo en el que se obtienen los intervalos más representativos y razonables es mensualmente. Si se emplean periodos mayores a este lapso, los intervalos tienden a incrementarse hasta el punto donde no son prácticos para el monitoreo (Fig 4.7).

En el análisis de estos intervalos se deberán tomar también en consideración que debido a efectos externos de la estructura tales como asentamientos diferenciales, puede existir una tendencia adicional por efectos estructurales, un ejemplo muy común de estos efectos se observa en giros de la cimentación se observa una tendencia muy evidente durante sus primeros meses hasta lograr un punto de estabilización lo cual ocasiona que los datos analizados tengan una pendiente por lo que los intervalos deberán ser relativos a esa pendiente.

En los casos donde existe esa marcada tendencia, el corrimiento del cero para obtener los valores máximos relativos al valor medio se realiza por medio de una recta con la pendiente de los datos medidos y realizar la proyección de estos hacia un eje horizontal (Fig 4.8). Es necesario mencionar que la pendiente se calcula por medio del cociente entre la diferencia de los promedios de los primeros y últimos cien puntos divididos entre el diferencial de tiempo.

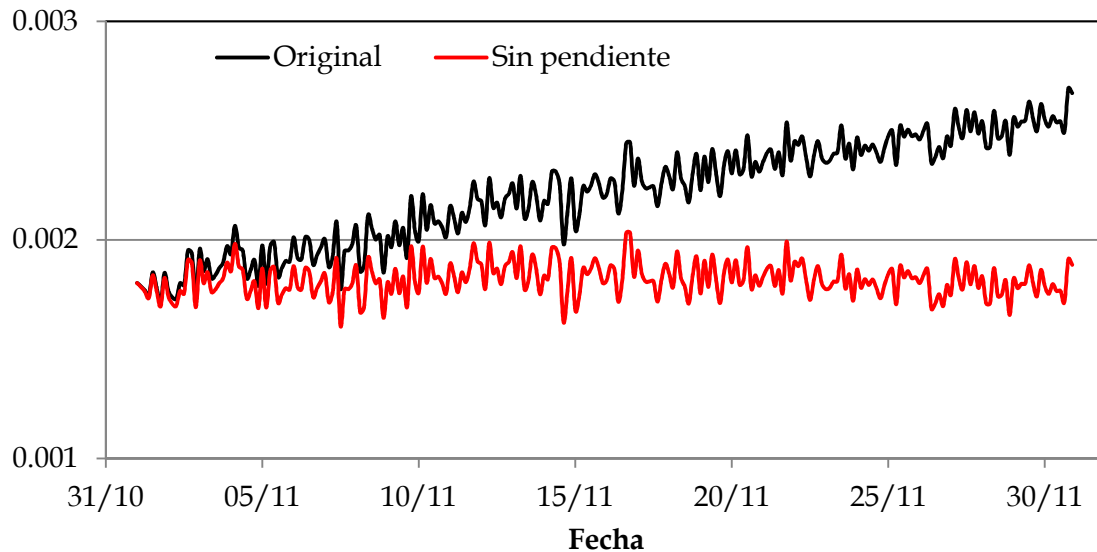


Fig 4.8 Ejemplo de corrección de pendiente para identificación de los valores máximos

Ya con la pendiente corregida se obtienen los máximos positivos y negativos y por medio de una distribución normal de probabilidad, se obtienen el valor máximo con mayor probabilidad de ocurrencia a partir del cual se define el intervalo de valores aceptables (Fig 4.9).

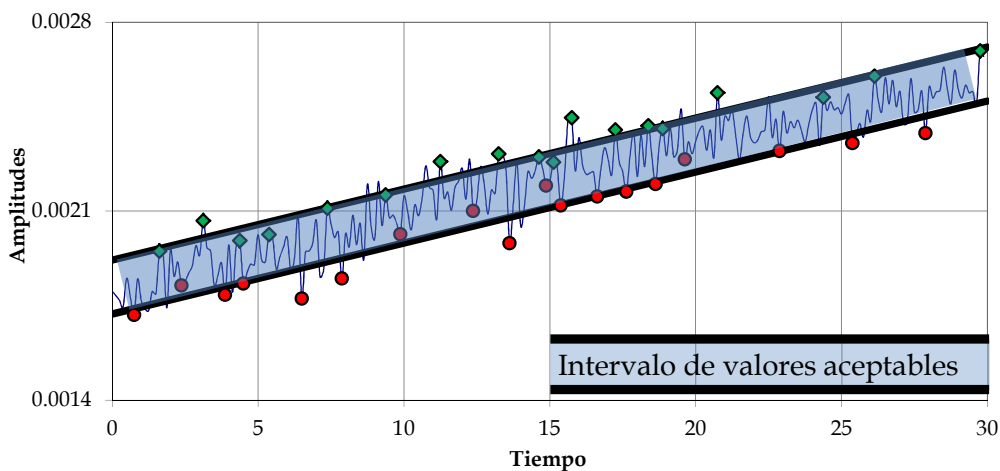


Fig 4.9 Intervalo de valores aceptables para señales con pendiente

Los intervalos obtenidos mensualmente se comparan para verificar si éstos se encuentran dentro de los mismos valores o el análisis indica que deberán modificarse. Es necesario mencionar que dichos intervalos se modificarán si por lo menos dos meses consecutivos se observa que el valor previo ya queda limitado (Fig 4.10).

En caso particular de los intervalos para las aceleraciones en capiteles, se observó que los intervalos se amplían radicalmente con el avance de los meses teniendo que a 12 meses de monitoreo el intervalo se triplico respecto al inicial (Fig 4.11).

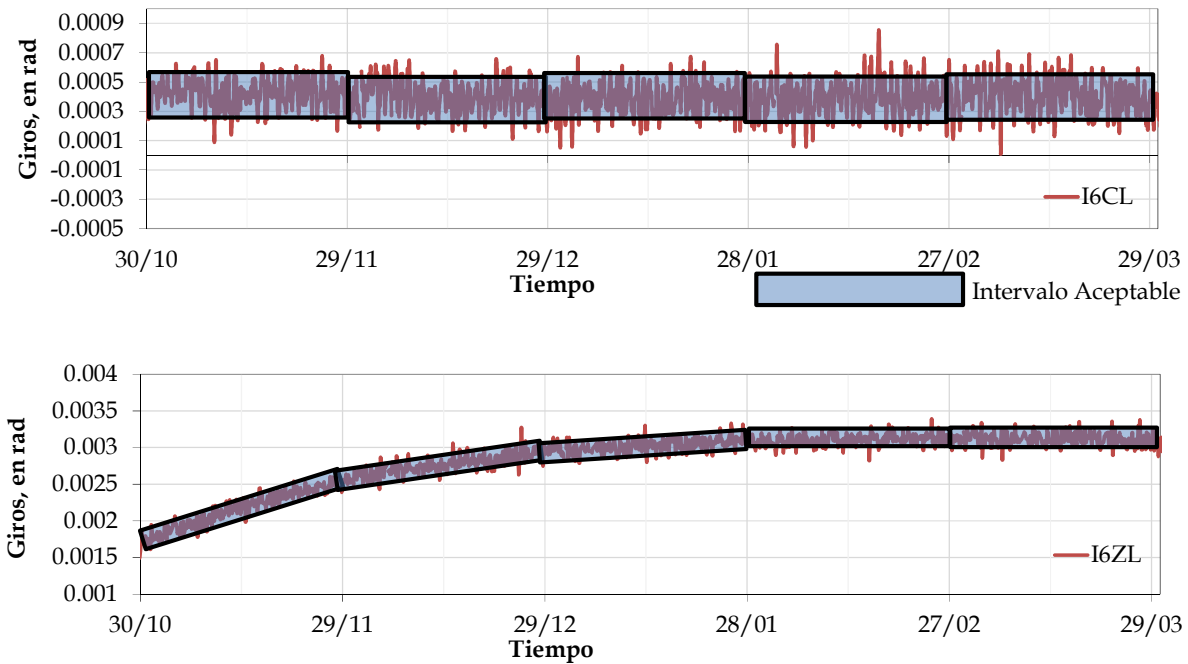


Fig 4.10 Comparación de modificación de intervalos en el paso del tiempo

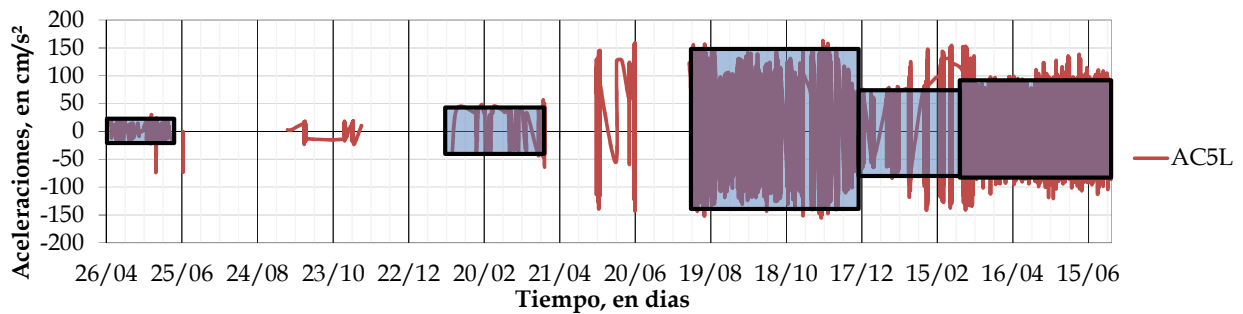


Fig 4.11 Intervalos de valores aceptables para las aceleraciones

Este procedimiento se realiza con cada uno de los indicadores, teniendo que en el caso de los transductores de desplazamiento se obtienen dos intervalos, uno para las mediciones con trenes

y otro para las mediciones con el sistema continuo. El resumen de los intervalos aceptables obtenidos para cada uno de los indicadores se puede observar en la Tabla 4.1.

4.2.2. Evaluación de la dispersión en los indicadores

Un punto de mucha relevancia es el conocer cuál es el nivel de dispersión de los datos obtenidos con un indicador ya que será posible establecer si dicho indicador otorga la suficiente confianza para emitir una alerta o deberá tomarse sólo como una referencia. La evaluación de dicha dispersión se lleva a cabo por medio del cálculo de la desviación estándar de los datos tomados a las 15:00 h y empleando los valores absolutos del grupo de datos

En la Fig 4.12 se presentan las diferencias de dispersión obtenidas con las frecuencias y con las aceleraciones de capitel en el periodo comprendido entre el 25 de junio de 2013 y 30 de julio de 2014.

Se puede observar que las aceleraciones tienen una gran dispersión (entre 48 y 66%) denotando que las aceleraciones en capitel no podrán ser elementos para definir cambios de estado estructural. Por su lado, las frecuencias tienen una dispersión de 0.8% lo cual lo hace un indicador con un alto nivel de confianza para establecer posibles estados de alerta.

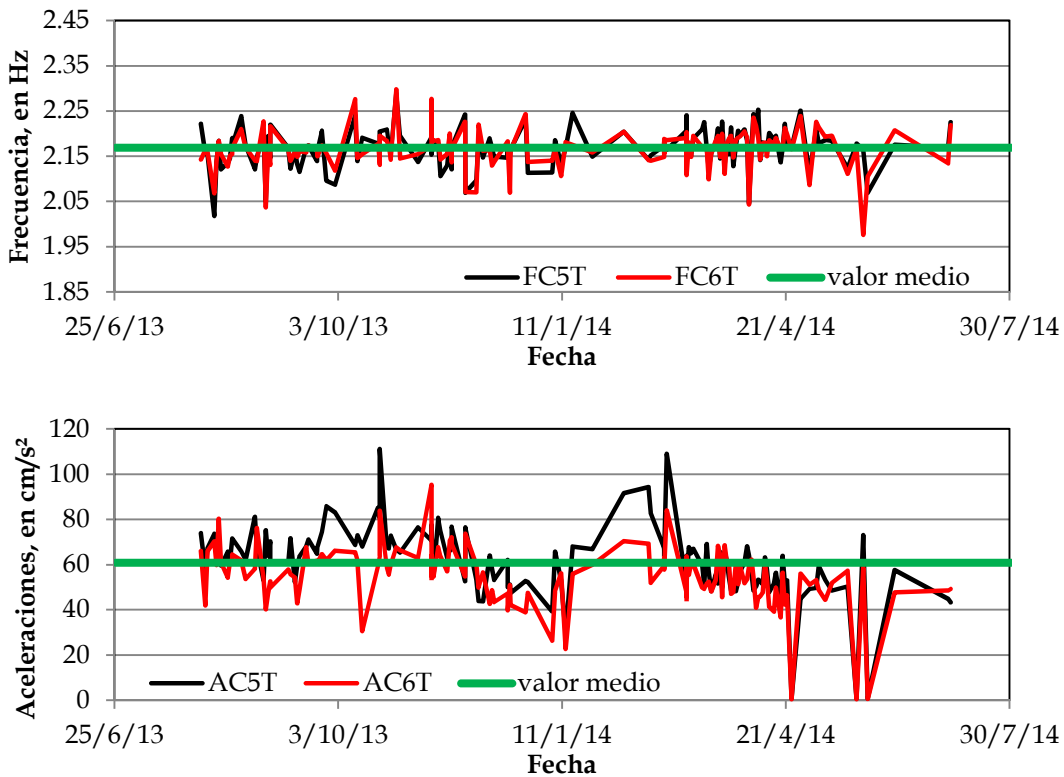


Fig 4.12 Análisis de dispersión de frecuencias laterales y aceleraciones de capitel

Este análisis se lleva a cabo con los datos de todos los indicadores y de forma similar a los intervalos aceptables, para los desplazamientos relativos se obtienen dos tipos de dispersiones: las del sistema por eventos y las del sistema continuo.

Finalmente, en la Tabla 4.1 se indican en porcentaje los niveles de dispersión que se obtuvieron para cada indicador y el porcentaje dentro del cual puede ubicarse el valor medido para estar dentro de los niveles de trabajo aceptables.

Tabla 4.1 Valores de intervalos de valores aceptables y dispersión de cada indicador

Sensor			Por Evento		Continuo	
			Confianza	Banda	Confianza	Banda
			%	%	%	%
Frecuencias	C5	T	99.2	4.6	n.a.	n.a.
	C6	T	99.4	4.8	n.a.	n.a.
	Suelo		98.9	6.3	n.a.	n.a.
Aceleraciones	Capitel	C5 L	51.7	25.6	n.a.	n.a.
		C5 T	34.4	42.4	n.a.	n.a.
		C6T	33.8	12.1	n.a.	n.a.
	Base	C5L	80.4	10.6	n.a.	n.a.
		C5T	82.6	9.2	n.a.	n.a.
		C5V	83.5	8.4	n.a.	n.a.
		C6T	82.4	6.8	n.a.	n.a.
	Terreno	L	93.4	11.3	n.a.	n.a.
		T	91.4	8.88	n.a.	n.a.
		V	90.7	5.99	n.a.	n.a.
Giros	Capitel	C5	n.a.	n.a.	99.0	6.8
		C6	n.a.	n.a.	99.0	7.6
	Zapata	C5	n.a.	n.a.	99.0	8.5
		C6	n.a.	n.a.	98.9	9.1
Desplazamientos relativos	C6 CEL		97.8	8.6	98.0	6.4
	C6 COL		97.7	8.4	98.1	6.3
	C6 TC		98.4	9.2	97.9	8.4
	C5 TOL		97.8	7.92	98.1	6.88
	C5 TEL		97.7	7.79	98.1	7.19
	C5 CEL		98.2	8.81	98.4	9.1
	C5 COL		98.0	8.52	98.2	9.15
	C5TC		98.8	7.62	98.4	6.32
TT		96.6	6.5	98.4	5.64	
Intensidad de Arias			91.1	12.2	91.1	12.2

Nota: n.a. indica que no aplica ese valor

4.3. Valores de Trabajo

Para determinar los niveles de los umbrales estructurales de trabajo para el monitoreo de la vía elevada, es recomendable utilizar los valores medidos en pruebas de campo de carga controlada. En el caso particular del tramo instrumentado de Línea 12, considerando que las pruebas realizadas en sus dos etapas tenían el objetivo de evaluar la respuesta estática y dinámica del tramo ante cargas habituales de trabajo, es posible definir dichos valores como valores iniciales de referencia.

Una vez fijada esa serie de valores, éstos deberán analizarse y verificarse por medio de los resultados obtenidos durante aproximadamente dos y medio años de monitoreo continuo en la vía elevada

A su vez se lleva a cabo la evaluación de la confiabilidad de los indicadores y se establecen sus intervalos de confianza.

En las pruebas de campo realizadas en la Línea 12, en los arreglos vehiculares se emplearon dos trenes en los cuales siete vagones (2012) fueron lastrados tratando de simular cargas máximas extraordinarias de ese servicio de transporte urbano.

Dichas cargas se lograron por medio de cerca de 322 bidones que contenían 50 l de agua (Fig 4.13). En las pruebas estáticas se colocaron los vagones cargados en diferentes posiciones estratégicas sobre la vía siendo las condiciones de mayores demandas las mostradas en la Fig 4.14 misma que fue utilizada para la segunda etapa de pruebas en 2014.

Adicionalmente, se realizó una serie de pruebas dinámicas que consistió en el paso de los trenes a baja y media velocidad. Cabe mencionar que en alguno de estos pasos, se realizó el frenado súbito de los trenes.

Es necesario mencionar que aunque los objetivos de ambas pruebas de campo fueron tan extensos como observar la respuesta de cimentación, columnas y trabes con una instrumentación mucho más ambiciosa que la permanente, en el presente trabajo únicamente se están considerando los registros que se obtuvieron con los sensores del sistema permanente descritos en el capítulo 2, sin embargo los resultados más relevantes de la primera etapa de las pruebas con la instrumentación adicional aparecen en Murià Vila *et al* (2014).

A partir de los resultados de las pruebas de campo de 2012, se definieron los primeros valores de referencia para los indicadores del monitoreo estructural (Tabla 4.1). Posteriormente, dichos valores de referencia se validan al compararlos con los obtenidos en la segunda etapa de pruebas.

A su vez y debido a que ya se cuenta con valores adicionales de pasos de trenes y registros sísmicos, los valores de las pruebas se comparan con los obtenidos con dichos eventos para verificar si son los máximos o es necesario realizar una modificación de los valores previamente establecidos.

Finalmente, se establecen los valores definitivos al compararlos con los sismos de servicio y los resultados de algunos pasos de trenes en los primeros meses de monitoreo, tal como se resume en la Tabla 4.2



Fig 4.13 Tipo de lastrado en los trenes en las pruebas de campo de la Línea 12

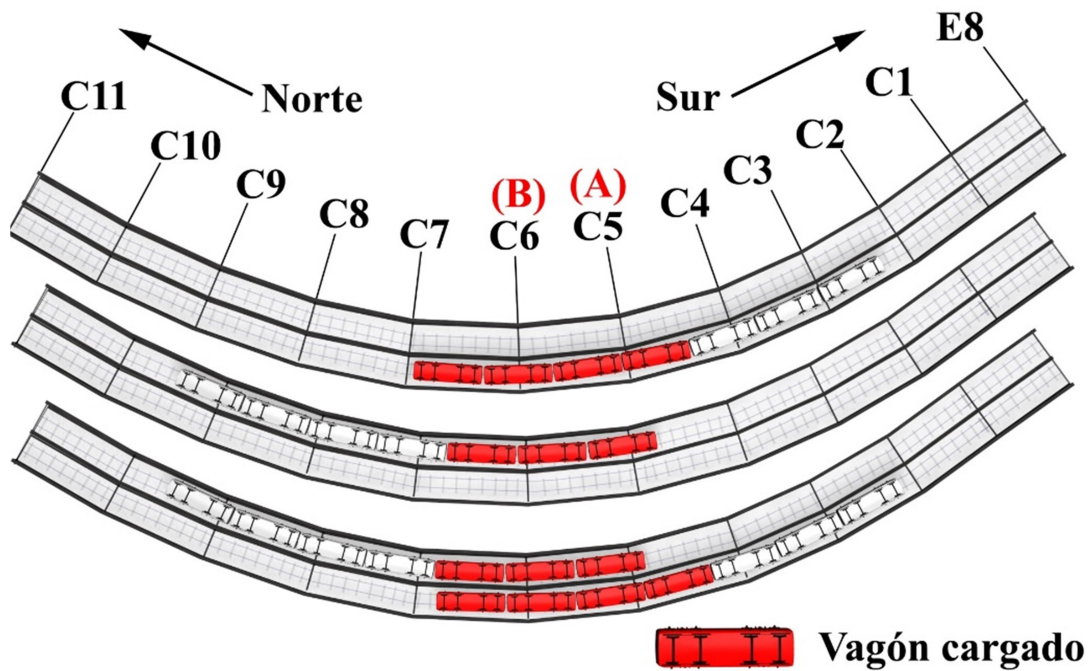


Fig 4.14 Configuraciones de carga empleadas en las pruebas de campo de la Línea 12

Tabla 4.2 Obtención de los valores de referencia para el monitoreo de los datos de las pruebas de campo, los sismos de servicio y los registros de los primeros trenes

Sensor		Unidades		Pruebas 2012	Pruebas 2014	Sismos de servicio	Pasos de trenes
Frecuencias	C5	T	Hz	2.18	2.20	2.16	2.19
	C6	T		2.18	2.20	2.16	2.19
	Suelo			0.95	1.03	0.89	1.01
Aceleraciones	Capitel	C5 L	cm/s ²	11.56	54.74	-41.62	45.30
		C5 T		9.36	38.10	-50.73	36.78
		C6T		8.01	36.78	53.52	31.64
	Base	C5L		3.47	12.96	-31.92	10.19
		C5T		2.34	11.37	-33.70	9.68
		C5V		6.93	18.30	-5.67	16.44
	Terreno	C6T		2.51	11.89	32.56	7.89
		L		3.46	8.83	-30.42	8.27
		T		7.79	8.33	35.02	7.95
	V	6.59	4.16	-12.92	4.62		
Giros	Capitel	C5	rad	-0.00042	-0.00040	0.00042	-0.00040
		C6		-0.00043	-0.00038	0.00041	-0.00041
	Zapata	C5		0.00008	0.00008	-0.00008	0.00008
		C6		0.00007	0.00007	0.00007	0.00007
Desplazamientos relativos	C6 CEL	mm	0.17	0.17	-0.06	0.16	
	C6 COL		0.34	0.25	-0.07	0.23	
	C6 TC		0.14	0.25	0.06	0.19	
	C5 TOL		-0.36	-0.45	0.24	-0.33	
	C5 TEL		-0.31	-0.36	-0.37	-0.27	
	C5 CEL		-0.26	-0.25	-0.08	-0.21	
	C5 COL		-0.24	-0.20	0.06	-0.19	
	C5TC		0.07	0.05	-0.06	-0.04	
TT	0.10	0.15	-0.09	-0.12			
Intensidad de Arias		cm/s	0.65	0.66	15.44	0.37	

Nota: C5 y C6 indican columna 5 y columna 6 respectivamente; T, L y V indican las direcciones de registro Transversal, Longitudinal y Vertical; TT desplazamiento trabe-trabe; TC desplazamiento trabe-columna; O y E indican sensor ubicado en el lado este u oeste del capitel.

En la tabla se observa la necesidad de emplear dos valores de referencia en las aceleraciones ya que para el paso de trenes los correspondientes al terreno y base de la columna son hasta tres veces más pequeños al compararlos con los registrados en los eventos sísmicos.

Un comportamiento similar se observa en los desplazamientos relativos donde los valores de referencia para los trenes resultan mayores que los valores para los sismos.

Ambos comportamientos son razonables debido a la cercanía de la fuente de la excitación, pues mientras que el sismo proviene del terreno, los pasos de trenes son más cercanos a los puntos de medición de los desplazamientos.

En la Tabla 4.3 se anotan los valores utilizados para analizar el estado verde durante el monitoreo

Tabla 4.3 Valores de referencia para el estado verde del monitoreo

	Sensor		Unidades	Valores a Emplear	
				Trenes	Sismos
Frecuencias	C5	T	Hz	2.20	
	C6	T		2.20	
	Suelo			1.03	
Aceleraciones	Capitel	C5 L	cm/s ²	54.74	
		C5 T		50.73	
		C6T		53.52	
	Base	C5L		12.96	31.92
		C5T		11.37	33.70
		C5V		18.30	5.67
		C6T		11.89	32.56
	Terreno	L		8.83	30.42
		T		8.33	35.02
V		6.59	12.92		
Giros	Capitel	C5	0.00040		
		C6	0.00038		
	Zapata	C5	0.00008		
		C6	0.00007		
Desplazamientos relativos	C6 CEL	mm	0.17	0.06	
	C6 COL		0.34	0.07	
	C6 TC		0.25	0.06	
	C5 TOL		0.45	0.24	
	C5 TEL		0.36	0.37	
	C5 CEL		0.26	0.08	
	C5 COL		0.24	0.06	
	C5TC		0.07	0.06	
	TT		0.15	0.09	
Intensidad de Arias			cm/s	0.66	15.44

4.4. Valores de Carga Última

Para obtener los valores de referencia de las condiciones de carga última, se empleó un modelo matemático (Fig 4.15) el cual fue calibrado por Vásquez (2013) a partir de las propiedades dinámicas y las deformaciones estimadas en la primera etapa de las pruebas de campo (Fig 4.16).

En la metodología propuesta, se definen dos niveles de referencia que corresponden a un porcentaje del nivel de carga última (70% para el nivel amarillo alto y 85% para el nivel naranja), por lo que el modelo calibrado original se modificó en dos puntos para estimar ambos niveles: se consideraron secciones agrietadas en las columnas de acuerdo a los criterios del ACI de secciones fisuradas justo antes de la falla y se empleó el coeficiente sísmico para el tipo de terreno sobre el que desplanta la estructura empleando un factor de comportamiento sísmico unitario ($Q=1$).

La principal razón de emplear ese coeficiente sísmico es debido a que el modelo no realiza análisis no lineales y no hace degradación de propiedades.

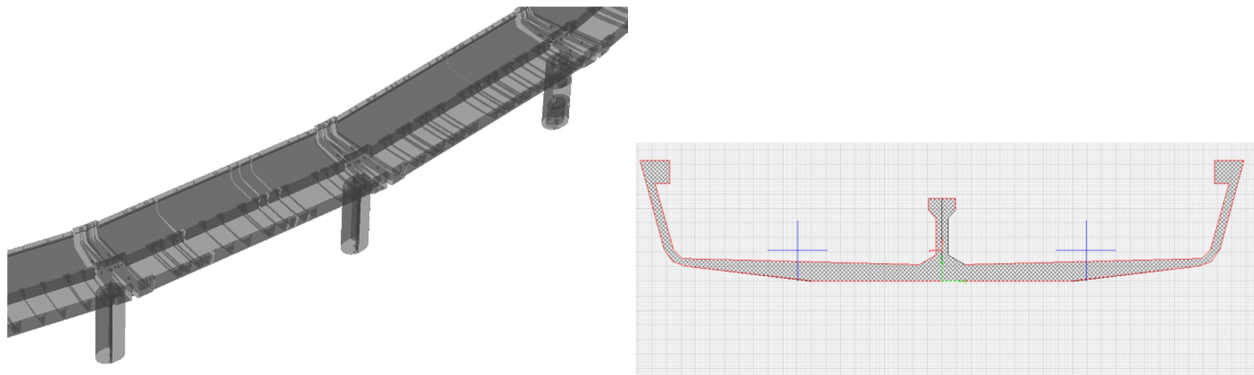


Fig 4.15 Geometría del modelo calibrado

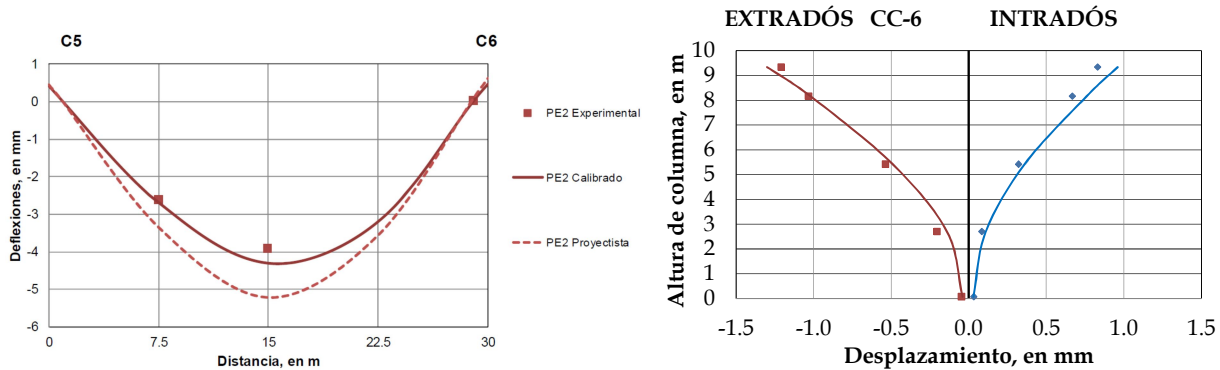


Fig 4.16 Calibración del modelo matemático a partir de resultados experimentales

De acuerdo con los sondeos realizados en la zona del tramo instrumentado, el tipo de terreno es transición por lo cual y de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-Sismo, 2004), se encuentra en la zona sísmica tipo II, por lo tanto el espectro de diseño será el mostrado en la Fig 4.17.

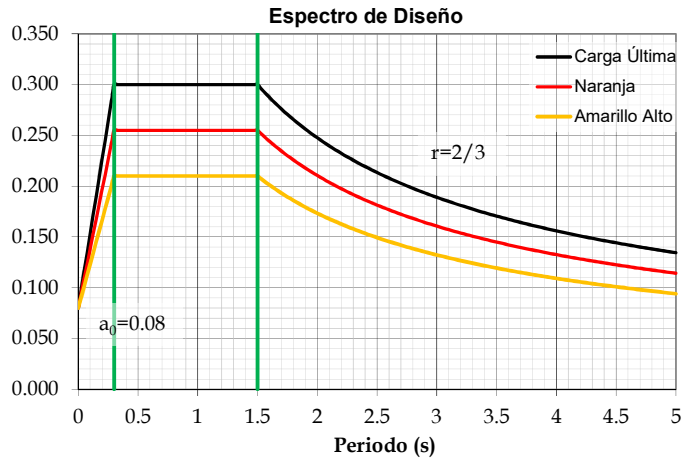


Fig 4.17 Espectro de diseño por sismo para el tramo en estudio

Con las consideraciones previamente descritas se aplican en el modelo dos las dos consideraciones de carga adicionales correspondientes a los espectros de diseño para los niveles amarillo alto y naranja.

De igual forma, se aplican los factores de reducción de sección debido al agrietamiento de las columnas y las trabes encontrados por Vásquez (2013) durante la calibración del modelo.

Una vez colocadas ambas consideraciones, se realiza el cálculo de la respuesta de la estructura con el modelo calibrado y se procede a revisar los puntos del modelo que corresponden a los valores de interés de los indicadores buscando que los valores obtenidos sean razonables al compararlos con los resultados del modelo calibrado (Fig 4.18).

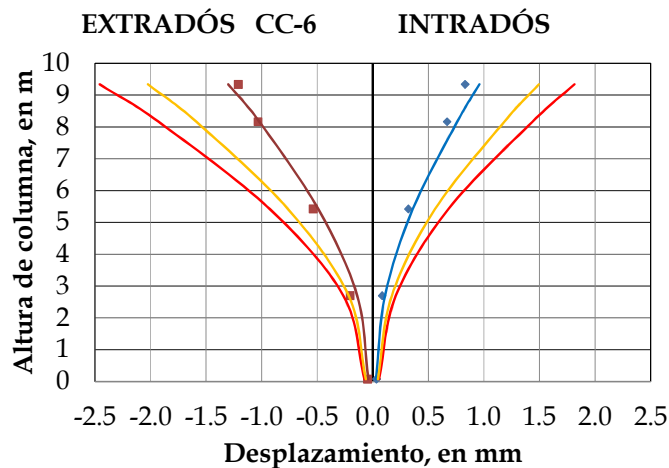


Fig 4.18 Comparación de los desplazamientos calibrados y los obtenidos con las consideraciones para el estado amarillo alto y naranja

Cada una de las consideraciones de carga se incluye dentro de las combinaciones de carga previamente definidas para la calibración del modelo.

Para el caso de las frecuencias, se hacen dos nuevas consideraciones de modelado modificando los porcentajes de reducción por agrietamiento considerados en el modelo, es decir se colocan al 70 y 85%.

En el caso particular de las aceleraciones de terreno e intensidades de Arias, se utilizó como referencia el acelerograma de la estación SCT del sismo de 1985 para estimar las aceleraciones a partir de la respuesta del modelo ante dicha demanda y extrapolar las aceleraciones de acuerdo a las amplificaciones observadas en otros eventos sísmicos.

Los resultados obtenidos para los indicadores incluyendo el nivel verde se muestran en la Tabla 4.4.

Los valores de algunos desplazamientos relativos son muy cercanos respecto a lo medido, la razón de ésta cercanía es porque el material de apoyo (neopreno) tiene en ese punto poca capacidad de deformación al encontrarse encapsulado y con mínima capacidad de expansión (alrededor de 21 t/cm²).

Tabla 4.4 Valores de referencia para las niveles de servicio, amarillo alto y carga última

	Sensor		Verde		Amarillo Alto	Naranja
			Trenes	Sismos		
Frecuencias	C5	T	2.20		1.90	1.80
	C6	T	2.20		1.90	1.80
Aceleraciones	Capitel	C5 L	54.74		103.00	125.00
		C5 T	-50.73		103.00	125.00
		C6T	53.52		103.00	125.00
	Base	C5L	12.96	31.92	98.00	106.00
		C5T	11.37	33.70	98.00	106.00
		C5V	18.30	5.67	49.00	53.00
		C6T	11.89	32.56	98.00	106.00
	Terreno	L	8.83	30.42	86.70	102.00
		T	8.33	35.02	86.70	102.00
V		6.59	12.92	43.35	51.00	
Giros	Capitel	C5	0.00040		0.0015	0.0020
		C6	0.00038		0.0015	0.0020
	Zapata	C5	0.00008		0.0003	0.0006
		C6	0.00007		0.0005	0.0008
Desplazamientos relativos	C6 CEL	0.17	0.06	0.25	0.36	
	C6 COL	0.34	0.07	0.42	0.50	
	C6 TC	0.25	0.06	0.15	0.21	
	C5 TOL	-0.45	0.24	0.39	0.50	
	C5 TEL	-0.36	0.37	0.39	0.50	
	C5 CEL	-0.26	0.08	0.30	0.38	
	C5 COL	-0.24	0.06	0.30	0.38	
	C5TC	0.07	0.06	0.08	0.10	
TT	0.15	0.09	0.21	0.29		
Intensidad de Arias		0.66	15.44	120.00	190.00	

4.5. Validación del Método para Estimación de Frecuencias

Dado que las frecuencias se obtendrán por medio de un método de estimación a partir del ajuste de una curva con polinomios ortogonales, resulta relevante verificar la validez de dicho método en vías elevadas.

Dicha validación se realiza a partir de comparar la estimación de las frecuencias por medio del método de Formenti comparado con las estimadas con el método propuesto por Beck, los resultados de la validación se muestran en la Tabla 4.5.

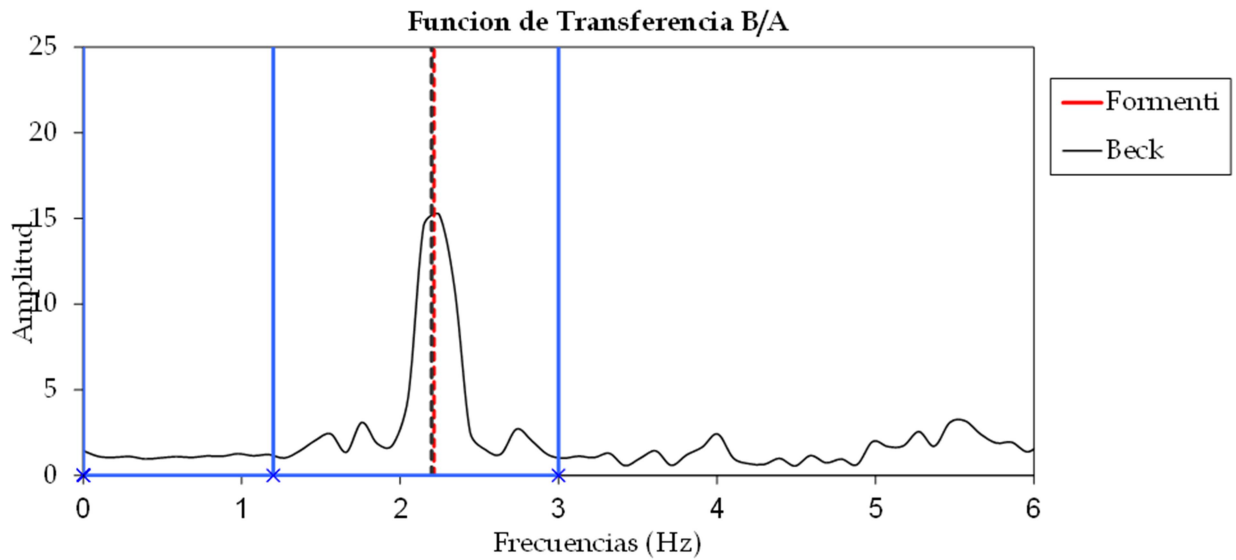


Fig 4.19 Estimación de frecuencias por medio de dos métodos

Tabla 4.5 Comparación de las frecuencias obtenidas con el método de Formenti y el método de Beck

Evento	Beck	Formenti	Diferencia, en %
Sismo 12-1 (2 abril)	2.124	2.126	-0.094
Sismo 12-2 (11 abril)	1.982	1.994	-0.592
Sismo 12-3 (1 mayo)	2.072	2.054	0.871
Sismo 12-4 (15 nov)	2.173	2.170	0.143
Sismo 13-1 (21 abril)	2.139	2.141	-0.056
Sismo 13-2 (16 jun)	2.045	2.035	0.452
Sismo 13-3 (21 ago)	2.191	2.187	0.214

Las diferencias muestran que los valores obtenidos con ambos métodos son muy semejantes por lo que el método elegido es adecuado.

4.6. Validación del Sistema de Alerta

Para realizar la validación del sistema de alerta y sus propiedades se emplean dos sismos, el primero será el sismo de mayor magnitud registrado en la estación de Línea 12 el cual corresponde al sismo del 18 de abril de 2014 con una magnitud $M_w = 7.4$ y el otro será la simulación por medio del modelo calibrado del sismo del 19 de septiembre de 1985 empleando para ello el registro del sitio SCT.

Sismo del 18 de abril de 2014

El sismo del 18 de abril de 2014 es un sismo con una intensidad de Arias de 15 cm/s y aceleraciones máximas en terreno de 30 cm/s^2 (Fig 4.20) y corresponde al sismo de mayor magnitud registrado en el sitio. En la Tabla 4.6 y 4.7 se muestran los resultados de los indicadores medidos para dicho sismo.

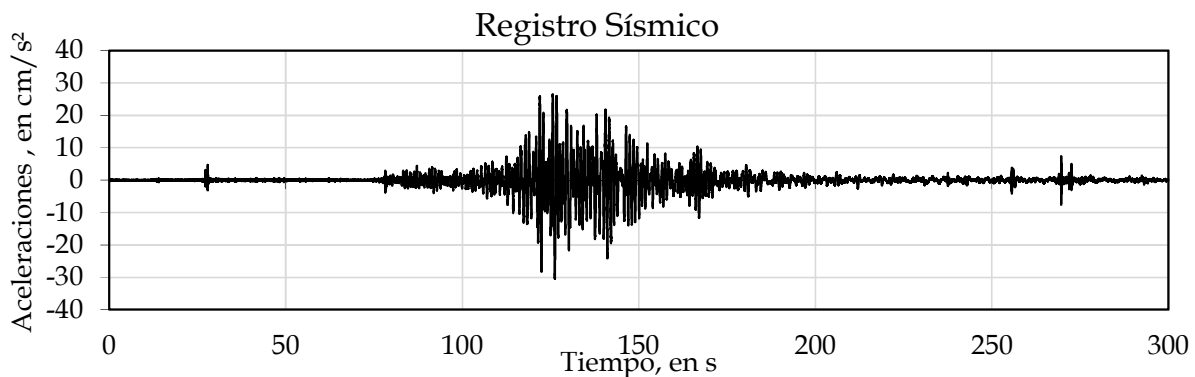


Fig 4.20 Registro sísmico del sismo del 18 de abril de 2014

Tabla 4.6 Evaluación con el sistema de alerta de los valores medidos de Frecuencias y Aceleraciones para el sismo del 18 de abril de 2014

Evento	Frecuencias, en Hz			Aceleraciones, en cm/s^2									
	C5	C6	Suelo	Capitel			Base			Terreno			
	T	T		C5 L	C5 T	C6T	C5L	C5T	C5V	C6T	L	T	V
Dispersión (%)	0.8	0.65	1.15	18.3	25.6	26.2	9.6	7.4	6.5	7.6	6.64	8.58	9.32
Intervalo (+/-)	4.6	4.8	6.3	25.6	42.4	12.1	10.6	9.2	8.4	6.8	11.3	8.88	5.99
18/04/2014	2.22	2.189	0.98	54.7375	-50.728	53.516	-31.918	-33.698	-5.666	32.555	-30.422	35.016	-12.915
VR	2.197	2.197	1.025	54.7375	-50.728	53.516	-31.918	-33.698	-5.666	32.555	-30.422	35.016	-12.915
Verde Máximo	2.29806	2.30246	1.08958	68.7503	-72.237	59.9914	-35.301	-36.798	-6.1419	34.7687	-33.86	38.1254	-13.689
Mínimo	2.09594	2.09154	0.96043	40.7247	-29.219	47.0406	-28.535	-30.598	-5.1901	30.3413	-26.984	31.9066	-12.141
Amarillo	1.85	1.85	0.8	103	103	103	51.5	51.5	25.75	11.885			
Naranja	1.85	1.85	0.8	125	125	125	62.5	62.5	31.25	32.555			

Tabla 4.7 Evaluación con el sistema de alerta de los valores medidos para Giros, desplazamientos relativos e intensidad de Arias del sismo del 18 de abril de 2014

Evento	Giros, en radianes				Desplazamientos Relativos, en mm						I Arias
	Capitel		Zapata		C6 TT	C6 TC	C5 TTe	C5 TTi	C5TC	TT	
	C5	C6	C5	C6							
Dispersión (%)	0.96	0.98	1.05	1.15	2.25	1.6	2.28	1.79	1.2	3.4	8.9
Intervalo (+/-)	6.8	7.6	8.5	9.1	8.6	9.2	7.79	8.81	7.62	6.5	12.2
18/04/2014	0.00042	0.00041	-0.00008	0.00007	-0.06	0.07	-0.366	-0.075	-0.065	-0.092	15.4428
VR	0.00042	0.00041	-0.00008	0.00007	-0.06	0.07	-0.366	-0.075	-0.065	-0.092	15.4428
Verde Máximo	0.00045	0.00044	-0.00009	0.00008	-0.06516	0.07644	-0.3945	-0.0816	-0.07	-0.098	17.3269
Mínimo	0.00039	0.00038	-0.00007	0.00006	-0.05484	0.06356	-0.3375	-0.0684	-0.06	-0.086	13.5588
Amarillo	0.0015	0.0015	0.0003	0.0005	0.42	0.15	0.39	0.25	0.08	0.15	
Naranja	0.002	0.002	0.0006	0.0008	0.5	0.21	0.5	0.32	0.1	0.23	

Aunque era esperado ya que este sismo forma parte de los valores de servicio empleados para definir los valores de referencia, se observa que la estructura se encuentra dentro de valores de trabajo verde, es decir no presenta daños significativos

Sismo del 19 de septiembre de 1985

El sismo del 19 de septiembre de 1985 es uno de los eventos de mayor relevancia en la ciudad de México al ser uno de los eventos de mayor magnitud registrados en ésta, este evento tuvo una aceleración de 162 cm/s^2 (Fig 4.21) y una intensidad de Arias 345 cm/s . Para efectos de ésta evaluación, se procede a incluir en el modelo calibrado una condición de carga que emplea acelerogramas y se fija el registro del sismo.

Con esa condición de carga se procede a obtener la respuesta para cada uno de los indicadores y se evalúan por medio del sistema de alerta automatizado.

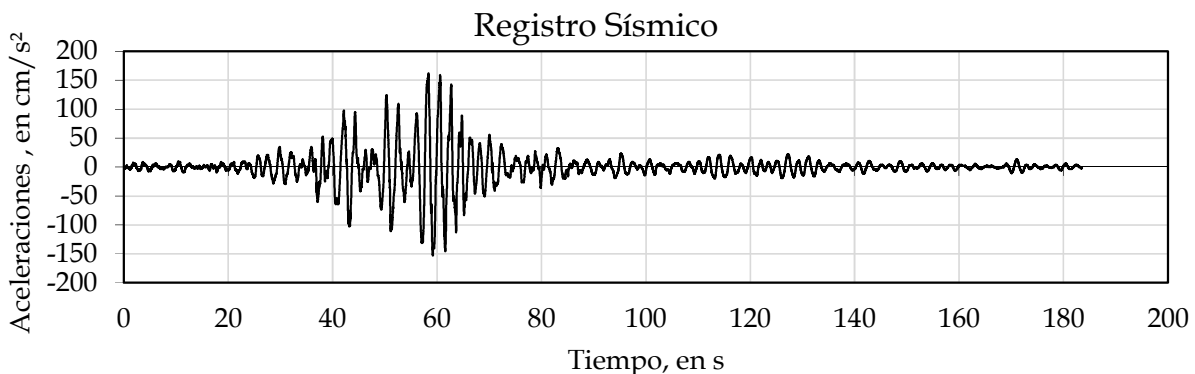


Fig 4.21 Registro sísmico del sismo del 18 de abril de 2014

Los resultados de la medición con el sistema de alerta para el sismo del 19 de septiembre de 1985, se muestra en la Tablas 4.8 y 4.9, los cuales indican que dado que los giros en la zapata y algunos desplazamientos relativos sobrepasan los umbrales del estado naranja, la estructura se encuentra en estado naranja.

Se debería iniciar un monitoreo de los datos con el sistema de captura continua y obtener una serie de vibraciones ambientales de la estructura para confirmar que la frecuencia fundamental de vibración lateral se mantiene en el estado de amarillo alto.

Se debería realizar una inspección al sitio para verificar y catalogar el posible daño en la estructura estimado por el sistema automatizado

Tabla 4.8 Evaluación con el sistema de alerta de los valores medidos de Frecuencias y Aceleraciones para el sismo del 19 de septiembre de 1985

Evento	Frecuencias, en Hz			Aceleraciones, en cm/s ²									
	C5	C6	Suelo	Capitel			Base			Terreno			
	T	T		C5 L	C5 T	C6T	C5L	C5T	C5V	C6T	L	T	V
Dispersión (%)	0.8	0.65	1.15	18.3	25.6	26.2	9.6	7.4	6.5	7.6	6.64	8.58	9.32
Intervalo (+/-)	4.6	4.8	6.3	25.6	42.4	12.1	10.6	9.2	8.4	6.8	11.3	8.88	5.99
19/09/1985	1.89	1.89		-291.28	-136.31	143.802	169.847	-90.549	-35.67	87.4781	161.886	94.091	-35.718
VR	2.197	2.197	1.025	54.7375	-50.728	53.516	-31.918	-33.698	-5.666	32.555	-30.422	35.016	-12.915
Verde Máximo	2.29806	2.30246	1.08958	68.7503	-72.237	59.9914	-35.301	-36.798	-6.1419	34.7687	-33.86	38.1254	-13.689
Mínimo	2.09594	2.09154	0.96043	40.7247	-29.219	47.0406	-28.535	-30.598	-5.1901	30.3413	-26.984	31.9066	-12.141
Amarillo	1.9	1.9 n/a*		103	103	103	98	98	49	98	86.7	86.7	43.35
Naranja	1.8	1.8 n/a*		125	125	125	106	106	53	106	102	102	51

Tabla 4.9 Evaluación con el sistema de alerta de los valores medidos para Giros, desplazamientos relativos e intensidad de Arias del sismo del 19 de septiembre de 1985

Evento	Giros, en radianes				Desplazamientos Relativos, en mm						I Arias
	Capitel		Zapata								
	C5	C6	C5	C6	C6 TT	C6 TC	C5 TTe	C5 TTi	C5TC	TT	
Dispersión (%)	0.96	0.98	1.05	1.15	2.25	1.6	2.28	1.79	1.2	3.4	8.9
Intervalo (+/-)	6.8	7.6	8.5	9.1	8.6	9.2	7.79	8.81	7.62	6.5	12.2
19/09/1985	0.0016	0.0017	0.0009	0.0009	0.107956	-0.12595	0.65853	0.13495	0.11695	0.16553	344.28
VR	0.00042	0.00041	-0.00008	0.00007	-0.06	0.07	-0.366	-0.075	-0.065	-0.092	15.4428
Verde Máximo	0.00045	0.00044	-0.00009	0.00008	-0.06516	0.07644	-0.3945	-0.0816	-0.07	-0.098	17.3269
Mínimo	0.00039	0.00038	-0.00007	0.00006	-0.05484	0.06356	-0.3375	-0.0684	-0.06	-0.086	13.5588
Amarillo	0.0015	0.0015	0.0003	0.0005	0.5	0.21	0.5	0.32	0.1	0.23	
Naranja	0.002	0.002	0.0006	0.0008	0.42	0.15	0.39	0.25	0.08	0.15	

4.7. Herramienta de cómputo para automatización

Debido a la susceptibilidad de la metodología de monitoreo de automatización, por medio de rutinas en Visual Basic se generó una herramienta de cómputo que permite realizar de forma automatizada el análisis de los datos una vez obtenidos los registros y la emisión de reportes de alertas de forma automática.

Recuperación de la información en línea

Debido a que los sistemas de registro cuentan con una interfaz de acceso a ellos por medio de protocolos universales FTP, se implementó una interfaz y un programa de recuperación de los archivos que para el sistema de monitoreo continuo la actualización se hace semanalmente y por evento cuando para los registros dinámico. El acceso a estos datos tiene la ventaja de ser universal y poder usarse por medio de gestores o directamente con el explorador del sistema operativo en cualquier momento las 24 horas del día (Fig 4.22).

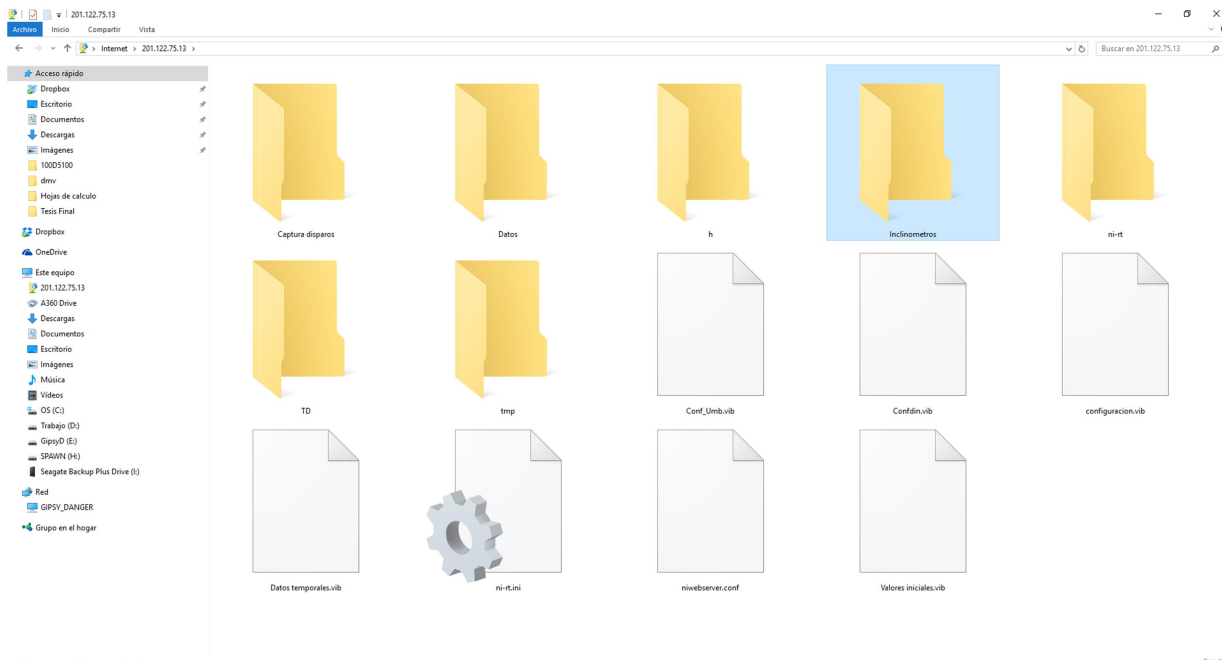


Fig 4.22 Recuperación de registros por FTP

Análisis de automatizado de eventos

Para la automatización del sistema de alerta, se generó un programa de análisis que además de procesar y revisar los registros, genera a partir del cálculo de los espectros de Fourier los cocientes espectrales (Fig 4.23) que se emplean para la estimación de las frecuencias de la forma en que se expresó en la sección 2.2.3.

De igual modo, el sistema hace el análisis completo de la información obteniendo los espectros de respuesta (Fig 4.24), leyendo los valores máximos de los indicadores en el tiempo y generando al final un reporte con los estados de los indicadores.

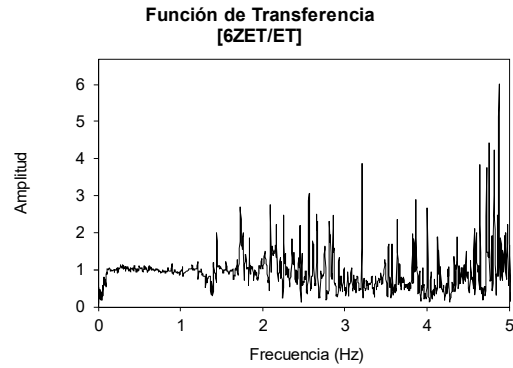
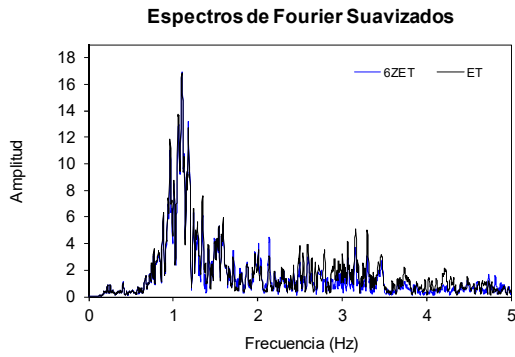
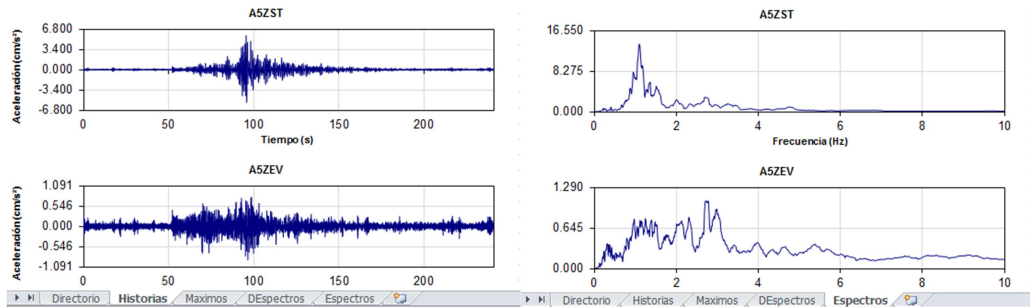


Fig 4.23 Generación de espectros de Fourier y cocientes espectrales

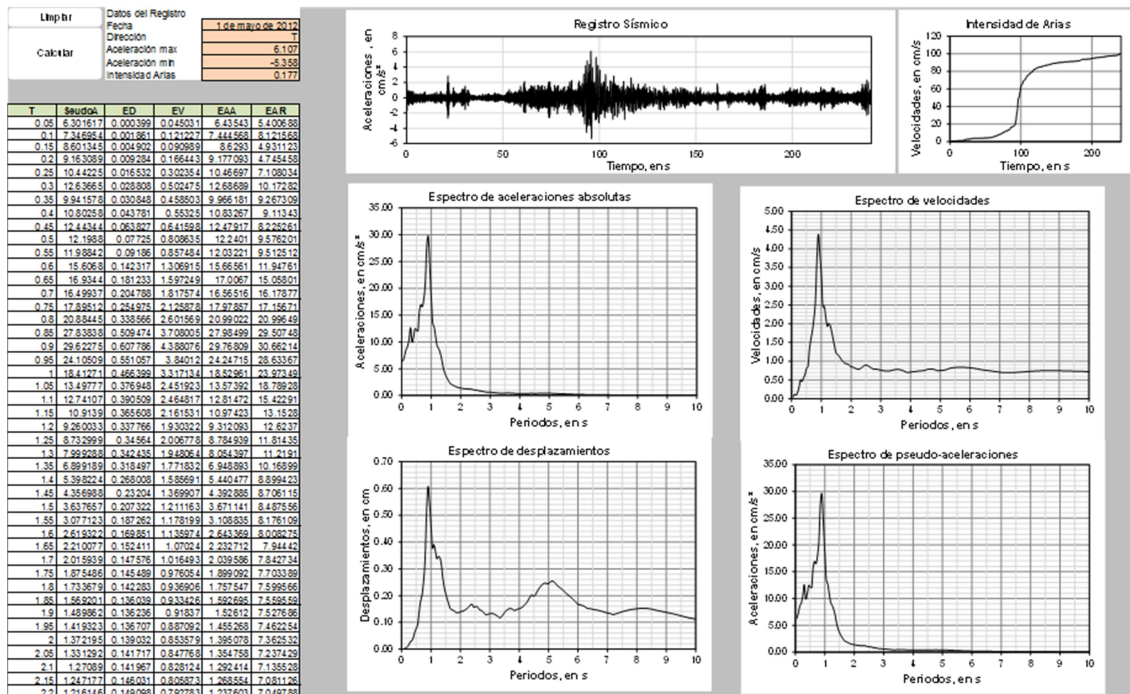


Fig 4.24 Cálculo de espectros de Respuesta

5. RESULTADOS Y ANÁLISIS

En el presente capítulo se presentan los principales resultados obtenidos durante el monitoreo estructural del tramo curvo instrumentado de la Línea 12 dentro de los cuales se tiene la información de 12 eventos sísmicos, más de 10000 pasos de trenes y 30 meses aproximadamente de monitoreo continuo.

5.1. Monitoreo de Eventos Sísmicos

Con el sistema de captura dinámico se han registrado 12 eventos sísmicos, de los cuales cuatro fueron en 2012, tres en 2013, cuatro en 2014 y sólo uno hasta mayo de 2015, las principales características de los sismos registrados se muestran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Sismos registrados en la estación del tramo instrumentado

Evento	Fecha	Hora local	Lugar	Magnitud Mw	Latitud	Longitud	Distancia epicentral, en km	Prof. focal, en km	I_{arias} en cm/s	$A_{máx}$ terreno en cm/s^2	$A_{máx}$ capitel en cm/s^2
12-1	02-abr-12	12:36:42	Oaxaca	6.0	16.27	-98.47	346	20	0.27	5.6	-
12-2	11-abr-12	17:55:10	Michoacán	6.4	17.90	-103.06	447	16	0.27	6.6	-
12-3	01-may-12	11:37:59	Guerrero	5.6	18.20	-101.01	237	51	0.28	6.1	11.2
12-4	15-nov-12	03:20:22	Guerrero	6.1	18.17	-100.52	197	40	0.96	8.4	19.1
13-1	21-abr-13	20:16:34	Michoacán	5.8	17.87	-102.19	364	10	0.35	6.2	8.6
13-2	16-jun-13	00:19:03	Guerrero	5.8	18.04	-99.25	144	60	3.49	30.0	36.0
13-3	21-ago-13	07:38:30	Guerrero	6.0	16.79	-99.56	286	20	1.28	21.9	45.6
14-1	18-abr-14	09:27:23	Guerrero	7.2	17.18	-101.19	325	10	15.73	33.4	53.5
14-2	08-may-14	12:00:16	Guerrero	6.4	17.11	-100.87	310	17	4.34	25.2	30.9
14-3	10-may-14	02:36:01	Guerrero	6.2	17.06	-100.95	319	12	0.79	10.3	11.2
14-4	29-jul-14	05:46:14	Veracruz	6.4	17.70	-95.63	408	117	0.23	4.5	8.3
15-1	20-mar-15	16:30:08	Puebla	5.4	17.96	-98.58	161	61	0.17	5.5	15.3

De los sismos registrados los de mayores intensidades fueron los eventos 13-2, 13-3, 14-1 y 14-2 (Fig 5.1 y 5.2).

5.1.1. Frecuencia fundamental de vibración lateral

Con cada uno de los eventos registrados se ha realizado una estimación de la frecuencia de vibración lateral por medio de un análisis espectral (Bendat y Piersol, 1989) para lo cual se obtuvieron los espectros de Fourier de los componentes horizontales de cada registro sísmico y posteriormente se obtuvieron los cocientes espectrales entre capitel y terreno (Fig 5.1).

Las ordenadas más significativas observadas en los cocientes espectrales de cada sismo corresponden con la frecuencia fundamental de vibración lateral de la estructura y se puede distinguir que dichas ordenadas concuerdan con los resultados obtenidos en las pruebas de campo (Murià *et al*, 2014) dado que dicha frecuencia es el valor de referencia para el monitoreo, se puede establecer que por esa condición este indicador se mantiene en estado verde, tal como se observa en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Resultados del monitoreo de la frecuencia de vibración lateral ante los eventos sísmicos registrados en Línea 12

Evento	Frecuencias, en Hz	
	C5 T	C6 T
Dispersión (%)	0.8	0.65
Banda	4.6	4.8
12-1	2.13	2.26
12-2	2.09	2.00
12-3	2.08	2.13
12-4	2.22	2.20
13-1	2.17	2.20
13-2	2.21	2.20
13-3	2.19	2.19
14-1	2.16	2.16
14-2	2.16	2.15
14-3	2.18	2.20
14-4	2.17	2.21
15-1	2.18	2.18
Verde VR	2.20	2.20
Mínimo	2.10	2.09
Amarillo	1.85	1.85
Naranja	1.85	1.85

Nota: VR.- Valor de Referencia, T dirección perpendicular a la vía

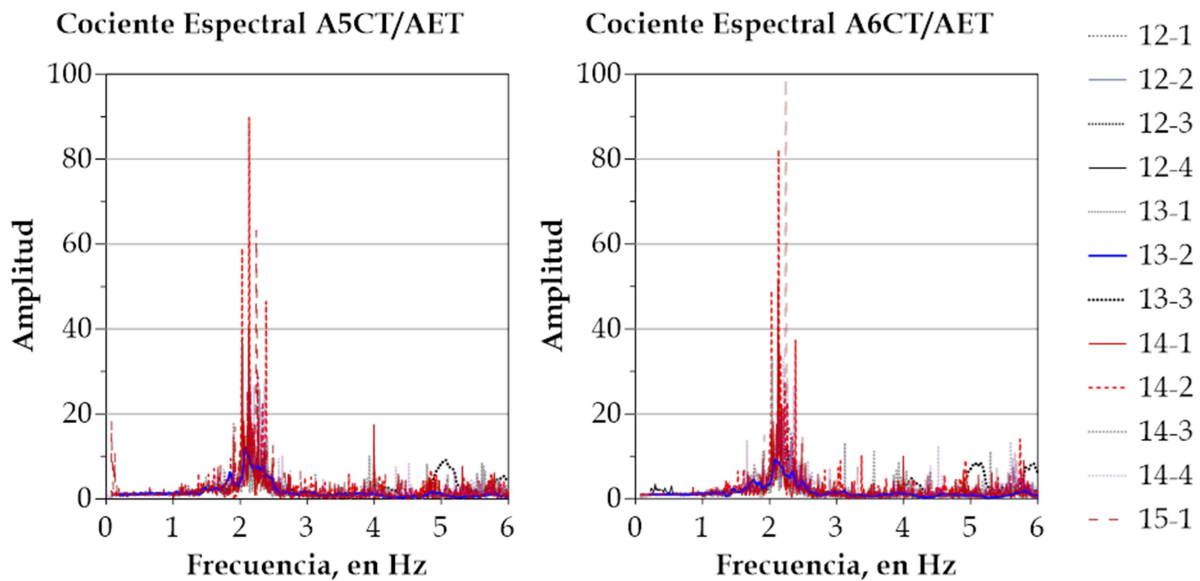


Fig 5.1 Cocientes Espectrales obtenidos con los acelerogramas de los sismos registrados

Adicionalmente al análisis automatizado, si se revisan detalladamente los cocientes de los eventos sísmicos de mayor intensidad (13-2,13-3,14-1,14-2), se pueden observar otras frecuencias significativas en un intervalo pequeño de tiempo lo cual sugiere que el sistema exhibe cierto comportamiento no lineal durante esos eventos.

Para evaluar tales efectos, en los eventos de mayor intensidad se realizó un análisis paramétrico por ventanas secuenciales usando el criterio de algoritmos genéticos (Camargo, 2013). En la Fig 5.2 se ilustran los resultados para los eventos 13-2 y 13-3 la dirección T perpendicular al eje de la vía.

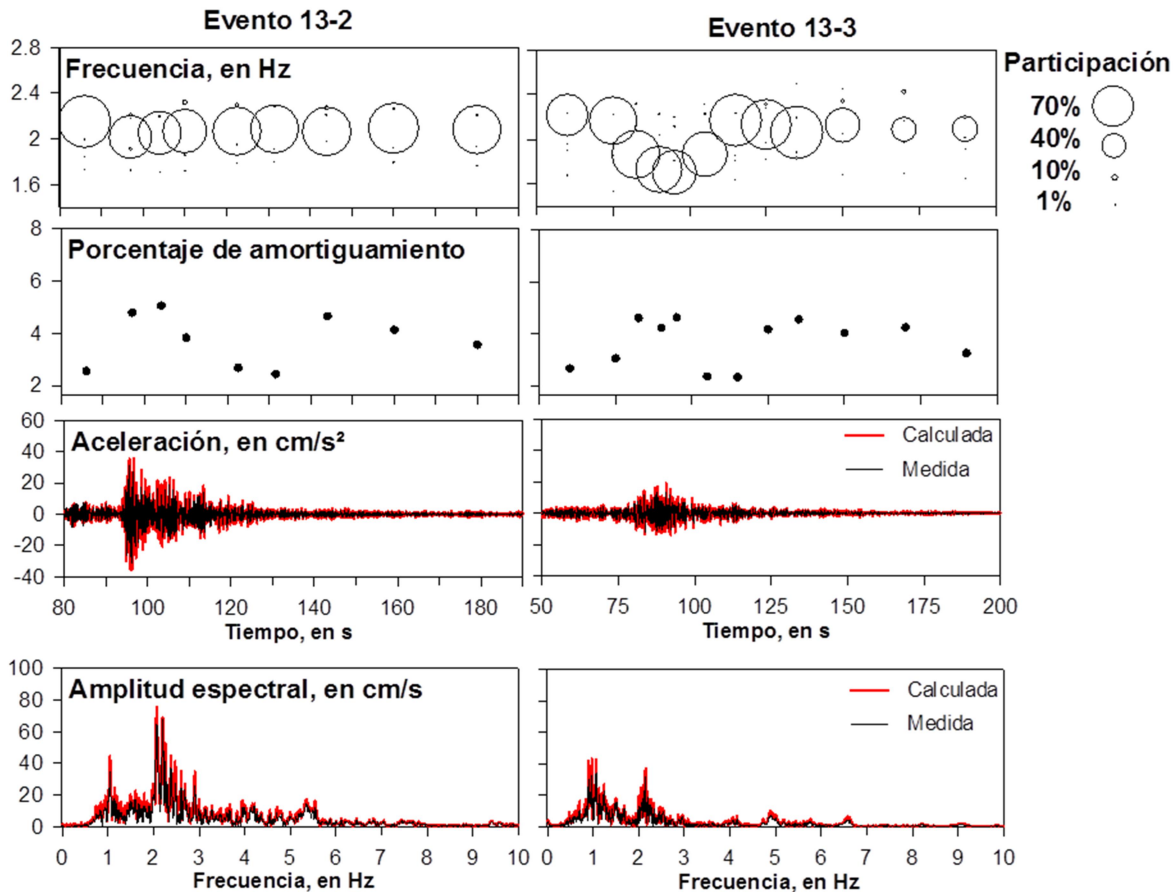


Fig 5.2 Variación de la frecuencia fundamental en T durante los eventos 13-2 y 13-3

En la primera gráfica de la Fig 5.2, los círculos representan a un valor de frecuencia identificada y el tamaño de este depende directamente de su porcentaje de participación en la respuesta. En dichas gráficas se observa que la participación de las frecuencias más significativas tuvo una variación entre 40 y 85%.

Para la fase intensa del evento 13-2, las frecuencias fundamentales presentaron una variación hasta del 7% del valor medio de 2.2 Hz que se determinó en las ventanas previas a la fase intensa, por otra parte en la parte final del registro, las variaciones se reducen hasta 4%, logrando recuperarse completamente al analizar la fase inicial del siguiente evento. Lo anterior

refleja que si bien la estructura fue excitada por el evento sísmico, la rigidez de ésta no se vio afectada.

En el análisis del evento 13-3, la frecuencia fundamental en la fase intensa presentó una reducción de hasta 28% contrastando con el evento anterior cuya intensidad fue superior, sin embargo a diferencia del otro evento, este tuvo la presencia de un tren circulando en la vía lo que representó un aumento significativo en la masa de la estructura lo cual explica dicha reducción sin que implique pérdida de rigidez del sistema

Se aprecia que las propiedades dinámicas del tramo instrumentado son sensibles a la intensidad del movimiento del terreno y al paso de los trenes del Metro. La variación de los parámetros estructurales del sistema se puede atribuir principalmente a diferentes fuentes de no-linealidad de la estructura tales como las discontinuidades en los apoyos trabe-columna, interacción vías-estructura y los efectos de interacción suelo-estructura.

5.1.2. Frecuencias dominantes de sitio

Las frecuencias dominantes de sitio se estiman a partir del análisis espectral con los cocientes de Nakamura, es decir entre los componentes horizontales y el componente vertical. De esa manera, en la Fig 5.3 se trazan dichos cocientes para los eventos sísmicos registrados.

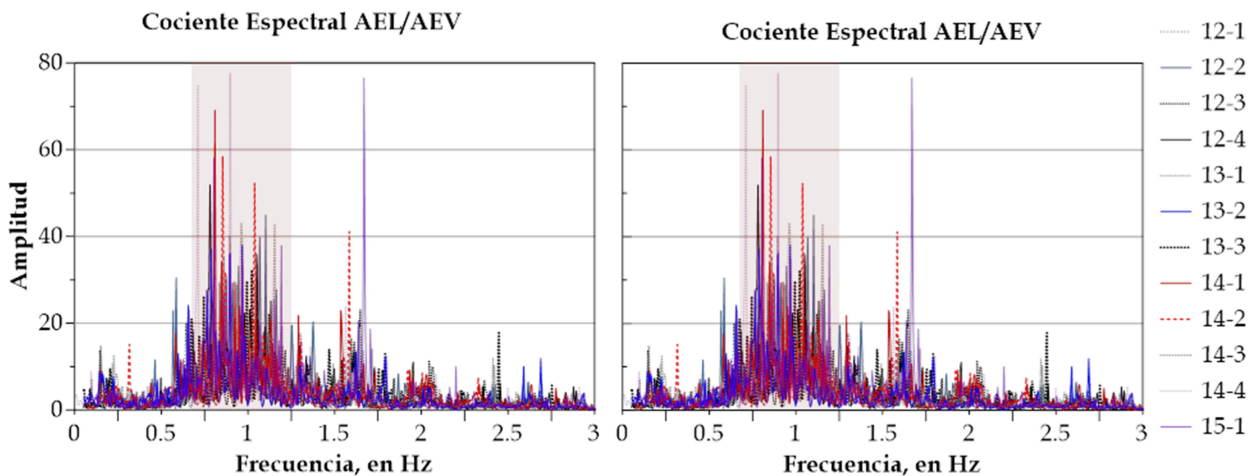


Fig 5.3 Cocientes espectrales de Nakamura de los sismos registrados

De acuerdo al análisis espectral, el periodo dominante del terreno no se puede definir como un valor puntual sino como una banda de frecuencias que para los cocientes espectrales de los sismos registrados se ubica aproximadamente entre 0.75 y 1.25 Hz (0.8 y 1.3 s). Estos resultados no resultan extraños ya que la estructura se encuentra desplantada en zona de transición donde la profundidad del suelo firme es variable.

En el registro del sismo 15-1 aparece una frecuencia cercana a 1.6 Hz que en el resto de los sismos, esto pudiera deberse a que diferencia de los otros eventos registrados, el origen de la fuente sísmica corresponde a uno de intraplaca de profundidad intermedia (Puebla) y no en la zona de subducción. A su vez, pese a ser el de menor intensidad registrada, cuenta con las

mayores amplitudes espectrales lo cual puede ser explicado por su origen y la cercanía con la estación de registro (161 km).

Salvo el evento 15-1, todos los eventos con intensidades de Arias menores a uno presentan las menores amplitudes espectrales y en una banda comprendida entre 0.75 y 1.25 Hz (0.3 s y 1.3 s), por otra parte los eventos de mayor intensidad (14-1 y 14-2) presentan las mayores amplitudes en una banda más corta que los de baja intensidad entre 0.75 y 1 Hz (0.8 y 1 s). Cabe mencionar que en estos sismos de mayor intensidad aparece la frecuencia de 1.6 Hz que mostró el evento 15-1, sin embargo, con amplitudes más pequeñas.

En la sección 3.3.2, se propone una manera de obtener un valor de referencia para efectos del monitoreo, el cual si bien no representa a toda la banda, podrá fungir como el punto medio de ésta debido al tipo de estimación que realiza el método de ajuste empleado. Cabe recordar que estos valores serán únicamente de referencia y no representan el valor de la frecuencia dominante del sitio.

Otra forma de observar, aproximadamente, la zona de la frecuencia dominante del sitio es por medio de los espectros de respuesta de éste, obtenidos a partir de las señales de aceleración de los componentes horizontales. En ese procedimiento la zona de periodo dominante (inversa de la frecuencia) se puede apreciar como los puntos donde se maximizan las amplitudes de aceleración.

Para los eventos de Línea 12 en los espectros de respuesta del sitio se pueden distinguir dos características principales, el evento de mayores amplitudes es el evento 14-1 y el periodo dominante del terreno está en una banda entre 0.7 y 1.5 s teniendo amplitudes máximas en los puntos cercanos a 1 s (Fig 5.4).

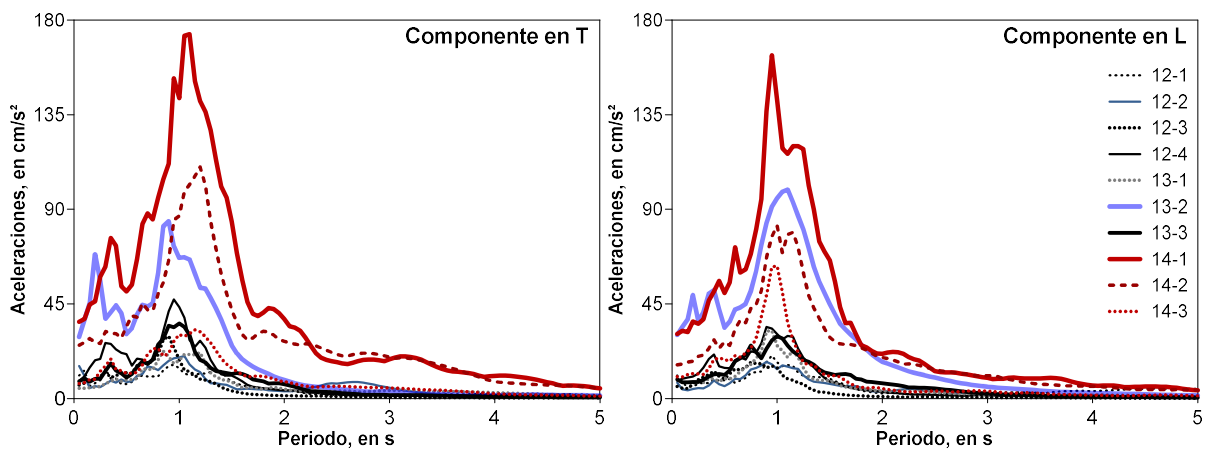


Fig 5.4 Espectros de respuesta de los sismos registrados

En la Tabla 5.3 se presentan las principales frecuencias de sitio identificadas y se evalúan los valores de referencia de acuerdo a los criterios establecidos en el monitoreo estructural.

Tabla 5.3 Banda de periodo dominante del terreno y valores medios de referencia

Evento	Banda, en s		VR, en s	EsRes, en s	Banda Nivel Verde, en s	
12-1	0.81	1.39	1.03	1.01	0.98	1.06
12-2	0.81	1.39	1.04	1.02	0.98	1.06
12-3	0.82	1.37	1.01	0.99	0.98	1.06
12-4	0.81	1.32	1.04	1.02	0.98	1.06
13-1	0.79	1.30	1.06	1.04	0.98	1.06
13-2	0.81	1.35	1.03	0.99	0.98	1.06
13-3	0.79	1.33	1.00	0.98	0.98	1.06
14-1	0.81	1.37	1.08	1.05	0.98	1.06
14-2	0.80	1.30	0.98	1	0.98	1.06
14-3	0.81	1.35	0.99	0.97	0.98	1.06

Donde:

Banda.- Intervalo del periodo dominante observado en los cocientes espectrales

VR.- valor de referencia estimado de los cocientes espectrales

EsRes.- Valor del pico máximo de la banda de los espectros de respuesta

5.1.3. Aceleraciones en terreno y capitel

Las historias de aceleración de los eventos de mayor intensidad se pueden observar en las figs 4.5 y 4.6.

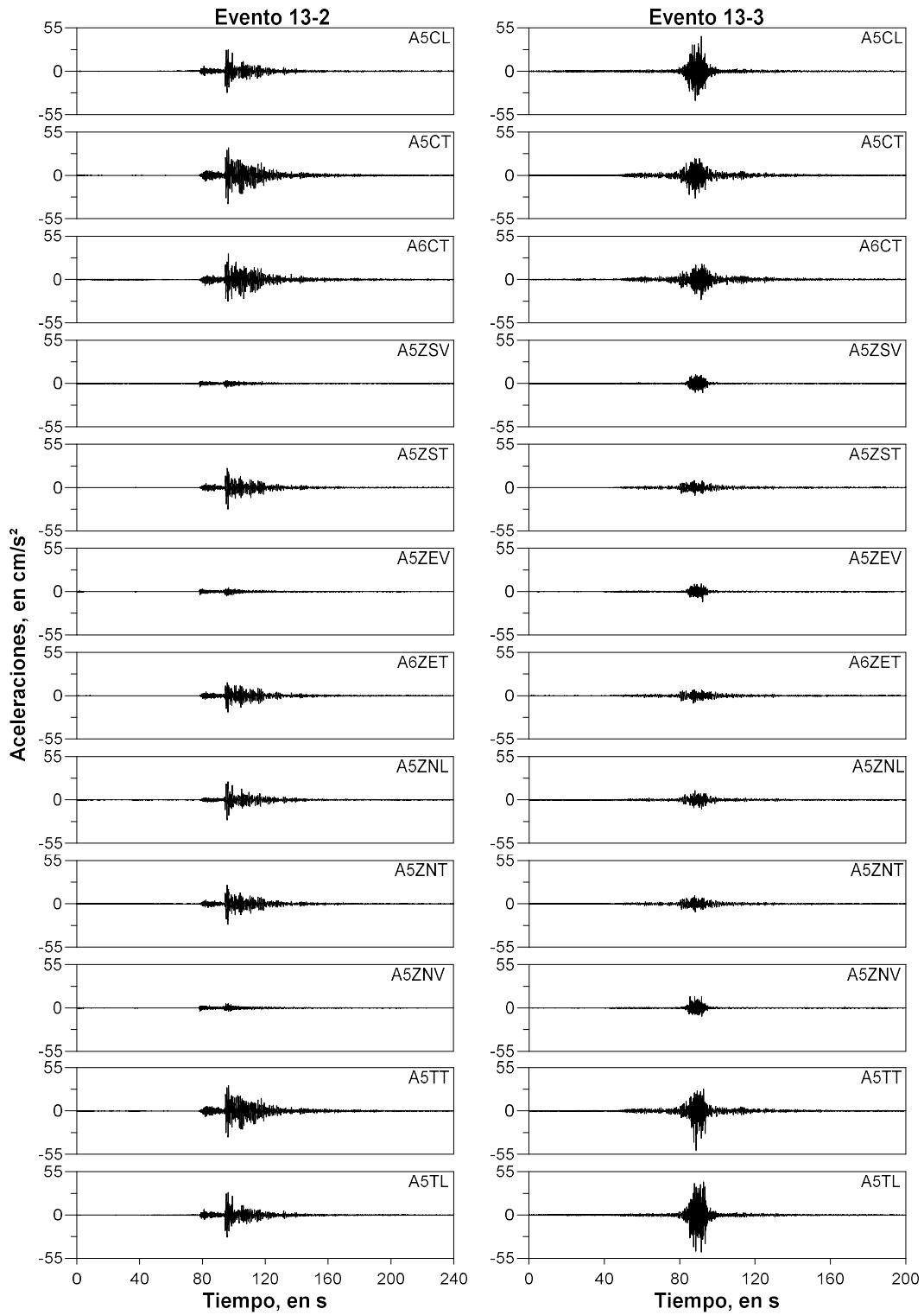


Fig 5.5 Historias de aceleración registrados en los eventos 13-2 y 13-3

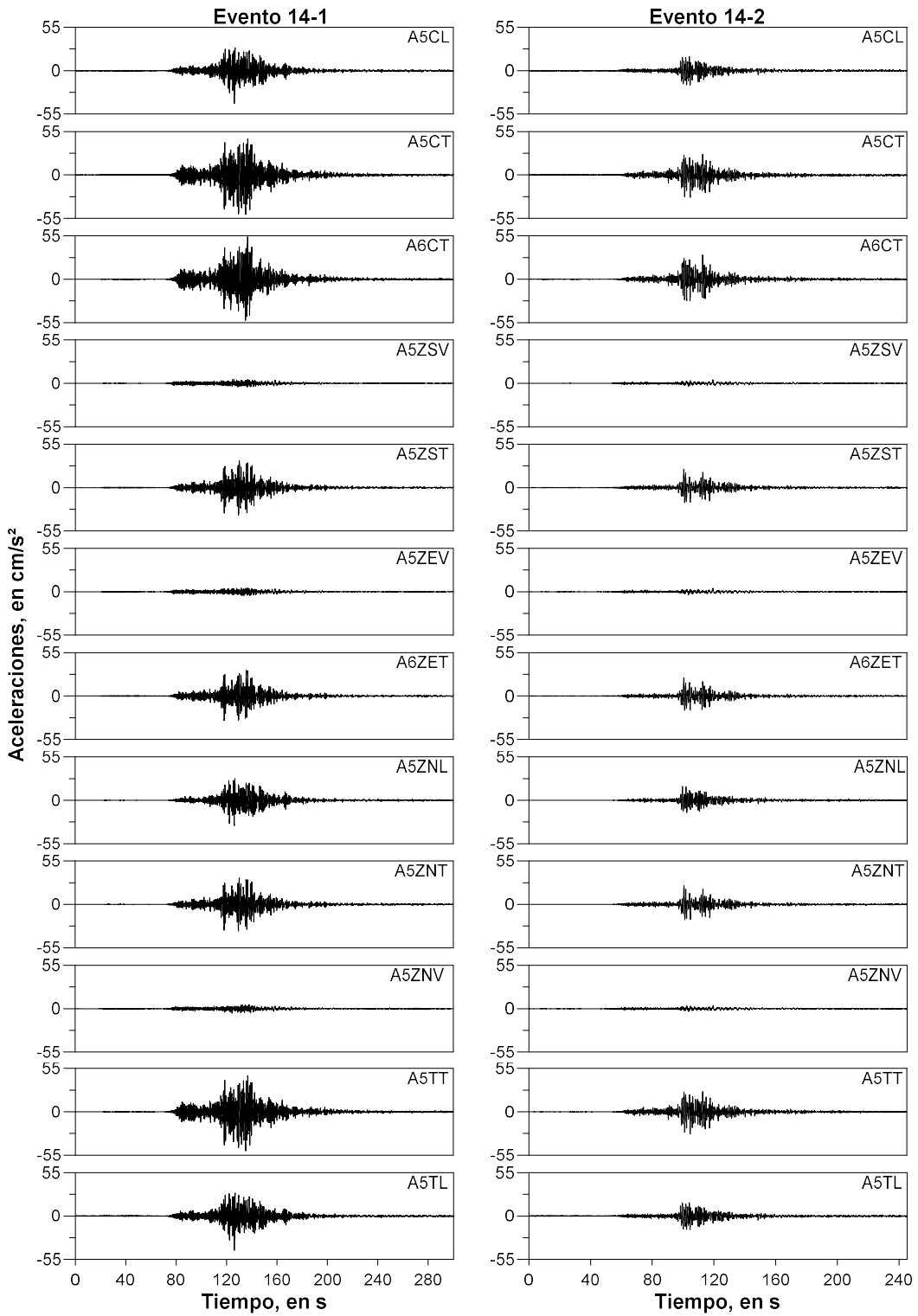


Fig 5.6 Historias de aceleración registrados en los eventos 14-1 y 14-2

En dichas historias, se observa que las mayores aceleraciones registradas en el capitel pertenecen al evento 14-1 en el cual se midieron aceleraciones por arriba de los 50 cm/s² en la dirección T, por su parte las mayores aceleraciones de los capiteles en la dirección L se observaron en el evento 13-3 midiendo 45.6 cm/s², cabe mencionar que dichas aceleraciones son superiores a los valores medidos en las pruebas de campo de 2012 (10.98 y 4.94 cm/s², respectivamente) pero similares a las aceleraciones medidas en las pruebas de campo de 2014 donde se registraron de 55 cm/s² en T y 31 cm/s² en el capitel de la columna C5.

Lo anterior podría reflejar cambios en la estructura con el paso del tiempo, por lo que resulta conveniente observar los espectros de Fourier de ambos eventos a partir de las señales de los capiteles (figs 4.7 y 4.8).

Al observar los espectros se puede apreciar que las aceleraciones registradas en el evento 14-2, efectivamente quedan dentro de las frecuencias de la estructura por lo que corresponden con la respuesta del sistema. Sin embargo para el caso del evento 13-3, las amplitudes máximas del espectro se localizan por arriba de 30 Hz el cual es un intervalo por arriba de las frecuencias fundamentales del sistema estructural. La presencia de dichas amplitudes en el evento 13-3 se atribuye al paso de un tren y al sismo (Fig 5.9).

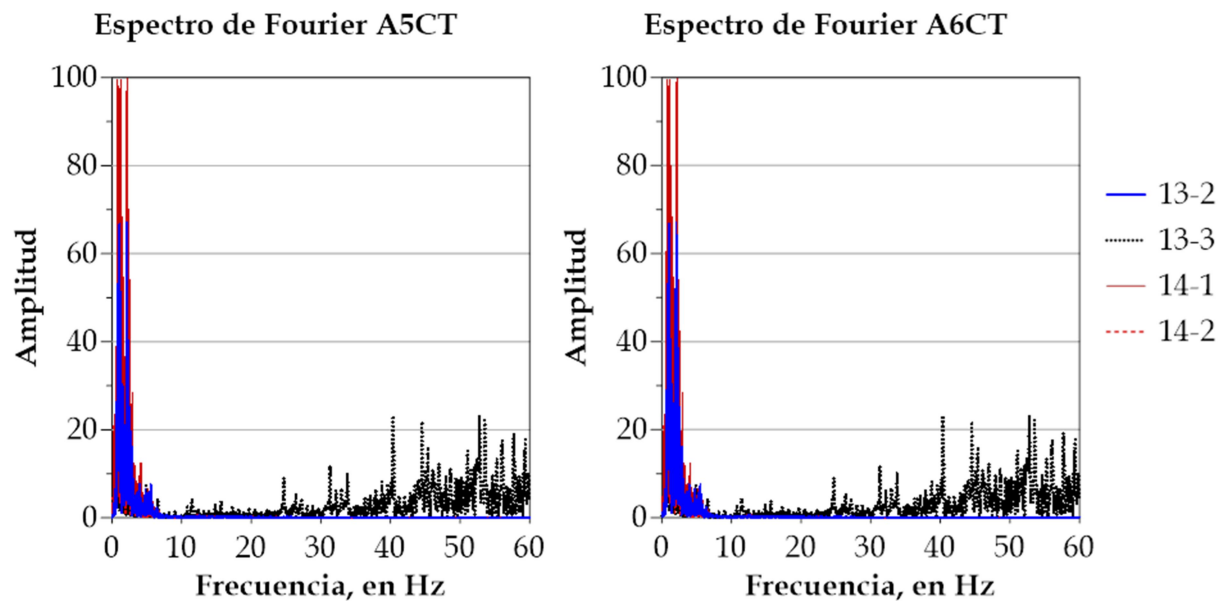


Fig 5.7 Espectros de Fourier de las señales de capitel en dirección transversal de las columnas C5 y C6 de los eventos con mayor intensidad

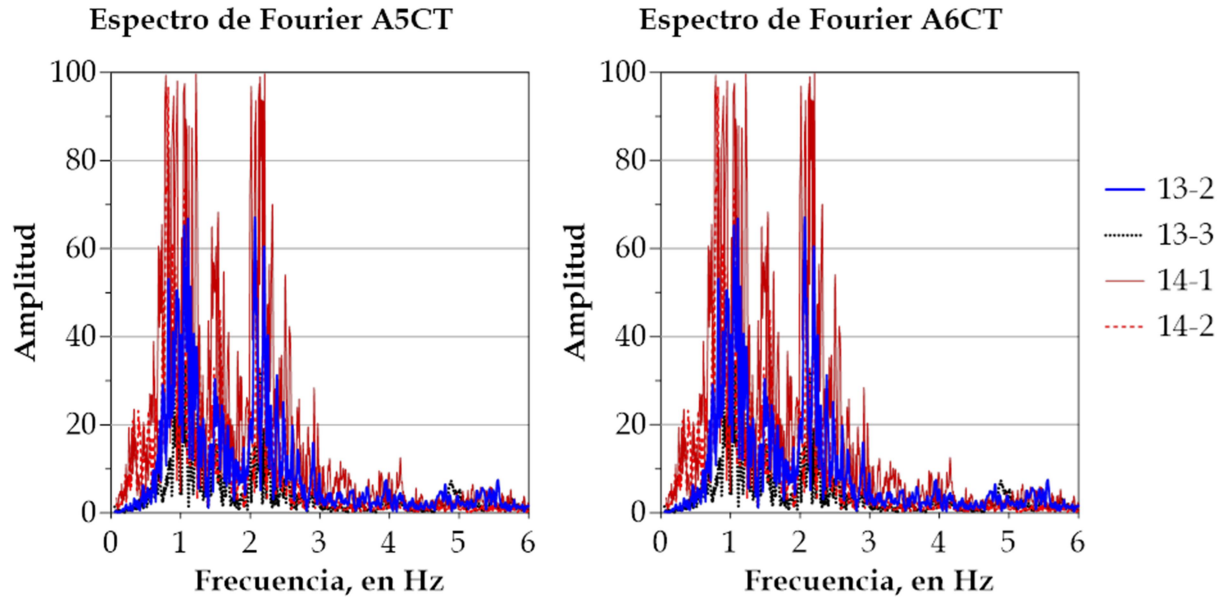


Fig 5.8 Amplitudes de los espectros de Fourier de la Fig 5.7 correspondientes a frecuencias hasta 6 Hz

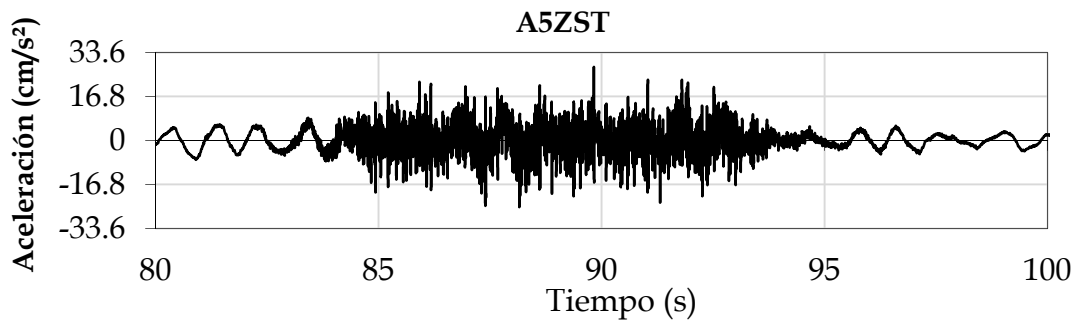


Fig 5.9 Fragmento de la historia de aceleración del evento 13-3 para el sensor A5ZST donde se puede apreciar un paso de tren

Los resultados de aceleración medidos para los eventos sísmicos se pueden apreciar en la Tabla 5.4 y las historias de aceleración de todos los sensores se podrán observar en el apéndice A.

Tabla 5.4 Resultados de aceleraciones máximas medidas para los eventos sísmicos

Evento	Fecha	Aceleraciones Máximas											
		Terreno			Cimentación C5			Capitel C5		Cimentación C6	Capitel C6	Trabe en C5	
		AET	AEL	AEV	A5ZNT	A5ZNL	A5ZNV	A5CT	A5CL	A6ZT	A6CT	A5TT	A5TL
12-4	15/11/2012	8.00	8.40	6.50	7.80	8.60	3.50	19.10	10.50	8.10	17.70	18.30	11.00
13-1	21/04/2013	5.00	6.20	1.60	4.30	6.00	1.00	8.60	6.10	4.70	7.60	8.80	6.10
13-2	16/06/2013	28.80	30.00	13.10	27.20	25.70	5.60	36.00	27.20	20.80	32.80	33.30	28.70
13-3	21/08/2013	8.60	10.30	5.00	12.30	12.50	12.90	29.00	45.60	10.00	30.20	64.00	26.60
14-1	18/04/2014	35.10	30.50	13.00	33.70	31.90	5.70	50.80	41.60	32.60	53.50	49.60	43.60
14-2	08/05/2014	25.20	15.90	7.10	23.60	17.70	4.20	28.40	18.20	23.00	30.90	28.20	17.20
14-3	10/05/2014	10.30	7.20	3.30	8.70	9.80	1.20	11.20	9.70	7.20	11.60	11.00	9.80
14-4	29/07/2014	-4.47	4.68	4.12	-1.53	2.21	-1.49	3.22	1.95	-1.60	-4.03	3.31	1.81
15-1	20/03/2015	5.51	-3.43	-3.64	-5.09	3.81	1.46	15.33	4.67	3.44	10.85	15.61	5.32

5.1.4. Giros en zapata y capitel

El monitoreo de los giros para los sismos registrados se hace por medio de la revisión del comportamiento de los datos del sistema continuo en los instantes previos y posteriores a la ocurrencia del evento de esa forma, en las figs 4.10 y 4.11 se presentan las ventanas de tiempo para los eventos de mayores demandas.

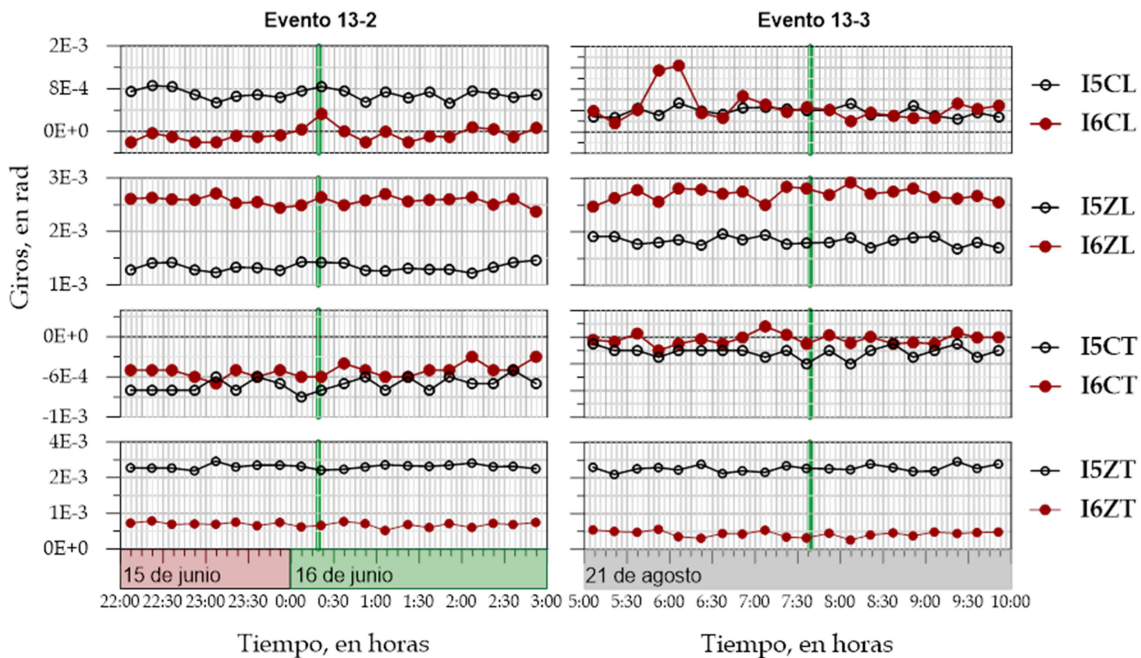


Fig 5.10 Respuesta de los giros en zapata y capitel en los instantes previos y posteriores a la ocurrencia de los eventos sísmicos 13-2 y 13-3

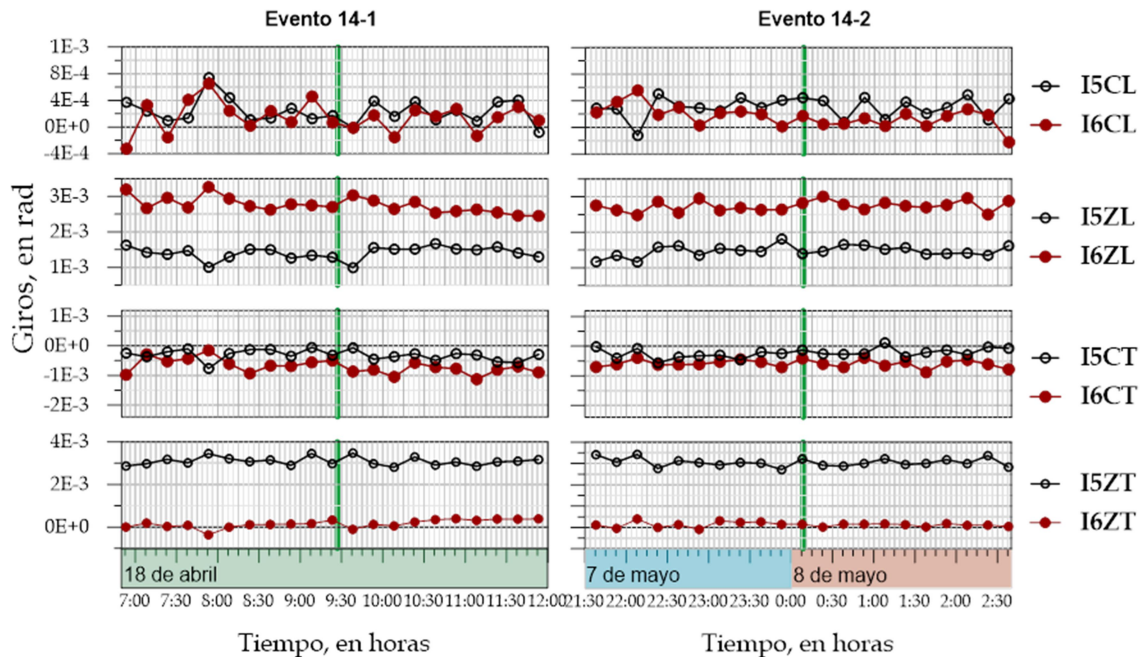


Fig 5.11 Respuesta de los giros en zapata y capitel en los instantes previos y posteriores a la ocurrencia de los eventos sísmicos 14-1 y 14-2

Para obtener un valor de los giros se resta el valor medido en el instante posterior a la ocurrencia del sismo del valor en el instante previo para de esa forma obtener el diferencial de giro que ocasiona dicho evento sobre la estructura. En la Tabla 5.5 se presentan los giros medidos para los cuatro eventos y su comparación respecto a los valores del monitoreo.

Tabla 5.5 Giros en zapata y capitel medidos de los cuatro eventos sísmicos de mayor intensidad medidos con el sistema continuo

Sensor	Giros medidos en eventos, en radianes				Límites giros nivel verde, en radianes		
	13-2	13-3	14-1	14-2	inferior	Superior	
Capitel	I5CL	-2.00E-05	3.00E-05	-3.49E-04	-3.50E-04	-3.95E-04	-4.22E-04
	I6CL	-3.43E-05	4.00E-05	-4.07E-04	3.37E-05	-3.79E-04	-4.08E-04
	I5CT	2.00E-04	0.00E+00	-1.09E-05	-6.72E-06	-3.95E-04	-4.22E-04
	I6CT	2.00E-04	-6.00E-06	-3.10E-04	1.12E-04	-3.79E-04	-4.08E-04
Zapata	I5ZT	-1.00E-04	-1.00E-04	2.31E-05	2.01E-04	8.20E-05	8.90E-05
	I6ZT	8.00E-05	1.30E-04	-2.73E-04	-1.25E-04	7.40E-05	8.07E-05
	I5ZL	0.00E+00	-2.00E-05	-1.36E-04	-8.43E-06	8.20E-05	8.90E-05
	I6ZL	0.00E+00	-1.50E-04	2.80E-04	3.66E-04	7.40E-05	8.07E-05

La convención de signos para los giros implica que cuando ocurre el giro en alrededor de la dirección L, el signo positivo indicará que se mueve al norte, mientras que en los giros alrededor de la dirección T, el positivo indica que la columna se mueve hacia el este.

5.1.5.Desplazamientos relativos

En lo que respecta a los desplazamientos entre traveses en la dirección L, solamente los del evento 14-1 se aproximaron a los medidos en las pruebas de campo con un valor de -0.37 mm respecto al -0.34 mm de las pruebas.

En los desplazamientos relativos entre columna y trabe, en ningún caso se alcanzó el valor de referencia de 0.11 mm, siendo el más cercano el perteneciente al evento 13-3 el cual alcanzó 0.07 mm

Los desplazamientos medidos con el resto de los sensores se muestran en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6 Resultados de desplazamientos relativos medidos para los eventos sísmicos

Evento	Fecha	Desplazamientos relativos, en mm								
		Trabe- Columna C5			Trabe- Columna C6			Trabe-Trabe columna C5		
		D5CT	D5CEL	D5COL	D6CT	D6CEL	D6COL	D5TT	D5TEL	D5TOL
12-4	15/11/2012	0.02	0.03	-0.02	0.02	0.03	-0.03	0.02	0.17	-0.11
13-1	21/04/2013	-0.01	0.01	0.01	0.01	-0.01	0.01	0.01	0.07	0.03
13-2	16/06/2013	-0.04	0.06	0.04	-0.04	0.04	-0.05	0.06	-0.20	-0.18
13-3	21/08/2013	0.02	-0.15	-0.04	0.03	-0.12	0.05	-0.07	-0.34	0.11
14-1	18/04/2014	-0.06	0.08	0.06	0.06	-0.06	-0.07	0.09	-0.37	0.24
14-2	08/05/2014	0.03	-0.04	0.03	-0.03	0.03	0.04	-0.03	0.20	0.13
14-3	10/05/2014	0.01	-0.02	-0.01	-0.01	-0.01	0.02	0.01	-0.12	0.04
14-4	29/07/2014	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.00	-0.01	0.00	0.01	-0.01
15-1	20/03/2015	0.01	0.01	-0.01	-0.03	0.01	0.01	-0.01	-0.02	-0.02

Nota: en los sensores en las traveses en dirección L, el signo positivo indica que la distancia entre la trabe y su colindante se reduce, en los sensores en dirección T de trabe y columna implica el sensor y la placa de referencia se alejan.

En lo concerniente al comportamiento de los desplazamientos posterior a los sismos, en las figs 4.12 y 4.13, se puede observar que los desplazamientos no presentan cambios significativos durante la ocurrencia de dichos eventos recuperando totalmente la deformación unos instantes posteriores a la ocurrencia del evento.

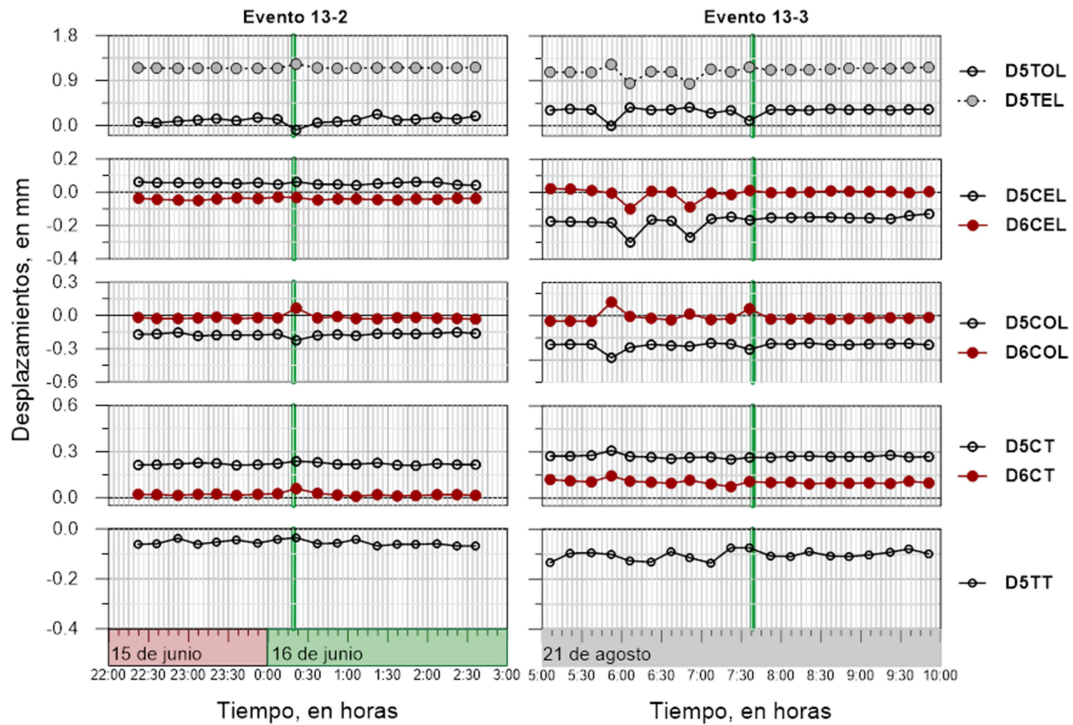


Fig 5.12 Respuesta de los desplazamientos en los instantes previos y posteriores a la ocurrencia de los eventos sísmicos 13-2 y 13-3

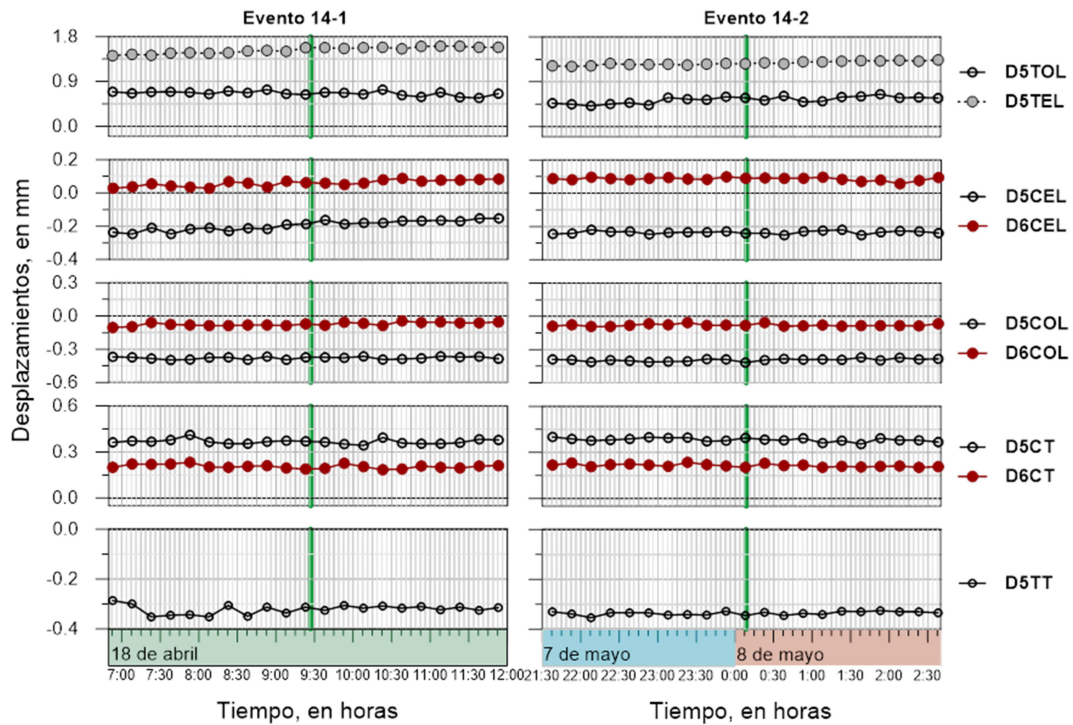


Fig 5.13 Respuesta de los desplazamientos en los instantes previos y posteriores a la ocurrencia de los eventos sísmicos 14-1 y 14-2

5.2. Monitoreo de Pasos de Trenes

Desde la puesta en funcionamiento de los sistemas de captura en el tramo instrumentado de la Línea 12 en abril de 2012 se han obtenido alrededor de 10,000 registros de pasos de trenes, lo cual ha permitido observar la evolución del comportamiento de la respuesta dinámica de la estructura y establecer criterios eficientes para realizar la evaluación de las condiciones de trabajo de la estructura con miras en su monitoreo estructural.

5.2.1. Frecuencias laterales de vibración

Una de las propiedades de mayor relevancia en la respuesta estructural es la frecuencia fundamental lateral de la estructura. Debido a que si se analizan las señales durante el paso de los trenes existen múltiples incertidumbres como la velocidad o el peso neto del tren al pasar sobre la vía, para obtener las frecuencias se eligió un intervalo de la historia que corresponde a los últimos 90 s del registro donde se estima que el tren ha abandonado completamente el claro en estudio y su masa ya no tiene influencia en las frecuencias medidas.

De esa forma en la Fig 5.14 se muestran las frecuencias calculadas para todos los pasos de trenes disponibles. En dicha figura se puede observar que el valor medio de las frecuencias registradas se ubica en 2.18 Hz el cual es muy semejante al valor previamente identificado en eventos sísmicos y pruebas de carga, dicho valor a su vez cuenta con una dispersión de 4.8%.

La dispersión encontrada en las frecuencias aunque pequeña podría deberse a los efectos ambientales presentes en la estructura durante el monitoreo, por tal razón en la Fig 5.15 se comparan los registros de temperatura tomados con la instrumentación permanente respecto a las frecuencias del periodo comprendido entre julio de 2013 y julio de 2014 que es el intervalo donde se tiene una mayor cantidad de registros.

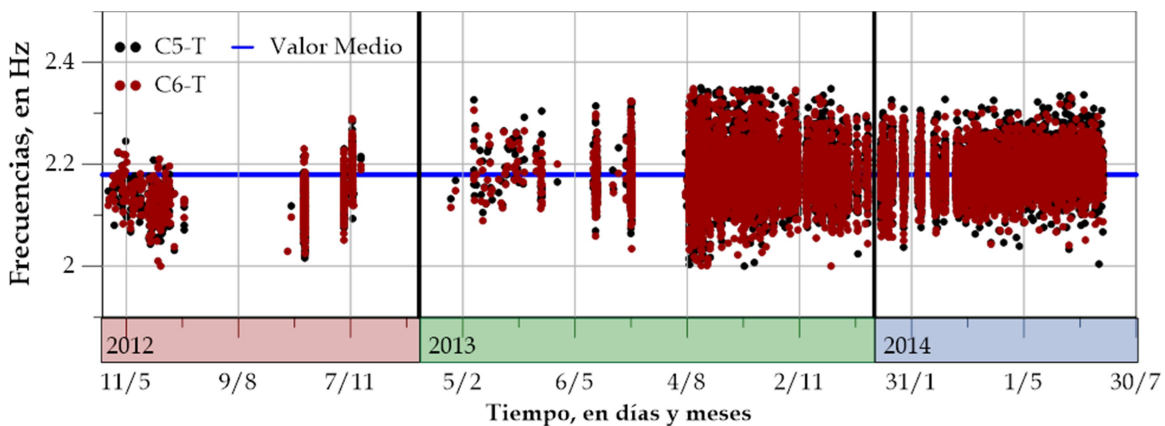


Fig 5.14 Frecuencia fundamental de vibración en la dirección T estimada con los registros de pasos de trenes

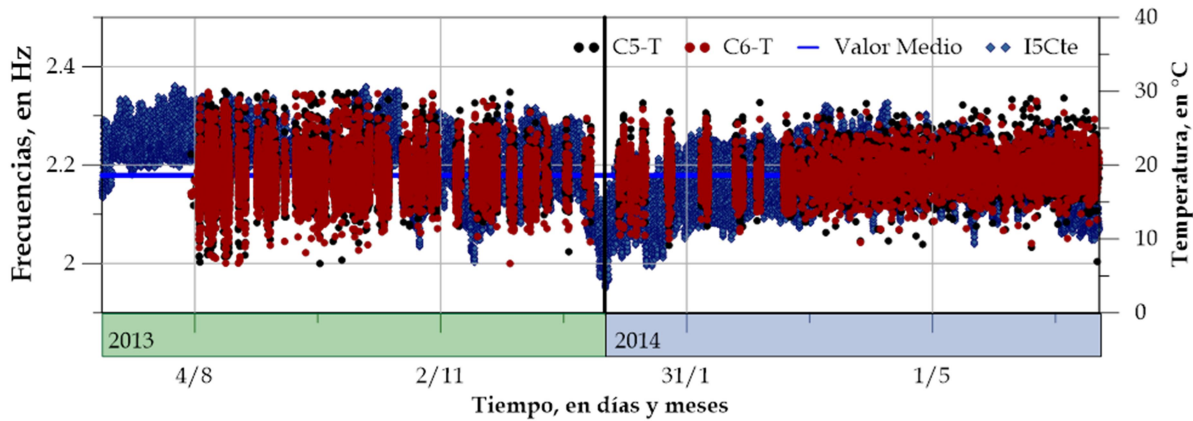


Fig 5.15 Comparación entre la frecuencia fundamental de vibración en la dirección T y las temperaturas medidas en la estación

Se observa que las variaciones de la frecuencia fundamental de vibración en la dirección T no tiene correlación directa con las variaciones en la temperatura, sin embargo dado que los registros podrían no coincidir adecuadamente en los instantes de tiempo, se optó por iniciar una campaña de toma de registros cada 12 horas comenzando a las 15:00 h del 11 de mayo de 2015 para de esa forma tener los registros exactamente en el mismo instante y despejar las dudas probables, los resultados de dicho estudio hasta el 1 de junio de 2015 se observan en la Fig 5.16.

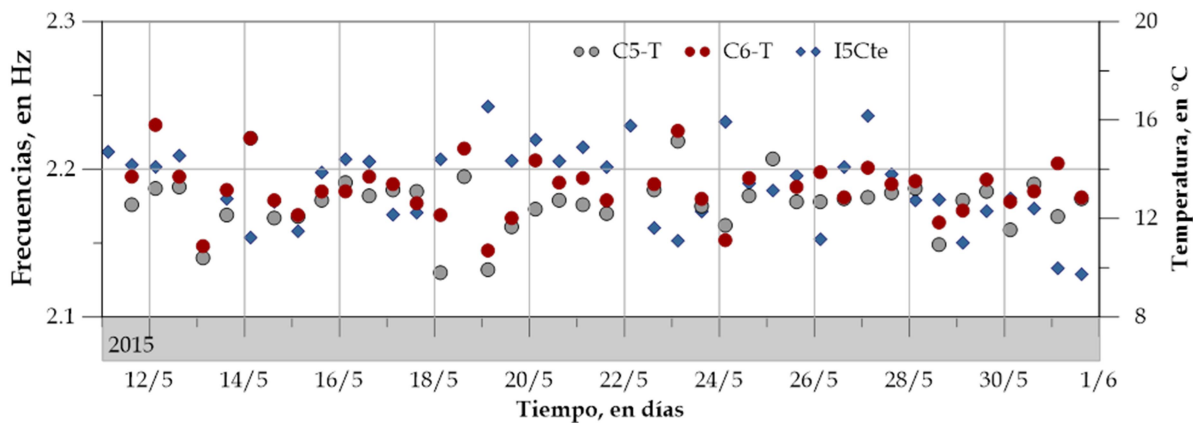


Fig 5.16 Comparación entre la frecuencia fundamental de vibración en la dirección T y las temperaturas medidas en la estación entre mayo y junio de 2015

Al realizar ésta comparación, se observa que no es clara la correlación entre la tendencia de la temperatura y la de las frecuencias, por lo que se descarta que las variaciones de las frecuencias se deban a las temperaturas. Por tal razón se puede atribuir dichas variaciones a otros agentes presentes en la estructura como posibles encharcamientos en las épocas de lluvia o efectos de ruidos ambientales en la zona.

5.2.2. Comportamiento de aceleraciones y desplazamientos relativos

De forma similar a lo realizado con las frecuencias, de los registros de los pasos de trenes se identificaron los valores máximos tanto de las aceleraciones como de los desplazamientos relativos mediante los cuales se podrá observar de forma directa posible cambios en la respuesta de la estructura con ambos tipos de movimientos.

Los resultados a su vez se comparan con los valores de referencia del monitoreo para verificar el estado de la estructura, en la Fig 5.17 se presentan los resultados de los desplazamientos de los sensores de la columna C5 y en la Fig 5.18 los correspondientes a la columna C6

Por otra parte, en la Fig 5.19 se pueden observar las mediciones de los sensores de aceleración en los capiteles y travesaños. Los resultados obtenidos en la base de las columnas y el terreno se muestran en la Fig 5.20.

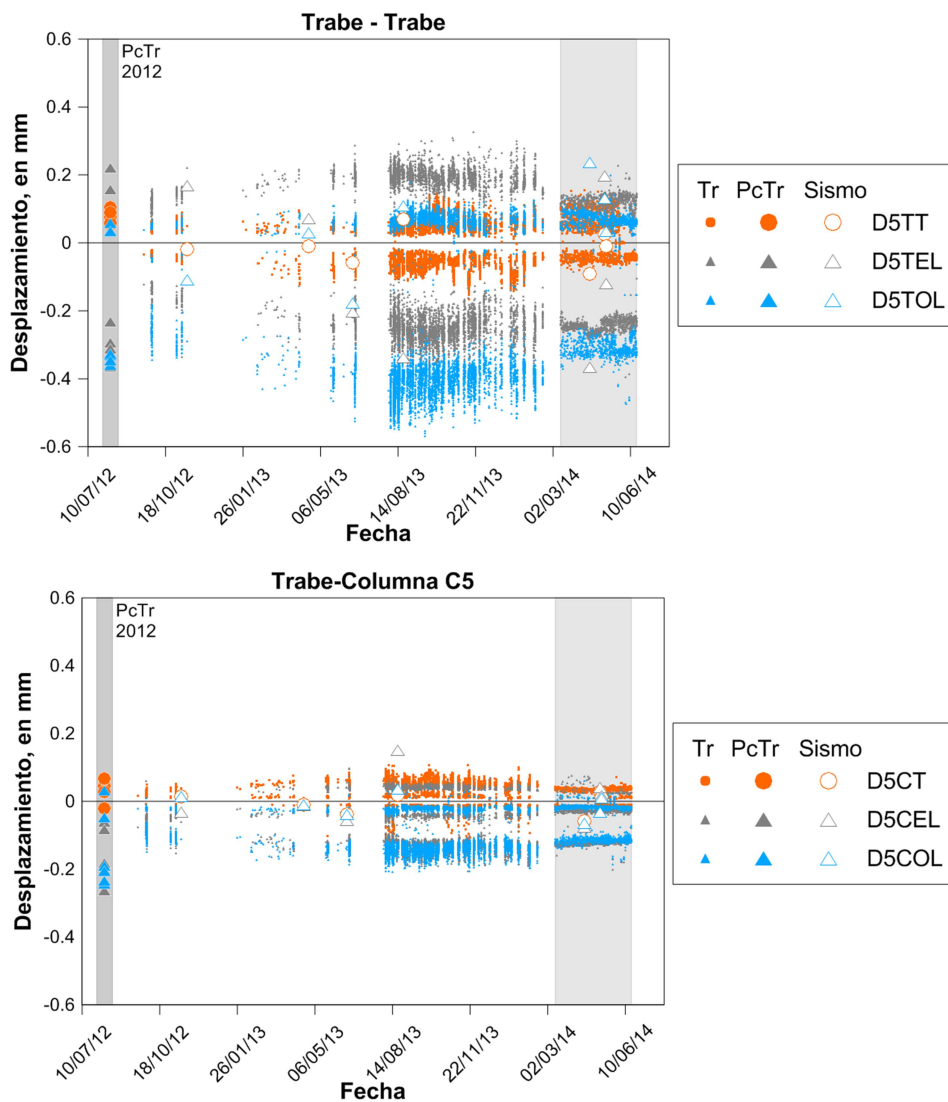


Fig 5.17 Medición de los desplazamientos relativos de los sensores de la columna C5 ante los pasos de trenes

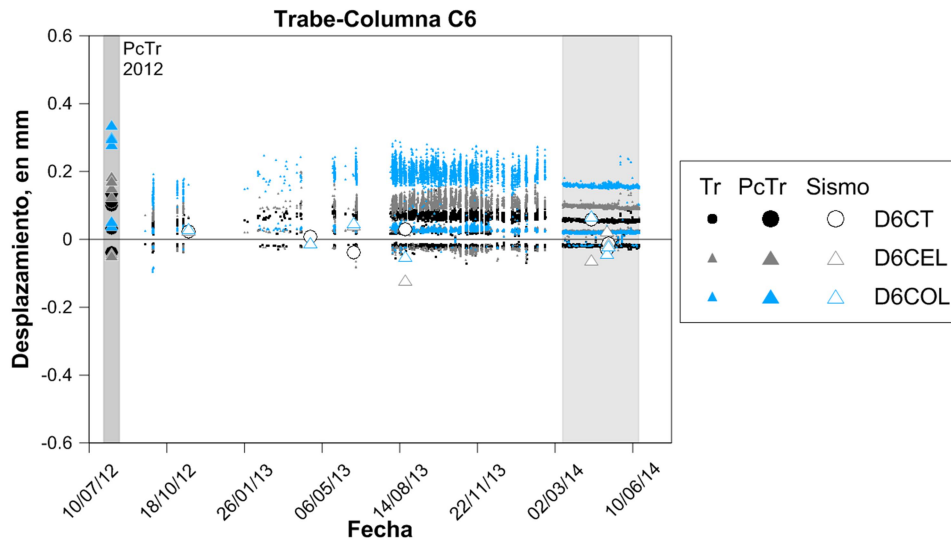


Fig 5.18 Medición de los desplazamientos relativos de los sensores de la columna C5 ante los pasos de trenes

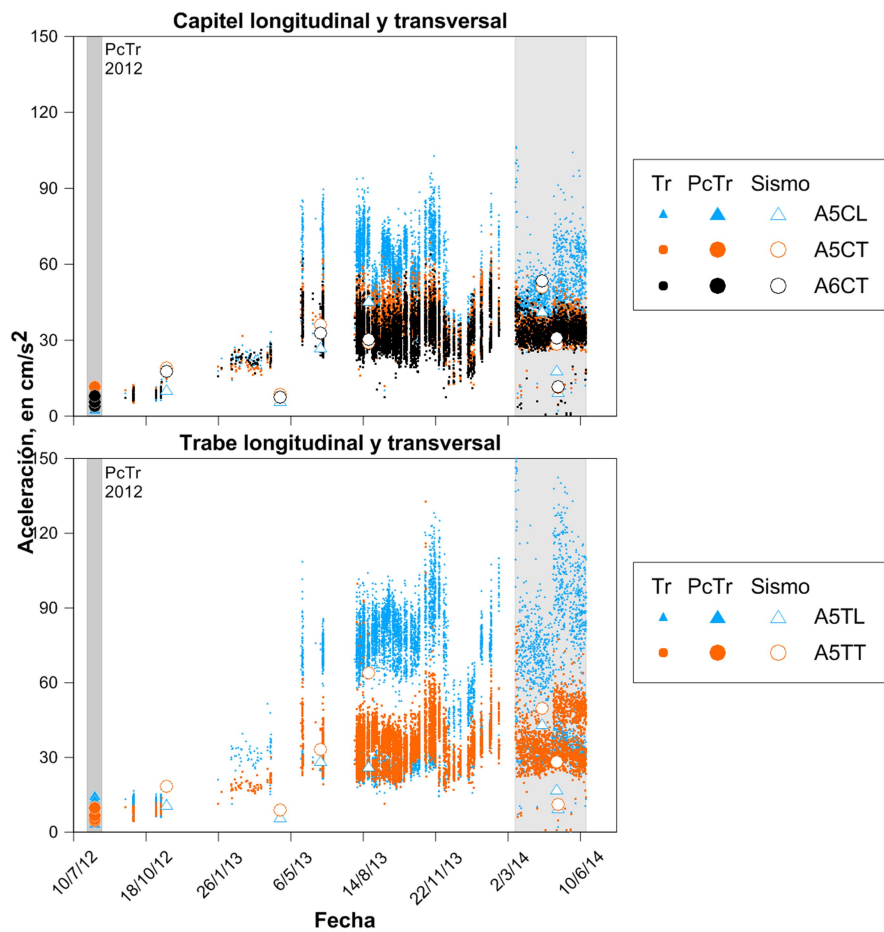


Fig 5.19 Evolución de las aceleraciones en los pasos de trenes

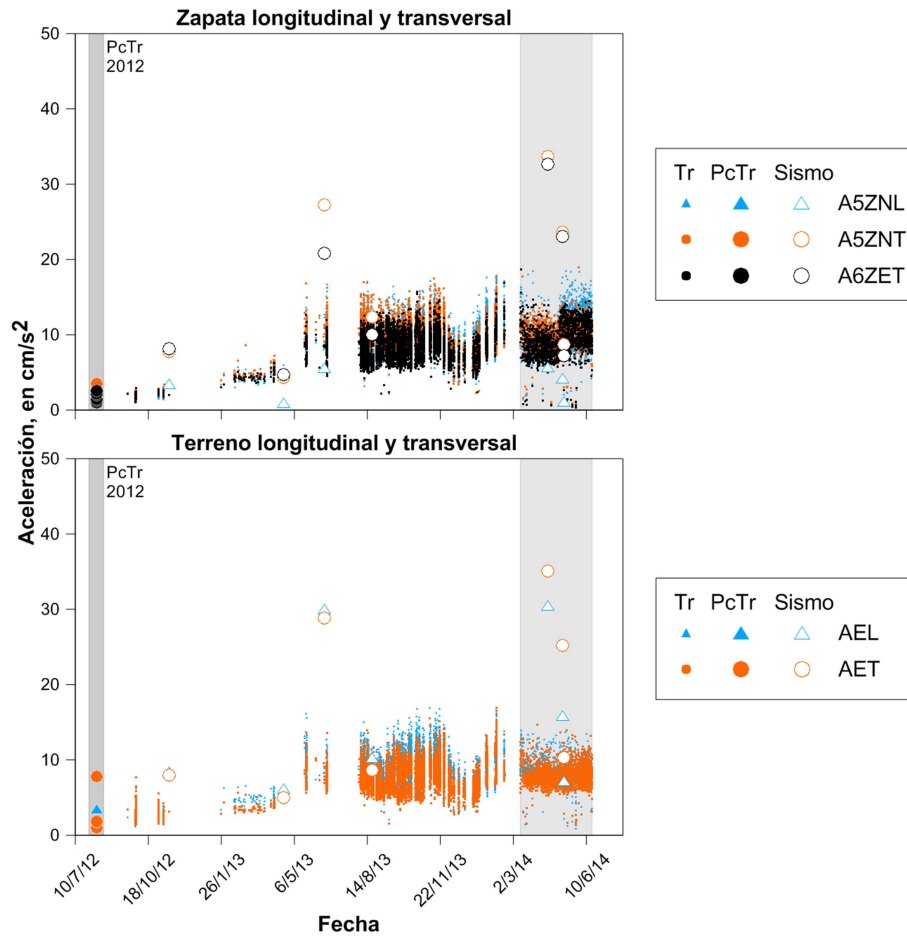


Fig 5.20 Evolución de las aceleraciones en los pasos de trenes

Se puede observar en los resultados de aceleración, que sus amplitudes han ido en aumento con el paso del tiempo desde el segundo cuatrimestre de 2013, siendo los de mayor amplitud los de los sensores del capitel y de las traveses y en una menor medida los sensores de zapata y terreno.

Debido a las diferencias encontradas y para tener un valor de referencia, dichas aceleraciones se comparan con las medidas en las pruebas de campo en agosto de 2012 teniendo que las aceleraciones posteriores son superiores.

En el caso de los desplazamientos, ese incremento no es tan evidente pues los valores se mantienen dentro de niveles razonables si se comparan con los medidos en las pruebas de campo y con los registros sísmicos.

Esto muestra que aunque las aceleraciones se han incrementado, este efecto no tiene impacto en los desplazamientos lo cual lleva a pensar que no tiene efectos estructurales y por consiguiente se trata de frecuencias por arriba de las pertenecientes al sistema.

Por tal razón se analizan los espectros de Fourier con registros en diferentes fechas comprendidas entre octubre de 2012 y septiembre de 2013 (Fig 5.21) donde se puede observar

que las amplitudes espectrales de las frecuencias por arriba de 30 Hz se han ido incrementando con el paso del tiempo.

Las frecuencias de mayor amplitud están asociadas en buena medida con la interacción mecánica entre las ruedas de los trenes y la superficie de rodamiento de los rieles, ya que se sabe que las frecuencias de vibración significativas del sistema suelo-estructura del sitio instrumentado corresponden a frecuencias de vibración menores de 20 Hz. Este mismo comportamiento se había observado con el evento sísmico 13-3 que incluye el paso de un tren.

Aunque es evidente el incremento en las aceleraciones, la contribución de sus movimientos vibratorios al estar asociadas a frecuencias superiores, en los desplazamientos relativos de la estructura es despreciable, con lo que se explica que estos desplazamientos se mantengan en el mismo orden que los registrados durante las pruebas de carga de 2012.

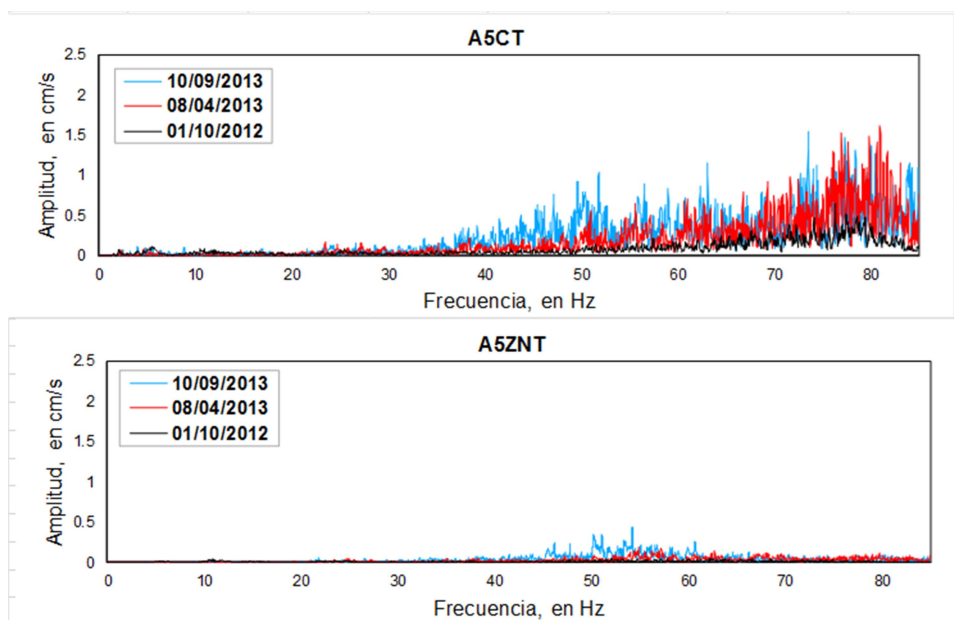


Fig 5.21 Evolución de las amplitudes espectrales en los pasos de trenes

Finalmente en las tablas 4.7 y 4.8 se presentan los resultados obtenidos para los desplazamientos absolutos y las aceleraciones de algunos registros de pasos de trenes seleccionados

Tabla 5.7 Resultados de desplazamientos relativos medidos para los pasos de trenes

Tren	Fecha	Desplazamientos relativos, en mm								
		Trabe- Columna C5			Trabe- Columna C6			Trabe-Trabe columna C5		
		D5CT	D5CEL	D5COL	D6CT	D6CEL	D6COL	D5TT	D5TEL	D5TOL
intrados	20/09/2012	0.01	-0.11	-0.03	0.02	0.10	0.03	-0.05+	-0.24	0.06
intrados	01/10/2012	0.02	-0.12	-0.03	0.02	0.10	0.03	-0.04+	-0.26	0.07
extrados	01/10/2012	0.04	0.04	-0.12	0.07	-0.02	0.17	-0.04+	0.17	-0.32
intrados	08/04/2013	0.01	-0.13	-0.02	0.02	0.11	0.04	0.07+	-0.25	0.08
extrados	08/04/2013	0.06	0.04	-0.14	0.08	-0.03	0.20	-0.1+	0.22	-0.38
intrados	11/08/2013	0.02	-0.18	-0.04	0.02	0.12	0.05	-0.06+	-0.32	0.10
extrados	11/08/2013	0.06	-0.05	-0.15	0.08	-0.03	0.21	0.03+	0.22	-0.43
intrados	10/09/2013	-0.01	-0.14	-0.02	-0.02	0.10	0.03	0.1+	-0.26	0.08
extrados	10/09/2013	0.05	0.04	-0.14	0.07	0.03	0.20	0.03+	0.20	-0.41
intrados	19/10/2013	0.02	-0.16	-0.02	-0.02	0.14	0.03	-0.14+	-0.35	0.10
extrados	19/10/2013	0.06	-0.05	-0.15	0.08	-0.04	0.20	0.06+	0.21	-0.42
extrados	17/01/2014	0.06	0.05	-0.16	0.08	-0.03	0.24	-0.08+	0.25	-0.50
ambas	17/01/2014	-0.05	-0.17	-0.17	0.09	0.11	0.25	0.09+	-0.18	-0.43
extrados	09/06/2014	0.04	-0.04	-0.13	0.06	-0.02	0.17	-0.07+	0.16	-0.37
extrados	09/06/2014	0.04	-0.05	-0.12	0.05	-0.02	0.16	-0.06+	0.10	-0.29
intrados	11/06/2014	-0.01	-0.12	-0.02	-0.02	0.11	0.03	-0.04+	-0.27	0.07
extrados	12/06/2014	0.05	-0.05	-0.11	0.06	-0.03	0.17	-0.07+	0.11	-0.29
intrados	14/06/2014	-0.01	-0.13	-0.02	-0.02	0.11	0.03	-0.05+	-0.27	0.08

+ Sensor con desempeño deficiente

Tabla 5.8 Resultados de aceleración medidos para los pasos de trenes

Tren	Fecha	Aceleraciones Máximas, en cm/s ²											
		Terreno			Cimentación C5			Capitel C5		Cimentación C6		Trabe en C5	
		AET	AEL	AEV	A5ZNT	A5ZNL	A5ZNV	A5CT	A5CL	A6ZT	A6CT	A5TT	A5TL
intrados	20/09/2012	1.93	1.77	1.24	2.20	2.19	3.87	10.90	9.12	2.24	7.45	10.80	14.70
intrados	01/10/2012	1.63	1.82	1.50	2.43	1.97	3.77	10.00	7.72	2.08	6.51	8.24	14.30
extrados	01/10/2012	1.73	1.83	1.49	1.76	1.55	3.10	6.24	6.63	2.08	8.27	6.21	7.69
intrados	08/04/2013	4.49	5.55	1.17	7.70	5.54	10.90	24.10	30.10	5.51	29.90	23.40	51.80
extrados	08/04/2013	3.96	4.78	1.17	4.97	4.29	6.06	22.30	21.70	4.25	22.40	20.20	19.80
intrados	11/08/2013	6.03	7.69	1.99	8.79	7.87	17.80	33.40	48.10	6.21	29.50	36.50	79.20
extrados	11/08/2013	6.33	8.97	1.72	12.60	9.01	16.60	44.80	36.00	8.45	33.50	23.20	24.90
intrados	10/09/2013	5.83	8.60	1.81	9.05	9.65	21.50	38.10	64.10	7.47	34.90	38.80	90.20
extrados	10/09/2013	7.82	8.69	2.89	9.06	10.60	18.40	39.70	38.30	12.30	31.20	30.10	32.00
intrados	19/10/2013	7.28	7.97	2.23	9.33	7.92	19.40	32.90	51.10	7.51	28.50	36.60	84.50
extrados	19/10/2013	8.74	12.50	2.75	10.50	14.70	20.80	51.20	56.60	11.50	43.00	33.40	33.80
extrados	17/01/2014	11.30	10.80	3.86	12.60	12.50	20.20	42.10	51.40	10.60	45.90	45.40	64.00
ambas	17/01/2014	9.07	8.35	2.55	11.80	12.10	17.00	53.10	43.10	10.20	38.80	46.40	35.20
extrados	09/06/2014	10.43	10.06	4.79	10.92	16.75	23.86	45.92	45.00	11.29	35.84	42.51	44.70
extrados	09/06/2014	7.95	8.27	4.62	9.68	10.19	16.44	36.78	45.30	7.89	31.64	23.81	22.74
intrados	11/06/2014	7.43	7.69	8.49	9.58	9.05	17.92	36.33	61.41	8.54	32.85	52.02	95.23
extrados	12/06/2014	7.81	8.76	3.69	11.17	13.43	17.44	35.52	41.25	12.73	36.88	27.71	30.83
intrados	14/06/2014	6.86	9.11	4.28	8.77	8.73	26.72	34.09	62.93	8.07	33.04	47.12	88.20

Se puede observar que si bien las aceleraciones tuvieron un incremento importante, los demás indicadores se han mantenido en niveles similares a los medidos en las pruebas de campo de 2012 y 2014, por lo que de forma semejante que con los sismos, la estructura no ha presentado daño significativo y se mantiene en un estado verde.

5.3. Monitoreo con el Sistema Continuo

A partir del 8 de septiembre de 2012 se inició formalmente la captura continua de los transductores de desplazamiento e inclinómetros de la instrumentación permanente. Por medio del sistema de captura continua y permanente con un intervalo de captura cada 15 minutos, se obtienen los registros a largo plazo de los movimientos de la estructura, con lo que ha sido posible medir los cambios en la verticalidad del sistema a lo largo de dos años a partir de los giros en la base y en el capitel de la columna (Fig 5.22).

Por otra parte, también se mide la interacción entre las traveses y entre la columna y las traveses por medio del registro de los desplazamientos relativos entre ellas. Con tales mediciones se pueden apreciar las tendencias de movimiento de las traveses sobre los apoyos de neopreno así como deslizamientos entre las traveses y las columnas (Fig 5.23)

En ambas figuras se indican los eventos sísmicos y un periodo en el que se estuvieron realizando obras en la cercanía de la vía que ocasionaron ciertos comportamientos irregulares en el monitoreo.

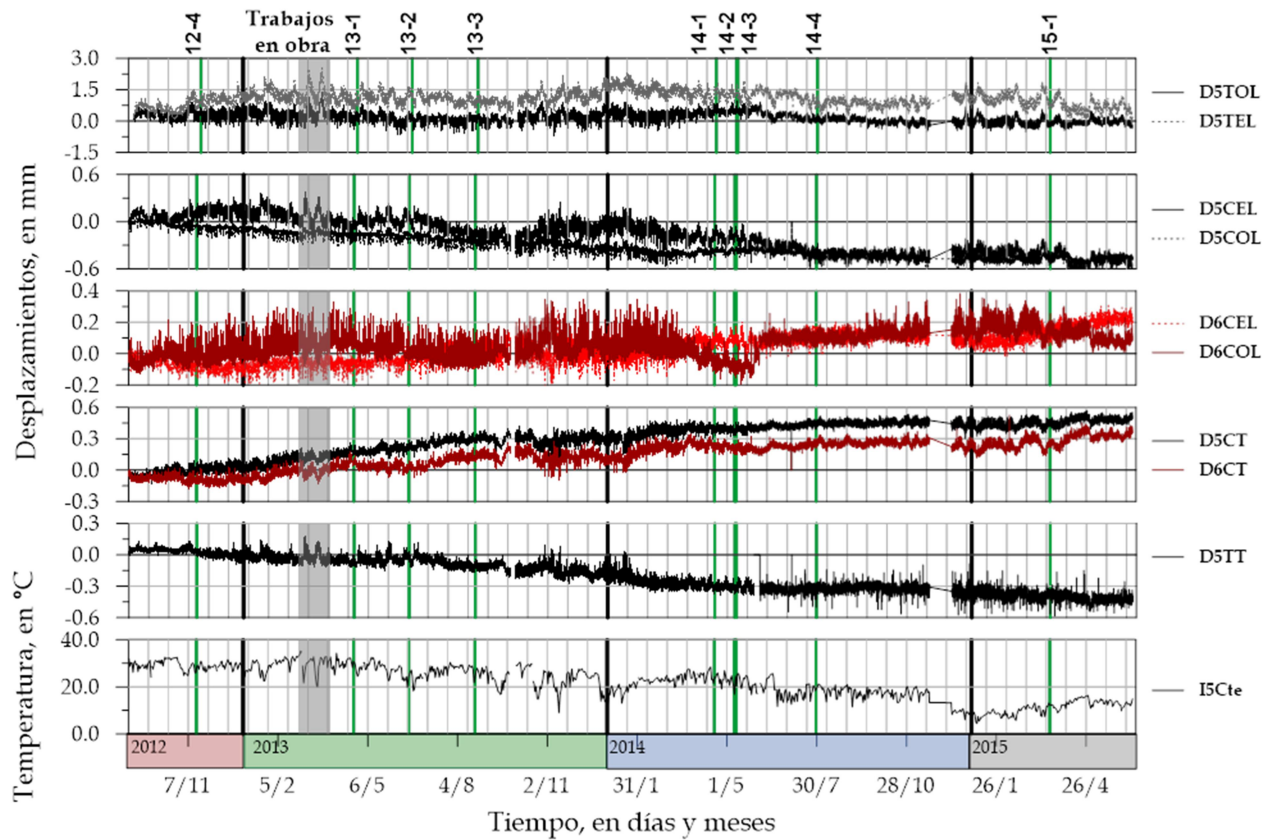


Fig 5.22 Resultados del monitoreo permanente de los desplazamientos relativos en 30 meses de funcionamiento del sistema

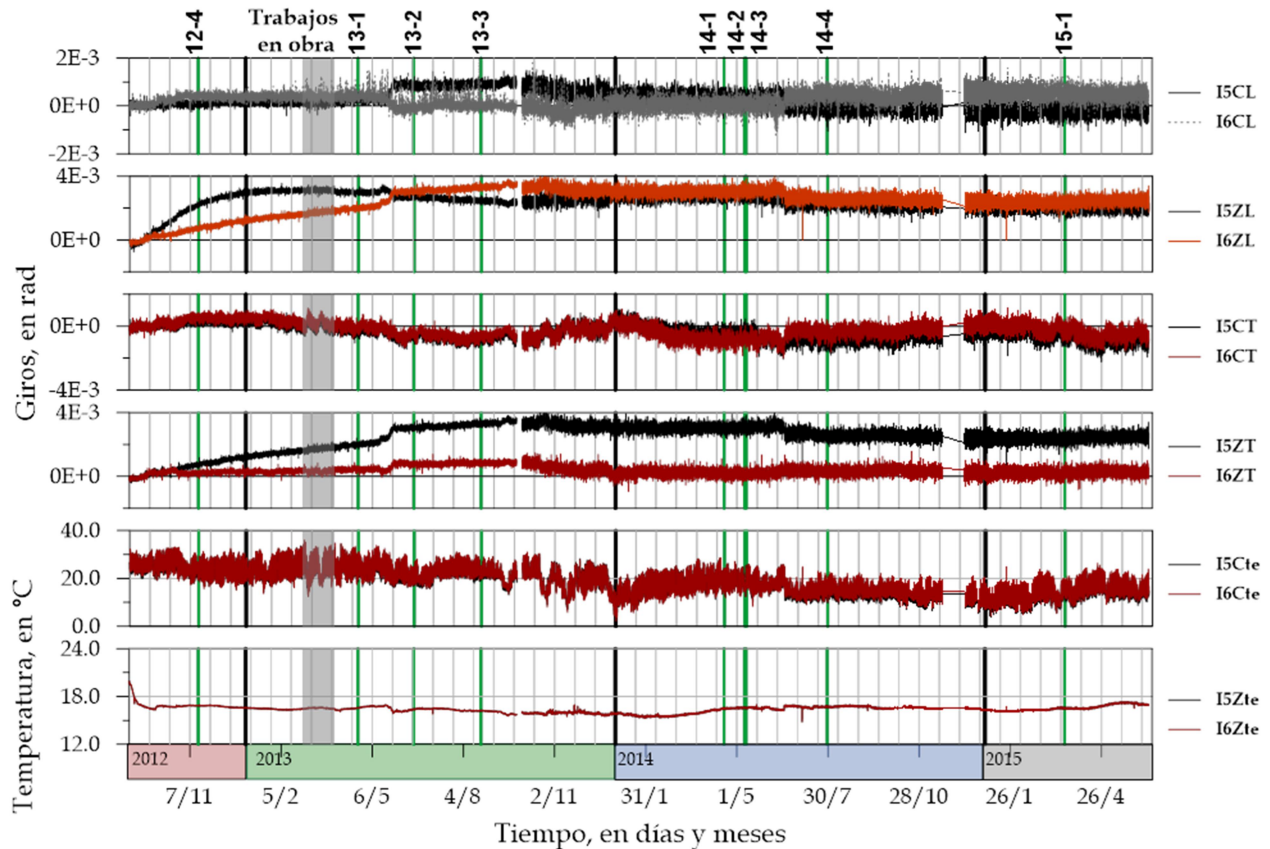


Fig 5.23 Resultados del monitoreo permanente de los giros en 30 meses de funcionamiento del sistema

Debido a que la temperatura forma parte del mismo circuito eléctrico de los inclinómetros, es conveniente validar su respuesta comparándola con otros sistemas de medición de temperatura, por lo cual se hace la comparación respecto a una estación meteorológica cercana al sitio. En la Fig 5.24 se puede observar la comparación entre las temperaturas medidas del año 2013 con ambos sistemas.

De acuerdo a lo observado en la Fig 5.24, las temperaturas medidas en la estación presentan valores razonables.

Para ambos tipos de sensores, en general las tendencias de los datos están directamente relacionadas con los cambios de temperatura. Una forma de evaluar las tendencias de dichos valores, es por medio de observar su comportamiento con los valores extremo, esto se consigue separando los datos medidos a las 3 y 15 h (figs 4.25 a 4.28).

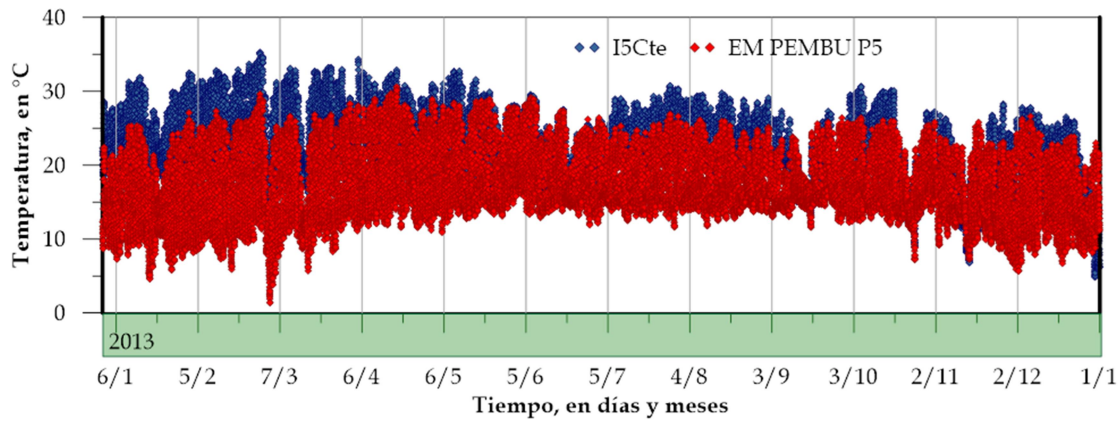


Fig 5.24 Comparación entre las temperaturas medidas con el sistema de monitoreo permanente y las obtenidas en la estación meteorológica PEMBU P5 para 2013

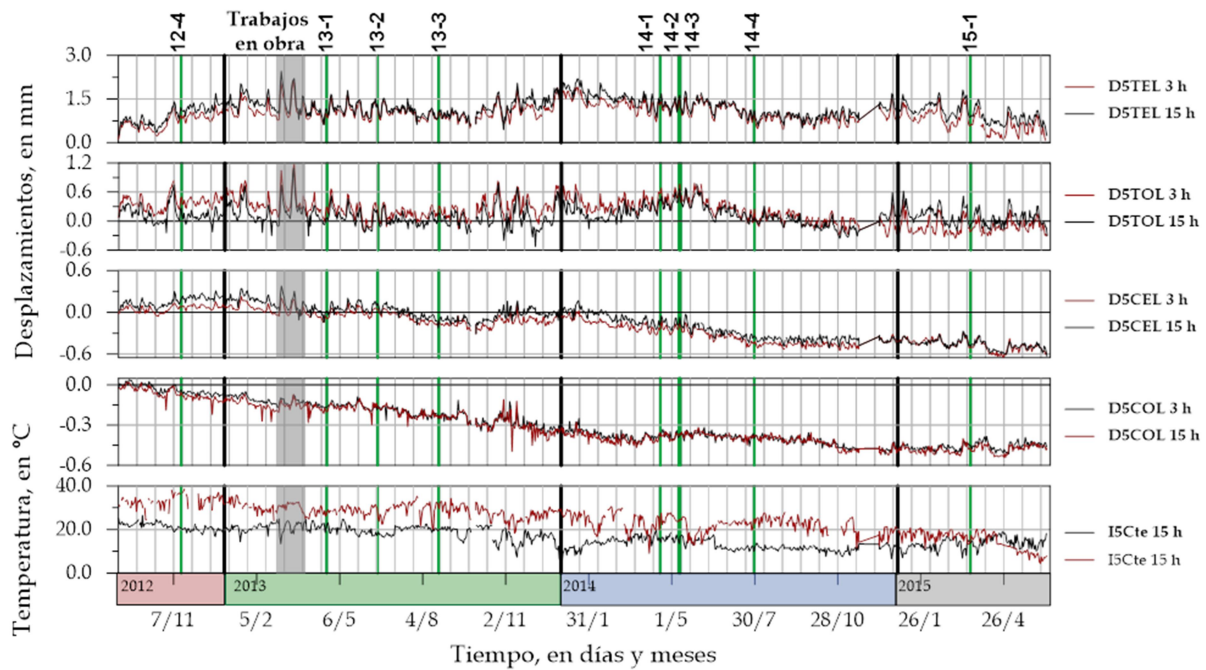


Fig 5.25 Resultados del monitoreo permanente de los desplazamientos relativos a las 3 y 15 h

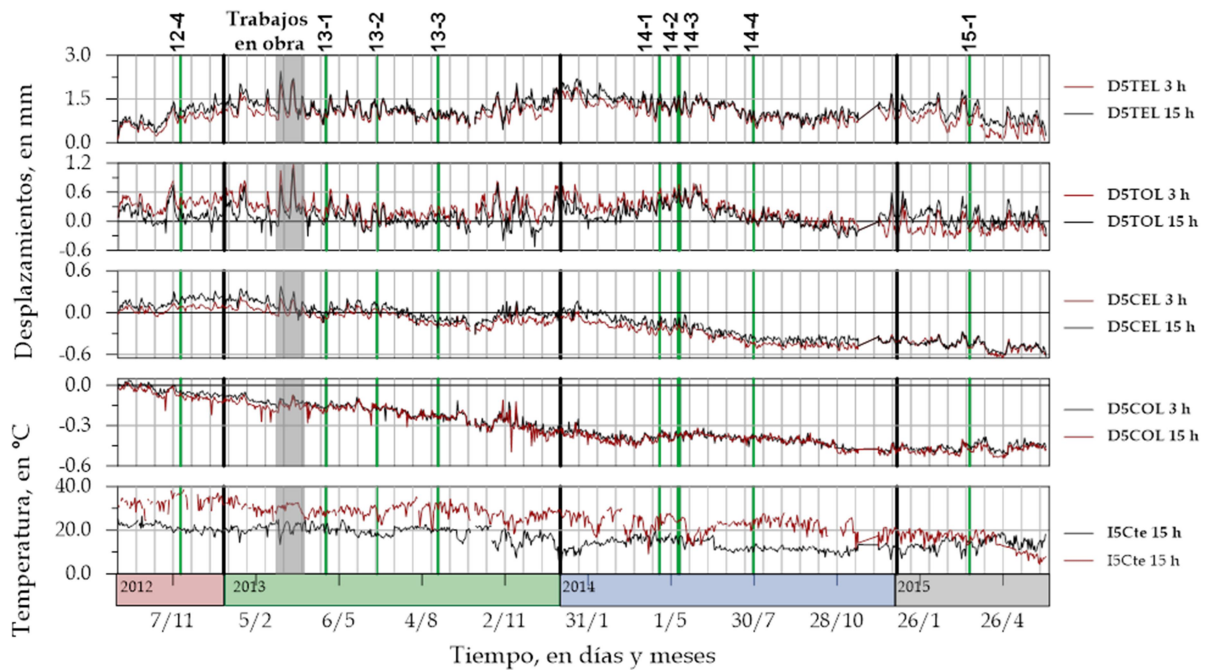


Fig 5.26 Resultados del monitoreo permanente de los desplazamientos relativos a las 3 y 15 h

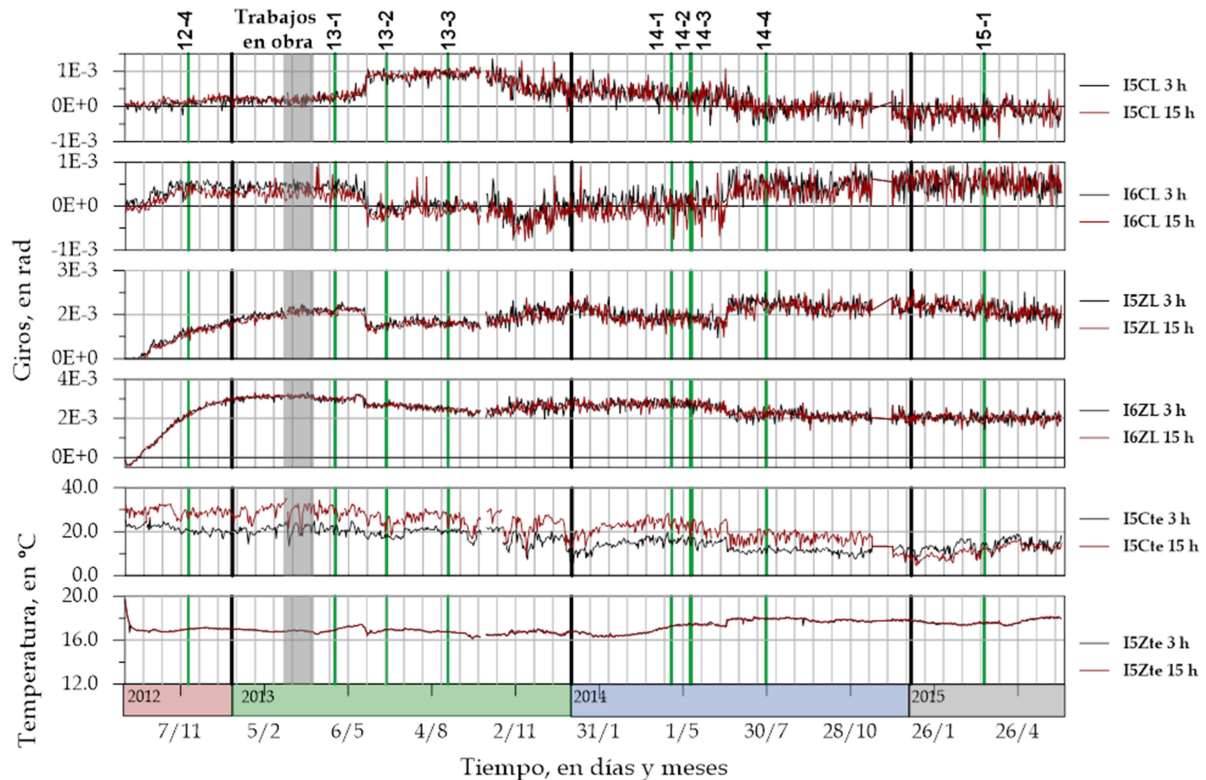


Fig 5.27 Resultados del monitoreo permanente de los giros a las 3 y a las 15 h

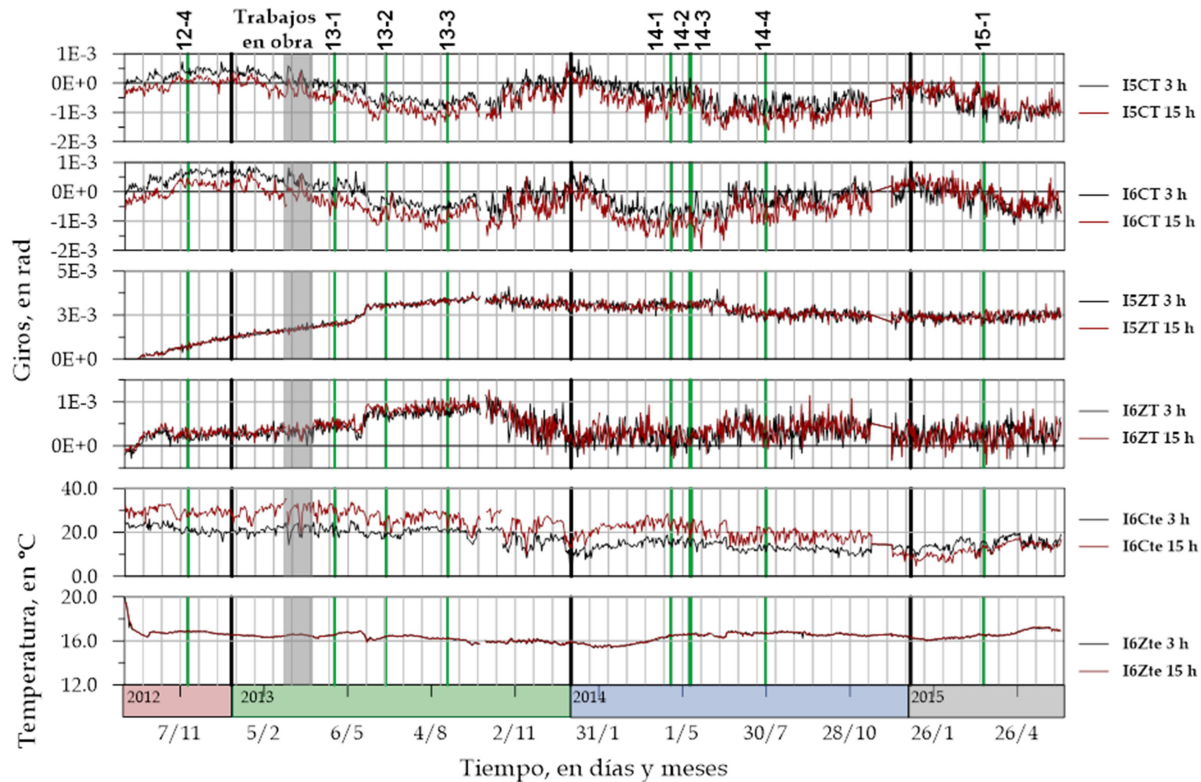


Fig 5.28 Resultados del monitoreo permanente de los giros en 30 meses a las 3h y 15 h

Se observa que las tendencias se mantienen sin importar la hora en que se haga la captura solamente variando las amplitudes, las cuales tienen relación directa con la temperatura.

De igual forma se observa que las amplitudes tienen la tendencia a ser menores en las épocas de invierno que en las de verano.

En el caso particular de los desplazamientos relativos máximos entre traveses medidos con los dos sensores D5TEL y D5TOL en dirección L son hasta de 1.6 mm, este valor tuvo una tendencia inicial de 0.006 mm por día, la cual se redujo hasta 0.0004 mm los 15 meses posteriores, es decir una tendencia global de 0.001 mm por día.

Para la dirección T, los desplazamientos llegaron a 0.4 mm en los sensores D5TT y D5CT, la cual es una tendencia de 0.0006 mm por día, misma que se ha mantenido los 30 meses de monitoreo (Fig 5.23).

El conjunto de mediciones de los sensores de desplazamiento y su correspondencia con los giros registrados, indican que en el periodo de observación la estructura se inclinó de manera incipiente hacia el suroeste. Los desplazamientos relativos trabe-columna son debidos a las pequeñas holguras y giros de los apoyos cilíndricos de neopreno encapsulado.

5.4. Sistema Integral de Alerta Automática

La metodología descrita y los registros obtenidos en la Línea 12 han permitido obtener los parámetros y criterios para generar un sistema de alerta automatizada la cual emplea ambos sistemas de registro.

Con el sistema de monitoreo formado por los dos tipos de registradores, descrito en el capítulo 3, las amplitudes de los registros de los sensores instalados se analizan permanentemente y se activa el sistema de alerta automático ante la ocurrencia de cualquiera de los dos siguientes escenarios:

- Cuando se registren aceleraciones por arriba del umbral de disparo del sistema
- Cuando en el sistema de monitoreo continuo se detecte una excedencia de los niveles típicos de trabajo o se registren cambios importantes en poco tiempo de las tendencias que llevaban con anterioridad los giros o los desplazamientos.

Al generarse una activación del sistema en cualquiera de los dos escenarios, éste se analizará en conjunto con el otro sistema de registro de modo que al estimar el probable estado físico de la estructura sea posible visualizar un escenario completo de éste.

Sistema por eventos

Cuando se genera un registro por evento, se procede a revisar si éste fue captado por todos los canales y si todos los sensores trabajaron de forma adecuada. Posteriormente, se procede a la revisión de los datos de sistema de captura continuo en los instantes más cercanos a la ocurrencia del evento para observar la respuesta del sistema.

Un caso particular del sistema de alerta por eventos ocurrió el 11 de junio de 2012 cuando el disparo del sistema alertó que tres sensores de la zapata en la columna C-5 tenían aceleraciones por arriba de los 1000 cm/s^2 (Fig 5.29).

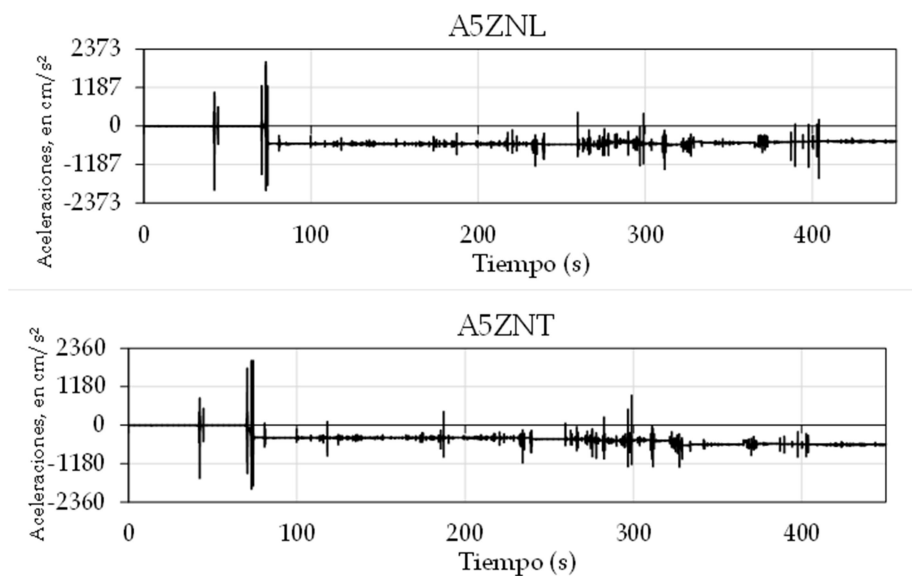


Fig 5.29 Historias de aceleración registradas en la zapata de la columna C5 en el evento del 11 de junio de 2012

Al observar a detalle los registros con el sistema continuo de los sensores ubicados en esa misma zapata se notó que dicho efecto no estaba presente y que la zapata no se había movido más allá de su tendencia habitual (Fig 5.30).

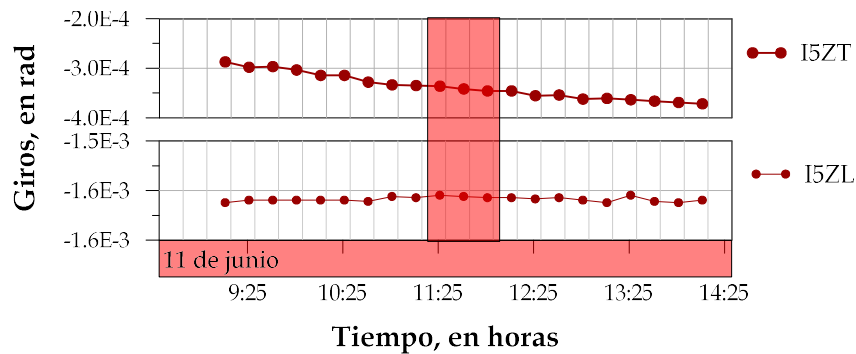


Fig 5.30 Historias de giros de los sensores de la zapata de la columna C5 registrados con el sistema continuo del 11 de junio de 2012 entre las 8:30 y las 14:30 h

Al verificar con dichos sensores y ver las magnitudes de las aceleraciones, se optó por acudir al sitio a realizar una inspección y averiguar que había ocasionado tales registros. La visita al sitio mostró que durante las obras de excavación en el sitio, por error una máquina había arrancado el contenedor de los sensores de la columna ocasionando que éstos se movieran abruptamente y por tanto realizaran el disparo (Fig 5.31), por lo que dicho resultado fue ajeno a la respuesta de la estructura.



Fig 5.31 Detalle del contenedor de los sensores de aceleración arrancado de la zapata de la columna C5

Sistema con el monitoreo continuo

En lo correspondiente al monitoreo continuo, el sistema de alerta solamente ha arrancado en una ocasión en febrero de 2013 cuando se observó un cambio importante en las amplitudes y tendencias de los desplazamientos (Fig 5.32), por lo cual se procedió realizar una visita al sitio donde se observó que se encontraba en proceso de repavimentación y con movimientos de maquinaria pesada (Fig 5.33). Las obras concluyeron aproximadamente un mes después y se observó que las magnitudes regresaron a los valores que tenían previamente.

Lo anterior mostró que el sistema de monitoreo continuo permite evaluar de forma eficiente si existen cambios súbitos en las características estructurales, por lo que en conjunto con el sistema de captura por eventos resulta una herramienta práctica para realizar el monitoreo de vías elevadas

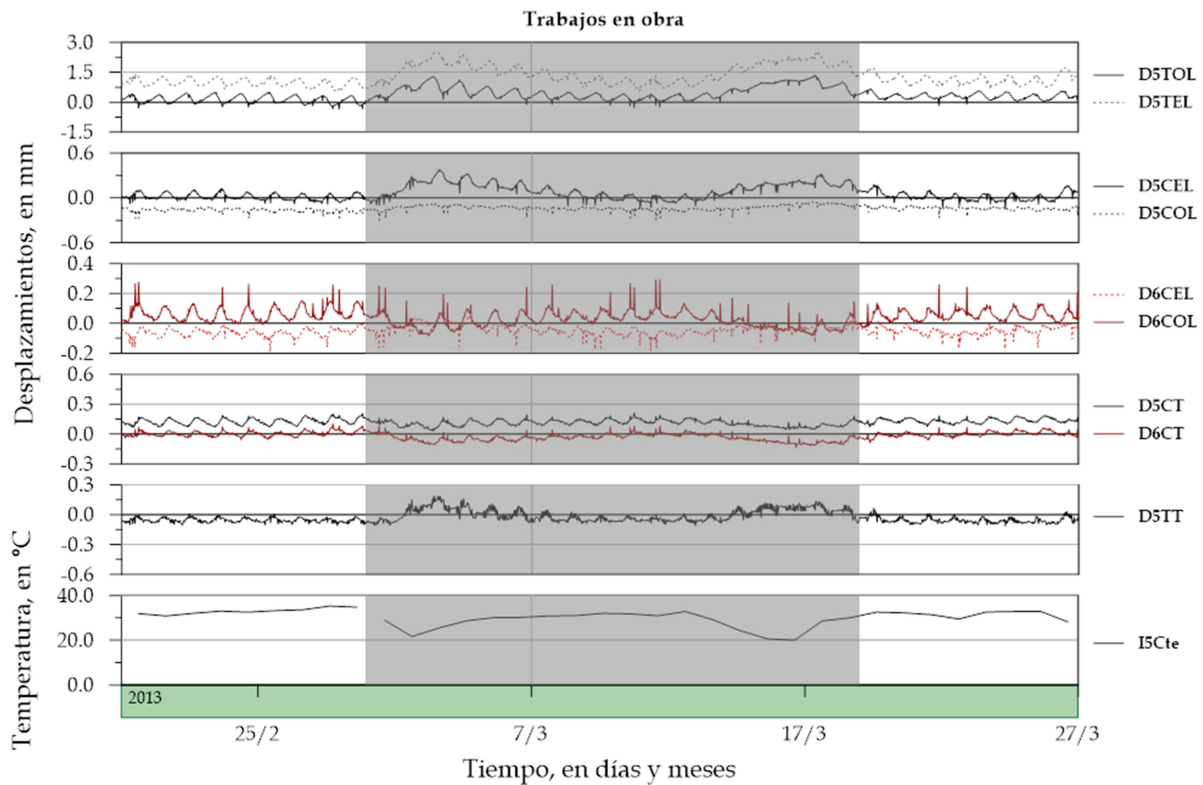


Fig 5.32 Detalle de la respuesta del sistema continuo entre febrero y marzo de 2013 donde aprecian cambios en las pendientes



Fig 5.33 Obras de pavimentación en el sitio entre febrero y marzo de 2015

Evaluación integral de la estructura

La evaluación integral de la estructura se realiza verificando con los registros de los sistemas de captura, sin embargo cada uno por separado podrá establecer el estado de alerta y definir el posible estado físico de la estructura de acuerdo a los criterios definidos en la sección 4.4.

El sistema de monitoreo por eventos ha registrado la ocurrencia de todos los eventos sísmicos en la estructura desde abril de 2012 y en conjunto con los registros del sistema de monitoreo continuo (figs 4.12, 4.13, 4.22 y 4.23), se ha determinado que la vía elevada se mantiene en estado verde, es decir que hasta el sismo de marzo de 2015 no presenta daños significativos.

En lo correspondiente al sistema de monitoreo continuo en 30 meses solo se ha generado una alerta la cual se debió principalmente a eventos externos a la vía elevada y que una vez retirada la maquinaria de la zona regresaron a sus niveles iniciales de trabajo.

Considerando los resultados de la evaluación con ambos sistemas, se puede definir que la estructura se encuentra en estado verde, es decir que hasta junio de 2015 su respuesta ha sido dentro de los parámetros de trabajo.

Cabe aclarar que debido a los incrementos observados en las aceleraciones de la parte superior de la vía, se realizó una inspección a la superficie de rodamiento encontrando que las vías presentaban problemas de desgaste, éste hecho y basado en los resultados del monitoreo, hacen evidente que no afecta al sistema estructural de la vía elevada sin embargo, si afectó la circulación de los trenes ocasionando que en julio de 2014 se cerrará la circulación sobre ésta debido a obras de reparación de las vías.

6. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

Debido a los alcances del trabajo, se hace referencia primero las conclusiones relativas al monitoreo en la Línea 12 del Metro, y posteriormente a las relativas al desarrollo de la metodología del monitoreo.

Monitoreo en el tramo instrumentado

En lo correspondiente a los resultados obtenidos en el monitoreo durante más de 30 meses del tramo instrumentado de la Línea 12, se pueden establecer los siguientes comentarios y conclusiones:

Los resultados obtenidos en el monitoreo de la vía elevada muestran que en lo que respecta a la parte dinámica, la estructura se ha mantenido dentro de los valores de la frecuencia fundamental de vibración lateral, quedando sus diferencias siempre por debajo del 7 %. De forma similar, la banda del periodo dominante del terreno concuerda con la definida en las pruebas de campo.

Es evidente que es fundamental considerar la carga viva en el diseño de este tipo de vías elevadas, pues se encontró que las frecuencias tienden a reducirse más de un 20% y que si es latente la probabilidad de la ocurrencia del sismo mientras ocurre el paso de un tren sobre la vía elevada como fue el caso del evento 13-3. Cabe mencionar que dicha consideración si fue realizada por el proyectista que calculó la vía de Línea 12.

Se obtuvo una buena estimación de la frecuencia fundamental de vibración lateral por medio del análisis de los registros con pasos de trenes, sin embargo al resultar tan dispersas las fechas de los registros tomados, no fue posible evaluar si dicha frecuencia siguen algún patrón relacionado con las épocas del año y el clima. Se inició una campaña donde aparentemente se notan ciertas tendencias que sin embargo tampoco son tan contundentes para establecer dicha correlación, se sugiere continuar con ésta toma de registros obteniendo de forma paralela los registros de temperaturas y precipitación con la finalidad de evaluar si existe una correlación entre éstos tres parámetros.

En lo que respecta a las aceleraciones en la estructura, únicamente se observó una diferencia importante en las correspondientes a los capiteles en el evento 13-3; sin embargo, dicho evento de acuerdo a la información registrada, coincidió con el paso de un tren por lo que las aceleraciones elevadas se debieron principalmente a la combinación de ambos efectos.

Por otra parte, si bien dichas aceleraciones fueron incrementando con el paso de los meses de operación de la estructura, al analizar los registros de los demás sensores y los del sistema de monitoreo continuo, fue posible determinar que dichos efectos no tienen influencia en la respuesta estructural de la vía elevada y pertenecen a los efectos mecánicos de la interacción tren- vía

En los registros tomados con el sistema de monitoreo continuo en los giros de las zapatas de ambas direcciones, se observó que durante los primeros seis meses existía una elevada pendiente hasta posteriormente estabilizarse casi plana la cual se mantuvo los siguientes 24 meses restantes. Debido a que este comportamiento es consistente en las dos columnas y en ambas se mueven en la misma dirección, se puede establecer que el movimiento registrado

corresponde a los asentamientos diferenciales del sistema sobre el terreno y que la columna se asentó en dirección sureste.

En lo que respecta a los giros de capitel, éstos siguen sólo la tendencia de la temperatura, lo que refleja que su inclinación debida a los asentamientos es prácticamente imperceptible.

En el caso de los desplazamientos relativos se observa que la travesía se acercaron hacia la columna aproximadamente 0.4 mm en la dirección T durante los primeros 25 meses y se mantenido en ese valor desde entonces, este mismo desplazamiento se observa en los sensores que unen el capitel de las columnas con la trabe en la dirección L, lo cual lleva a pensar que la trabe tuvo un tendencia a girar debido a la forma de la curva, pero se estabilizado.

En general en el sistema de monitoreo a largo plazo se han observado una serie de tendencias en los datos que tienen relación directa con los efectos de temperatura y no se han observado cambios que sobrepasen los umbrales habituales de trabajo de éstos por lo que el estado actual del tramo instrumentado es adecuado.

La evaluación general de la estructura para los doce eventos sísmicos de acuerdo a los criterios establecidos, muestra que ésta se mantiene dentro del nivel de daño ligero por lo cual se ha clasificado como verde en todos los casos.

Es recomendable colocar en el tramo instrumentado de la vía elevada por lo menos un acelerómetro al centro del claro de la trabe W para estimar su frecuencia fundamental de vibración vertical y la deflexión vertical. De igual forma, es adecuado el colocar y realizar el seguimiento de los deformímetros ubicados al centro del claro, los cuales permiten conocer el estado de deformación de las diferentes secciones en la trabe, se sugiere realizar la instalación formal de éstos dispositivos y analizar la información correspondiente a los meses de monitoreo ya obtenidos.

Metodología de monitoreo

En lo que respecta al desarrollo de la metodología, se pueden destacar los siguientes puntos:

Se presenta una metodología aplicable a vías elevadas en la cual se automatiza el proceso para lograr la evaluación de la salud estructural de dichas vías por medio del análisis simultáneo de indicadores. A su vez se definen los criterios más relevantes para dichos indicadores.

Cabe hacer mención que aunque la mayor parte de los criterios establecidos provienen de los datos obtenidos en la Línea 12, la metodología de monitoreo, sus criterios y procedimientos de interpretación de resultados están concebidos de una forma que es posible realizar su implementación en otras vías elevadas similares realizando los cambios pertinentes de acuerdo a las necesidades de cada vía.

El monitoreo automatizado de vías elevadas, deberá complementarse con una inspección periódica, por parte de los responsables de la obra, para detectar oportunamente posibles desplomos de columnas y hundimientos diferenciales entre ellas que originen cambios bruscos de pendiente en la rasante. Dicha inspección deberá realizarse a lo largo de todo el tramo elevado de la línea y durante la vida de la estructura.

La instrumentación permanente requerirá de un proyecto de operación y mantenimiento continuo que deberá considerarse al momento de analizar los trabajos de monitoreo en la vía elevada.

Para realizar el monitoreo permanente, se recomienda dentro de lo posible llevar a cabo una campaña de pruebas con cargas controladas pues el conocimiento adquirido a partir de ellas en las vías elevadas como el distribuidor vial San Antonio, el segundo piso del Periférico, el Viaducto Bicentenario y la Línea 12, permitió tener un panorama más completo de la respuesta estructural e hizo posible identificar los puntos necesarios a incluir en el sistema de alerta.

El empleo de un modelo calibrado lineal es una buena herramienta para estimar parámetros de referencia para los niveles cercanos a las condiciones de carga última, sin embargo al no considerar efectos no lineales, los límites definidos para esos niveles podrían resultar distintos a los que realmente se presentarían en la estructura estudiada, por lo que, para buscar tener una mayor aproximación o verificar si son adecuados, se recomienda realizar un modelo no lineal.

En el presente trabajo se definen de una forma sencilla los parámetros para los niveles por arriba de cargas de servicio (amarillo) y de carga última (naranja), sin embargo el procedimiento empleado deberá mejorarse haciendo aproximaciones por medio de modelos no lineales de la estructura para poder representar de forma adecuada el estado de la estructura ante la degradación de sus propiedades debido al daño.

Se observó que los modelos matemáticos con elementos barra otorgan una buena aproximación de la respuesta de la estructura pudiendo destacar que al modelar todos los elementos rigidizantes de la zapata mejora las aproximaciones obtenidas. A su vez, los resultados obtenidos en pruebas dinámicas mostraron que las frecuencias estimadas considerando los efectos de interacción suelo-estructura se ven afectadas por la carga lateral. Esto indica que existe un comportamiento no lineal entre la cimentación y el suelo de apoyo afectando directamente a éstos parámetros. Lo anterior refleja la necesidad en los modelos de considerar los efectos de interacción suelo-estructura.

De forma similar, es conveniente modelar los tipos de apoyo de trabes sobre las columnas (neoprenos o apoyos fijos) y establecer el número adecuado de claros adicionales a modelar. Se observó que no es adecuado colocar apoyos fijos en los extremos laterales del claro de interés y que es conveniente modelar por los menos tres claros vecinos para tener una buena representación de la frecuencia lateral.

Resulta adecuado el empleo de la combinación de dos tipos de registros: continuos y por evento pues esto permite obtener un panorama más amplio para el monitoreo de las vías elevadas, sin embargo si solo es posible realizar un solo tipo de registro, se sugiere dar prioridad al correspondiente a eventos pues con éste se podrán realizar registros constantes de cargas de trabajo bajo condiciones dinámicas pues podrán ayudar a tener una buena aproximación de los cambios de la estructura con el paso del tiempo.

Un punto que permitió desarrollar una buena estimación y evaluación de los parámetros de la vía instrumentada fue contar con una gran cantidad de registros de pasos de trenes, pues hizo posible realizar análisis estadísticos con muestras altamente representativas. Por tal motivo, se recomienda que en otras vías férreas elevadas donde se haga el monitoreo de su estado físico, se realice de forma rutinaria la captura de este tipo de eventos.

De igual manera es conveniente realizar una serie de pruebas con cargas vehiculares de trabajo conocidas para obtener registros a lo largo de su vida útil que permitan realizar comparaciones de cambios en su respuesta dinámica con el paso del tiempo.

Los criterios de evaluación de los indicadores demostraron ser adecuados para estimar la importancia de cada uno de ellos, puesto que en aquellos que se encontraron con altas dispersiones coincidieron con los registros donde existieron problemas, ya sea por fallas del sensor o efectos externos.

REFERENCIAS

- Adcock, J. y Potter, R.; "A frequency domain curve fitting algorithm with improved accuracy"; Proceedings of the 3rd International Modal Analysis Conference, Orlando, Florida; p 541-547
- Aguilar, L.; Ayala, M.; Murià Vila, D, Vazquez, R. Mora, A. y Macías, M; (2013); "Implementación y puesta en marcha de un sistema de registro acelerográfico para el monitoreo estructural de un tramo elevado típico de la línea 12 del metro"; XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (SMIS); Boca del Río, Veracruz.
- Aldama, B.; (2009); "Proceso automatizado para determinar el estado estructural en edificios instrumentados", Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería UNAM
- Allemang, R.; (1982); "A correlation coefficient for modal vector analysis"; Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference; p 110-116
- Aktan, E.; Chase, D.; Inman, D. y Pines, D.; (2001); "Monitoring and managing the health of infrastructure systems"; Proceedings of the 2001 SPIE Conference on Health Monitoring of Highway Transportation Infrastructure, March 6-8, 2001
- Aktan, E.; Moon, F. y Necati, F.; (2007); "Long-term vision for the ASCE technical committee: structural identification of constructed systems"; Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Vancouver, Canada
- Arias A.; (1970); "A measure of earthquake intensity", Seismic Design for Nuclear Power Plants, Editor: R.J. Hansen, MIT Press
- Aschrafi, M. y Hirsch, G.; (1983); "Control of wind-induced vibrations of cable-stayed bridges"; Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics No 14; Amsterdam; Holanda; pages. 235-246
- Beck, J. y Jennings, P.; (1980); "Structural identification using linear models and earthquake records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol 8 no 2, 145-160
- Bendat J. y Piersol, A.; (1989); "Random data: Analysis and measurement procedure", Wiley Interscience, New York
- Boroschek, R. y Carreno, R.; (2011); "Period variations in a shear wall building due to earthquake shaking", Proceedings of the 5th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Cancún, México.
- Boroschek, R.; Tamayo, F. y Aguilar, R.; (2015); "Evaluación de los efectos ambientales en un edificio de media altura", Memorias del Congreso Achisina 2015
- Bradford, S.; Heaton, T. y Beck, J.; (2004); "Structural Monitoring and Evaluation Tools at Caltech: Instrumentation and Real-Time Data Analysis" 2004 ANCER Annual Meeting: Networking of Young Earthquake Engineering Researchers and Professionals: July 29-30, 2004, Honolulu, Hawaii
- Camargo, J.; (2013); "Procedimiento para automatización de metodologías de identificación de sistemas en el análisis de edificios instrumentados", Tesis de Doctorado, Posgrado en Ingeniería UNAM

Caetano, E. y Silva S.; (2007); "Application of vision systems to the monitoring of cable structures"; Proceedings of the 17th Symposium of Cable Dynamics

Çelebi, M.; (2006); "Real-Time Seismic Monitoring of the New Cape Girardeau Bridge and Preliminary Analyses of Recorded Data: An Overview"; Earthquake Spectra, Vol 22 No 3

Chang, M. y Pakzad, S.; (2014); "Optimal sensor placement for modal identification of bridge systems considering number of sensing nodes" Journal of Bridge Engineering, Volumen 19 Tomo 6

Clinton, J.; Bradford S.; Heaton, T. y Favel, J.; (2006); "The Observed Wander of the Natural Frequencies in a Structure", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 96, No. 1, pp. 237-257

Clough, R. y Penzien J.; (1975); "Dynamic structures"; McGraw Hill; Nueva York

Debbarma, S. y Saha, S.; (2011); "Behavior of pre-stressed concrete bridge girders due to time dependent and temperature effects", First Middle East Conference on Smart Monitoring, Dubai, EAU

Dilger, W.; Ghali, A.; Chan, M.; Cheung, M. y Maes, M.; (1983); "Temperature stresses in composite box girder bridges" Journal of Structural Engineering, Volume 109, Tomo 6, 1460-1478.

Dyke, S.; Caicedo, J.; Turan, G.; Bergman, L. y Hague, S.; (2003); "Phase I benchmark control problem for seismic response of cable-stayed bridges"; Journal of Structural Engineering: Special Issue on semi-active control; ASCE; V 129; n° 7

Formenti, D. y Richardson, M.; (1982); "Parameter estimation from frequency response measurements using rational fraction polynomials"; Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference; Orlando, Florida; pags 167-181

Forsythe, G.; "Generation and use of orthogonal polynomials for data-fitting with a digital computer"; Journal of the Society for Industrial and Applied Mathematics; Vol 5, No 2; p 74-88

Han, M. y Wicks, A.; (1989); "On the orthogonal polynomials for global modal parameters estimation"; Proceedings of the 7th International Modal Analysis Conference, Las Vegas, Nevada; p 625-630

Gamache, R. y Santini-Bell, E.; (2009); "Non-intrusive digital optical means to develop bridge performance information"; Proceedings of the 7th Symposium of Non Destructive Testing in Civil Engineering

Gómez, R.; Murià Vila D.; Escobar, J.; Sánchez R y Rodríguez, G.; (1999); "Estudio de prueba estática y dinámica y modelación matemática de la estructura del tramo principal del puente de cuota Tampico", Informe Final. Instituto de Ingeniería UNAM.

Gómez, R.; Murià Vila D.; Escobar, J. y Sánchez R.; (2001); "Detección experimental y analítica de cambios estructurales de un puente atirantado"; Información tecnológica; La Serena, Chile; p 134-145

Gómez, R.; Murià Vila D.; Mendoza, M. y Méndez A.; (2009a); "Novel structural monitoring system for the Chiapas bridge", Proceedings of the 4th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Zurich

Gómez, R.; Murià Vila D.; Sánchez, R y Escobar, J.; (2009b); "Monitoring of the main structural parameters of the superstructure of the San Cristobal Bridge", Proceedings of the 4th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Zurich

Housner, G.; Bergman, L. y Caughey, T.; (1989); "Structural control: past, present and future" Journal of Structural Engineering 123, No 9

Huerta, C. (2004); "Determinación de las propiedades dinámicas y de las tensiones en los cables de dos puentes atirantados" Tesis de Licenciatura, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Huerta, C. (2007); "Método de estimación de parámetros modales de una estructura", Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería UNAM.

Huerta, C.; Murià-Vila D.; Camargo, J. y Sánchez, R.; (2015); "Dos años de monitoreo en un tramo elevado de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México", Memorias del Congreso Achisina 2015

Ko, J. M.; (2003); "Health monitoring and intelligent control of cable-supported bridges"; Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure; p 51-64

Koh, H. M. y Choo, J. F.; (2003); "Recent application and development of structural health monitoring systems and intelligent structures in Korea"; Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure; p 913-920

Lee, J. y Shinozuka, M.; (2006); "A vision-based system for remote sensing of bridge displacement"; NDT & E international No 39; p 425-431

Lee, J.; (2007); "Development and application of a vision-based displacement measurement system for structural health monitoring of civil structures"; Smart Structures and Systems Vol 3 No 3; p 373-384

Leonhardt, F; (1982); "Ponts-Puentes"; Presses polytechniques romandes; Lausana; Suiza

Li, Y. y Mau, S.; (1990); "A computer program for multiple input - multiple output system identification using building seismic records"; Research report UHCEE 90-07; Departamento de Ingeniería civil y ambiental; Universidad de Houston.

Lieven, A. y Ewins, D.; (1988); "Spatial correlation of mode shapes, the coordinate mode assurance criterion (COMAC)"; Proceedings of the 6th International Modal Analysis Conference; p 690-695

López; Y. (2014); "Medición y análisis de la respuesta de un tramo elevado instrumentado de la Línea 12 del Metro", Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería UNAM.

Mallet, L. y Lee, B.; (2004); "Structural health monitoring using scanning laser vibrometry: II Lamb waves for damage detection"; Institute of physics publishing; Smart Mater Structures; No 13; p 261-269

Maser, K.; (1988); "Sensors for infrastructure assessment" Journal of Performance of Constructed Facilities, Volumen 2, tomo 4, 226-241

Mendoza, R.; (2004); "Propiedades Dinámicas del puente Coatzacoalcos II" Tesis de Licenciatura, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Meneghetti, A.; (1994); "Crack detection by sensitivity analysis"; Proceedings of the 12th International Modal Analysis Conference; p 1292-1298

-
-
- Murià Vila D.; Gómez, R. y King, C.; (1991); "Dynamic structural properties of cable-stayed Tampico bridge"; *Journal of Structural Engineering*; V 117; n° 11; p 3396-3416
- Murià-Vila, D.; Aldama, D. y Loera, S.; (2010); "Structural warning for instrumented buildings", *Proceedings of the 14th ECEE*
- Murià-Vila, D.; Sánchez, R. y Huerta, C.; (2012); "In-situ test of a precast pier of an elevated viaduct in Mexico city", *Proceedings of the 15th WCEE*
- Murià-Vila D.; Sánchez-Ramírez R.; Huerta-Carpizo C.; Aguilar G.; Camargo, J. y López, Y.; (2014); "Field tests of a curve in an elevated urban railroad", *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2014, Porto Portugal*
- Murià-Vila, D.; Sánchez-Ramírez, A.; Huerta-Carpizo, C.; Aguilar, G.; Pérez, J. y Carrillo Cruz, R. (2015); "Field tests of elevated viaducts in Mexico City", *Journal of Structural . Engineering* 141, SPECIAL ISSUE: Field Testing of Bridges and Buildings
- Nakamura Y. (1989); "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface", *QR of RTRI*, Vol. 30, No. 1, pp. 25-33
- Newland, D. E.; (1989); "Mechanical vibration analysis and computation"; 1ª edición; Longman scientific and technical; Nueva York
- NTC-Sismo. (2004); "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", *Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México*, octubre
- Olaszek, P.; (1993); "The photogrammetric method for dynamic bridge investigations"; *Proceedings of the 5th International Conference and exhibition extending the life of bridges*; Edinburgo; p 89-93
- Richardson M. y Formenti D.; (1982); "Parameter estimation from frequency response measurements using rational fraction polynomials", *Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference*, Orlando, FL
- Salawu, O. S. y Williams, C.; (1994); "Damage location using vibration mode shape"; 1993; *Proceedings of the 12th International Modal Analysis Conference*; p 933-939
- Spuler, T.; Moor, G. y Siegwart, M.; (1994); "Affordable remote monitoring system for bridge structures"
- Sumitro, S.; (2001); "Current and future trends in long span bridge health monitoring system in Japan"; *Workshop of the National Science Foundation on Health Monitoring*
- Taljsten, B. y Hejil, A.; (2003); "Structural health monitoring of two railway bridges in Sweden"; *Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure*; p 1047-1055
- Vázquez, A.; (2013); "Representación de la respuesta de una vía elevada en la ciudad de México", *Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México*.
- Walpole, R. y Myers, R.; (1987); "Probabilidad y estadística para ingenieros"; Interamericana; México DF
- Webb, G.; Vardanega, P.; Fidler, P. y Middleton, C. (2014); "Analysis of Structural Health Monitoring Data from Hammersmith Flyover"; *Journal of Bridge Engineering*; Volumen 19 Tomo 6.

Wang, J. y Ko, J.; (2003); "Local damage detection of bridges using signals of strain measurements"; Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure; p 1081-1088

Xiang, Y. y Weng, S.; (2003); "Health monitoring and assessment management system of Wenhui Bridge"; Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure; p 913-920

Yan, A.; De Boe, P. y Golinval, J; (2005); "Structural damage diagnosis under varying environmental conditions Part I: A linear analysis", Mechanical System and Signal Processing, Volume 19 Tomo 4, 847-864

Zhang, Z. y Aktan, A.; (1995); "The damage indice for the constructed facilities"; Proceedings of the 13th International Modal Analysis Conference; p 1520-1529

APÉNDICE A HISTORIAS DE ACELERACIÓN DE LOS EVENTOS SÍSMICOS

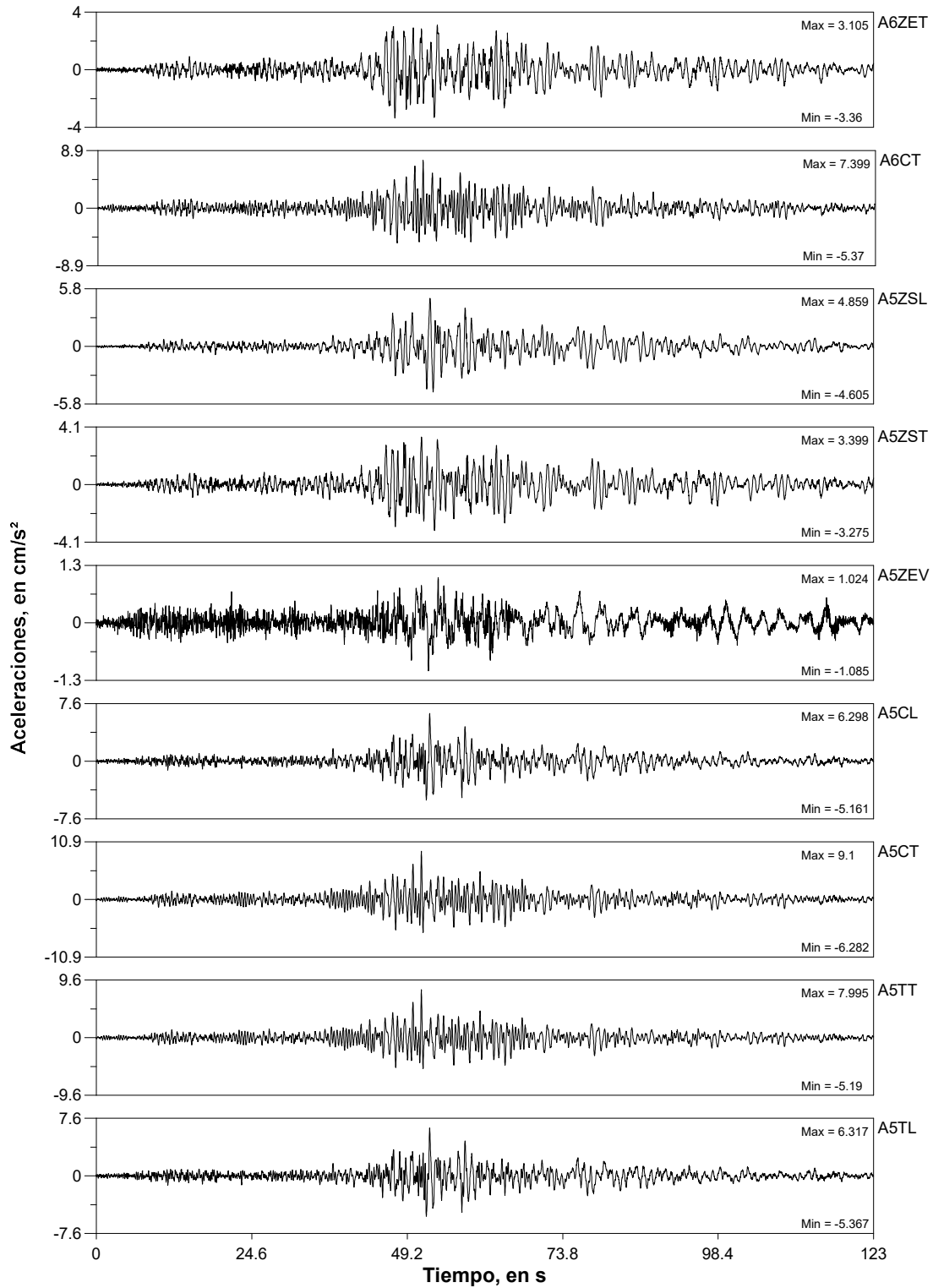


Fig A.1 Historias de aceleración del evento 12-1

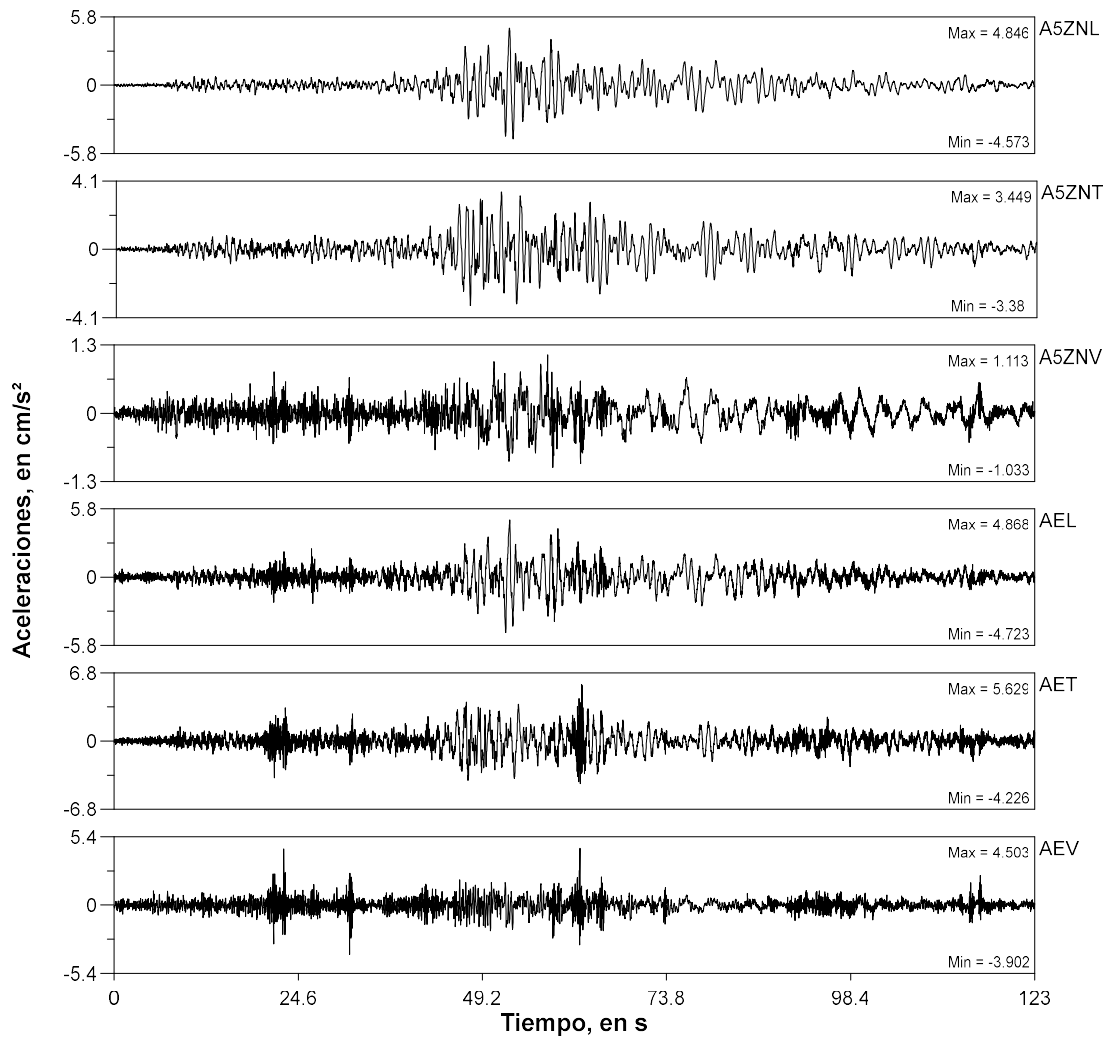


Fig A.2 Historias de aceleración del evento 12-1

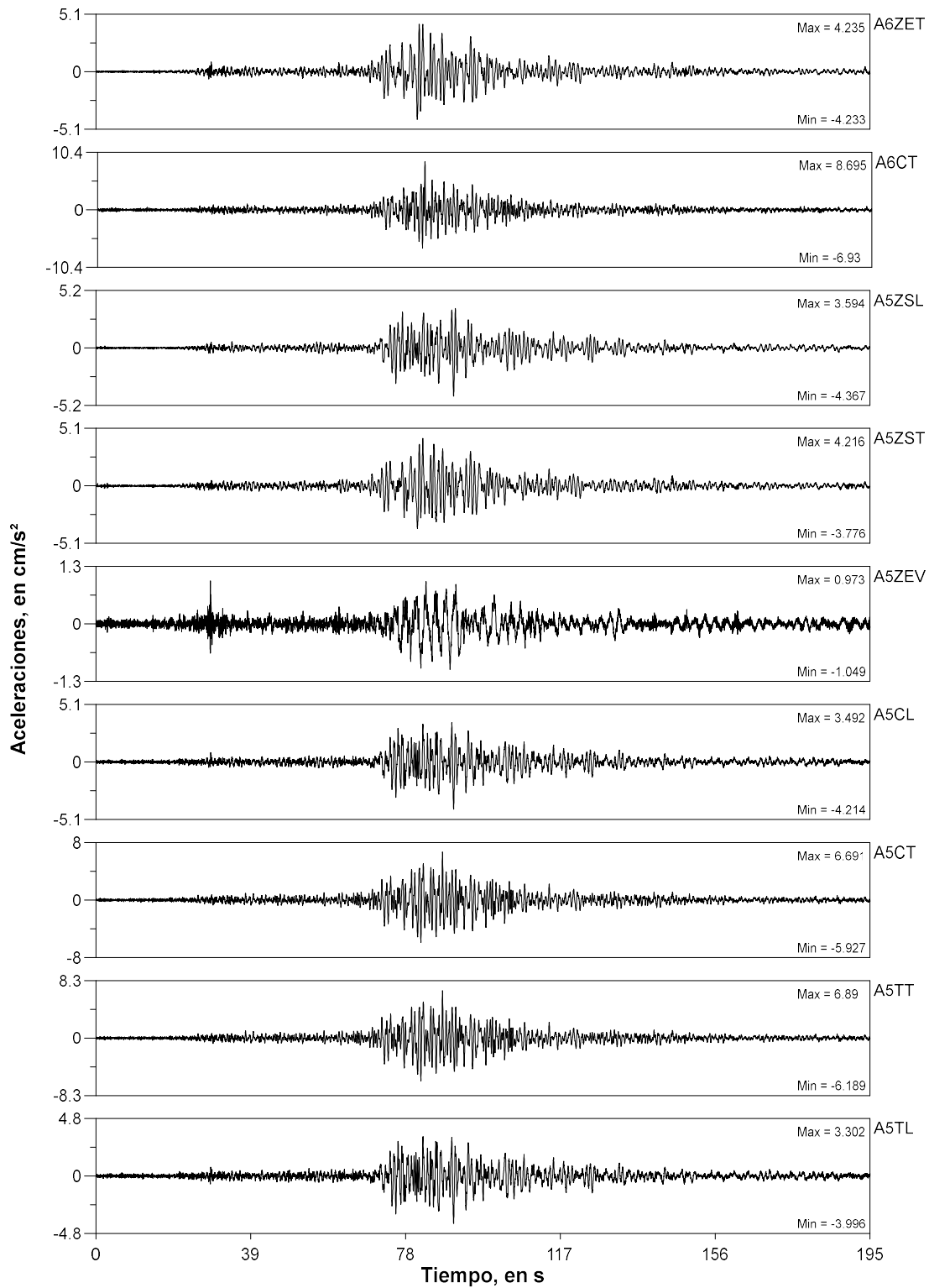


Fig A.3 Historias de aceleración del evento 12-2

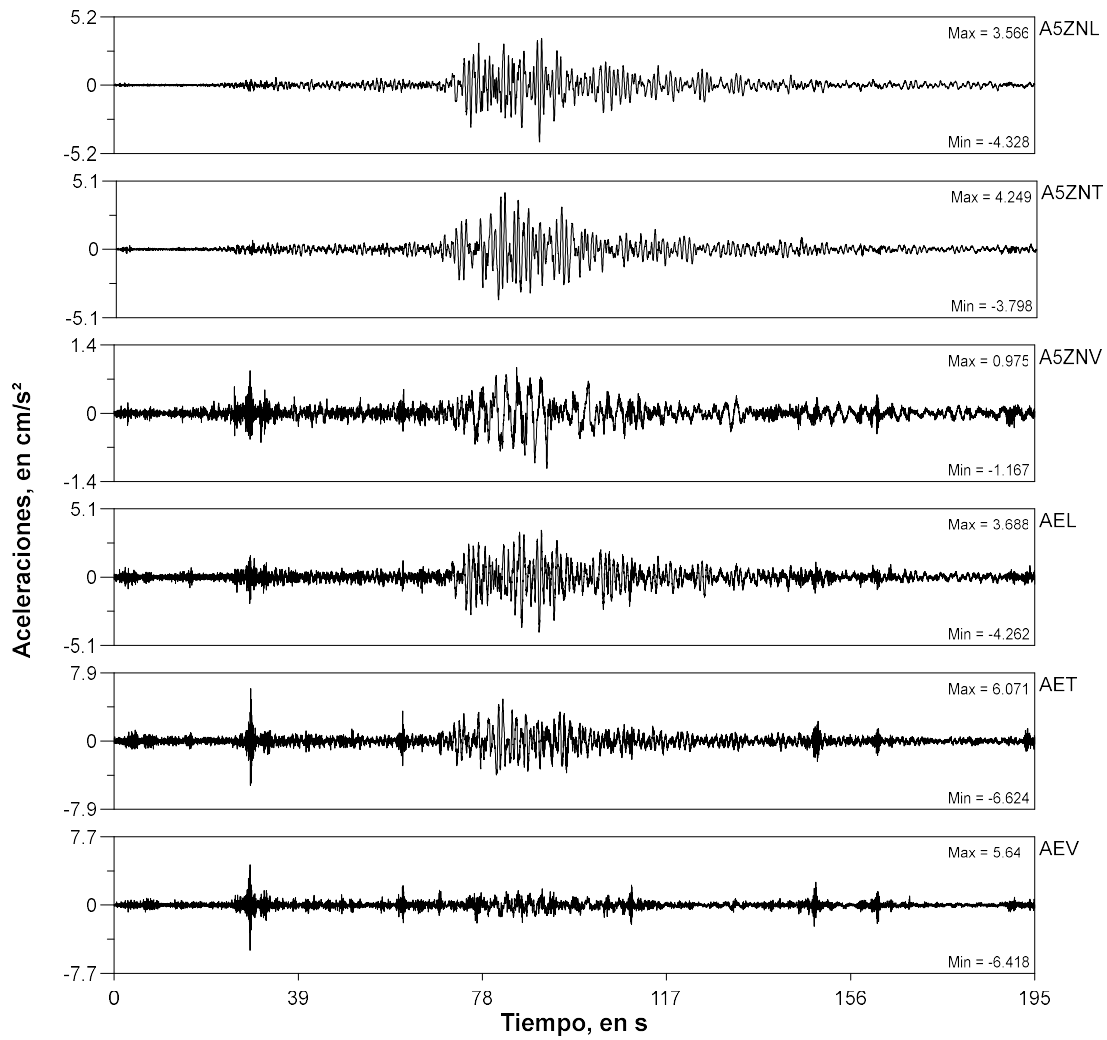


Fig A.4 Historias de aceleración del evento 12-2

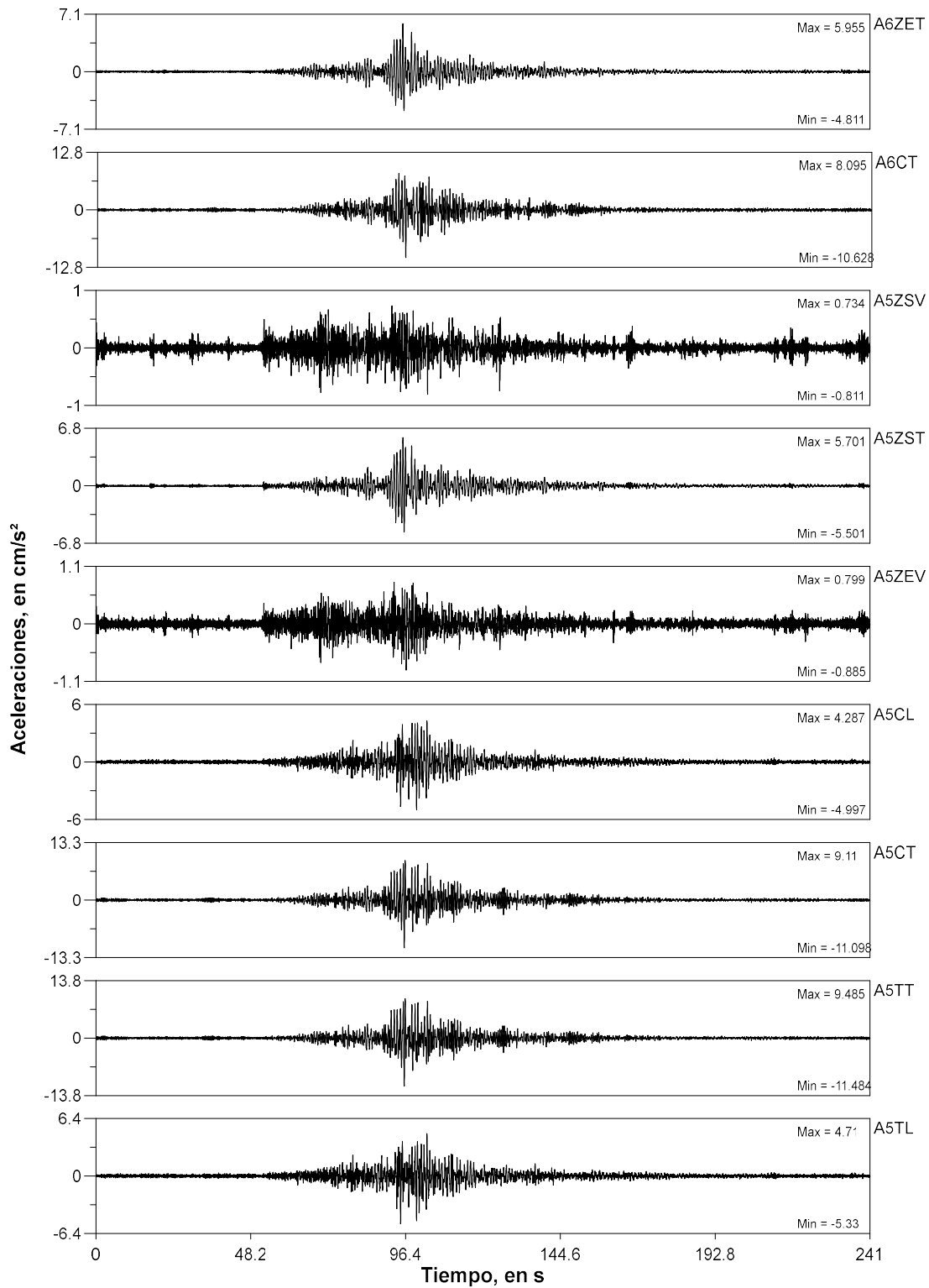


Fig A.5 Historias de aceleración del evento 12-3

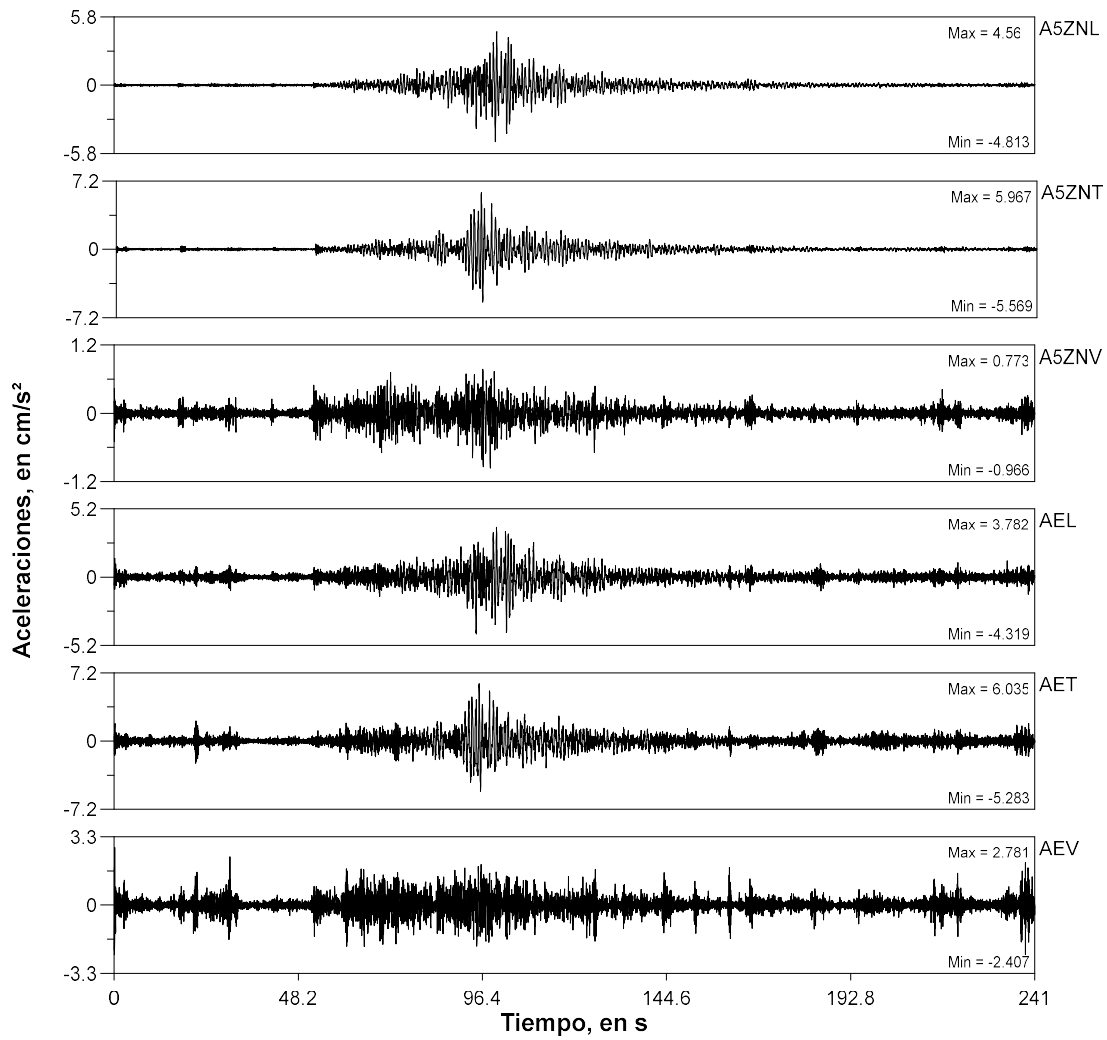


Fig A.6 Historias de aceleración del evento 12-3

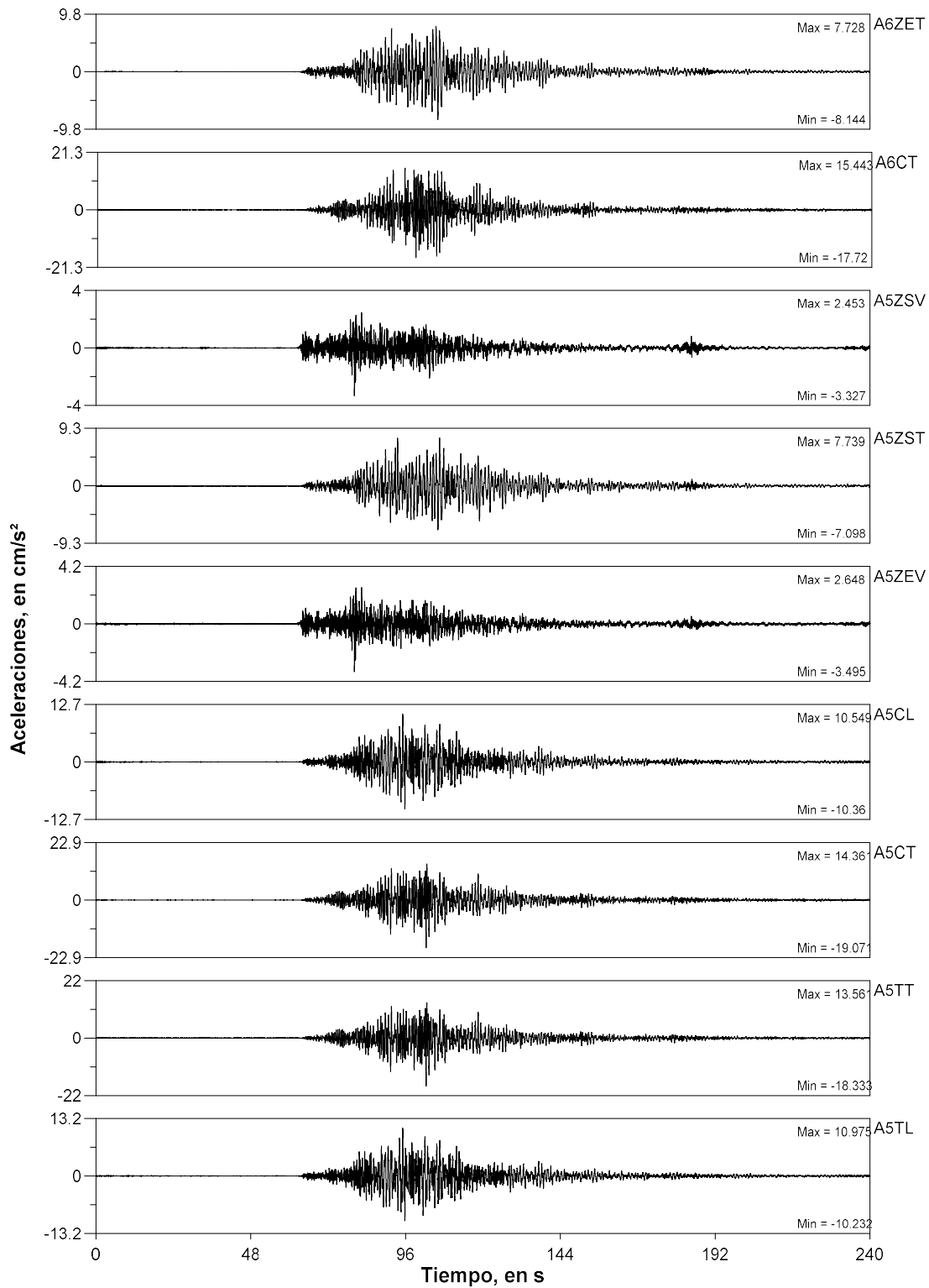


Fig A.7 Historias de aceleración del evento 12-4

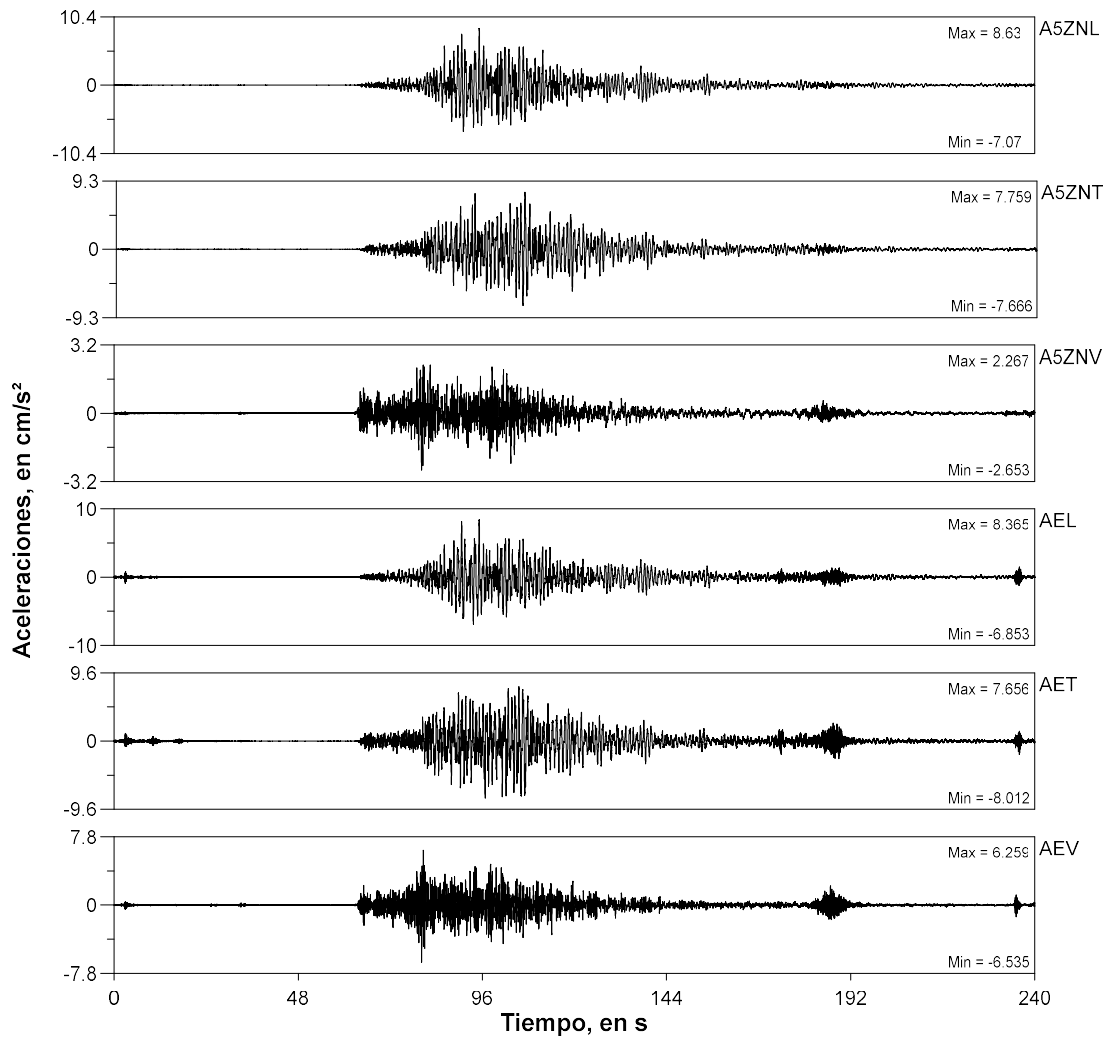


Fig A.8 Historias de aceleración del evento 12-4

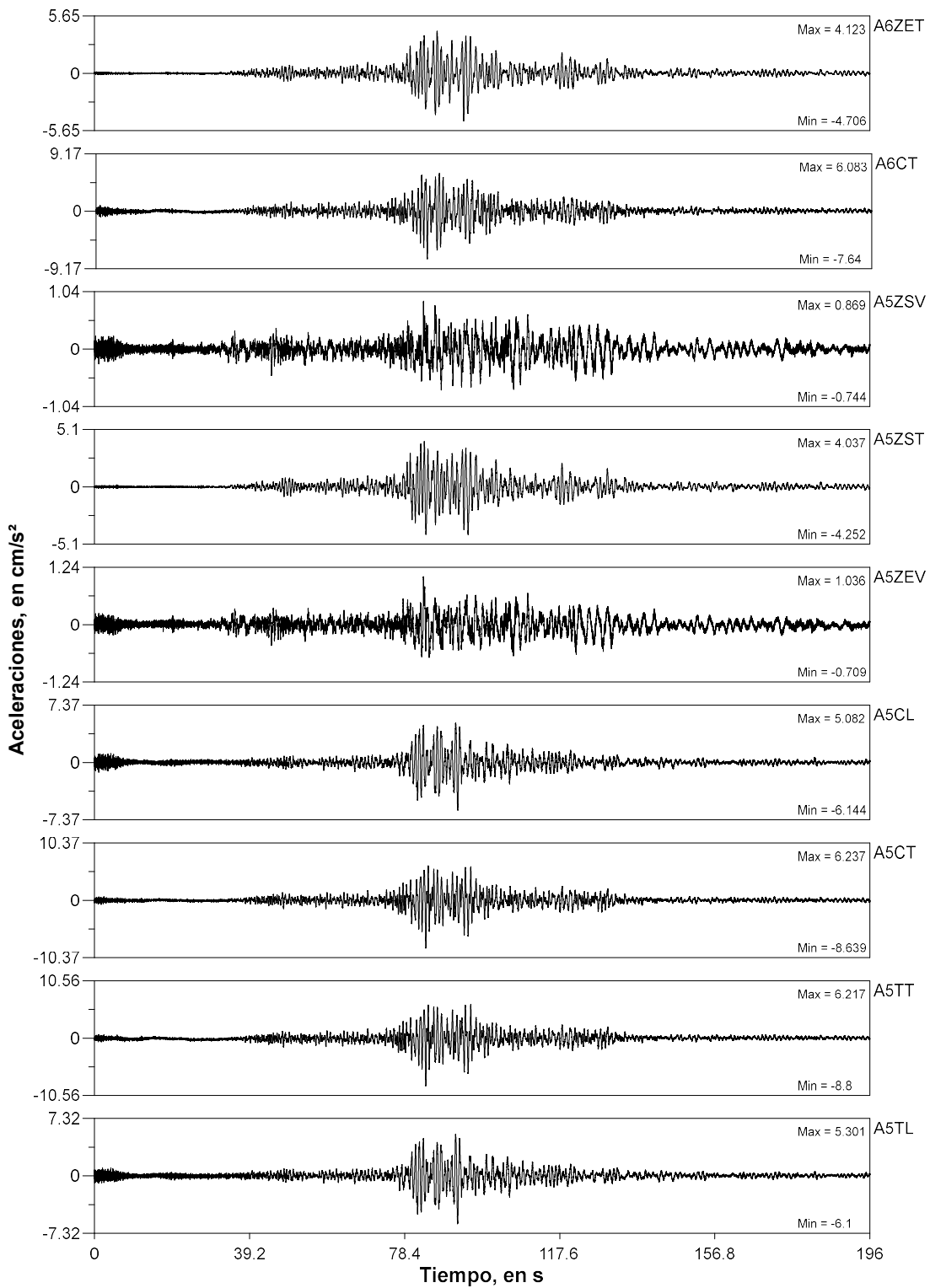


Fig A.9 Historias de aceleración del evento 13-1

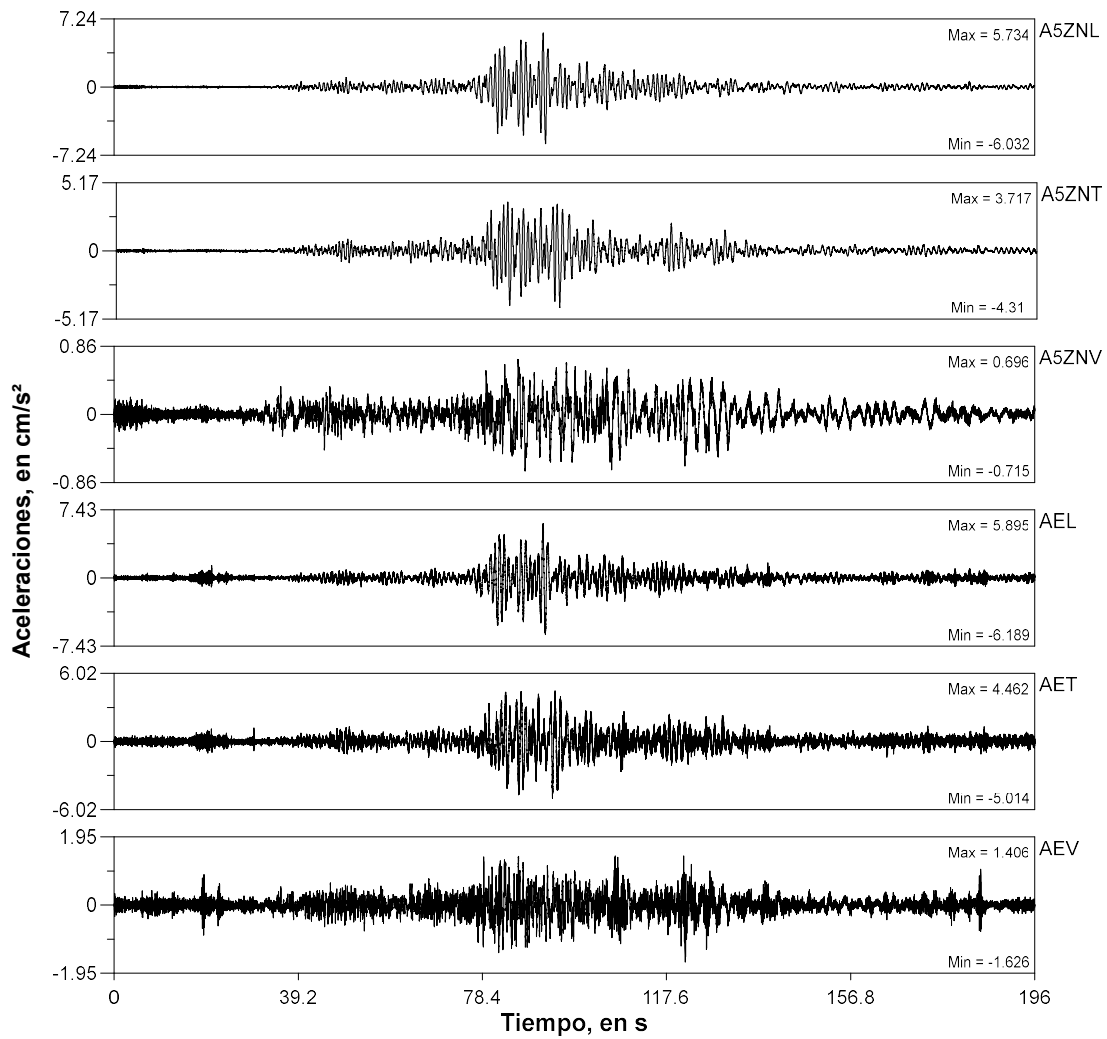


Fig A.10 Historias de aceleración del evento 13-1

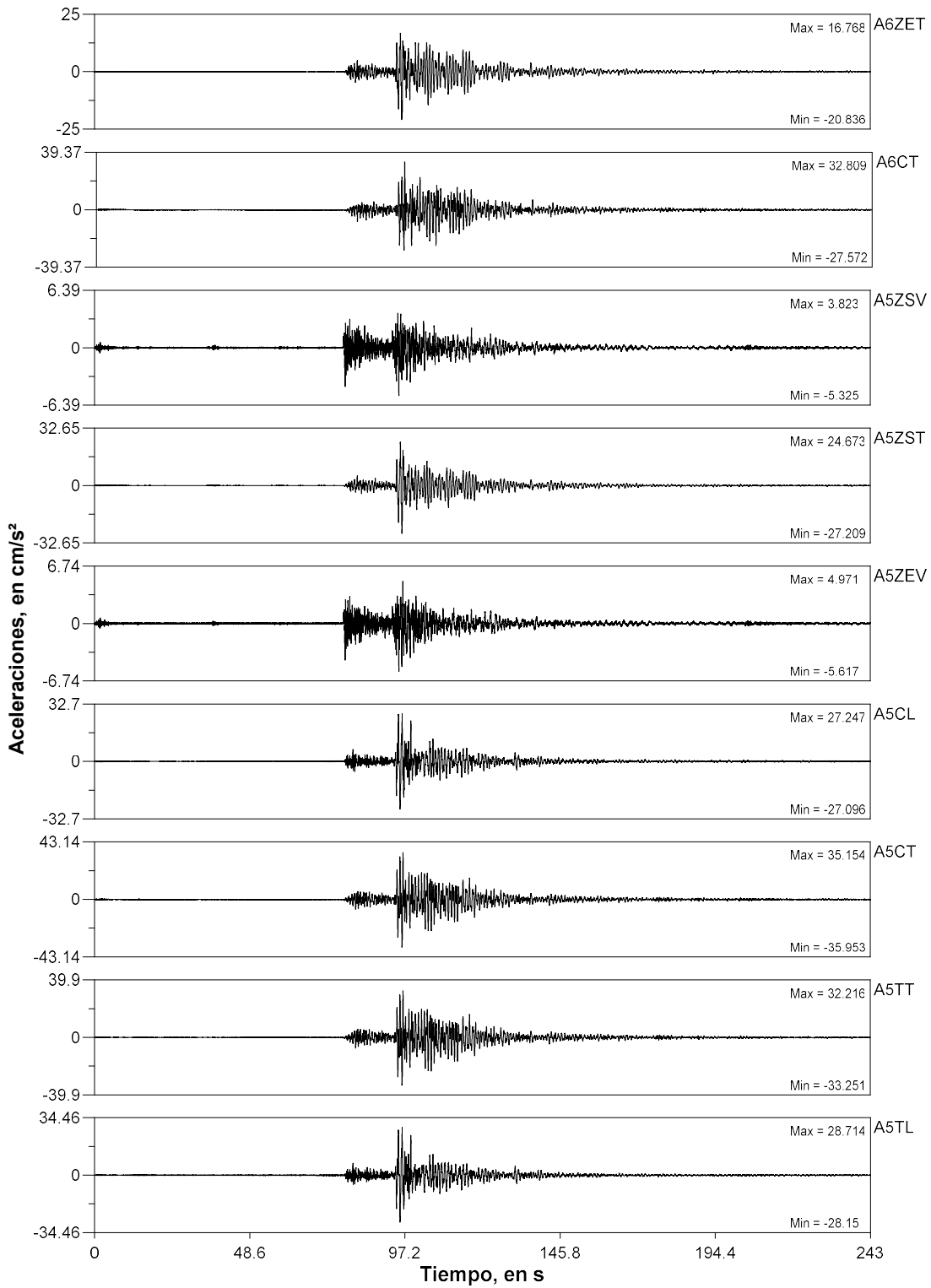


Fig A.11 Historias de aceleración del evento 13-2

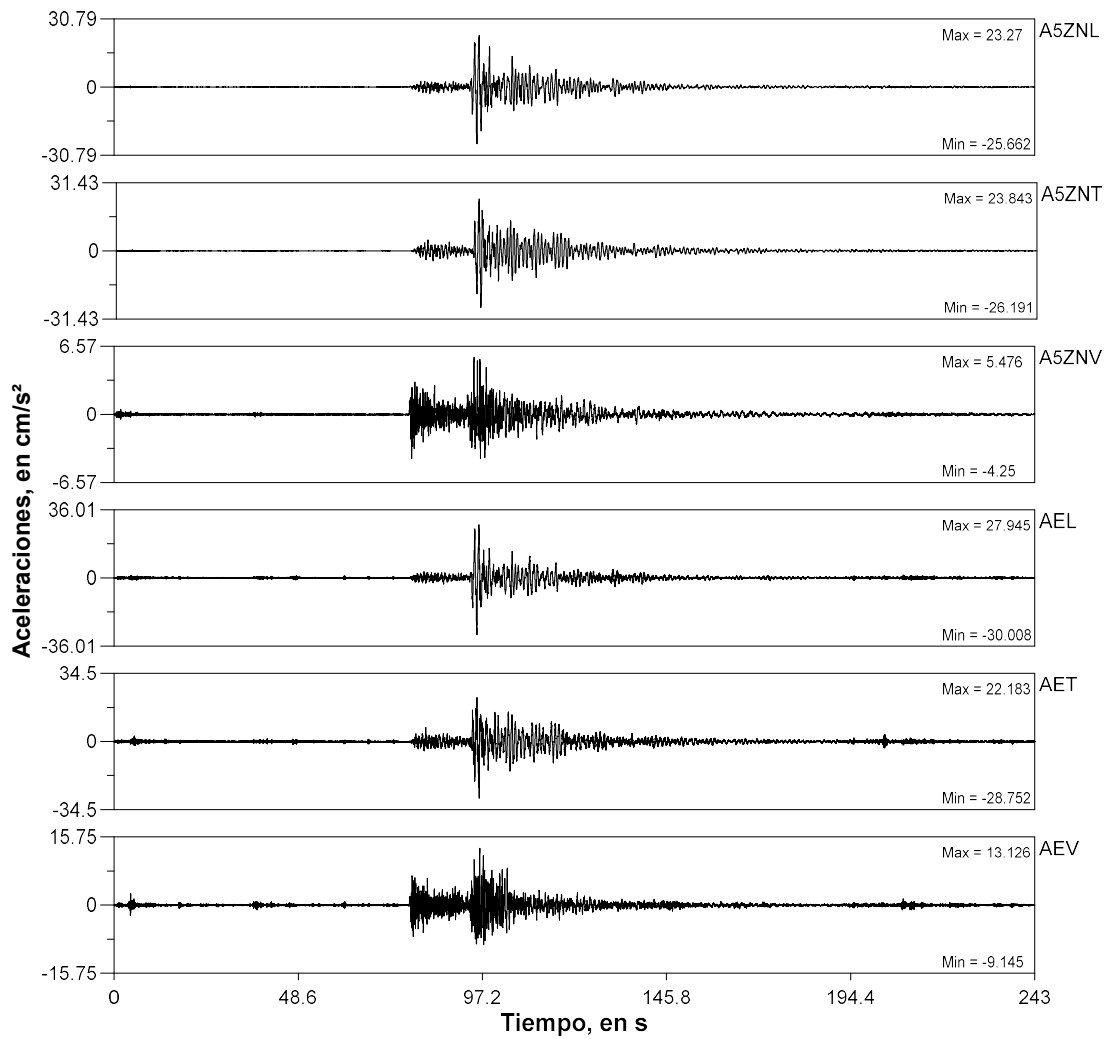


Fig A.12 Historias de aceleración del evento 13-2

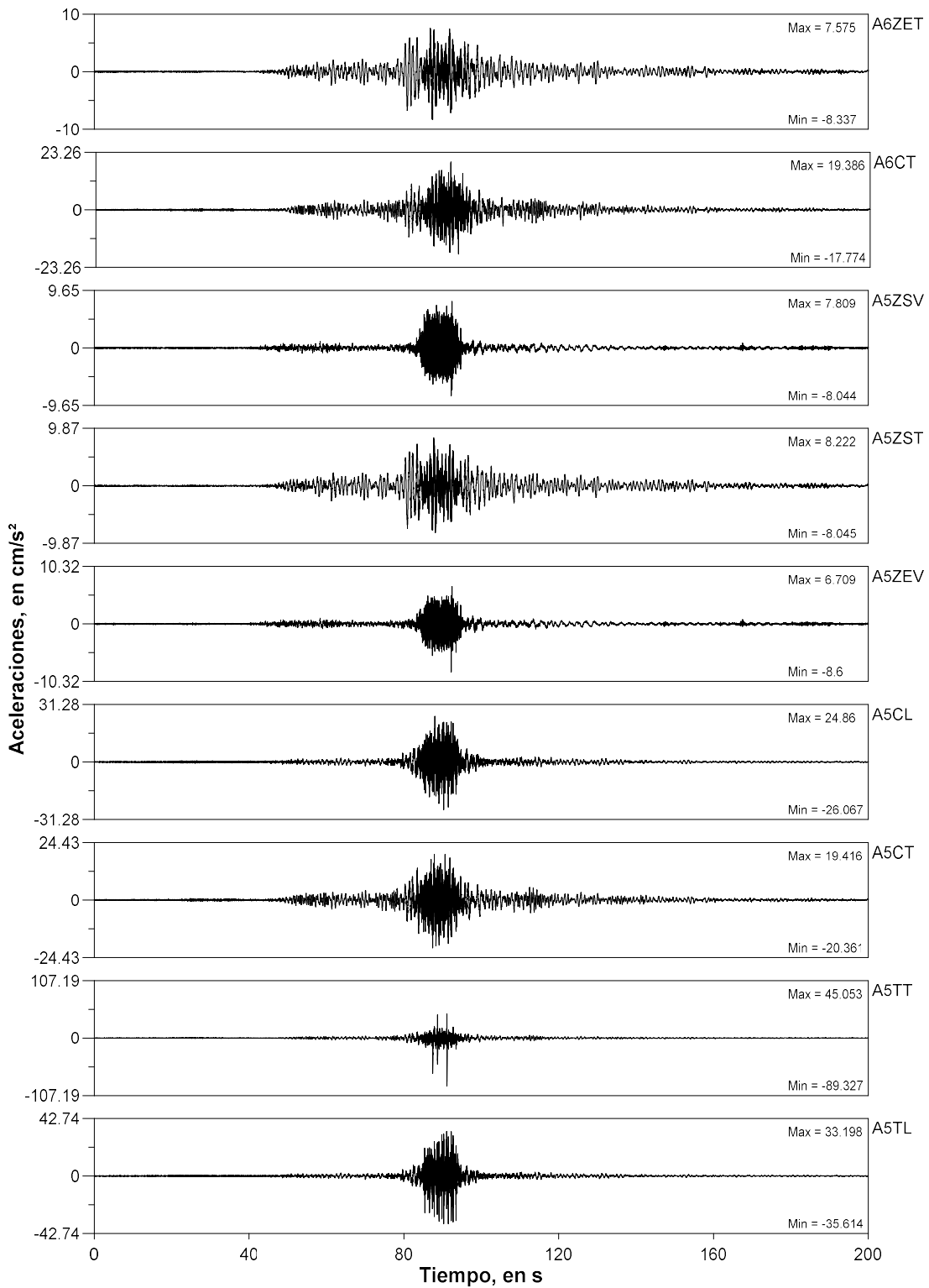


Fig A.13 Historias de aceleración del evento 13-3

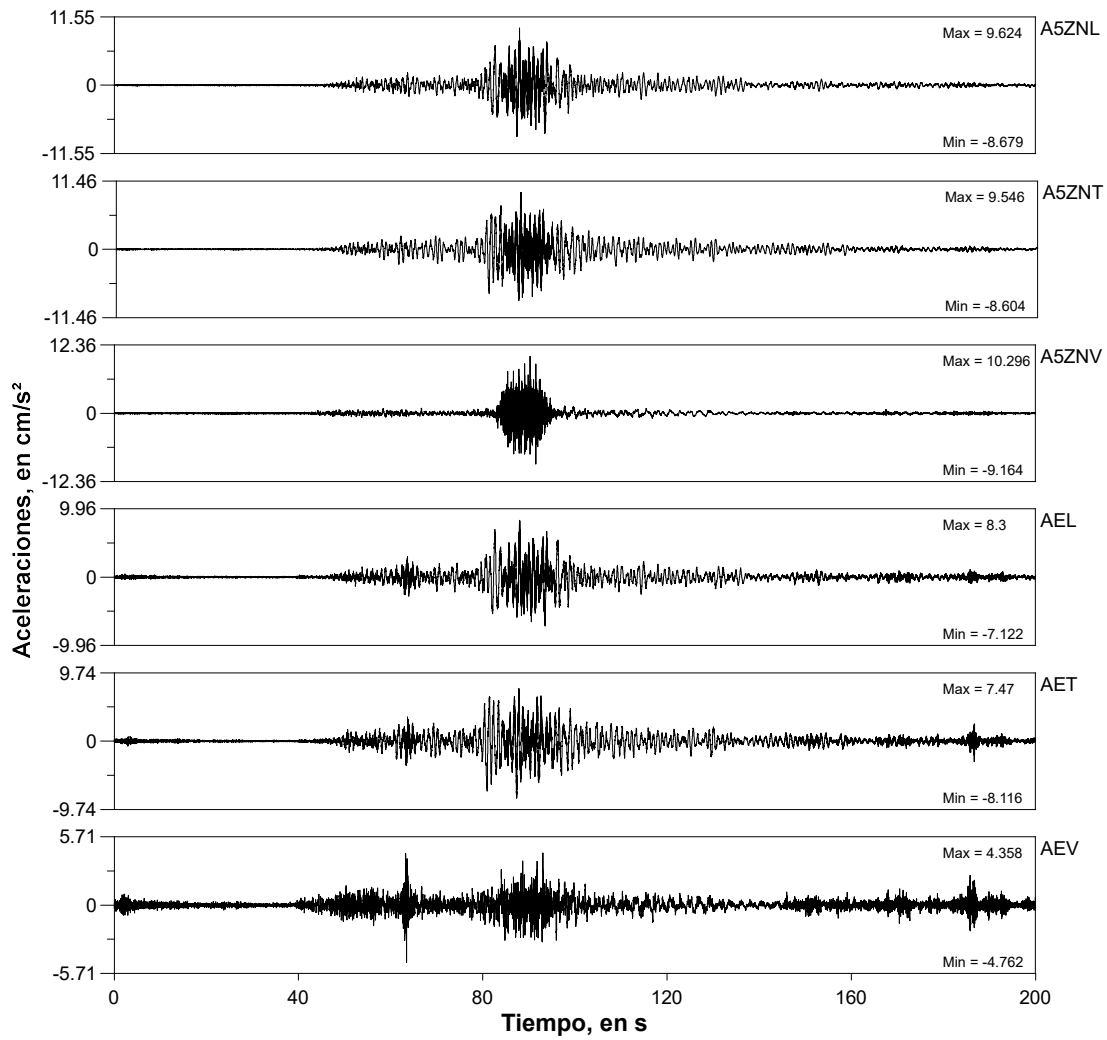


Fig A.14 Historias de aceleración del evento 13-3

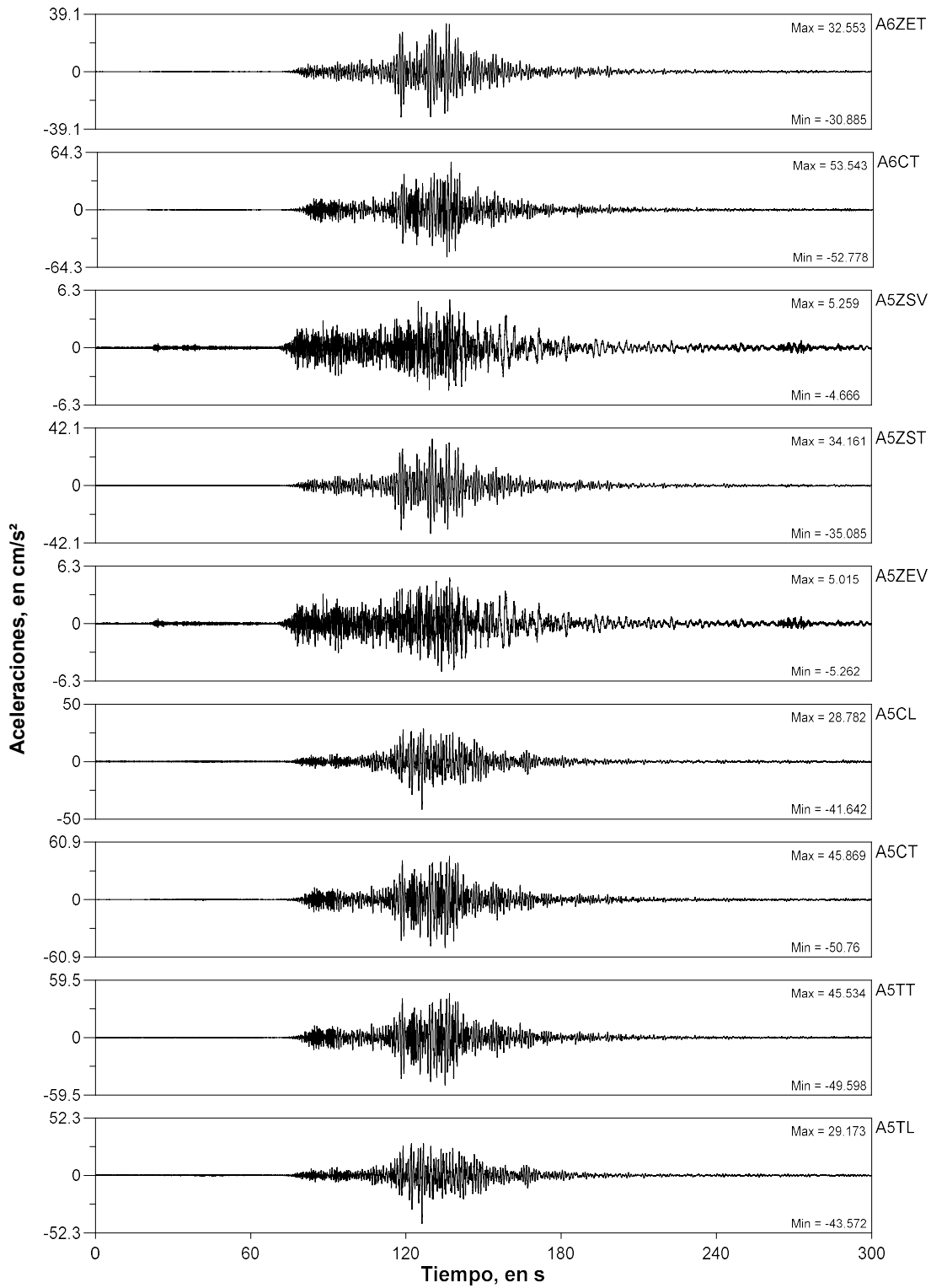


Fig A.15 Historias de aceleración del evento 14-1

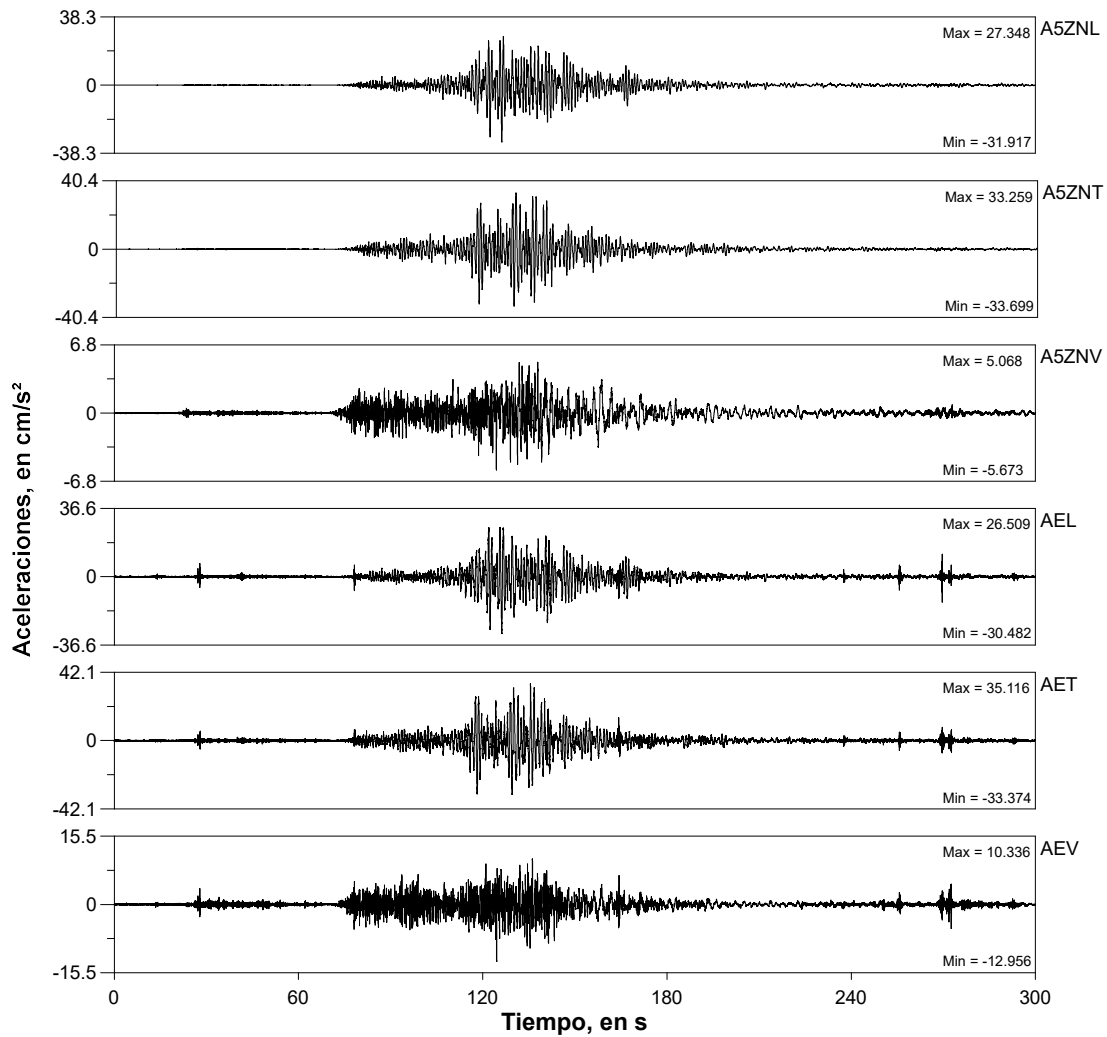


Fig A.16 Historias de aceleración del evento 14-1

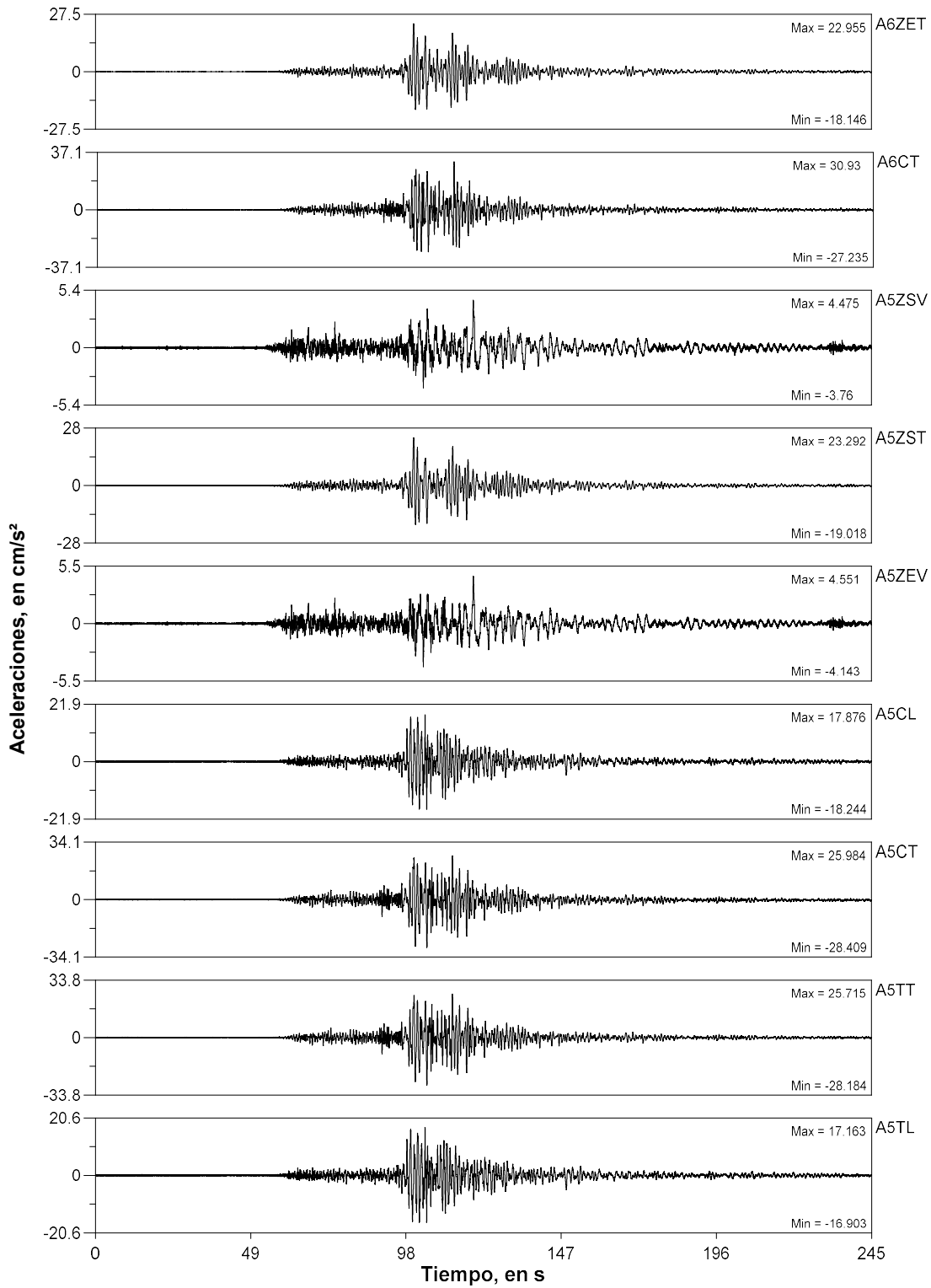


Fig A.17 Historias de aceleración del evento 14-2

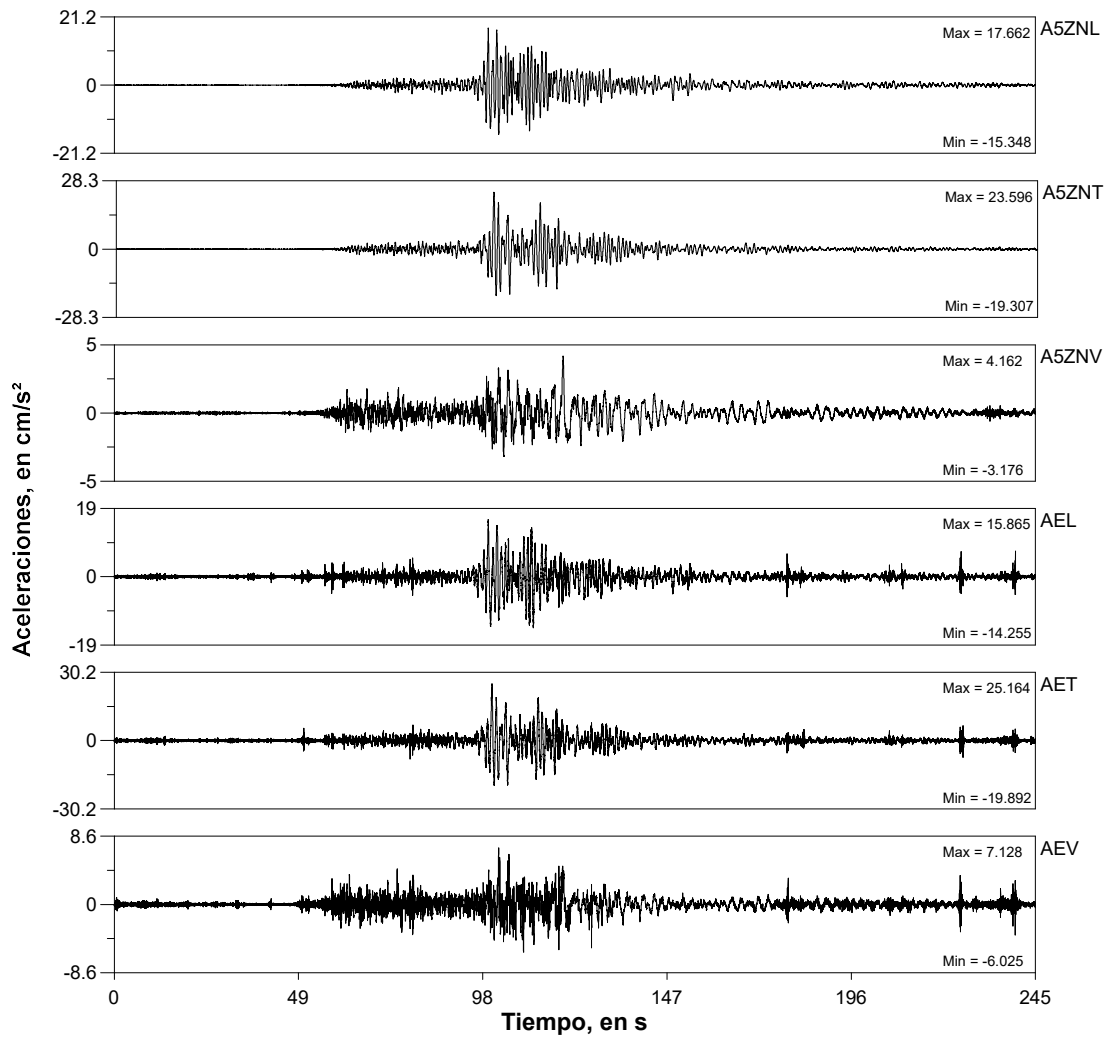


Fig A.18 Historias de aceleración del evento 14-2

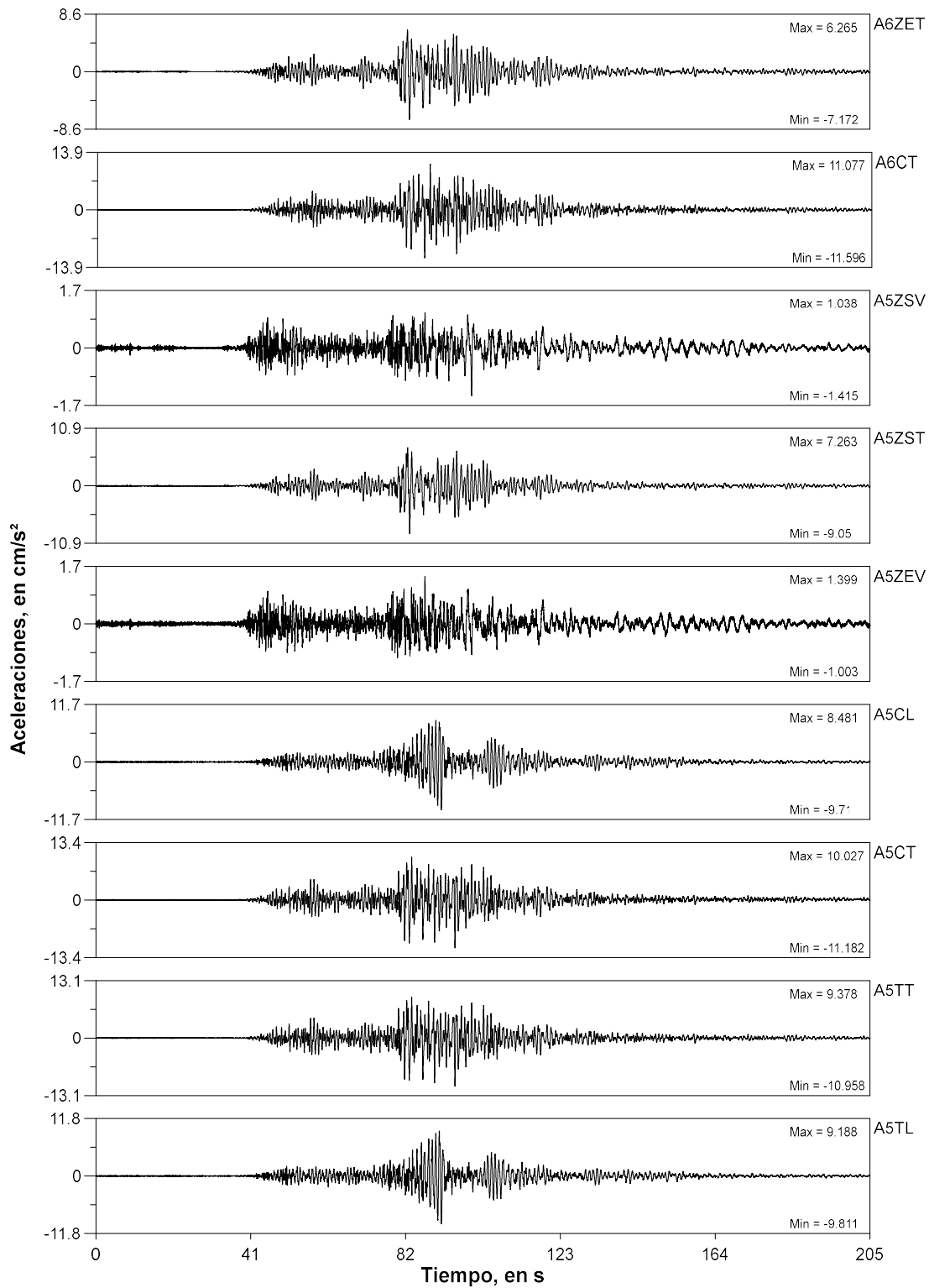


Fig A.19 Historias de aceleración del evento 14-3

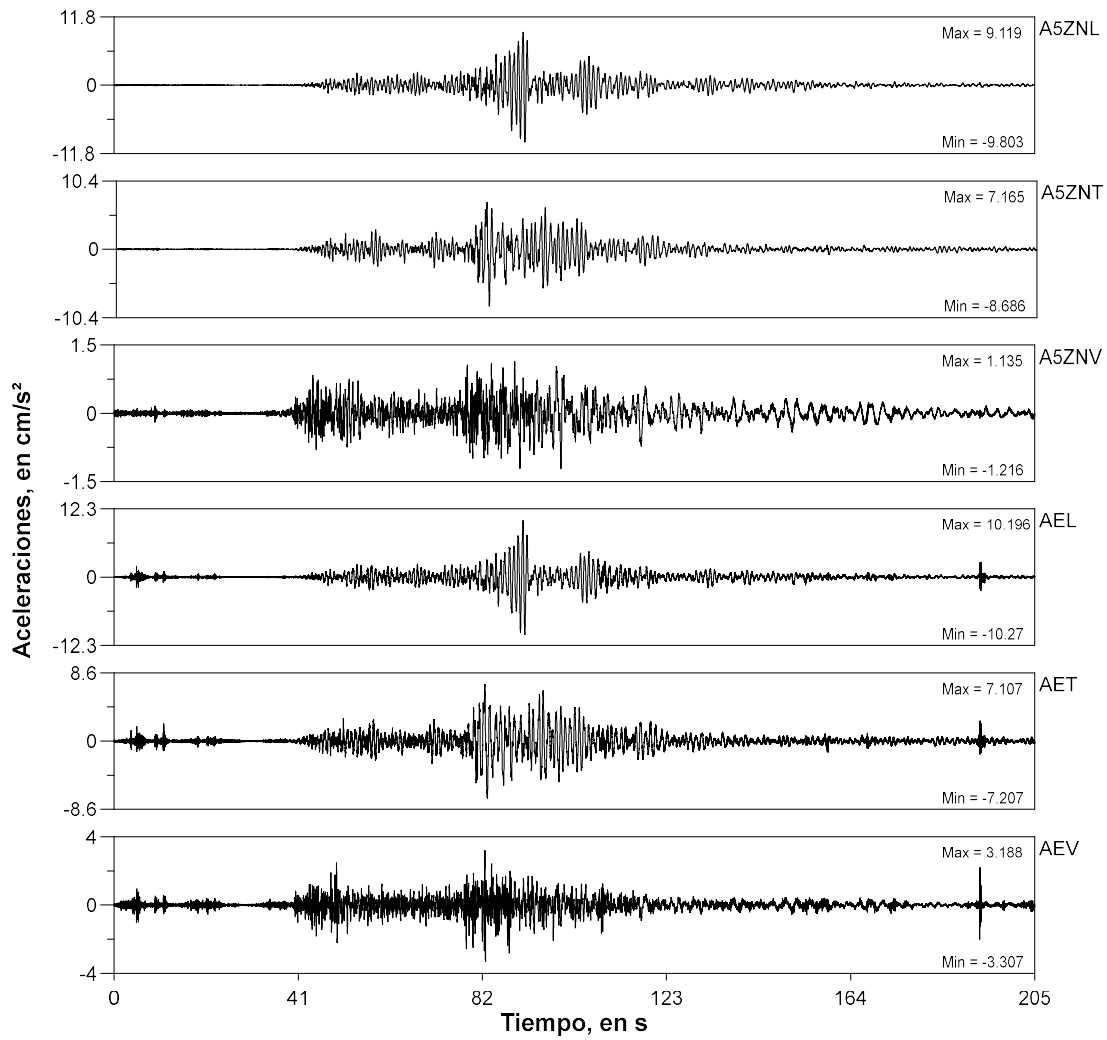


Fig A.20 Historias de aceleración del evento 14-3

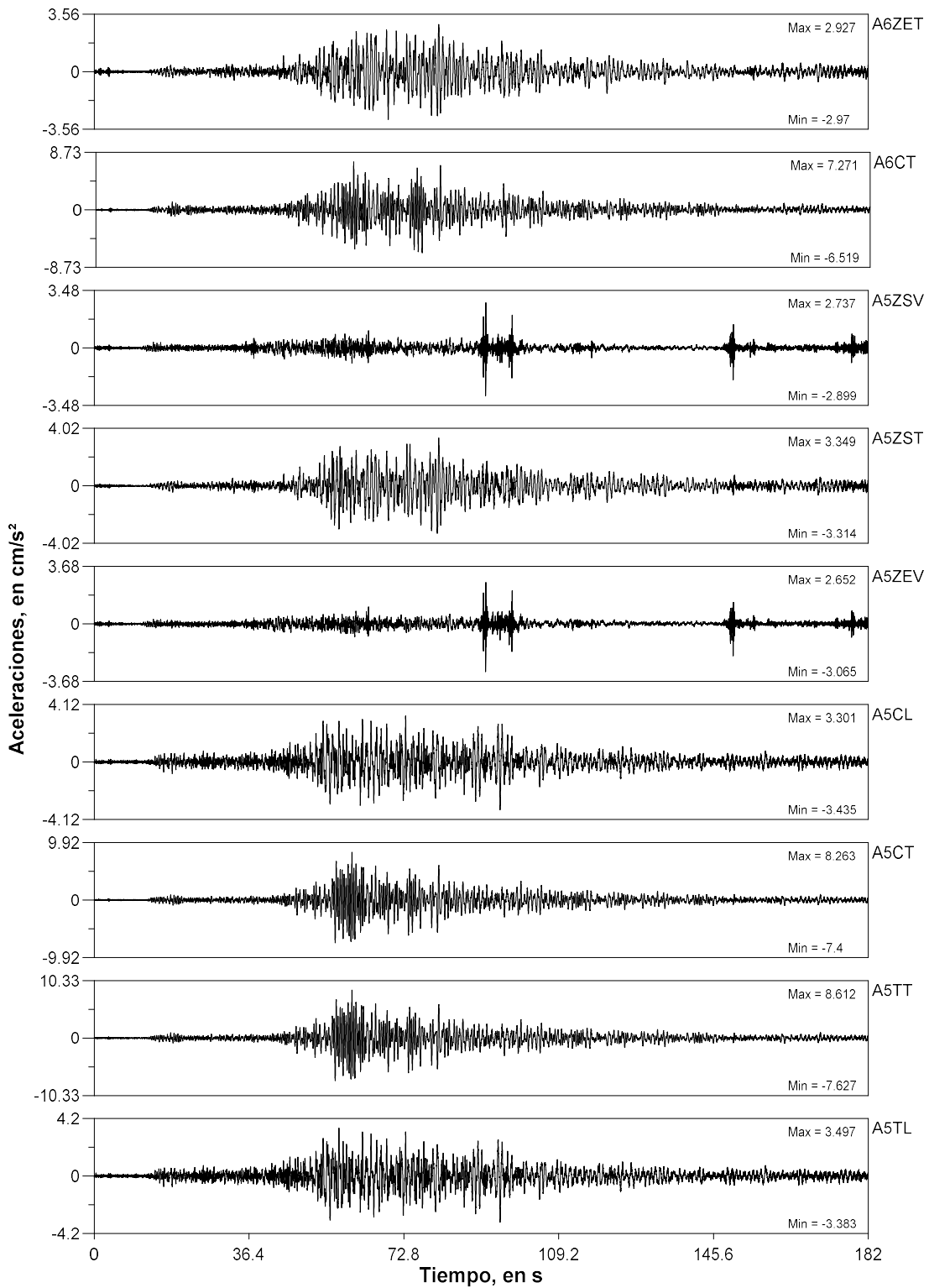


Fig A.21 Historias de aceleración del evento 14-4

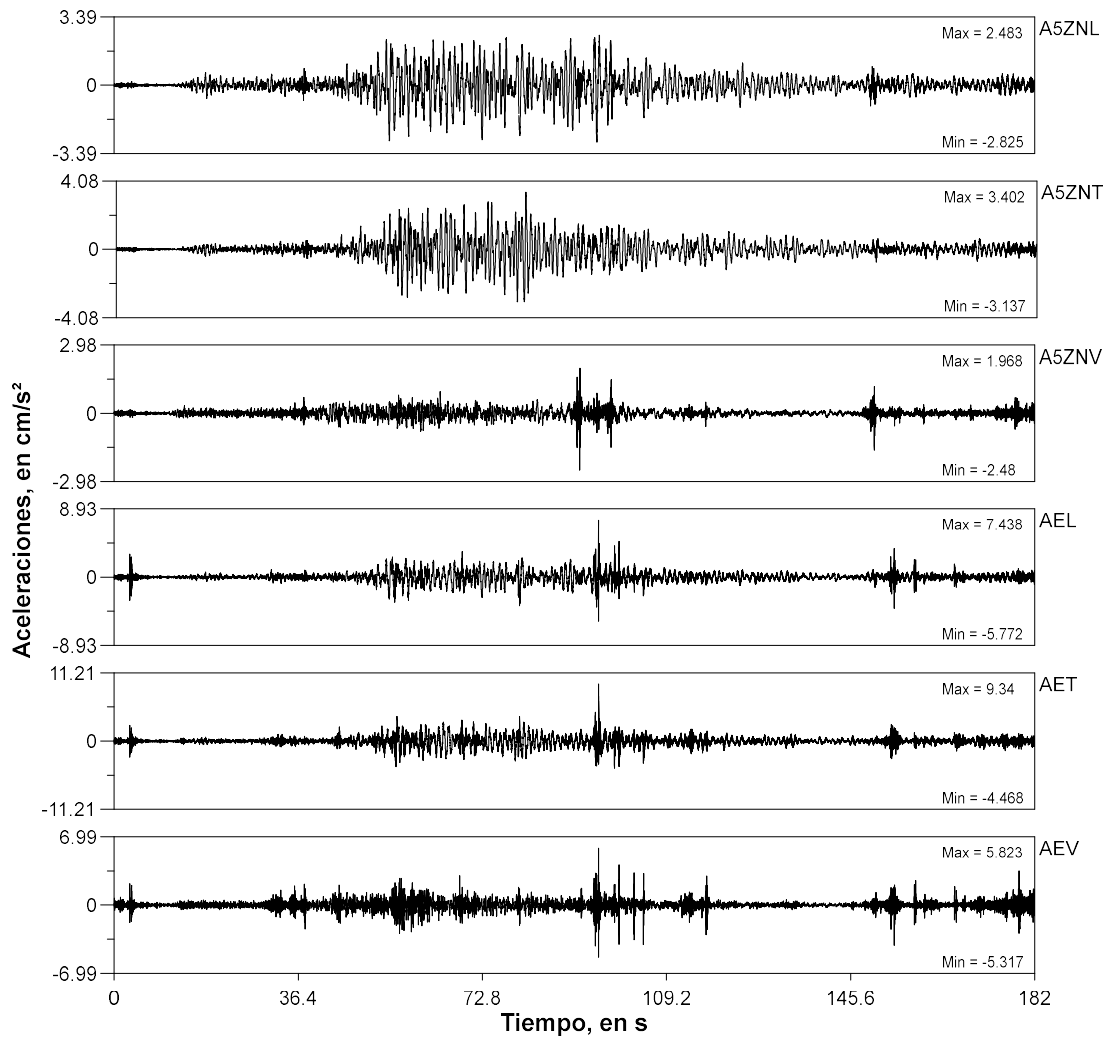


Fig A.22 Historias de aceleración del evento 14-4

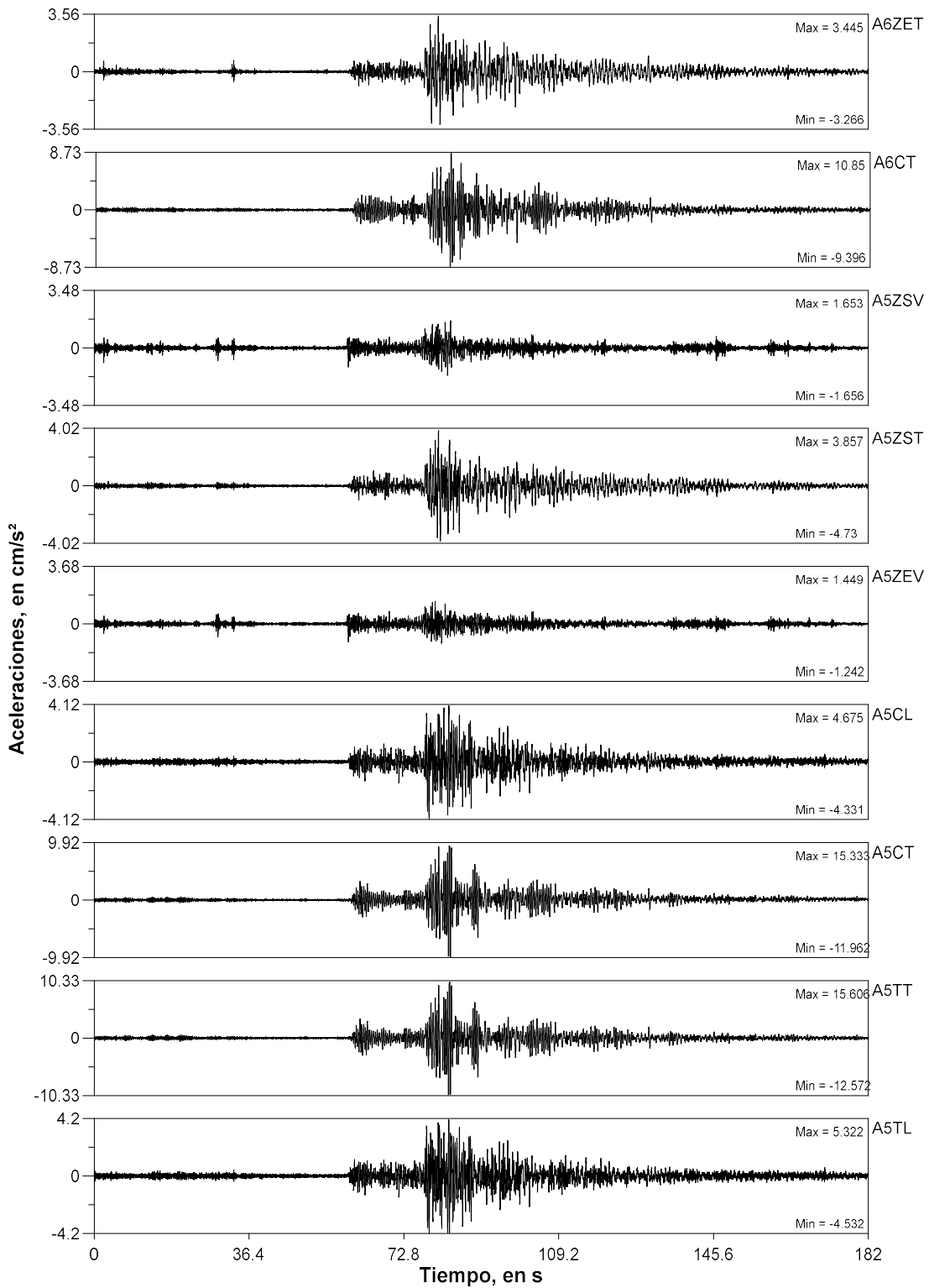


Fig A.23 Historias de aceleración del evento 15-1

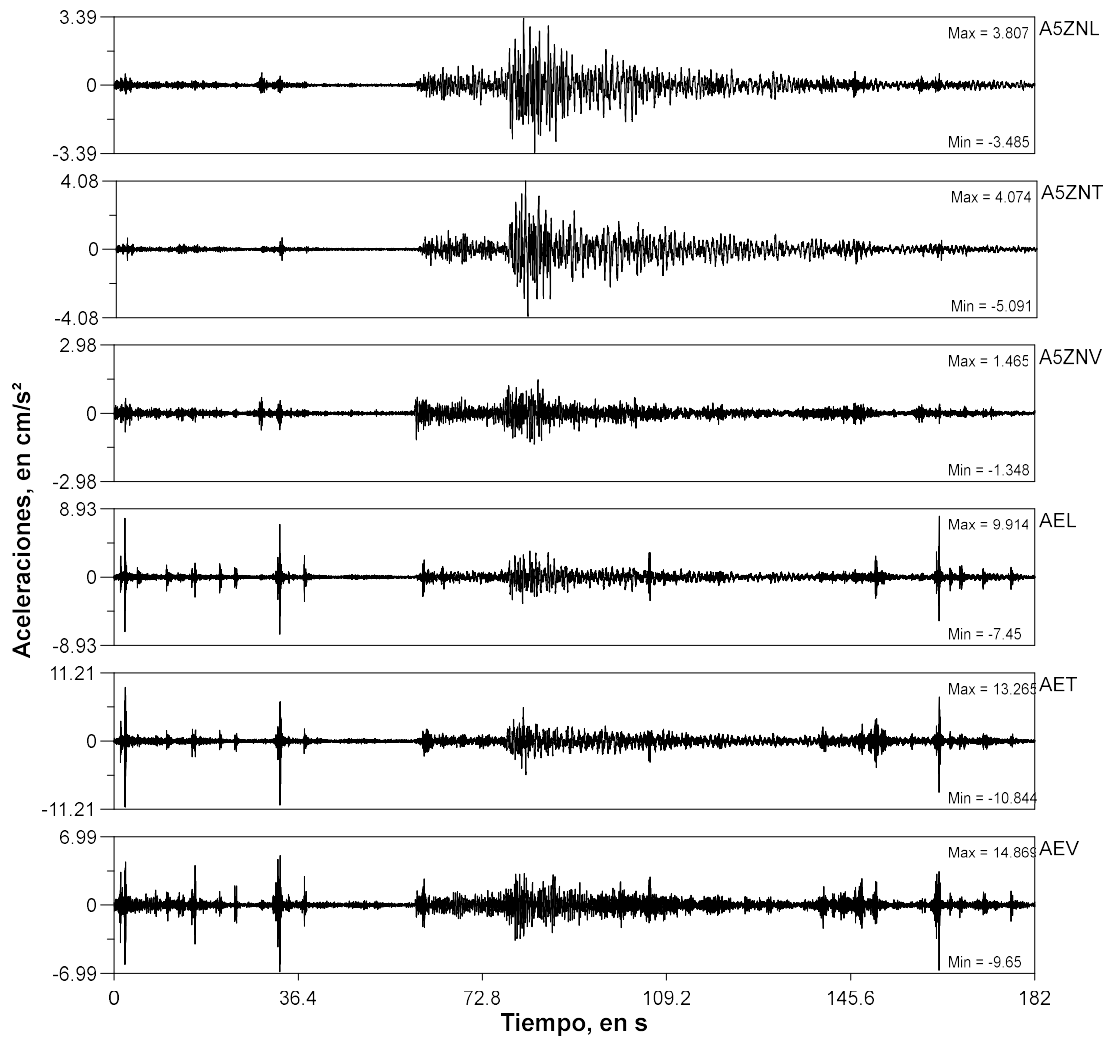


Fig A.24 Historias de aceleración del evento 15-1

APÉNDICE B MÉTODO DE ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS CON VIDEOCÁMARAS

Debido a que las estructuras durante su vida útil se encuentran sometidas de forma constante a diversas sollicitaciones de carga tanto cuasi-estáticas como dinámicas, sus propiedades estructurales tenderán a degradarse con el paso del tiempo. Debido a esto, el monitoreo constante de tales propiedades resulta una actividad de suma importancia, pues permitirá establecer los trabajos de mantenimiento requeridos de forma oportuna que permitirán conservar la estructura en un estado óptimo para cumplir con sus funciones.

Una de las formas más eficientes de realizar dicho monitoreo es por medio de la instrumentación del elemento con una serie de sensores que, ubicados en puntos estratégicos, permitan conocer sus propiedades estructurales. Sin embargo, en el caso particular de puentes, debido a su complejidad y la gran variabilidad en sus condiciones, los sistemas de monitoreo requieren una serie de instalaciones para la captura y manejo de la información que podría incrementar significativamente los costos y las complicaciones para realizarlos.

Por esta razón, ha surgido la necesidad de buscar métodos alternativos de instrumentación más económicos que permitan obtener adecuadamente los parámetros de interés. Uno de esos parámetros son los desplazamientos en los elementos del puente, los cuales se pueden estimar con un método que tiene las características buscadas y que consiste en la implementación de cámaras de video de alta definición para estimarlos. Esta técnica se basa en que a partir de secuencias de imágenes digitales, se identifiquen los cambios de posición en puntos de interés durante sollicitaciones de carga lo cual permitirá estimar la respuesta de la estructura a partir de las historias de desplazamiento obtenidas.

Identificación de cambios de posición en imágenes

Una imagen digital está conformada por una serie de puntos unidos y entrelazados entre sí, denominados píxeles, lo cuales están codificados mediante un conjunto de bits de longitud determinada la cual representa a la llamada intensidad de color, dicha intensidad indica la cantidad en base binaria de colores contenidos en cada elemento teniendo que un pixel de 8 bit tendrá 256 colores mientras que otro de 32 bits contendrá más de 16 millones de colores.

Cabe mencionar que el color y luminosidad de un pixel se compone principalmente por los valores de intensidad de cuatro colores base: cian, magenta, amarillo y negro (Fig B.1), quedando regida la luminosidad por éste último canal, por lo que, si se filtran los otros canales de la imagen, la intensidad color y luminosidad del pixel quedarán regidas únicamente por este, a las imágenes que solo cuentan con este canal se les denomina imágenes en escala de grises.

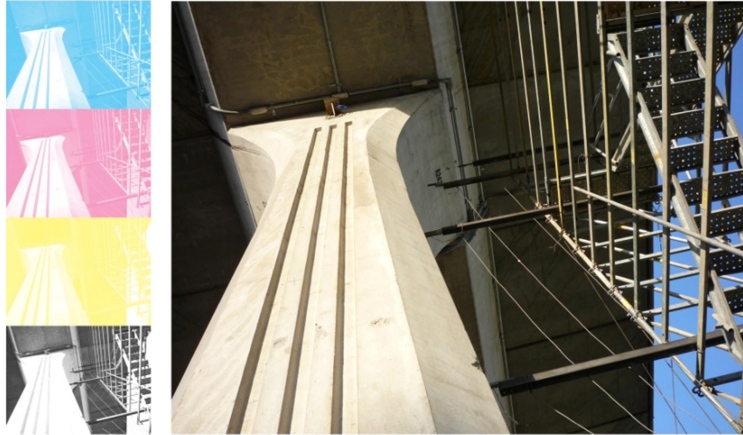


Fig B.1 Componentes de color en una imagen digital

Otro punto importante de una imagen digital es su densidad de puntos, es decir el número de pixeles contenidos en una cierta área determinada, a la relación número de pixeles/área se le conoce como resolución y sus unidades son pixeles por pulgada cuadrada; entre mayor sea la resolución de una imagen contendrá un mayor número de estos (Fig B.2).

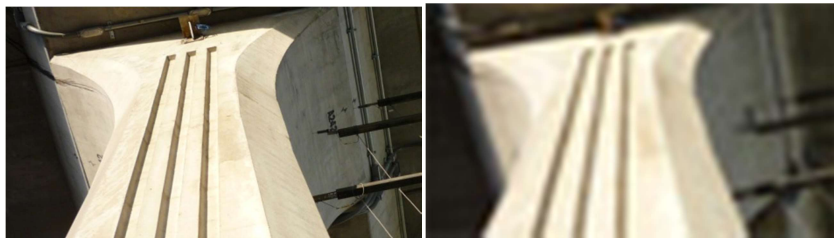


Fig B.2 Imagen digital capturada con alta y baja resolución

El conocer la intensidad de color de un pixel y la resolución en una imagen digital, permitirá determinar su posición dentro de la matriz que la conforma. Si se asume que tal intensidad se mantendrá relativamente constante en una secuencia de imágenes y se obtiene su posición en cada una, será posible estimar una trayectoria de su movimiento durante la línea de tiempo de las imágenes.

Sin embargo, debido a la probabilidad de cambios en las condiciones de luz u otros factores que podrían deformar su intensidad durante la secuencia, no es adecuado obtener dicha trayectoria de un solo pixel sino de una matriz de puntos circundantes. Esto permitirá evaluar la correlación existente entre las matrices de cada imagen (Allemang, 1982), basado en que a mayor correlación, se obtendrá una menor función de error y por consiguiente una mayor certeza en la posición identificada (Fig B.3).

De ese modo la función de error evaluará uno a uno los componentes de la matriz original con respecto a la posible matriz con cambio de posición estimado con la ec B.1 por medio de la técnica de los mínimos cuadrados el error (Schneiderman y Kanade, 2004).

$$E(x, y, u, v) = \sum_{i, j = -n/2}^{n/2} (F(x+i, y+j) - G(x+i+u, y+j+v))^2 \quad (\text{B.1})$$

Donde

- E Es la magnitud del error en la correlación de dos vecindades de pixeles
- F Es la matriz cuadrada de la vecindad de pixeles de referencia
- G Es la matriz cuadrada de la probable posición modificada a evaluar
- x,y Son las coordenadas del centroide de la posición de la vecindad de referencia
- u,v Es la magnitud del cambio de posición del centroide en dirección x e y, respectivamente
- n Es la dimensión de la matriz de la vecindad de pixeles en análisis

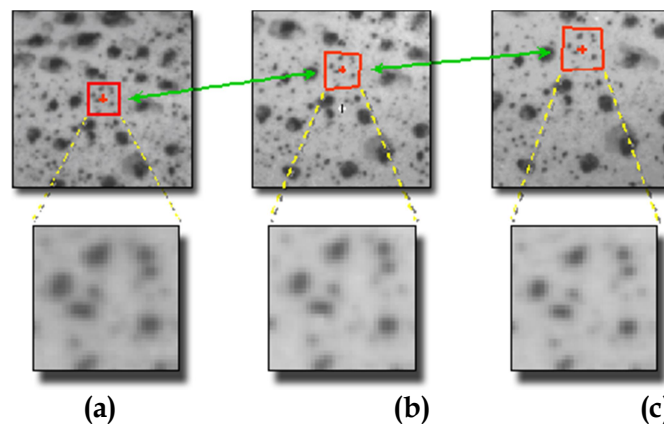


Fig B.3 Selección de una vecindad de pixeles de interés (a) e identificación de su nueva posición después de un movimiento (b y c)

Es evidente que para minimizar el error y reducir el tiempo de búsqueda, es necesaria la existencia de cierta linealidad en el desplazamiento respecto a un marco de referencia y que las condiciones de luz no sean modificadas de tal modo que el valor de la intensidad de color de los pixeles sufra cambios que ocasionen que el error calculado sea elevado aun tratándose de la misma vecindad.

De igual modo es necesario hacer notar que al identificar la intensidad del color de los pixeles en la vecindad de interés, la búsqueda se reduce considerablemente al filtrar los colores, pues las combinaciones posibles disminuyen de más de 1.72×10^8 (combinación de 4 elementos con 256 posibilidades cada uno) a tan solo 256 (combinación de 1 elementos con 256 posibilidades).

Una vez obtenida la posición donde se minimizan los errores, el desplazamiento se calcula por medio de una resta numérica (ec B.2).

$$d_N = N_{IR} - N_i \quad (\text{B.2})$$

Donde

dN	Es la magnitud del desplazamiento en la dirección de interés entre la i-ésima imagen y la imagen de referencia
N_{IR}	Es la coordenada de la posición del centroide en dirección n de la vecindad de puntos en la imagen base
N_i	Es la coordenada de la posición del centroide en dirección n de la vecindad de puntos en la i-ésima imagen

Con el empleo de las ecs B.1 y B.2, será posible identificar las trayectorias de desplazamiento de los puntos que sean de interés en un elemento del cual se capturó la secuencia de imágenes

Criterios de selección de los equipos de captura.

De acuerdo a los estudios consultados (Caetano y Silva, 2007; Gamache y Santinni-Bell, 2009; Lee, 2007; Olaszek, 1999) y por las características del procedimiento de identificación de desplazamientos, se observó que la adecuada selección del equipo de captura de las secuencias de imágenes es fundamental para obtener una estimación confiable y robusta en términos de procesamiento, por lo que se establecieron una serie de criterios basados en dichas necesidades que permitieran establecer el equipo óptimo de acuerdo a las necesidades requeridas. Estos son:

- **Resolución de captura:** La importancia de este punto radica en la capacidad de obtener la mayor información posible en la captura, lo que permitirá que al hacer el cálculo de los cambios de posición, el valor estimado tenga la mayor exactitud posible.
- Un criterio sencillo para determinar cuál es la resolución mínima requerida será suponiendo un objeto que tiene una longitud unitaria (el cual abarca el campo de visión del objetivo del equipo) y dividir tal longitud entre el número máximo de píxeles que captura el instrumento en esa dirección, de esa forma con un equipo de alta resolución, se podrán obtener estimaciones de hasta 1/1920 de esa longitud y con definición regular hasta de 1/720. Cabe mencionar que ambas magnitudes son valores de referencia, pues con el procedimiento de correlación y técnicas de interpolación, es posible obtener valores más finos (Caetano y Silva, 2007).
- **Distancia del elemento a medir a la ubicación de la videocámara:** Este se vincula directamente con la resolución pues a mayor distancia, el objeto a medir quedará reducido en la vista y la fineza de la estimación será reducida; sin embargo, esta se puede recuperar mediante el empleo de la capacidad de acercamiento con las que cuenta el equipo de medición (Fig B.5), el cual deberá ser del tipo mecánico u óptico, pues si se utiliza un sistema de interpolación de píxeles (zoom digital) la información capturada tendrá una resolución menor (Fig B.2).
- **Linealidad luminaria y respuesta ante deslumbramiento:** Debido a que para un óptimo funcionamiento del método de identificación de posición se requiere que las intensidades de color se mantengan lo más estable posible, será necesario que el equipo cuente con un sensor que de forma automática corrija el nivel de exposición de luz y conserve de forma estable los niveles de luz que podrían ocurrir durante la captura. De igual modo es

importante que dicho sensor tenga alto nivel de respuesta ante cambios súbitos de luz, pues con ello se minimiza la posibilidad de tener puntos ciegos.

- **Frecuencia de muestreo:** La importancia de este punto radica en el tipo de evento que se busca capturar, esto es, si el movimiento es dinámico o cuasi-estático, pues las frecuencias de muestreo que utilizan las cámaras de video comerciales de perfil medio a alto permiten capturar hasta 50 Hz.

Evaluación del sistema

Para la evaluación del sistema de estimación de desplazamientos, se realizaron una serie de pruebas en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM colocando verticalmente una barra de 1 m de largo de un perfil HSS de sección cuadrada de 102 mm y de 9 de espesor. La fijación de la barra a la mesa vibradora se hizo con cuatro tornillos a través de una placa de acero soldada en uno de sus extremos (Fig B.4). En el otro extremo de la barra se soldó una placa metálica cuadrada de 102 mm la cual se utilizó como área objetivo para la captura con la videocámara.

Para la realización de las pruebas, se utilizó en la captura una cámara de video de alta definición, seleccionada de acuerdo con los criterios descritos en la sección anterior. Este dispositivo cuenta con un lente con acercamiento óptico de 15 aumentos, un sensor de luz con capacidad de respuesta ante cambios súbitos de 0.4s y velocidad de captura de hasta 60 cuadros por segundo.

Para evaluar los resultados obtenidos con el sistema de videocámaras, se utilizaron adicionalmente dos equipos de medición de alta precisión: un sistema óptico de medición de alta exactitud (Kryton K600-DMM, METRIS) y cuatro transductores de desplazamiento.

Con el sistema Kryton K600-DMM se midieron los desplazamientos a través de ledes infrarrojos en los cinco puntos que se muestra en la Fig B.6. El led K3 fue colocado en el extremo superior de la barra aproximadamente al centro del área objetivo.

Los cuatro transductores de desplazamiento (D) se ubicaron en las esquinas de la mesa vibradora (fig B.6) y se fijaron al marco de referencia exterior para medir los desplazamientos relativos. Dada la gran rigidez de la mesa en su plano, es posible suponerla infinitamente rígida y por tanto con los desplazamientos de las esquinas se determinan los correspondientes al sitio donde está colocada la barra. Cabe mencionar que debido a que la frecuencia natural de la barra metálica (75 Hz) es superior a las frecuencias de vibración de movimientos aplicados en las pruebas (hasta 25 Hz), los movimientos en la base y en el extremo superior de la barra resultaron ser similares como se muestra más adelante (figs B.9 y B.10).

La cámara de video se colocó a 10 m de distancia, lo que implicó que el área objetivo (sin acercamiento óptico) tuviera una longitud de 25 pixeles, la cual se incrementaba a 350 con el nivel máximo de acercamiento (Fig B.5).

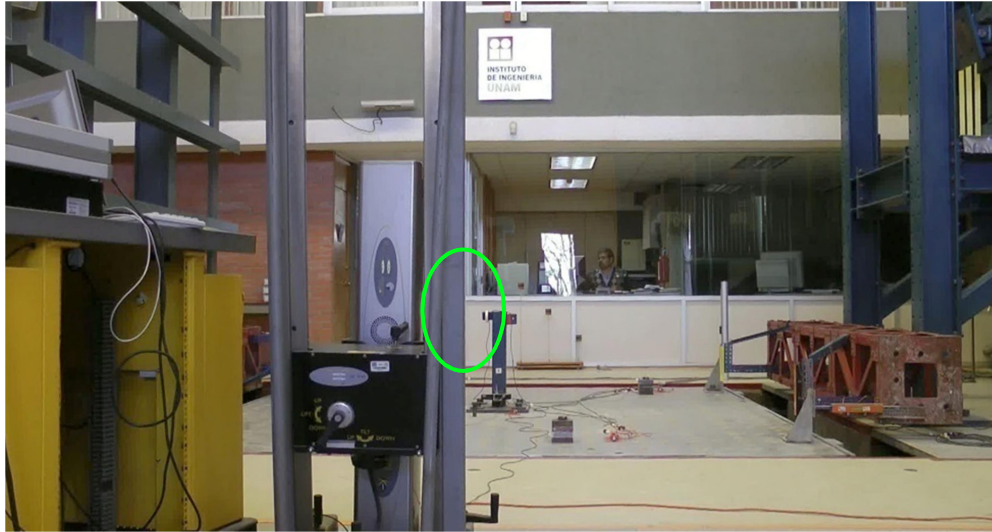


Fig B.4 Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM con la estructura del punto objetivo

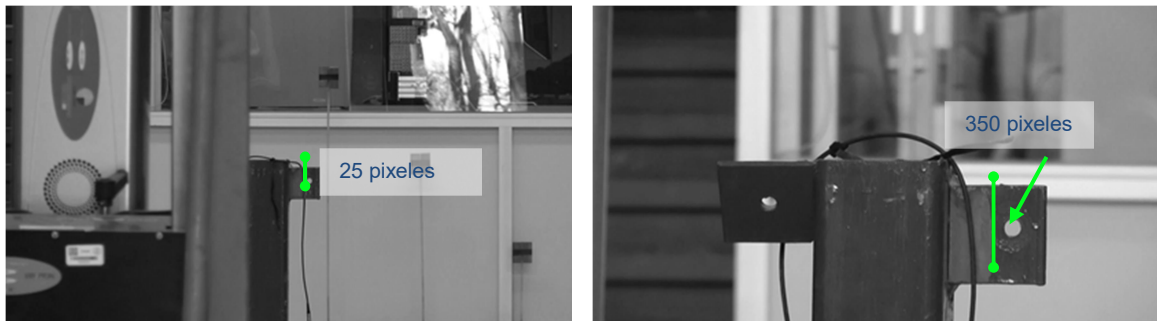


Fig B.5 Ubicación de la placa objetivo y tamaño en pixeles con diferentes niveles de acercamiento

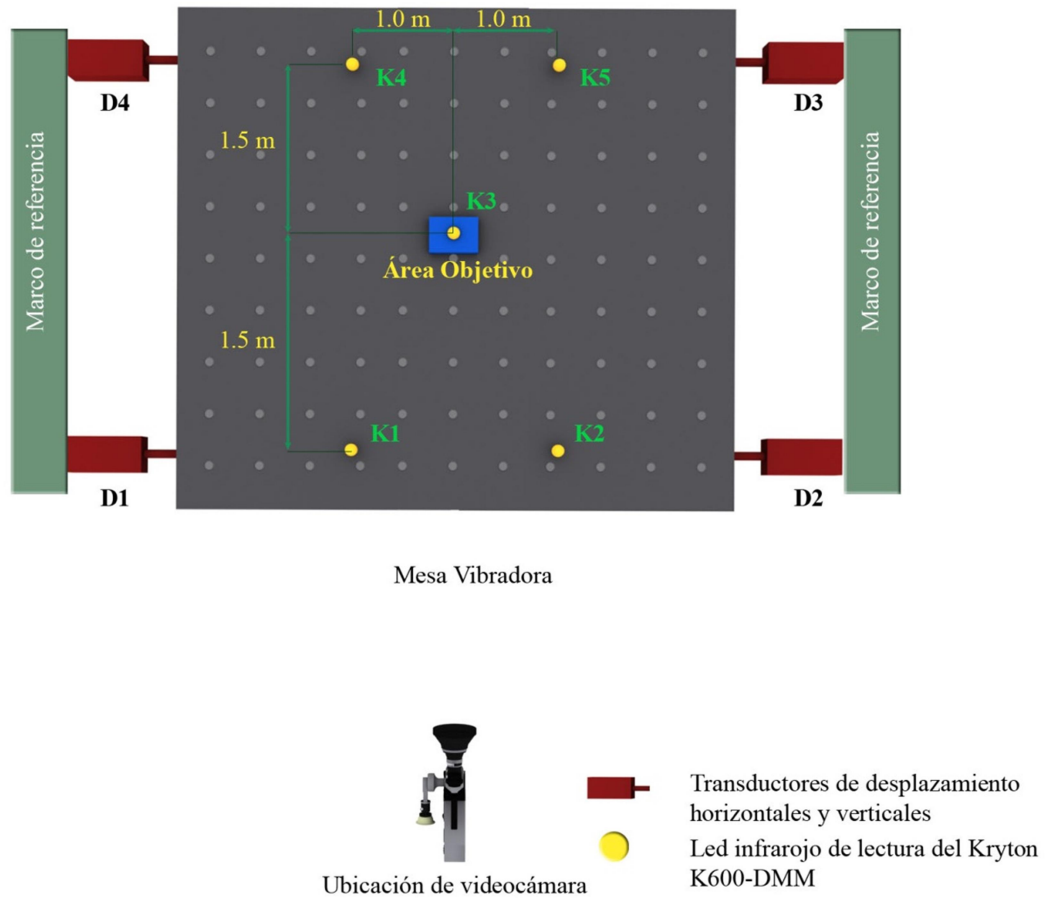


Fig B.6 Esquema global de la ubicación de los instrumentos durante las pruebas

Pruebas

En total se realizaron las seis pruebas (tabla B.1). Cuatro de las pruebas fueron con diferentes movimientos de la mesa vibradora del tipo armónico con frecuencias de vibración desde 0.1 a 1 Hz.

Por otra parte, para evaluar la exactitud del método ante movimientos cuasi-estáticos o de frecuencias muy bajas, en las pruebas 4 y 5 se utilizó un movimiento que consistió en una serie de escalones de desplazamiento verticales de la mesa partiendo desde cero hasta llegar a un desplazamiento máximo fijo, el cual fue de 25 mm para la prueba 4 y de 9 mm para la 5 (tabla B.1).

Además, para evaluar la capacidad de la videocámara para estimar desplazamientos en eventos dinámicos compuestos por una amplia gama de frecuencias, en la prueba 6 se capturó un ruido gaussiano con una banda de frecuencias entre 0.1 y 25 Hz, con desplazamientos de hasta 20 mm.

Es necesario mencionar que la lectura de los datos de las pruebas 1 a 4, se hizo sin utilizar acercamiento óptico, contrario a las pruebas 5 y 6 donde se utilizó el acercamiento máximo del equipo (15 aumentos).

Tabla B.1 Pruebas y movimientos empleados

Prueba	Movimiento
Prueba 1	Armónico con frecuencia de 0.1 Hz (periodo 10 s), aceleración de 50 cm/s ² con desplazamiento máximo de 50 mm:
Prueba 2	Armónico con frecuencia de 0.5 Hz (periodo 2 s), aceleración de 50 cm/s ² con desplazamiento máximo de 50 mm
Prueba 3	Armónico con frecuencia de 1.0 Hz (periodo 1 s), aceleración de 50 cm/s ² con desplazamiento máximo de 15 mm
Prueba 4	Movimiento escalonado desde 0 hasta 25 mm con variaciones de 2 mm cada 5 s
Prueba 5	Movimiento escalonado desde 0 hasta 9 mm con variaciones de 1 mm cada 5 s
Prueba 6	Ruido Gaussiano con barrido de frecuencias de 0 a 25 Hz con un desplazamiento máximo de 20 mm..

Procesamiento de imágenes en video

Las imágenes capturadas fueron procesadas por medio de una rutina de reconocimiento de patrones y ubicación realizada en el programa de cómputo Matlab, mediante la cual, se tomó el registro del video y se convirtió a secuencias de imágenes en escala de grises.

Para la identificación de desplazamientos, se establece en la primera imagen la zona donde se ubican los puntos de interés. Para la cual se analizaron dos posibilidades: dibujar un área y calcular su centroide o establecer un pixel centroide y definir el área a partir de él.

Al evaluar la alternativa de dibujar el área, se tuvo el inconveniente de que el cálculo del centroide tendía a viciarse debido a los efectos ópticos de sesgado durante el cambio de una posición a otra (Fig B.7), lo cual ocasionaba largos tiempos de procesamiento al buscar converger con el criterio de error.

Con la segunda alternativa, se observó que el efecto de sesgado tiene poca importancia, pues solo deforma a los pixeles en las fronteras del área sin modificar el centroide, lo cual permite cumplir de forma más eficiente y rápida con el criterio de convergencia.

Una ventaja adicional del empleo del centroide en lugar del área, es que se pueden establecer varios puntos de instrumentación dentro de una misma toma (Fig B.8), los cuales servirán para

verificar los resultados o en su caso obtener lecturas en más de un punto de interés dentro de la misma captura.



Fig B.7 Efecto de sesgado durante el cambio de posición y repercusión en el centroide

Al establecer los puntos de interés, se procedió a la identificación de sus posiciones en las imágenes subsecuentes para la estimación de los desplazamientos, mismos que se compararon con los transductores y el sensor óptico de alta precisión.

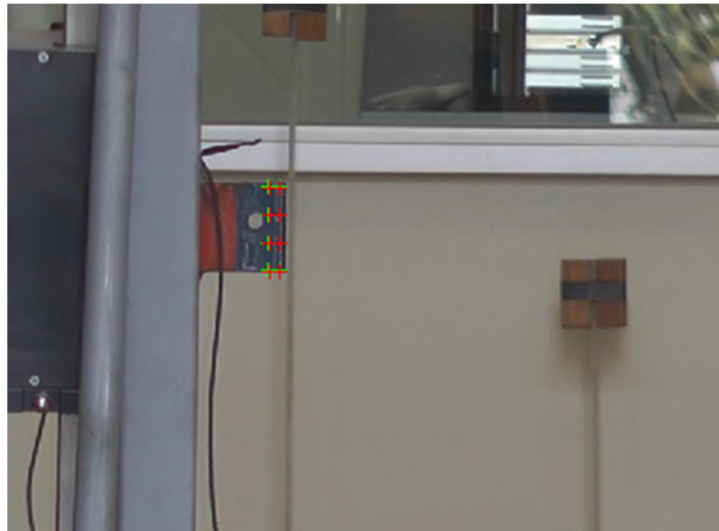


Fig B.8 Establecimiento de puntos para la estimación de los desplazamientos

Análisis de resultados

Una de las incertidumbres que se tenía respecto a los desplazamientos empleados era verificar que los medidos en la base de la mesa fueran los mismos en la parte superior del poste metálico, por lo que se hizo la comparación de los desplazamientos obtenidos con los ledes de los puntos K1, K2, K4 y K5, ubicados sobre la mesa, con los del punto K3 en el extremo superior del poste. Esta comparación se muestra en la Fig B.9 y se observa que son prácticamente iguales.

Con los desplazamientos medidos con los cuatro transductores de desplazamiento y los cuatro ledes se determinaron los desplazamientos en la base del poste y estos se compararon con los registrados en el punto K3. En la Fig B.10 muestran los correspondientes a la prueba 1. En todas las pruebas las diferencias fueron prácticamente despreciables.

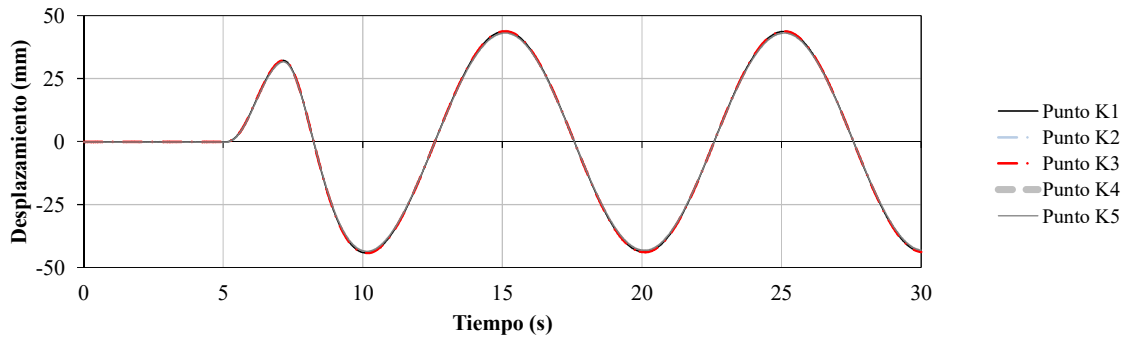


Fig B.9 Comparación entre desplazamientos medidos en la base y parte superior de la barra metálica en la prueba 1

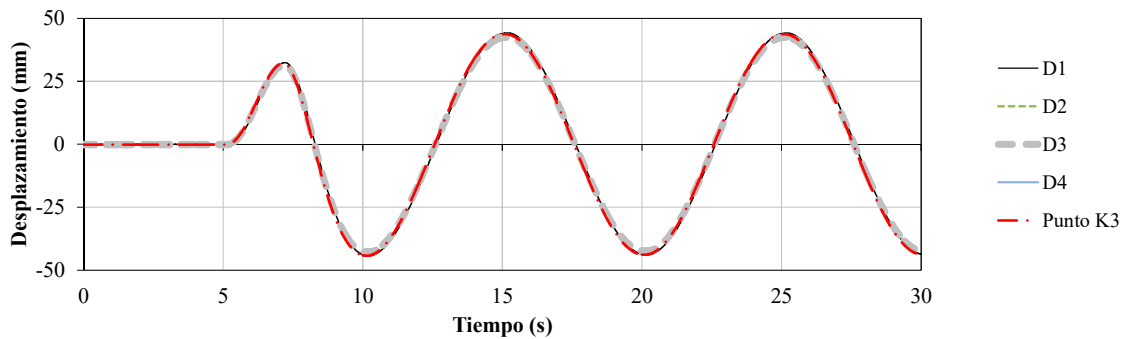
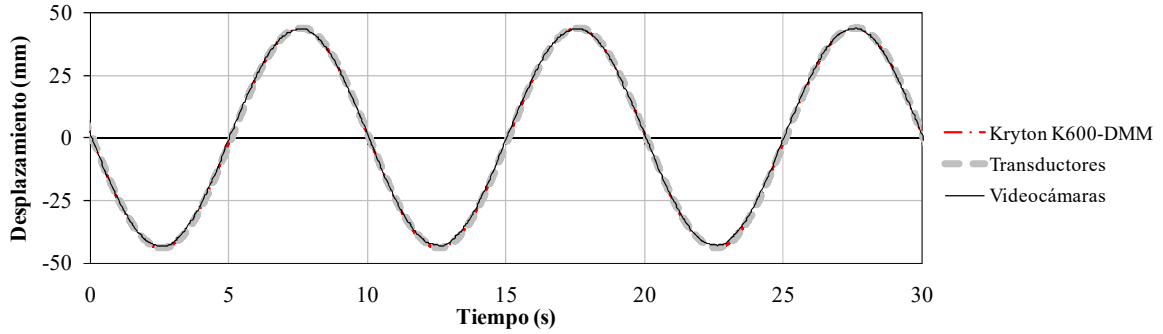
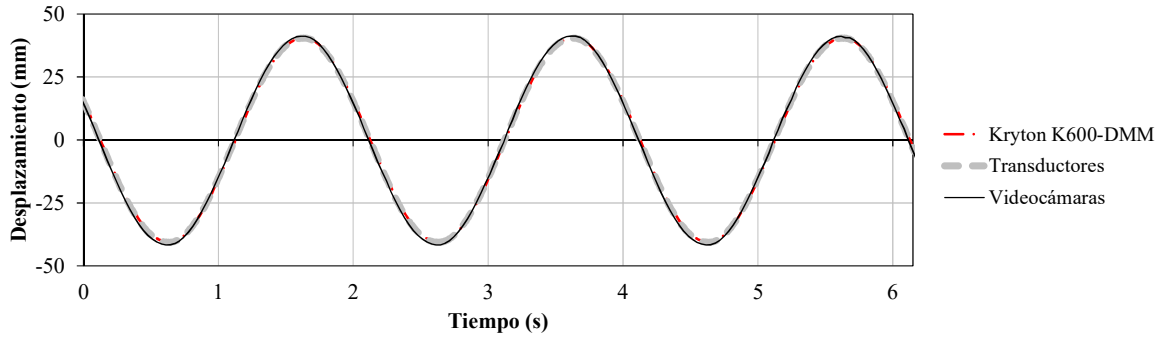


Fig B.10 Comparación entre desplazamientos medidos con los transductores en las esquinas y en el punto K3 en la prueba 1

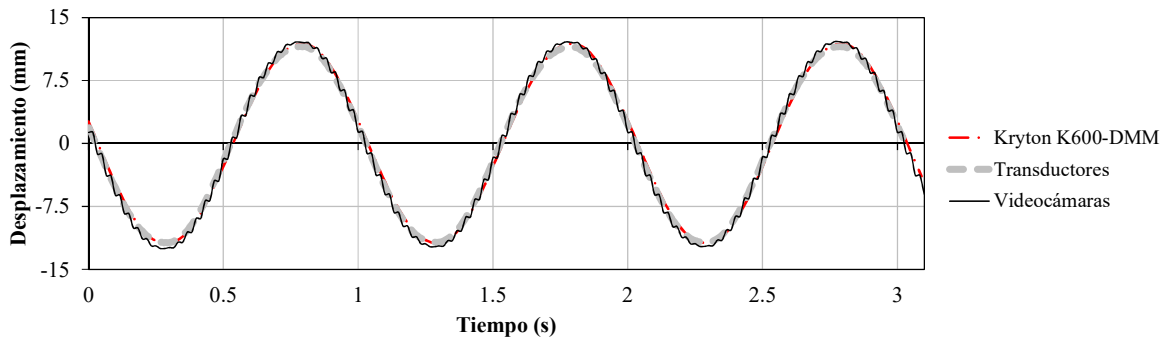
Prueba 1



Prueba 2



Prueba 3



Prueba 4

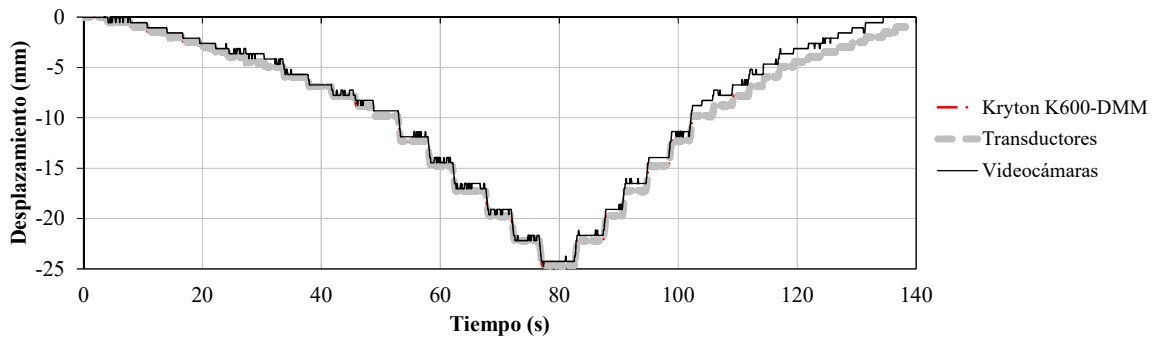


Fig B.11 Desplazamientos estimados de las pruebas 1 a 4 por medio de las videocámaras y comparación con los medidos por los transductores y con el sistema Kryton K600-DMM

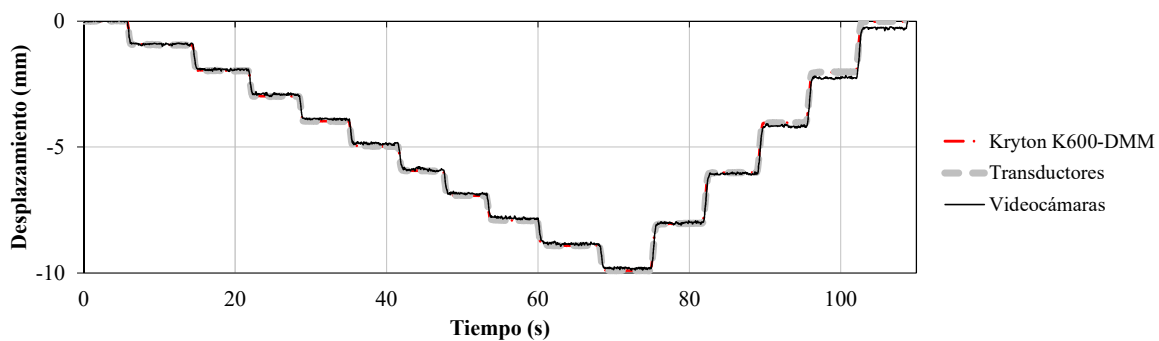
Una vez establecida la equivalencia de los desplazamientos en las esquinas y en la base del poste, se compararon con los datos estimados con la videocámara. Los resultados de las pruebas

1 a 4 y la comparación descrita se muestran en la Fig B.11. Con respecto a los desplazamientos de las pruebas 1 a 3 hay una gran exactitud respecto a lo medido con los otros dos sistemas.

En el caso particular de la prueba 4, se observó una falta de resolución en la captura, pues aunque los desplazamientos coinciden en varios puntos con los otros dispositivos, en otros se observan diferencias tanto en magnitud como en duración.

Lo anterior sugiere que al reducir la magnitud de los desplazamientos la exactitud de las mediciones se reducía apreciablemente (fig B.11), por lo cual se propuso realizar las pruebas 5 y 6 con el máximo acercamiento de la cámara. Los resultados obtenidos en estas pruebas se muestran en la Fig B.12.

Prueba 5



Prueba 6

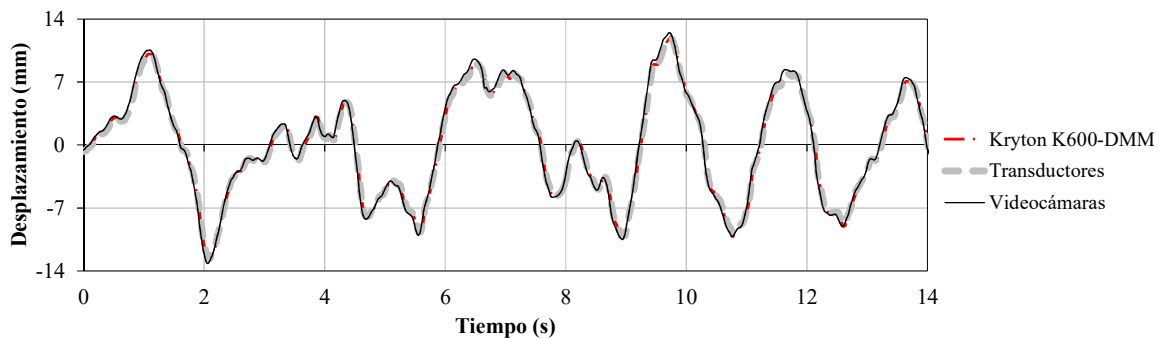


Fig B.12 Desplazamientos estimados en las pruebas 5 y 6 por medio de las videocámaras y comparación con los medidos por los transductores y con el sistema Kryton K600-DMM

Los resultados obtenidos al capturar de esta forma mostraron que la exactitud se incrementó a valores semejantes a los obtenidos con los transductores y el sistema Kryton K600-DMM, y se concluyó que el nivel de acercamiento deberá ajustarse de acuerdo al tipo de movimiento a capturar con utilizando el mayor posible en cada una.

A su vez, se observó durante las pruebas iniciales que en los primeros segundos de la captura, se tiende a subestimar los desplazamientos, recuperándose completamente hasta después de algunos segundos (Fig B.13). Esto se debe a la función inherente de autoenfoco inicial en este tipo de equipos. Por esta razón, al capturar, esta función deberá desactivarse; sin embargo, si

esto no es posible, para contrarrestar el problema bastará con iniciar la captura varios segundos antes de comenzar con el movimiento.

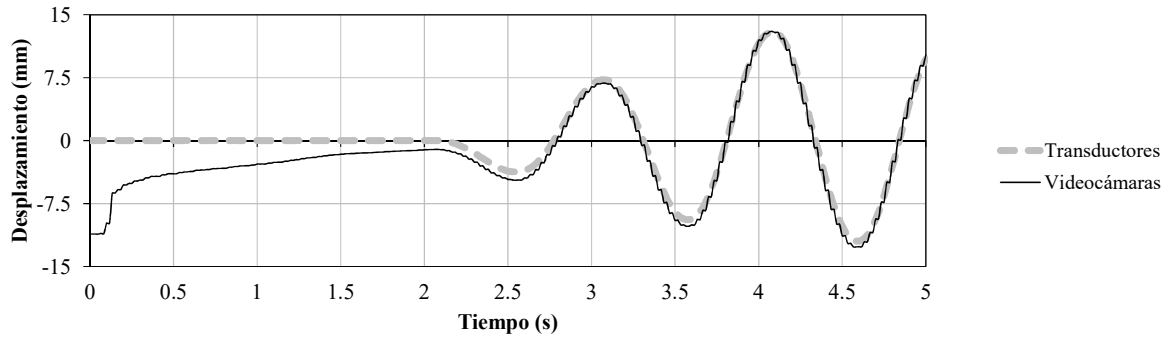


Fig B.13 Corrimiento del cero al principio de la captura

Se presentó una alternativa para la estimación de desplazamientos en estructuras a partir de secuencias de imágenes tomadas por medio de videocámaras de alta definición, la cual es una buena alternativa, pues los resultados obtenidos tienen un buen nivel de exactitud y precisión al compararlos con los datos de otros sensores y presentó en general una buena precisión.

Es importante hacer notar que aunque el sistema de forma directa tiene una exactitud aceptable, esta se puede mejorar desde antes de hacer la captura al realizar una correcta ubicación de los instrumentos y colocar texturas de alto contraste (combinaciones de blanco y negro) en los puntos donde se busque monitorear los desplazamientos, pues con ello se facilitará significativamente la identificación de las vecindades de píxeles.

Al observar el desempeño de las estimaciones obtenidas con esta metodología y con su capacidad de realizar mediciones en más de una zona de los elementos capturados, se buscará incorporar este sistema a la instrumentación empleada en pruebas de campo de un puente real y así poder estimar parámetros de interés como lo son los desplazamientos laterales de una columna o deflexiones en una trabe.

Debido a los resultados obtenidos, se tiene previsto realizar una serie de pruebas con eventos dinámicos en los que se capturen los movimientos de varios puntos simultáneos de un elemento, para de esa manera evaluar la posibilidad de estimar por medio de este sistema deformaciones unitarias en los elementos a partir de los desplazamientos obtenidos.