



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**Seguimiento de las principales propiedades estructurales de la
superestructura del puente San Cristóbal**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

Felipe Bennetts Toledo

TUTOR:

Dr. David Murià Vila

COTUTOR:

Dr. Roberto Gómez Martínez

Agosto 2008



INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Roberto Gómez Martínez
Secretario: Dr. José Alberto Escobar Sánchez
Vocal: Dr. David Murià Vila
1^{er}. Suplente: M.I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez
2^{do}. Suplente: Dr. Oscar Alberto López Bátiz

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:



Dr. David Murià Vila

DEDICATORIAS

*A mis padres **Felipe** y **América** y mi hermana **América**; por su apoyo, enseñanzas, paciencia y comprensión en todo momento.*

*A mis **compañeros** del posgrado de la Facultad de Ingeniería.*

*A mis **amigos de toda la vida**.*

Y a todas aquellas personas que siempre confiaron en mí.

Felipe Bennetts Toledo

A G R A D E C I M I E N T O S

Al Dr. David Muria Vila y Dr. Roberto Gómez Martínez, por sus enseñanzas, su dirección, apoyo constante y gran paciencia para la realización de este trabajo de tesis.

A mis padres Juan Felipe Bennetts Lara y América Toledo Ríos y hermana América Bennetts Toledo por su apoyo en la realización de este trabajo y a mí madre América Toledo Ríos que siempre ha estado pendiente de mí. A mis amigos de toda la vida Luis Alejandro Corona Ontiveros y Pablo Enrique Zenil Rivas, Yadira Olguín Barreto, Cristian Gonzáles Maldonado, Siruis B. (gran compañero), Karla Viridiana Ayala Oviedo y a Héctor Guerrero Bobadilla por brindarme su apoyo incondicional.

A mí abuela Julia Ríos Martínez de Toledo y tío M.V. Fernando Toledo Ríos que siempre me brindaron su apoyo, fuerza y comprensión, que en paz descansen.

A M.I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez, Dr. José Alberto Escobar Sánchez y al Dr. Oscar Alberto López Bátiz, por sus observaciones y revisión del documento.

A M.I. Miguel Ángel Mendoza, Ing. Israel Iván León García, Ing. Luis Martín Arenas García y a todo el personal de Instituto de Ingeniería de la UNAM que participo y contribuyo en la realización de las pruebas de campo.

A M.I. Carlos Huerta Carpizo por su colaboración en el procesamiento de la información.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por las facilidades y apoyo económico otorgados para la realización de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por financiar mis estudios de posgrado y la realización de mí trabajo de tesis.

Y en especial a la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser mí segundo hogar.

Si tu problema tiene solución ¿para qué te preocupas? y si tu problema no tiene solución ¿para qué te preocupas?

Proverbio chino.

INDICE

	Pág.
Introducción	1
Objetivos y alcances	1
1. Descripción de la estructura	3
1.1. Antecedentes	3
1.2. Ubicación del sitio en estudio	3
1.3. Descripción del sistema estructural	4
1.3.1. Descripción de la superestructura	4
1.3.2. Descripción de la subestructura	6
2. Pruebas de campo y monitoreo del puente San Cristóbal	10
2.1. Instrumentación y dispositivo de adquisición de datos	10
2.1.1. Descripción de la instrumentación	10
2.1.2. Dispositivo de adquisición de datos	14
2.2. Monitoreo del puente San Cristóbal	15
2.2.1. Metodología de análisis	16
2.2.1.1. Revisión de esfuerzos en la superestructura del Puente San Cristóbal	16
2.2.1.2. Revisión de los desplazamientos relativos en la zona de transición de la superestructura del puente San Cristóbal	16
2.2.1.3. Revisión de la deflexión del puente San Cristóbal	19
2.3. Pruebas de campo	23
2.3.1. Pruebas de vibración ambiental	23
2.3.1.1. Programa de pruebas	23
2.3.1.2. Metodología de análisis	29
2.3.2. Pruebas de carga de vehicular	30
2.3.2.1. Programa de pruebas	31
2.3.2.1.1. Primera etapa de pruebas, agosto 2006	31
2.3.2.1.2. Segunda etapa de pruebas, diciembre 2006	34
2.3.2.2. Metodología de análisis	35
3. Procesamiento y análisis de la información	39
3.1. Pruebas de vibración ambiental	39
3.1.1. Procesamiento de la información	39
3.1.2. Identificación de las frecuencias más significativas de la superestructura del puente San Cristóbal en los componentes V , T y R	39
3.1.3. Identificación de las formas modales más significativas de la superestructura del puente San Cristóbal en los componentes V , T y R	45
3.2. Pruebas de carga vehicular	50
3.2.1. Resultados de las pruebas de carga vehicular estática	50
3.2.2. Resultados de las pruebas de carga vehicular dinámica	54
3.3. Resultados del monitoreo del puente San Cristóbal	59
3.3.1. Incrementos de esfuerzos del puente San Cristóbal	59
3.3.2. Desplazamiento relativos en la zona de transición (dovela D6) del puente San Cristóbal	64
3.3.3. Deflexiones del claro mayor del puente San Cristóbal	65
3.3.4. Esfuerzos del puente San Cristóbal	67
3.3.4.1. Esfuerzos iniciales del puente San Cristóbal $\sigma(\text{PP} + \text{CMS})$	67
3.3.4.2. Esfuerzos actuantes en el puente San Cristóbal $(\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M)$	68
3.3.4.3. Esfuerzos alcanzado durante las pruebas de carga vehicular $(\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M)$	70
4. Comparación y discusión de resultados	72
4.1. Discusión de los resultados obtenidos de las pruebas de vibración ambiental	72
4.1.1. Comparación de las frecuencias de vibrar obtenidas de la vibración ambiental y las pruebas dinámicas en el componente V y T (etapas agosto y diciembre 2006)	72
4.1.2. Revisión de la simetría de la sección transversal del puente San Cristóbal	74
4.3. Discusión de los resultados obtenidos del factor de amplificación dinámica FAD	76

4.4. Revisión del estado estructural del puente San Cristóbal mediante los resultados obtenidos del monitoreo	77
4.4.1. Revisión de los desplazamientos relativos en la zona de transición del puente San Cristóbal	77
4.4.2. Revisión de la deflexión en el claro central del puente San Cristóbal	78
4.4.3. Revisión de los esfuerzos del puente San Cristóbal	79
4.4.3.1. Revisión de los esfuerzos actuales en el puente San Cristóbal ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M$)	79
4.4.3.2. Revisión de los esfuerzos alcanzados en las dos etapas de pruebas carga vehicular estática, realizadas en el puente San Cristóbal ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P$)	80
Conclusiones y comentarios	83
Apéndice A	86
Apéndice B	89
Apéndice C	97
Apéndice D	102
Apéndice E	104
Apéndice F	110
Apéndice G	112
Referencias	115

SEGUIMIENTO DE LAS PRINCIPALES PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SAN CRISTÓBAL**INTRODUCCIÓN**

Los puentes, así como casi todas las estructuras, se ven expuestas a condiciones climáticas, geológicas, de acuerdo a su ubicación e incluso al mismo uso, provocando la presencia de factores como filtraciones de agua, corrosión, agrietamientos, etc., los cuales causan el deterioro de la estructura, disminuyendo su capacidad de funcionamiento así como su vida útil. Además, durante la vida útil de los puentes se puede presentar eventualmente el incremento en el tamaño, cantidad y peso de los vehículos que transitan en las carreteras, cambiando así las solicitaciones iniciales para los cuales fueron diseñados; todo lo anterior puede llegar a modificar su comportamiento estructural.

Debido a la gran importancia que tienen los puentes en el sistema de transporte terrestre, es necesario revisar su integridad mediante un programa de mantenimiento periódico que permita tener un conocimiento completo y actualizado de su comportamiento estructural. De acuerdo al tipo de estructuración y a partir de una inspección, se determina el método más adecuado que permita evaluar su seguridad e integridad estructural. Por lo regular, la ejecución de un programa de mantenimiento implica la realización de inspecciones visuales, realización de diferentes tipos de pruebas, análisis de la información obtenida y en caso de ser necesario, la rehabilitación de la estructura, así como recomendaciones en cuanto a la política de uso de la estructura.

Hay una gran variedad de pruebas que se realizan a los puentes para la determinación de sus propiedades estructurales, siendo las más comunes las pruebas de carga vehicular, impacto y vibración ambiental. Debido a la vasta cantidad de información que se obtiene de éstas para la determinación del comportamiento estructural de los puentes (Gómez Martínez *et al*, 2007). Se realizan con el objetivo de verificar el estado estructural actual del puente. Se aplican comúnmente antes de su apertura para así tener una impresión de su estado estructural inicial (sin daño) y por medio de esta información hacer predicciones y comparaciones con la teoría o con posibles pruebas posteriores como parte de un programa de monitoreo. Estas pruebas, tomando sus debidas precauciones en planeación e implementado un buen programa de pruebas, pueden ser realizadas en cualquier puente.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), construyó una carretera, que cruza la barranca Centic, y que actualmente comunica a la ciudad de Tuxtla Gutiérrez con San Cristóbal de las Casas en el estado de Chiapas. Debido a la alineación geométrica de la carretera, profundidad de la barranca, y tipo de superestructura, el puente (San Cristóbal) que se usó para pasar este cruce fue la estructura más importante de la carretera.

Al ponerse en tela de juicio el diseño y el proceso constructivo del puente San Cristóbal, a raíz del colapso parcial de la superestructura (lado Tuxtla Gutiérrez) ocurrido el 24 de octubre del 2004, la SCT solicitó al Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM), que realizase la supervisión y monitoreo, durante y después de la reconstrucción del mismo, con el objetivo de hacer un seguimiento de las condiciones estructurales, además, de verificar la calidad del proceso constructivo, así como la realización y calibración de modelos analíticos. Como parte de este monitoreo constante, adicionalmente se programó la realización de diferentes etapas de pruebas de carga vehicular y vibración ambiental.

Objetivos y alcances

Los alcances de este trabajo consisten en realizar un estudio y seguimiento de las principales propiedades dinámicas y estructurales de la superestructura del puente San Cristóbal, por medio de los resultados obtenidos del monitoreo constante y de las pruebas experimentales de carga vehicular y vibración ambiental de agosto 2006, diciembre 2006, abril 2007 y diciembre 2007, siendo los objetivos principales de este trabajo:

- Revisión de esfuerzos permisibles en las secciones instrumentadas por medio de los resultados obtenidos de las pruebas de carga vehicular y del monitoreo constante realizado al puente.
- Cálculo y revisión de las deflexiones máximas del puente mediante los registros topográficos e inclinómetros

- Revisión de los desplazamientos relativos en la zona de transición entre los sistemas de piso ortotrópico y losa de concreto.
- Identificación de las principales propiedades dinámicas del puente San Cristóbal, aprovechando la información obtenida de las pruebas de vibración ambiental, monitoreo constante y de las pruebas de carga vehicular.
- Seguimiento de las propiedades dinámicas del puente, por medio de las diferentes etapas de pruebas de carga vehicular y vibración ambiental, es decir, obtener las posibles variaciones de la frecuencia fundamental de la estructura ante condiciones normales de servicio (vibración ambiental) y bajo cargas vehiculares de magnitudes extremas (pruebas dinámicas).
- Determinación de factores de amplificación dinámica FAD del puente, mediante las pruebas de carga vehicular.

Por medio de este estudio y el monitoreo constante realizado al puente se podrá entender e interpretar la respuesta del puente San Cristóbal de una mejor manera y poder tomar acciones preventivas para resguardar su seguridad e integridad estructural, así como políticas de uso del mismo puente.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

1.1. Antecedentes

La construcción del puente San Cristóbal fue el último obstáculo para terminar la autopista de cuota Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas de 59 km de largo. Con la construcción de este tramo carretero se beneficia directamente a los Municipios de Tuxtla Gutiérrez, Chiapa de Corzo, Zinacatlán y San Cristóbal de las Casas, debido principalmente al impulso que tendrán actividades económicas como la ganadera, agrícola, turismo e industrial de esta zona. El día 15 de mayo del 2006 se inauguró este tramo carretero, se estima un tránsito aproximado de 6,000 vehículos diarios por esta nueva carretera de cuota, disminuyendo los costos de operación al reducir la longitud de recorrido de 72 a 46 km, lo que significa un ahorro de tiempo de 45 min al reducir el tiempo de recorrido de 1h 30 min a 45 min aproximadamente, además, de contar con mejores niveles de seguridad y comodidad (SCT 2006).

Debido al gran interés de la construcción del Puente San Cristóbal y aunado al colapso durante su proceso de construcción de la mitad de la superestructura (Lado Tuxtla Gutiérrez) y pila 2 del mismo, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), pidió al IIUNAM el monitoreo de las principales propiedades estructurales de la superestructura del puente San Cristóbal. (R. Gómez *et al*, 2007).

1.2. Ubicación del sitio en estudio

El puente está situado en la carretera de cuota “Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal”, en el estado de Chiapas, a la altura del kilómetro 24 + 921, con origen de cadenamamiento en el entronque Chiapa de Corzo, comunicando a las ciudades de Tuxtla Gutiérrez y San Cristóbal de las Casas (figura 1) (SCT 2006).



Figura 1 Localización del puente San Cristóbal

1.3. Descripción del sistema estructural

Este puente se clasifica, según el material de construcción con el que fue elaborado, como puente de acero estructural. La ubicación del puente es sobre una curva horizontal con una curvatura de 2%, pendiente transversal de 10% y longitudinal del 5%. Como características generales, este puente cuenta con una longitud total de 324 m y consta de 3 claros; el primero, que parte desde el estribo 1 hasta la pila 2, tiene 72.53 m, el segundo, el más largo es de 177.94 m y esta comprendido por la distancia que hay entre la pila 2 y la pila 3; el último es de la misma longitud que el primero y va desde la pila 3 hasta el estribo número 4 del puente, como se muestra en la figura 2. La superestructura se construyó mediante el método de empujado desde ambos lados de la barranca, dando lugar a dos vigas en voladizo. Una mitad de la superestructura se lanzó con pendiente hacia arriba y la otra con pendiente hacia abajo. Las dovelas se fabricaron en una primera etapa en un taller en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, y el ensamble final se realizó en el patio de empujado, para formar segmentos de 12 m de longitud. El empujado de los segmentos se realizó con gatos hidráulicos sobre una cremallera de acero y un chasis de empuje. El sistema de empuje empleado garantizó un proceso de lanzamiento estable y controlado, y permitió el alineamiento horizontal y vertical de los segmentos del puente (R. Gómez *et al*, 2005).

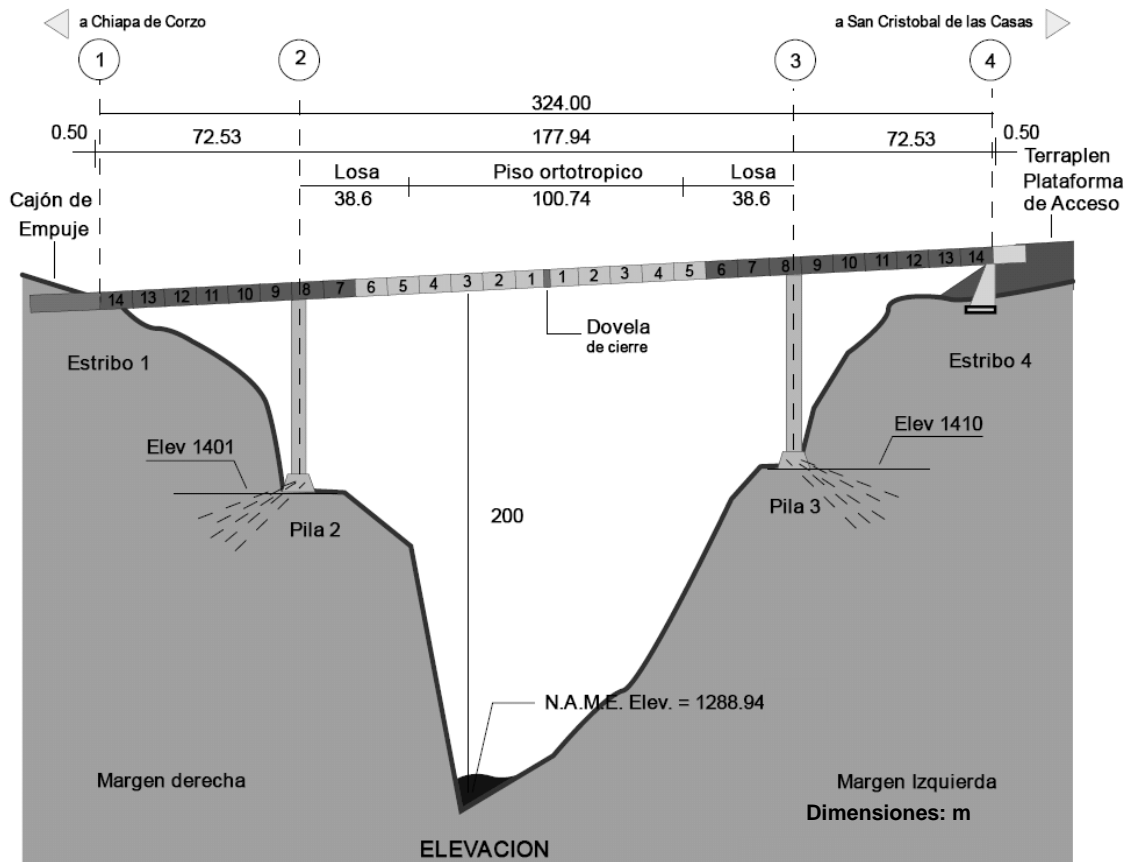


Figura 2 Vista en elevación del puente San Cristóbal.

1.3.1. Descripción de la superestructura

La superestructura del puente consiste en un cajón de acero grado 50 compuesto de 3 tramos (72.53 m, 177.94 m, 72.53 m), con una longitud total de 324 m. El ancho de la calzada es de 13.64 m incorporando dos carriles de tránsito. En las figuras 2 y 3 se muestran las vistas en elevación y en planta del puente. La superestructura está compuesta por 29 dovelas de acero de diferentes espesores para las distintas piezas (almas, patines, atiesadores y elementos complementarios), las cuales, 14 dovelas pertenecen a la margen izquierda, 14 a la margen derecha y en el centro una dovella más llamada de cierre (R. Gómez *et al*, 2007).

Hacia Chiapa de Corzo

Hacia San Cristobal de las Casas

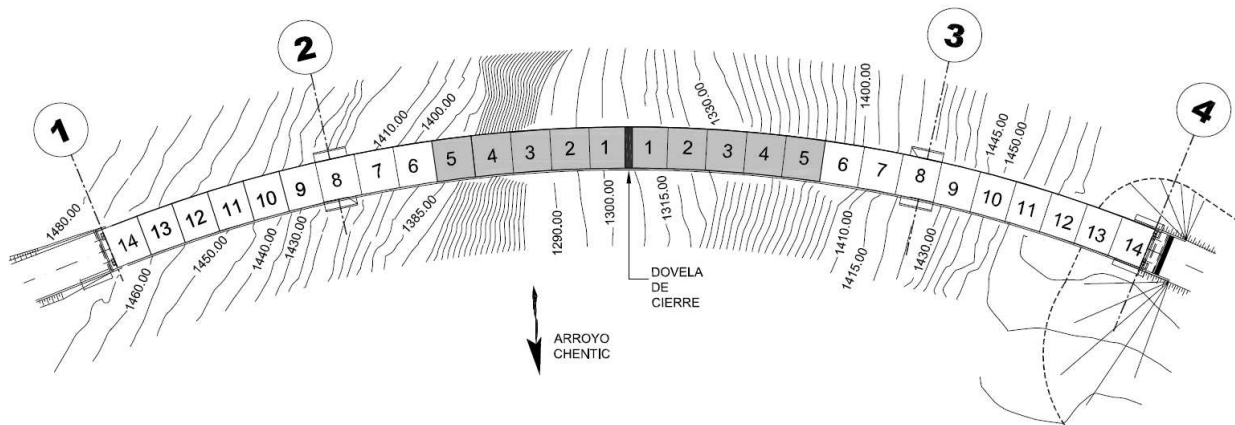
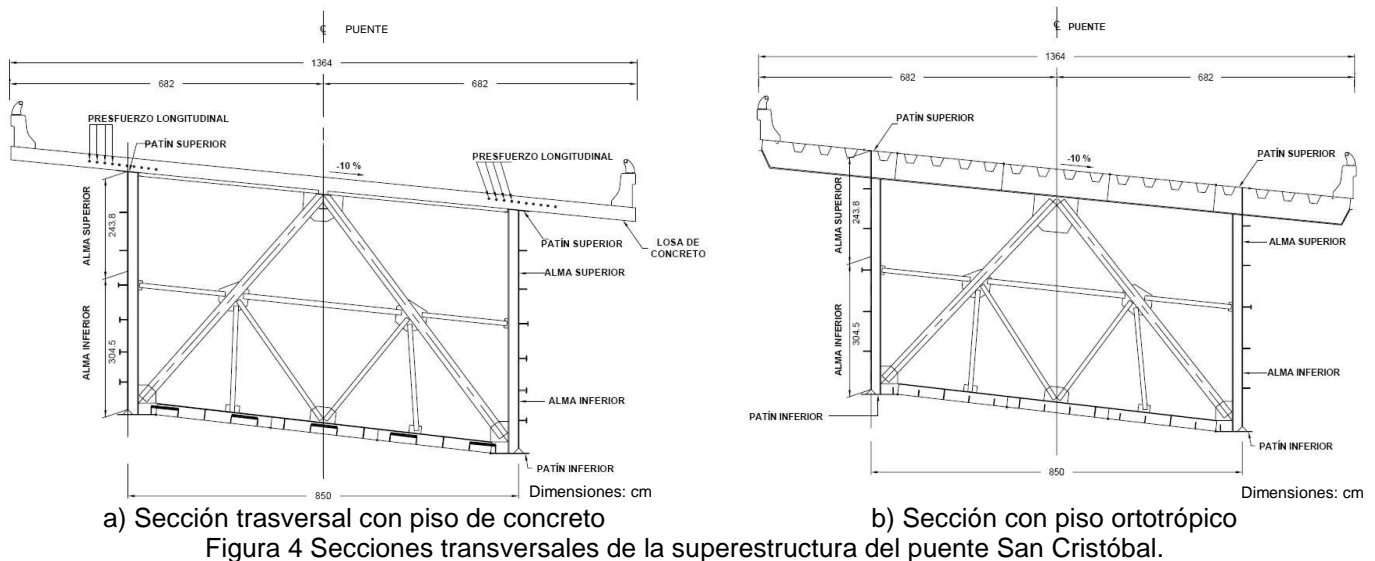


Figura 3 Vista en planta del puente San Cristóbal.

En los 101 m centrales (de la dovela de cierre hasta la dovela 5 de las dos márgenes), el piso superior de las dovelas es ortotrópico, es decir, de acero rigidizado en la parte interior por elementos también de acero, conocidos como bulbos, en las partes restantes, la losa que sirve de superficie de rodamiento es de concreto reforzado, postensada y atiesada longitudinalmente con cables de preesfuerzo debidamente distribuidos (figura 4). (R. Gómez *et al*, 2007)



a) Sección transversal con piso de concreto

b) Sección con piso ortotrópico

Figura 4 Secciones transversales de la superestructura del puente San Cristóbal.

En su interior, las dovelas cuentan además con aproximadamente 19 piezas, que brindan importante rigidez a la estructura. En la figura 5 se pueden ver los diferentes elementos que conforman una dovela tipo, la única diferencia es el número de marcos transversales de contraventeo que las conforman, ya que la dovela 8 y 14 en ambos márgenes cuenta con 5 marcos transversales, el acero que se utiliza para la fabricación de los marcos es ASTM A-709 grado 36. En la tabla 1 se presenta el número de piezas que conforman cada dovela. Las uniones de todos los elementos metálicos se hicieron por medio de soldadura de diversos tipos: SAW, SMAW y FCAW. El peso aproximado por dovela es de alrededor de 60 t, sin contar con las obras complementarias como losa de calzada y parapeto. Con 13.6 m de corona, en la cual se alojaron dos carriles de 3.65 m, dos acotamientos de 2.50 m y guarniciones laterales de 55 cm, el peso total de la superestructura es aproximadamente de 1,720 t. (SCT 2006)

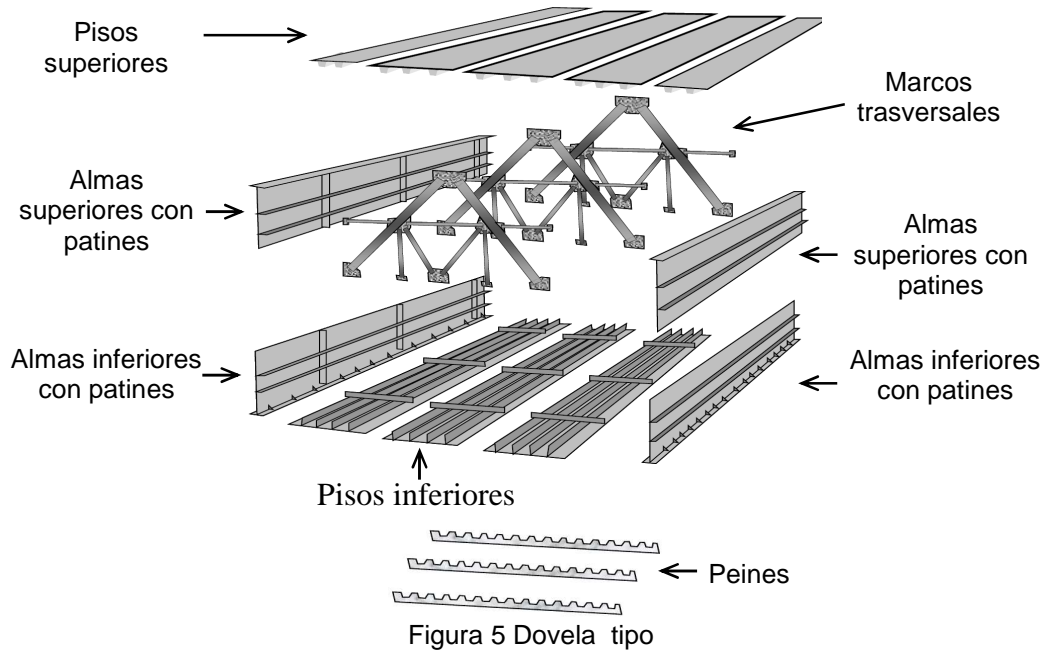


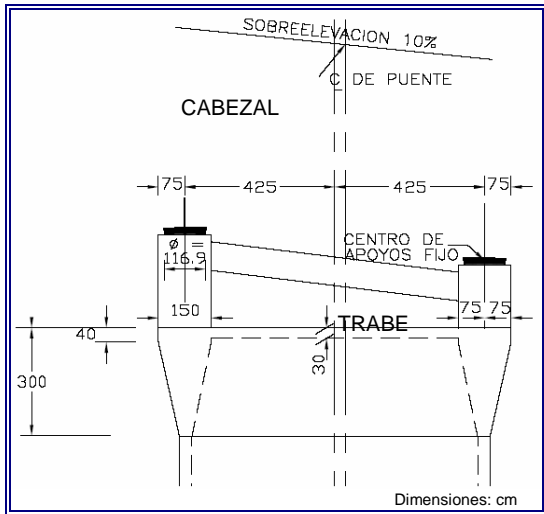
Tabla 1 Número de piezas por dovela

Elemento	Pisos inferiores	Almas inferiores con patines	Almas superiores con patines	Marcos transversales de contraventeo	Peines	Pisos superiores
Piezas por dovela	3	2	2	3 o 5	3	5

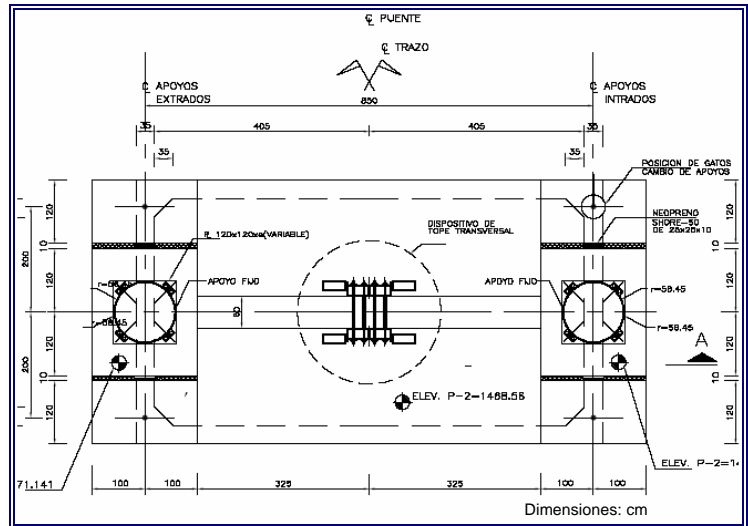
1.3.2. Descripción de la subestructura

La subestructura del puente San Cristóbal está conformada por 2 estribos y 2 pilas. El primer apoyo es el estribo 1 ubicado en la margen derecha del puente, el segundo apoyo es la pila numero 2, misma que también está en la margen de derecha. En la margen izquierda y continuando con el tercer apoyo se encuentra la pila número 3 y para finalizar, el cuarto apoyo lo conforma el estribo 4 (figura 2).

Los estribos 1 y 4 son similares en cuanto a sus características geométricas y estructurales. Fueron construidos de concreto reforzado con una capacidad del concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, las varillas para el armado son de diversos diámetros que van del número 3 hasta el 12. Ambos estribos están formados por la cimentación que consta de una zapata y una superficie de desplante a base de concreto ciclópeo (concreto con agregado mayor a 4" o piedra braza). Además cuentan con anclas que permiten una mayor fijación al terreno de desplante. La parte del estribo donde se apoya la superestructura (cabezal) cuenta con apoyos tipo tetrón, con una capacidad vertical mínima de 450 t y transversal de 180 t. Estos apoyos por supuesto no fueron los únicos, ya que durante el proceso de empujado de la superestructura se necesitan utilizar varios tipos de éstos, ya que para algunos casos facilitan mejor el trabajo en dicho proceso. La pila numero 2 y 3 del Puente San Cristóbal, se compone principalmente de 3 partes fundamentales mismas que a su vez están conformadas por varios elementos de ciertas especificaciones. En primer lugar esta el cabezal o corona (figuras 6 y 7), después continúa el llamado cuerpo de pila (figuras 8, 9) y por último está la cimentación (figura 10). La pila 2 y 3 tienen una altura total de 71.8 m y 70.031 m respectivamente, altura medida desde la base de la cimentación hasta la parte más alta del cabezal. El nivel mas bajo de la pila 2 es 1401.00 msnm y el nivel más alto es 1472.800 msnm; para la pila 3 el nivel de la base es de 1410.00 msnm y el más alto es de 1480.031 msnm. Puesto que ambas pilas son semejantes, incluso en dimensiones, bastará con ejemplificar con figuras de la pila 2 (R. Gómez *et al*, 2005).



Cabezal y trabe, pilas 2 y 3



Vista superior del cabezal, pilas 2 y 3

Figura 6 Cabezal

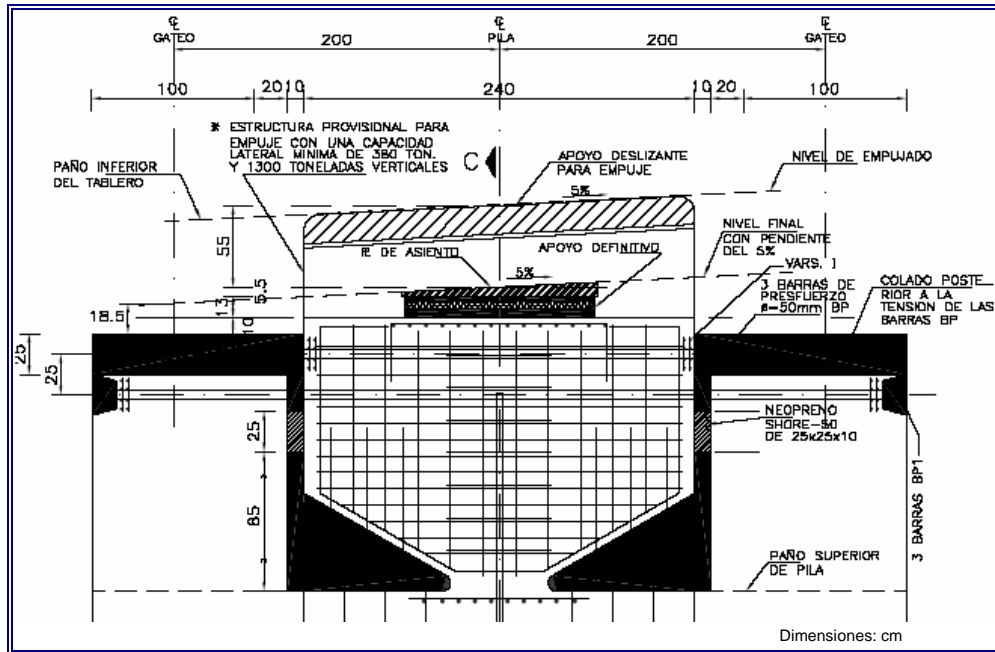


Figura 7 Corte transversal del cabezal la intrados, pilas 2 y 3



Figura 8 Cuerpo de la pila 2

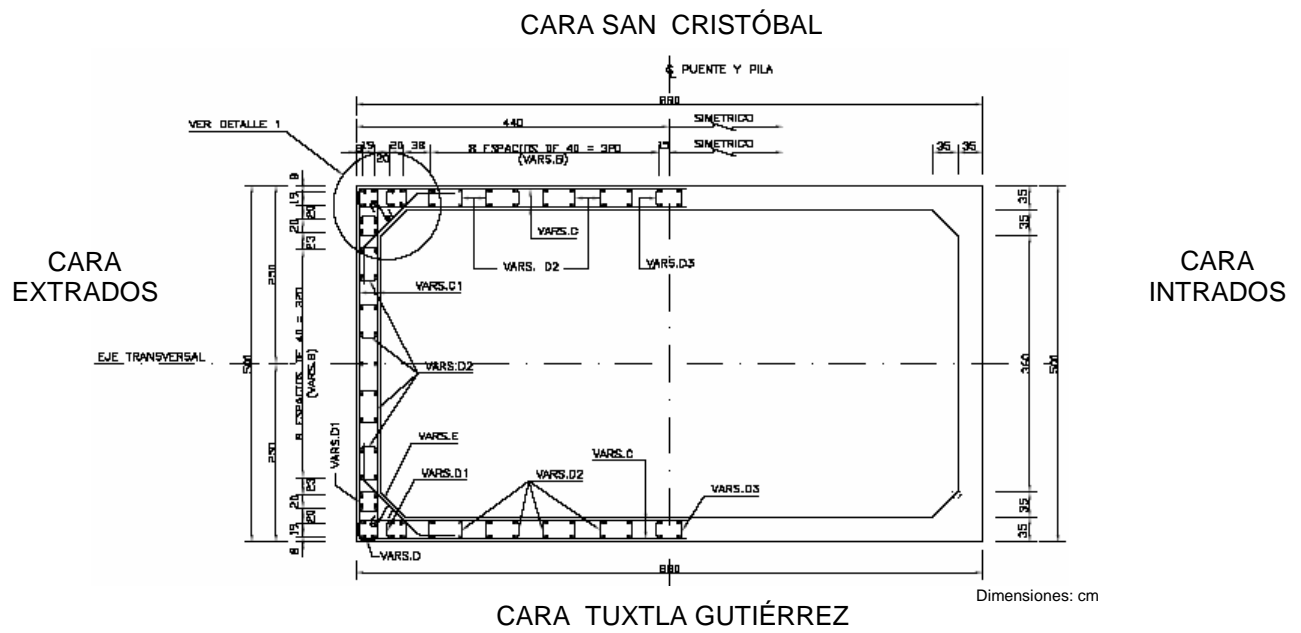
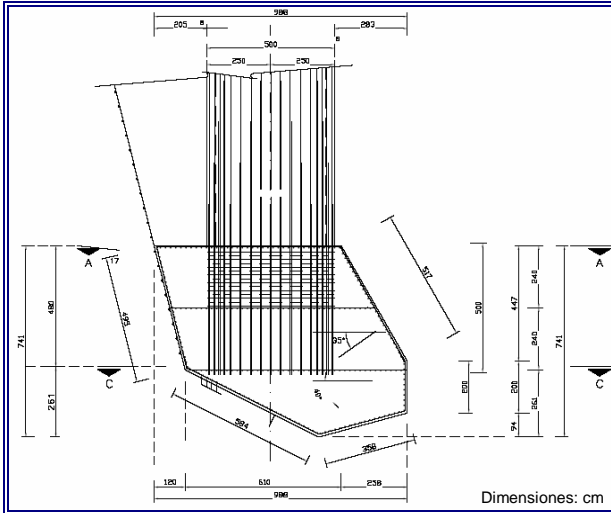
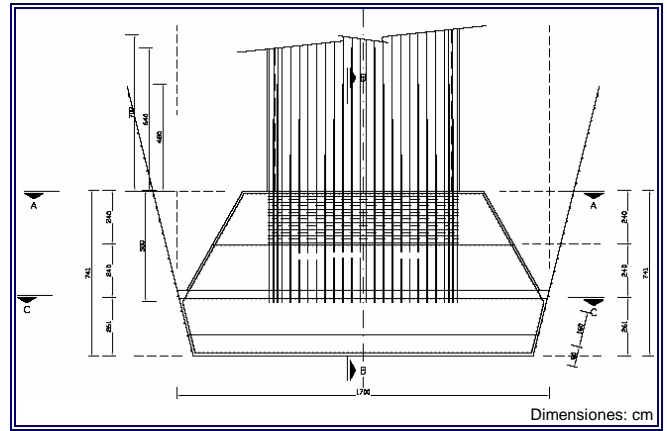


Fig. 9 Sección transversal de las pilas 2 y 3

VISTA PERFIL



VISTA FRONTAL



VISTA PLANTA

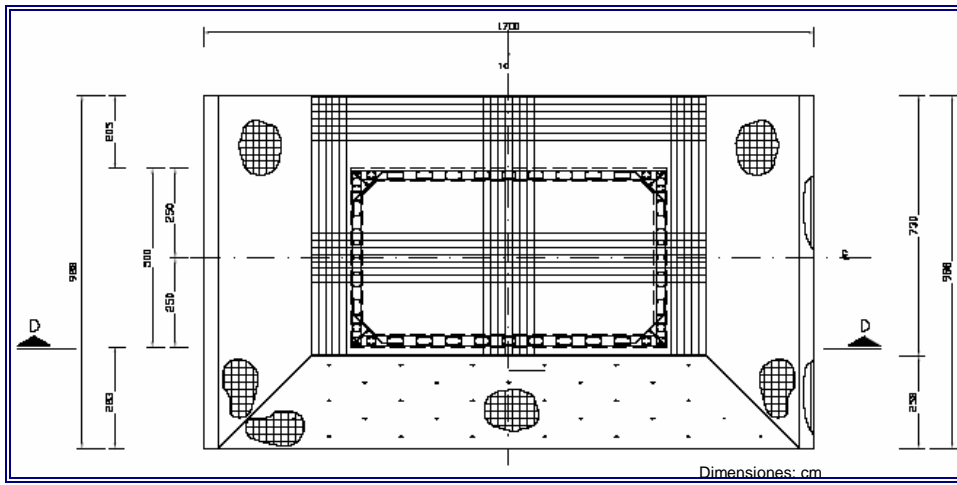


Figura 10 Zapata, vistas de perfil, frontal y en planta

2. MONITOREO Y PRUEBAS DE CAMPO DEL PUENTE SAN CRISTÓBAL

Como parte del programa de monitoreo permanente de las variaciones de esfuerzos, deformaciones, deflexiones, desplazamiento y temperatura, que se está haciendo en el puente San Cristóbal desde febrero del 2006, se han realizado pruebas de campo para verificar su seguridad, salud y comportamiento estructural. Cuatro etapas de pruebas de campo se han realizado desde la apertura del puente (15 de mayo del 2006) en los meses de agosto 2006, diciembre 2006, abril 2007 y diciembre 2007.

Durante las etapas de pruebas comprendidas entre agosto y diciembre del 2006, se realizaron pruebas conjuntas de carga vehicular y de vibración ambiental. Las etapas de abril y diciembre del 2007 se realizaron únicamente pruebas de vibración ambiental, dando un total de dos etapas de pruebas de carga vehicular y cuatro etapas de pruebas de vibración ambiental.

El objetivo de la realización de las pruebas de carga vehicular fue determinar el comportamiento estructural y dinámico del puente mediante la obtención de deformaciones y desplazamientos producidos por este tipo de cargas vehiculares. Las pruebas de carga vehicular (etapas: agosto y diciembre 2006), fueron monitoreadas por medio de pruebas de vibración ambiental, con el propósito de hacer un seguimiento de las propiedades dinámicas del puente antes, durante y después de cada prueba. Por otra parte, las pruebas de vibración ambiental (etapas: agosto 2006, diciembre 2006, abril 2007 y diciembre 2007) se realizaron con la finalidad de determinar las frecuencias y formas modales de vibrar de la estructura y entre cada etapa de prueba verificar posibles cambios que haya sufrido el puente, mediante la identificación de variaciones en las frecuencias y modos de vibrar del sistema estructural.

2.1. Instrumentación y dispositivo de adquisición de datos

2.1.1. Descripción de la instrumentación

La instrumentación diseñada para el monitoreo y la realización de las pruebas de carga vehicular y de vibración ambiental durante los meses de agosto 2006 (etapa 1), diciembre 2006 (etapa 2), abril 2007 (etapa 3), diciembre 2007 (etapa 2007), se pueden dividir en instrumentación permanente y temporal. La instrumentación permanente fue desarrollada para realizar el monitoreo del puente y se utilizó para la realización de las pruebas vehiculares con el objetivo de detectar cambios relativos en las deformaciones, desplazamientos, deflexiones y temperaturas en toda la superestructura del puente. Por otra parte la instrumentación temporal sirvió para la realización de las pruebas de vibración ambiental y la obtención de desplazamientos relativos en la componente longitudinal (L), entre los estribos y la superestructura del puente.

La instrumentación permanente de la superestructura del puente San Cristóbal está compuesta por:

- 102 cuerdas vibrantes (marca: Geokon, modelo: 4000), distribuidas en toda la superestructura del puente, orientadas en dirección longitudinal L (paralelo a la curvatura del puente), las cuales cuentan con sensores de temperatura.
- 6 inclinómetros bidireccionales, distribuidos en el claro central de la superestructura, orientados en dirección L (paralelo a la curvatura del puente) y T (normal a la curvatura del puente).
- 36 deformímetros de resistencia ± 350 Ohm (marca Vishay), distribuidos en toda la superestructura del puente, orientados en dirección longitudinal L (paralelo a la curvatura del puente).

La distribución de los instrumentos se hizo mediante los siguientes criterios:

1. Las cuerdas vibrantes, así como los deformímetros se colocaron en las dovelas D11, D8, D4 de ambos márgenes y DC del puente, debido a que se presentan los esfuerzos de mayor importancia obtenidos de analizar la superestructura del puente (figuras 11 a 13). Igualmente, para medir los desplazamientos relativos en la zona de transición (cambio de piso ortotrópico a losa de concreto) se colocaron cuerdas vibrantes en la parte superior de la dovela D6 de ambos márgenes,

- Los inclinómetros bidireccionales se colocaron en las partes superiores de las dovelas D1, D6 y D8 de ambos márgenes del puente (figura 14) con el objeto de registrar los giros en las direcciones T y L de mayor relevancia en el claro central del puente. Con estos giros se estimarán las deflexiones del claro central.

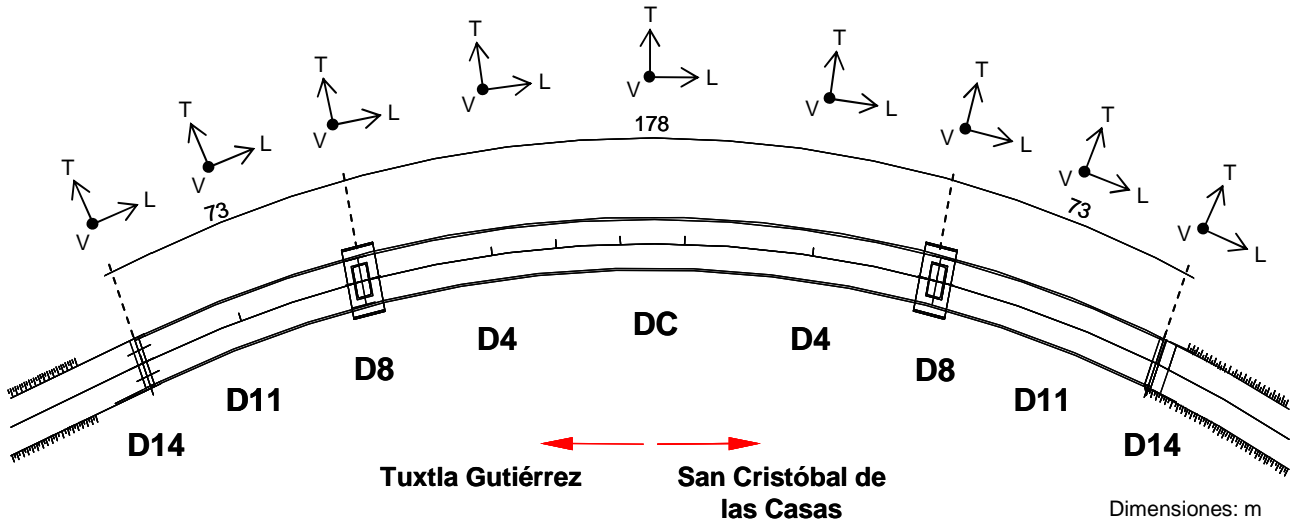


Figura 11 Ubicación de las dovelas instrumentadas del puente San Cristóbal (vista en planta) Dimensiones: m

DC, dovela de cierre	
D4, dovela cuatro	
D8, dovela ocho	
D11, dovela once	
<p>Nota: En Las dovelas DC y D8 de ambos márgenes, se localizan dos instrumentos para cada punto de medición. Los instrumentos que están entre paréntesis son los utilizados por el sistema de adquisición de respaldo que se implementó para las pruebas de carga vehicular.</p>	

Figura 12 Distribución de los deformímetros dentro de la superestructura del puente San Cristóbal

MONITOREO Y PRUEBAS DE CAMPO DEL PUENTE SAN CRISTÓBAL

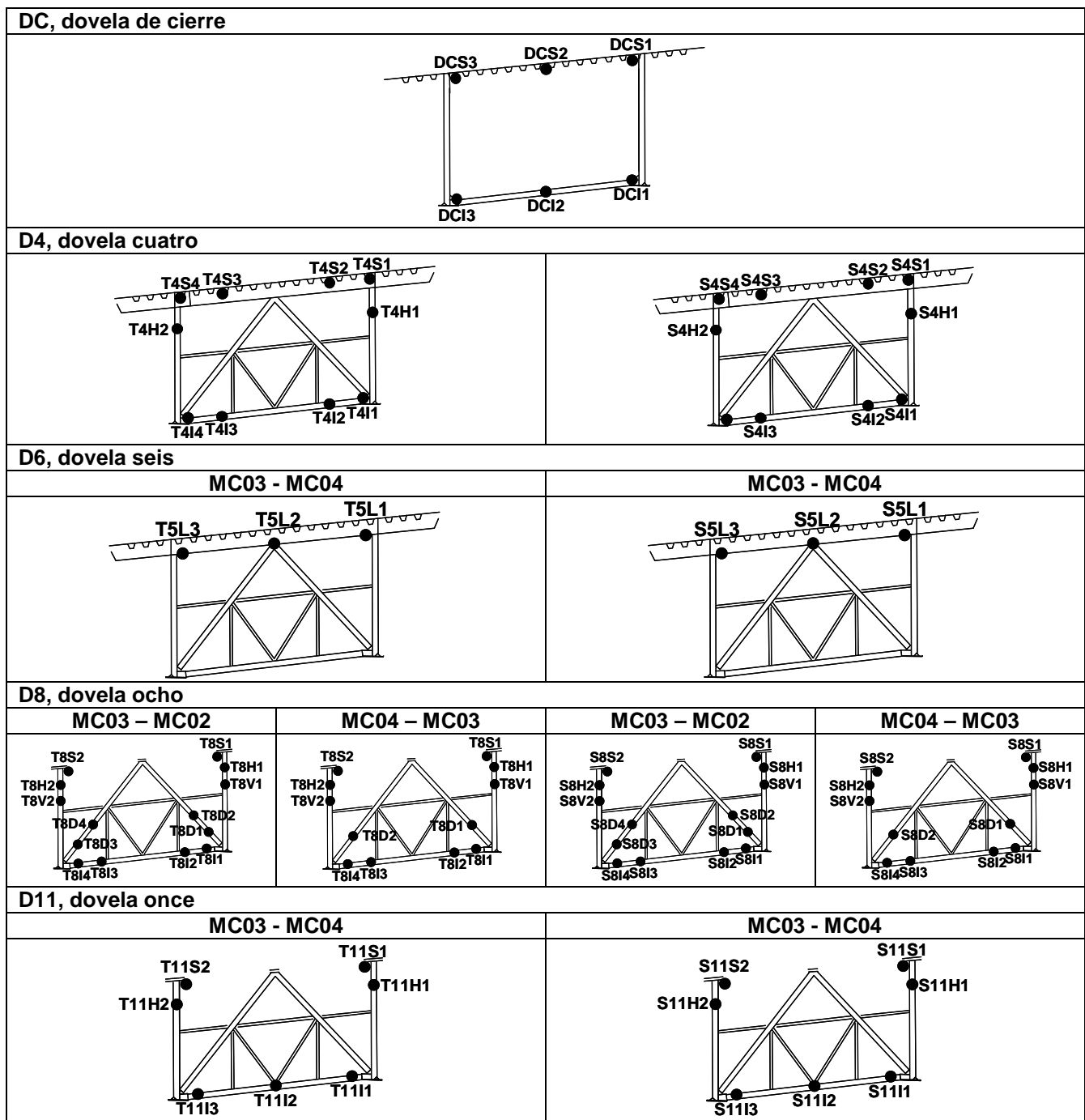


Figura 13 Distribución de las cuerdas vibrantes dentro de la superestructura del puente San Cristóbal

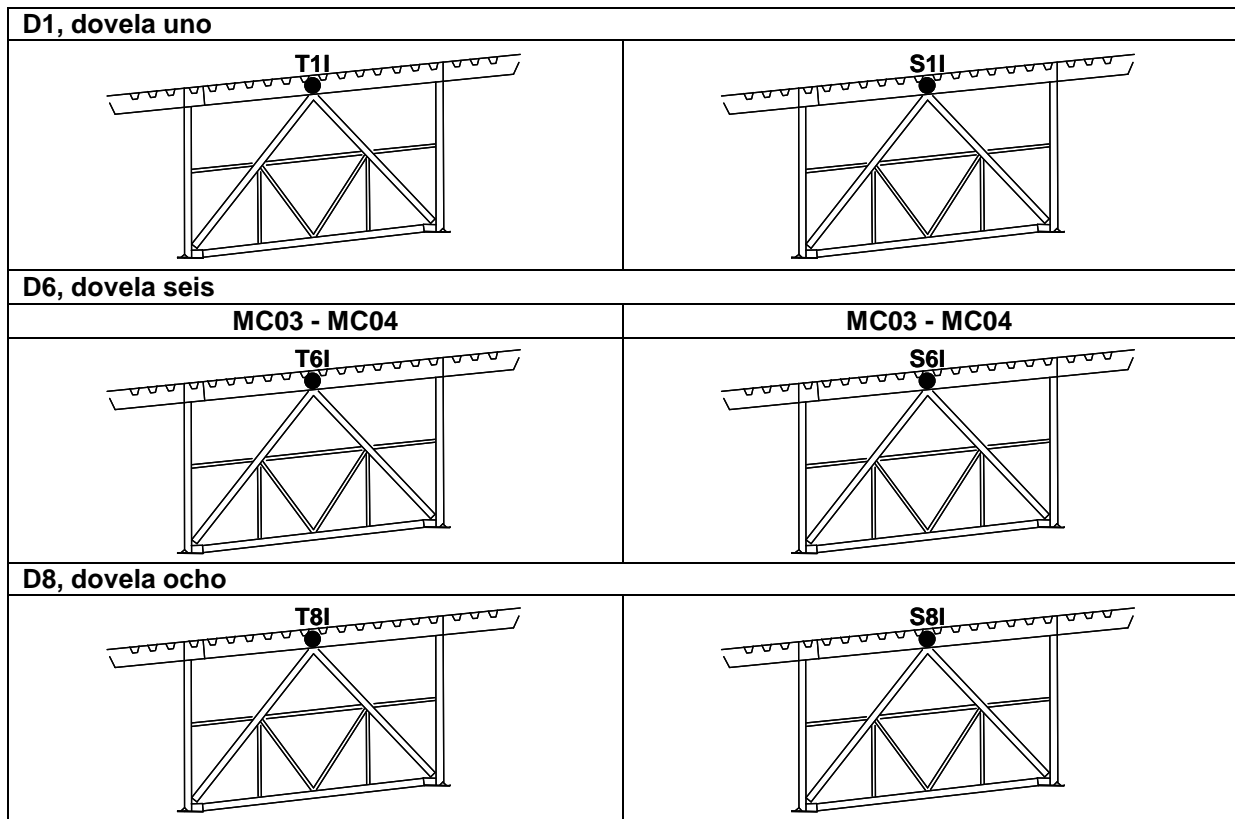


Figura 14 Distribución de los inclinómetros bidireccionales dentro de la superestructura del puente San Cristóbal

La instrumentación temporal de la superestructura del puente San Cristóbal quedó conformada por:

- 8 servoacelerómetros (marca Donner) con una amplitud máxima de medición de 0.5 a 1 g, distribuidos en diferentes arreglos sobre la superestructura del puente San Cristóbal.
- 4 transductores lineales de desplazamiento, tipo LVDT, colocados en ambos estribos del puente.

La distribución de estos instrumentos (figura 15) se hizo mediante los siguientes criterios:

1. Considerando la forma del puente San Cristóbal y las propiedades de los instrumentos, el tiempo de medición y el número de frecuencias y modos significativos que se pretende identificar, se decidió instrumentar el claro principal con un total de 18 puntos de observación. En el claro central se instrumentaron tres dovelas, las cuales fueron las dos D4 de ambos márgenes y la dovela DC, las dovelas D11 de los centros de los dos claros laterales que conforman el puente, las dovelas D14 en los extremos del puente dovela y las dos dovelas 8 sobre las pilas.
2. Para determinar el desplazamiento en la componente longitudinal (L) en los extremos del puente producidos por el paso de los camiones a la entrada y salida del mismo se colocaron dos LVDT en cada estribo.

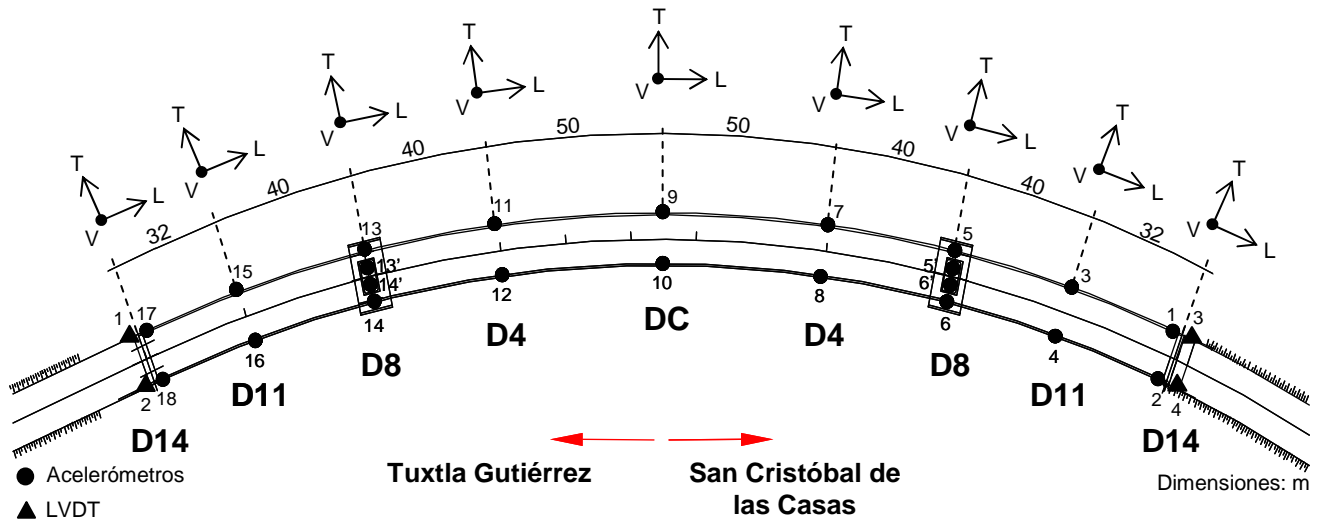


Figura 15 Distribución temporal de acelerómetros y LVDT sobre la superestructura

2.1.2. Dispositivo de adquisición de datos

El sistema de adquisición de datos implementado para obtener los registros del monitoreo del puente utiliza cuerdas vibrantes e inclinómetros. El dispositivo a base de cuerdas vibrantes (marca: Geokon modelo: 4000), es utilizado para medir los desplazamientos, deformaciones y cambios de temperatura del puente, el cual por medio de 2 concentradores de datos (marca: Geokon, modelo: Multiplexer (MUX) 8032), cada uno colocado en ambas dovelas D8 y cajas lectoras semiautomáticas (marca: Geokon, modelo: GK-403) capturan las señales de aproximadamente 108 instrumentos. Conjuntamente con las cuerdas vibrantes se utilizaron inclinómetros bidireccionales (marca: Applied Geomechanics, modelo: Model 904-T Clinometer Pak) para medir rotaciones y cambios de temperatura del puente. Mediante un concentrador de datos análogo de 16 canales (marca: Nacional Instrument, modelo: cFP-AI-111) se capturaron las señales de los 12 inclinómetros instalados en el puente.

Para la adquisición de los datos de las pruebas de carga vehicular y vibración ambiental, se decidió utilizar conjuntamente para las dos primeras etapas de pruebas (agosto y diciembre, 2006) dos sistemas de adquisición de datos de 64 y 16 canales, ambos desarrollados por el IIUNAM (Mendoza *et al*, 2005), con el propósito de contar con un sistema de adquisición de respaldo por si llegase a fallar alguno, durante la realización de las pruebas de carga vehicular. Adicionalmente a estos dos sistemas se utilizó el antiguo dispositivo de adquisición de datos de 16 canales para las pruebas de vibración ambiental (Guzmán *et al*, 1992, Murià Vila *et al*, 2003). Para las dos últimas etapas de pruebas (abril y diciembre 2007), se las que se realizaron únicamente pruebas de vibración ambiental, se decidió utilizar únicamente el dispositivo de adquisición de datos que cuenta con 64 canales.

Estos sistemas de adquisición automáticos de datos son ganancias ajustables, permiten capturar o registrar digitalmente las señales de los instrumentos instalados en el puente. El sistema más resistente (Mendoza *et al*, 2005) cuenta con la capacidad de capturar simultáneamente hasta 64 canales (figura 16), de los cuales, 8 canales se utilizaron por servoacelerómetros para capturar las aceleraciones de pequeña amplitud, aproximadamente 10^{-5} g, 24 deformímetros de la marca Vishay para obtener las microdeformaciones y 4 transductores de desplazamiento lineal tipo LVDT para medir los desplazamientos. Como respaldo de este dispositivo se implementó un sistema de adquisición de datos de 16 canales (figura 17), en donde se conectaron 12 deformímetros de la marca Vishay para obtener las microdeformaciones de las secciones en donde hubo redundancia en la instrumentación (dovela 8 (D8) ambos márgenes y dovela centro DC). Adicionalmente a los dispositivos mencionados anteriormente, durante las pruebas de carga vehicular y vibración ambiental se utilizó paralelamente el dispositivo de adquisición de datos de 16 canales (Guzmán *et al*, 1992), utilizado para medir las aceleraciones de 8 canales por medio de servoacelerómetros (marca: Donner) cuando se realizaron las pruebas de vibración ambiental y pruebas de carga vehicular (figura 18). Una vez capturadas las señales de los servoacelerómetros, deformímetros y transductores lineales de desplazamiento LVDT por estos sistemas de adquisición, las señales se transmiten a unos acondicionadores, en donde se

restauran, amplifican y filtran las frecuencias mayores; se usó un filtrado pasa bajas a 30 Hz para las señales de los acelerómetros y de 1 ó 10 Hz para las señales obtenidas con los deformímetros y transductores lineales de desplazamiento. Acondicionadas las señales, se envían a una computadora personal provista de un convertidor analógico-digital, para almacenar y monitorear en tiempo real la información obtenida de cada prueba. Para las vibraciones capturadas mediante los servoacelerómetros durante las pruebas, se utilizó conjuntamente un analizador de espectros, en el cual es posible visualizar los espectros de potencia para obtener algunos resultados preliminares de las frecuencias de vibrar significativas de la estructura.

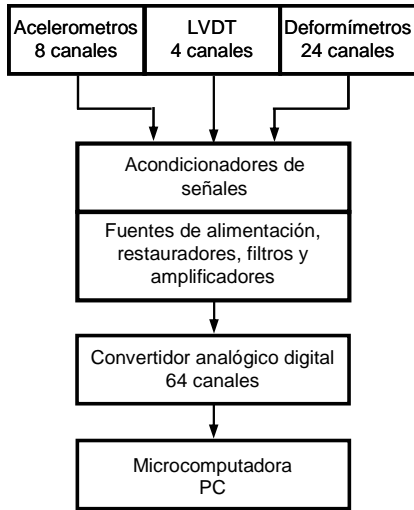


Figura 16 Esquema del dispositivo experimental para pruebas de carga vehicular y vibración ambiental

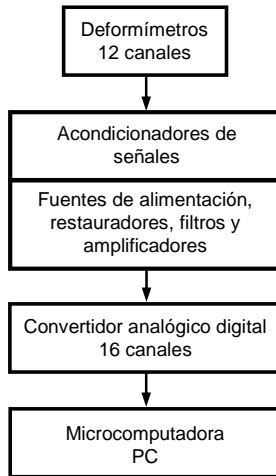


Figura 17 Esquema del dispositivo experimental de respaldo para pruebas de carga vehicular

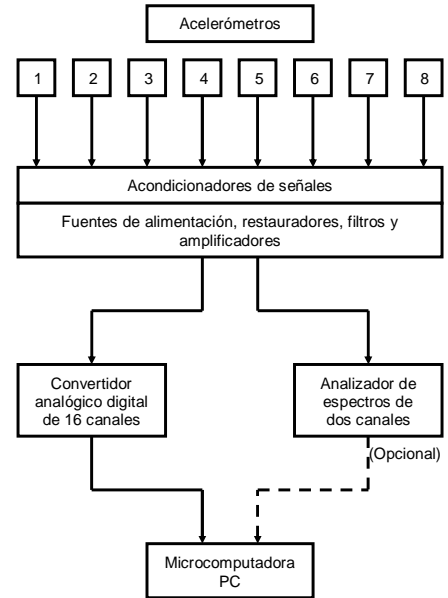


Figura 18 Esquema del dispositivo experimental para pruebas de vibración ambiental

Durante las dos primeras etapas de pruebas (agosto 2006 y diciembre 2006), se emplearon simultáneamente para la adquisición y procesamiento de los datos obtenidos por los instrumentos (deformímetros, LVDT y acelerómetros) los programas IFCIIC (Mendoza *et al*, 2005; Mendoza y Murià Vila, 2005) y la versión anterior a este, IFCIIA (Guzmán *et al*, 1992 y Murià Vila *et al*, 2003). Para las últimas dos etapas de pruebas (abril 2007 y diciembre 2007) en donde se realizaron solo pruebas de vibración ambiental, se utilizó exclusivamente el programa IFCIIC. Para el procesamiento de los datos obtenidos de las cuerdas vibrantes e inclinómetros, las cajas lectoras guardan la información en tarjetas de memoria en archivos con formato de texto, por lo que no hubo necesidad de desarrollar un programa para la adquisición y procesamiento de los datos.

2.2. Monitoreo del puente San Cristóbal

Debido al colapso de la mitad de la superestructura del puente San Cristóbal ocurrido el 24 de octubre del 2004 (lado Tuxtla Gutiérrez), la SCT solicitó al IIUNAM que realizara desde febrero del 2006 (meses antes de su inauguración) un monitoreo constante de las deformaciones, esfuerzos, desplazamientos y cambios de temperatura de la superestructura del puente San Cristóbal, mediante la implementación de cuerdas vibrantes e inclinómetros distribuidos en la superestructura, con el objetivo de determinar problemas en miembros estructurales, evaluar los esfuerzos de las secciones mas esforzadas así como verificar que las deflexiones del puente en el claro central no sean excesivas. Las mediciones del monitoreo se realizaron de la siguiente manera: durante el proceso constructivo, realizando mediciones cada vez que se hacia alguna maniobra de lanzamiento de las dovela que conforman el puente; posterior a su construcción, se decidió realizar dos mediciones diarias, una por la mañana y otra por la tarde y que hasta a la fecha se realizan.

2.2.1. Metodología de análisis

El análisis y procesamiento de los resultados consiste en determinar las variaciones de cada medición desde el proceso constructivo o terminación del puente. Con base en estas medidas se obtendrán las variaciones de deformaciones, desplazamientos, deflexiones y temperatura. Los resultados obtenidos del monitoreo se compararán con los límites permisibles establecidos por las especificaciones de diseño. De esta manera se establece el criterio para determinar que secciones del puente o el mismo puente se encuentran en un estado estructural adecuado.

2.2.1.1. Revisión de esfuerzos en la superestructura del puente San Cristóbal

Las secciones a analizar por incrementos de deformaciones o esfuerzos son las dovelas D8 y D4 en ambos márgenes y la dovela DC. En estas secciones se determinará si los posibles esfuerzos actuantes en el puente están por debajo de los límites permisibles establecidos por las especificaciones de diseño. La metodología de análisis para determinar el estado actual de esfuerzos o deformaciones aproximado al que se encuentra sometido el puente San Cristóbal consiste en determinar el estado inicial de esfuerzos del puente obtenido del análisis realizado por el diseñador (condición de carga: CMS (carga muerta de servicio) + PP (peso propio)), y los incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) del monitoreo obtenidos después de su terminación (10 de mayo del 2006), además, se tomará en cuenta que el puente fue sometido a un proceso de postensado para mejorar el comportamiento estructural de la losa de concreto. El procedimiento para el cálculo del estado actual de esfuerzos se realiza de la siguiente manera para las diferentes secciones instrumentadas:

1. Patines superiores, D6 a D14 ambos márgenes (losa de concreto postensada). Los esfuerzos iniciales calculados por el análisis ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP} + \text{Postensado})$) se suman los incrementos de esfuerzos calculados por el monitoreo ($\Delta\sigma_M$), obteniéndose de manera aproximada los esfuerzos totales actuantes ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP} + \text{Postensado}) + (\Delta\sigma_M)$).
2. Patines superiores, DC a D5 ambos márgenes (tramo central, losa ortotrópica). A los esfuerzos calculados por el análisis $\sigma(\text{CMS} + \text{PP})$ se le agregan los $\Delta\sigma_M$ obtenidos por el monitoreo. De esta forma se calculan aproximadamente los esfuerzos actuantes por $(\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M)$. Para esta sección se desprecia el incremento de esfuerzos debido al postensado, ya que en esta parte del puente no fue aplicado el mismo.
3. Patines inferiores de todo el puente. Para el cálculo de los esfuerzos de los patines inferiores comprendidos entre las dovelas D6 a D14 de ambos márgenes, rigurosamente se debe agregar el incremento o decremento del esfuerzo ocasionado por el postensado, pero debido a que el efecto del postensado no es significativo para esas fibras, se desprecia su efecto y solo se consideran los esfuerzos ocasionados por las condiciones de (CMS + PP) obtenidos por el análisis y el $\Delta\sigma_M$ determinado por el monitoreo del puente. Para el cálculo de los niveles de esfuerzo de las secciones restantes (dovela DC a D5 ambos márgenes) se procederá de la misma forma.

Los incrementos de esfuerzos se calcularán por medio de las deformaciones obtenidas del monitoreo usando la ley de Hooke, tomando como valor del módulo de elasticidad del acero $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

2.2.1.2. Revisión de los desplazamientos relativos en la zona de transición de la superestructura del puente San Cristóbal

Tal como se menciona, se colocaron cuerdas vibrantes en la zona superior de la dovela D6 de ambos márgenes para verificar el adecuado comportamiento de la zona de transición (sección compuesta) entre el sistema de piso ortotrópico a losa de concreto mediante el registro de los desplazamientos relativos entre estos dos sistemas estructurales.

El IIUNAM realizó un estudio en laboratorio para determinar la calidad de los elementos estructurales que se utilizaron en la construcción de esta zona (Sánchez R., 2005). Se ensayaron los diferentes tipos de materiales, conexiones y conectores que son utilizados en esta zona. Se realizaron pruebas de flexión simple a placas de acero de grado A50 con espesor de 12.7 mm y 19 mm, a las conexiones placa-conector y a los conectores tipo perno Nelson auto-soldables de 19 mm de diámetro por 20.5 cm de longitud, también se realizaron pruebas de

cortante a conectores semejantes a los descritos anteriormente, además de la conexión placa-conector. De toda la gama de pruebas realizadas a los diferentes conectores y conexiones se determinó que la falla a cortante en los pernos, así como en la unión entre el perno y la placa eran las más críticas.

Debido a estas circunstancias, surge la necesidad de fijar un desplazamiento permisible (δ_p) que nos permita establecer cuando la zona de transición (sección compuesta) pueda empezar a presentar problemas estructurales, el cual será determinado mediante el establecimiento de un desplazamiento o deslizamiento permisible (δ_p). Para lo cual será necesario hacer una revisión del diseño de la resistencia última de los pernos así como de la soldadura por medio de las normas AASTHO-2002, la cual recomienda la siguiente expresión:

$$S_u = 0.413d^2\sqrt{f'_c E_c} \leq 27,200 A_{sc} \quad \dots (1)$$

En donde:

S_u : Resistencia última de un perno auto-soldable

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto kg/cm^2

A_{sc} : Área de la sección transversal del perno

d : Diámetro del perno

$$E_c = 15,250\sqrt{f'_c} \quad \dots (2)$$

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto kg/cm^2

Sustituyendo en la ecuación 2 el valor de $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ utilizado en el puente, tenemos que el módulo de elasticidad del concreto es de $E_c = 30500.0 \text{ kg/cm}^2$. Ahora sustituyendo estos resultados, junto con el diámetro del perno auto-soldable ($d = 1.9 \text{ cm}$) en la ecuación 1, da como resultado que la resistencia última del perno auto-soldable es $S_u = 16469.9 \text{ kg}$.

Ya obtenida la resistencia última del perno auto-soldable, se estimará la fuerza cortante permisible Z_r establecida por las normas AASTHO-2002, la cual toma en cuenta el efecto de fatiga a la cual se ven sometidos los pernos auto-soldables:

$$Z_r = 1.033\alpha d^2 \quad \dots (3)$$

Donde:

Z_r : Fuerza cortante permisible

d : diámetro del perno en centímetros

α : ciclos de carga posible

Además, debe cumplir la relación $H/d \geq 4$, donde H es la altura del perno ($H = 20.5 \text{ cm}$), la cual si cumple.

Para esto, primero se estimará los ciclos de carga, es decir, las veces que pasan los carros sobre el puente. Se estima un flujo diario de aproximadamente 6000 vehículos/día (SCT, 2006), si la vida útil del puente es aproximadamente 30 años, tenemos un total de 43, 800,000 vehículos/vida. Con este número de ciclos de carga y el número de pernos auto-soldables (aprox. $N_p = 510$) utilizados para la elaboración de la sección compuesta, tenemos que el valor de $\alpha = 915$ (obtenido de las Normas ASSTHO-2002) es el más apropiado. Sustituyendo este resultado junto con diámetro del perno $d = 1.90 \text{ cm}$ en la ecuación 3 tenemos que el valor de la fuerza cortante permisible $Z_r = 7312.50 \text{ kg}$.

De comparar los resultados entre la resistencia última del perno (S_u) y la fuerza cortante permisible (Z_r) se puede apreciar que la fuerza permisible a cortante de un perno sometido a un número de ciclos considerables de carga es alrededor de un 45% de su resistencia última, esto indica que la fuerza cortante permisible gobierna el diseño.

Ahora, al revisar la resistencia última y por fatiga del perno auto-soldable es necesario hacer una revisión de la resistencia de la soldadura, según lo estipulado en las normas AASTHO-2002 y BWC (1996). Para esto la revisión se dividirá en dos partes, primero se estimará la resistencia de la soldadura de filete y posteriormente a la penetración, debido que durante el proceso de soldado parte de la soldadura logra penetrar a la placa base.

La resistencia de la soldadura de filete se determinará mediante los datos de la tabla 2

Para el perno de $\frac{3}{4}$ " el espesor mínimo de soldadura de filete estipulado por la normas (ASSTHO-2002, sección 10.23.2.2 y BWC 7.5.5.1 tabla 7.2) es igual a $e = 8\text{mm}$, por lo tanto, la garganta de la soldadura es $g = e \text{ sen } 45 = 8\text{mm} \times 0.7071 = 5.66 \text{ mm}$

Tabla 2. Resistencia de la soldadura de filete en la conexión de la placa base y el perno auto-soldable

Tipo de electrodo	Espesor [mm]	Garganta [mm]	L_{garganta} [mm]	f_u [kg/cm ²]	Resistencia [kg]
fu E60	8	5.66	55	4222.2	13143.7
fu E70	8	5.66	55	4925.9	15334.4

f_u = Resistencia última del electrodo

Según la norma AASTHO-2002 en el apartado de diseño por cargas de servicio 10.32.2 el esfuerzo permisible a cortante para soldadura de filete es (tabla 3):

$$f_v = 0.27 f_u \quad \dots(4)$$

Tabla 3 Esfuerzo y resistencia permisible a cortante para la soldadura de filete

Tipo de electrodo	f_u [kg/cm ²]	f_v [kg/cm ²]	Resistencia [kg]
fu E60	4222.2	1140	3548.8
fu E70	4925.9	1330	4140.3

Al estimar resistencia de la soldadura a penetración, se considera la resistencia de la soldadura como la resistencia de la placa base, que en nuestro caso es una acero grado 50 ($f_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$). Según las normas AASTHO-2002 la resistencia de la soldadura de penetración f_v es igual a f_u , donde la resistencia última de la placa base es $f_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$. Ahora, utilizando el área del perno auto-soldable como penetración total, tenemos que para un perno de 1.9 cm de diámetro se tiene un área de $A_p = 2.84 \text{ cm}^2$, así tenemos que resistencia de la soldadura de penetración es $f_v = A_p \times f_u = 12957.3 \text{ kg}$.

Los resultados indican que la soldadura para cargas de servicio es menos resistente que los pernos, esto se debe a que la soldadura la fatiga e imperfecciones (socavaciones, fracturas, etc) le restan resistencia, aunque cabe señalar que su resistencia última es mayor que la obtenida por los pernos y si se considera que hubo penetración de la soldadura en la placa base, la resistencia se incrementa.

Después de revisar la resistencia del perno y soldadura, además, de hacer una revisión bibliográfica de las fallas más comunes en este tipo de elementos estructurales (Bro Markus and Westberg Marie (2004), Scott A. C. and Prabhjeet S. (2000) y Rambo-Roddenberry, M. D. (2002)) y de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio (Sanchez R., 2005) a los diferentes conectores y conexiones, se determinó que la falla más susceptible a presentarse en elementos de sección compuesta es ocasionada por la falla entre la unión o cuello de la soldadura y el perno, ocasionada por las discontinuidades entre la soldadura y el perno, presentándose en formas de fisuras o socavaciones que son susceptibles a crecer durante la vida útil del puente por efecto de la fatiga, la cual es producida por el paso constante de vehículos en el puente, reduciéndola hasta en un 50 % la resistencia final de los pernos (Scott A. C. and Prabhjeet S. (2000)).

Para la estimación del desplazamiento permisible (δ_p) en la zona de transición, se utilizarán los resultados experimentales realizados por el IINGEN (Sánchez R., 2005), específicamente la curva carga-desplazamiento (figura 19) obtenida del ensaye realizado a la conexión perno y placa base a cortante, junto al esfuerzo permisible a cortante, $Z_r = 7312.50 \text{ kg}$, de los pernos, el cual gobierna el diseño. Como se puede observar en la figura 19, el valor obtenido del desplazamiento permisible es igual a $\delta_p = 0.57 \text{ mm}$, el cual se utilizará para comparar los desplazamientos registrados por el monitoreo en la zona de transición.

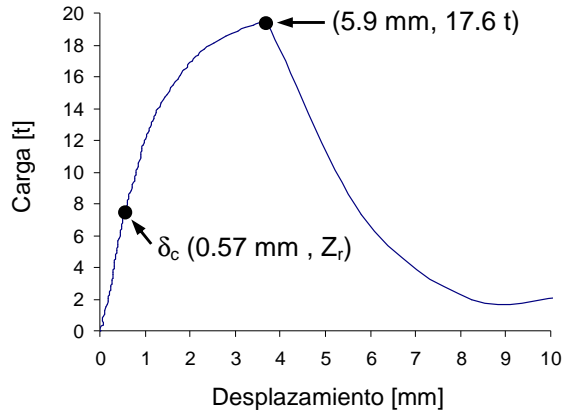


Figura 19 Curva carga-desplazamiento de la conexión perno y placa base, probada a cortante.

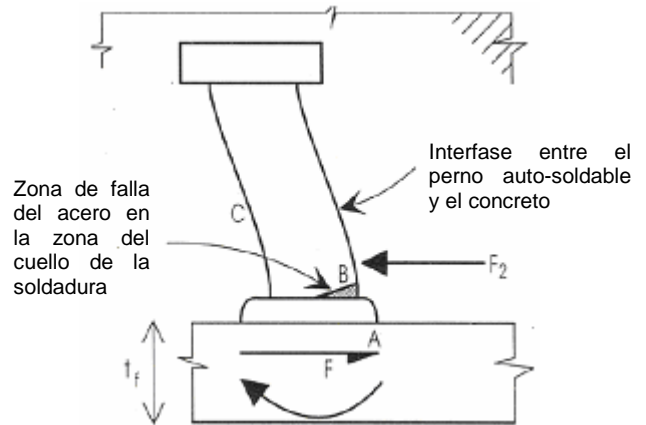


Figura 20 Falla del perno por fatiga (Oehlers y Bradford, 1995)

2.2.1.3. Revisión de la deflexión del puente San Cristóbal

Por medio de los giros obtenidos de los inclinómetros colocados en las dovelas D1, D6 y D8 de ambos márgenes se podrán determinar irregularidades en el comportamiento estructural del puente, como la posible torsión en su sección transversal o falta de continuidad en su elástica. Además, se estimará aproximadamente la deflexión o flecha del claro mayor y poder compararla con la medida topográficamente (esta cálculo se puede realizar solo desde el 2007 a la fecha, ya que las mediciones topográficas empezaron en enero del 2007) y así determinar si las deflexiones máximas registradas en el claro mayor del puente están dentro de los límites establecidos por las especificaciones de diseño, las cuales establecen que en el estado limite de servicio para cargas vehiculares en general, la máxima deflexión permisible no será mayor a $L/800$, donde L es la longitud del claro medida en m (figura 21).

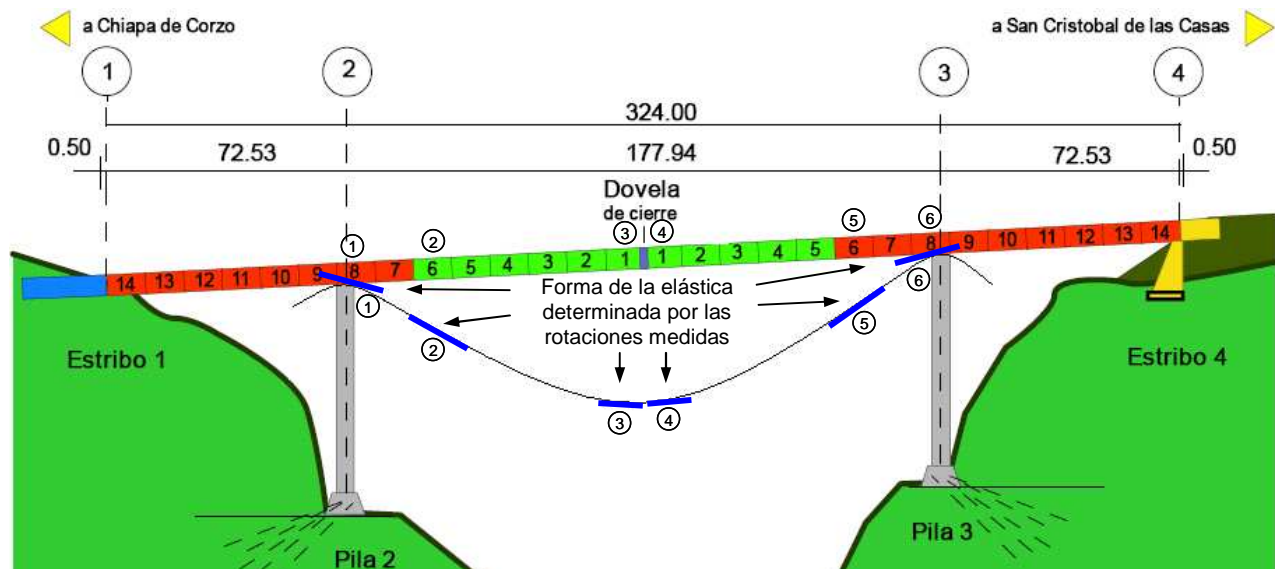


Figura 21 Localización de los inclinómetros en el claro central

El cálculo de las deflexiones en el claro central del puente se estimará mediante la obtención de una expresión que relacione los giros registrados por el monitoreo en las dovelas 8 y 6 de ambos márgenes con la deflexión máxima en el centro del claro mayor. Para el caso de la superestructura del puente San Cristóbal, esta se idealizará como una viga continua, simplemente apoyada (permiten giros los apoyos) y con carga uniformemente repartida en toda su extensión (figura 22), además, solo se considerará la deformación por efectos de la flexión, despreciando los efectos de la deformación por cortante, debido a que la relación entre peralte y longitud (d/l) de la viga es muy pequeña.

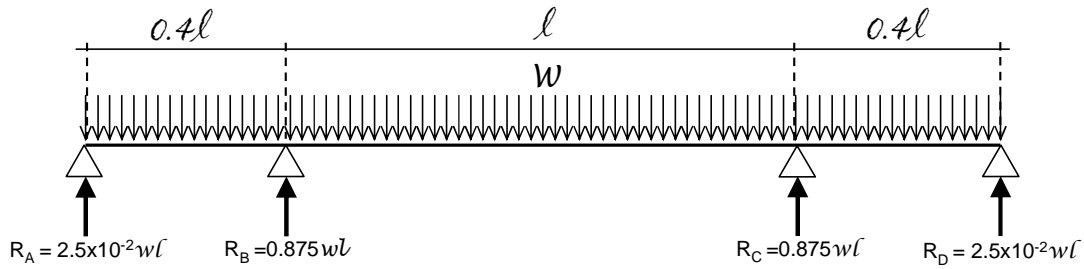


Figura 22 Representación de la superestructura del puente San Cristóbal

Para la obtención de la expresión que relacione los giros de las dovelas 8 y 6 con la deflexión en el centro del claro mayor es necesario desarrollar las ecuaciones de la pendiente (θ) y flecha (y) de la viga en cuestión, para esto fue necesario del apoyo del programa VIGAG V4.1b (Cordoba E., 2001) desarrollado para las calculadoras Hp.

Ecuaciones de pendiente θ :

$$0 < x < 0.4l \quad \theta = \left[-\frac{x^3}{6} + 1.25 \times 10^{-02} x^2 l + 2 \times 10^{-03} l^3 \right] \left[\frac{w}{EI} \right] \dots (5.1)$$

$$0.4l < x < 1.4l \quad \theta = \left[-\frac{x^3}{6} + 0.45x^2 l + 0.35xl^2 + 7.2 \times 10^{-02} l^3 \right] \left[\frac{w}{EI} \right] \dots (5.2)$$

$$1.4l < x < 1.8l \quad \theta = \left[-\frac{x^3}{6} + 0.8875x^2 l - 1.575xl^2 + 0.9295l^3 \right] \left[\frac{w}{EI} \right] \dots (5.3)$$

Ecuaciones de flexión y :

$$0 < x < 0.4l \quad y = \left[-\frac{x^4}{24} + \frac{x^3}{240} l + 2 \times 10^{-03} xl^3 \right] \left[\frac{w}{EI} \right] \dots (6.1)$$

$$0.4l < x < 1.4l \quad y = \left[-\frac{x^4}{24} + 0.15x^3 l - 0.175x^2 l^2 + 7.2 \times 10^{-02} xl^3 - 9.333 \times 10^{-03} l^4 \right] \left[\frac{w}{EI} \right] \dots (6.2)$$

$$1.4l < x < 1.8l \quad y = \left[-\frac{x^4}{24} + 0.295833x^3 l - 0.7875x^2 l^2 + 0.9295xl^3 - 0.4095l^4 \right] \left[\frac{w}{EI} \right] \dots (6.3)$$

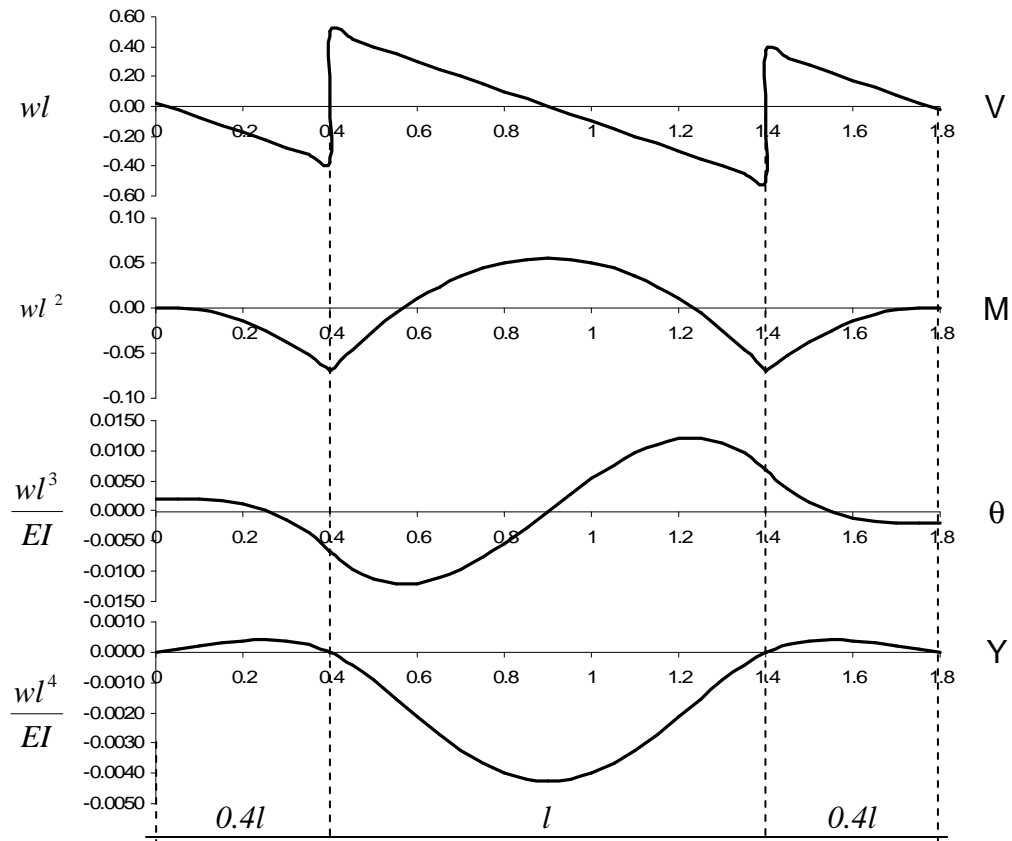


Figura 23 Diagramas de elementos mecánicos de la viga idealizada de la superestructura del puente

Obtenidas las ecuaciones de la pendiente (θ) y de la deflexión (y), se procederá a obtener una expresión para el desplazamiento (deflexión) en función de los giros $y(\theta)$. Primero, determinamos el lugar en donde se registran los giros, es decir, la ubicación de las dovelas instrumentadas, que en nuestro caso es la dovela D6 de ambos márgenes y que están aproximadamente ubicadas a $x = 0.5563l$ (lado Tuxtla Gutiérrez) y $x = 1.24375l$ (lado San Cristóbal) medidas desde el apoyo A. Sustituyendo estos valores en la ecuación (5.2) de la pendiente θ obtenemos:

$$\theta_{x=0.55625l} = 0.0121364l^3 \dots (7) \quad \text{y} \quad \theta_{x=1.24375} = -0.0121364l^3 \dots (8)$$

Después, por medio de la ecuación (6.2) calculamos el valor máximo de la deflexión para el tramo central, el cual se encuentra a $x = 0.9l$:

$$y_{\max} = -0.00427083l^4 \dots (9)$$

Obtenida la expresión de la deflexión máxima de la viga (y_{\max}) en términos de la longitud l del claro mayor, se sustituyen las expresiones (7) y (8) en (9), para obtener una expresión que permite calcular la deflexión en el centro del claro debido a los giros en $0.5563l$ y $1.24375l$ (correspondiente a la ubicación aproximada de los sensores que registran los giros en la dovela D6 de ambos márgenes):

$$y_{\max} = 0.3519l\theta_{x=0.5563l} \dots (10) \quad \text{y} \quad y_{\max} = -0.3519l\theta_{x=1.24375l} \dots (11)$$

Para tener certeza de los resultados de estimar la deflexión en el centro del claro del puente, por medio de los giros en la dovela D6, se procederá a determinar la deflexión en el centro del claro del puente mediante los registros topográficos de los puntos situados en las dovelas D8 de ambos márgenes (D8-D7E, D8-D7I, lado Tuxtla Gutiérrez, figura 24 y D7-D8E, D7-D8I, lado San Cristóbal, figura 25) y en la dovela centro DC (D1-DCE, D1-DCI, lado Tuxtla Gutiérrez, figura 24 y DC-D1E, DC-D1I, lado San Cristóbal, figura 25).

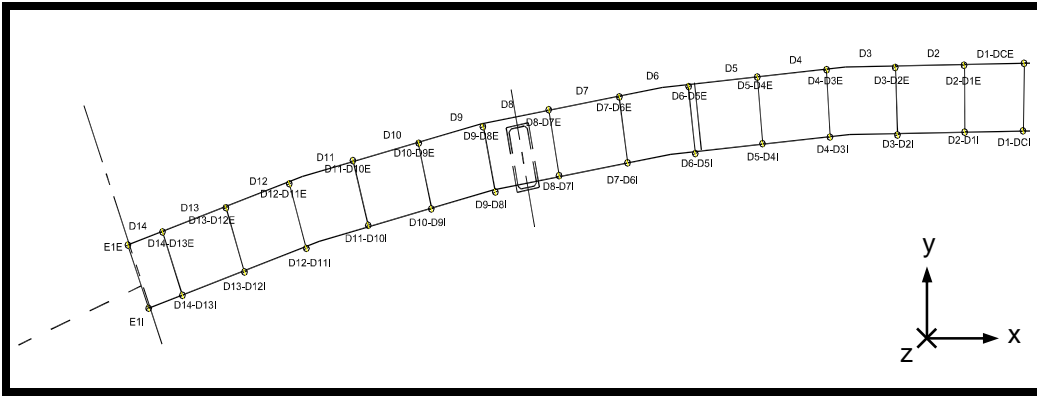


Figura 24 Croquis de ubicación de los puntos de observación topográfica, lado Tuxtla Gutiérrez

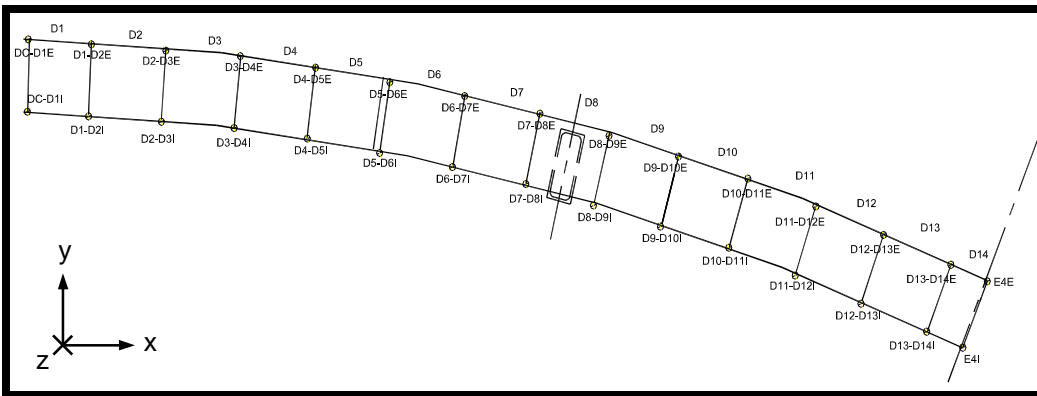


Figura 25 Croquis de ubicación de los puntos de observación topográfica, lado San Cristóbal de las Casas

El procedimiento para estimar las deflexiones en el centro del claro central consiste en obtener las diferencias de desplazamientos entre los registros topográficos en elevación Z situados en la dovela D8 de ambos márgenes con respecto a la dovela DC:

$$Z_{E-TG} = Z_{D1-DCE-TG} - Z_{D8-D7E-TG} \quad \dots (12)$$

$$Z_{I-TG} = Z_{D1-DCI-TG} - Z_{D8-D7I-TG} \quad \dots (13)$$

$$Z_{E-SC} = Z_{D7-D8E-SC} - Z_{DC-D1E-SC} \quad \dots (14)$$

$$Z_{I-SC} = Z_{D8-D7E-SC} - Z_{DC-D1I-SC} \quad \dots (15)$$

Una vez obtenidos las diferencias en elevación entre las dovelas D8 y DC es necesario hacer una corrección a estas debido a que el puente tiene una pendiente de 5%, haciendo que los desplazamientos calculados sean mayores a los esperados. Mediante las siguientes expresiones se obtendrá el valor con el cual se corregirán los desplazamientos obtenidos de las diferencias entre las dovelas D8 de ambos márgenes y DC:

$$Z_{CE} = \frac{Z_{D8-D7E-TG} - Z_{D7-D8E-SC}}{2} \quad \dots (16) \quad \text{y} \quad Z_{CI} = \frac{Z_{D8-D7I-TG} - Z_{D7-D8I-SC}}{2} \quad \dots (17)$$

Para determinar la deflexión en el centro del claro mayor del puente se restan los valores correctivos de las expresiones (16) y (17) a los desplazamientos obtenidos entre las dovelas D8 de ambos márgenes y DC (expresiones 12 a 15), de esta manera tenemos:

$$\Delta_{D1-DCETG} = Z_{E-TG} - Z_{CE} \quad \dots (18)$$

$$\Delta_{D1-DCITG} = Z_{I-TG} - Z_{CI} \quad \dots (19)$$

$$\Delta_{DC-D1ESC} = Z_{E-SC} - Z_{CE} \quad \dots (20)$$

$$\Delta_{DC-D1ISC} = Z_{I-SC} - Z_{CI} \quad \dots (21)$$

2.3. Pruebas de campo

2.3.1. Prueba de vibración ambiental

Es un método experimental que consiste en medir las vibraciones en las estructuras producidas por excitaciones de carácter ambiental, como son las generadas por el tránsito de vehículos y el viento, por lo que es una prueba simple y rápida de realizar, además, cuenta con la ventaja de no interferir en las actividades normales que se realizan en las estructuras estudiadas. Su objetivo principal es determinar los parámetros dinámicos más importantes en las estructuras, como frecuencias fundamentales de vibrar, amortiguamiento y formas modales.

La prueba de vibración ambiental constituye una prueba dinámica relativamente eficiente, sencilla y de bajo costo que puede ser efectuada por un pequeño grupo de personas sin alterar el funcionamiento normal de la estructura en estudio, además de que los resultados obtenidos son similares a los de otras pruebas más complicadas. Lo anterior ha colocado a dicho método entre uno de los más utilizados hoy en día para la determinación de propiedades dinámicas de estructuras. Los principales objetivos del análisis de la respuesta dinámica de estructuras usando vibración ambiental son:

- Identificación de propiedades dinámicas del sistema (estructura en estudio)
- Control y valoración de calidad de obra
- Detección de daño
- Verificación de reparaciones o modificaciones
- Control y monitoreo de una estructura durante su vida útil

2.3.1.1. Programa de pruebas

Como parte del programa de monitoreo que se lleva a cabo al puente San Cristóbal se han realizado cuatro etapas de pruebas de vibración ambiental con la finalidad de evaluar cambios significativos en las propiedades dinámicas del puente. En cada una de las pruebas se registraron historias de tiempo simultáneas para ocho canales asignados a ocho puntos con determinada configuración en la estructura. El registro de las señales se realizó por medio del uso de sensores (servoacelerómetros) asociados a sus respectivos canales, colocados en tres diferentes direcciones de análisis (figura 26): vertical V, transversal T (normal a la curvatura del puente) y longitudinal L (paralelo a la curvatura del puente), según la configuración de cada prueba. Los programas de pruebas que se utilizaron para las cuatro etapas (agosto 2006, diciembre 2006, abril 2007 y diciembre 2007) se muestran en las tablas 4 a 7 y sus respectivas figuras 27, 28, 29 y 30. En la primera etapa de pruebas se desarrollan siete pruebas mediante cuatro diferentes tipos de arreglos; para la segunda etapa de pruebas se realizaron once pruebas por medio de seis arreglos diferentes; en la tercera etapa se utilizaron cuatro diferentes tipos de arreglos para realizar las siete pruebas establecidas; y por último, la cuarta etapa de pruebas utilizó cinco tipos de arreglos diferentes para realizar las catorce pruebas propuestas.

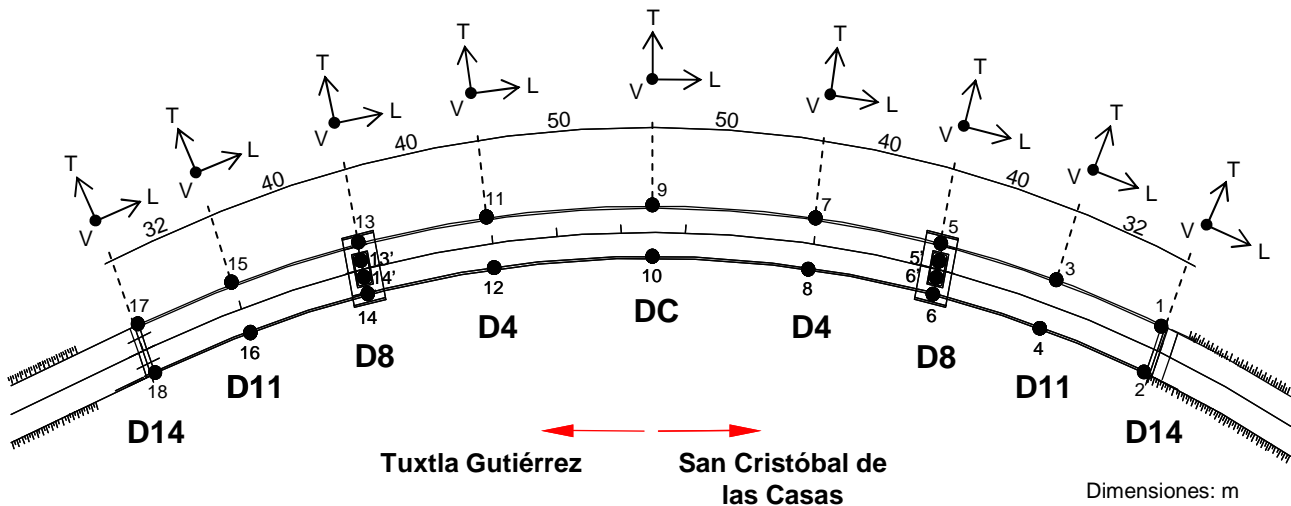


Figura 26 Distribución de los acelerómetros durante las 4 etapas de pruebas de vibración ambiental

MONITOREO Y PRUEBAS DE CAMPO DEL PUENTE SAN CRISTÓBAL

Tabla 4 Programa de pruebas: Puente San Cristóbal, vibración ambiental: 23 de agosto del 2006

Prueba 1	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 4	Prueba 5	Prueba 6	Prueba 7
1 (V)	1 (T)	13 (V)	13' (T)	13 (V)	13 (V)	13 (V)
2 (V)	2 (L)	14 (V)	14' (L)	14 (V)	14 (L)	14 (T)
3 (V)	3 (T)	9 (V)	9 (T)	15 (V)	15 (V)	15 (V)
4 (V)	4 (L)	10 (V)	10 (L)	16 (V)	16 (L)	16 (T)
5 (V)	5 (T)	7 (V)	7 (T)	17 (V)	17 (V)	17 (V)
6 (V)	6 (L)	8 (V)	8 (L)	18 (V)	18 (L)	18 (T)
11 (V)	11 (T)	11 (V)	11 (T)	11 (V)	11 (V)	11 (V)
12 (V)	12 (L)	12 (V)	12 (L)	12 (V)	12 (L)	12 (T)

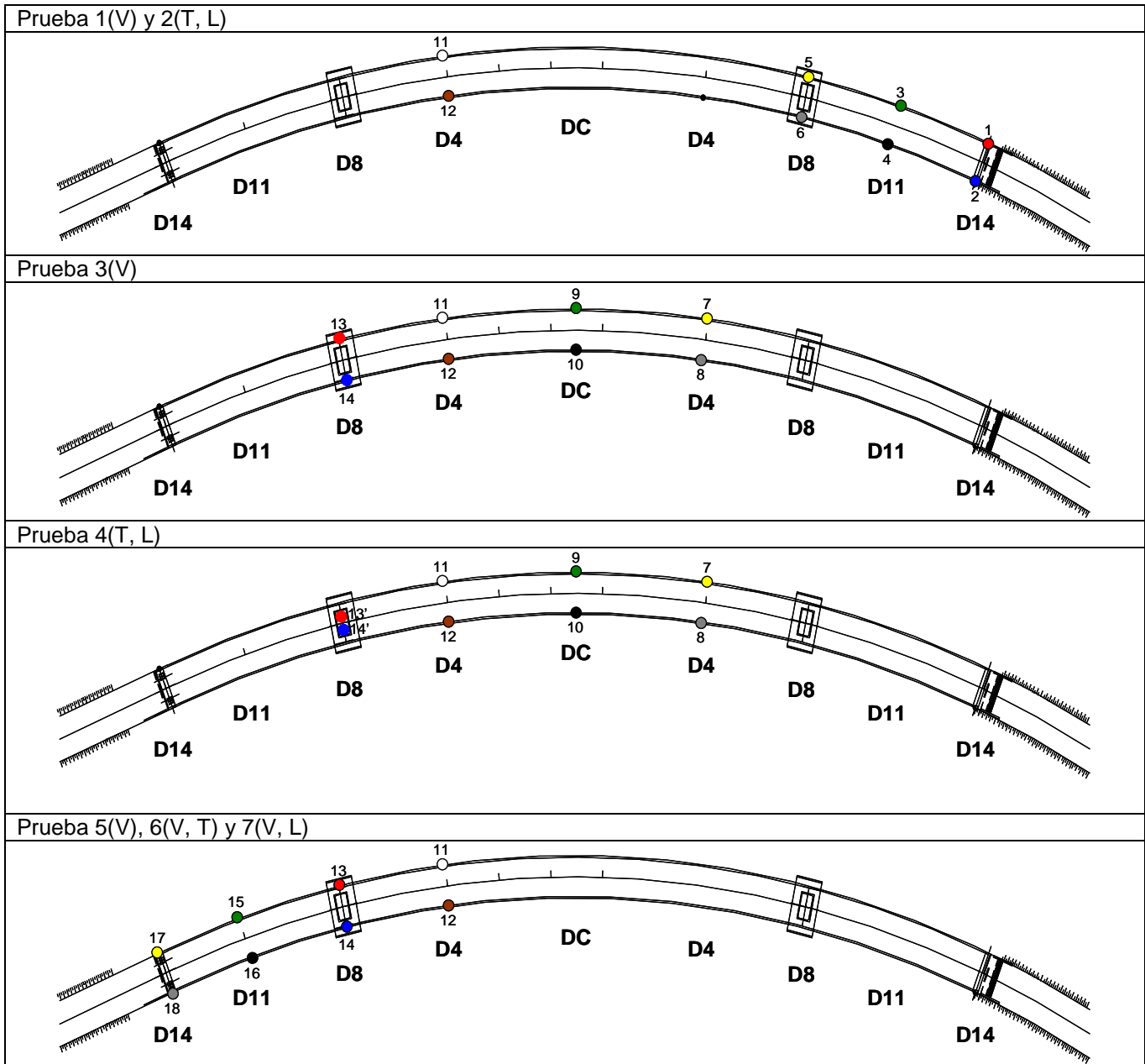


Figura 27 Programa de pruebas, vibración ambiental: primera etapa, agosto del 2006

MONITOREO Y PRUEBAS DE CAMPO DEL PUENTE SAN CRISTÓBAL

Tabla 5 Programa de pruebas: Puente San Cristóbal, vibración ambiental: diciembre del 2006

Prueba 1	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 4	Prueba 5	Prueba 6	Prueba 7	Prueba 8
1 (V)	1 (T)	7 (V)	13 (V)	13' (T)	13 (V)	13 (V)	13 (V)
2 (V)	2 (L)	8 (V)	14 (V)	14' (L)	14 (V)	14 (T)	14 (L)
3 (V)	3 (T)	3 (V)	9 (V)	9 (T)	15 (V)	15 (V)	15 (V)
4 (V)	4 (L)	4 (V)	10 (V)	10 (L)	16 (V)	16 (T)	16 (L)
5 (V)	5 (T)	5 (V)	7 (V)	7 (T)	17 (V)	17 (V)	17 (V)
6 (V)	6 (L)	6 (V)	8 (V)	8 (L)	18 (V)	18 (T)	18 (L)
11 (V)	11 (T)	11 (V)	11 (V)	11 (T)	11 (V)	11 (V)	11 (V)
12 (V)	12 (L)	12 (V)	12 (V)	12 (L)	12 (V)	12 (T)	12 (L)
Prueba 9	Prueba 10	Prueba 11					
13 (T)	13 (V)	13 (V)					
14 (L)	13' (T)	13' (T)					
15 (T)	5 (V)	5 (V)					
16 (L)	5' (T)	5' (T)					
17 (T)	15 (V)	15 (V)					
18 (L)	3 (T)	3 (T)					
11 (T)	9 (V)	9 (V)					
12 (L)	10 (T)	10 (T)					

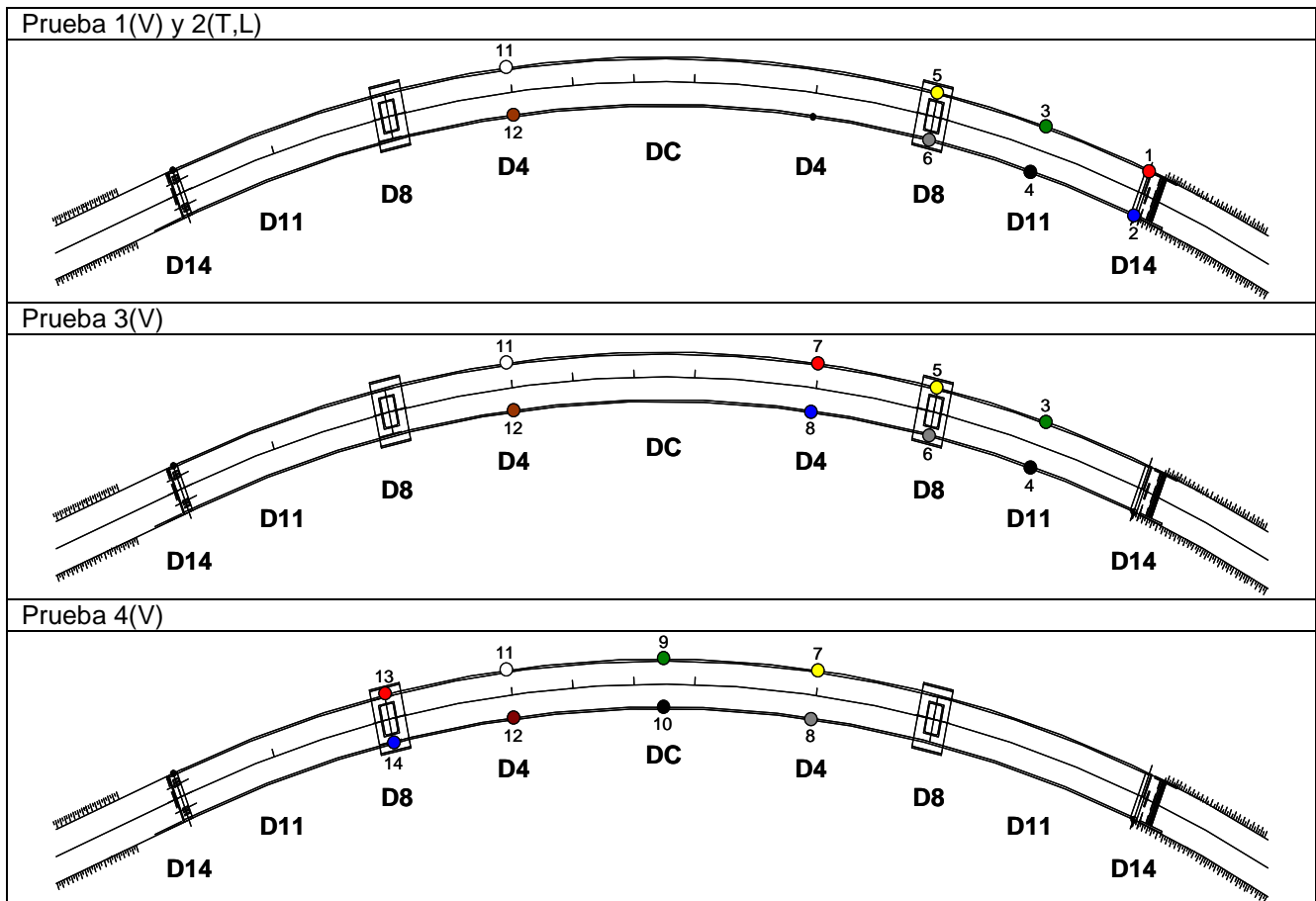


Figura 28 Programa de pruebas, vibración ambiental: segunda etapa, diciembre del 2006

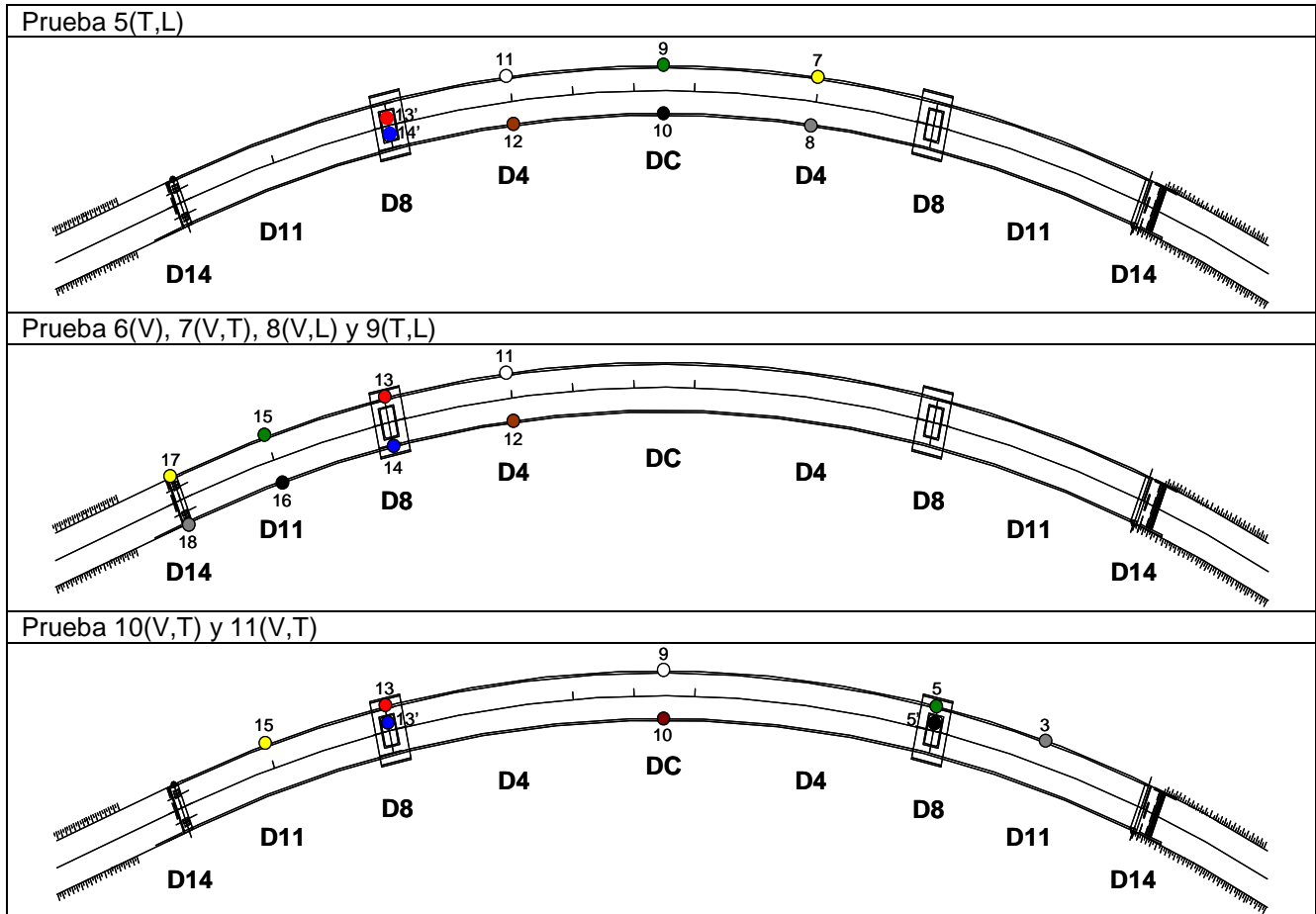
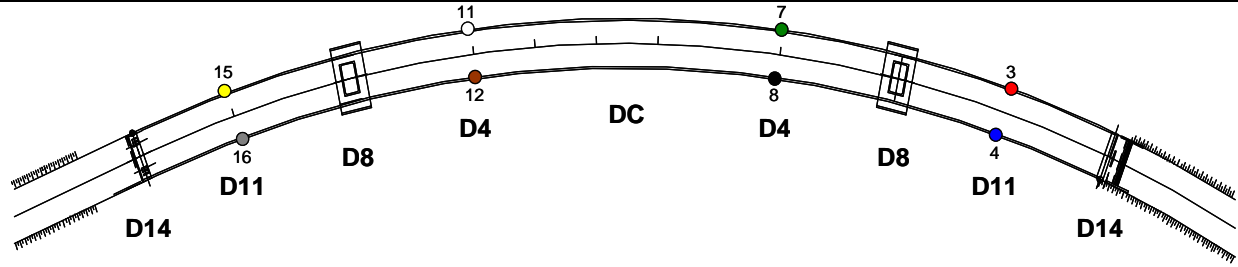


Figura 28 (continuación) Programa de pruebas, vibración ambiental: segunda etapa, diciembre del 2006

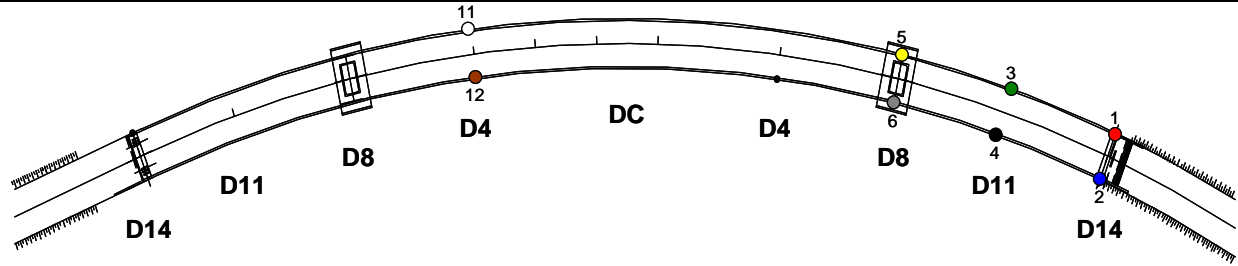
Tabla 6 Programa de pruebas: Puente San Cristóbal, vibración ambiental: abril del 2007

Prueba 1	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 4	Prueba 5	Prueba 6	Prueba 7	Prueba 8
3 (V)	3 (T)	3 (L)	1 (V)	1 (T)	1 (L)	17 (V)	17 (T)
4 (V)	4 (T)	4 (L)	2 (V)	2 (T)	2 (L)	18 (V)	18 (T)
7 (V)	7 (T)	7 (L)	3 (V)	3 (T)	3 (L)	13 (V)	13 (T)
8 (V)	8 (T)	8 (L)	4 (V)	4 (T)	4 (L)	14 (V)	14 (T)
15 (V)	15 (T)	15 (L)	5 (V)	5 (T)	5 (L)	15 (V)	15 (T)
16 (V)	16 (T)	16 (L)	6 (V)	6 (T)	6 (L)	16 (V)	16 (T)
11 (V)	11 (T)	11 (L)	11 (V)	11 (T)	11 (L)	11 (V)	11 (T)
12 (V)	12 (T)	12 (L)	12 (V)	12 (T)	12 (L)	12 (V)	12 (T)
Prueba 9	Prueba 10	Prueba 11	Prueba 12				
17 (L)	17 (V)	17 (T)	17 (L)				
18 (L)	18 (V)	18 (T)	18 (L)				
13 (L)	9 (V)	9 (T)	9 (L)				
14 (L)	10 (V)	10 (T)	10 (L)				
15 (L)	15 (V)	15 (T)	15 (L)				
16 (L)	16 (V)	16 (T)	16 (L)				
11 (L)	9 (V)	9 (T)	11 (L)				
12 (L)	10 (V)	10 (T)	12 (L)				

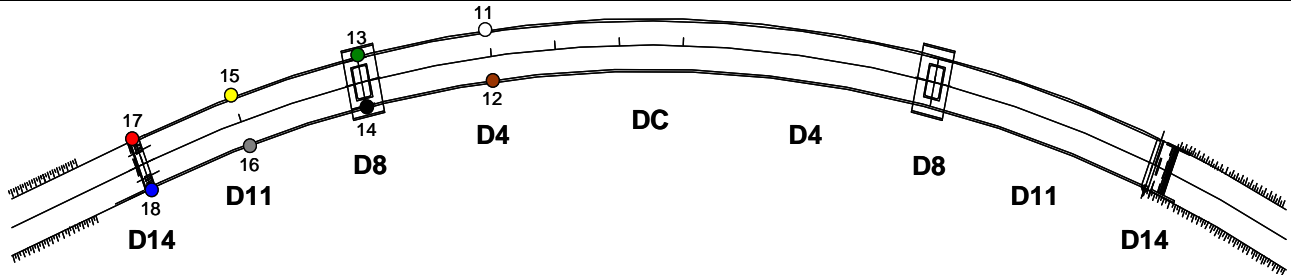
Prueba 1(V), 2(T) y 3(L)



Prueba 4(V), 5(T) y 6(L)



Prueba 7(V), 8(T), y 9(L)



Prueba 10(V), 11(T) y 12(L)

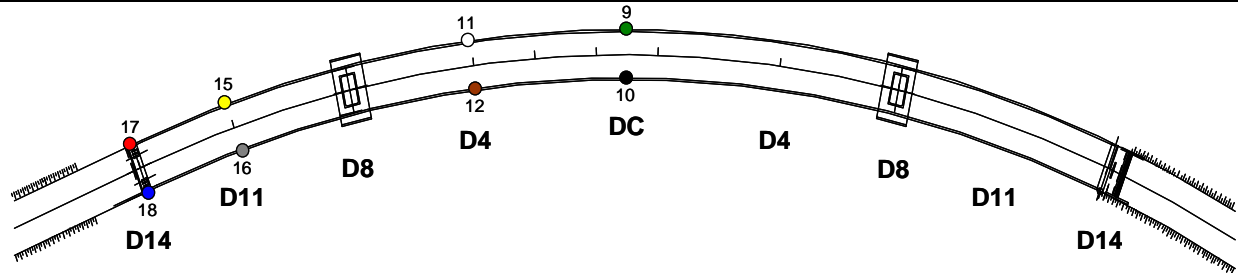


Figura 29 Programa de pruebas, vibración ambiental: tercera etapa, abril del 2007

MONITOREO Y PRUEBAS DE CAMPO DEL PUENTE SAN CRISTÓBAL

Tabla 7 Programa de pruebas: Puente San Cristóbal, vibración ambiental: diciembre del 2007

Prueba 1	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 4	Prueba 5	Prueba 6	Prueba 7	Prueba 8
1 (V)	1 (V)	1 (V)	1 (T)	1 (L)	7 (V)	7 (T)	7 (L)
2 (V)	2 (V)	2 (V)	2 (T)	2 (L)	8 (V)	8 (T)	8 (L)
3 (V)	3 (V)	3 (V)	3 (T)	3 (L)	3 (V)	3 (T)	3 (L)
4 (V)	4 (V)	4 (V)	4 (T)	4 (L)	4 (V)	4 (T)	4 (L)
5 (V)	5 (V)	5 (V)	5 (T)	5 (L)	5 (V)	5 (T)	5 (L)
6 (V)	6 (V)	6 (V)	6 (T)	6 (L)	6 (V)	6 (T)	6 (L)
11 (V)	11 (V)	11 (V)	11 (T)	11 (L)	11 (V)	11 (T)	11 (L)
12 (V)	12 (V)	12 (V)	12 (T)	12 (L)	12 (V)	12 (T)	12 (L)
Prueba 9	Prueba 10	Prueba 11	Prueba 12	Prueba 13	Prueba 14		
7 (V)	7 (T)	7 (L)	17 (V)	17 (T)	17 (L)		
8 (V)	8 (T)	8 (L)	18 (V)	18 (T)	18 (L)		
3 (V)	3 (T)	3 (L)	15 (V)	15 (T)	11 (L)		
4 (V)	4 (T)	4 (L)	16 (V)	16 (T)	12 (L)		
9 (V)	9 (T)	9 (L)	13 (V)	13 (T)	13 (L)		
10 (V)	10 (T)	10 (L)	14 (V)	14 (T)	14 (L)		
11 (V)	11 (T)	11 (L)	11 (V)	11 (T)	15 (L)		
12 (V)	12 (T)	12 (L)	12 (V)	12 (T)	16 (L)		

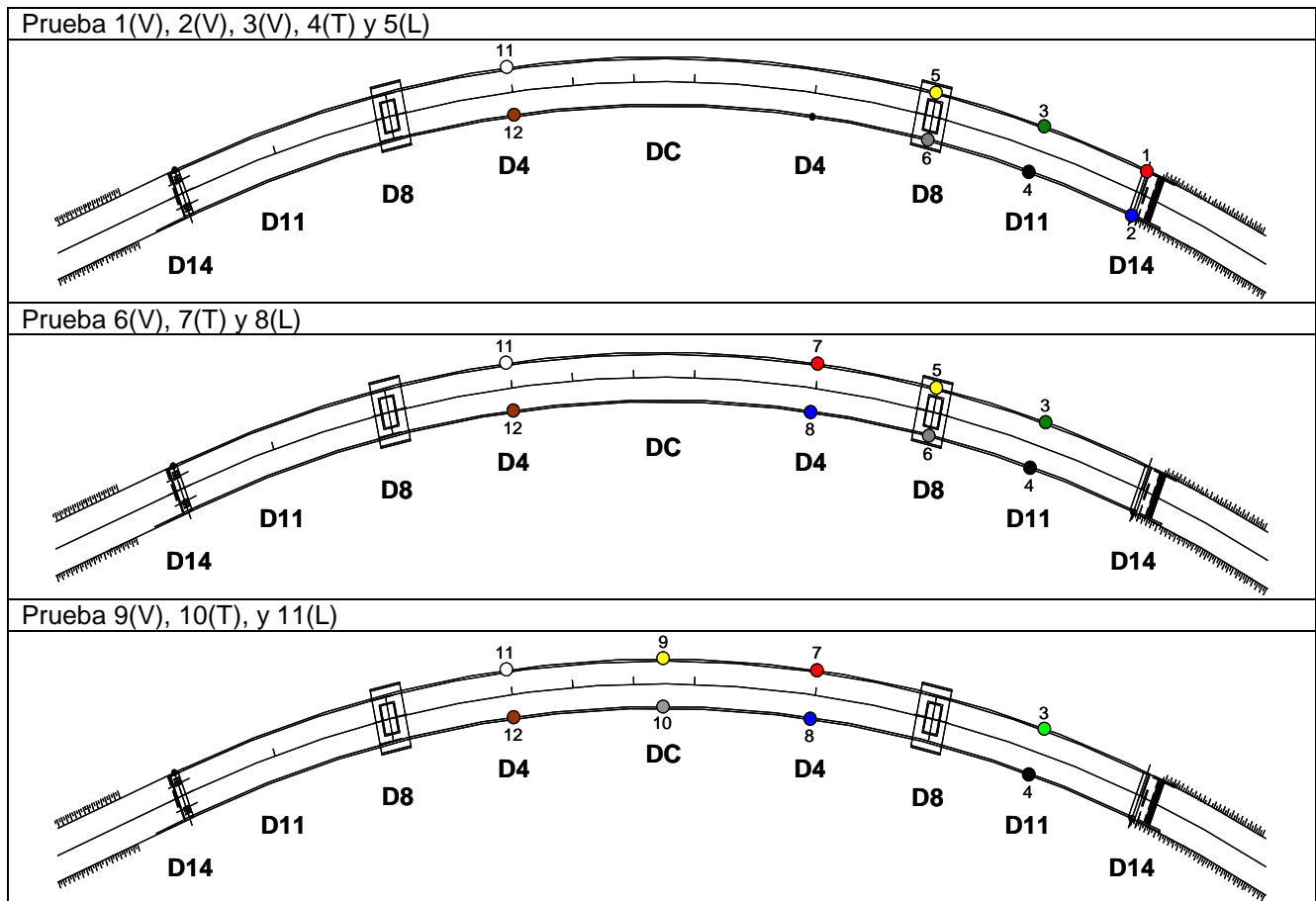


Figura 30 Programa de pruebas, vibración ambiental: cuarta etapa, diciembre del 2007

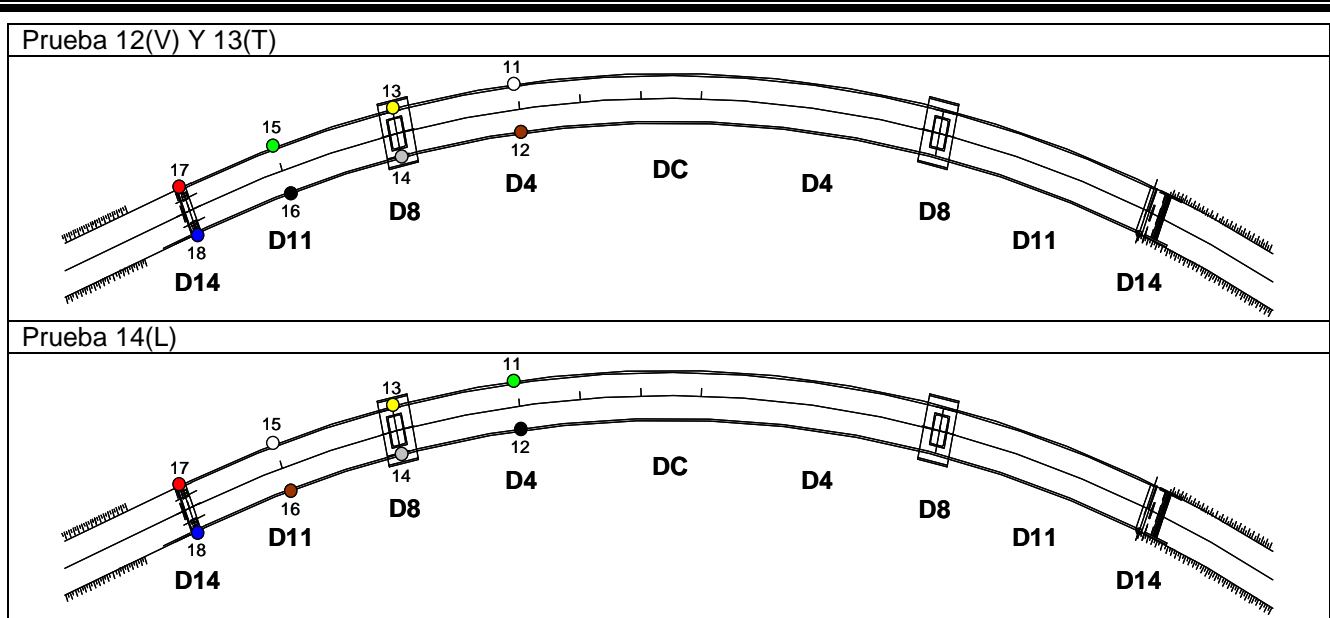


Figura 30 (continuación) Programa de pruebas, vibración ambiental: cuarta etapa, diciembre del 2007

2.3.1.2. Metodología de análisis

El primer paso es definir qué se pretende identificar por medio de esta prueba, es decir, qué frecuencias y modos de vibrar se desean determinar. Aunado a las características y configuración de la estructura en estudio, de lo antes mencionado dependerá la ubicación de los instrumentos, duración de cada prueba, el número de puntos de medición necesarios, lugar y dirección en que estos deberán ser orientados y colocados, etc.

Para la identificación de las principales formas modales de un puente, como el que se trata en este estudio, se deben obtener las frecuencias de vibración más significativas en los componentes vertical (V) y transversal (T) de la estructura. Con esto se pretende identificar las formas modales verticales, transversales y de torsión. El análisis se realiza por pares de señales. Para la identificación de las frecuencias y modos de vibrar de la estructura, se escogen del componente de análisis del sistema que se trató (V, T o L), puntos de referencia con los cuales se calculan las funciones de transferencia con respecto a los demás puntos instrumentados que contribuyen a definir el modo de vibrar por identificar (Muriá Vila y González, 1995). Para identificar las frecuencias de vibrar de los componentes V y T del tablero, se procede primero a seleccionar las frecuencias asociadas a ordenadas máximas del cociente espectral entre los diferentes puntos instrumentados dentro del tablero con respecto a los puntos situados en las pilas o en los estribos, los cuales por lo regular corresponden a las frecuencias naturales de vibrar del sistema en dichas componentes. Después con los cocientes espectrales se revisa que las frecuencias identificadas sean aquellas que, además, de estar asociadas a amplitudes máximas del cociente espectral, tengan altas coherencias y correspondan a las diferentes formas modales de la estructura (Amini, 1990, Muriá Vila y González, 1995). Para el componente en torsión, el procedimiento es muy similar pero en el análisis se considera además de la función de transferencia y la coherencia, el ángulo de fase, es decir se revisan las relaciones de amplitudes, ángulos de fase y coherencias entre los puntos instrumentados de un lado de la calzada con respecto a los opuestos del otro lado de la calzada, y se verifica que los ángulos de fase entre los puntos instrumentados a un mismo nivel o sección transversal sean aproximadamente de 180° .

En algunos casos, cuando no es posible identificar la frecuencia claramente, se presentan intervalos de valores, lo cual indica que la frecuencia de vibrar varió durante un mismo evento, debido a una posible influencia de cierta vibración local de algún elemento que integra la misma estructura, o debido a una contaminación por ruido de la señal (Muriá Vila *et al*, 2002).

La selección de los puntos de referencia es fundamental en el análisis, ya que de esto dependerá la identificación de las formas modales. Los puntos elegidos como referencia dependen de los arreglos de los puntos de medición durante las pruebas, por lo que no son siempre los mismos, aunque de ser posible se debe evitar los posibles cambios de estos. En puentes, debido a su gran longitud, se eligen varios puntos de referencia, los que sirven para dar continuidad a los datos experimentales obtenidos de diferentes tramos entre una prueba y otra, además, de que ciertos puntos de referencia, que sirven para detectar algunas formas modales, pueden no ayudar a detectar otras. Respecto a la ubicación de los puntos sobre el puente, se busca de preferencia que la distancia entre estos sea lo más equidistante entre sí, además, debe cuidarse la distribución donde se coloquen los puntos de medición, ya que si algún punto o puntos de medición resulta estar situado cerca de un punto de inflexión (nodo), es decir, que no exista movimiento relativo en dicho lugar, este o estos servirán poco como puntos de referencia para la identificación de las formas modales a determinar, o si se hace, que el número de puntos sea suficiente para definirla, de lo contrario su identificación puede dificultarse. De esta forma se sabe, que si se opta por colocar en la distribución de la instrumentación un número impar de puntos equidistante de medición sobre el puente se pueden encontrar dificultades al tratar de identificar alguna forma modal asimétrica, o bien al contrario, al colocar un número par de puntos de medición equidistante se pueden encontrar dificultades al tratar de identificar alguna forma modal simétrica. El número de formas modales simétrica o asimétrica para la cual pueden encontrarse sin dificultades en su identificación, depende del número de puntos colocados (Mendoza, 2004).

Como no es posible registrar todos los puntos de medición simultáneamente, es necesario llevar a cabo varias pruebas con diferentes configuraciones de puntos de medición. Es por esto que se realiza un programa de pruebas que tome en cuenta la configuración de la estructura, la dirección en que los sensores deben ir colocados y la facilidad y rapidez con que estos sean instalados durante el tiempo de duración de las pruebas. Entre prueba y prueba es necesario que cuando menos un punto de medición aparezca en ambas, esto con el propósito de conocer la relación que hay entre los puntos de una prueba y las subsecuentes.

2.3.2. Prueba de carga vehicular

La prueba de carga vehicular consiste en pasar vehículos a una velocidad determinada sobre la superficie de rodamiento del puente, ya sea por carriles centrales, laterales ó combinaciones de éstos, con el fin de producir deformaciones, desplazamientos, vibraciones, impactos, etc. al puente y por medio de sensores instalados en sitios de interés, tales como columnas, trabes, estribos, etc., medir la respuesta del puente a este tipo de solicitaciones durante el tiempo que duren las pruebas. Esta prueba se divide en estática y dinámica. La prueba estática se caracteriza por que los vehículos son trasladados a puntos de interés del puente para realizar pausas durante las cuales se mide la respuesta del mismo, en cambio, la prueba dinámica se realiza a velocidades considerables y controladas para provocar excitaciones de origen dinámico.

Los objetivos del análisis de la respuesta estructural en el puente San Cristóbal con pruebas de carga vehicular son:

- Monitoreo y supervisión del puente durante su vida útil.
- Determinación de efectos dinámicos producidos por el paso de las cargas móviles, tales como: factor de amplificación dinámica (FAD), amortiguamiento, impactos, etc.
- Calibración de modelos analíticos con resultados reales controlados (esfuerzos, deformaciones, desplazamientos, etc.).
- Recomendaciones y mejoras a los reglamentos vigentes de construcción de puentes, principalmente enfocados a la estimación de la respuesta dinámica, factores de impacto, factores de carga vivas, etc.

2.3.2.1. Programa de pruebas

Durante los periodos del 22 al 25 de agosto y del 12 al 17 de diciembre del 2006 se efectuaron en el puente San Cristóbal pruebas de carga vehicular. Durante la realización de las pruebas se midió la respuesta del puente al ser sometido al paso de vehículos (tractocamiones del tipo T3-S2-R3, T3-S2-R4 y camiones de volteo de 7 m³) sobre la superficie de rodamiento del mismo. Se realizaron pruebas estáticas, en donde los vehículos se desplazaron sobre el puente a velocidades muy lentas y al llegar a cada uno de los centros de los tres claros principales que conforman el puente se realizaba una pausa de aproximadamente 20 a 30 segundos para registrar la respuesta del mismo; para las pruebas dinámicas se hicieron pasar vehículos a una velocidad determinada, según lo estipulado en la bitácora de pruebas. Se registraron para cada prueba, las deformaciones, desplazamientos, temperatura, aceleraciones, velocidades de los camiones así como la configuración (arreglo) y número de camiones. Adicionalmente a la realización de las pruebas estáticas y dinámicas se monitoreo antes, durante y después de cada prueba las excitaciones causadas por el paso de los camiones mediante acelerómetros, con el objetivo de verificar no existiesen cambios significativos en las propiedades dinámicas del puente así como en la rigidez de la estructura.

2.3.2.1.1. Primera etapa de pruebas, agosto del 2006

Para las pruebas estáticas y dinámicas de la primera etapa (agosto 2006) se emplearon seis camiones de volteo cargados y distribuidos en diversas formas en la calzada de rodamiento del puente, realizándose seis pruebas de carga estática y seis dinámicas como se puede apreciar en las figuras 32 y 33. Las características de peso y tamaño de los camiones de volteo utilizados durante esta etapa de prueba se muestran en la figura 31 y tabla 8. En paralelo a cada prueba estática y dinámica se hicieron pruebas de vibración ambiental, la distribución y ubicación de los sensores en cada una de las pruebas realizadas se puede ver en la tabla 9 y figura 34.

Tabla 8 Dimensiones y pesos de los camiones de volteo utilizados durante las pruebas de carga vehicular de la etapa 1.

CLAVE	MARCA	PLACA	PVB [t]	LONGITUD DE EJES [m]	
				L	T
C1	KODIAK	2-CNB-584	17.8	3.90	1.85
C2	KODIAK	CY-73-419	18.2	3.90	1.85
C3	KODIAK	9-CNA-427	18.5	4.00	1.90
C4	KODIAK	9-CNA-203	17.8	4.00	1.90
C5	MERCEDES BENZ	8-CNA-289	18.1	3.42	1.87
C6	DINA	9-CNA-640	17.6	3.95	1.90

PVB: Peso vehicular bruto

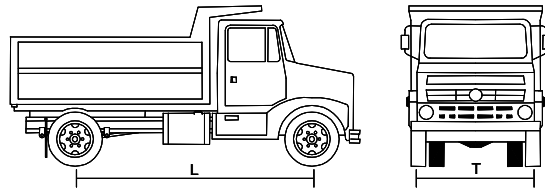


Figura 31 Camión de volteo tipo

Prueba Estática

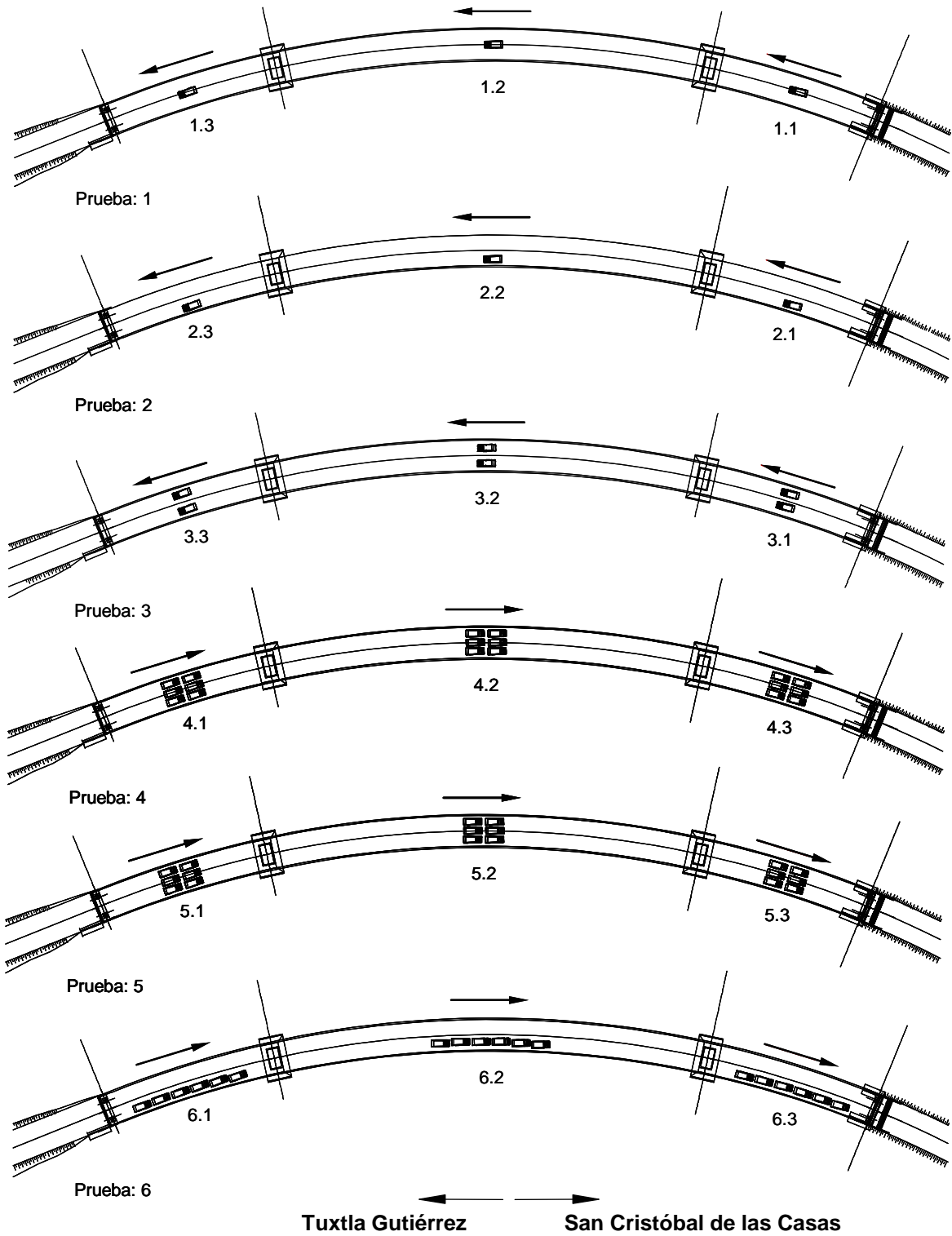


Figura 32 Posición de los camiones de volteo para las pruebas estáticas de la primera etapa (agosto 2006)

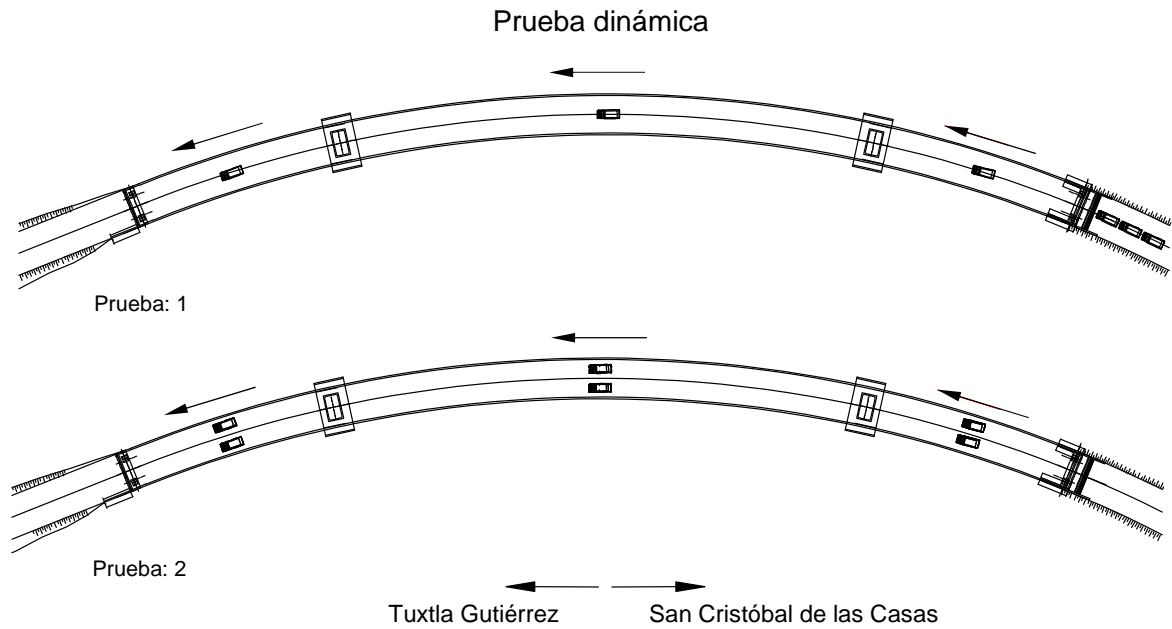


Figura 33 Posición de los camiones de volteo para las pruebas dinámicas de la primera etapa (agosto 2006)

Tabla 9 Programa de pruebas: Puente San Cristóbal, vibración ambiental (prueba estática y dinámica): 23 de agosto del 2006

Prueba estática	Prueba dinámica
1 - 5	1 - 2
9 (V)	9 (V)
10 (T)	10 (T)
15 (V)	15 (V)
12 (V)	12 (V)
13 (V)	13 (V)
13 (T)	13 (T)
11 (V)	11 (V)
11 (T)	11 (T)

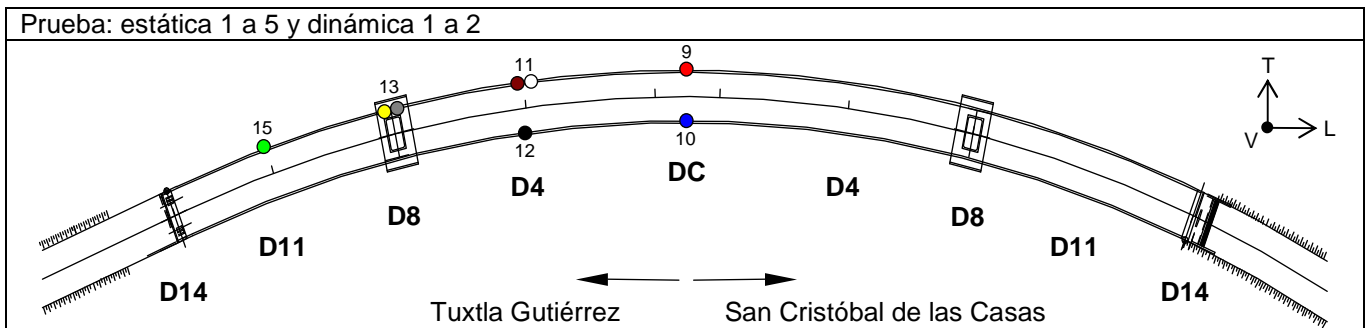


Figura 34 Distribución de los acelerómetros en la superestructura del puente San Cristóbal para la primera etapa de pruebas (agosto 2006)

2.3.2.1.2. Segunda etapa de pruebas, diciembre del 2006

Para la realización de las pruebas estáticas y dinámicas de esta etapa se emplearon tractocamiones doblemente articulados de los tipos T3-S2-R3 y T3-S2-R4, distribuidos en la calzada de rodamiento del puente. Para las pruebas estáticas y dinámicas se emplearon los mismos camiones, circulando únicamente sobre el centro de la calzada de rodamiento, como se muestra en la figura 36, realizándose cuatro pruebas de carga estática y cinco dinámicas. Las características de peso y tamaño de los tractocamiones doblemente articulados, utilizados durante esta etapa de pruebas se muestran en la tabla 10 y la figura 35. Adicionalmente a cada prueba estática y dinámica se realizaron pruebas de vibración ambiental. La distribución y ubicación de los sensores en cada una de las pruebas realizadas se puede ver en la tabla 11 y figura 37.

Tabla 10 Dimensiones y pesos de los tractocamiones doblemente articulados utilizados durante las pruebas de carga vehicular de la etapa 1.

Tipo	Longitud máx. [m]	PVB [t]	Tipo de carretera	Configuración
T3-S2-R3	31.0	71	A4, A2, B4 y B2	8 ejes y 30 llantas
T3-S2-R4	31.0	82	A4, A2, B4 y B2	9 ejes y 34 llantas

PVB: Peso vehicular bruto



Figura 35 Tractocamión doblemente articulado

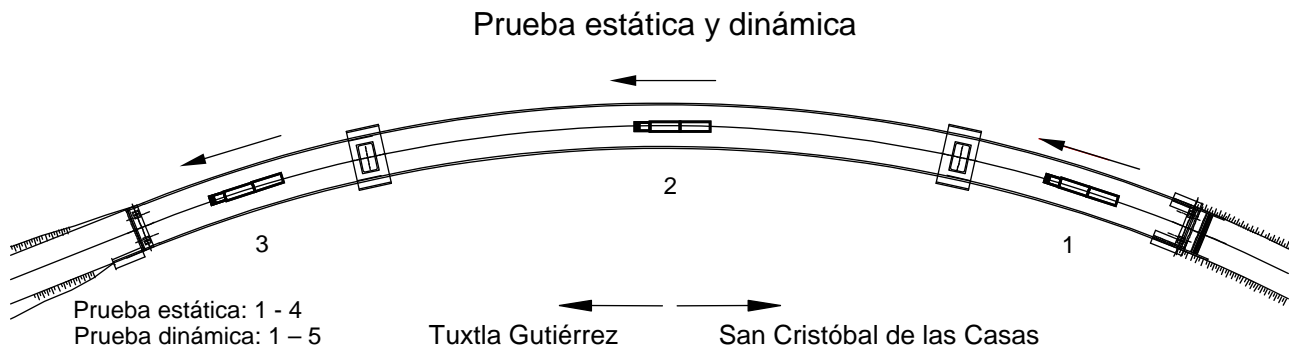


Figura 36 Posición de los tractocamiones doblemente articulados para las pruebas estáticas y dinámicas de la segunda etapa de pruebas (diciembre)

Tabla 11 Programa de pruebas: Puente San Cristóbal, vibración ambiental (prueba estática y dinámica): 14 de diciembre del 2006

Prueba estática 1 dinámica 1	Prueba estática 2 - 3 dinámica 2 - 3	Prueba estática 4 dinámica 4
13 (V)	13 (V)	13 (V)
13 (T)	13 (T)	13 (T)
5 (V)	5 (V)	5 (V)
5 (T)	5 (V)	5 (V)
15 (V)	11 (V)	11 (V)
3 (V)	7 (T)	7 (V)
9 (V)	9 (V)	9 (V)
10 (T)	10 (T)	10 (T)

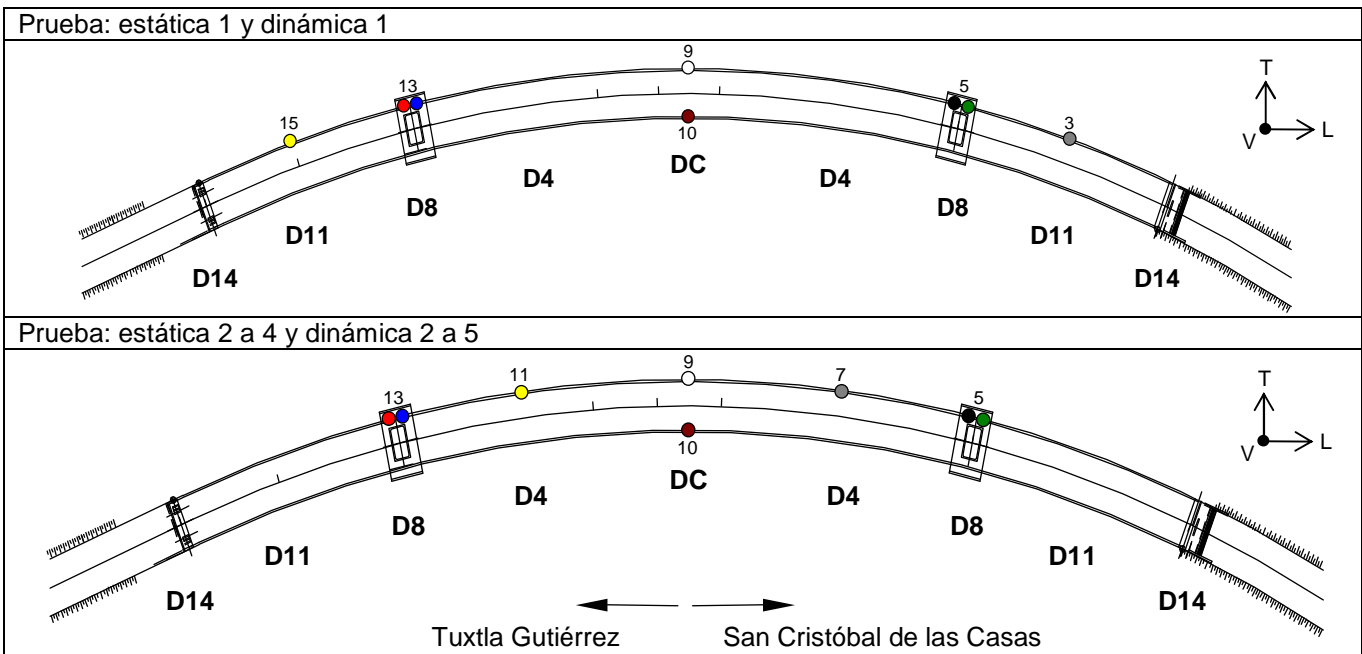


Figura 37 Distribución de los acelerómetros en la superestructura del puente San Cristóbal para la segunda etapa de pruebas (diciembre del 2006)

2.3.2.2. Metodología de análisis

El objetivo de esta prueba es determinar la respuesta dinámica del puente mediante la comparación, ya sea de esfuerzos, deformaciones o desplazamientos, obtenidos de la respuesta estática y dinámica, producida por el paso de vehículos sobre el mismo. Las mediciones obtenidas en las pruebas de campo son analizadas para determinar el efecto real de las cargas móviles. Para cada vehículo o conjunto de éstos que pase por el puente, la respuesta es monitoreada y se registran las deformaciones y/o desplazamientos. El peso de los camiones, velocidad, configuraciones de ejes y carriles ocupados, son también determinados y registrados en una bitácora de pruebas. La respuesta dinámica del puente obtenida de las pruebas dinámicas es usualmente considerada como un equivalente a la respuesta estática del mismo y es expresada como un factor de amplificación dinámico (FAD) (Paultre *et al*, 1990, Muria Vila *et al*, 2003). Hay varias formas para determinar el FAD el cual fue definido por Bakht y Pinjarkar (1989) en su estado del arte de pruebas dinámicas realizadas a diferentes puentes. Así, este factor se obtiene como:

$$FAD = \frac{R_{Din}}{R_{Est}} \quad \dots(22)$$

donde, R_{Din} es la máxima respuesta dinámica (ejemplo, desplazamiento o deformación) obtenida de las máximas deformaciones o desplazamientos producidos durante la prueba dinámica, R_{Est} es la respuesta estática máxima y puede ser estimada de las siguientes maneras:

1. Realizando pruebas estáticas, en donde los vehículos se ubican en sitios de interés para tomar las mediciones pertinentes de la respuesta del puente. Este método produce la verdadera respuesta estática (deformación o desplazamiento) para cada instrumento (Paultre *et al*, 1990). Además, las pruebas se pueden realizar utilizando uno o varios vehículos a la vez.

2. Filtrando las señales (historia de datos) obtenidas de cada prueba de dinámica. En este método se aplica un filtro pasa bajas a la historia de datos (señal capturada) de vibración, con el fin de eliminar los efectos dinámicos, por lo tanto, la frecuencia de corte debe ser menor a la frecuencia fundamental del puente (figura 38). Es recomendable antes de cada prueba grabar un periodo de tiempo adecuado, antes de la entrada de los vehículos por el puente, para de esta manera evitar ruido ajeno debido al tráfico de los vehículos que circulan diariamente sobre el puente en estudio (Paultre *et al*, 1990, Muria Vila *et al*, 2003). Este método también puede ser implementado para la obtención de la respuesta estática de las pruebas de cargas vehiculares cuasi-estáticas o de baja velocidad.

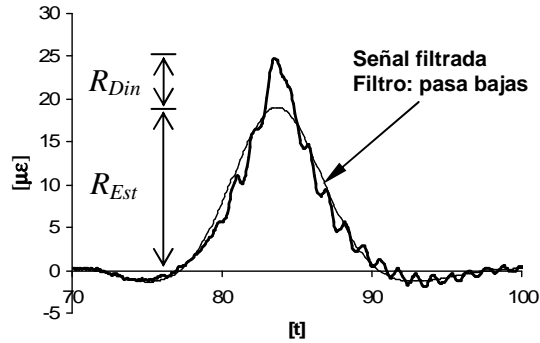


Figura 38 Respuesta estática y dinámica producido por un camión en movimiento

3. Analíticamente, por medio de un análisis de elementos finitos, donde la respuesta estática puede ser obtenido por un vehículo de prueba. Este método tiene la ventaja de controlar el tráfico, así como la posición exacta de la línea de paso de los vehículos sobre el modelo del puente. Es por eso que este método se recomienda sólo para ser usado como verificación de los resultados obtenidos de los dos métodos previos (Paultre *et al*, 1990).

Por otra parte, cuando se calcula el FAD de un puente que cuenta con varios claros (figura 39), la metodología cambia un poco al calcular las respuestas máximas estáticas y dinámicas. Billing (1982), define regiones separadas para un puente de tres claros y un instrumento colocado en donde se espera obtener la máxima respuesta. En la figura 39 se muestran tres regiones de respuesta para un puente. En la región positiva, el vehículo está posicionado en el mismo claro que el instrumento; en la región negativa, el vehículo está posicionado en el claro adyacente y en la región residual, el puente está en vibración libre. Por tanto, un puente de un claro solo puede tener una región positiva (Paultre *et al*, 1990).

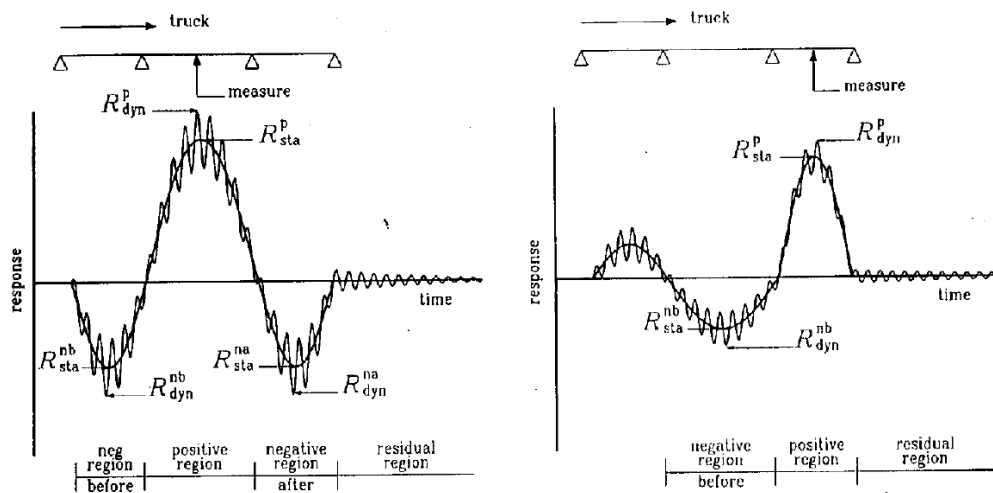


Figura 39 Evaluación del factor de amplificación dinámica para puentes de varios claros (Billing, 1982)

Los valores picos mostrados en la figura son:

1. R_{dyn}^p : respuesta dinámica, región positiva.
2. R_{sta}^p : respuesta estática, región negativa
3. R_{dyn}^{nb} : respuesta dinámica, región negativa, antes de que el vehiculo llegue al claro donde el instrumento esta instalado.
4. R_{sta}^{np} : respuesta estática, región negativa, antes de que el vehiculo llegue al claro donde el instrumento esta instalado.
5. R_{dyn}^{na} : respuesta dinámica, región negativa, después de que el vehiculo paso el claro donde el instrumento esta instalado.
6. R_{sta}^{na} : respuesta dinámica, región negativa, después de que el vehiculo paso el claro donde el instrumento esta instalado.
7. R_{sta}^{na} : respuesta dinámica, región residual (vibración libre).

Una vez obtenidos los valores picos por medio de filtrar la señal de historia de datos, tres valores del FAD pueden ser calculados: FAD_{pos} , para la región positiva; FAD_{neg} , para ambas regiones negativas; FAD_{res} , para la región residual.

$$FAD_{pos} = 1 + \frac{(R_{dyn}^p - R_{sta}^p)}{R_{sta}^{px}} \quad \dots(23)$$

$$M = \max\left\{ (R_{dyn}^{nb} - R_{sta}^{nb}), (R_{dyn}^{na} - R_{sta}^{na}) \right\} \quad \dots(24)$$

$$FAD_{neg} = 1 + \frac{M}{R_{sta}^{px}} \quad \dots(25)$$

$$FAD_{res} = 1 + \frac{M}{R_{sta}^{px}} \quad \dots(26)$$

Donde R_{sta}^{px} es la máxima respuesta estática de los instrumentos instalados en la misma sección transversal. De esta forma, el FAD puede ser calculado por medio de la respuesta estática positiva y de esta manera puede ser directamente comparado, asegurando que el FAD no pueda ser sobre estimado. Por ejemplo, en la figura 40 se muestra la historia de deformación de cuatro deformímetros colocados en la misma sección trasversal del puente e instalados en las cuatro vigas que lo integran. En este caso, la mayor deformación estática ocurre en la viga 3, por tanto es la que debe ser usada en las ecuaciones (23), (25) y (26). Esto se puede asociar a que la respuesta dinámica de cada instrumento está relacionada a su respectiva respuesta estática, pero esto asegura que la mayor respuesta estática está relacionada a la mayor respuesta dinámica como lo requerido por los reglamentos de diseño. Los diferentes valores del FAD pueden ser promediados acorde a su línea de recorrido, al tamaño, peso y velocidad del vehículo (Paultre *et al*, 1990). El factor de amplificación dinámica FAD, es una medida muy aceptada para medir los efectos dinámicos de puentes bajo cargas de vehículos móviles y es usado a nivel mundial como referencia en muchas especificaciones de diseño.

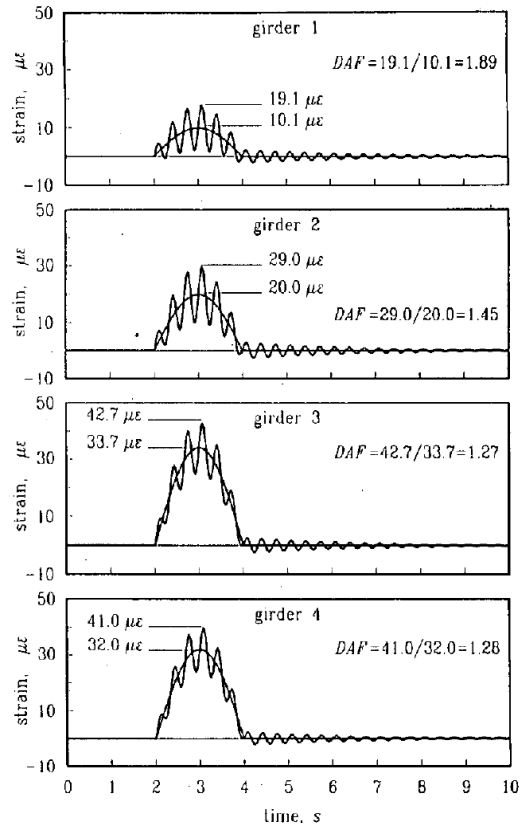


Figura 40 Sobre estimación del factor de amplificación dinámica (Billing, 1982)

Por otra parte, con el objetivo de determinar si los niveles de esfuerzos obtenidos durante las pruebas de carga vehicular se encuentran en rangos aceptables, se revisan y comparan los incrementos de deformaciones ($\Delta\mu\epsilon$) y esfuerzos ($\Delta\sigma_p$) obtenidos de las pruebas con respecto al nivel actual de esfuerzos del puente de cada periodo, correspondientes (agosto y diciembre, 2006). El objetivo de este análisis es determinar el nivel de esfuerzos alcanzados durante los dos periodos de pruebas y comparar con los esfuerzos permisibles de diseño. Esto se obtendrá con la ayuda de los niveles iniciales de esfuerzos obtenidos por el análisis del puente $\sigma(\text{CMS} + \text{PP})$, junto a los incrementos obtenidos por el monitoreo ($\Delta\sigma_M$). Con todos estos datos se podrán realizar las siguientes comparaciones:

1. Establecer cual de las secciones instrumentadas del claro mayor es la más sensible o susceptible a esforzarse.
2. Obtener el porcentaje de incremento de los esfuerzos ($\Delta\sigma_p$) en el puente debido a cierto peso colocado en su claro central; además, por medio de estos resultados poder estimar una condición de carga que lleve a una posible falla por flexión (compresión o tensión) en las secciones más esforzadas del puente.
3. Determinar el porcentaje de participación de los incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_p$) en el nivel actual de esfuerzos del puente, es decir, que tanto se incrementaron los esfuerzos del puente después de la terminación del mismo.

Finalmente, para verificar que no existiesen cambios significativos en las propiedades dinámicas y estructurales (frecuencias de vibrar, formas modales, rigidez, etc.) del puente, se procedió a monitorear la realización de las pruebas de carga vehicular por medio de acelerómetros instalados dentro de la superestructura. Con los datos obtenidos se podrán determinar cambios en las propiedades estructurales del puente, mediante la comparación de los resultados obtenidos del monitoreo de las pruebas de carga vehicular y la vibración ambiental.

3. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

3.1. Prueba de vibración ambiental

En este apartado, se identificarán las principales frecuencias significativas de la estructura en los componentes vertical (V), transversal (T) y torsión (R), así como las configuraciones modales asociadas a dichas frecuencias.

3.1.1. Procesamiento de la información

Con base en la información obtenida de las cuatro etapas de pruebas de vibración ambiental realizadas al puente San Cristóbal, en los periodos de agosto 2006, diciembre 2006, abril 2007 y diciembre 2007, se procedió a procesar la información por medio de un análisis de señales aleatorias a través de la transformada rápida de Fourier. Se calcularon las densidades espectrales promedio, así como las correspondientes funciones de transferencia, en fase y amplitud, y de coherencia entre pares de señales (Bendat y Piersol, 1986, apéndice A). La identificación experimental de las frecuencias y modos de vibrar significativos de la estructura se hizo por medio de un análisis espectral de cocientes de puntos instrumentados de medición, los cuales son elegidos para cada componente del sistema en estudio (V y T). Algunos de estos puntos son elegidos como referencia, para de esta manera poder obtener su respectiva función de transferencia con respecto al resto de los puntos instrumentados que abarcan la configuración total de la estructura. Además, las frecuencias identificadas, deberán estar asociadas a amplitudes máximas en los cocientes espectrales de su respectivo componente y corresponder a una forma modal de la estructura; la función coherencia puede servir en esta identificación como un indicador, es decir, entre mayor sea la coherencia, más confiable es la información (Muría Vila, 2007).

3.1.2. Identificación de las frecuencias más significativas de la superestructura del puente San Cristóbal en los componentes V, T y R

La identificación de las frecuencias significativas de vibrar se hace en dos direcciones; en los componentes de traslación V, T y también se identifican las frecuencias asociadas en el componente R. La identificación de las frecuencias significativas de vibrar de la estructura en los componente V y T, se determinaron con las funciones de transferencia y coherencia de los cocientes de los puntos situados en la superestructura, tomando como referencia los puntos colocado en las pilas (5, 6, 13 y 14) y los estribos del puente (1, 2 17 y 18), contra los puntos localizados en los tres claros del puente, 3 y 4 del tablero San Cristóbal, 15 y 16 del tablero Tuxtla Gutiérrez y los puntos 7, 8, 9, 10, 11 y 12 del tablero central (figuras 41 y 42). En las tablas 12 y 13 se muestran para cada etapa de pruebas las frecuencias más significativas en el componente V y T, respectivamente, obtenidas del análisis espectral. Las letras V y T, indican el modo asociado en el componente de análisis vertical y transversal respectivamente, mientras que las letras S y A sirven para indicar si es un modo simétrico o asimétrico respectivamente, los modos en torsión se asocian a la letra R.

Tabla 12 Frecuencias significativas en el componente V del puente San Cristóbal

Forma Modal	1ª Etapa [Hz]	2ª Etapa [Hz]	3ª Etapa [Hz]	4ª Etapa [Hz]
1VS, acoplado a T	0.830	0.830	0.781 -0.830	0.781 -0.830
1VA, acoplado a 1TS	1.855	1.855	1.855	1.855
2VS	4.004	4.004	3.955	4.004
2VA	4.884 - 5.180	4.785 - 5.176	4.833 - 5.029	4.785 - 5.029
3VS	7.860 - 8.300	7.764 - 8.350	7.813 - 8.301	8.060 - 8.200
3VA	9.330 - 9.670	9.375 - 9.668	9.326 - 9.717	9.277 - 9.570

Tabla 13 Frecuencias significativas en el componente T del puente San Cristóbal

Forma Modal	1ª Etapa [Hz]	2ª Etapa [Hz]	3ª Etapa [Hz]	4ª Etapa [Hz]
1TS, acoplado a 1VA	1.904	1.904	1.855	1.953
1TA	2.979 - 3.076	3.027 - 3.076	3.027 - 3.076	2.979 - 3.076
2TS	5.371 - 5.469	5.13 - 5.469	5.37 - 5.420	5.322 - 5.469
2TA	6.543 - 6.836	6.592 - 6.885	6.592 - 6.885	6.738 - 6.787

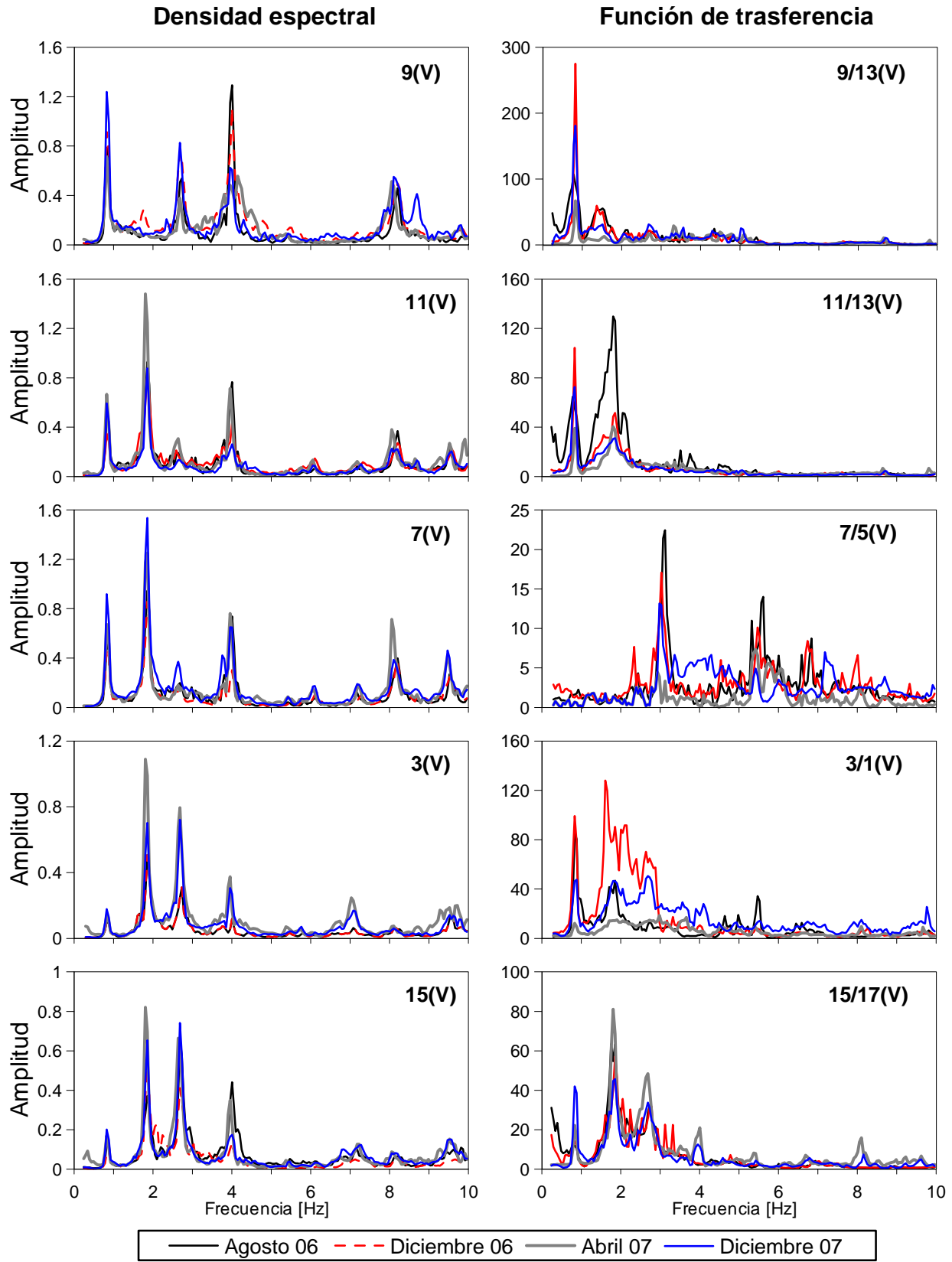


Figura 41 Densidades espectrales de los puntos 3, 7, 9, 11, 13 y 17, y los cocientes espectrales 9/13, 11/13, 7/5, 3/1 y 15/17, en el componente V de análisis, correspondientes a las cuatro etapas de pruebas realizadas al

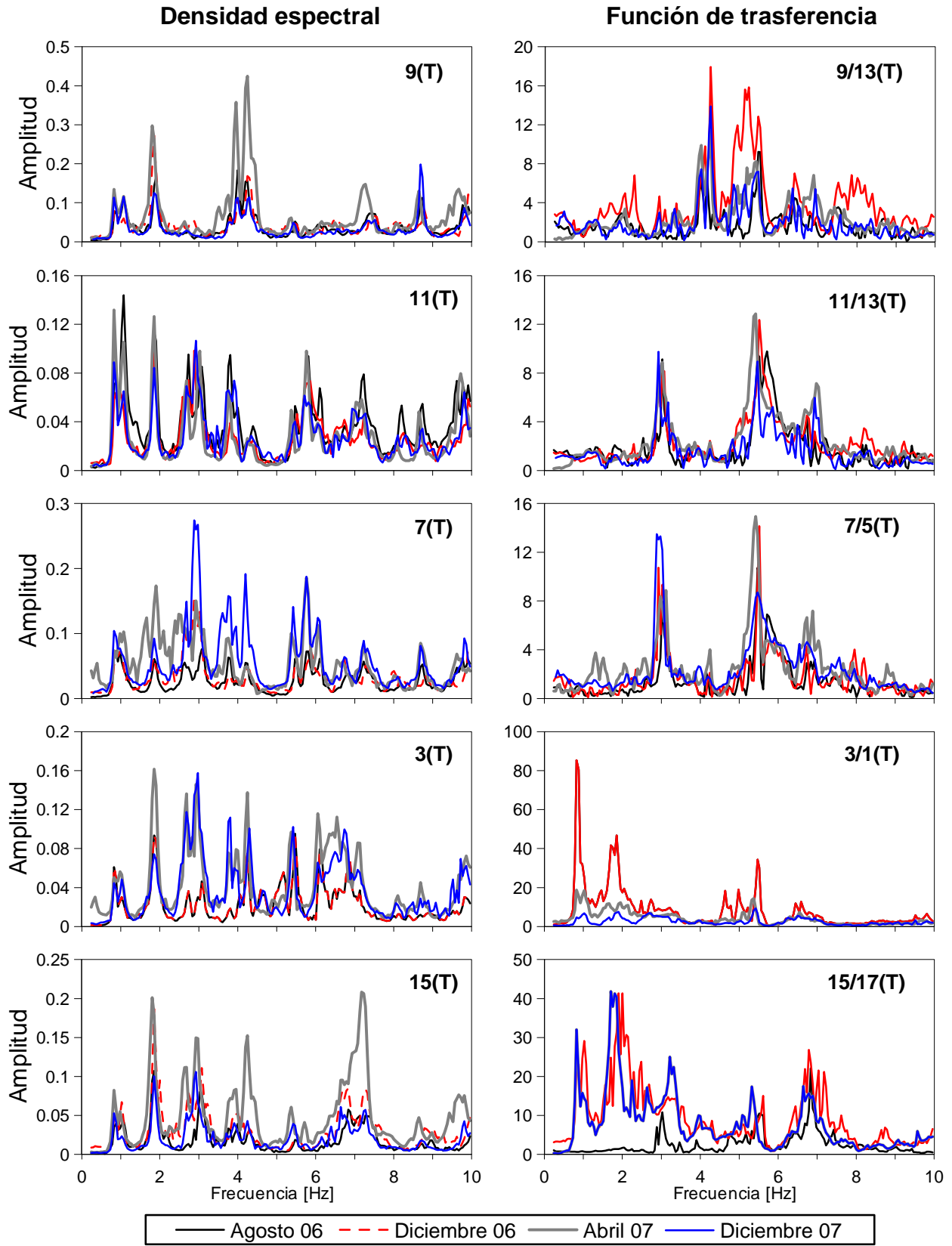


Figura 42 Densidades espectrales de los puntos 3, 7, 9, 11, 13 y 17, y los cocientes espectrales 9/13, 11/13, 7/5, 3/1 y 15/17, en el componente T de análisis, correspondientes a las cuatro etapas de pruebas realizadas al puente San Cristóbal.

Para la identificación de las frecuencias significativas en el componente R de la superestructura, fue necesario obtener los cocientes entre puntos opuestos de una misma sección transversal de la superestructura (puntos localizados a lados opuestos de la calzada). Las frecuencias de torsión identificadas son aquéllas que tienen altas coherencias y ángulos de fase opuestos (mayores a 90°). Los cocientes seleccionados para identificar las frecuencias significativas en el componente R del tablero fueron, 1/2, 3/4, 5/6, 7/8, 9/10, 11/12, 12/14, 15/16, 17/18 (figuras 43 y 44). En la tabla 14 se muestran para cada etapa de pruebas las frecuencias más significativas en el componente R.

Tabla 14 Frecuencias significativas en el componente R del puente San Cristóbal

Forma modal	1ª Etapa [Hz]	2ª Etapa [Hz]	3ª Etapa [Hz]	4ª Etapa [Hz]
1RS	3.76 - 3.809	3.76 - 3.809	3.76	3.76
1RA	5.320 - 5.860	5.470 - 5.960	5.320 - 5.860	5.469 - 5.859
2RS	6.980 - 7.320	6.980 - 7.420	6.980 - 7.280	6.934 - 7.373
2RA	8.691 - 8.740	8.740 - 8.887	8.643 - 8.8691	8.643 - 8.740

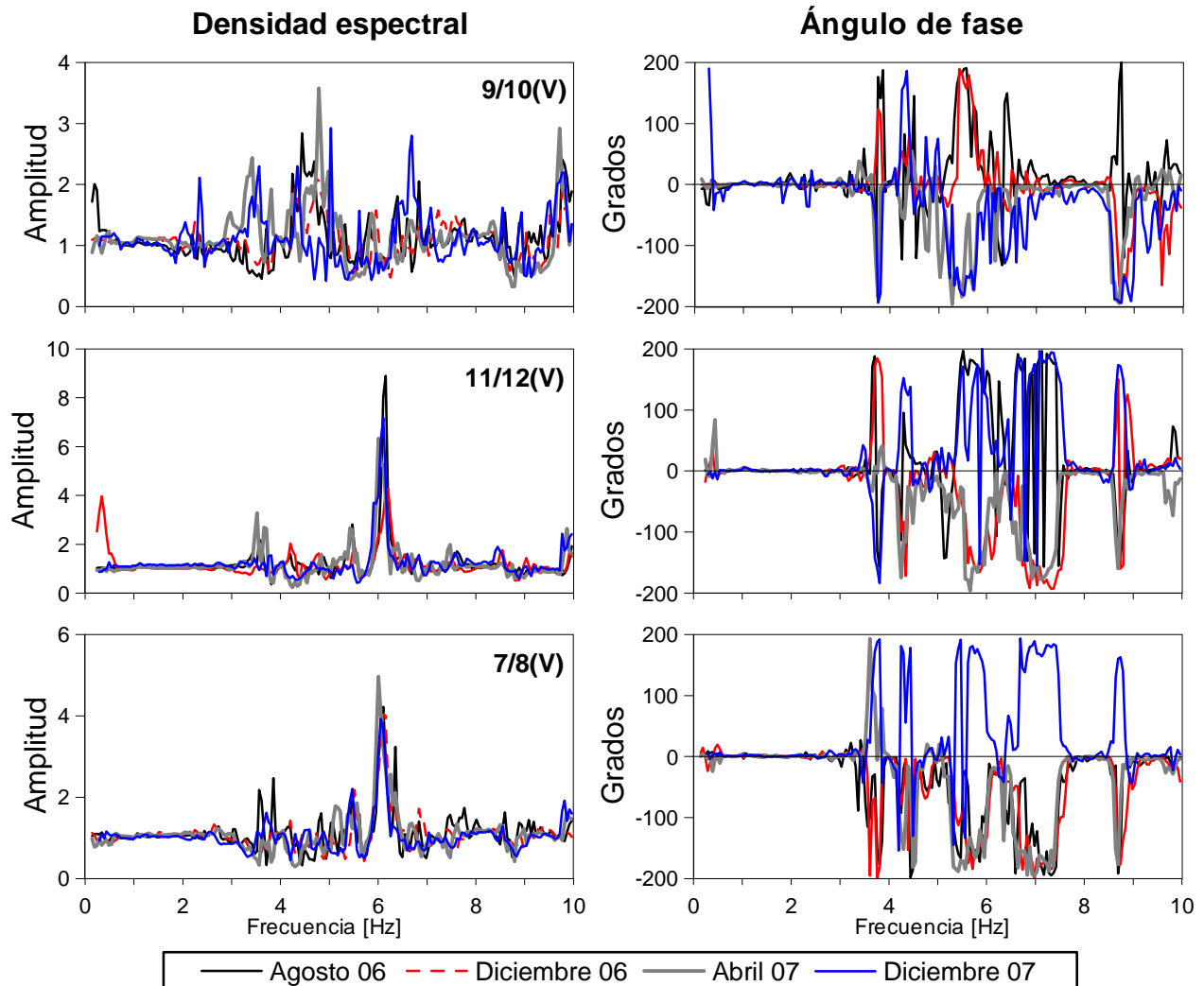


Figura 43 Cocientes espectrales 9/10, 11/12 y 7/8 y sus respectivos ángulos de fase en el componente V de análisis, correspondiente a las cuatro etapas de pruebas realizadas al puente San Cristóbal.

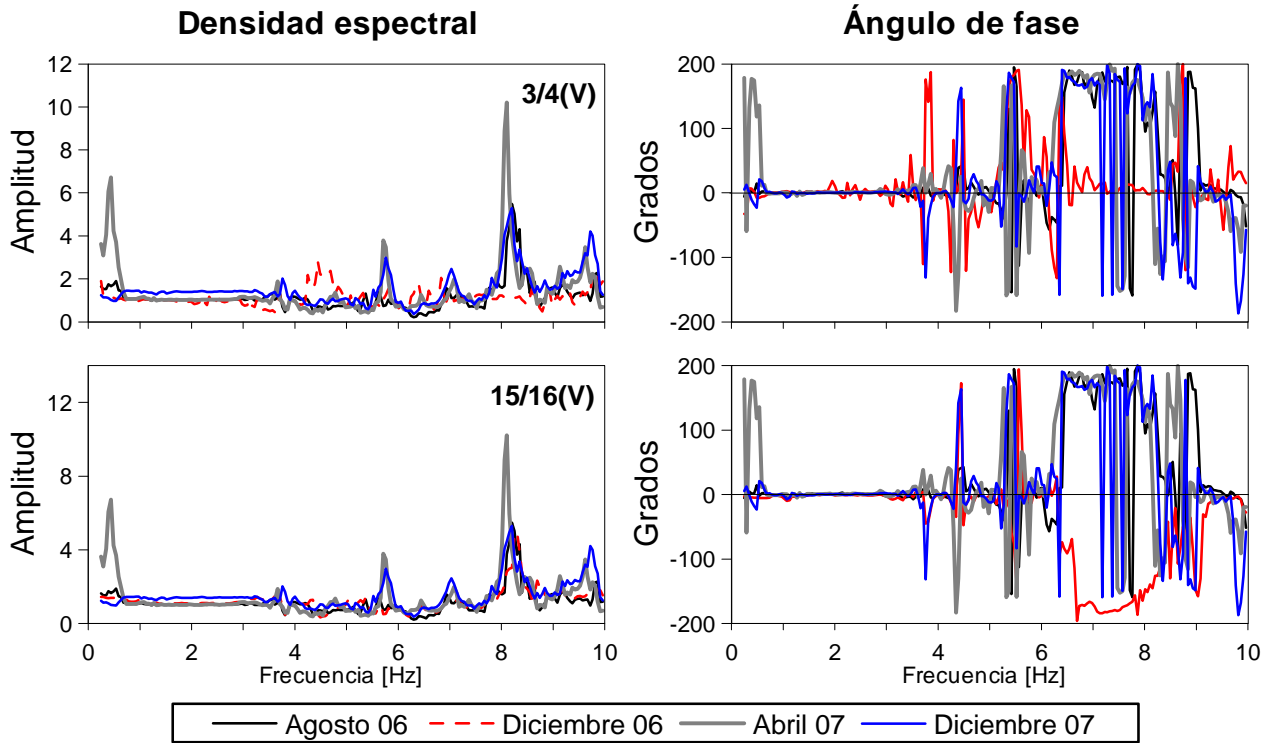


Figura 44 Cocientes espectrales 3/4 y 15/16 y sus respectivos ángulos de fase, en el componente V de análisis, correspondiente a las cuatro etapas de pruebas realizadas al puente San Cristóbal.

Adicionalmente a la identificación de las frecuencias significativas de vibrar en los tres componentes del sistema (V, T y R), se identificó la frecuencia fundamental de vibrar de las pilas en su componente T (tabla 15) y en los tableros exteriores en su componente (V) del puente (tabla 16), mediante los cocientes espectrales y coherencias de los puntos situados en los dos estribos (1 y 17), en los centros de los dos claros exteriores (3, 4, 15 y 16) y en los situados en ambas pilas (5 y 13) (figuras 41 y 45).

Tabla 15 Frecuencia fundamental de las pilas 2 y 3 del puente San Cristóbal

Pila	1ª Etapa [Hz]	2ª Etapa [Hz]	3ª Etapa [Hz]	4ª Etapa [Hz]
No. 2	1.074	1.025 – 1.074	1.025 – 1.074	1.025 – 1.074
No. 3	0.977 – 1.074	1.025 – 1.123	0.977 – 1.025	0.977 – 1.123

Tabla 16 Frecuencias fundamental en el componente V, asociada a los claros cortos del puente San Cristóbal

Claro corto	1ª Etapa [Hz]	2ª Etapa [Hz]	3ª Etapa [Hz]	4ª Etapa [Hz]
San Cristóbal	2.734	2.734	2.686 – 2.734	2.686 - 2.734
Tuxtla Gutiérrez	2.734	2.734	2.734	2.686

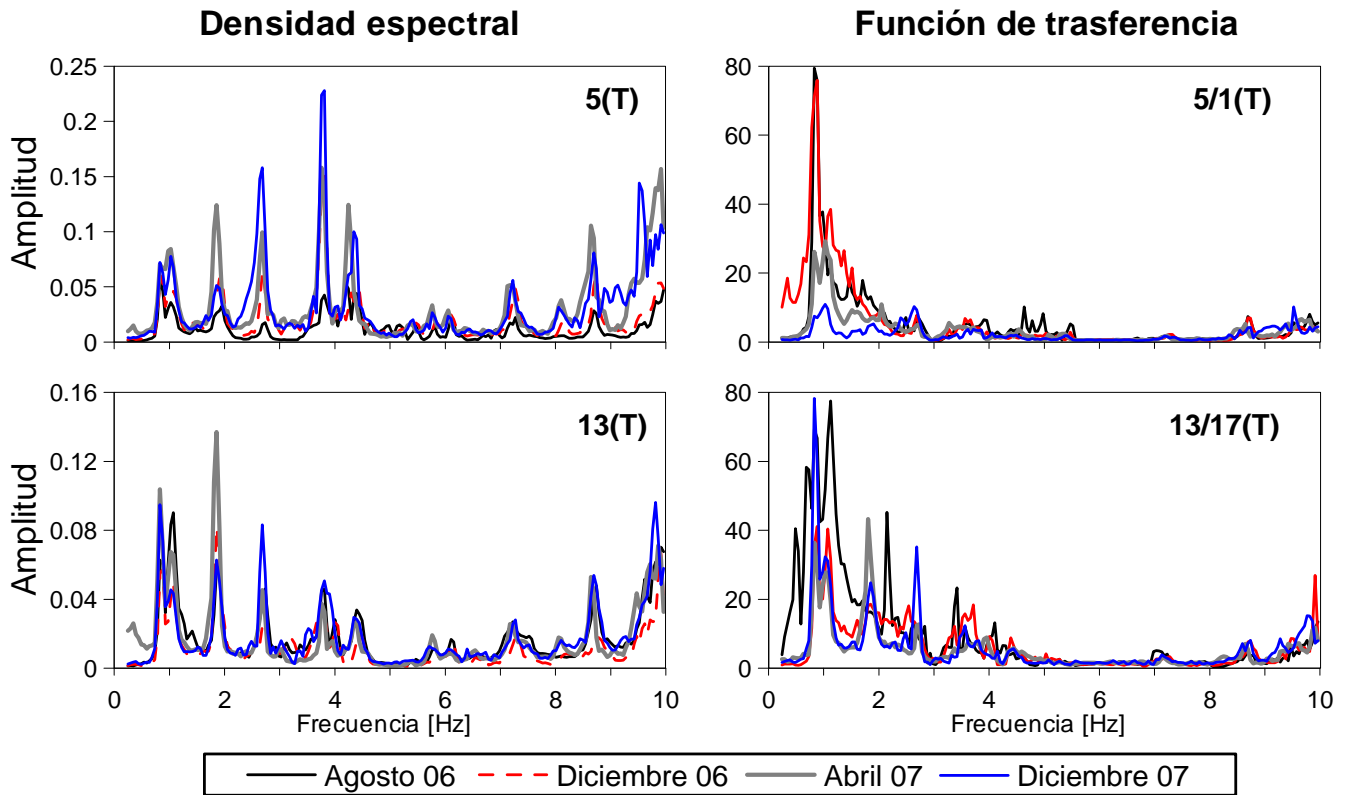


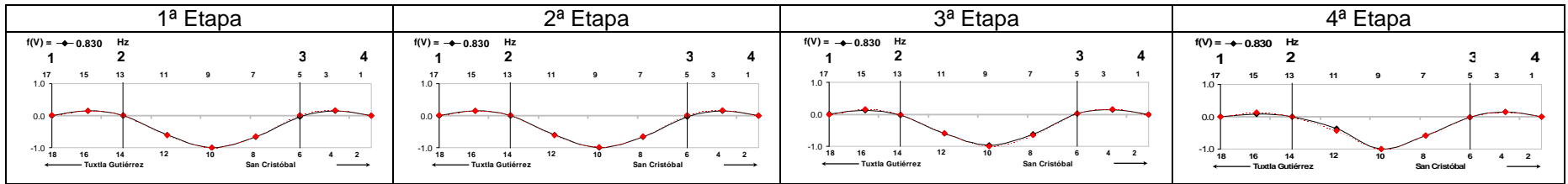
Figura 45 Densidades espectrales de los puntos 5 y 13 y los cocientes espectrales 5/1 y 13/17, en el componente T de análisis, correspondientes a las cuatro etapas de pruebas realizadas al puente San Cristóbal.

3.1.3. Identificación de las formas modales más significativas de la superestructura en los componentes V, T y R

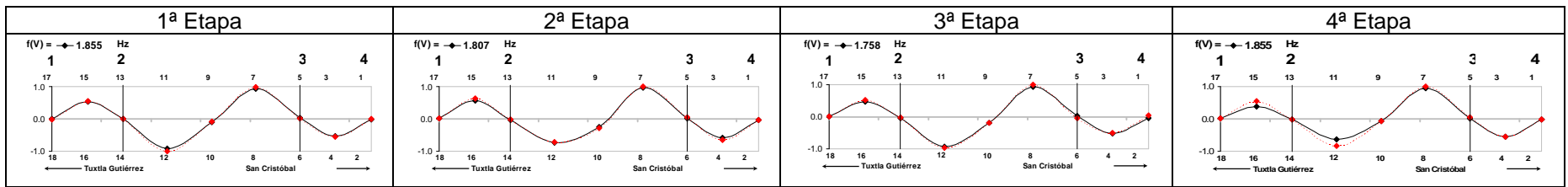
La obtención de las formas modales en los componentes V y T, se realizó por medio de las amplitudes y ángulos de fase de las funciones de transferencia de los puntos situados en un mismo lado del puente, es decir, puntos situados aguas arriba (lado extradós) o aguas abajo (lado intrados), con respecto al punto de referencia (punto 11 o 12, dovela D4). Las formas modales corresponden a las frecuencias significativas previamente identificadas. Además, se verificó que las amplitudes y ángulos de fases definan perfectamente el modo que se pretende trazar (figuras 46 y 47). Para el componente R el trazo de las formas modales se obtuvo por medio de las amplitudes y ángulos de fase de los 18 puntos instrumentados del puente con respecto al punto de referencia (punto 11 o 12, dovela D4). Las formas modales trazadas correspondieron a las frecuencias identificadas previamente por el análisis espectral, además, se verifican que las fases y amplitudes definieran el modo a identificar (figura 48).

Formas modales en la componente (V)

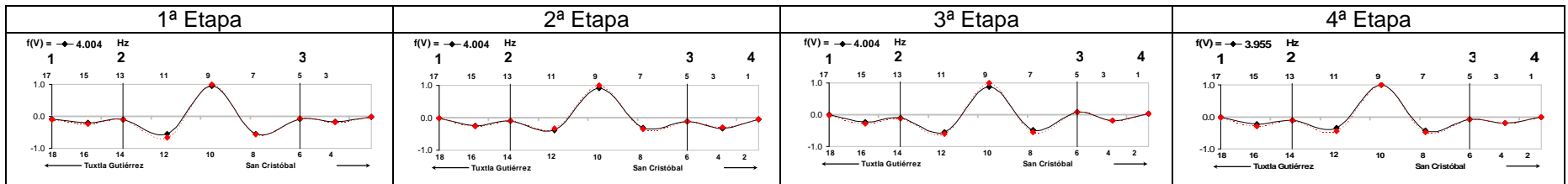
Primer modo simétrico 1VS: 0.830 Hz



Primer modo asimétrico 1VA: 1.758 – 1.855 Hz



Segundo modo simétrico 2VS: 3.955 – 4.004 Hz



Segundo modo simétrico 2VS: 4.834 – 5.075 Hz

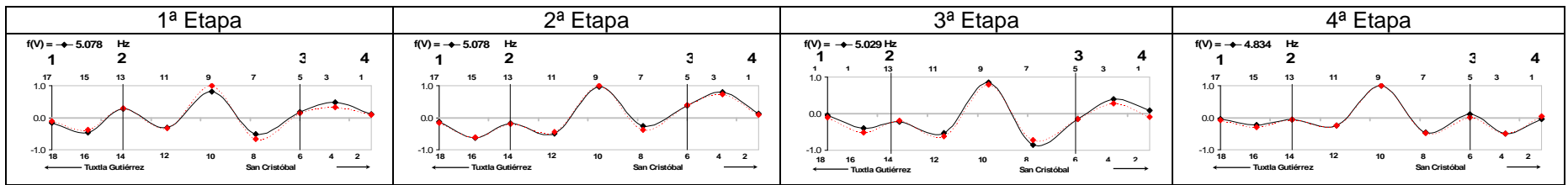
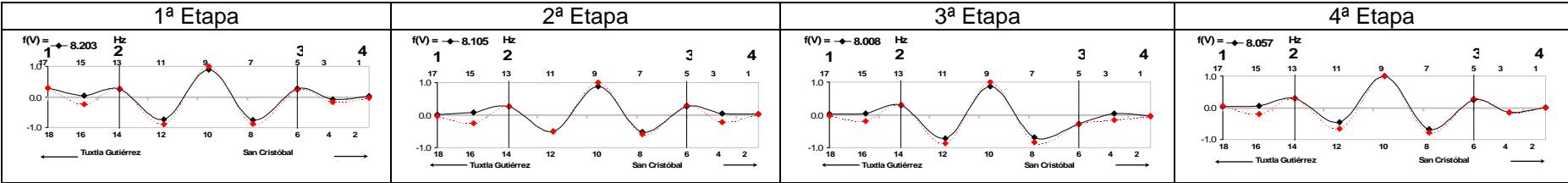


Figura 46 Formas modales en el componente vertical V, para las cuatro etapas de pruebas de vibración ambiental

Tercer modo simétrico 3VS: 8.008 – 8.203 Hz



Tercer modo asimétrico 3VA: 9.424 – 9.670 Hz

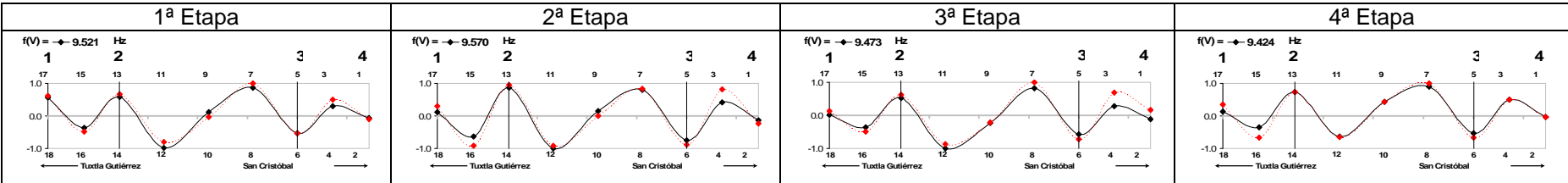
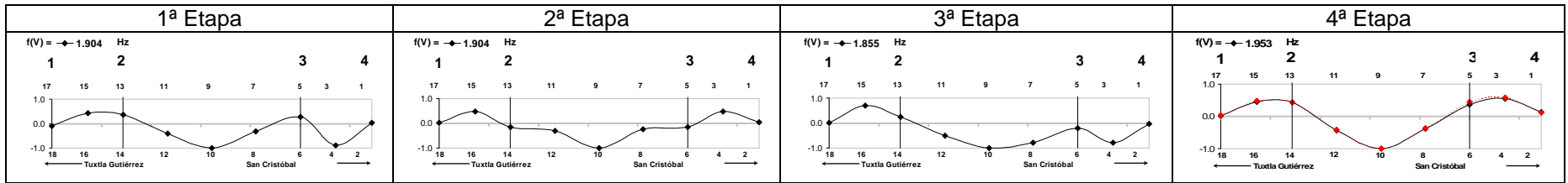


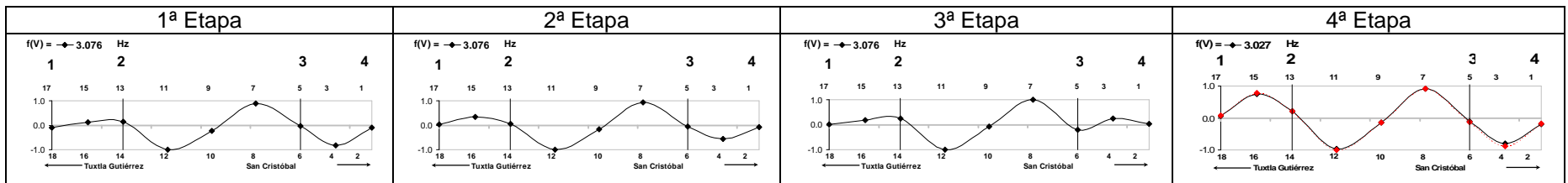
Figura 46 (continuación). Formas modales en el componente vertical V, para las cuatro etapas de pruebas de vibración ambiental

Formas modales en la componente (T)

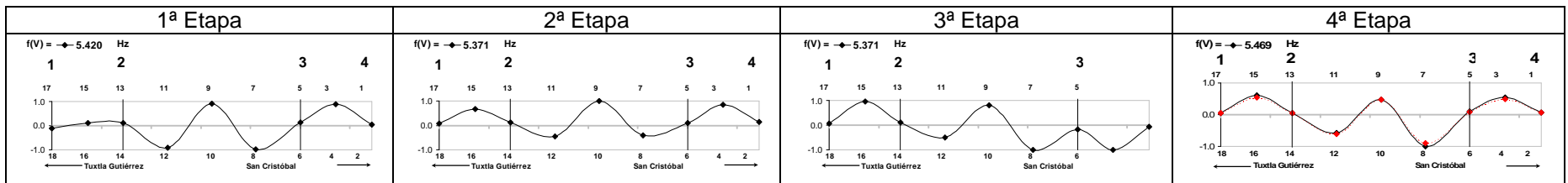
Primer modo simétrico 1TS: 1.855 – 1.953 Hz



Primer modo asimétrico 1TA: 3.027 – 3.076 Hz



Segundo modo simétrico 2TS: 5.371 – 5.469 Hz



Segundo modo asimétrico 2TA: 6.738 – 6.836 Hz

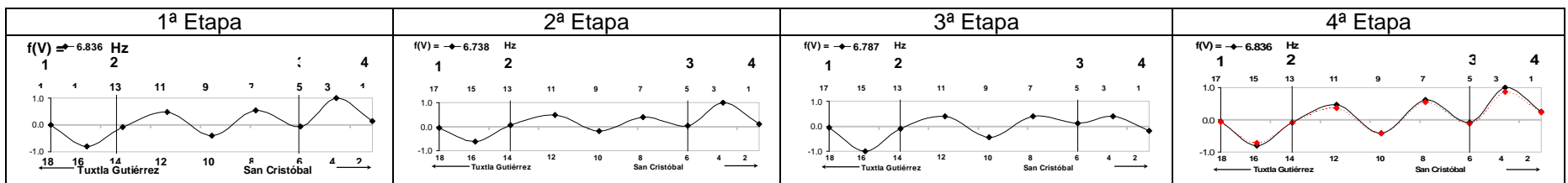
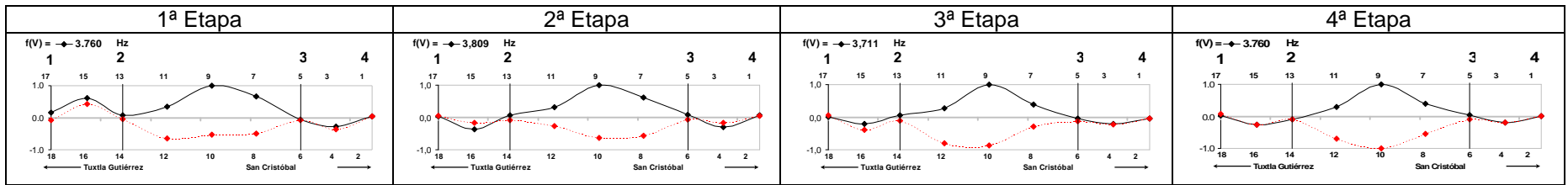


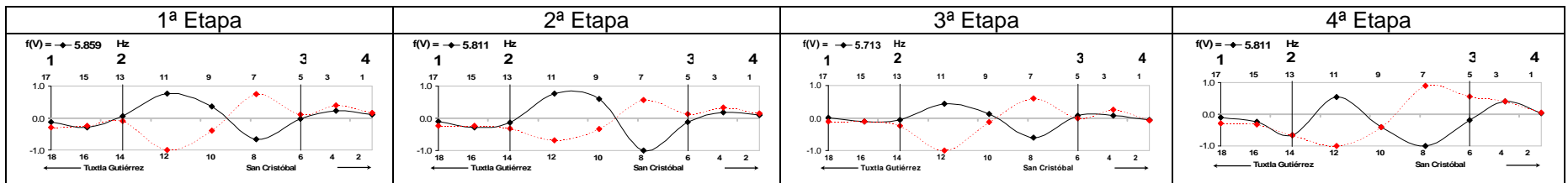
Figura 47. Formas modales en el componente vertical T, para las cuatro etapas de pruebas vibración ambiental

Formas modales en la componente (R)

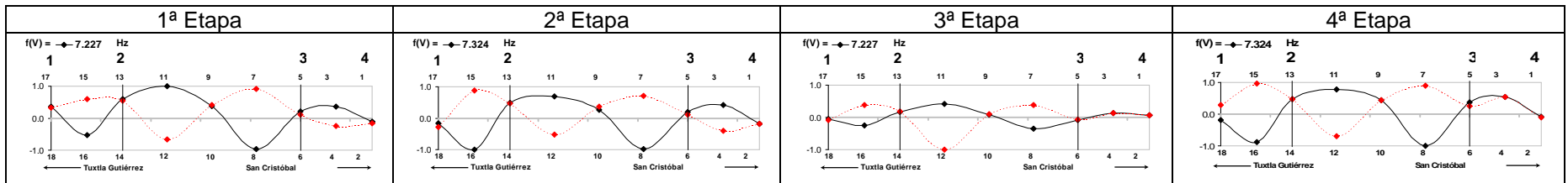
Primer modo simétrico 1RS: 3.711 – 3.809 Hz



Primer modo asimétrico 1RA: 5.713 – 5.859 Hz



Segundo modo simétrico 2RS: 7.227 – 7.324 Hz



Segundo modo asimétrico 2RA: 8.691 – 8.789 Hz

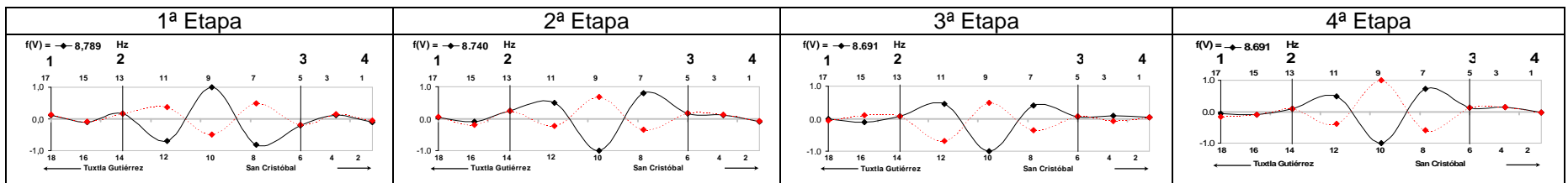


Figura 48. Formas modales en el componente de torsión R, para las cuatro etapas de pruebas de vibración ambiental

3.2. Pruebas de carga vehicular

Se realizaron un total de 10 pruebas de cargas vehiculares estática y 7 dinámicas para los dos periodos de pruebas. Para cada periodo de prueba se hicieron circular vehículos a una velocidad determinada, en un orden específico, controlado y sin tráfico. Se registraron durante las pruebas las variaciones de deformaciones, aceleraciones, temperaturas y desplazamientos en puntos específicos del puente. En esta sección se presentarán los resultados más significativos obtenidos del análisis de los dos periodos de pruebas de carga vehicular (agosto y diciembre, 2006).

3.2.1. Resultados de las pruebas de carga vehicular estática

De las diez pruebas de carga vehicular estática, seis pruebas se realizaron en la primera etapa y las restantes cuatro en la segunda etapa. Para la realización de las pruebas de la primera y segunda etapa se utilizaron camiones de volteo y tracto camiones doblemente articulados del tipo T3-S2-R3 y T3-S2-R4, respectivamente. En la bitácora de pruebas (capítulo 3) se puede apreciar el orden y las características de los camiones utilizados para cada una de las pruebas durante los dos periodos de prueba.

Los registros de incrementos de deformación y desplazamiento obtenidos de las dos etapas de pruebas se presentan en el apéndice B (figuras B1 a B11), en las que se puede ver como varían las deformaciones y desplazamientos en cada punto de medición con el paso de los camiones. Un resumen de los incrementos de deformación y desplazamientos máximos obtenidos durante las pruebas estáticas realizadas en estos dos periodos de pruebas aparecen en las tablas 17 a 20. En estas tablas se muestran tres valores por cada sensor colocado (deformímetro, cuerda vibrante y LVDT) en el puente. Esto se debe a que durante la prueba se registraron tres lecturas, cada una correspondiente a una deformación registrada por cada interrupción o pausa durante el transcurso de cada prueba. Estas interrupciones se hicieron en los centros de los tres claros o tableros que conforman al puente. Por otra parte en las tablas 21 y 22 se muestran las temperaturas promedio de cada dovela instrumentada durante la realización de cada una de las pruebas comprendidas en los dos periodos de pruebas

PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Tabla 18 Incrementos de desplazamientos máximos obtenidos de las pruebas estáticas de la primera etapa (agosto 2006)

Prueba	Posicion	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4
1	1	-	-0.08	-0.08	-
	2	-	0.61	0.63	-
	3	-	0.11	0.11	-
2	1	-	-0.10	-0.11	-
	2	-	0.48	0.52	-
	3	-	0.02	0.06	-
3	1	-	-0.20	-0.21	-
	2	-	0.90	0.93	-
	3	-	-0.07	-0.08	-
4	1	-	-1.40	-0.75	-
	2	-	3.02	2.44	-
	3	-	0.33	-0.48	-
5	1	-	-0.83	-0.84	-
	2	-	2.27	2.30	-
	3	-	-0.86	-0.94	-
6	1	-	-1.29	-1.06	-
	2	-	1.10	1.38	-
	3	-	-1.09	-1.08	-

unidades: mm

Tabla 19 Incrementos de deformaciones máximas obtenidos de las pruebas estáticas de la segunda etapa (diciembre 2006)

Prueba	Etapa	TV81	TV83	TV82	TV84	SV81	SV83	SV82	SV84	S811	S814	S8S1	S8S2
1	1	-0.03	-0.38	0.50	0.12	0.10	0.17	0.05	0.07	-6.00	-4.00	4.00	1.00
	2	-24.93	-22.74	17.04	18.14	-23.16	16.38	-12.87	20.81	-24.00	-23.00	20.00	23.00
	3	-0.02	-0.51	1.41	0.23	0.39	1.58	-1.03	1.76	2.00	2.00	-1.00	-1.00
2	1	1.31	2.04	-1.30	-1.57	-4.84	3.16	-4.19	4.02	-4.00	0.00	0.00	-1.00
	2	-21.02	-19.24	14.27	15.08	-21.93	15.59	-19.09	19.82	-24.00	-17.00	15.00	16.00
	3	-2.63	-2.96	2.57	2.67	1.96	-0.32	1.77	-0.80	3.00	7.00	-5.00	-6.00
3	1	1.31	1.79	-1.32	-1.53	-5.00	3.07	-3.93	3.51	-7.00	2.00	-1.00	-7.00
	2	-22.33	-20.45	14.79	15.75	-21.52	14.54	-17.53	18.07	-26.00	-19.00	14.00	13.00
	3	-3.94	-3.61	2.49	2.72	1.68	-1.55	1.96	-2.24	2.00	8.00	-6.00	-9.00
4	1	0.00	0.03	-0.02	-0.02	0.08	-0.09	-0.05	0.10	0.00	0.00	0.00	-2.00
	2	-26.27	-23.74	18.35	17.37	-17.58	11.27	-14.18	15.95	-26.00	-25.00	21.00	20.00
	3	-6.57	-5.81	5.55	2.92	7.86	-6.95	5.72	-4.56	1.00	0.00	2.00	0.00

unidades: $\mu\epsilon$

Prueba	Etapa	TN41	TN43	TN42	TN44	SN41	SN43	SN42	SN44	S411	S414	S4S1	S4S2
1	1	-6.00	4.00	-6.00	4.00	1.00	1.00	-2.00	-2.00	-	-	-	-
	2	-7.00	-6.00	10.00	-6.00	0.00	1.00	-4.00	-3.00	-	-	-	-
	3	1.00	-2.00	3.00	-1.00	-5.00	-5.00	1.00	2.00	-	-	-	-
2	1	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	-1.00	0.00	-	-	-	-
	2	0.00	2.00	-2.00	-2.00	0.00	2.00	-2.00	-2.00	-	-	-	-
	3	-7.00	-6.00	4.00	5.00	-7.00	-6.00	4.00	5.00	-	-	-	-
3	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-1.00	-2.00	-1.00
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	2.00	8.00	-10.00	-9.00
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	2.00	2.00	-2.00	2.00

unidades: $\mu\epsilon$

Prueba	Etapa	V01	V03	V02	V04	DCI1	DCI3	DCS1	DCS3	S1111	S1113	S11S1	S11S2
1	1	0.05	-0.33	0.23	-0.50	-	-	-	-	27	25	13	-10
	2	48.46	-3.83	44.93	-39.37	-	-	-	-	-26	-26	7	13
	3	1.29	-0.34	1.13	1.55	-	-	-	-	1	0	-3	2
2	1	-2.39	0.69	-2.58	1.01	-	-	-	-	12	17	-3	-9
	2	43.00	-21.27	40.07	-34.87	-	-	-	-	-31	-29	5	3
	3	-1.66	1.03	-1.76	0.14	-	-	-	-	-6	-5	-4	-9
3	1	-2.53	1.42	-2.63	1.44	-	-	-	-	30	25	-10	-10
	2	43.30	-21.15	40.59	-36.28	-	-	-	-	-26	-28	35	10
	3	-3.07	0.27	-2.34	1.16	-	-	-	-	0	1	-2	-2
4	1	-0.03	0.05	-0.02	0.03	-5.00	0.00	1.00	-1.00	-	-	-	-
	2	51.75	-25.00	42.28	-38.73	49.00	46.00	-47.00	-47.00	-	-	-	-
	3	-0.76	-0.43	0.04	-0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	-

unidades: $\mu\epsilon$

Tabla 20 Incremento de desplazamientos máximos obtenidos de las pruebas estáticas de la segunda etapa (diciembre 2006)

Prueba	Etapa	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4
	1	-0.07	-0.05	-	-
1	2	0.43	0.37	-	-
	3	-0.35	-0.24	-	-
	1	-0.21	-0.18	-	-
2	2	0.57	0.44	-	-
	3	-0.35	-0.28	-	-
	1	-0.10	-0.10	-	-
3	2	0.80	0.62	-	-
	3	-0.05	-0.05	-	-
	1	-0.02	-0.01	-	-
4	2	1.03	0.79	-	-
	3	0.17	0.07	-	-

unidades: mm

Tabla 21 Temperaturas promedio registradas durante las pruebas estáticas de la primera etapa (agosto 2006)

Prueba	Lado San Cristóbal		Lado Tuxtla Gutiérrez	
	D8 [°C]	D4 [°C]	D8 [°C]	D11 [°C]
1	20.9	19.5	21.2	21.2
2	20.8	19.3	21.1	21.2
3	20.7	18.7	20.7	20.6
4	21.3	20.0	21.7	21.6
5	20.6	18.4	20.6	20.3
6	20.7	18.7	20.8	20.6

Tabla 22 Temperaturas promedio registradas durante las pruebas estáticas de la segunda etapa (diciembre 2006)

Prueba	Lado San Cristóbal			Centro	Lado Tuxtla Gutiérrez	
	D11 [°C]	D8 [°C]	D4 [°C]	DC [°C]	D4 [°C]	D8 [°C]
1	22.2	23.4	-	-	-	-
2	22.8	23.6	-	-	-	-
3	22.7	23.0	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-
5	20.1	-	22.2	23.7	22.7	20.1

3.2.2. Resultados de las pruebas de carga vehicular dinámica

Durante los periodos de agosto y diciembre del 2006 se realizaron un total de 7 pruebas bajo cargas vehiculares dinámicas, haciendo circular vehículos a cierta velocidad, en un orden específico y controlado. Se registraron durante las pruebas las aceleraciones, incrementos de deformación y desplazamientos en puntos específicos del puente. En esta sección se presentan los resultados más significativos del análisis realizado en los dos periodos de pruebas de carga vehicular dinámica.

Durante el primer periodo de pruebas se realizaron dos pruebas dinámicas, mientras que las restantes cinco en el segundo periodo de pruebas. Para la elaboración de las pruebas se utilizaron los mismos camiones de volteo y tractocamiones doblemente articulados utilizados en las pruebas estáticas, con diferentes arreglos según lo mostrado en el capítulo 3. Los incrementos de deformación y desplazamientos máximos en cada punto de medición durante las dos etapas de pruebas de carga vehicular dinámica se resumen en las tablas 23 a 25. Además, los registros de deformación y desplazamientos obtenidos durante las dos etapas se muestran en el apéndice C (figuras C1 a C7), en donde para cada punto de medición se observa como varían las deformaciones y desplazamientos por el paso de los camiones sobre el puente.

Tabla 23 Incrementos de deformaciones y desplazamientos máximos obtenidos de la prueba dinámica 1 de la primera etapa (agosto 2006)

Arreglo	TV81	TN81	TV83	TN83	TV82	TN82	TV84	TN84	SV81	SV83	SV82	SV84	TN41	TN43	TN42	TN44
C1	-	-	-6.81	-9.68	5.06	6.41	6.20	-	-8.32	5.04	-8.56	-	10.77	0.00	-7.79	-7.19
C2	-	-	-4.34	-6.29	4.00	4.29	4.55	-	-7.02	4.43	-7.16	-	8.72	0.00	-6.44	-8.25
C3	-	-	-4.77	-6.01	3.83	3.98	4.38	-	-7.12	4.41	-7.28	-	8.29	0.00	-6.73	-8.48
C4	-	-	-4.57	-6.79	3.96	4.36	5.13	-	-7.51	4.55	-8.00	-	9.82	0.00	-19.08	-7.79
C5	-	-	-4.10	-6.28	3.47	4.19	4.39	-	-5.98	3.66	-6.57	-	8.23	0.00	-9.96	-5.60
C6	-	-	-5.90	-7.34	3.82	3.73	5.02	-	-6.46	4.12	-7.36	-	7.41	0.00	-8.84	-7.65
Arreglo	V01	N01	V03	N03	V02	N02	V04	N04								
C1	14.80	16.49	12.79	-10.13	-9.47	14.58	-11.02	-11.57								
C2	12.99	14.81	10.45	-9.97	-9.25	10.98	-9.99	-10.07								
C3	12.89	14.69	10.18	-10.25	-9.11	10.53	-9.88	-10.48								
C4	12.71	14.41	13.01	-8.99	-9.32	13.81	-13.71	-21.61								
C5	11.04	11.58	10.61	-7.83	-7.91	11.13	-8.73	-10.59								
C6	11.83	13.10	12.47	-8.57	-8.39	12.76	-13.59	-20.75								
unidades: µε																
Arreglo	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4												
C1	-	0.93	1.11	-0.11												
C2	-	0.60	0.60	-0.09												
C3	-	0.66	0.65	-0.09												
C4	-	0.58	0.65	-0.10												
C5	-	0.46	0.47	-0.10												
C6	-	0.41	0.47	-0.10												
unidades: mm																

Tabla 24 Incrementos de deformaciones y desplazamientos máximos obtenidos de la prueba dinámica 2 de la primera etapa (agosto 2006)

Arreglo	TV81	TN81	TV83	TN83	TV82	TN82	TV84	TN84	SV81	SV83	SV82	SV84	TN41	TN43	TN42	TN44
C1 y C2	-	-	-10.69	-12.38	8.36	8.56	9.50	-	-13.51	8.48	-14.38	-	17.86	0.00	-17.16	-21.40
C5 y C6	-	-	-10.49	-11.64	7.90	8.00	9.01	-	-13.09	8.17	-13.85	-	16.99	0.00	-26.08	-24.03
C3y C4	-	-	-9.86	-11.79	7.65	7.73	8.85	-	-12.48	7.96	-13.59	-	14.92	0.00	-37.90	-21.49
Arreglo	V01	N01	V03	N03	V02	N02	V04	N04								
C1 y C2	24.67	26.82	22.08	-21.61	-19.51	23.33	-18.80	-20.08								
C5 y C6	23.53	25.39	21.82	-23.40	-19.77	22.49	-21.25	-26.52								
C3y C4	23.00	24.77	21.12	-17.41	-16.83	21.73	-23.39	-33.23								
unidades: µε																
Arreglo	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4												
C1 y C2	-	1.08	1.09	-0.02												
C5 y C6	-	1.06	1.09	-0.03												
C3y C4	-	0.93	0.96	-0.03												
unidades: mm																

Tabla 25 Incrementos de deformaciones y desplazamientos máximos obtenidos de las pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre 2006)

Prueba	TV81	TV83	TV82	TV84	V01	V03	V02	V04	SV81	SV83	SV82	SV84
1	-32.89	-29.34	21.48	23.11	56.56	-31.11	52.51	-44.88	-31.55	21.69	-29.28	28.05
2	-24.08	-21.12	15.24	16.70	42.21	-4.77	37.79	-34.36	-23.94	16.41	-11.52	19.70
3	-13.73	-12.44	8.57	10.32	23.28	-1.94	21.88	-26.14	-16.05	9.86	-7.03	13.78
4	-28.92	-23.00	19.53	17.92	51.19	-6.25	38.68	-35.95	-28.18	19.69	-9.15	21.80
5	-32.01	-27.29	21.38	20.87	56.74	-6.47	45.64	-43.17	-30.18	20.88	-10.09	23.50
unidades: µε												
Prueba	LVDT1	LVDT2	LVDT3	LVDT4								
1	1.21	0.59	0.21	0.02								
2	1.21	0.56	0.07	0.01								
3	0.61	0.29	0.08	0.00								
4	5.36	1.98	1.62	0.17								
5	3.21	1.20	-0.21	0.02								
unidades: mm												

PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Utilizando la metodología para la obtención del factor de amplificación dinámica FAD, explicada en el capítulo 3, las historias de deformación obtenidas durante los dos periodos de pruebas fueron filtradas por un filtro tipo pasa bajas con frecuencia de corte de 1Hz con la finalidad de quitar los efectos dinámicos. En las tablas 26 a 28 se muestran los resultados de este procesamiento.

Tabla 26 Incrementos de deformaciones máximas obtenidas de la prueba dinámica 1 de la primera etapa (agosto 2006), filtradas a 1Hz.

Arreglo	TV81	TN81	TV83	TN83	TV82	TN82	TV84	TN84	SV81	SV83	SV82	SV84	TN41	TN43	TN42	TN44
C1	-	-	-4.08	-4.53	3.27	3.20	3.97	-	-5.95	3.46	-5.87	-	3.36	0.00	-2.74	-1.89
C2	-	-	-3.44	-4.80	3.48	3.38	3.84	-	-6.02	3.80	-6.06	-	3.92	0.00	-3.26	-2.61
C3	-	-	-4.21	-4.76	3.44	3.36	3.79	-	-6.01	3.76	-6.10	-	3.92	0.00	-3.42	-2.79
C4	-	-	-3.78	-5.21	3.29	3.21	4.18	-	-6.05	3.63	-6.60	-	4.34	0.00	-3.87	-3.34
C5	-	-	-3.17	-4.54	2.90	2.86	3.74	-	-5.40	3.24	-5.85	-	3.70	0.00	-3.15	-3.02
C6	-	-	-5.03	-5.61	3.28	2.77	4.40	-	-5.78	3.64	-6.56	-	4.28	0.00	-3.82	-4.13
Arreglo	V01	N01	V03	N03	V02	N02	V04	N04								
C1	8.07	8.38	6.40	-4.44	-4.83	6.44	-6.29	-6.23								
C2	8.53	8.88	7.17	-4.93	-5.51	7.13	-6.77	-6.63								
C3	8.49	8.84	7.08	-5.03	-5.43	7.09	-6.70	-6.57								
C4	8.92	9.24	8.01	-5.53	-6.13	7.98	-7.26	-7.26								
C5	7.92	8.23	7.12	-5.03	-5.55	7.15	-6.17	-6.10								
C6	9.15	9.23	8.60	-6.30	-6.46	8.11	-7.57	-7.88								

unidades: $\mu\epsilon$

Tabla 27 Incrementos de deformaciones máximas obtenidas de la prueba dinámica 2 de la primera etapa (agosto 2006), filtradas a 1Hz.

Arreglo	TV81	TN81	TV83	TN83	TV82	TN82	TV84	TN84	SV81	SV83	SV82	SV84	TN41	TN43	TN42	TN44
C1 y C2	-	-	-9.65	-10.68	7.63	7.31	8.52	-	-12.35	7.73	-13.10	-	10.25	0.00	-8.21	-8.08
C5 y C6	-	-	-9.91	-10.65	7.55	7.20	8.59	-	-12.18	7.61	-12.98	-	10.28	0.00	-8.49	-8.58
C3y C4	-	-	-8.54	-9.93	6.87	6.50	7.89	-	-11.23	7.03	-12.15	-	9.15	0.00	-8.30	-7.76
Arreglo	V01	V03	V02	V04	N01	N03	N02	N04								
C1 y C2	19.05	16.99	-12.86	-14.54	19.76	-11.86	16.96	-14.51								
C5 y C6	18.91	17.11	-12.97	-14.82	19.68	-12.02	17.08	-14.69								
C3y C4	17.21	15.68	-11.70	-14.03	17.87	-10.87	15.65	-14.12								

unidades: $\mu\epsilon$

Tabla 28 Incrementos de deformaciones máximas obtenidas de las pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre 2006), filtradas a 1Hz.

Prueba	TV81	TV83	TV82	TV84	V01	V03	V02	V04	SV81	SV83	SV82	SV84				
1	-32.79	-29.03	21.37	23.03	53.14	-28.51	49.18	-42.26	-31.42	21.42	-29.23	27.75				
2	-23.90	-20.82	15.21	16.39	38.52	-4.13	34.44	-31.32	-23.16	15.24	-10.88	19.19				
3	-13.31	-12.11	7.62	9.47	20.57	-1.70	19.01	-16.90	-14.41	8.92	-6.40	12.52				
4	-26.90	-21.21	18.20	16.42	38.35	-3.19	31.51	-29.36	-26.16	18.03	-8.48	20.12				
5	-29.87	-25.19	20.12	19.40	48.70	-4.00	41.04	-38.98	-29.06	20.13	-9.50	22.68				

unidades: $\mu\epsilon$

Obtenidas las deformaciones filtradas y aplicando la expresión 22 del capítulo 3, se realiza el cociente entre los valores de las tablas 23 a 25 (sin filtrado) y los valores de las tablas 26 a 28 (con filtrado). Los resultados para cada periodo de prueba se muestran en las tablas 29 a 31, los cuales son los factores de amplificación dinámica FAD del puente en diferentes secciones instrumentadas y para los diferentes camiones y tipos de arreglos utilizados durante las pruebas.

Tabla 29 Factor de amplificación dinámico (FAD), resultados obtenidos de la prueba dinámica 1 de la primera etapa (agosto 2006)

Arreglo	TV81	TN81	TV83	TN83	TV82	TN82	TV84	TN84	SV81	SV83	SV82	SV84	TN41	TN43	TN42	TN44
C1	-	-	1.67	2.14	1.55	2.00	1.56	-	1.40	1.46	1.46	-	3.20	1.00	2.85	3.81
C2	-	-	1.26	1.31	1.15	1.27	1.19	-	1.17	1.17	1.18	-	2.22	1.00	1.98	3.16
C3	-	-	1.13	1.26	1.11	1.18	1.16	-	1.18	1.17	1.19	-	2.11	1.00	1.97	3.04
C4	-	-	1.21	1.30	1.20	1.36	1.23	-	1.24	1.25	1.21	-	2.26	1.00	4.93	2.33
C5	-	-	1.29	1.38	1.20	1.46	1.17	-	1.11	1.13	1.12	-	2.22	1.00	3.16	1.86
C6	-	-	1.17	1.31	1.16	1.35	1.14	-	1.12	1.13	1.12	-	1.73	1.00	2.31	1.85
Arreglo	V01	N01	V03	N03	V02	N02	V04	N04								
C1	1.83	1.97	2.00	2.28	1.96	2.26	1.75	1.86								
C2	1.52	1.67	1.46	2.02	1.68	1.54	1.47	1.52								
C3	1.52	1.66	1.44	2.04	1.68	1.49	1.48	1.59								
C4	1.43	1.56	1.62	1.62	1.52	1.73	1.89	2.98								
C5	1.39	1.41	1.49	1.56	1.43	1.56	1.42	1.74								
C6	1.29	1.42	1.45	1.36	1.30	1.57	1.80	2.63								

Tabla 30 Factor de amplificación dinámico (FAD), resultados obtenidos de la prueba dinámica 2 de la primera etapa (agosto 2006)

Arreglo	TV81	TN81	TV83	TN83	TV82	TN82	TV84	TN84	SV81	SV83	SV82	SV84	TN41	TN43	TN42	TN44
C1 y C2	-	-	1.11	1.16	1.10	1.17	1.12	-	1.09	1.10	1.10	-	1.74	1.00	2.09	2.65
C5 y C6	-	-	1.06	1.09	1.05	1.11	1.05	-	1.07	1.07	1.07	-	1.65	1.00	3.07	2.80
C3y C4	-	-	1.15	1.19	1.11	1.19	1.12	-	1.11	1.13	1.12	-	1.63	1.00	4.56	2.77
Arreglo	V01	V03	V02	V04	N01	N03	N02	N04								
C1 y C2	1.30	1.58	-1.72	1.49	-0.99	-1.97	-1.11	1.38								
C5 y C6	1.24	1.48	-1.68	1.58	-1.00	-1.87	-1.24	1.81								
C3y C4	1.34	1.58	-1.81	1.24	-0.94	-2.00	-1.49	2.35								

Tabla 31 Factor de amplificación dinámico (FAD), resultados obtenidos de las pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre 2006)

Prueba	TV81	TV83	TV82	TV84	V01	V03	V02	V04	SV81	SV83	SV82	SV84
1	1.00	1.01	1.01	1.00	1.06	1.09	1.07	1.06	1.00	1.01	1.00	1.01
2	1.01	1.01	1.00	1.02	1.10	1.16	1.10	1.10	1.03	1.08	1.06	1.03
3	1.03	1.03	1.13	1.09	1.13	1.14	1.15	1.55	1.11	1.11	1.10	1.10
4	1.08	1.08	1.07	1.09	1.33	1.96	1.23	1.22	1.08	1.09	1.08	1.08
5	1.07	1.08	1.06	1.08	1.17	1.62	1.11	1.11	1.04	1.04	1.06	1.04

Las velocidades promedio de los camiones registradas para cada prueba dinámica durante las dos etapas de prueba se muestran en las tablas 32 y 33. En cada una de ellas aparece el tipo de camión o arreglo utilizado así como su correspondiente velocidad.

Tabla 32 Velocidades promedio de los camiones durante las pruebas dinámicas de la primera etapa.

Prueba dinámica 1		Prueba dinámica 2	
Arreglo	Promedio [km/h]	Arreglo	Promedio [km/h]
C1	85	C1 y C2	54
C2	57	C5 y C6	52
C3	60	C3y C4	54
C4	63		
C5	55		
C6	53		

Tabla 33 Velocidades promedio de los camiones durante las pruebas dinámicas de la segunda etapa

Prueba	Velocidad [km/h]
1	32
2	30
3	31
4	54
5	31

Durante la realización de cada prueba dinámica se registraron aceleraciones en diferentes puntos de la superestructura. Las amplitudes máximas de aceleración de cada prueba en las dos etapas se muestran en las tablas 34 y 35. Los registros de aceleración obtenidos de cada una de las pruebas dinámicas se muestran en la figuras D1 a D7 del apéndice D.

Tabla 34 Aceleraciones máximas registradas durante las pruebas dinámicas de la primera etapa (agosto 2006)

Prueba	Arreglo	9V	10T	15V	12V	13V	13T	11V	11T
1	C1	32.73	-35.45	20.46	33.84	6.33	-4.46	36.05	-10.41
	C2	-19.76	26.86	-13.60	14.66	4.93	3.03	19.85	10.87
	C3	16.24	25.86	-10.22	12.88	-6.41	-2.45	19.55	7.97
	C4	-24.14	-23.71	15.65	-24.19	4.59	2.94	-19.81	-8.76
	C5	7.79	5.49	3.25	-3.21	0.87	-0.91	-5.29	2.19
	C6	1.01	-1.21	-0.67	0.70	0.16	-0.09	0.68	0.36
2	C1 Y C2	35.40	20.67	20.13	-18.90	-4.97	2.63	23.37	9.40
	C2 Y C3	20.35	21.38	-13.94	22.33	-5.07	2.85	18.32	-6.52
	C3 Y C6	-24.21	-38.27	-24.32	17.42	5.63	2.81	20.93	9.04

unidades: cm/s²

Tabla 35 Aceleraciones máximas registradas durante las 5 pruebas dinámicas realizadas durante la segunda etapa (agosto 2006)

Prueba	13V	13T	5V	5T	15V	3V	9V	10T
1	-5.56	-2.40	-7.51	-6.92	-24.59	-18.57	27.18	0.05
2	-2.73	-4.08	10.36	-7.09	-73.82	56.82	-32.17	12.11
Prueba	13V	13T	5V	5T	11V	7V	9V	10T
3	4.05	-6.69	14.67	18.49	-86.42	-86.58	39.72	12.92
4	-16.24	10.78	-21.82	9.24	-14.19	-12.84	43.03	-13.12
5	-2.95	-1.92	-3.81	2.65	-2.66	3.15	12.79	-2.14

unidades: cm/s²

Las frecuencias significativas obtenidas mediante el análisis espectral de pares de puntos de los registros de aceleración de los puntos 9 y 13, y el cociente espectral 9/13 para el componente V de análisis para los dos periodos de pruebas, se muestran en las tabla 36 y 37 (figuras 49 y 50), y para el componente en T se muestran en las tablas 38 y 39 (figuras 51 y 52).

Tabla 36 Frecuencias significativas en el componente V, obtenidas de las pruebas dinámicas de la primera etapa (agosto 2006)

Forma modal	PD1 [Hz]	PD2 [Hz]
1VS	0.781	0.830 - 0.879
1VA	1.855	1.855 - 1.904
2VS	2.734	2.686 - 2.734
2VA	4.053	4.004 - 4.053

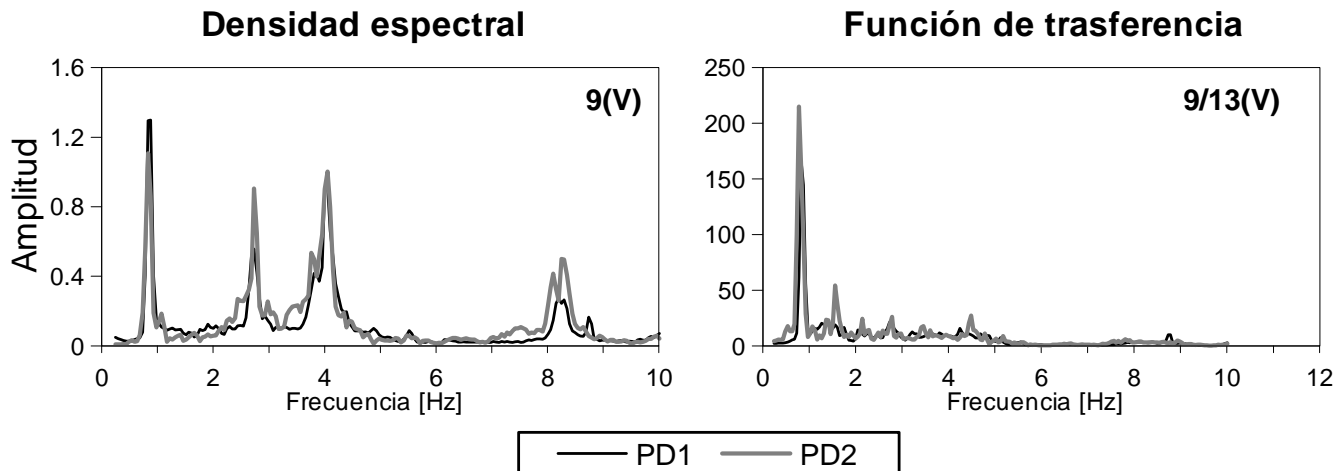


Figura 49 Densidad espectral del punto 9 y el cociente espectral 9/13, en el componente V de análisis, correspondientes a la 2 pruebas dinámicas de la primera etapa (agosto 2006).

Tabla 37 Frecuencias significativas en el componente V, obtenidas de las pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre 2006)

Forma modal	PD1 [Hz]	PD2 [Hz]	PD3 [Hz]	PD4 [Hz]	PD5 [Hz]
1VS	0.732 - 0.781	0.684 - 0.830	0.830	0.781 - 0.830	0.830
1VA	1.855	1.855 - 1.904	1.855	1.855 - 1.904	1.855
2VS	2.734	2.782	2.686 - 2.734	2.686	2.782
2VA	4.004	4.004	4.004	3.955	4.004

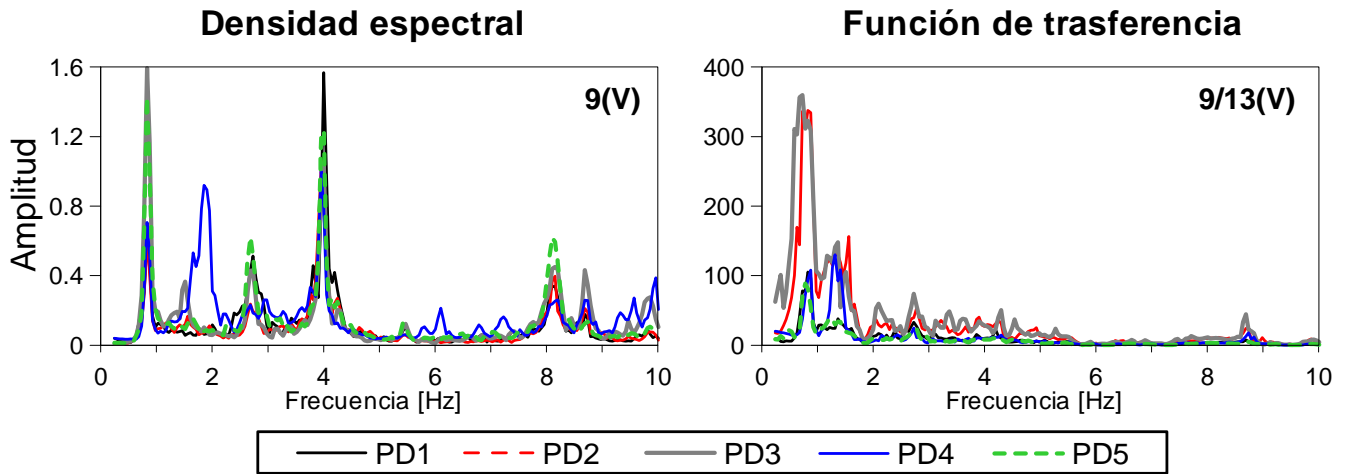


Figura 50 Densidad espectral del punto 9 y el cociente espectral 9/13, en el componente V de análisis, correspondientes a las 5 pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre 2006).

Tabla 38 Frecuencias significativas en el componente T, obtenidas de las pruebas dinámicas de la primera etapa (agosto 2006)

Forma modal	PD1 [Hz]	PD2 [Hz]
1TS	1.855	1.855 - 1.904
1TA	2.930	2.930
2TS	5.371 - 5.518	5.273 - 5.518
2TA	6.348	6.348 - 6.445

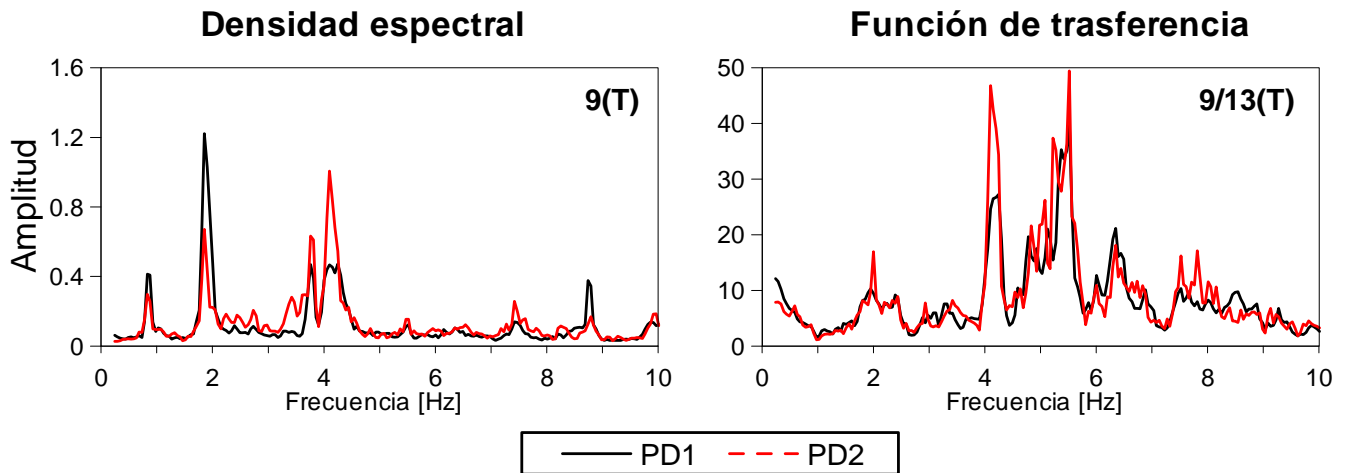


Figura 51 Densidad espectral del punto 9 y el cociente espectral 9/13, en el componente T de análisis, correspondientes a la 2 pruebas dinámicas de la primera etapa (agosto 2006).

Tabla 39 Frecuencias significativas en el componente T, obtenidas de las pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre 2006)

Forma modal	PD1* [Hz]	PD2 [Hz]	PD3 [Hz]	PD4 [Hz]	PD5 [Hz]
1TS	-	1.855	1.855	1.855	1.855
1TA	-	2.881 - 2.930	2.979 - 3.027	2.881 - 2.930	2.979 - 3.027
2TS	-	5.469	5.322 - 5.518	5.176 - 5.371	5.42
2TA	-	6.348	6.299 - 6.445	6.250 - 6.348	6.201 - 6.348

* Registro saturado, punto 9T y 10T de la PD1

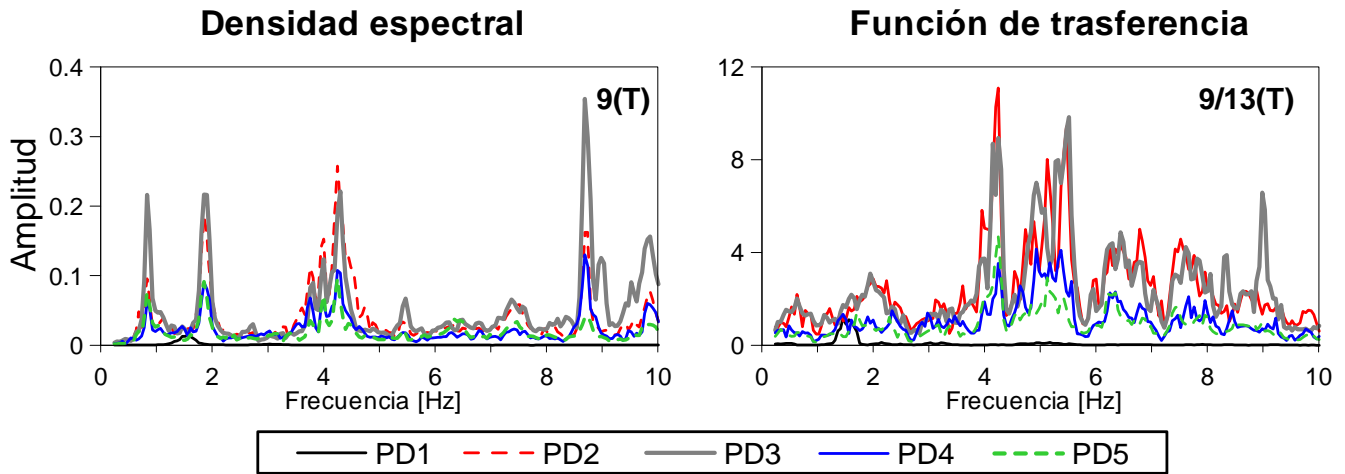


Figura 52 Densidad espectral del punto 9 y el cociente espectral 9/13, en el componente T de análisis, correspondientes a las 5 pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre 2006).

3.3. Resultados del monitoreo del puente San Cristóbal

En esta sección se presentan los esfuerzos obtenidos del registro permanente en la superestructura del puente San Cristóbal, además, del seguimiento de los desplazamientos, giros y registros topográficos los cuales serán de gran utilidad para el análisis del puente. El seguimiento de las deformaciones, esfuerzos y desplazamientos se realiza desde febrero del 2006 (proceso de reconstrucción del puente) hasta diciembre del 2007. Para fines de este trabajo se utilizarán los incrementos de deformación registrados a partir de la colocación de la dovela centro (DC) del puente (10 de mayo del 2006), que es cuando culminó el proceso constructivo del puente.

3.3.1. Incrementos de esfuerzos del puente San Cristóbal ($\Delta\sigma_M$)

El seguimiento de los incrementos de microdeformaciones ($\Delta\mu\epsilon$) de las dovelas D8 y D4 en ambos márgenes y la dovela DC se presentan en el apéndice E (figuras E1 a E17). Algunos de los instrumentos que registran estos datos presentaron problemas en las lecturas recabadas por lo cual tuvieron que ser ajustados físicamente para su correcto funcionamiento. Los ajustes que se realizaron a estos registros se presentan también en el apéndice E. Una vez hechas las correcciones pertinentes a los registros de microdeformaciones ($\Delta\mu\epsilon$), se procede a obtener los incrementos de esfuerzos mediante la metodología propuesta en el capítulo 3, sección 3.2.1.1. Este análisis se realizó únicamente a los instrumentos colocados en los patines de las dovelas, es decir, los instrumentos de la parte superior e inferior de cada dovela, debido a que eran los más estables y adecuados para el análisis de los esfuerzos a flexión a realizar. En las figuras 53 a 62 se pueden apreciar los incrementos de esfuerzos para cada sección instrumentada durante el periodo comprendido de mayo del 2006 a diciembre del 2007, además, se indica en cada figura el intervalo que se utilizó para obtener los incrementos de esfuerzos promedio y su correspondiente desviación estándar.

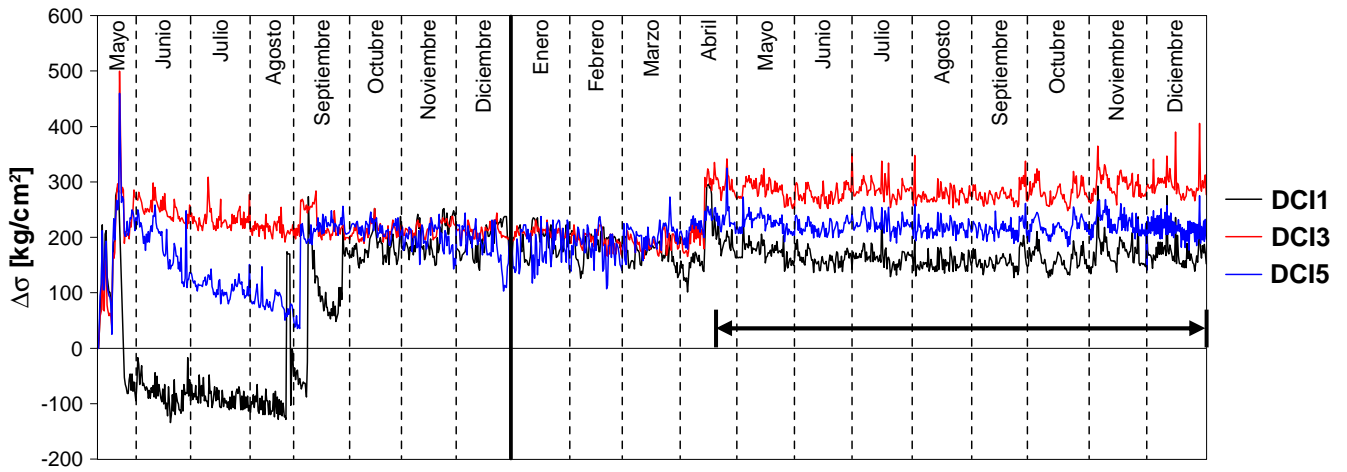


Figura 53 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona inferior de la dovela DC (año 2006 y 2007)

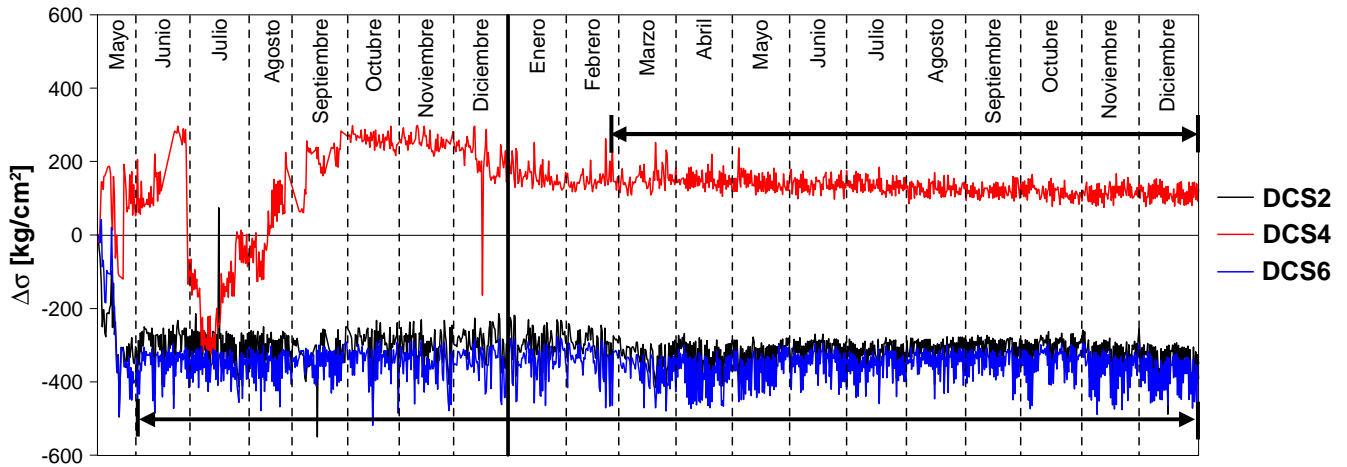


Figura 54 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona superior de la dovela DC (año 2006 y 2007)

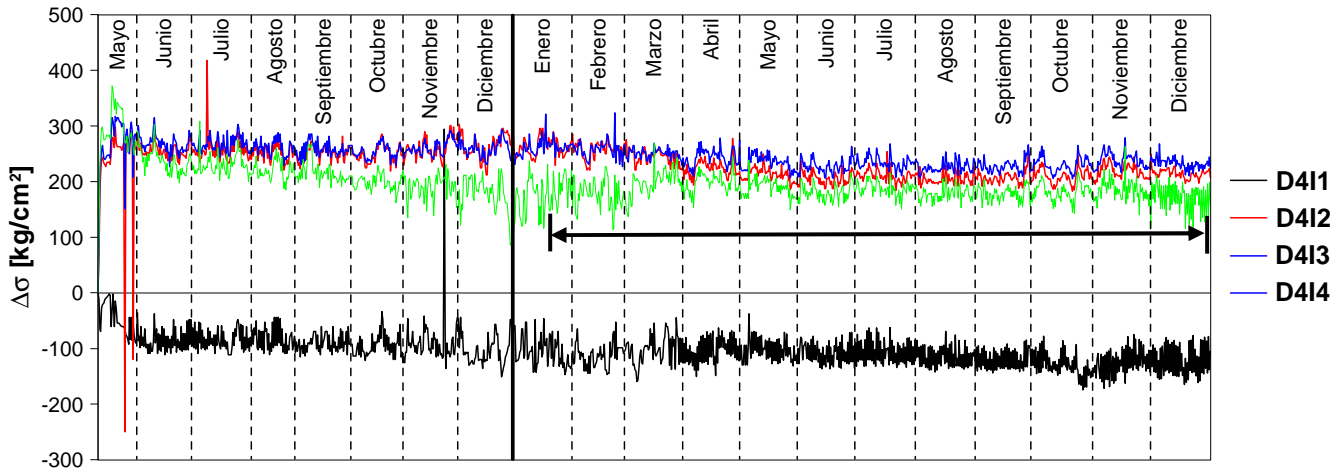


Figura 55 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona inferior de la dovela D4, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

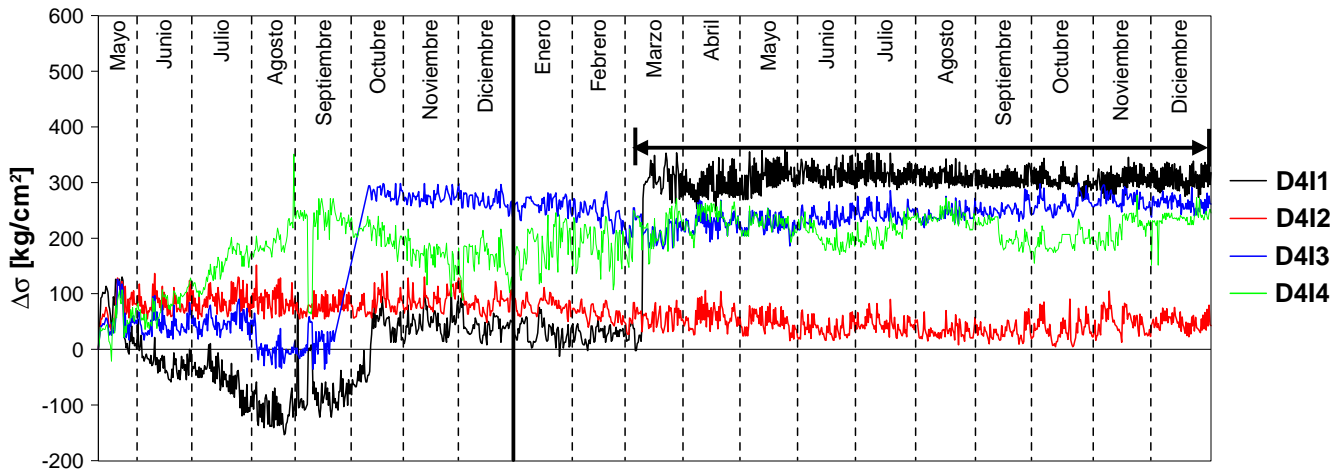


Figura 56 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona inferior de la dovela D4, Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

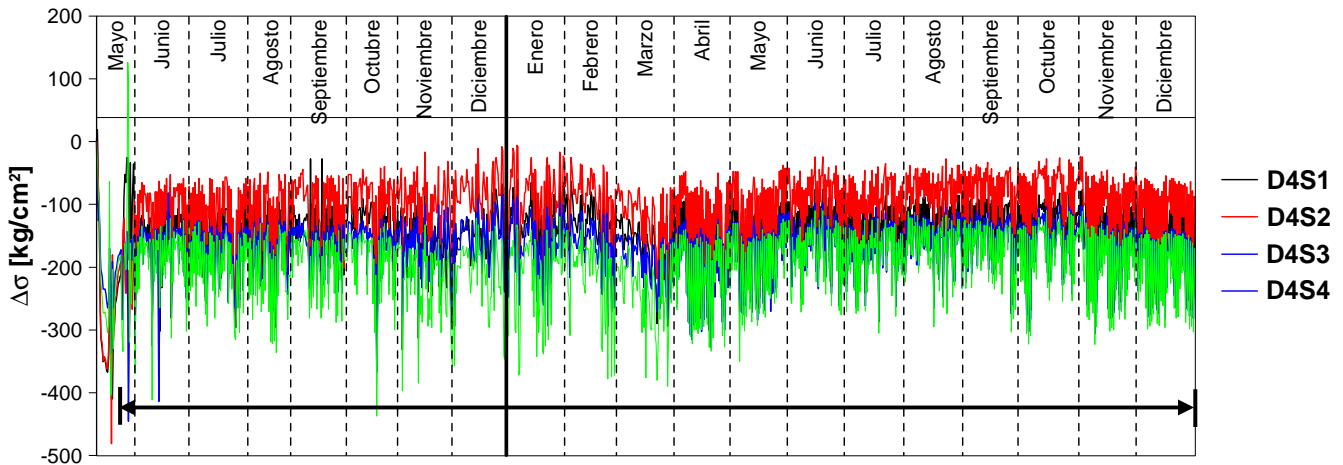


Figura 57 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona superior de la dovela D4, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

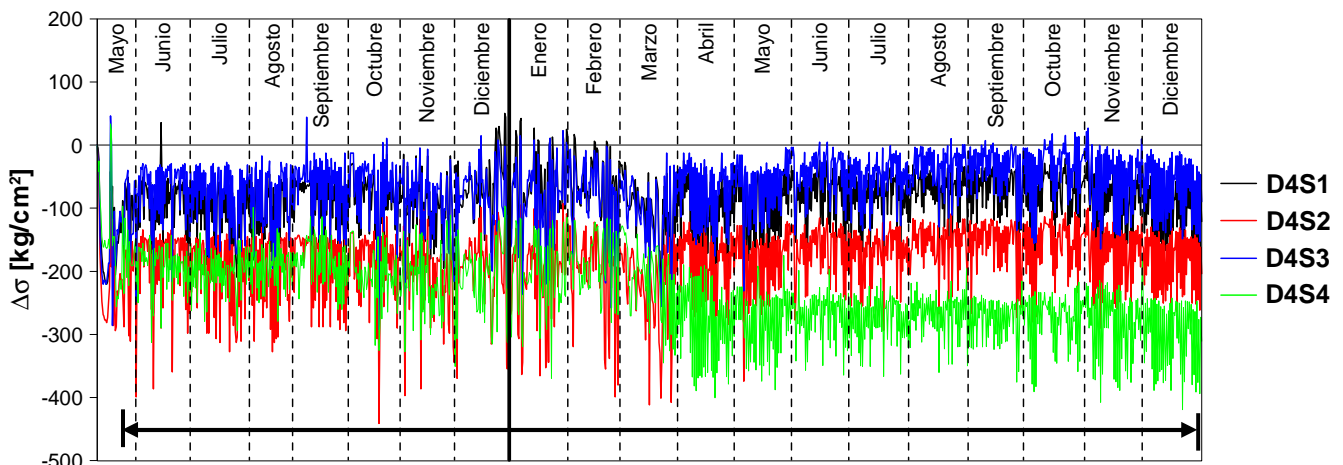


Figura. 58 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona superior de la dovela D4, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

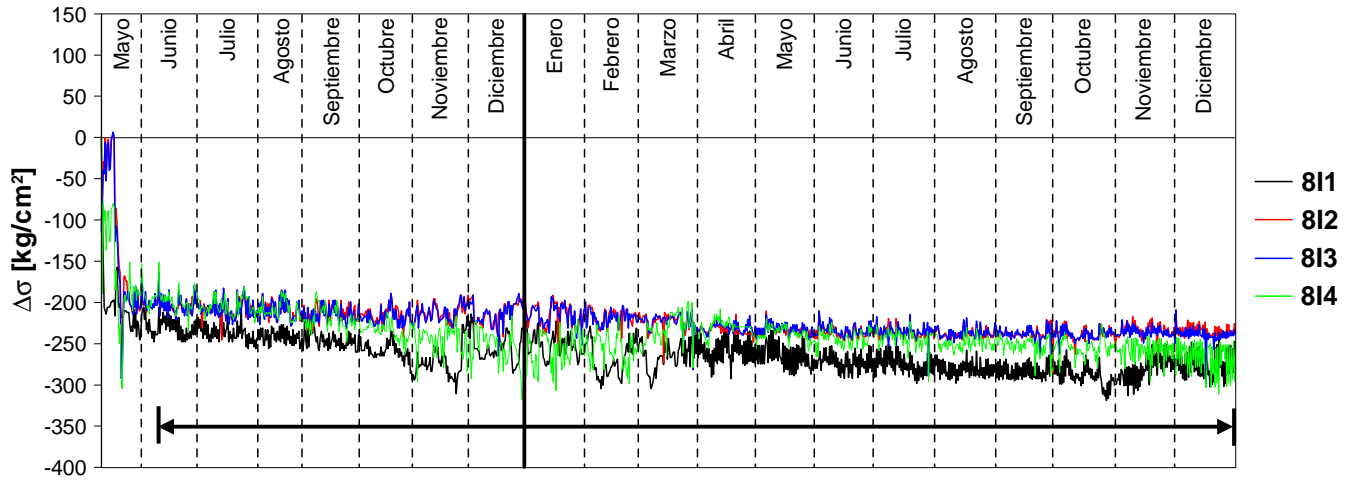


Figura 59 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona inferior de la dovela D8-MC03 lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

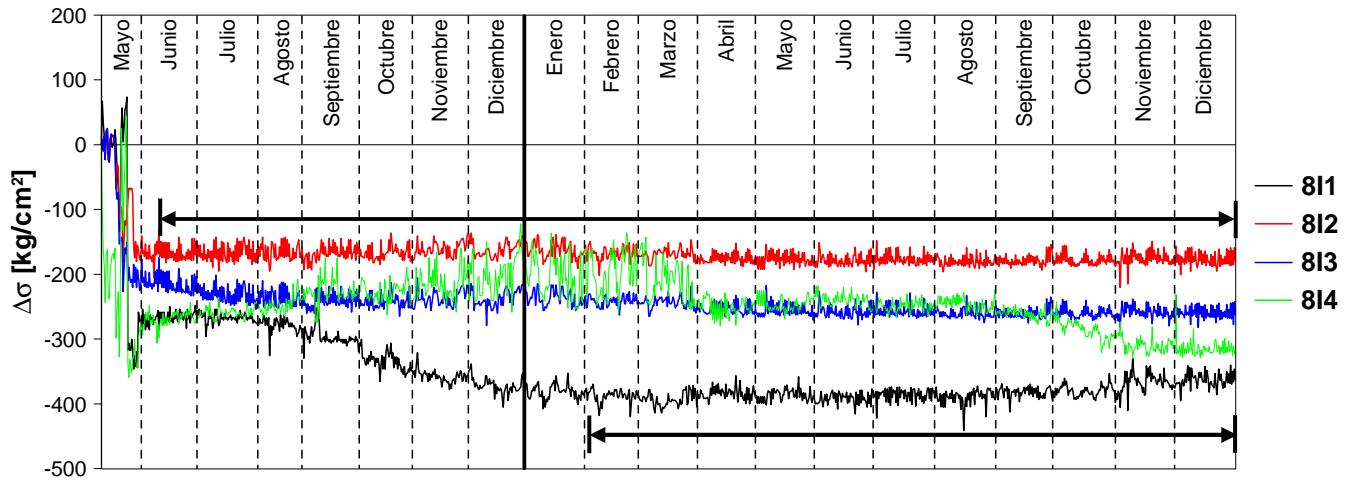


Figura 60 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona inferior de la dovela D8-MC03, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

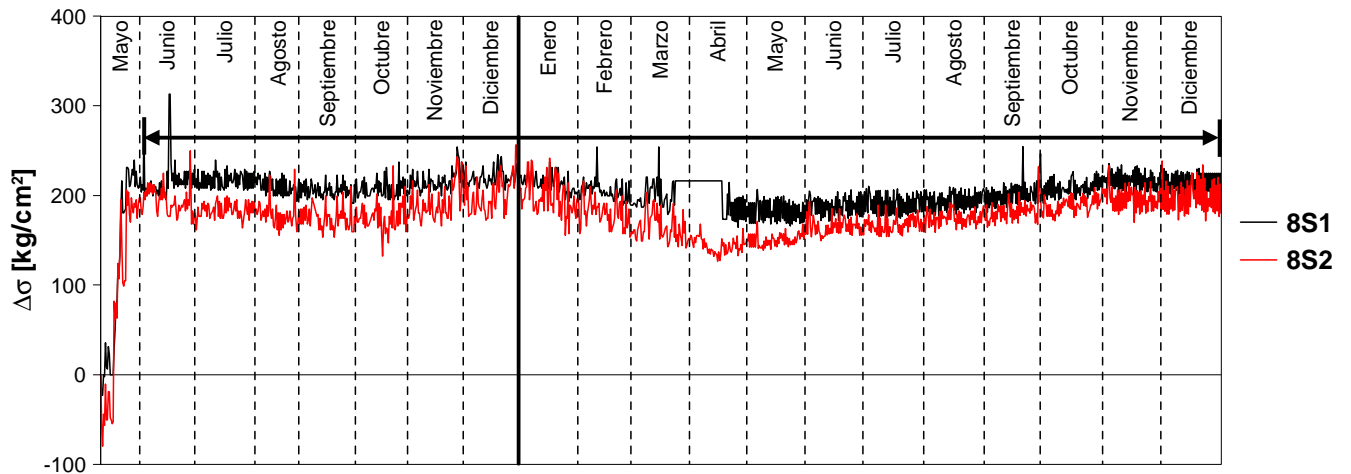


Figura 61 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona superior de la dovela D8-MC03, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

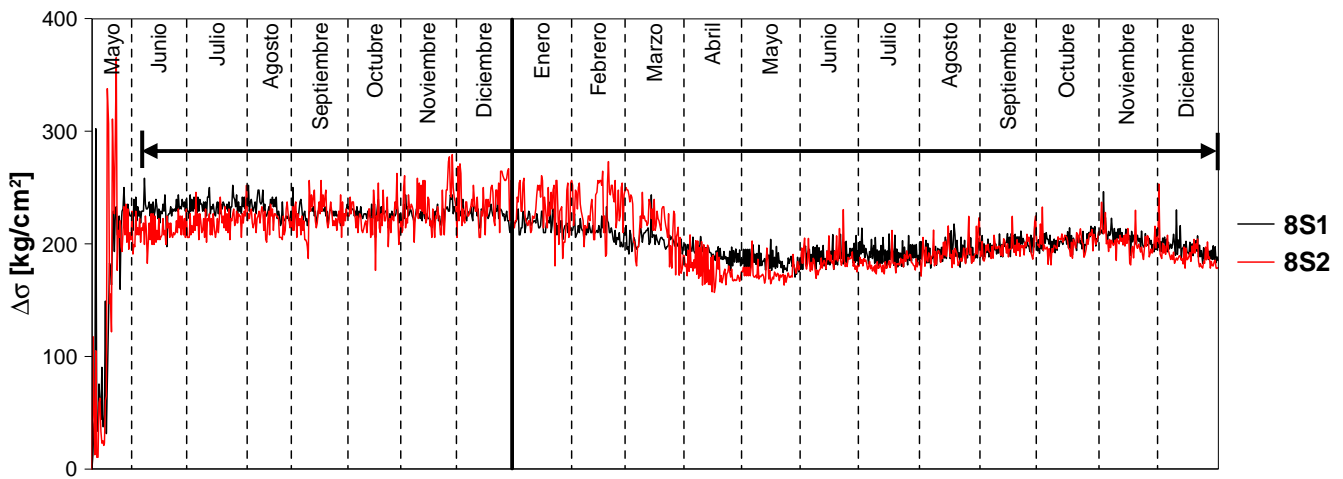


Figura 62 Incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la zona superior de la dovela D8-MC03, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

Para efectos prácticos del análisis que se realizará en este trabajo se decidió utilizar los valores promedio de los registros de esfuerzo de cada instrumento. En las tablas 40 a 44 se muestran para cada instrumento de las dovelas D8 y D4 de ambos márgenes y DC un resumen de los valores promedio de los esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) registrados durante el monitoreo del puente, así como su respectiva desviación estándar ($de_{\Delta\sigma}$).

Tabla 40 Incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la dovela DC con su respectiva desviación estándar ($de_{\Delta\sigma}$)

Esfuerzo	DCI1	DCI3	DCI5	DCS2	DCS4	DCS6
$\Delta\sigma_M$ [kg/cm^2]	174.99	251.99	210.79	-315.04	154.43	-355.94
$(de_{\Delta\sigma})$ [kg/cm^2]	27.87	43.58	25.59	42.14	53.25	46.07

Tabla 41 Incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la dovela D4 con su respectiva desviación estándar ($de_{\Delta\sigma}$), lado Tuxtla Gutiérrez

Esfuerzo	4I1	4I2	4I3	4I4	4S1	4S2	4S3	4S4
$\Delta\sigma_M$ [kg/cm^2]	307.64	61.45	248.27	218.37	-89.05	-174.73	-56.12	-278.79
$(de_{\Delta\sigma})$ [kg/cm^2]	20.74	18.80	22.59	23.53	46.88	50.22	48.20	46.73

Tabla 42 Incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la dovela D8 con su respectiva desviación estándar ($de_{\Delta\sigma}$), lado Tuxtla Gutiérrez

Esfuerzo	8I1	8I2	8I3	8I4	8S1	8S2
$\Delta\sigma_M$ [kg/cm^2]	-382.25	-171.52	-248.35	-244.26	205.66	205.87
$(de_{\Delta\sigma})$ [kg/cm^2]	13.41	12.22	14.58	38.61	16.13	25.11

Tabla 43 Incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la dovela D4 con su respectiva desviación estándar ($de_{\Delta\sigma}$), lado San Cristóbal

Esfuerzo	4I1	4I2	4I3	4I4	4S1	4S2	4S3	4S4
$\Delta\sigma_M$ [kg/cm^2]	-111.40	226.57	239.06	182.62	-155.23	-108.48	-179.33	-202.21
$(de_{\Delta\sigma})$ [kg/cm^2]	198.96	217.53	208.19	257.18	211.66	214.90	213.26	207.18

Tabla 44 Incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en la dovela D8 con su respectiva desviación estándar ($de_{\Delta\sigma}$), lado San Cristóbal

Esfuerzo	8I1	8I2	8I3	8I4	8S1	8S2
$\Delta\sigma_M$ [kg/cm^2]	-262.99	-223.60	-224.19	-239.08	206.07	180.02
$(de_{\Delta\sigma})$ [kg/cm^2]	21.91	15.59	15.59	24.29	16.22	25.20

3.3.2. Desplazamientos relativos en la zona de transición (dovela D6) del puente San Cristóbal

El seguimiento de los desplazamientos relativos en la zona de transición entre los dos sistemas de piso (de losa de concreto a piso ortotrópico) se realizan mediante los instrumentos colocados en la parte superior de la dovela D6 de ambos márgenes. Los registros de desplazamientos obtenidos en esta sección se muestran en las figuras 63 y 64 y un resumen de los desplazamientos máximos registrados se presenta en la tabla 45.

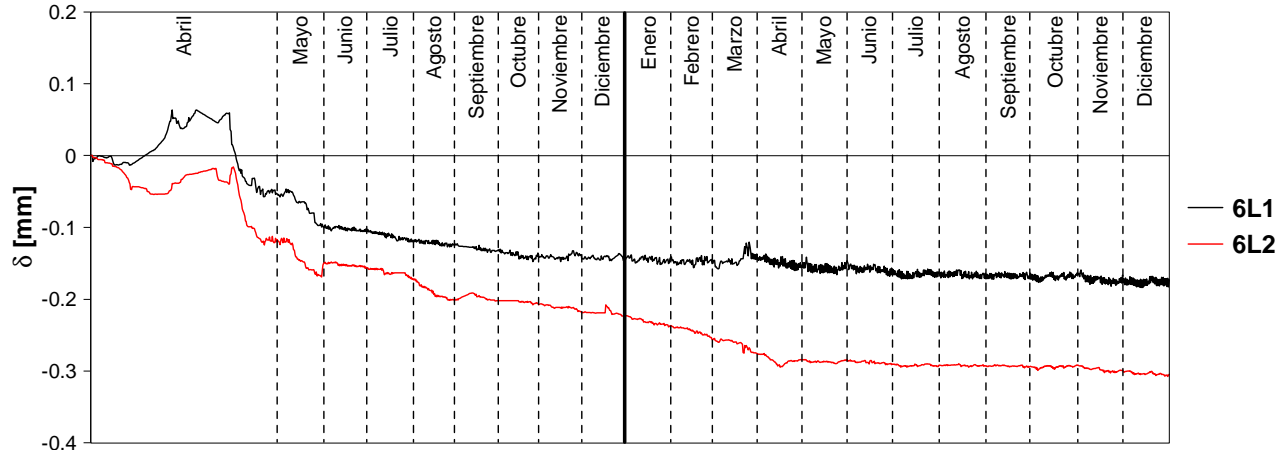


Figura 63 Desplazamientos relativos en la zona superior de la dovela D6, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

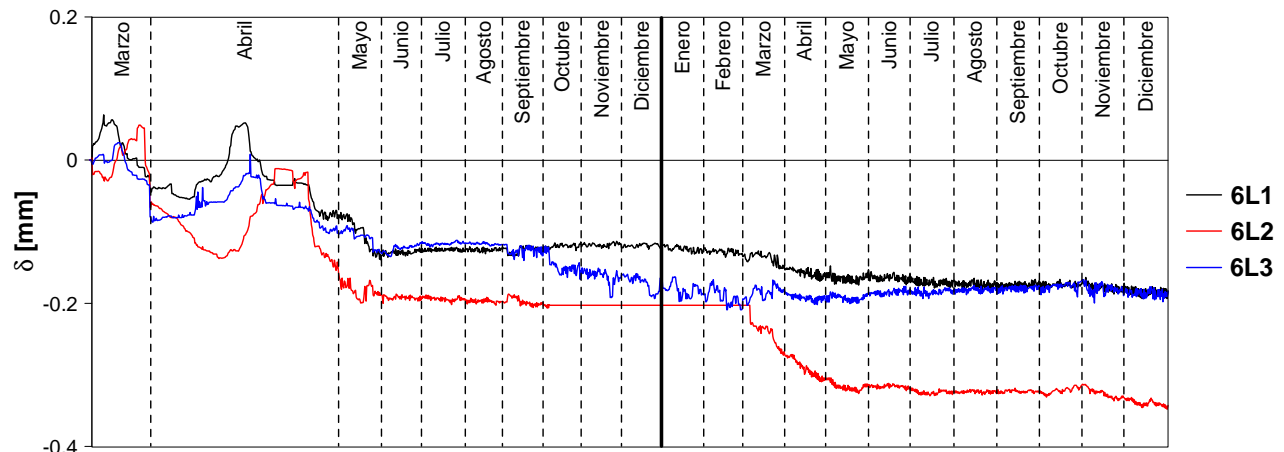


Figura 64 Desplazamientos relativos en la zona superior de la dovela D6, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

Tabla 45. Desplazamientos máximos relativos en la zona de transición, correspondiente la dovela D6 de ambos márgenes

Desplazamientos relativos	Tuxtla Gutiérrez			San Cristóbal de las Casas		
	6L1	6L2	6L3	6L1	6L2	6L3
δ [mm]	-0.1869	-0.3453	-0.1872	-0.1827	-0.3060	-

3.3.3. Deflexiones del claro mayor del puente San Cristóbal

Tal como se mencionó, en las dovelas D8, D6 y D1 de ambos márgenes se colocaron inclinómetros para registrar las rotaciones que experimenta el puente, con las cuales se estimará la deflexión del puente y se verificará que no existan algunas irregularidades en su comportamiento, como pueden ser excesivas rotaciones en su sección transversal. En las figuras F1 a F6 del apéndice F se muestran los registros de estos sensores. Mediante los giros registrados de la dovela D6 de ambos márgenes y la metodología desarrollada para la estimación de la deflexión en el centro del claro mayor del puente, se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en las figuras 65 y 66.

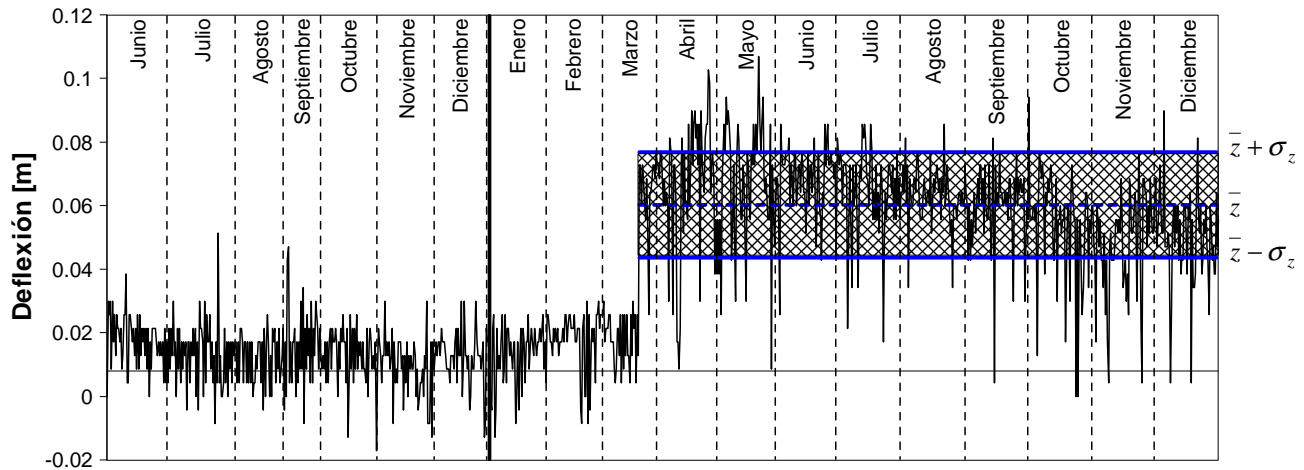


Figura 65 Deflexiones en el centro del claro mayor obtenidas de los giros de la dovela D6 (ID6TG), lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007).

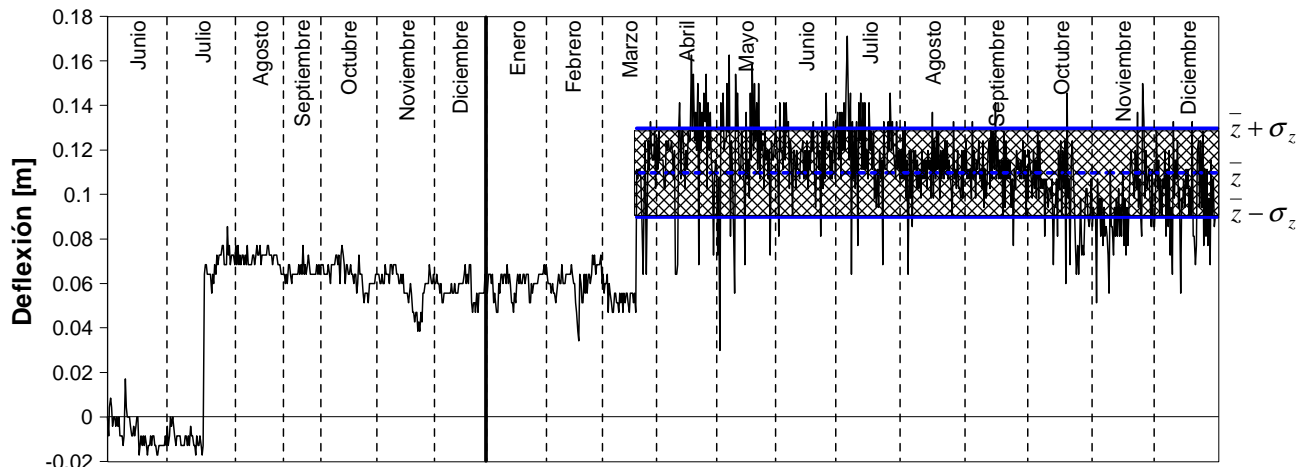


Figura 66 Deflexiones en el centro del claro mayor obtenidas de los giros de la dovela D6 (ID6SC), lado San Cristóbal de las Casas (año 2006 y 2007).

Las deflexiones del centro del claro mayor (dovela centro DC) determinadas por medio de los registros topográficos de los puntos D8-D7E, D8-D7I, D1-DCE y D1-DCI, lado Tuxtla Gutiérrez y los puntos DC-D1E, DC-D1I, D7-D8E y D7-D8I, lado San Cristóbal de las Casas, se muestran de las figuras 67 a 70. Los registros topográficos de estos puntos con los que se calcularon las deflexiones se presentan en el apéndice G, figuras G1 a G8.

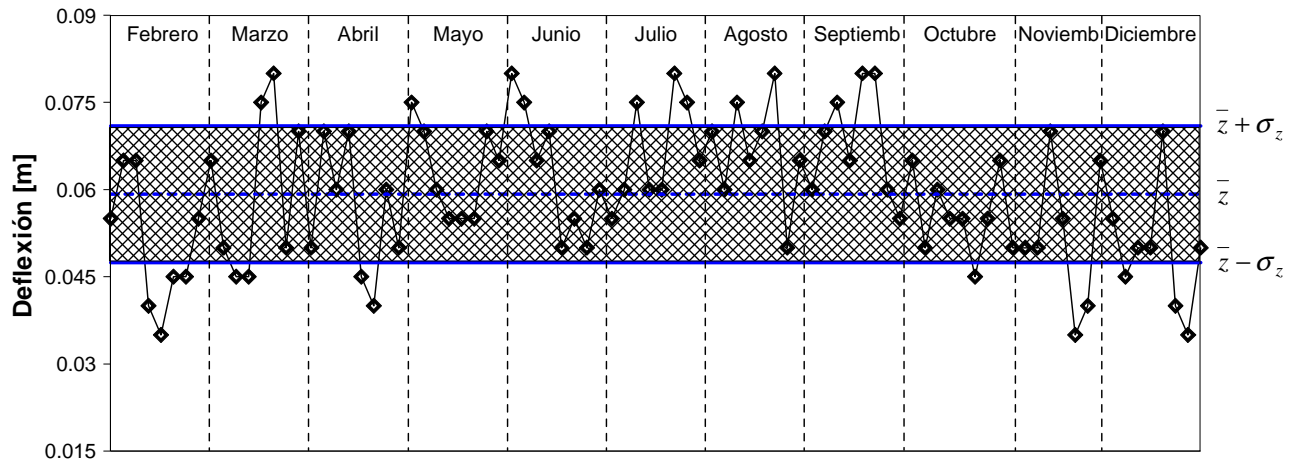


Figura 67 Deflexiones en el centro del claro mayor obtenidas de los registros topográficos del punto D1-DCE, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2007).

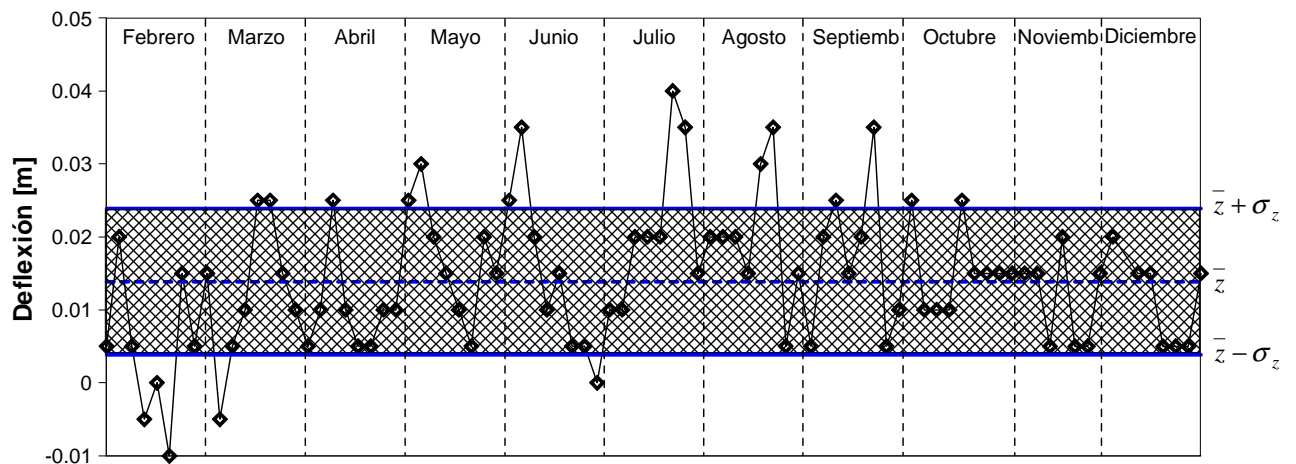


Figura 68 Deflexiones en el centro del claro mayor obtenidas de los registros topográficos del punto D1-DCI, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2007).

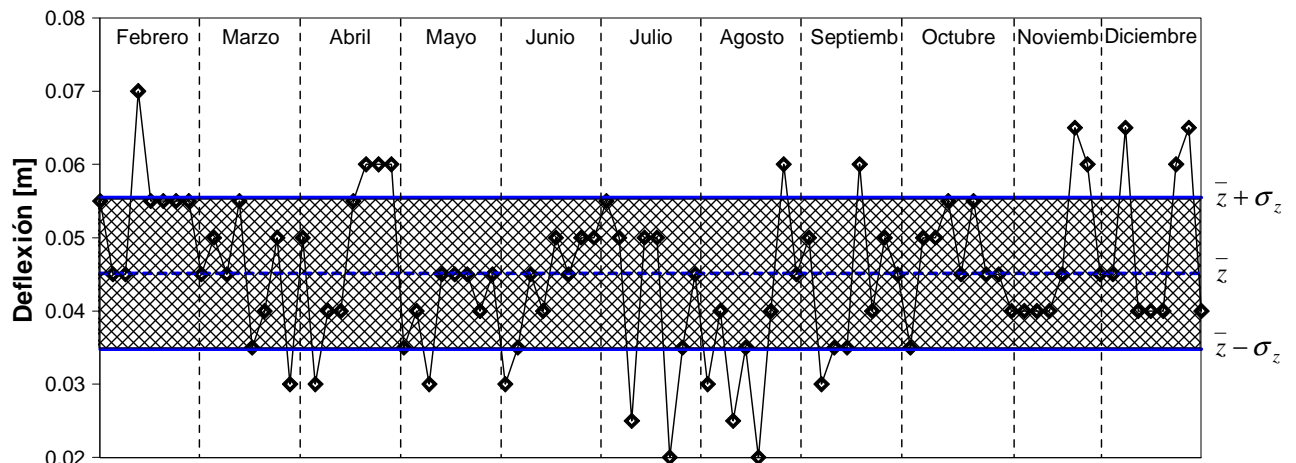


Figura 69 Deflexiones en el centro del claro mayor obtenidas de los registros topográficos del punto DC-D1E, lado San Cristóbal de las Casas (año 2007).

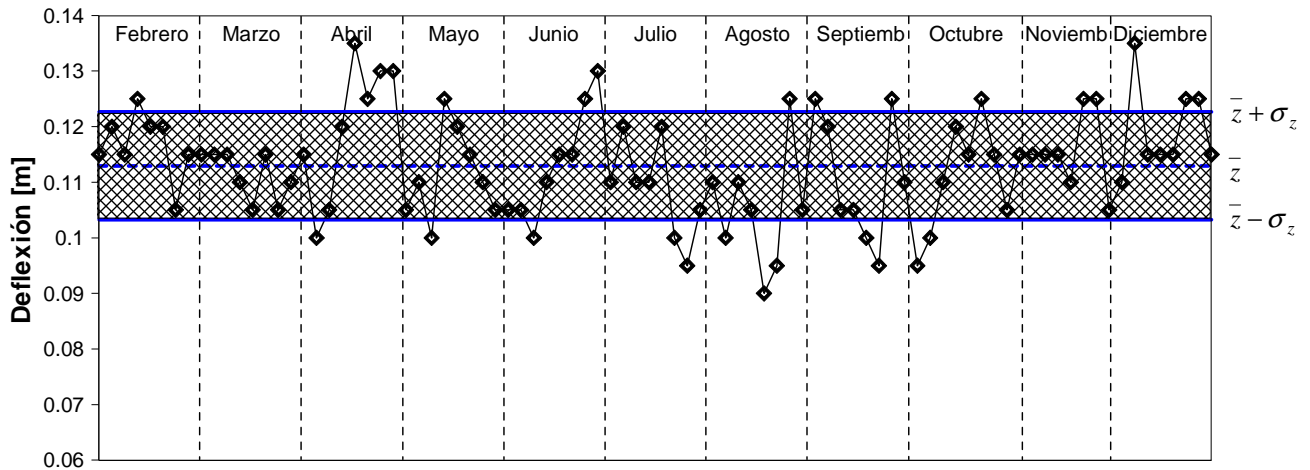


Figura 70 Deflexiones en el centro del claro mayores obtenidas de los registros topográficos del punto DC-D11, lado San Cristóbal de las Casas (año 2007).

Debido a la gran cantidad de datos y para una mejor manipulación de estos en las comparaciones pertinentes que se van a realizar, se obtuvo para cada historia de deflexiones mostrada en las figuras 66 a 69 el promedio (\bar{z}) y su respectiva desviación estándar (de_z). Un resumen de los resultados se muestra en la tabla 46.

Tabla 46 Promedio (\bar{z}) y desviación estándar (de_z) de los registros de deflexión obtenidos por los inclinómetros y registros topográficos

Deflexión	Lado Tuxtla Gutiérrez			Lado San Cristóbal		
	Inclinómetro	Registro topográfico		Inclinómetro	Registro topográfico	
	ID6TG	D1-DCETG	D1-DCITG	ID6SC	DC-D1ESC	DC-D1ISC
\bar{z} [m]	0.0603	0.0592	0.0139	0.1097	0.0451	0.113
(de_z) [m]	0.0166	0.0118	0.01	0.0199	0.0104	0.0097

3.3.4. Esfuerzos del puente San Cristóbal

3.3.4.1. Esfuerzos iniciales del puente San Cristóbal ($\sigma(PP + CMS)$)

Para la realización del análisis de los esfuerzos al que está sometido el puente San Cristóbal, es necesario determinar las condiciones iniciales de esfuerzos al momento de su terminación. Los resultados del análisis hecho por el diseñador para la condición al momento de la terminación del puente (PP + CMS) se muestran en la figura 71. En la fibra superior se puede apreciar implícitamente el postensado al que fue sometido el puente, mientras que en la fibra inferior el puente se comporta como una viga continua.

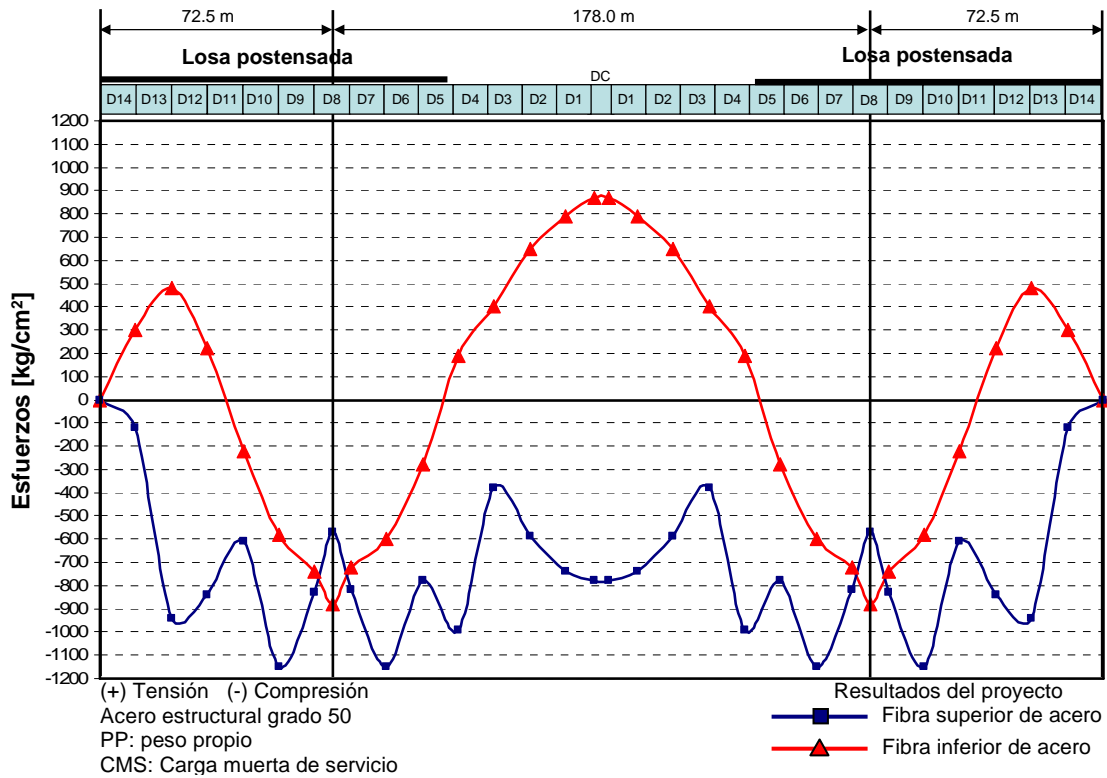


Figura 71 Esfuerzos iniciales ($\sigma(PP + CMS)$) en el puente San Cristóbal considerando (PP + CMS)

Para cada dovela del puente se obtuvieron los esfuerzos para la fibra superior e inferior de cada dovela. En la tabla 47 se muestran los esfuerzos para cada dovela del puente, los que servirán para determinar los esfuerzos en las dovelas D8 y D4 de ambos márgenes y dovela DC.

Tabla 47 Esfuerzos iniciales ($\sigma(PP + CMS)$) promedio para cada dovela del puente

Lado	Parte	D14	D13	D12	D11	D10	D9	D8	D7	D6	D5	D4	D3	D2	D1	D0
Tuxtla Gutiérrez	Inferior	295	387.5	355	0	-405	-660	-810	-665	-435	-45	295	525	720	830	870
	Superior	-130	-535	-890	-725	-880	-985	-695	-985	-965	-885	-685	-485	-665	-760	-780
San Cristobal de las Casas	Inferior	830	720	525	295	-45	-435	-665	-810	-660	-400	0	350	387.5	295	870
	Superior	-760	-665	-485	-685	-885	-965	-985	-695	-985	-880	-725	-890	-535	-130	-780

unidades: $[kg/cm^2]$

3.3.4.2. Esfuerzos actuantes en el puente San Cristóbal ($\sigma(CMS + PP) + \Delta\sigma_M$)

Para la determinación de los esfuerzos actuantes ($\sigma(CMS + PP) + \Delta\sigma_M$) del puente San Cristóbal en las dovelas D8 y D4 de ambos márgenes y dovela DC, se utilizarán los incrementos de esfuerzo presentados en las tablas 40 a 44 obtenidos del monitoreo junto a los esfuerzos iniciales obtenidos en la sección anterior mostrados en la tabla 47. En las tablas 48 a 52 se presentan los esfuerzos obtenidos del puente San Cristóbal, con los cuales se hará la revisión de esfuerzos en el puente.

Tabla 48 Esfuerzos actuantes ($\sigma(CMS + PP) + \Delta\sigma_M$) en la dovela D4 con su respectiva desviación estándar (de_σ)

Esfuerzo	DCI1	DCI3	DCI5	DCS2	DCS4	DCS6
$\sigma [kg/cm^2]$	1044.99	1121.99	1080.79	-1095.04	-625.57	-1136
$(de_\sigma) [kg/cm^2]$	27.87	43.58	25.59	42.14	53.25	46.07

Tabla 49 Esfuerzos actuantes ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M$) en la dovela D4 con su respectiva desviación estándar (de_σ), lado Tuxtla Gutiérrez

Esfuerzo	4I1	4I2	4I3	4I4	4S1	4S2	4S3	4S4
σ [kg/cm ²]	602.64	356.45	543.27	513.37	-774.05	-574.1	-754.05	-849.05
(de_σ) [kg/cm ²]	20.74	18.8	22.59	23.53	46.88	50.22	48.2	46.73

Tabla 50 Esfuerzos actuantes ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M$) en la dovela D8 con su respectiva desviación estándar (de_σ), lado Tuxtla Gutiérrez

Esfuerzo	8I1	8I2	8I3	8I4	8S1	8S2
σ [kg/cm ²]	-1192.25	-981.52	-1058.35	-1054.26	-489.34	-489.1
(de_σ) [kg/cm ²]	13.41	12.22	14.58	38.61	16.13	25.11

Tabla 51 Esfuerzos actuantes ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M$) en la dovela D4 con su respectiva desviación estándar (de_σ), lado San Cristóbal de las Casas

Esfuerzo	4I1	4I2	4I3	4I4	4S1	4S2	4S3	4S4
σ [kg/cm ²]	183.6	521.57	534.06	477.62	-840.23	-793.5	-864.33	-887.21
(de_σ) [kg/cm ²]	198.96	217.53	208.19	257.18	211.66	214.9	213.26	207.18

Tabla 52 Esfuerzos actuantes ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M$) en la dovela D8 con su respectiva desviación estándar (de_σ), lado San Cristóbal de las Casas

Esfuerzo	8I1	8I2	8I3	8I4	8S1	8S2
σ [kg/cm ²]	-1072.99	-1033.6	-1034.19	-1049.08	-488.93	-515
(de_σ) [kg/cm ²]	21.91	15.59	15.59	24.29	16.22	25.2

Para sencillez del análisis a realizar con los incrementos obtenido durante las pruebas de carga vehicular, para cada dovela instrumenta se calcularan los esfuerzos promedio por fibra, es decir, se promediaron los esfuerzos en una misma zona. Con el fin de poder visualizar mejor los resultados obtenidos y el comportamiento del puente. En la figura 72 se han colocado los incrementos de esfuerzos obtenidos por el monitoreo del puente. Se puede apreciar que en la fibra o parte inferior del puente los esfuerzos registrados han incrementado la respuesta del puente como se esperaba, en cambio en la fibra superior de las dovelas D8 y D4 de ambos márgenes, los esfuerzos han disminuido, efecto que se puede deber a que el proceso de postensado al que fueron sometidas estas zonas hace que la sección no se comporte naturalmente como una viga continua y que las zonas en tensión (+) se encuentren en compresión (-), haciendo que cualquier incremento de esfuerzos parezca una disminución de estos. En cambio, en la parte superior de la dovela DC se registraron incrementos de esfuerzos debido a que esta parte no esta afectada por el postensado haciendo que su comportamiento se asemeje más a una viga continua. Un resumen de los esfuerzos promedio por dovela se muestra en la tabla 53.

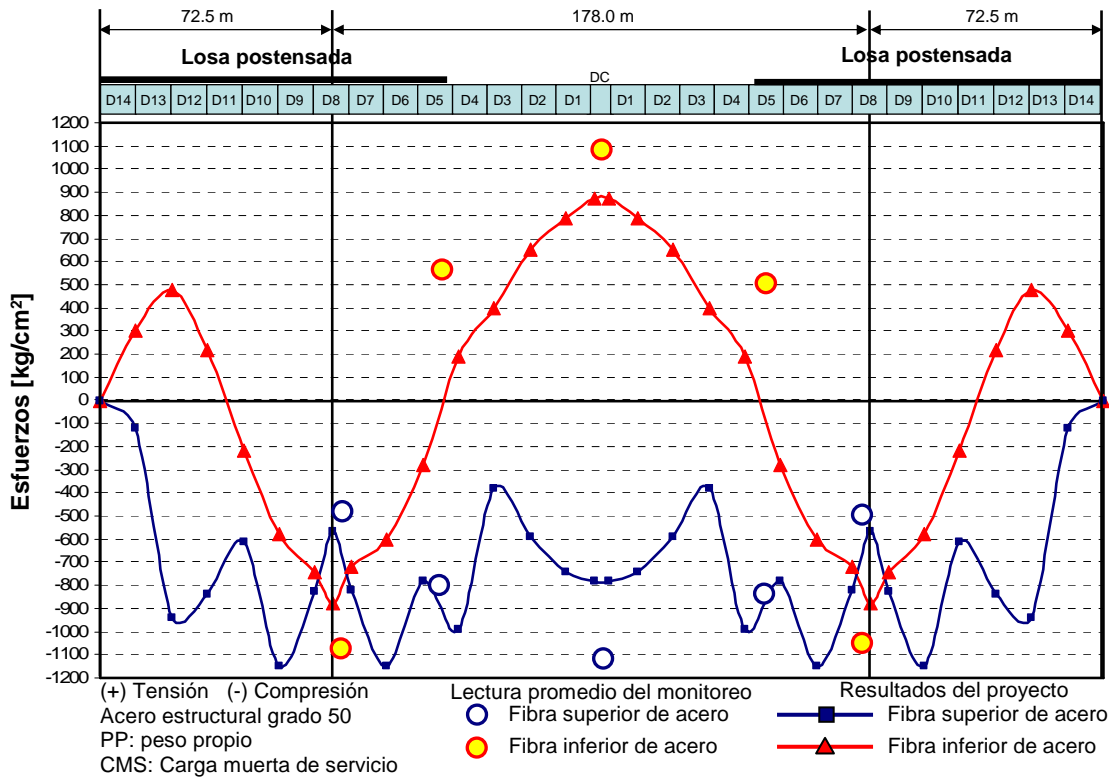


Figura 72 Esfuerzos iniciales ($(\sigma(PP + CMS))$) y actuantes ($(\sigma(CMS + PP) + \Delta\sigma_M)$) en el puente San Cristóbal

Tabla 53 Esfuerzos actuantes ($(\sigma(PP + CMS) + \Delta\sigma_M)$) promedio por dovela

Esfuerzo	Dovela centro		Lado Tuxtla Gutiérrez				Lado San Cristóbal			
	DCI	DCS	4ITG	4STG	8ITG	8STG	4ISC	4SSC	8ISC	8SSC
σ [kg/cm ²]	1082.6	-1115.5	553.1	-792.4	-1077.4	-489.2	511.1	-846.3	-1047.5	-502.0

Nota: Los valores de esfuerzos sombreados en las tablas 46 a 50 no se tomarán en cuenta para el cálculo de los valores promedio debido a su gran dispersión con respecto a las mediciones de esa misma zona.

3.3.4.3. Esfuerzos alcanzado durante las pruebas de carga vehicular ($(\sigma(PP + CMS) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P)$)

Durante los periodos de agosto y diciembre del 2006 se realizaron pruebas de carga vehicular con el objetivo de poder comprender y entender el comportamiento del puente bajo cargas extraordinarias y controladas. Por medio de los resultados anteriormente calculados presentados en la tabla 53 de la sección anterior se estimaron los esfuerzos actuantes ($(\sigma(PP + CMS) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P)$) en el puente durante los periodos de pruebas. En la tablas 54 y 55 se muestran los resultados obtenidos para cada una de las dovelas D8, D4 de ambos márgenes y dovela DC.

PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Tabla 54 Esfuerzos alcanzado ($\sigma(PP + CMS) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P$) durante las pruebas estáticas de la primera etapa (agosto 2006)

Prueba	TN81	TV81	T8I1	TN83	TV83	T8I4	TN82	TV82	T8S1	TN84	TV84	T8S2
1	-	-	-1085.77	-1090.12	-1088.51	-1085.77	-483.05	-481.46	-485.04	-	-480.25	-485.04
2	-	-	-1083.67	-1087.92	-1089.06	-1087.87	-483.04	-482.92	-489.24	-	-480.70	-485.04
3	-	-	-1100.47	-1097.93	-1098.58	-1098.37	-474.35	-474.49	-476.64	-	-472.53	-474.54
4	-	-	-1144.57	-1137.70	-1138.74	-1150.87	-445.32	-444.58	-438.84	-	-439.78	-434.64
5	-	-	-1144.57	-1136.37	-1138.01	-1146.67	-447.25	-445.30	-445.14	-	-440.58	-436.74
6	-	-	-1018.57	-1136.15	-1136.01	-1148.77	-453.15	-451.36	-449.34	-	-440.00	-438.84
Prueba	SN81	SV81	S8I1	SN82	SV82	S8I4	SN83	SV83	S8S1	SN84	SV84	S8S2
1	-	-1060.83	-1055.87	-	-1061.76	-1064.27	-	-493.35	-499.86	-	-	-491.46
2	-	-1058.45	-1055.87	-	-1060.04	-1064.27	-	-495.59	-501.96	-	-	-491.46
3	-	-1071.40	-1062.17	-	-1073.45	-1032.77	-	-486.33	-491.46	-	-	-478.86
4	-	-1112.11	-1066.37	-	-1120.23	-1125.17	-	-457.30	-455.76	-	-	-445.26
5	-	-1114.73	-1072.67	-	-1121.22	-1127.27	-	-457.00	-459.96	-	-	-392.76
6	-	-1108.21	-1070.57	-	-1120.37	-1125.17	-	-461.76	-468.36	-	-	-445.26
Prueba	TN41	T4I1	TN43	T4I4	TN44	T4S1	TN42	T4S4	SN41	SN43	SN42	SN44
1	550.84	559.39	-	553.09	-794.49	-796.58	-794.46	-	514.36	-850.05	514.00	-850.64
2	553.58	559.39	-	555.19	-792.87	-798.68	-793.29	-	515.43	-849.64	515.21	-848.95
3	553.39	563.59	-	555.19	-792.25	-807.08	-792.54	-	517.86	-849.64	517.84	-850.99
4	557.80	555.19	-	563.59	-799.41	-794.48	-797.75	-	524.99	-855.83	527.69	-859.13
5	554.64	557.29	-	561.49	-796.71	-804.98	-796.26	-	529.38	-857.77	530.75	-860.85
6	563.13	557.29	-	569.89	-805.33	-792.38	-797.51	-	536.74	-865.10	535.92	-860.97
Prueba	N01	V01	N02	V02	N03	V03	N04	V04				
1	1110.50	1109.98	1106.65	1107.93	-1134.66	-1134.40	-1137.45	-1135.32				
2	1105.64	1104.42	1110.14	1110.71	-1131.04	-1132.27	-1134.38	-1134.53				
3	1136.87	1133.94	1130.79	1130.75	-1147.20	-1150.04	-1149.38	-1149.69				
4	1232.43	1225.19	1217.01	1218.66	-1217.15	-1225.35	-1248.43	-1248.83				
5	1227.28	1221.62	1213.80	1215.08	-1200.46	-1207.28	-1219.76	-1219.28				
6	1200.22	1195.43	1199.07	1200.06	-1194.41	-1200.97	-1198.57	-1198.39				

unidades: kg/cm²

Tabla 55 Esfuerzos alcanzado ($\sigma(PP + CMS) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P$) durante las pruebas estáticas de la segunda etapa (diciembre 2006)

Prueba	TV81	TV83	TV82	TV84	SV81	SV83	SV82	SV84	S8I1	S8I4	S8S1	S8S2
1	-1129.72	-1125.12	-453.46	-451.14	-1096.09	-467.56	-1074.50	-458.26	-1097.87	-1095.77	-459.96	-453.66
2	-1121.51	-1117.79	-459.27	-457.56	-1093.52	-469.22	-1087.55	-460.33	-1097.87	-1083.17	-470.46	-468.36
3	-1124.27	-1120.32	-458.17	-456.15	-1092.65	-471.42	-1084.28	-464.02	-1102.07	-1087.37	-472.56	-474.66
4	-1132.54	-1127.23	-450.70	-452.75	-1084.38	-478.28	-1077.24	-468.46	-1102.07	-1099.97	-457.86	-459.96
Prueba	TN41	TN43	TN42	TN44	SN41	SN43	SN42	SN44	S4I1	S4I4	S4S1	S4S2
1	538.39	540.49	-771.38	-804.98	511.08	513.18	-854.71	-852.61	-	-	-	-
2	553.09	557.29	-796.58	-796.58	511.08	515.28	-850.51	-850.51	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	515.28	527.88	-867.31	-865.21
Prueba	V01	V03	V02	V04	DCI1	DCI3	DCS1	DCS3				
1	1184.36	-1123.53	1176.94	-1198.16	-	-	-	-				
2	1172.88	-1160.15	1166.73	-1188.71	-	-	-	-				
3	1173.51	-1159.90	1167.82	-1191.67	-	-	-	-				
4	1191.25	-1168.00	1171.38	-1196.83	1185.49	1179.19	-1214.19	-1214.19				

unidades: kg/cm²

4. COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En esta sección se discutirán los resultados obtenidos del monitoreo realizado al puente así como de las pruebas de carga vehicular y vibración ambiental. Se revisarán los esfuerzos permisibles en la sección instrumentada, con mayor esfuerzo, mediante los resultados obtenidos del monitoreo y las pruebas de carga vehicular de las distintas etapas de pruebas. Además, se examinarán las deflexiones en el centro del claro así como los desplazamientos relativos en la zona de transición del puente. Se verificarán la existencia de cambios importantes en las frecuencias significativas de vibrar en los componentes de análisis V y T durante las distintas etapas de pruebas de vibración ambiental, además, de evaluar la respuesta dinámica del puente durante las pruebas dinámicas con los registros de aceleración. Por último, se discutirá la respuesta del puente mediante los valores calculados del FAD obtenidos de las pruebas dinámicas.

4.1. Discusión de los resultados obtenidos de las pruebas de vibración ambiental

4.1.1. Comparación de las frecuencias de vibrar obtenidas de la vibración ambiental y las pruebas dinámicas en el componente V y T (etapas agosto y diciembre 2006)

En la tabla 56 se muestran las frecuencias fundamentales de vibrar del puente San Cristóbal obtenidas del análisis de las distintas etapas de vibración ambiental. En la misma tabla se anexan las frecuencias fundamentales de vibrar de los claros (tableros) laterales que conforman el puente.

Tabla 56 Frecuencias fundamentales en la dirección V del conjunto de claros que conforman el puente San Cristóbal.

Etapa	Prueba	Claro Largo	Claro Tuxtla	Claro San Cristóbal
Agosto, 2006	VA1	0.830	2.734	2.734
	PD1	0.781	-	-
	PD2	0.781 – 0.830	-	-
Diciembre, 2006	VA2	0.830	2.734	2.734
	PD1	0.732 - 0.781	-	-
	PD2	0.684 – 0.830	-	-
	PD3(VA)	0.830	-	-
	PD4	0.732 - 0.781	-	-
	PD5(VA)	0.830	-	-
Abril, 2007	VA3	0.781 - 0.830	2.734	2.686 - 2.734
Diciembre, 2007	VA4	0.781 -0.830	2.686	2.686

unidades: Hz

Mediante los registros de aceleración obtenidos durante las pruebas dinámicas, se calculó el espectro de Fourier normalizado para ambas etapas de pruebas de los puntos 9 y 13 y el cociente espectral 9/13 en los componentes V y T, siendo estos puntos los de mayor interés debido a su ubicación dentro del puente (centro del claro mayor), de tal manera ha sido posible establecer una comparación de las frecuencias fundamentales de vibrar del sistema en condiciones extraordinarias y de tránsito normal. En las figuras 73, a 76 se muestra la comparación entre los espectros de Fourier normalizados de la prueba de vibración ambiental y las pruebas de carga vehicular dinámica correspondiente a las primeras dos etapas de pruebas realizadas en los periodos de agosto y diciembre del 2006. Cabe aclarar que las pruebas dinámicas PD3 y PD5 de la segunda etapa de pruebas son pruebas de vibración ambiental y es por eso que las frecuencias fundamentales de vibrar no tuvieron ningún cambio significativo en esas pruebas. Al comparar los resultados entre las distintas etapas de pruebas de vibración ambiental y las pruebas dinámicas, se puede observar una disminución de la frecuencia fundamental de alrededor del 9 y 12 % durante la realización de las pruebas dinámicas, hecho que se puede deber a la posible disminución de la rigidez del sistema debido al reacomodo de elementos estructurales que conforman el puente y al aumento de masa causado por el peso de los camiones que circularon durante las pruebas y que en los casos más extremos la relación entre el peso de los camiones y la superestructura del puente fue alrededor de un 2 y 5 %.

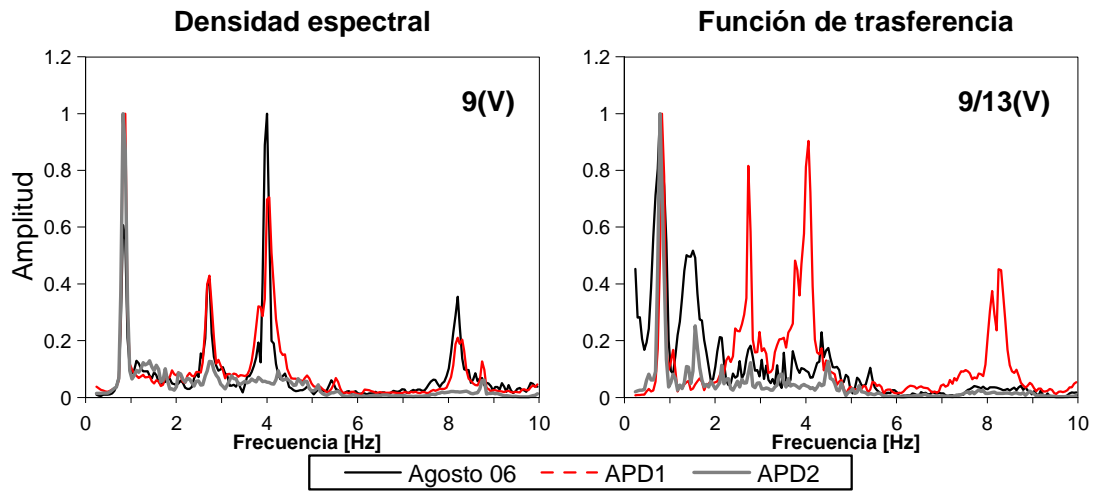


Figura 73 Densidad espectral del punto 9 y el cociente espectral 9/13 normalizados en el componente V de análisis, correspondientes a la prueba de vibración ambiental y las 2 pruebas dinámicas de la primera etapa (agosto 2006).

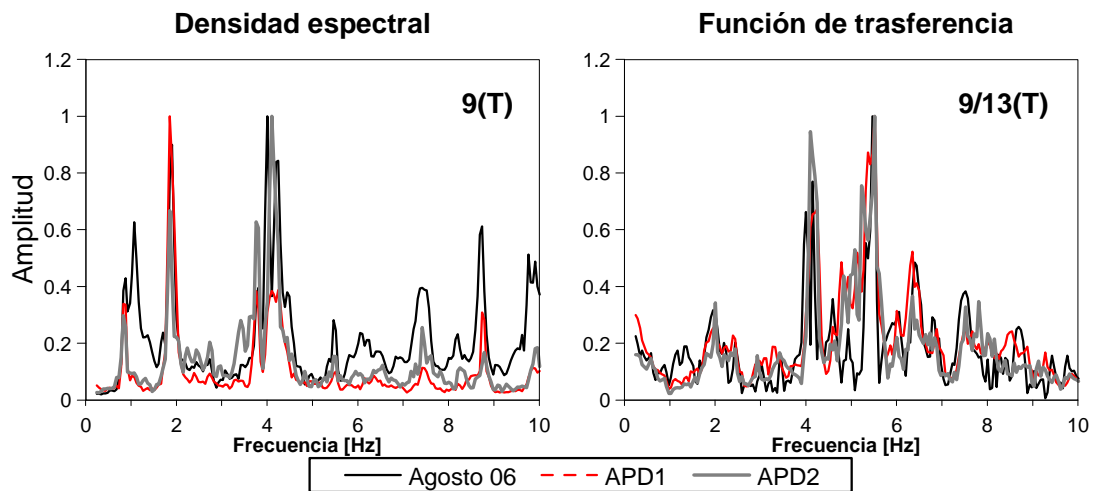


Figura 74 Densidad espectral del punto 9 y el cociente espectral 9/13 normalizados en el componente T de análisis, correspondientes a la prueba de vibración ambiental y las 2 pruebas dinámicas de la primera etapa (agosto 2006).

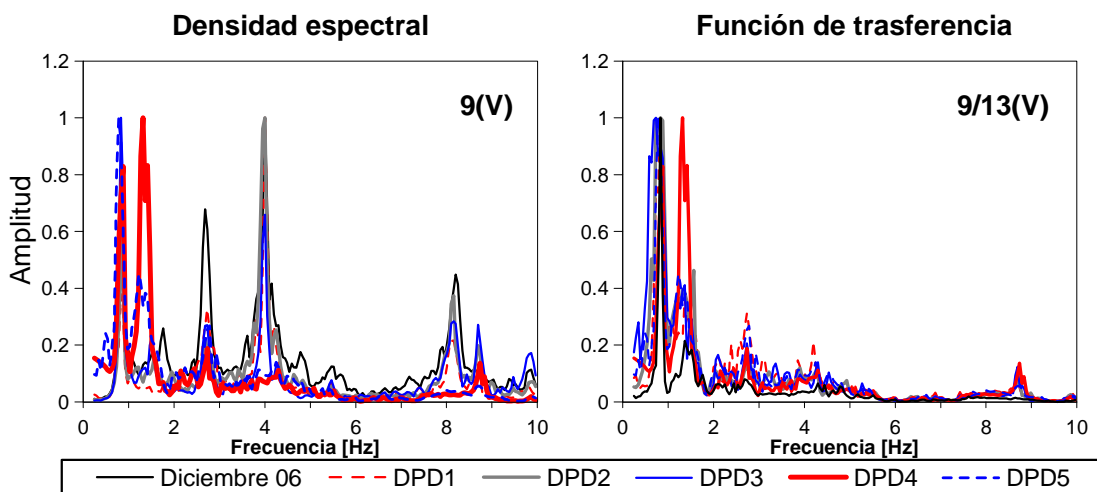


Figura 75 Densidad espectral del punto 9 y el cociente espectral 9/13 normalizados en el componente V de análisis, correspondientes a la prueba de vibración ambiental y las 5 pruebas dinámicas de la segunda etapa de pruebas (diciembre 2006).

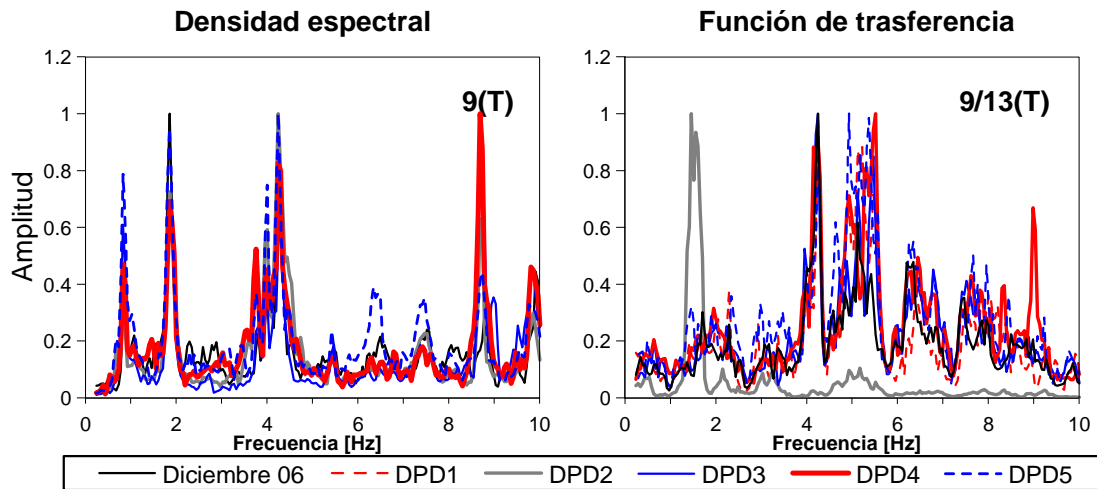


Figura 76 Densidad espectral del punto 9 y el cociente espectral 9/13 normalizados en el componente T de análisis, correspondientes a la prueba de vibración ambiental y las 5 pruebas dinámicas de la segunda etapa de pruebas (diciembre 2006).

Las frecuencias fundamentales en el componente V identificadas durante las etapas de pruebas de vibración ambiental y pruebas dinámicas concuerdan con los datos experimentales de 898 puentes medidos en Europa (figura 77) (Paultre, *et al* 1992).

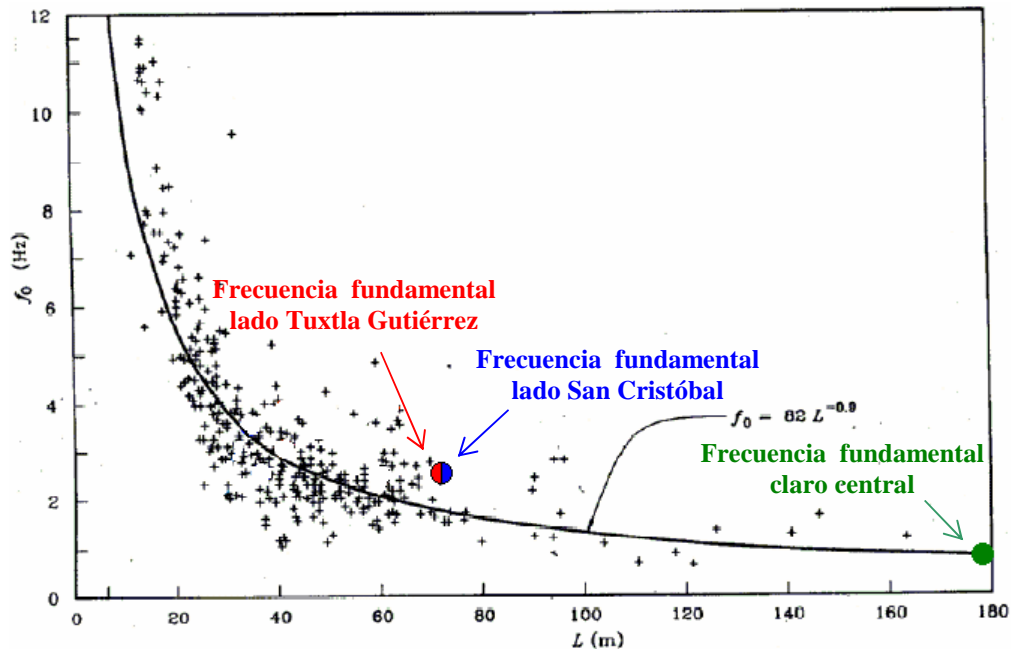


Figura 77 Comparación de las frecuencias fundamentales de vibración en el componente V, identificada en las pruebas de vibración ambiental y prueba de carga dinámica con los datos experimentales de 898 puentes y la curva frecuencia versus el claro determinada (Paultre, *et al*, 1992). Los puntos representan las frecuencias fundamentales de vibrar obtenidas de las pruebas de vibración ambiental.

4.1.2. Revisión de la simetría de la sección transversal del puente San Cristóbal

Mediante la comparación de los espectros de Fourier de pares de puntos extremos en una misma sección transversal en el componente V de análisis (figura 78), se comprueba la buena simetría de la sección transversal del puente en toda la banda de frecuencias de 0 a 10 Hz.

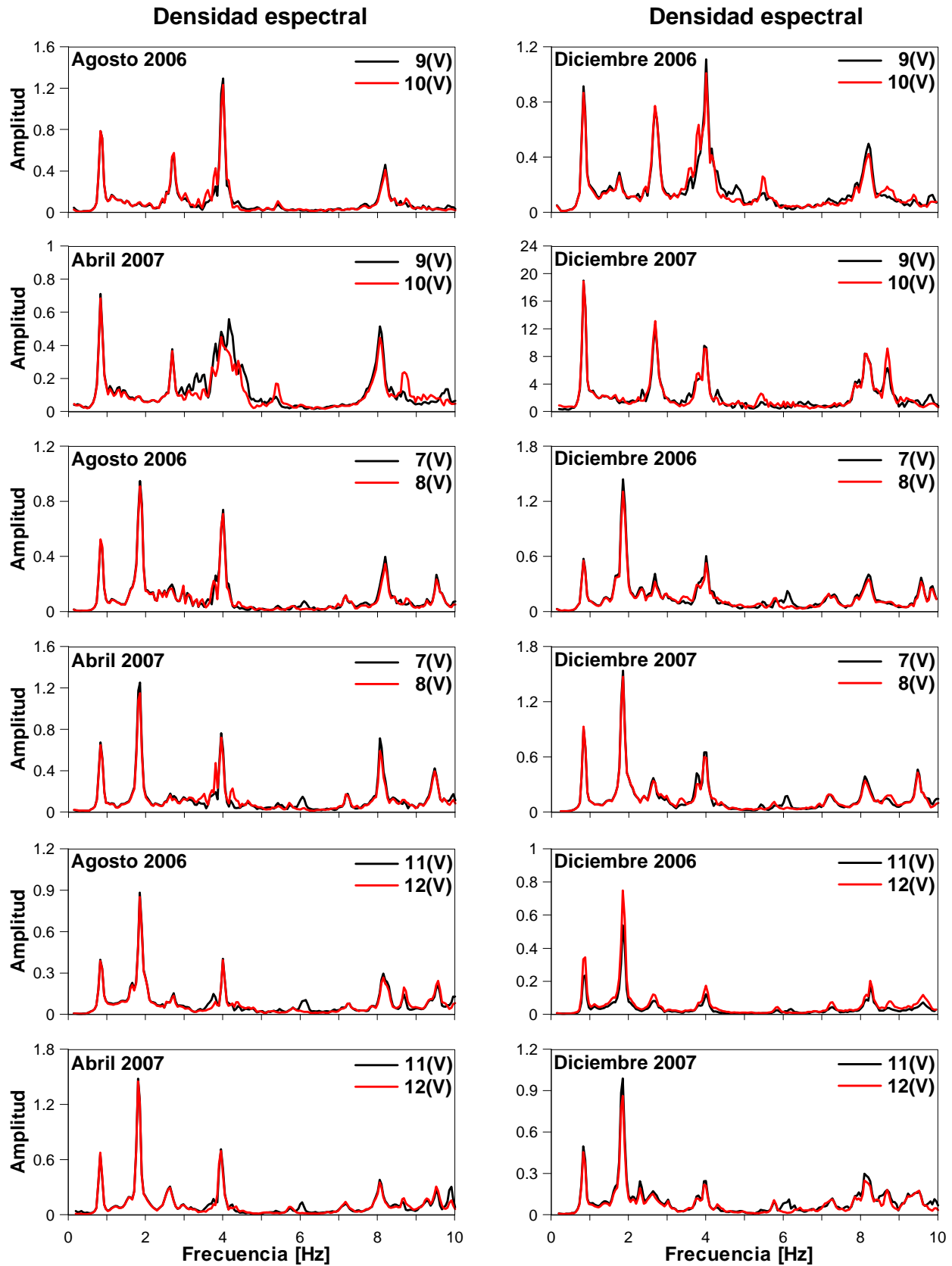


Figura 78 Densidades espectrales de los puntos 7, 8, 9, 10, 11 y 12 en el componente V de análisis, correspondientes a las pruebas de vibración ambiental de las 4 etapas de pruebas.

4.3. Discusión de los resultados obtenidos del factor de amplificación dinámica FAD

Una vez estimado el FAD para las distintas etapas de pruebas, se escogieron los valores obtenidos de los sensores ubicados en el centro del claro principal, debido a que en ese sitio es donde se presentan las deformaciones máximas en cada prueba y por consecuencia se obtiene el FAD más representativo del puente. En las tablas 57 a 59 se presentan los valores del FAD con su respectiva velocidad a la que pasaron los vehículos por el puente. Las figuras 79 a 80 muestran las comparativas realizadas entre las velocidades de vehículos y los valores del FAD, para los sensores que mostraron mejor estabilidad de resultados, además, para las figuras correspondientes a la primera etapa se presentan dos gráficas por cada figura, las cuales corresponden a dos diferentes tipos de sistemas de adquisición de datos.

Tabla 57 Factor de amplificación dinámico y velocidades promedio de vehículos, correspondientes a la primera prueba dinámica de la primera etapa (agosto, 2006)

Arreglo	V01	N01	V03	N03	V02	N02	V04	N04	V [km/h]
C1	1.83	1.97	2.00	2.28	1.96	2.26	1.75	1.86	85
C2	1.52	1.67	1.46	2.02	1.68	1.54	1.47	1.52	57
C3	1.52	1.66	1.44	2.04	1.68	1.49	1.48	1.59	60
C4	1.43	1.56	1.62	1.62	1.52	1.73	1.89	2.98	63
C5	1.39	1.41	1.49	1.56	1.43	1.56	1.42	1.74	55
C6	1.29	1.42	1.45	1.36	1.30	1.57	1.80	2.63	53

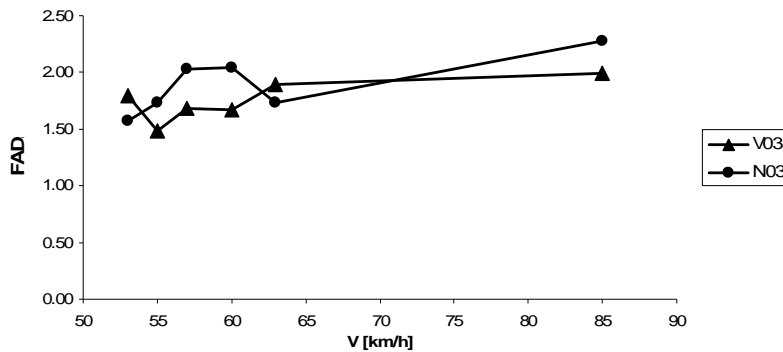


Figura 79 Velocidad de vehículo contra FAD. Resultados obtenidos de la primera prueba dinámica de la primera etapa (agosto 2006).

Tabla 58 Factor de amplificación dinámico y velocidades promedio de vehículos, correspondientes a la segunda prueba dinámica de la primera etapa (agosto, 2006).

Arreglo	V01	V03	V02	V04	N01	N03	N02	N04	V [km/h]
C1 y C2	1.30	1.30	1.52	1.29	1.36	1.82	1.38	1.38	54.00
C5 y C6	1.24	1.28	1.52	1.43	1.29	1.95	1.32	1.81	52.00
C3y C4	1.34	1.35	1.44	1.67	1.39	1.60	1.39	2.35	55.00

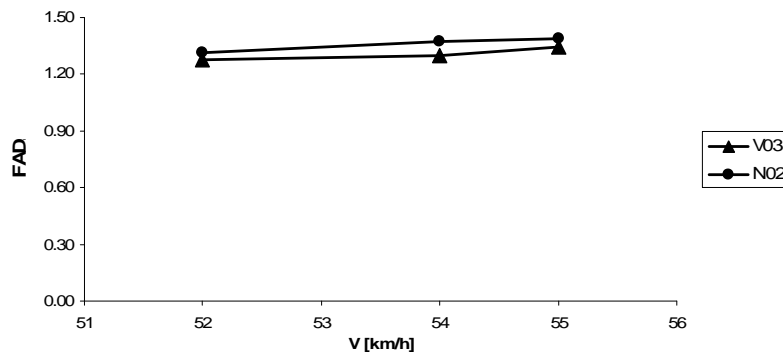


Figura 80 Velocidad de vehículo contra FAD. Resultados obtenidos de la segunda prueba dinámica de la primera etapa (agosto 2006).

Tabla 59 Factor de amplificación dinámico y velocidades promedio de vehículos, correspondientes a las cinco pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre, 2006).

Prueba	V01	V03	V02	V04	V [km/h]
1	1.06	1.09	1.07	1.06	32.00
2	1.10	1.16	1.10	1.10	30.00
3	1.13	1.14	1.15	1.55	31.00
4	1.33	1.96	1.23	1.22	54.00
5	1.17	1.62	1.11	1.11	31.00

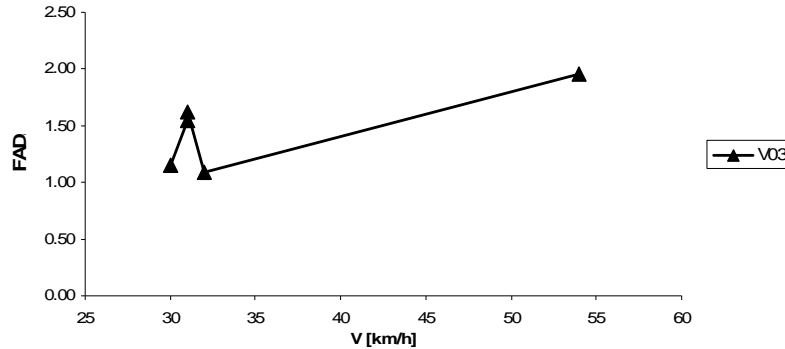


Figura 81 Velocidad de vehículo contra FAD. Resultados obtenidos de las cinco pruebas dinámicas de la segunda etapa (diciembre 2006).

A grandes rasgos se aprecia un aumento del FAD al incrementarse la velocidad del vehículo, hecho que refleja que a mayor velocidad los efectos dinámicos aumentan, haciendo que la respuesta del puente sea mayor. Los valores obtenidos en este estudio reflejan un aumento de hasta cerca de un 100% de la respuesta del puente, lo cual se logró en la prueba dinámica 1 (etapa agosto 2006) con el paso de un solo camión de volteo (20 t) a una velocidad aproximada de 85 km/h. Esto corrobora lo dicho anteriormente, que a mayores velocidades la respuesta dinámica del puente aumenta, en cambio cuando se hicieron pasar los tractocamiones doblemente articulados (71 – 82 t) sobre el puente a una velocidad no mayor de 55 km/h el aumento de la respuesta fue de aproximadamente del 40%. Esto indica que la respuesta dinámica del puente depende de la velocidad a la que circulan los vehículos así como de las características de estos (masas, rigidez del chasis y amortiguadores) que determinan su frecuencia de excitación, la cual si es semejante a la del puente en el cual circulan los efectos dinámicos se incrementa por la resonancia.

4.4. Revisión del estado estructural del puente San Cristóbal mediante los resultados obtenidos del monitoreo

4.4.1. Revisión de los desplazamientos relativos en la zona de transición del puente San Cristóbal

En este apartado se revisarán los desplazamientos registrados en la zona de transición, específicamente los obtenidos por las cuerdas vibrantes colocadas en la parte superior de la dovela D6 de ambos márgenes (figuras 82 y 83), con el objetivo de verificar que estos desplazamientos no rebasen el desplazamiento permisible (δ_p) en esta zona.

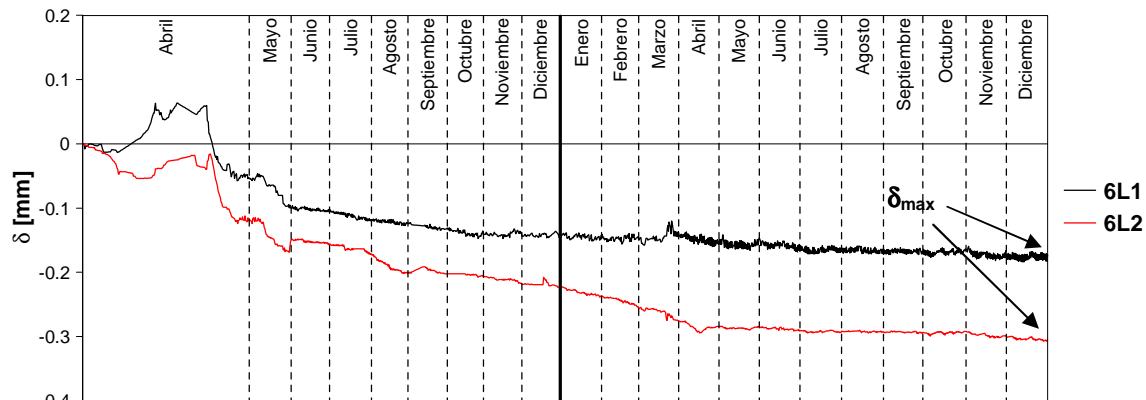


Figura 82 Incremento de desplazamientos relativos en la zona superior de la dovela D6, lado San Cristóbal

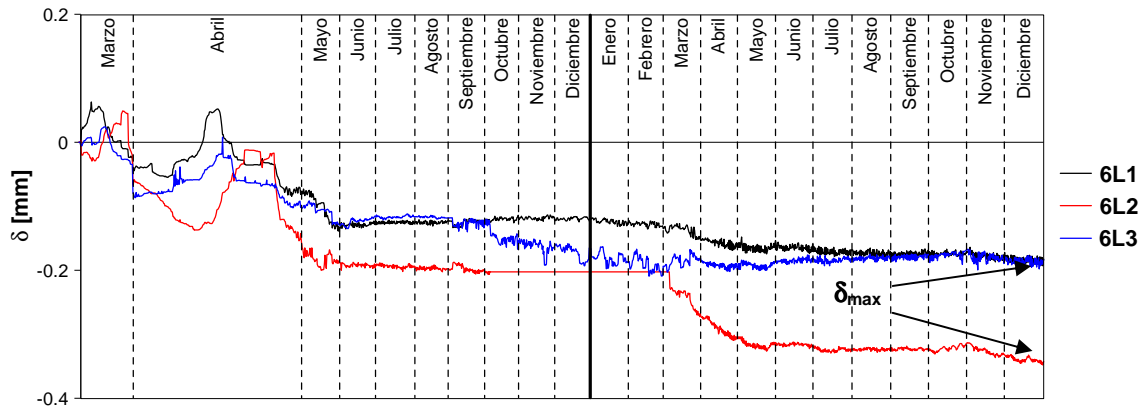


Figura 83 Incremento de desplazamientos relativos en la zona superior de la dovela D6, lado Tuxtla Gutiérrez

Según lo observado en las figuras 81 y 82 de los registros de desplazamientos relativos, se puede apreciar que existe una buena relación en las mediciones registradas de algunos instrumentos como son el caso de los instrumentos 6L1 y 6L3 del lado Tuxtla Gutiérrez y el instrumento 6L1 del lado San Cristóbal, aunque no hay que descartar las mediciones obtenidas por los instrumentos 6L2 del lado San Cristóbal y el 6L2 (lado Tuxtla Gutiérrez), ya que son las que registran mayores desplazamientos. En la tabla 60 se presenta el cociente entre los desplazamiento máximos relativos registrados en la zona de transición y el desplazamiento permisible, $\delta_p = 0.57$ mm el cual fue determinado en el capítulo 3.

Tabla 60 Comparación entre los desplazamientos máximos relativos en la zona de transición respecto al desplazamiento crítico (δ_c), correspondiente a la dovela D6 de ambos márgenes

	Tuxtla Gutiérrez			San Cristóbal de las Casas		
	6L1	6L2	6L3	6L1	6L2	6L3
δ [mm]	-0.1869	-0.3453	-0.1872	-0.1827	-0.3060	-
δ / δ_p	0.33	0.61	0.33	0.32	0.54	-

Como se observa, los desplazamientos relativos registrados en esta zona están entre un 0.33 y 0.61 respecto al valor de desplazamiento permisible (δ_p). Esto refleja que el comportamiento de la zona de transición está sufriendo desplazamientos relativos que no ponen en riesgo la integridad estructural del puente. Además, se observa que la tendencia de estos desplazamientos a partir de los registros del 2007 es a estabilizarse, aunque estrictamente se siguen registrando incrementos menores del orden de 0.01 mm por mes.

4.4.2. Revisión de la deflexión en el claro central del puente San Cristóbal

En la tabla 61 se presenta el cociente entre las deflexiones estimadas por los registros topográficos de los puntos D1-DCETG, D1-DCITG, DC-D1ESC y DC-D1ISC (figuras 67 a 70, respectivamente) y los inclinómetros ID6TG y ID6SC (figuras 65 y 66, respectivamente) respecto al valor límite de servicio para deflexiones de puentes, establecido por el reglamento de diseño AASTHO, el cual indica que la deflexión máxima permisible de un puente para carga vehicular en general es $\Delta_{max} = L/800$, en donde $L = 180$ m. Así tenemos $\Delta_{max} = 0.225$ m.

COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Tabla 61 Comparación de las deflexiones máximas obtenidas por los registros topográficos de la dovela centro e inclinómetros de la dovela D6 de ambos márgenes respecto al máximo valor permisible ($\Delta_{max} = 0.225$ m) establecido por las normas ASSTHO

	Lado Tuxtla Gutiérrez			Lado San Cristóbal		
	Inclinómetro	Registros topográficos		Inclinómetro	Registros topográficos	
	ID6	D1-DCE	D1-DCI	ID6	DC-D1E	DC-D1I
\bar{z} [m]	0.0603	0.0592	0.0139	0.1097	0.0451	0.113
(de_z) [m]	0.0166	0.0118	0.01	0.0199	0.0104	0.0097
$\bar{z} + (de_z)$ [m]	0.0769	0.071	0.0239	0.1296	0.0555	0.1227
$\frac{\bar{z}}{L/800}$	0.27	0.26	0.62	0.49	0.20	0.50
$\frac{\bar{z} + (de_z)}{L/800}$	0.34	0.32	0.11	0.58	0.25	0.55

Los resultados indican que las deflexiones estimadas por los inclinómetros de la dovela D6 de ambos márgenes, así como de las estimadas por los registros topográficos están por debajo del valor máximo permisible de diseño, alrededor de un 0.58 respecto a la deflexión máxima permisible. Esto refleja que las deflexiones que está experimentando el puente han alcanzado niveles mayores a la mitad de la deflexión máxima permisible, lo cual nos lleva a pensar que el puente está experimentando deflexiones considerables, pero si revisamos las deflexiones estimadas por los registros topográficos del claro central y los obtenidos por los inclinómetros (figuras 65 a 70) claramente se aprecia que sus registros se han estabilizado en los últimos meses. Esto sugiere que no se experimentarán incrementos significativos a corto plazo en la deflexión del puente. Además, se puede observar que las deflexiones obtenidas por los inclinómetros son semejantes a las calculadas por los registros topográficos, especialmente para el punto D1-DCETG, lado Tuxtla Gutiérrez y el punto DC-D1ISC, lado San Cristóbal, en cambio para los registros topográficos de los puntos D1-DCITG y DC-D1ESC las diferencias son considerables, esto se puede atribuir a que el puente es curvo, además, de tener un peralte con una pendiente del 10 % en su sección transversal, haciendo que las mediciones no sean lo mas precisas e uniformes posible, pero para fines prácticos, la deflexiones calculadas, ya sea por los inclinómetros o los registros topográficos en elevación pueden considerar adecuadas, ya que brindan información valiosa para poder estimar aproximadamente la deflexión máxima del puente.

4.4.3. Revisión de los esfuerzos del puente San Cristóbal

4.4.3.1. Revisión de los esfuerzos actuales en el puente San Cristóbal ($\sigma(CMS + PP) + \Delta\sigma_M$)

En las tabla 62 a 64 se muestran los porcentajes de esfuerzos actuales en las diferentes dovelas del puente San Cristóbal ($\sigma(PP + CMS) + \Delta\sigma_M$) (tablas 48 a 52), respecto a los esfuerzos permisibles a flexión de diseño, el cual para esfuerzos a flexión es $0.55f_y$, en donde el límite de fluencia del material (acero grado 50) según las especificaciones de diseño es $f_y = 3520$ kg/cm², dando un esfuerzo permisible a flexión de $0.55f_y = 1936$ kg/cm². Los porcentajes muestran que los esfuerzos que están más cercanos a los límites permisibles de diseño, son los registrados en la parte inferior de la dovela D8 de ambos márgenes y en la parte superior e inferior de la dovela DC. Esto era de suponerse ya que en la posición en que fueron colocados los camiones se debía esperar que los mayores esfuerzos se presentaran al centro del claro y en ambos apoyos del puente.

Tabla 62 Comparación de los esfuerzos actuales en el puente respecto a los esfuerzos permisibles a flexión de diseño ($0.55f_y = 1936$ kg/cm²), dovela centro

	DCI1	DCI3	DCI5	DCS2	DCS4	DCS6
$\frac{\sigma(CMS + PP) + \Delta\sigma_M}{0.55 f_y}$	54.0	58.0	55.8	56.6	32.3	58.7

COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Tabla 63 Comparación de los esfuerzos actuales ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M$) en el puente respecto a los esfuerzos permisibles ($0.55f_y = 1936 \text{ kg/cm}^2$) de diseño, lado Tuxtla Gutiérrez

	4I1	4I2	4I3	4I4	4S1	4S2	4S3	4S4	8I1	8I2	8I3	8I4	8S1	8S2
$\frac{\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M}{0.55 f_y}$	31.1	18.4	28.1	26.5	40.0	29.7	38.9	43.9	61.6	50.7	54.7	54.5	25.3	25.3

Tabla 64 Comparación de los esfuerzos actuales ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M$) en el puente respecto a los esfuerzos permisibles de diseño ($0.55f_y = 1936 \text{ kg/cm}^2$), lado San Cristóbal

	4I1	4I2	4I3	4I4	4S1	4S2	4S3	4S4	8I1	8I2	8I3	8I4	8S1	8S2
$\frac{\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M}{0.55 f_y}$	9.5	26.9	27.6	24.7	43.4	41.0	44.6	45.8	55.4	53.4	53.4	54.2	25.3	26.6

En las tablas 65 a 67 muestran los resultados del análisis realizado para determinar que tanto se han incrementado los esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) en las secciones instrumentadas con respecto a los esfuerzos iniciales ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS})$) al momento de la terminación del puente. Los resultados precisan que los incrementos de esfuerzos que se registraron son considerables en la zona de la dovela D4 de ambos márgenes, oscilando entre un 60 y 100 % con respecto a los esfuerzos iniciales. Para la dovela D8 de ambos márgenes y DC los incrementos registrados por el monitoreo están alrededor de un 20 a 45 % respecto a la respuesta total del puente.

Tabla 65 Incremento en los esfuerzos actuantes ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M$) en el puente respecto a los esfuerzos iniciales $\sigma(\text{CMS} + \text{PP})$, dovela centro

	DCI1	DCI3	DCI5	DCS2	DCS4	DCS6
$\frac{\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M}{\sigma(\text{CMS} + \text{PP})}$	20.1	29.0	24.2	40.4	19.8	45.6

Tabla 66 Incremento en los esfuerzos actuantes ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M$) en el puente respecto a los esfuerzos iniciales $\sigma(\text{PP} + \text{CMS})$, lado Tuxtla Gutiérrez

	4I1	4I2	4I3	4I4	4S1	4S2	4S3	4S4	8I1	8I2	8I3	8I4	8S1	8S2
$\frac{\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M}{\sigma(\text{CMS} + \text{PP})}$	104.3	20.8	84.2	74.0	13.0	16.2	10.1	23.9	47.2	21.2	30.7	30.2	29.6	29.6

Tabla 67 Incremento en los esfuerzos actuantes ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M$) en el puente respecto a los esfuerzos iniciales $\sigma(\text{PP} + \text{CMS})$, lado San Cristóbal

	4I1	4I2	4I3	4I4	4S1	4S2	4S3	4S4	8I1	8I2	8I3	8I4	8S1	8S2
$\frac{\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M}{\sigma(\text{CMS} + \text{PP})}$	37.8	76.8	81.0	61.9	22.7	15.8	26.2	29.5	32.5	27.6	27.7	29.5	29.7	25.9

4.4.3.2. Revisión de los esfuerzos alcanzados en las dos etapas de pruebas carga vehicular estática, realizadas en el puente San Cristóbal ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P$)

En las tablas 68 y 69 presentan los resultados de obtener el porcentaje entre los esfuerzos alcanzados durante las dos etapas de pruebas de carga vehicular estática ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P$) respecto a los esfuerzos permisibles de diseño ($0.55f_y = 1936 \text{ kg/cm}^2$). Los resultados indican que los esfuerzos alcanzados durante las dos etapas oscilan entre un 50 y 60 % para las secciones más esforzadas (dovela D8 ambos márgenes y DC), y entre un 25 y 40 % para las secciones menos esforzadas (dovela D4 ambos márgenes), respecto a los esfuerzos permisibles de diseño ($0.55f_y = 1936 \text{ kg/cm}^2$).

COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Tabla 68 Comparación entre los esfuerzos alcanzados ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P$) durante las pruebas de carga vehicular estática con respecto a los esfuerzos permisibles de flexión de diseño ($0.55f_y = 1936 \text{ kg/cm}^2$), primera etapa (agosto 2006)

Prueba	TN81	TV81	T811	TN83	TV83	T814	TN82	TV82	T8S1	TN84	TV84	T8S2
1	-	-	56.08	56.31	56.22	56.08	24.95	24.87	25.05	-	24.81	25.05
2	-	-	55.97	56.19	56.25	56.19	24.95	24.94	25.27	-	24.83	25.05
3	-	-	56.84	56.71	56.75	56.73	24.50	24.51	24.62	-	24.41	24.51
4	-	-	59.12	58.77	58.82	59.45	23.00	22.96	22.67	-	22.72	22.45
5	-	-	59.12	58.70	58.78	59.23	23.10	23.00	22.99	-	22.76	22.56
6	-	-	52.61	58.69	58.68	59.34	23.41	23.31	23.21	-	22.73	22.67
Prueba	SN81	SV81	S811	SN82	SV82	S814	SN83	SV83	S8S1	SN84	SV84	S8S2
1	-	54.80	54.54	-	54.84	54.97	-	25.48	25.82	-	-	25.39
2	-	54.67	54.54	-	54.75	54.97	-	25.60	25.93	-	-	25.39
3	-	55.34	54.86	-	55.45	53.35	-	25.12	25.39	-	-	24.73
4	-	57.44	55.08	-	57.86	58.12	-	23.62	23.54	-	-	23.00
5	-	57.58	55.41	-	57.91	58.23	-	23.61	23.76	-	-	20.29
6	-	57.24	55.30	-	57.87	58.12	-	23.85	24.19	-	-	23.00
Prueba	TN41	T411	TN43	T414	TN44	T4S1	TN42	T4S4	SN41	SN43	SN42	SN44
1	28.45	28.89	-	28.57	41.04	41.15	41.04	-	26.57	43.91	26.55	43.94
2	28.59	28.89	-	28.68	40.95	41.25	40.98	-	26.62	43.89	26.61	43.85
3	28.58	29.11	-	28.68	40.92	41.69	40.94	-	26.75	43.89	26.75	43.96
4	28.81	28.68	-	29.11	41.29	41.04	41.21	-	27.12	44.21	27.26	44.38
5	28.65	28.79	-	29.00	41.15	41.58	41.13	-	27.34	44.31	27.41	44.47
6	29.09	28.79	-	29.44	41.60	40.93	41.19	-	27.72	44.68	27.68	44.47
Prueba	N01	V01	N02	V02	N03	V03	N04	V04				
1	57.36	57.33	57.16	57.23	58.61	58.60	58.75	58.64				
2	57.11	57.05	57.34	57.37	58.42	58.48	58.59	58.60				
3	58.72	58.57	58.41	58.41	59.26	59.40	59.37	59.38				
4	63.66	63.28	62.86	62.95	62.87	63.29	64.48	64.51				
5	63.39	63.10	62.70	62.76	62.01	62.36	63.00	62.98				
6	61.99	61.75	61.94	61.99	61.69	62.03	61.91	61.90				

Tabla 69 Comparación entre los esfuerzos alcanzados durante las pruebas de carga vehicular ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P$) estática con respecto a los esfuerzos permisibles de flexión de diseño ($0.55f_y = 1936 \text{ kg/cm}^2$), segunda etapa (diciembre 2006)

Prueba	TV81	TV83	TV82	TV84	SV81	SV83	SV82	SV84	S811	S814	S8S1	S8S2
1	58.35	58.12	23.42	23.30	56.62	24.15	55.50	23.67	56.71	56.60	23.76	23.43
2	57.93	57.74	23.72	23.63	56.48	24.24	56.18	23.78	56.71	55.95	24.30	24.19
3	58.07	57.87	23.67	23.56	56.44	24.35	56.01	23.97	56.92	56.17	24.41	24.52
4	58.50	58.22	23.28	23.39	56.01	24.70	55.64	24.20	56.92	56.82	23.65	23.76
Prueba	TN41	TN43	TN42	TN44	SN41	SN43	SN42	SN44	S411	S414	S4S1	S4S2
1	27.81	27.92	39.84	41.58	26.40	26.51	44.15	44.04	-	-	-	-
2	28.57	28.79	41.15	41.15	26.40	26.62	43.93	43.93	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	26.62	27.27	44.80	44.69
Prueba	V01	V03	V02	V04	DCI1	DCI3	DCS1	DCS3				
1	61.18	58.03	60.79	61.89	-	-	-	-				
2	60.58	59.92	60.26	61.40	-	-	-	-				
3	60.62	59.91	60.32	61.55	-	-	-	-				
4	61.53	60.33	60.51	61.82	61.23	60.91	62.72	62.72				

El porcentaje de participación de los incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_P$) alcanzado durante las pruebas estática, respecto a la respuesta total del puente ($\sigma(\text{PP} + \text{CMS}) + \Delta\sigma_M$), se muestran en las tablas 70 y 71. Los incrementos máximos alcanzados durante las pruebas de carga vehicular oscilan entre un 9 y 14 % (primera etapa de pruebas) condición obtenida en la prueba 4 para los 6 camiones (108 t) tipo volteo colocados en parejas sobre el claro central, y entre 8 y 10 % (segunda etapa de pruebas) condición alcanzada con el tractocamión doblemente articulado tipo T3-S2-R4 (82 t). Estos incrementos son proporcionales a la relación del peso entre los camiones utilizados durante las etapas de pruebas de carga vehicular y la superestructura del puente, que es alrededor de un 3 a 8 %, dependiendo del peso de la prueba. Además, se estimó que el incremento de peso necesario para poder alcanzar niveles cercanos al esfuerzo máximo permisible ($0.55f_y = 1936 \text{ kg/cm}^2$), es entre 7 a 8 veces el peso (108 t) utilizado en la cuarta prueba de la primera etapa y entre 8 a 9 veces el peso de (82 t) utilizado en la cuarta prueba de la segunda etapa.

COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Tabla 70 Porcentaje de participación de los incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_P$) obtenidos durante las pruebas de carga vehicular respecto a los esfuerzos ($\sigma(PP + CMS) + \Delta\sigma_M$) del puente Tuxtla Gutiérrez, primera etapa (agosto 2006)

Prueba	TN81	TV81	T81I	TN83	TV83	T814	TN82	TV82	T8S1	TN84	TV84	T8S2
1	-	-	0.78	1.18	1.03	0.78	1.26	1.59	0.86	-	1.84	0.86
2	-	-	0.58	0.98	1.08	0.97	1.27	1.29	0.00	-	1.74	0.86
3	-	-	2.14	1.91	1.97	1.95	3.04	3.01	2.58	-	3.41	3.00
4	-	-	6.24	5.60	5.70	6.82	8.98	9.13	10.30	-	10.11	11.16
5	-	-	6.24	5.48	5.63	6.43	8.58	8.98	9.01	-	9.95	10.73
6	-	-	5.46	5.46	5.44	6.63	7.38	7.74	8.16	-	10.06	10.30
Prueba	SN81	SV81	S81I	SN82	SV82	S814	SN83	SV83	S8S1	SN84	SV84	S8S2
1	-	1.28	0.80	-	1.36	1.60	-	1.71	0.42	-	-	2.09
2	-	1.05	0.80	-	1.20	1.60	-	1.27	0.00	-	-	2.09
3	-	2.29	1.40	-	2.48	1.40	-	3.11	2.09	-	-	4.60
4	-	6.17	1.80	-	6.95	7.42	-	8.90	9.20	-	-	11.30
5	-	6.42	2.41	-	7.04	7.62	-	8.96	8.37	-	-	21.75
6	-	5.80	2.21	-	6.96	7.42	-	8.01	6.69	-	-	11.30
Prueba	TN41	T41I	TN43	T414	TN44	T4S1	TN42	T4S4	SN41	SN43	SN42	SN44
1	0.41	1.14	-	0.00	0.27	0.53	0.26	-	0.64	0.44	0.57	0.51
2	0.09	1.14	-	0.38	0.06	0.80	0.11	-	0.85	0.39	0.81	0.31
3	0.05	1.90	-	0.38	0.02	1.86	0.02	-	1.33	0.39	1.32	0.55
4	0.85	0.38	-	1.90	0.89	0.27	0.68	-	2.72	1.12	3.25	1.51
5	0.28	0.76	-	1.52	0.55	1.59	0.49	-	3.58	1.35	3.85	1.72
6	1.82	0.76	-	3.04	1.63	0.00	0.65	-	5.02	2.22	4.86	1.73
Prueba	N01	V01	N02	V02	N03	V03	N04	V04				
1	2.58	2.53	2.22	2.34	1.72	1.70	1.97	1.78				
2	2.13	2.02	2.55	2.60	1.39	1.50	1.69	1.71				
3	5.01	4.74	4.45	4.45	2.84	3.10	3.04	3.07				
4	13.84	13.17	12.42	12.57	9.11	9.85	11.92	11.95				
5	13.37	12.84	12.12	12.24	7.62	8.23	9.35	9.30				
6	10.87	10.42	10.76	10.85	7.08	7.66	7.45	7.43				

Tabla 71 Porcentaje de participación de los incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_P$) obtenidos durante las pruebas de carga vehicular respecto a los esfuerzos ($\sigma(PP + CMS) + \Delta\sigma_M$) del puente San Cristóbal, segunda etapa (diciembre 2006)

Prueba	TV81	TV83	TV82	TV84	SV81	SV83	SV82	SV84	S81I	S814	S8S1	S8S2
1	4.86	4.43	7.31	7.79	4.64	6.85	2.58	8.71	4.81	4.61	8.37	9.62
2	4.10	3.75	6.13	6.47	4.40	6.52	3.83	8.29	4.81	3.41	6.28	6.69
3	4.35	3.99	6.35	6.76	4.31	6.08	3.51	7.56	5.21	3.81	5.86	5.44
4	5.12	4.63	7.88	7.46	3.52	4.72	2.84	6.67	5.21	5.01	8.79	8.37
Prueba	TN41	TN43	TN42	TN44	SN41	SN43	SN42	SN44	S41I	S414	S4S1	S4S2
1	2.66	2.28	2.65	1.59	0.00	0.25	1.64	0.74	-	-	-	-
2	0.00	0.76	0.53	0.53	0.00	0.50	0.82	0.50	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	0.82	3.29	2.48	2.23
Prueba	V01	V03	V02	V04	DCI1	DCI3	DCS1	DCS3				
1	9.40	0.72	8.72	7.41	-	-	-	-				
2	8.34	4.00	7.77	6.56	-	-	-	-				
3	8.40	3.98	7.87	6.83	-	-	-	-				
4	10.04	4.71	8.20	7.29	9.50	8.92	8.85	8.85				

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El puente San Cristóbal fue abierto al tránsito vehicular el 15 de mayo del 2006. Debido a su diseño único, importancia y aunado a su complicada alineación geométrica (Gómez *et al*, 2005), se decidió implementar un programa de monitoreo a largo plazo. Este trabajo se enfocó a realizar un estudio de las principales propiedades estructurales del puente por medio de los resultados obtenidos del monitoreo realizado al puente, así como de las pruebas de carga vehicular y vibración ambiental realizadas al mismo. Con el análisis de los resultados del monitoreo, las pruebas de carga vehicular (etapas 1 y 2) y la vibración ambiental (etapas 1, 2, 3 y 4) realizadas al puente San Cristóbal y la comparación de resultados entre las distintas etapas de pruebas realizadas en los 4 periodos de pruebas, se llegaron a las siguientes conclusiones:

1. El monitoreo realizado al puente resulta de gran importancia, ya que brinda información imprescindible del comportamiento del puente a través del tiempo, relacionadas con una temprana detección de daño estructural, permitiendo tomar medidas preventivas para su posible corrección.
2. La gran cantidad de pruebas realizadas y la repetición del patrón de carga vehicular al que fue sometido el puente, fueron valiosas para validar la efectividad y la reproducibilidad de las pruebas, además, de verificar la confiabilidad de la instrumentación fija y temporal implementada al puente.
3. Mediante la comparación y análisis de los resultados obtenidos de los niveles e incrementos de esfuerzo obtenidos por el monitoreo y las pruebas de carga vehicular estáticas se llegaron a las siguientes conclusiones:
 - Los niveles de esfuerzos actuales ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP}) + \Delta\sigma_M$) en el puente están por debajo de los esfuerzos permisibles de diseño. Para secciones como la dovela centro DC y D8 de ambos márgenes, los niveles de esfuerzos están alrededor de un 55 % respecto al esfuerzo máximo permisible.
 - Los incrementos de esfuerzos ($\Delta\sigma_M$) registrados en el puente, después de su apertura, respecto a la respuesta inicial ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP})$) del puente oscilan entre un 20 – 45% (dovela D8 y D4 (inferior) ambos márgenes y DC) y entre un 60 – 100 % (dovela D4 (superior) ambos márgenes),.
 - El niveles de esfuerzos ($\sigma(\text{CMS} + \text{PP} + \Delta\sigma_M + \Delta\sigma_P)$) máximo obtenidos durante las dos etapas de pruebas de carga vehicular oscilan entre un 55%, respecto a los esfuerzos permisibles de diseño (0.55f_y).
 - Mediante el análisis y comparación de los incrementos de esfuerzos obtenidos del monitoreo se pudo determinar que las secciones que han presentado mayor incremento de esfuerzos a lo largo de todo el proceso de monitoreo son las ubicadas en la parte inferior de la dovela D4 de ambos márgenes y las menos susceptibles son la parte superior de la dovela D4 de ambos márgenes.
4. Del estudio realizado a los desplazamientos relativos en la zona de transición (sección compuesta) del puente (dovela D6) se obtienen las siguientes conclusiones:
 - Los desplazamientos actuales en la zona de transición están alcanzando valores cercanos a los permisibles. Estos desplazamientos están alrededor de un 0.33 y 0.61, lado Tuxtla Gutiérrez y entre un 0.32 y 0.54, lado San Cristóbal de las Casas respecto al desplazamiento permisible (δ_p) que puede alcanzar la zona de transición. Además, se tiene el inconveniente que ninguno de los desplazamientos registrados se ha estabilizado. Hasta la fecha se registran pequeños incrementos de desplazamiento (menores a 0.01mm), de mantenerse este comportamiento, posiblemente los desplazamientos relativos alcancen en aproximadamente 8 años alcancen valores cercanos a los desplazamientos permisibles.
5. Por medio de la estimación de las deflexiones del claro central del puente mediante los registros topográficos en elevación de las dovela D8 de ambos márgenes y DC y los obtenidos mediante el análisis de las rotaciones de la dovela D6 de ambos márgenes, se puede concluir que:

- Las deflexiones máximas registradas hasta la fecha son menores a la deflexión máxima permisible especificada por las normas ASSTHO de diseño ($L/800 = 0.225$ m). Los resultados muestran que las deflexiones calculadas por los registros topográficos oscilan entre un 11 y 32 %, lado Tuxtla Gutiérrez y entre un 25 y 55 %, lado San Cristóbal de las Casas, respecto a la deflexión máxima permitida, mientras que las deflexiones estimadas mediante las rotaciones de la dovela D6 de ambos márgenes resultan estar un 34%, lado Tuxtla Gutiérrez y un 58 %, lado San Cristóbal de las Casas, respecto a la deflexión máxima permisible.
 - Al examinar las deflexiones del puente estimadas por los registros topográficos y por los giros de la dovela D6 de ambos márgenes, se puede observar que las deflexiones en los últimos meses se han estabilizado.
 - Al comparar las deflexiones obtenidas por los registros topográficos y los inclinómetros, los resultados revelan que con una adecuada calibración y un buen análisis de los datos recabados los inclinómetros logran estimar la deflexión del puente en estudio.
6. Del análisis y comparación de resultados entre las diferentes etapas de pruebas de vibración ambiental se obtienen las siguientes conclusiones:
- Del análisis espectral de pares de puntos dentro de la superestructura del puente, se obtuvieron de los componentes en estudio V, T y R, un total de 14 modos de vibrar significativos, de los cuales 6 son el componente V, 4 en T y otros 4 en R, sus frecuencias fundamentales identificadas fueron 0.830, 1.855 y 3.76 - 3.809, respectivamente.
 - Dentro de las frecuencias de vibrar identificadas, en varios casos existen acoplamientos entre los modos de vibrar de la estructura, destacando las frecuencias de 0.830, 1.855 y 4.03 Hz correspondientes al componente V, las cuales tiene acoplamiento con el componente T.
 - Se observó una ligera disminución de alrededor de un 6% entre las frecuencias significativas de vibrar obtenidas durante la primera etapa respecto a las etapas realizadas posteriormente. Esta disminución se puede deber a que el puente aún experimenta cambios en sus propiedades estructurales, los cuales se pueden atribuir a fuentes de no linealidad del puente (módulo de elasticidad del concreto y el acero, etc).
 - Por medio de la identificación de las formas modales más significativas en los componentes V y T, así como del análisis espectral de pares de puntos extremos en una misma sección transversal en el componente V, se observa que tiende a ser simétrica la respuesta dinámica de la sección longitudinal y transversal de la superestructura del puente.
7. Las pruebas de carga vehicular dinámica realizadas al puente fueron de gran ayuda para determinar en lo mayor posible el factor de amplificación dinámico (FAD), además, de ser un método confiable para la determinación de las propiedades dinámicas del puente. De la comparación de los resultados obtenidos de las distintas pruebas se puede concluir lo siguiente:
- El valor máximo FAD registrado para la primera etapa de pruebas fue de 2.28 y se registro en la primera prueba dinámica a una velocidad de 85 km/h, para la segunda etapa de pruebas el valor máximo del FAD se registro en la cuarta prueba con un valor de 1.96 a una velocidad de 54 km/h.
 - El FAD se reduce al aumentar el número de vehículos así como el número de ejes de estos.
 - Las frecuencias fundamentales de la estructura en los componentes V y T, variaron durante las pruebas hasta en un 10%. Al terminar cada prueba las frecuencias se restablecían a sus valores iniciales, esto se debe principalmente aumento de masa en el sistema debido al peso de los camiones. Las máximas aceleraciones para los componentes V y T se registraron en los puntos de observación (9 y 10) ubicados en el claro central del puente.

El monitoreo a largo plazo que se realiza al puente es una gran herramienta para verificar su adecuado comportamiento estructural, ya que por medio de los resultados obtenidos por este, se puede inferir si el puente necesita algún tipo de corrección o medida preventiva para su correcto funcionamiento. A grandes rasgos, la integridad estructural del puente se encuentra en buenas condiciones, debido a que los niveles de esfuerzos y desplazamientos están por debajo de los límites permisibles de diseño. Además, las propiedades dinámicas (frecuencias y modos de vibrar), esfuerzos y desplazamientos no han sufrido cambios significativos durante los últimos 15 meses del proceso de monitoreo.

Para terminar, los resultados obtenidos en este trabajo podrán servir para la calibración de modelos matemáticos que reproduzcan de manera global o parcial la respuesta del puente y que servirán para poder comprender a detalle el comportamiento estructural del mismo.

APÉNDICE A. Análisis de señales aleatorias (Bendat J. S. y Piersol A. G., 1989)

Transformada de Fourier

Sea $x(t)$ una señal de aceleración, su transformada de Fourier se encuentra dada por la expresión:

$$X(f) = \int_0^T x(t)e^{-i2\pi f t} dt$$

La transformada de Fourier es una función compleja, pues si se aplica la identidad de Euler a la expresión anterior, la ecuación (1) puede escribirse de la siguiente manera:

$$X(f) = \int_0^T x(t) \cos(2\pi f t) dt + i \int_0^T x(t) \sen(2\pi f t) dt$$

Una de las formas para expresar una señal $x(t)$ en el dominio de la frecuencia consiste en calcular su función de densidad espectral, también conocida como espectro de potencia, que es una función que representa la distribución de potencia de la señal con respecto de la frecuencia. Esta función se define como:

$$S_{XX}(f) = X^*(f) \cdot X(f)$$

donde:

$X(f)$ transformada de Fourier de la señal de aceleración

$X^*(f)$ conjugado de la transformada de Fourier de la señal de aceleración

La información de las frecuencias negativas y positivas de la función de densidad espectral es la misma, debido a que dicha función es simétrica. Esto hace que sea más conveniente realizar el análisis de un solo lado del espectro, así se tiene:

$$G_{XX}(f) = 2S_{XX}(f)$$

Y se define la función $G_{xx}(f)$ como:

$$G_{XX}(f) = \begin{cases} 2S_{XX}(f) & \text{si } f > 0 \\ S_{XX}(f) & \text{si } f = 0 \\ 0 & \text{si } f < 0 \end{cases}$$

Si se tienen dos señales de aceleración correspondientes a dos puntos de la estructura, $x(t)$ y $y(t)$, sus transformadas de Fourier están dadas por:

$$X(f) = \int_0^T x(t)e^{-i2\pi f t} dt$$

$$Y(f) = \int_0^T y(t)e^{-i2\pi f t} dt$$

Se define el espectro de potencia cruzado entre las dos señales $x(t)$ y $y(t)$ como:

$$S_{XY} = X^*(f) \cdot Y(f)$$

Y procediendo de igual manera que con el espectro de potencia:

$$G_{XY}(f) = 2S_{XY}(f)$$

Una vez que se han obtenido los espectros de potencia de cada señal y los espectros cruzados de potencia entre pares de señales de aceleración, se procede a obtener ciertas relaciones entre dichas funciones, que nos permitan estimar, junto con la información de los espectros de potencia y mediante las consideraciones adecuadas, las propiedades dinámicas del sistema.

A continuación se presentan las características de la función de transferencia, la función de coherencia y el ángulo de fase, útiles en la determinación de las propiedades dinámicas de una estructura.

Función de Transferencia

Si se tienen dos señales de aceleración, $x(t)$ y $y(t)$, y sus correspondientes transformadas de Fourier $X(f)$ y $Y(f)$, la función de transferencia entre esas dos señales se define como:

$$FT = \frac{Y(f)}{X(f)}$$

Evidentemente la función de transferencia puede obtenerse también a partir de los espectros de potencia de las señales:

$$FT = \left| \frac{S_{YY}(f)}{S_{XX}(f)} \right|^{\frac{1}{2}} = \left| \frac{G_{YY}(f)}{G_{XX}(f)} \right|^{\frac{1}{2}}$$

La función de transferencia nos sirve para encontrar la relación de amplitudes que tienen dos señales.

Función de Coherencia

A partir de la siguiente desigualdad que se cumple para toda f ,

$$|G_{XY}(f)|^2 \leq G_{XX}(f)G_{YY}(f)$$

Tenemos asimismo que

$$|S_{XY}(f)|^2 \leq S_{XX}(f)S_{YY}(f)$$

Y la función de coherencia se define como

$$\gamma_{XY}^2 = \frac{|S_{XY}(f)|^2}{S_{XX}(f)S_{YY}(f)} = \frac{|G_{XY}(f)|^2}{G_{XX}(f)G_{YY}(f)}$$

Se tiene entonces que

$$0 \leq \gamma_{XY}^2 \leq 1$$

La función de coherencia permite estimar en función de la frecuencia, el grado de linealidad entre dos señales de aceleración $x(t)$ y $y(t)$. La escala para medir la linealidad varía de 0 a 1; los efectos de coherencia inferiores a uno pueden deberse a: ruido en las señales $x(t)$ y $y(t)$ o que no están correlacionadas; a efectos no lineales; a errores por falta de resolución numérica, o a desfases introducidos por el dispositivo experimental. En cambio, un valor de coherencia de uno significa que la relación entre las señales es completamente lineal.

Ángulo de Fase

El espectro cruzado de potencia entre dos señales de aceleración $x(t)$ y $y(t)$ se definió anteriormente como:

$$G_{XY}(f) = 2S_{XY}(f); S_{XY} = X^*(f)Y(f)$$

Ya que el espectro cruzado de potencia es resultado de la multiplicación de dos números complejos, $G_{XY}(f) \in \mathbb{C}$ y puede ser expresado en forma polar de la manera siguiente:

$$G_{XY}(f) = |G_{XY}(f)|e^{-i\theta_{XY}(f)}$$

Donde el valor absoluto y el ángulo de fase están determinados por las relaciones:

$$\begin{aligned} |G_{XY}(f)| &= \sqrt{C_{XY}^2 + Q_{XY}^2} && \text{valor absoluto} \\ \theta(f) &= \tan^{-1} \frac{Q_{XY}(f)}{C_{XY}(f)} && \text{ángulo de fase, } 0^\circ \leq |\theta(f)| \leq 180^\circ \end{aligned}$$

donde:

C_{XY} parte real de $G_{XY}(f)$

Q_{XY} parte imaginaria de $G_{XY}(f)$

La fase entre dos señales de aceleración permite saber la polaridad del movimiento entre el par de puntos que se está analizando espectralmente. Un valor de ángulo de fase en valor absoluto mayor de 90° indica que las dos señales están “desfasadas” en su movimiento, y un valor absoluto de ángulo de fase menor a 90° nos señala que se encuentran “en fase”.

APÉNDICE B. Historias de incrementos de deformación y desplazamientos obtenidos de las dos etapas de pruebas de carga vehicular estática

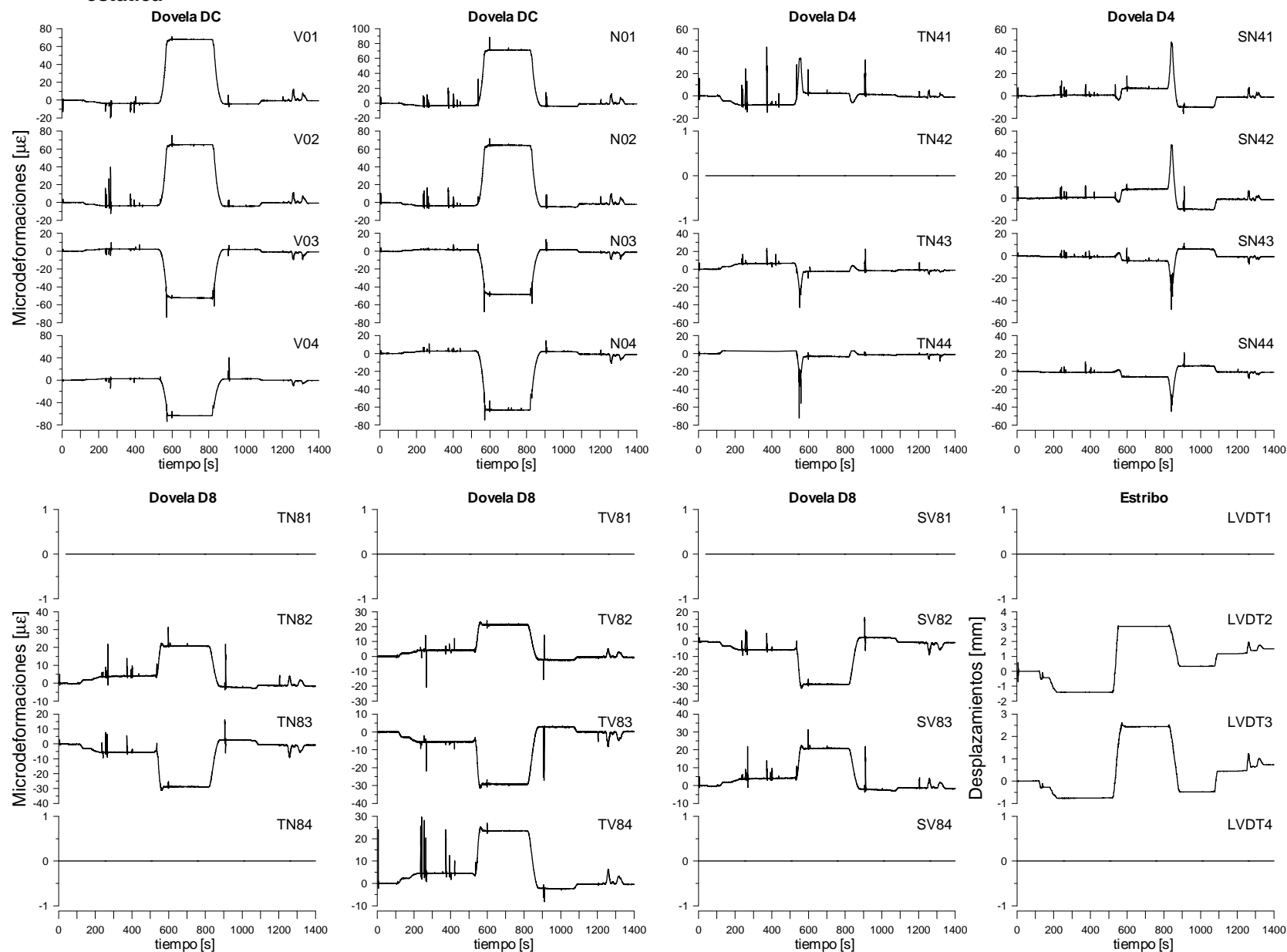


Figura B1 Historias de deformaciones y desplazamientos de la primera prueba estática correspondiente a la primera etapa (agosto 2006)

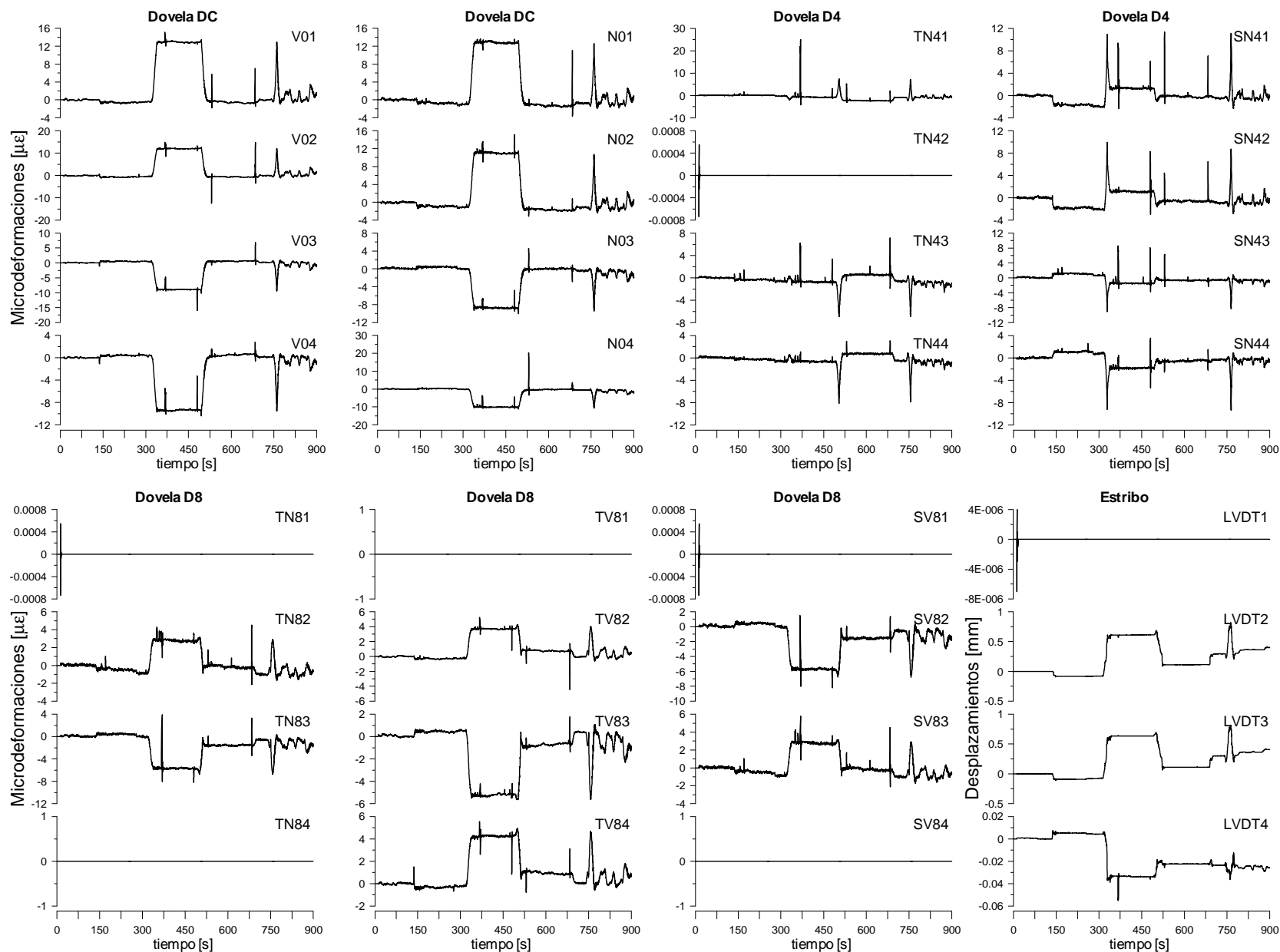


Figura B2 Historias de deformaciones y desplazamientos de la segunda prueba estática correspondiente a la primera etapa (agosto 2006)

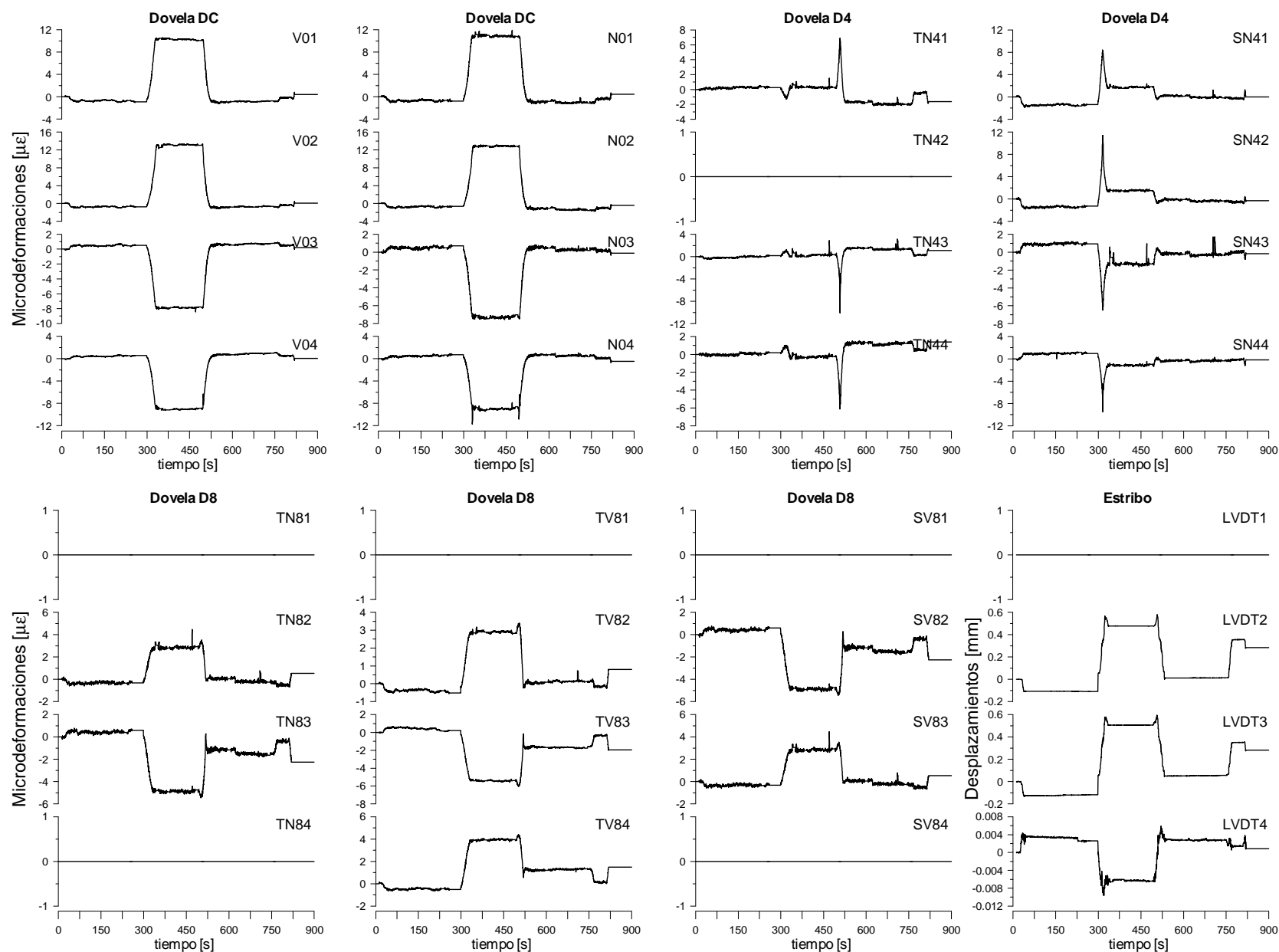


Figura B3 Historias de deformaciones y desplazamientos de la tercera prueba estática correspondiente a la primera etapa (agosto 2006)

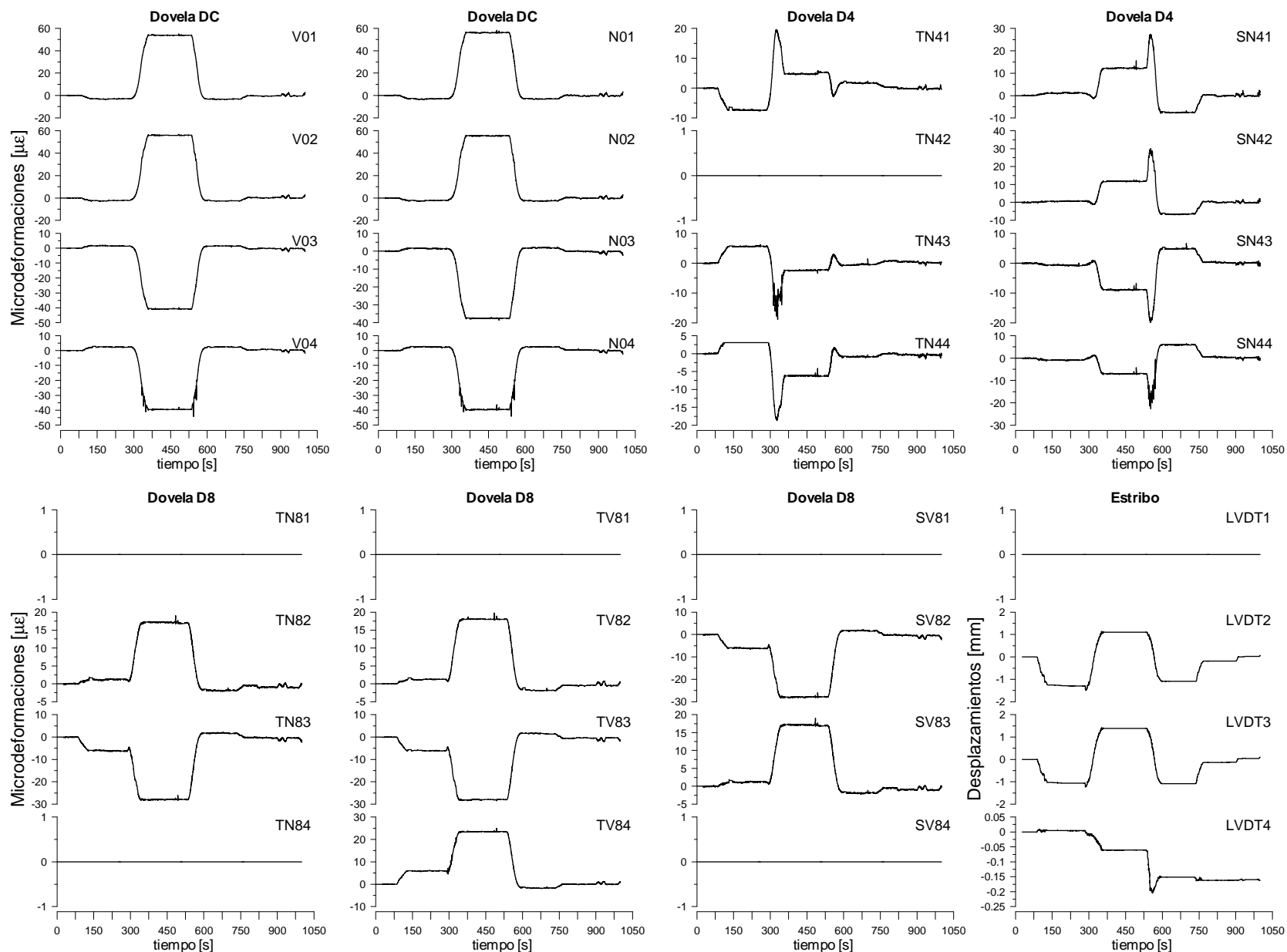


Figura B4 Historias de deformaciones y desplazamientos de la cuarta prueba estática correspondiente a la primera etapa (agosto 2006)

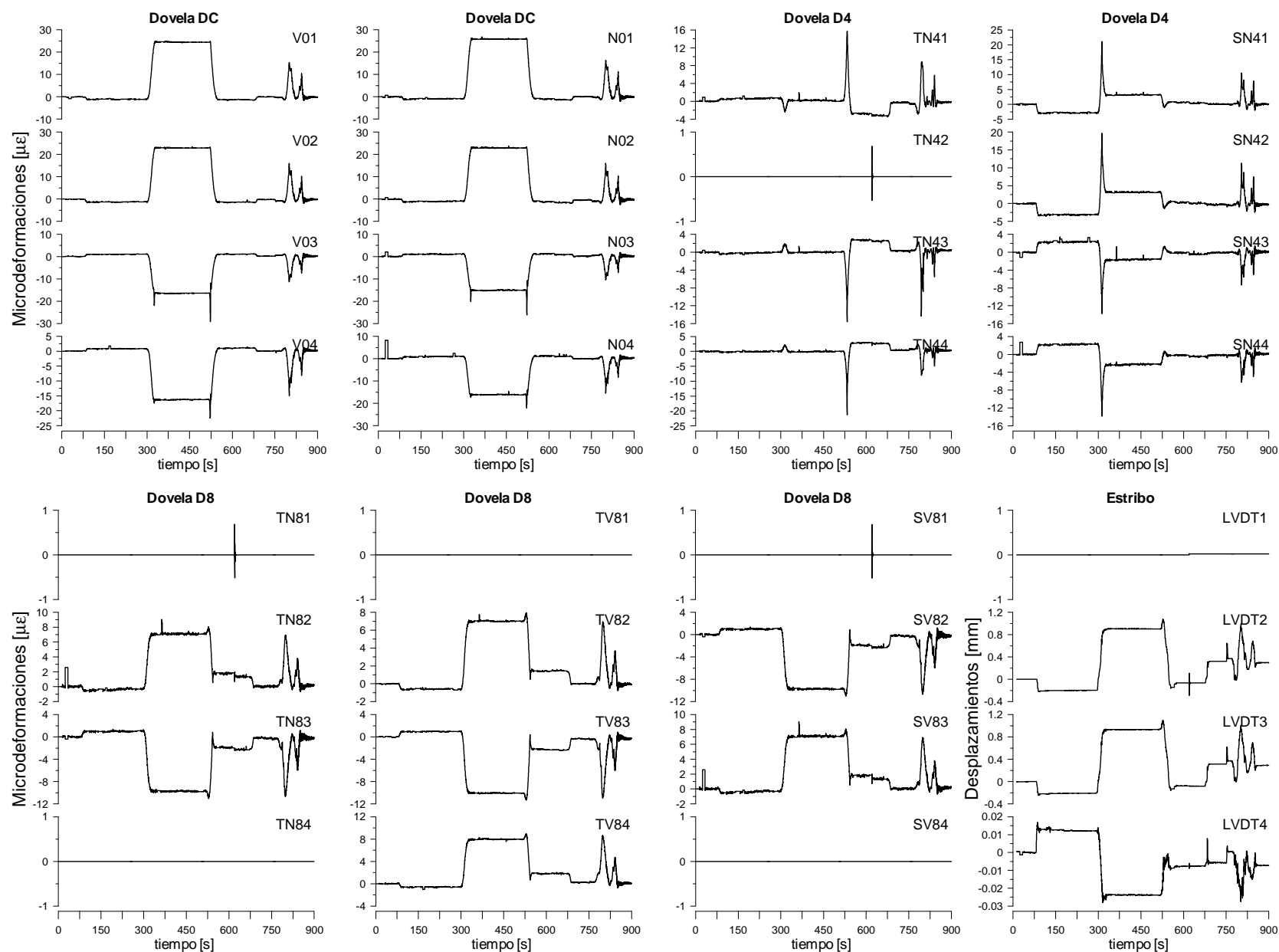


Figura B5 Historias de deformaciones y desplazamientos de la quinta prueba estática correspondiente a la primera (agosto 2006)

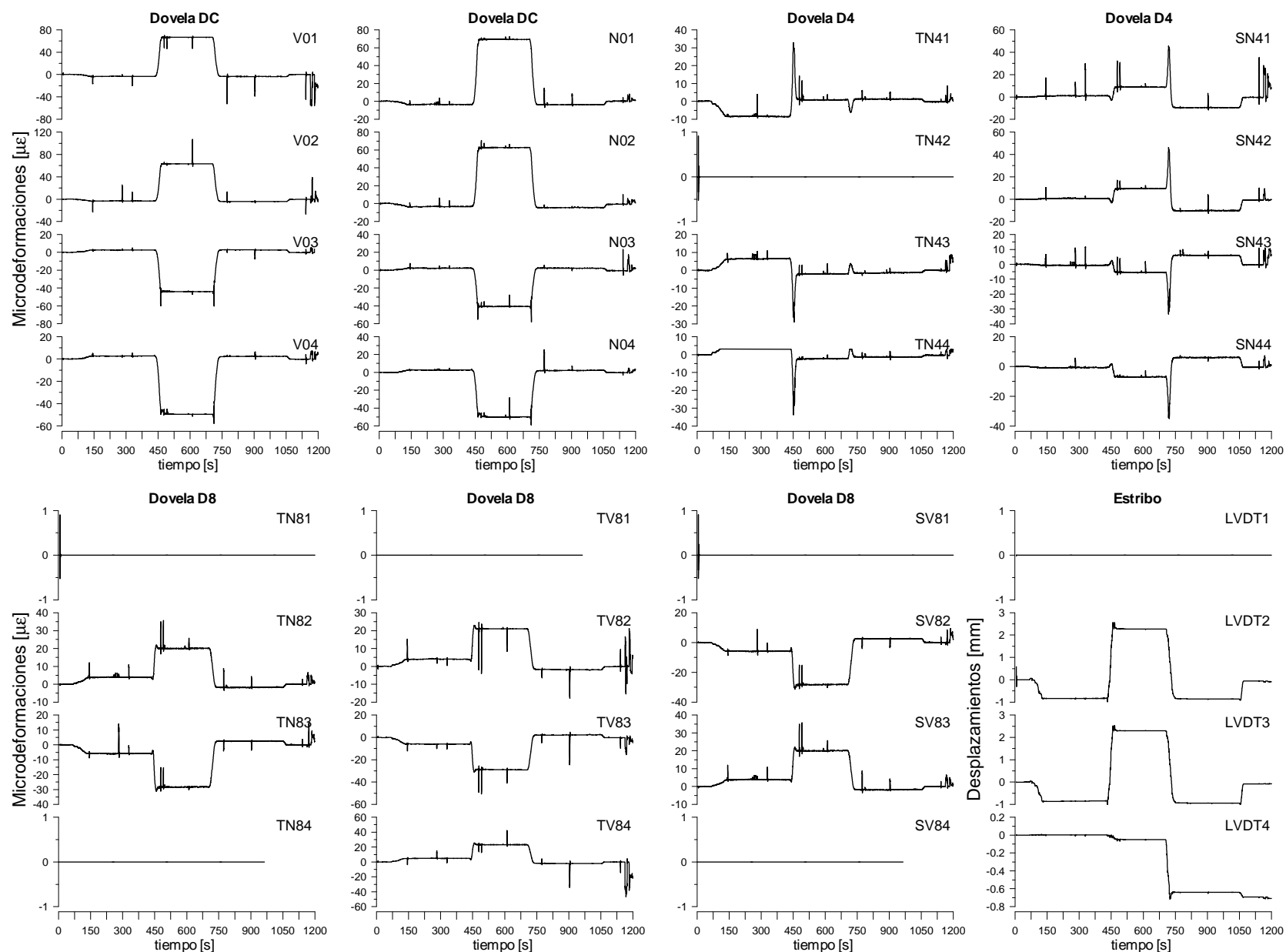


Figura B6 Historias de deformaciones y desplazamientos de la sexta prueba estática correspondiente a la primera etapa (agosto 2006)

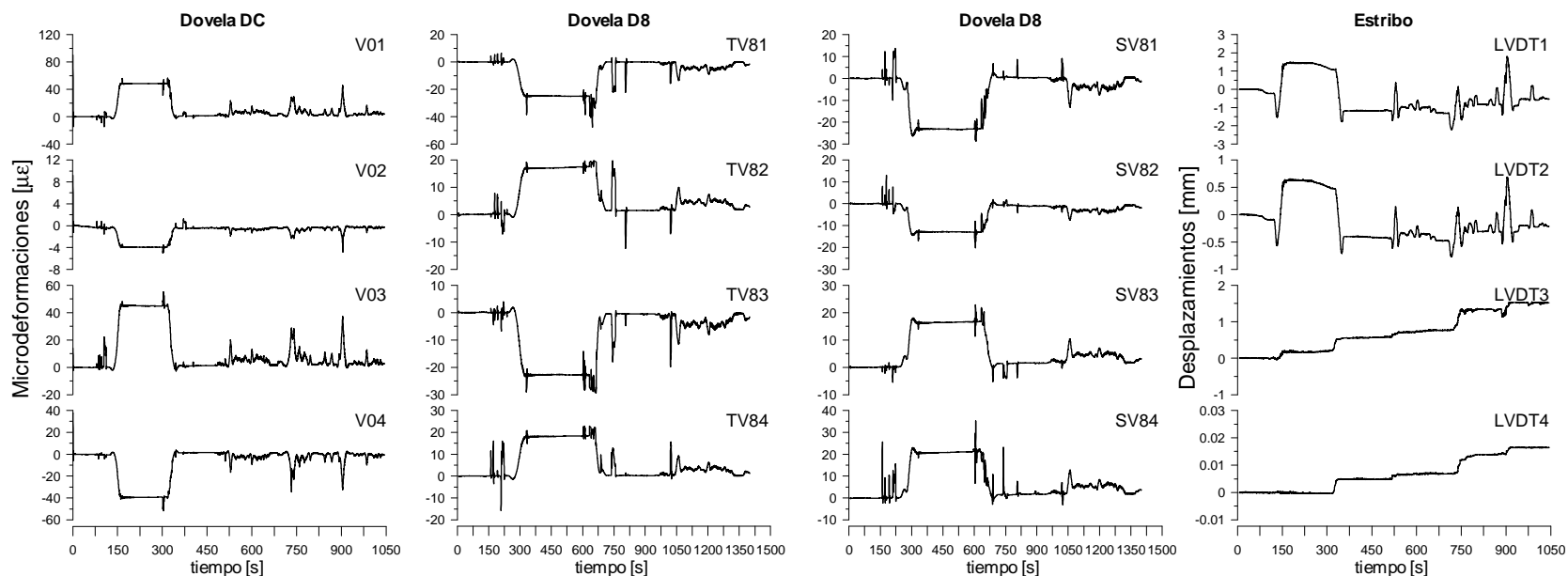


Figura B7 Historias de deformaciones y desplazamientos de la primera prueba estática correspondiente a la segunda etapa (diciembre 2006)

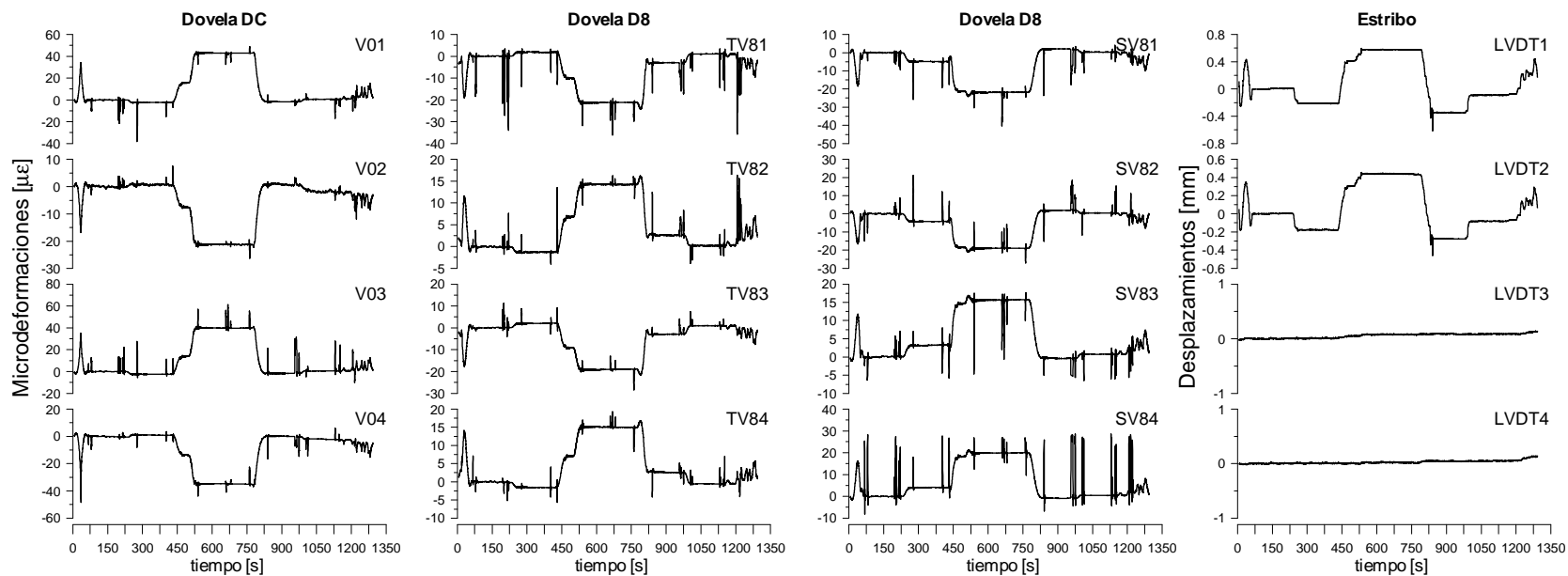


Figura B8 Historias de deformaciones y desplazamientos de la segunda prueba estática correspondiente a la segunda etapa (diciembre 2006)

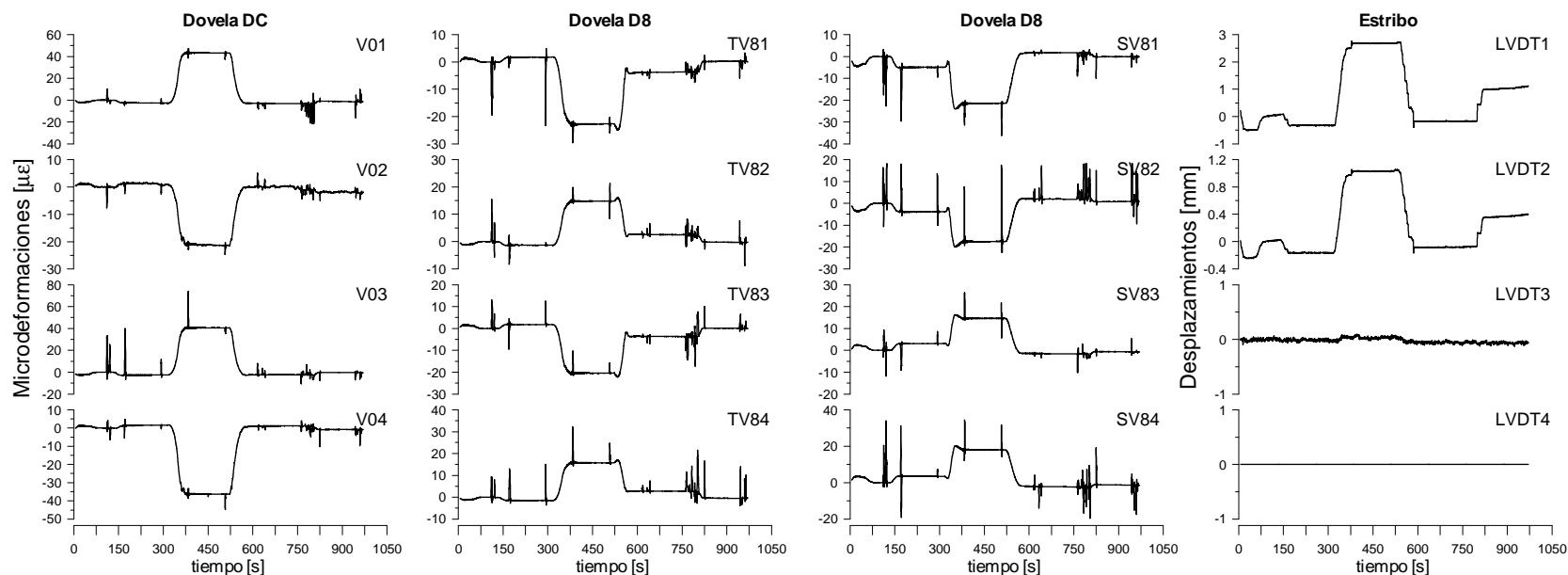


Figura B9 Historias de deformaciones y desplazamientos de la tercera prueba estática correspondiente a la segunda etapa (diciembre 2006)

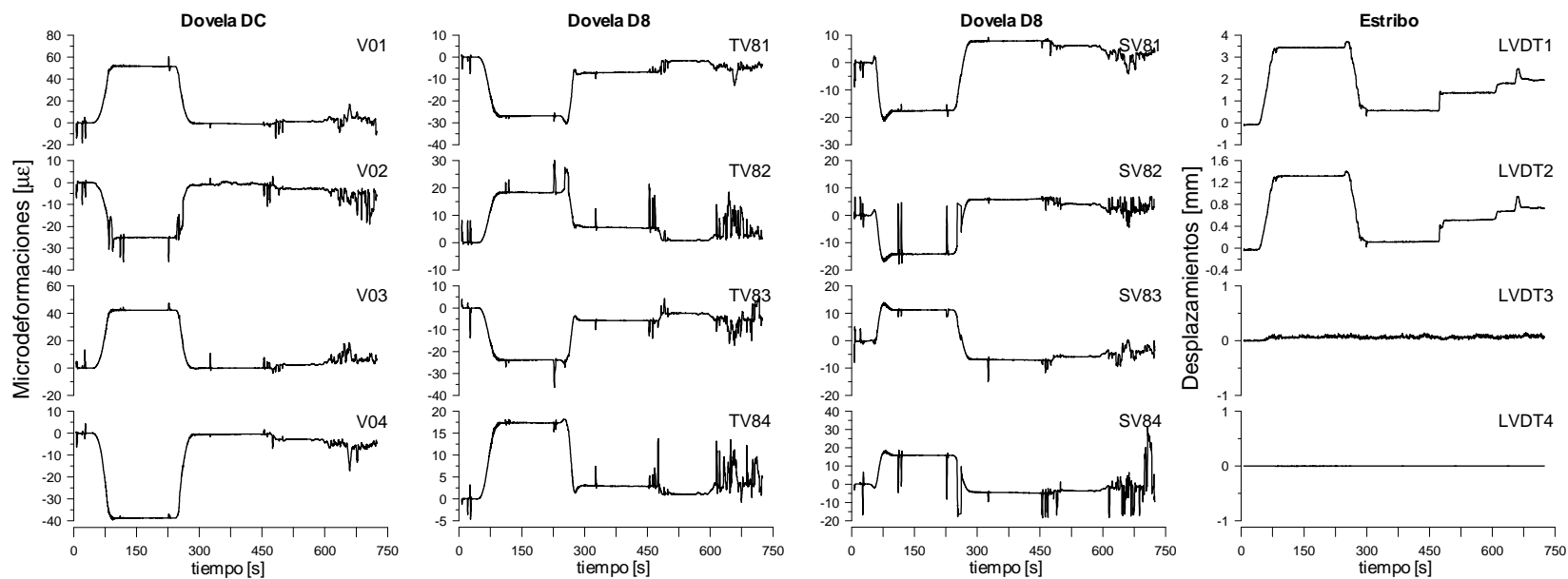


Figura B10 Historias de deformaciones y desplazamientos de la cuarta prueba estática correspondiente a la segunda etapa (diciembre 2006)

APÉNDICE C. Historias de incrementos de deformación y desplazamientos obtenidos de las dos etapas de pruebas de carga vehicular dinámica

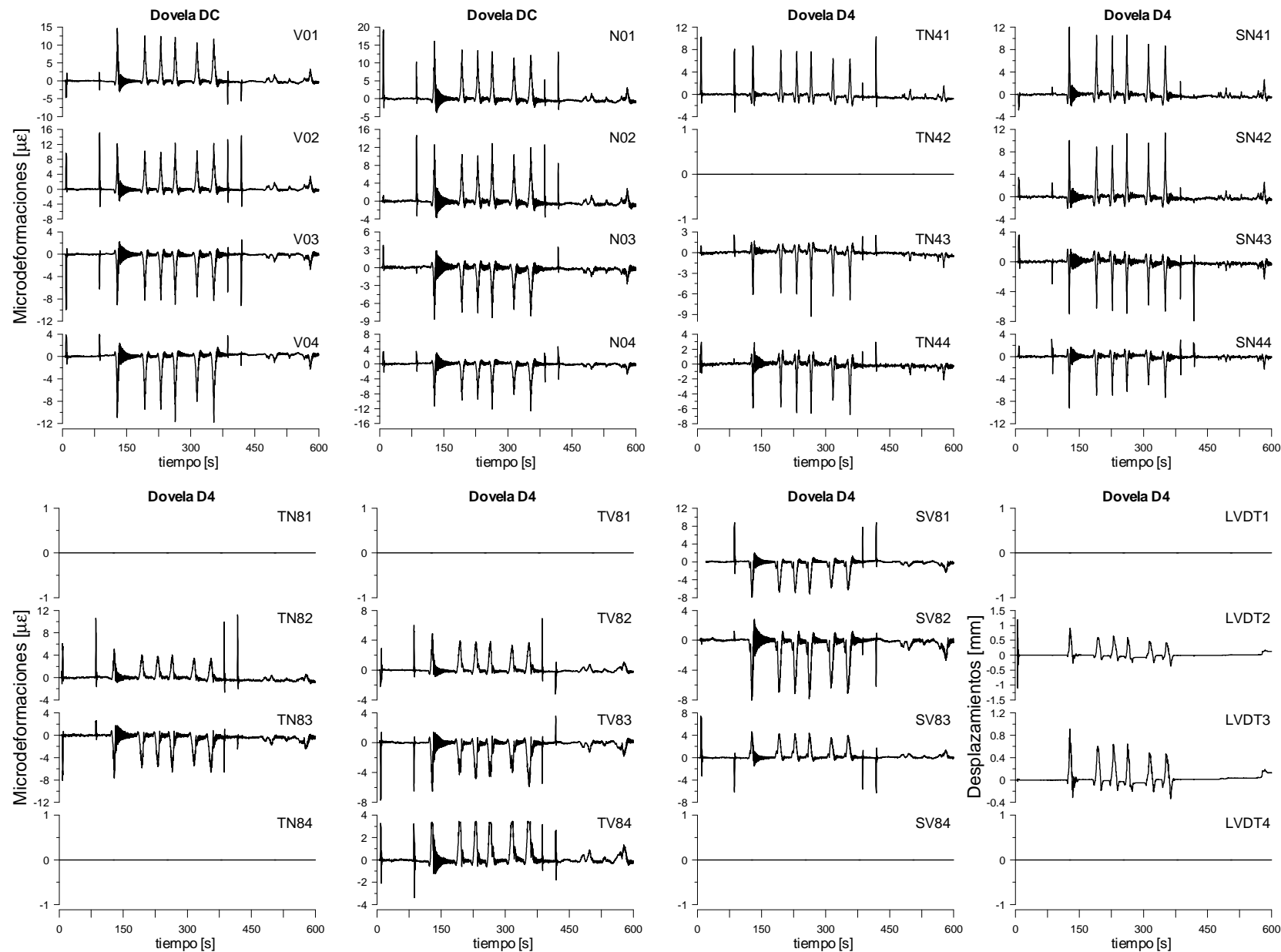


Figura C1 Historias de deformaciones y desplazamientos de la primera prueba dinámica correspondiente a la primera etapa (agosto 2006)

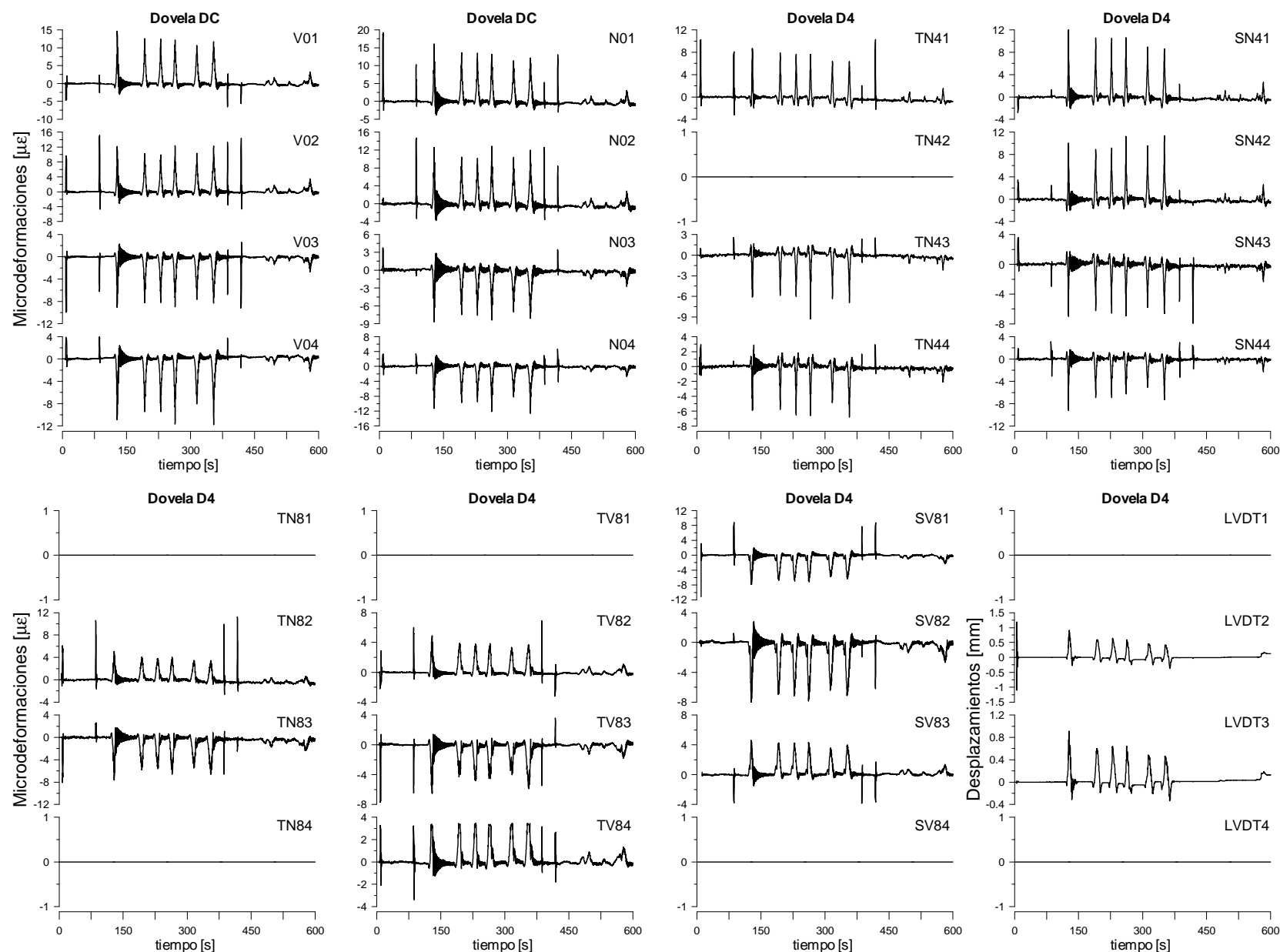


Figura C2 Historias de deformaciones y desplazamientos de la segunda prueba dinámica correspondiente a la primera etapa (agosto 2006)

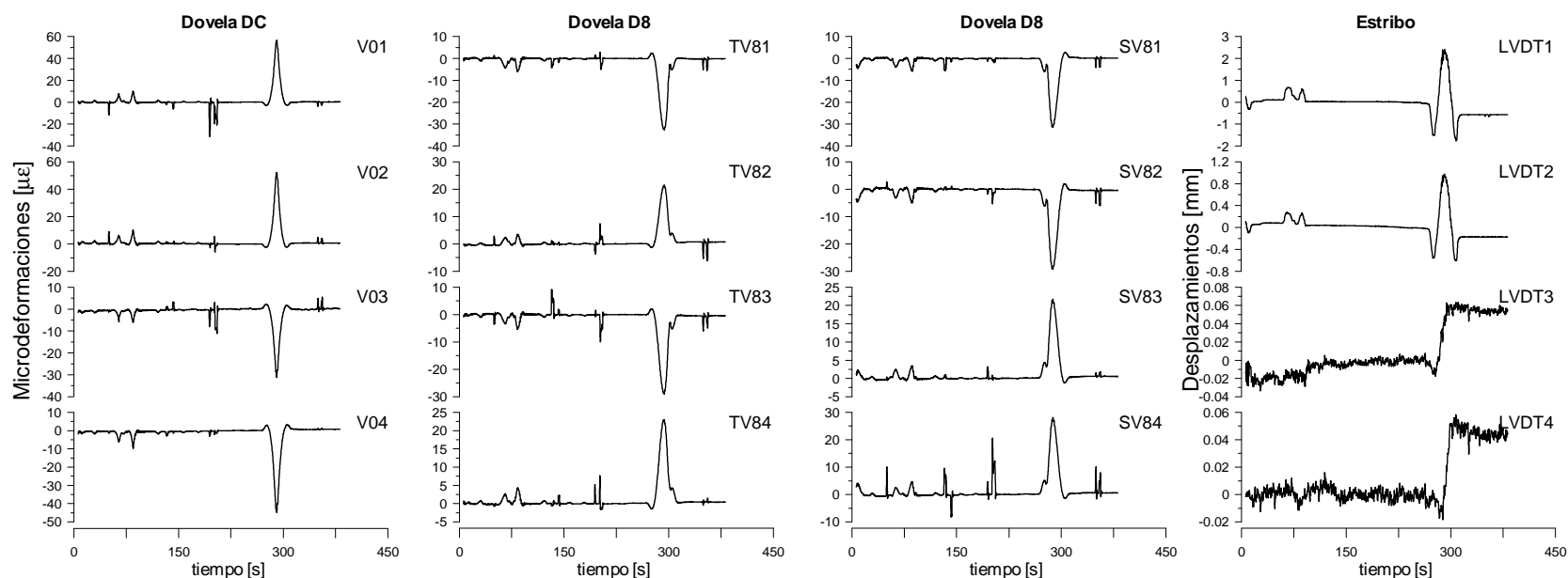


Figura C3 Historias de deformaciones y desplazamientos de la primera prueba dinámica correspondiente a la segunda etapa (agosto 2006)

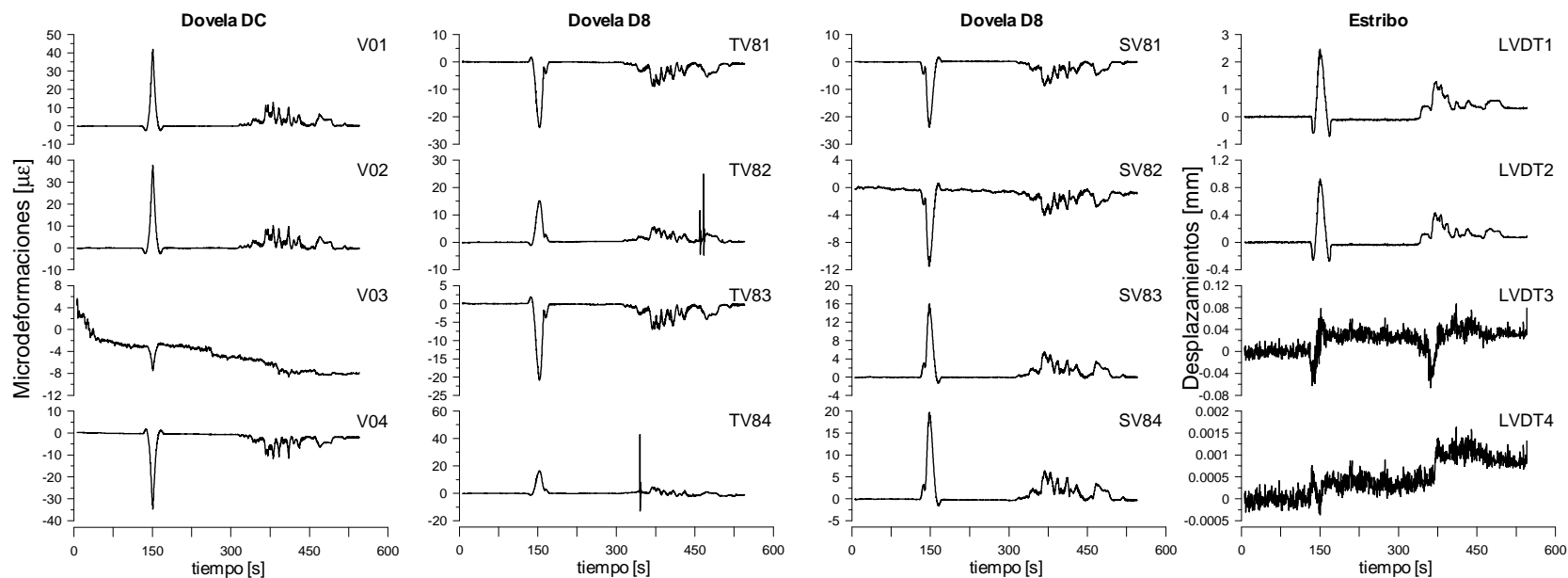


Figura C4 Historias de deformaciones y desplazamientos de la segunda prueba dinámica correspondiente a la segunda etapa (agosto 2006)

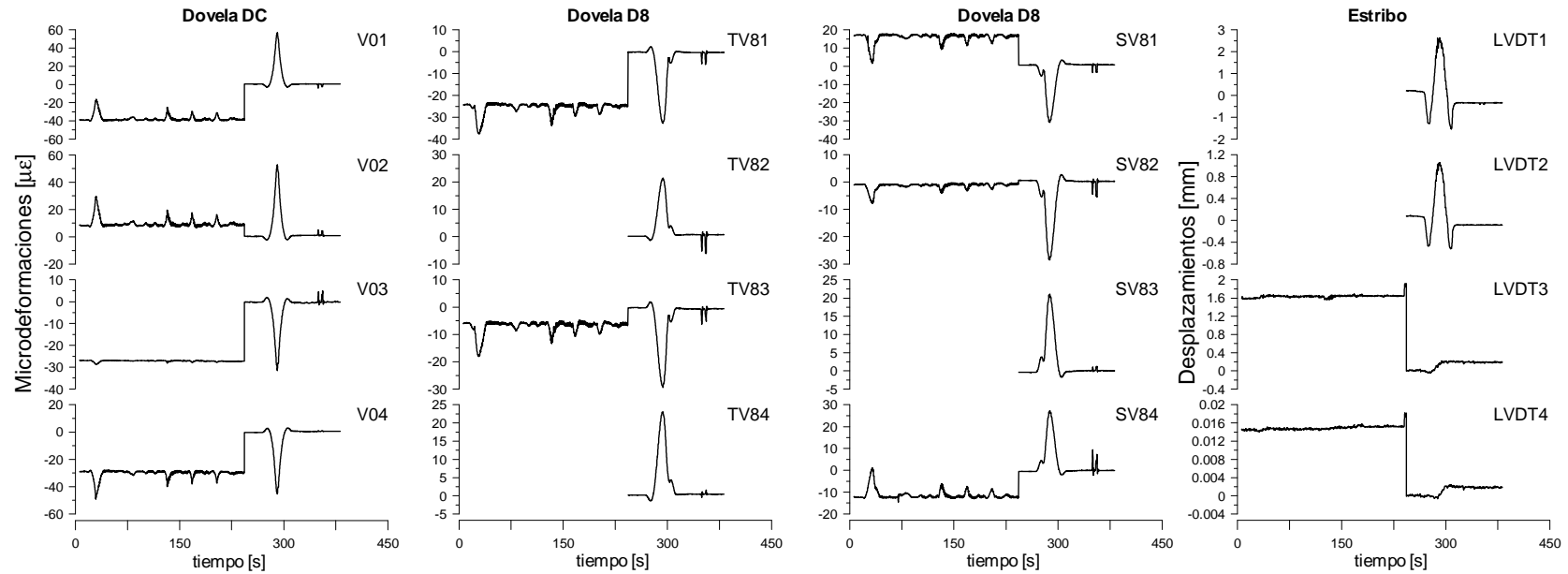


Figura C5 Historias de deformaciones y desplazamientos de la tercera prueba dinámica correspondiente a la segunda etapa (agosto 2006)

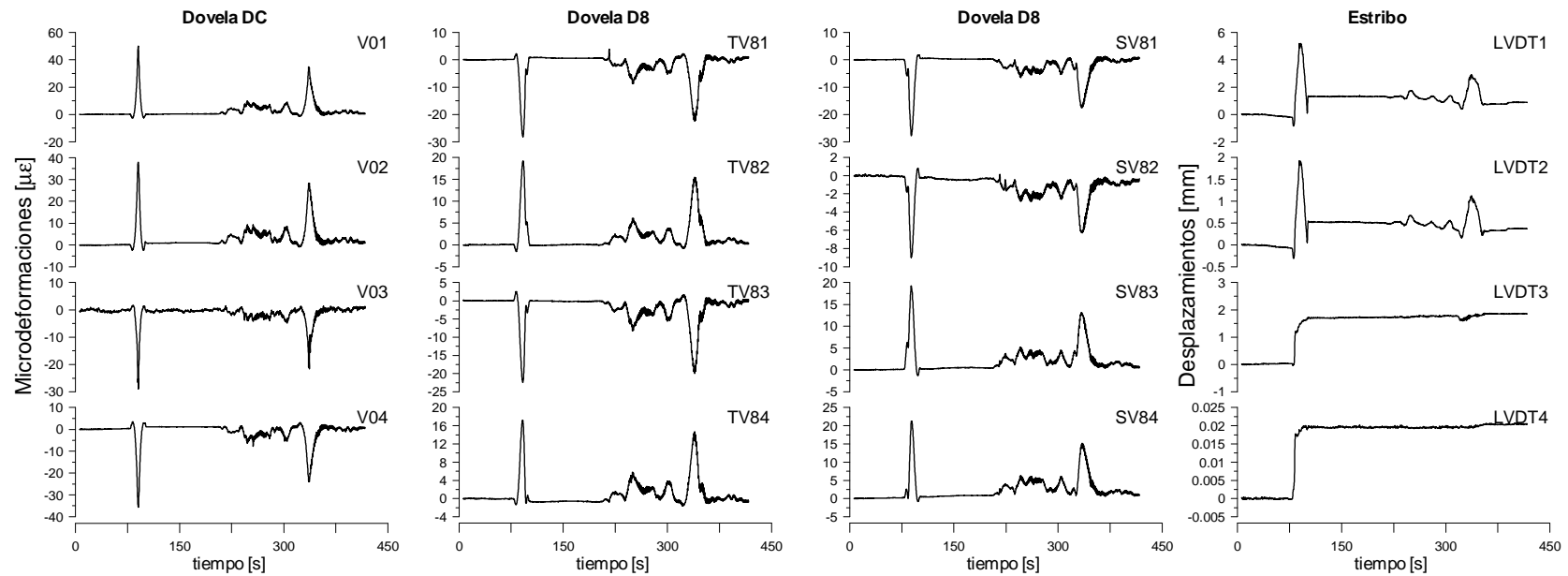


Figura C6 Historias de deformaciones y desplazamientos de la cuarta prueba dinámica correspondiente a la segunda etapa (agosto 2006)

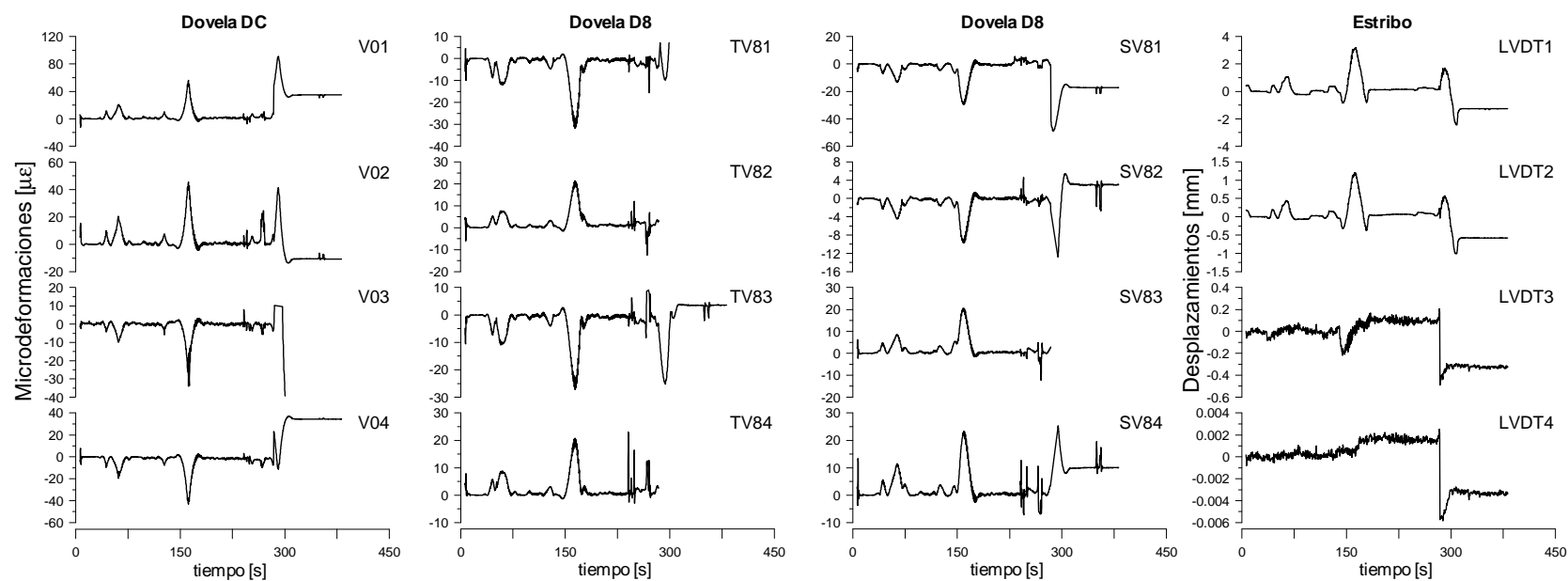


Figura C7 Historias de deformaciones y desplazamientos de la quinta prueba dinámica correspondiente a la segunda etapa (agosto 2006)

APÉNDICE D. Historia de aceleraciones obtenidas de las dos etapas de pruebas dinámicas

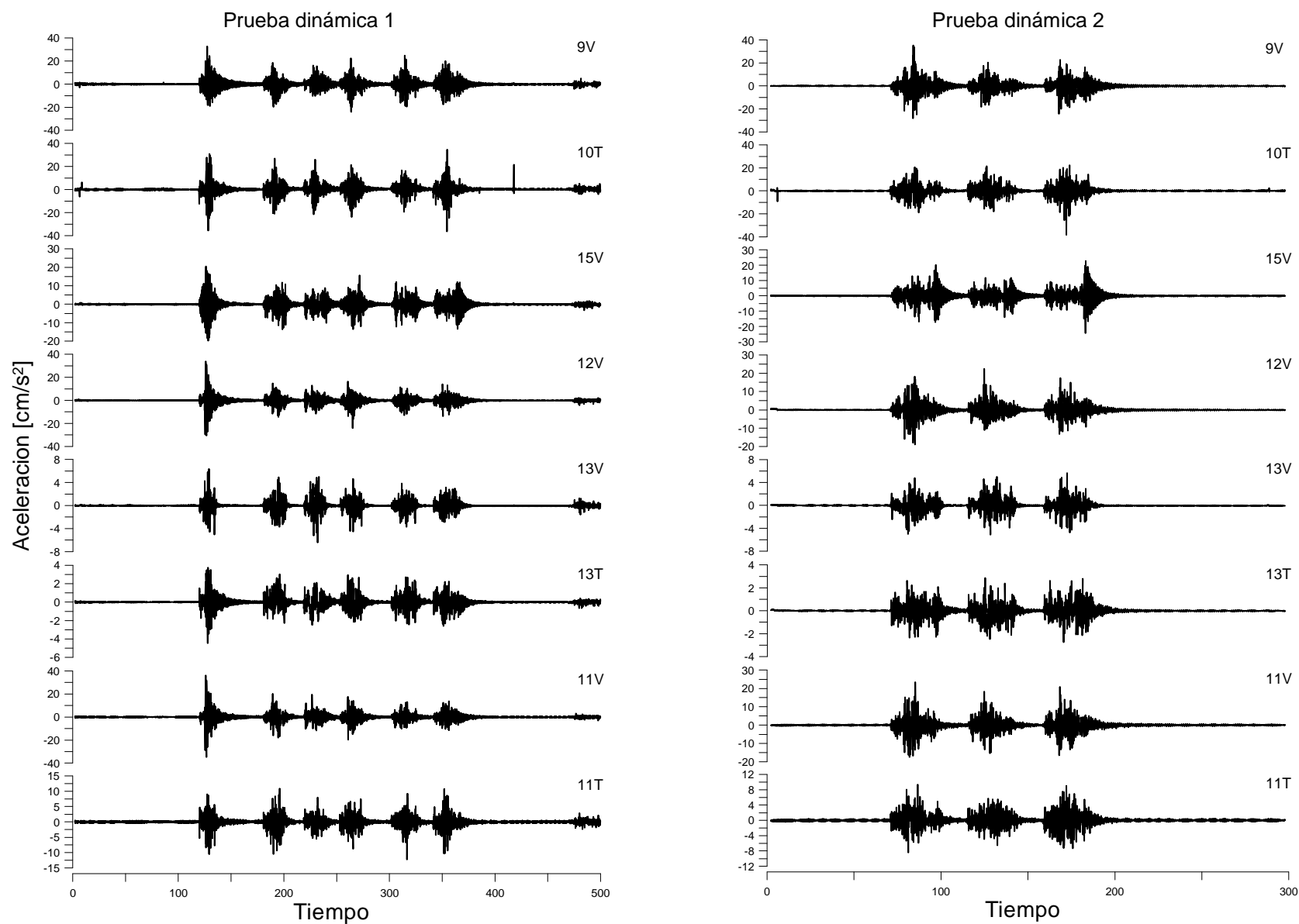


Figura D1 Historia de aceleraciones de la primera etapa de pruebas de carga vehicular dinámica

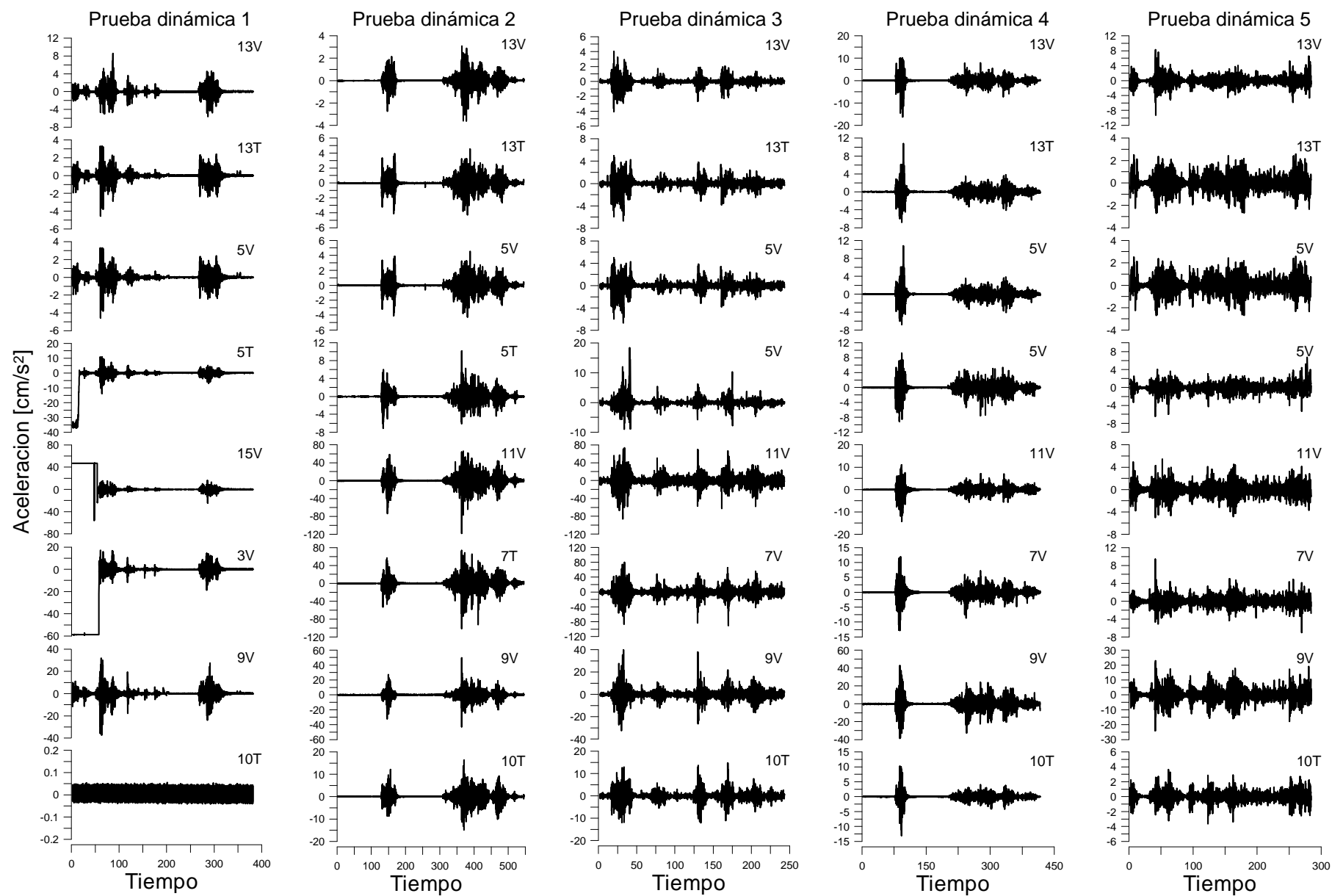


Figura D2 Historia de aceleraciones de la segunda etapa de pruebas de carga vehicular dinámica

APÉNDICE E. Incremento de deformaciones obtenidos del monitoreo del puente San Cristóbal

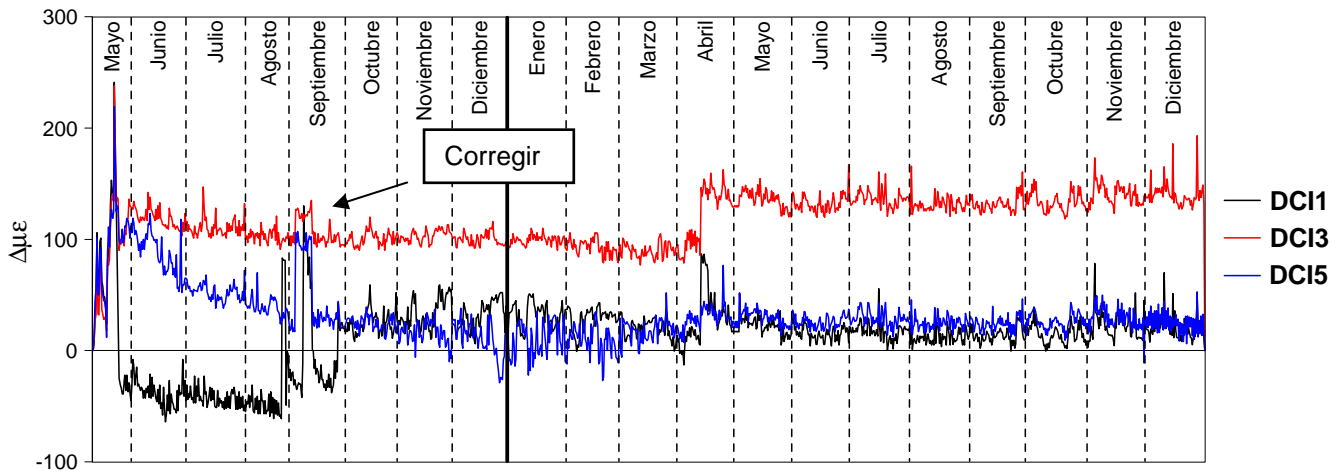


Figura E1 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela DC (año 2006 y 2007)

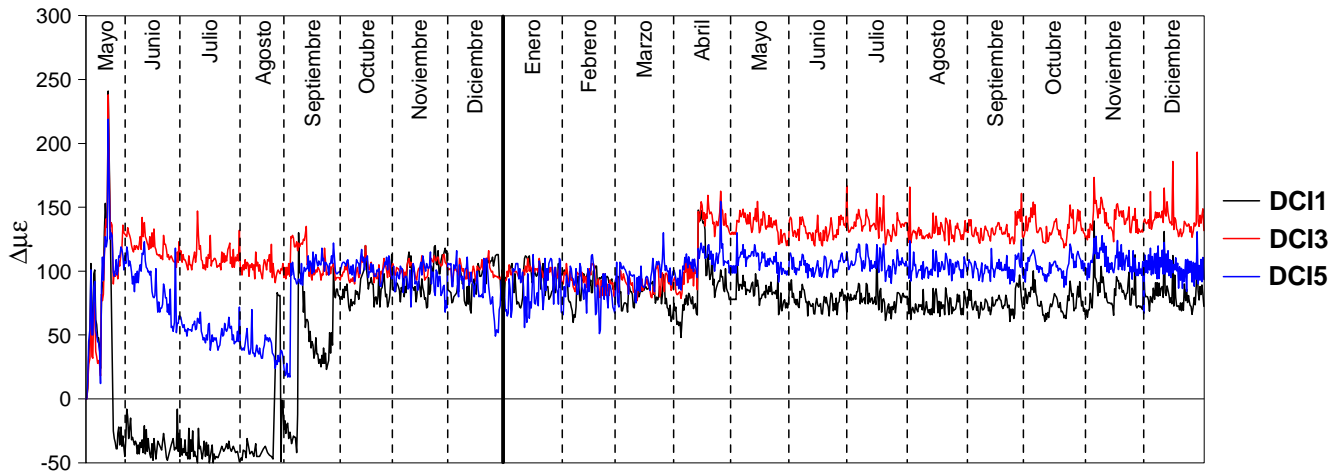


Figura E2 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela DC (año 2006 y 2007)

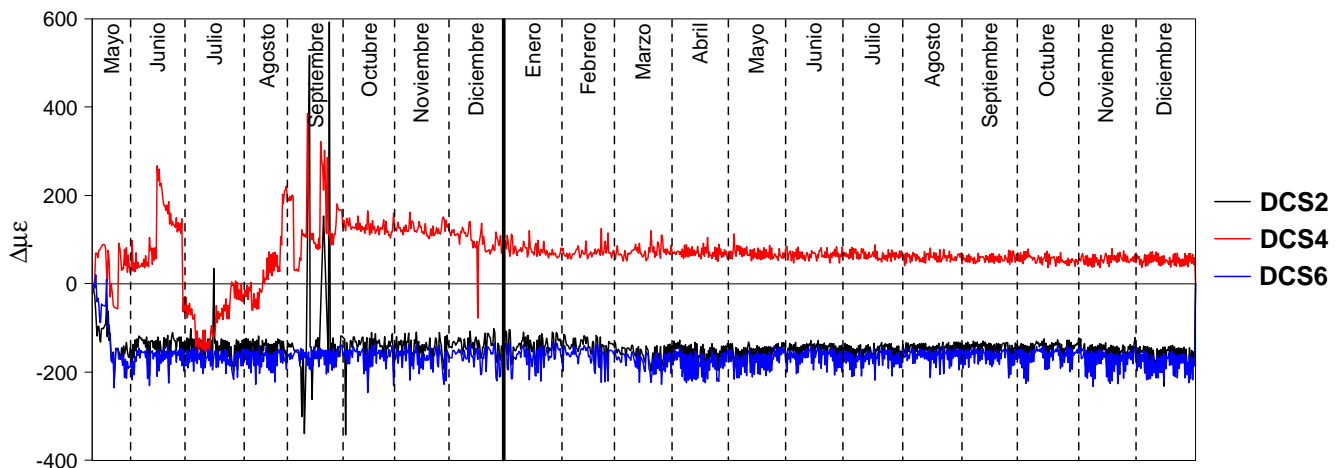


Figura E3 Incremento de deformaciones en la zona superior de la dovela DC (año 2006 y 2007)

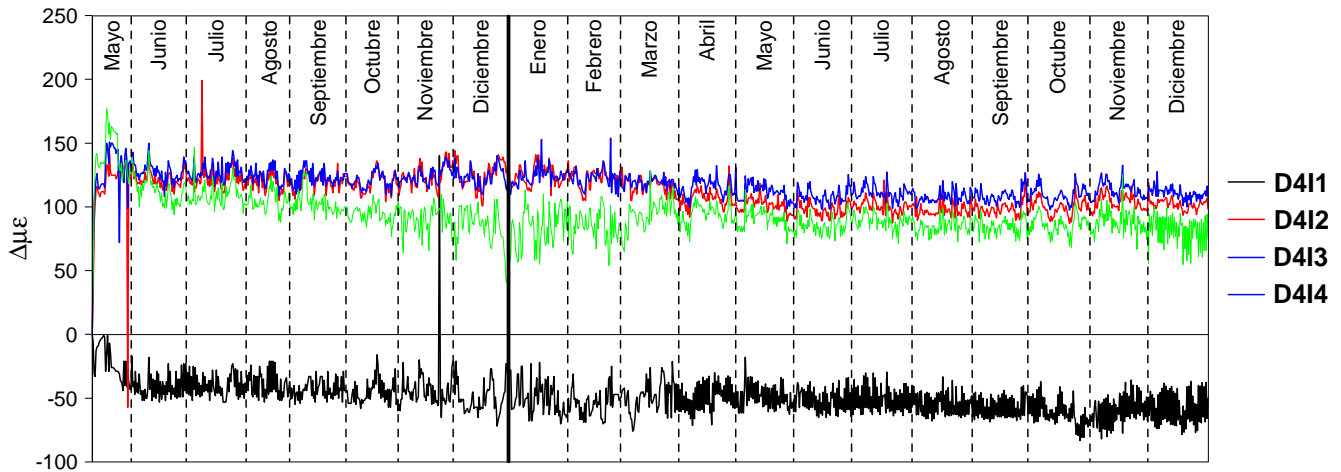


Figura E4 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela D4, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

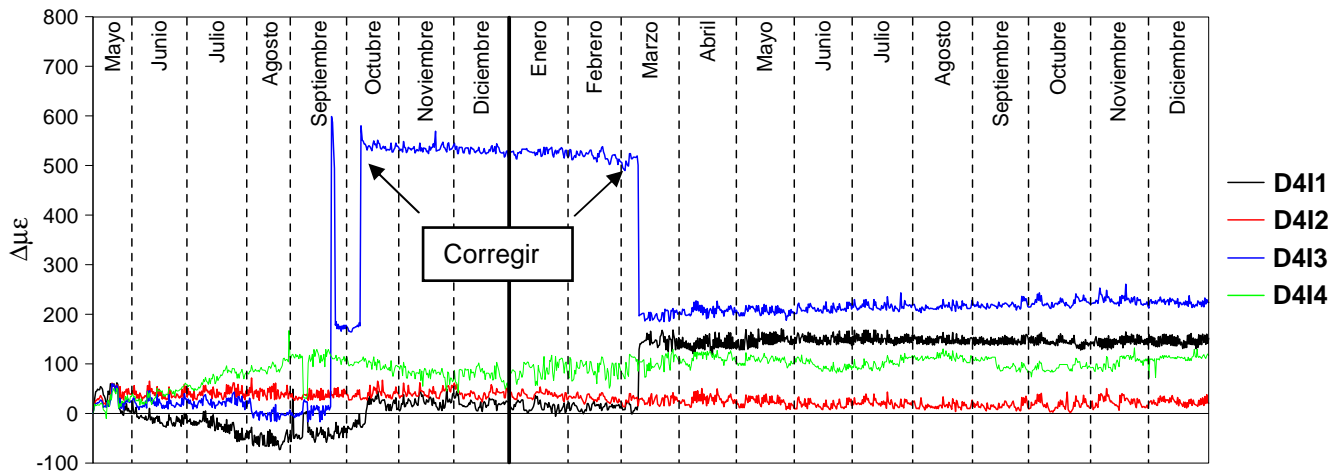


Figura E5 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela D4, Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

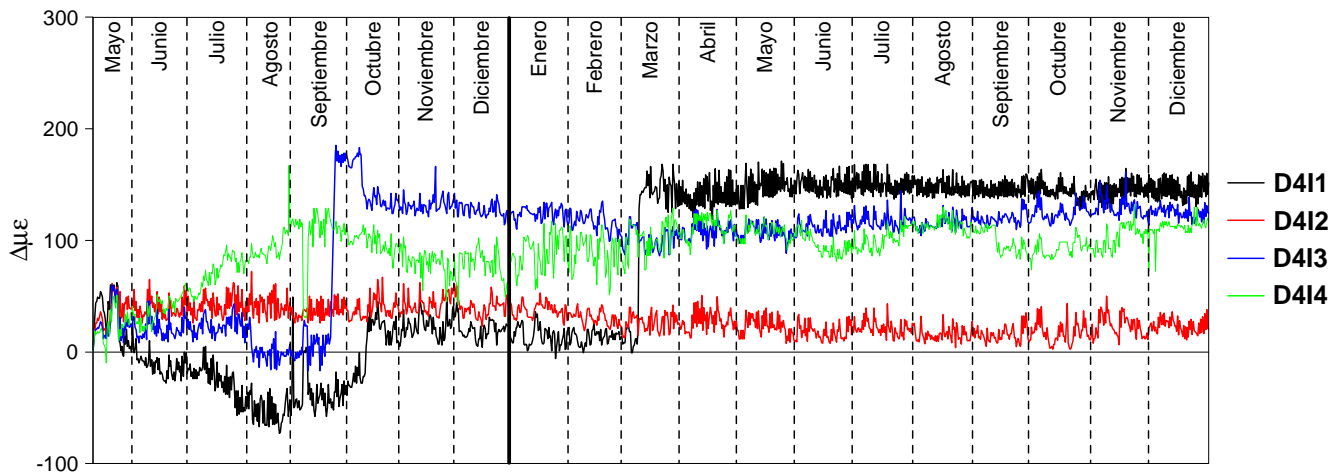


Figura E6 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela D4, Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

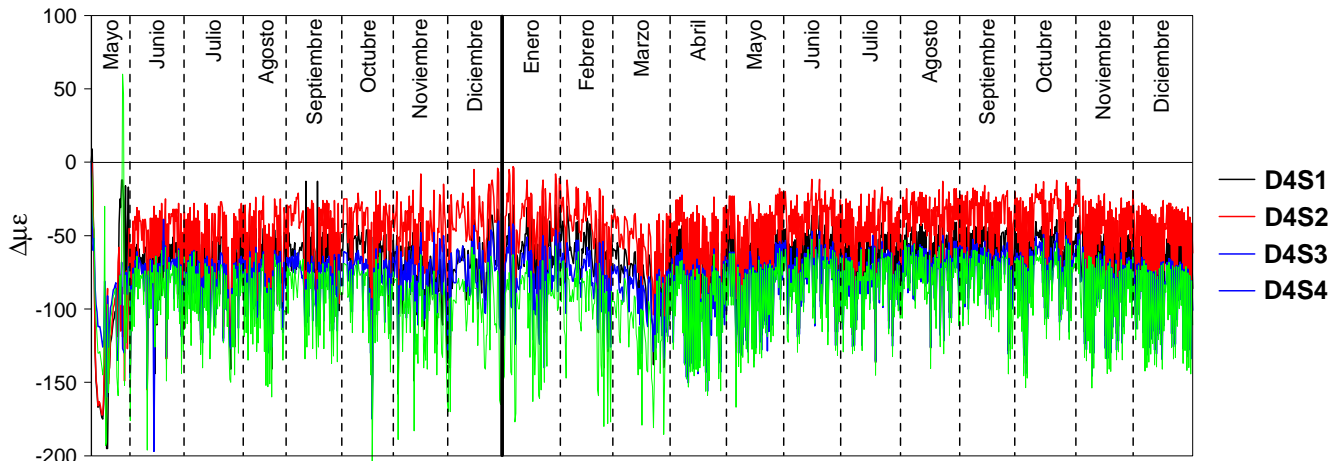


Figura E7 Incremento de deformaciones en la zona superior de la dovela D4, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

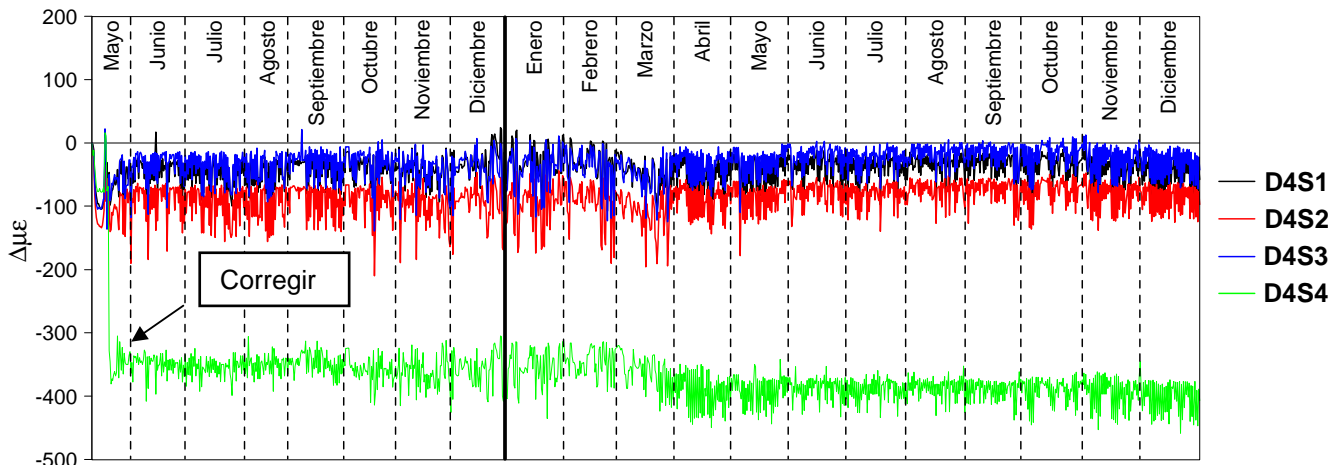


Figura E8 Incremento de deformaciones en la zona superior de la dovela D4, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

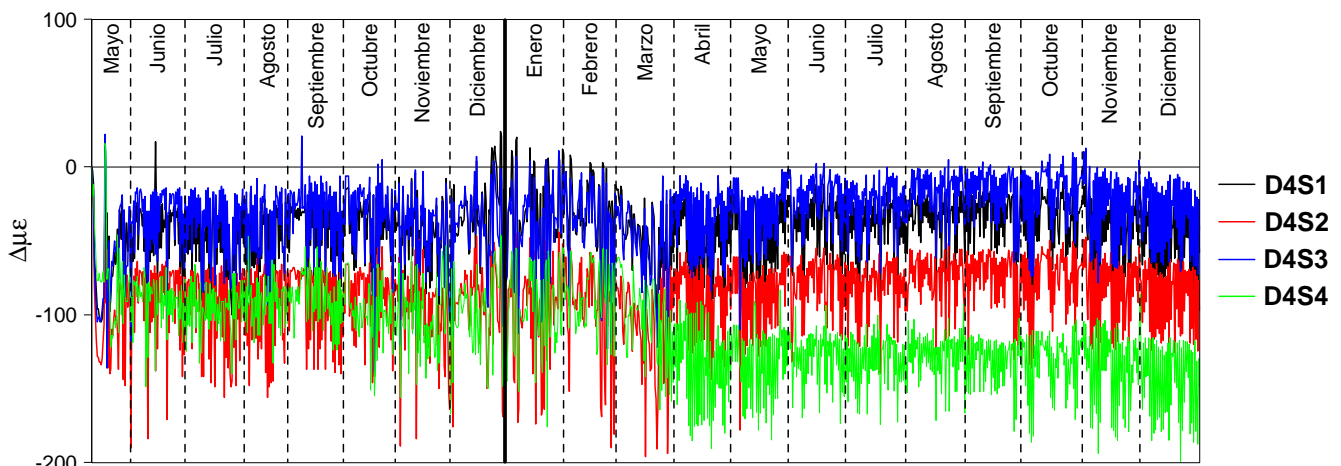


Figura E9 Incremento de deformaciones en la zona superior de la dovela D4, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

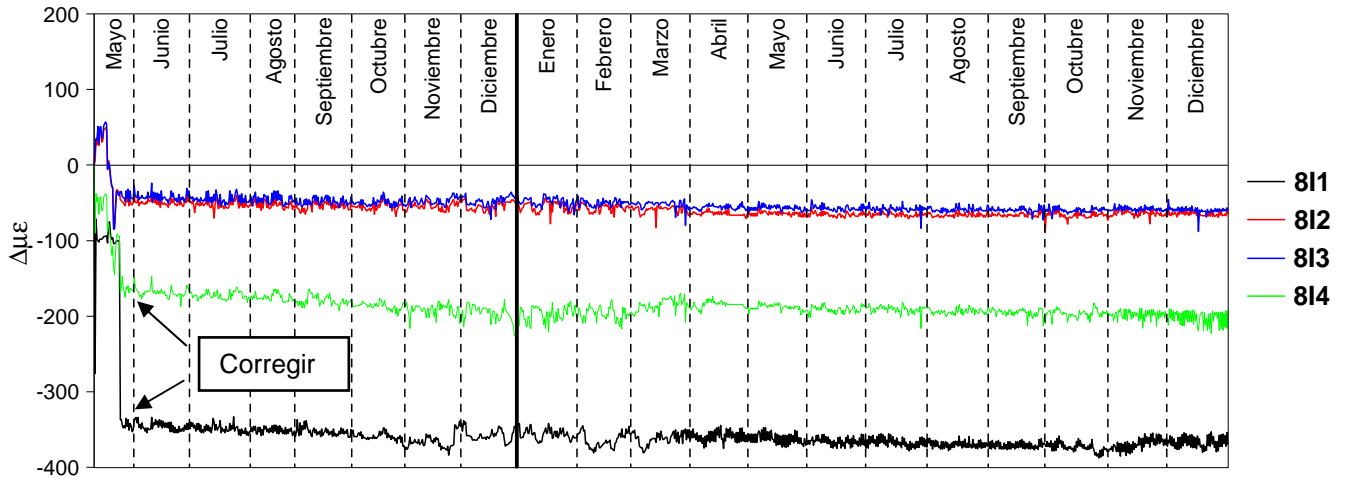


Figura E10 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela D8, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

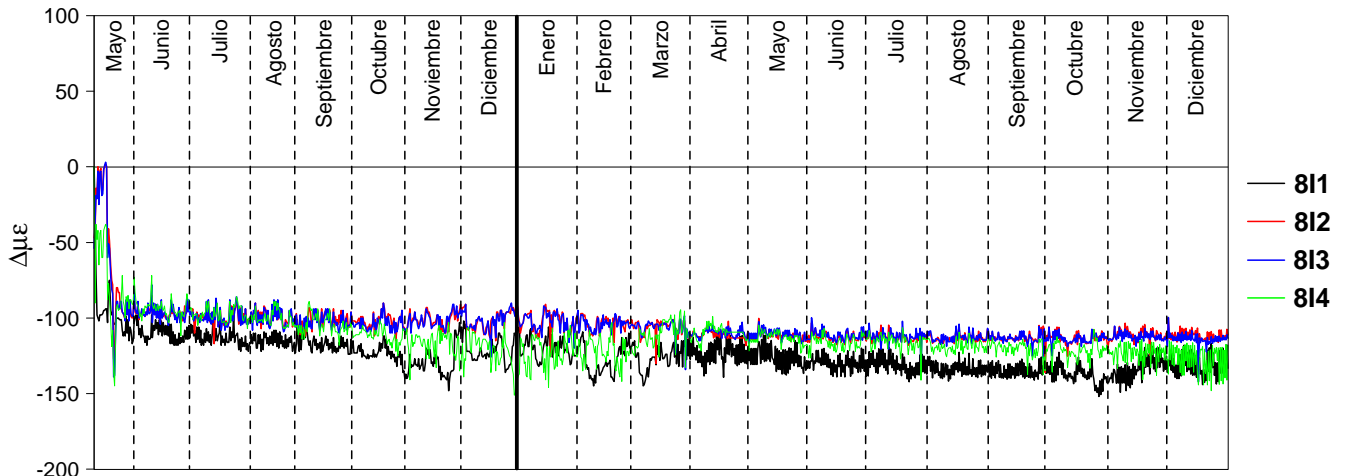


Figura E11 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela D8, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

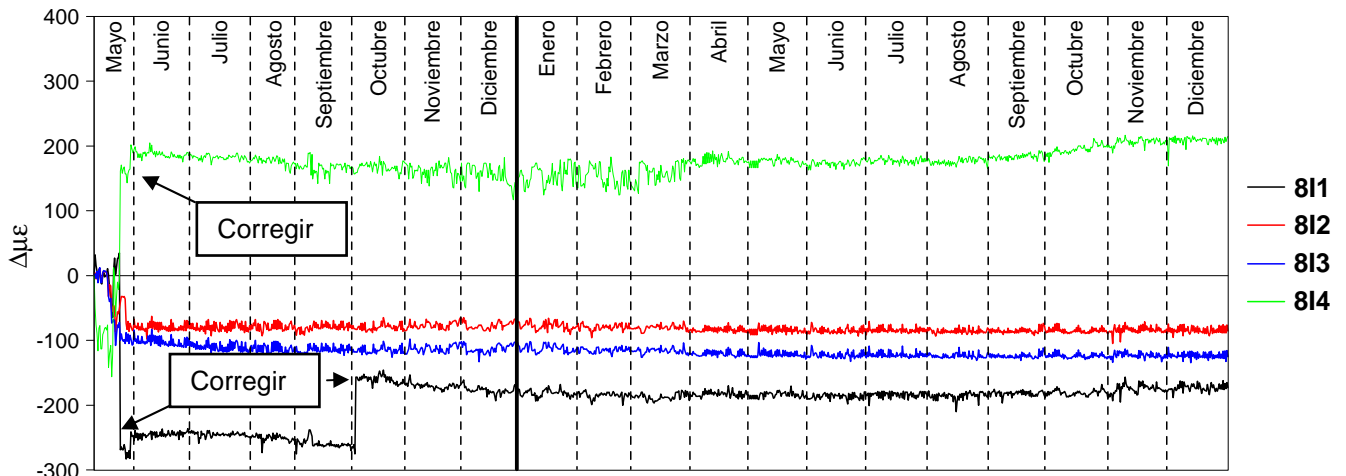


Figura E12 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela D8, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

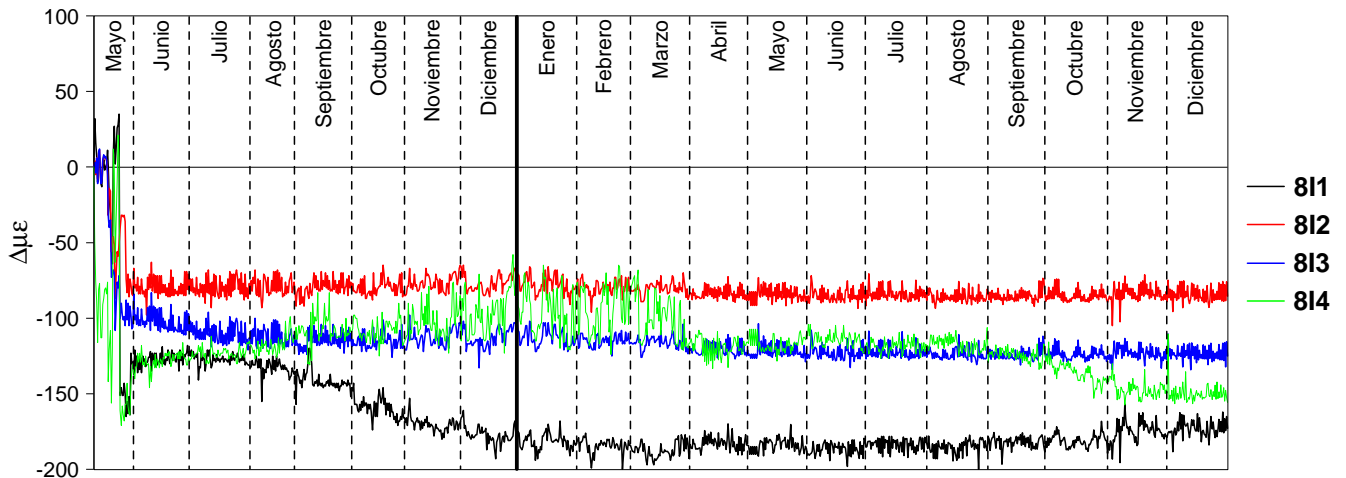


Figura E13 Incremento de deformaciones en la zona inferior de la dovela D8, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

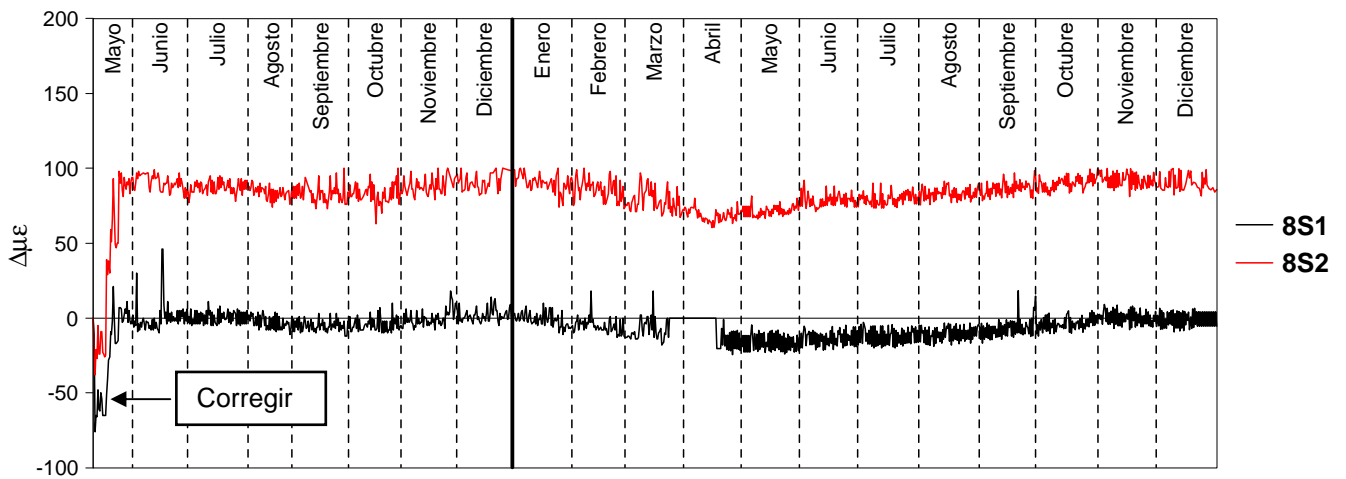


Figura E14 Incremento de deformaciones en la zona superior de la dovela D8, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

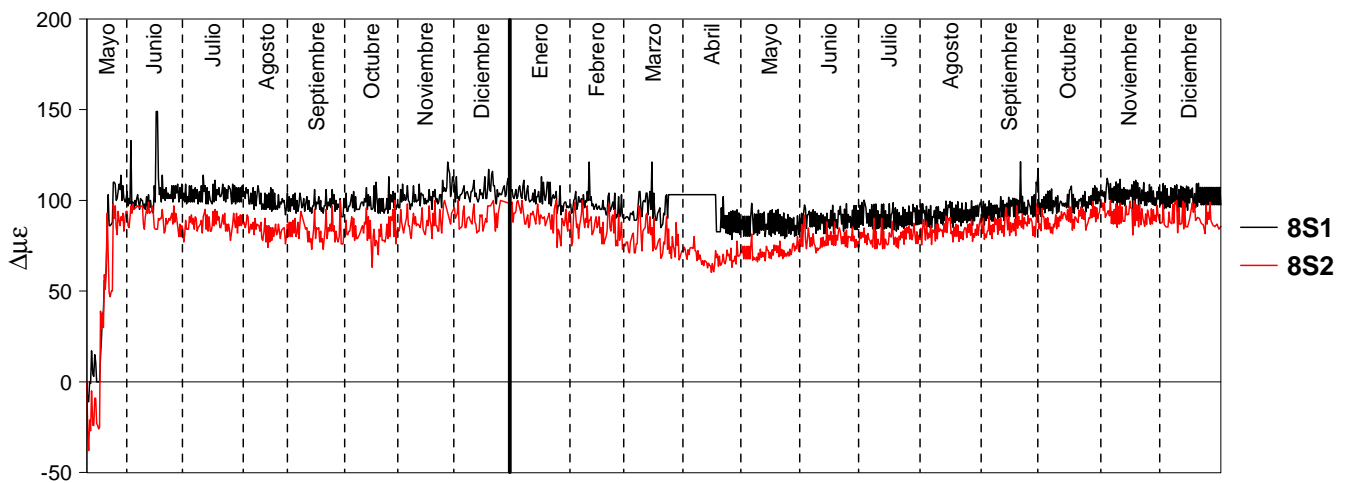


Figura E15 Incremento de deformaciones en la zona superior de la dovela D8, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

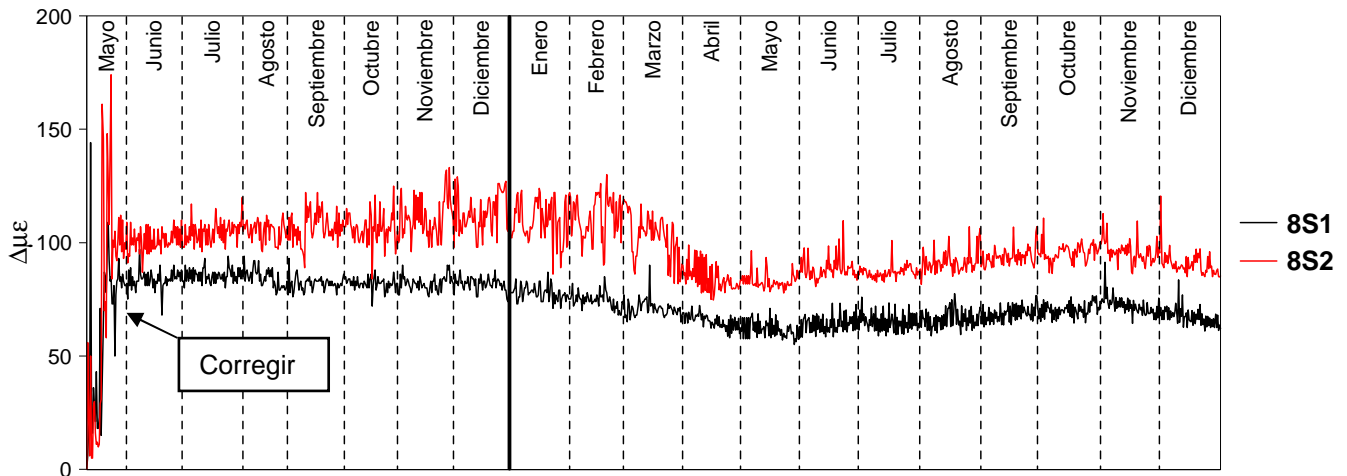


Figura E16 Incremento de deformaciones en la zona superior de la dovela D8, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

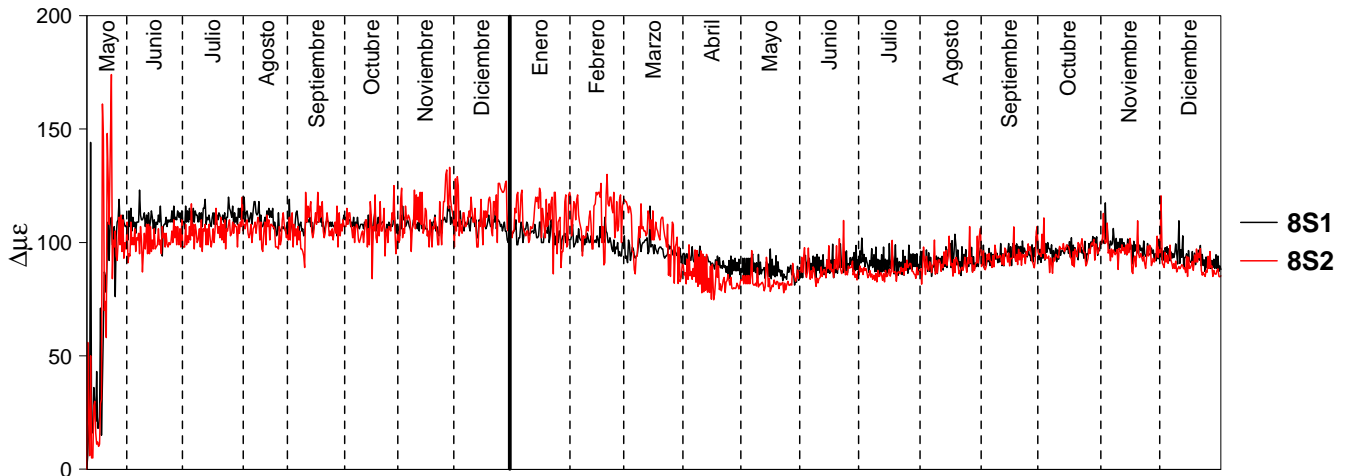


Figura E17 Incremento de deformaciones en la zona superior de la dovela D8, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

APÉNDICE F. Registros de los giros obtenidos del monitoreo del puente San Cristóbal

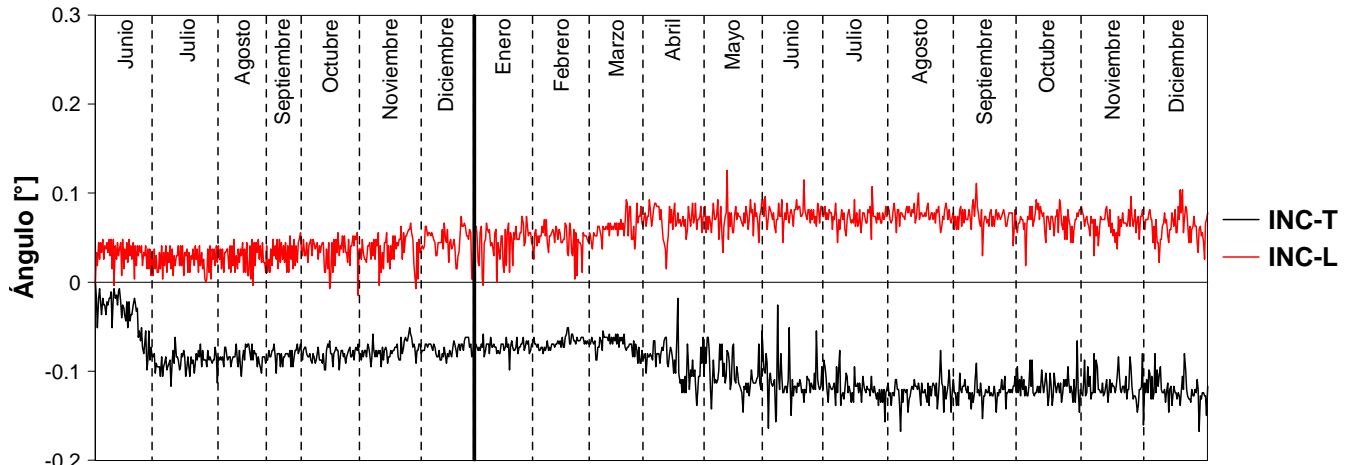


Figura F1 Registros de inclinación en la dovela D1, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

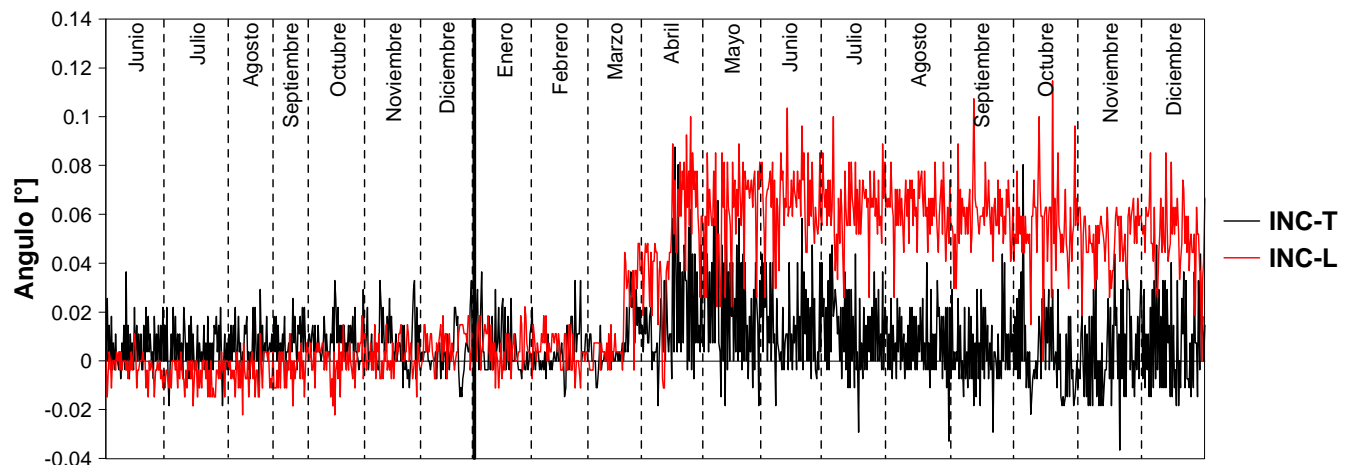


Figura F2 Registros de inclinación en la dovela D1, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

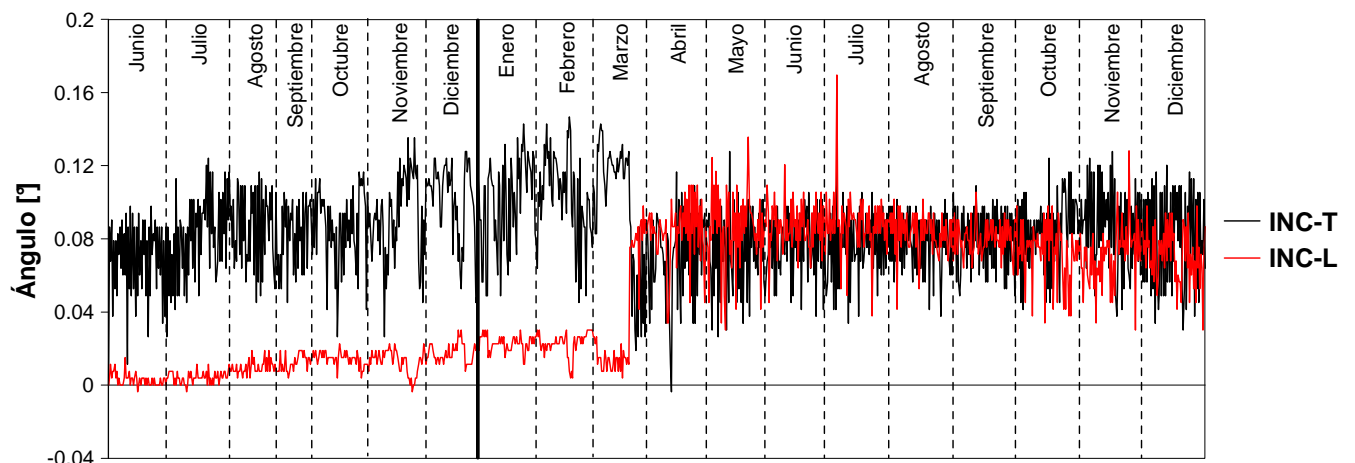


Figura F3 Registros de inclinación en la dovela D6, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

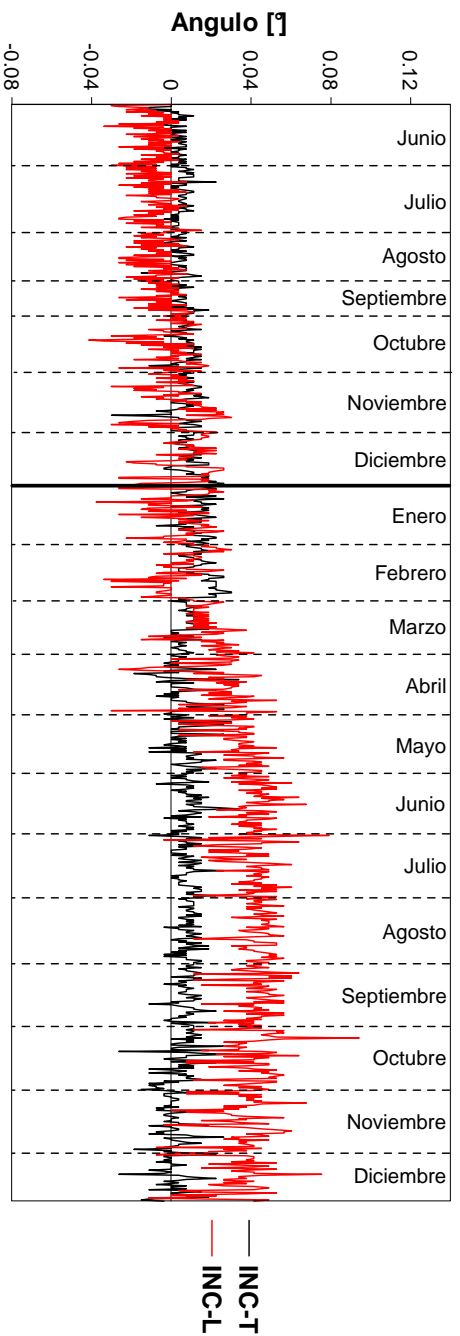


Figura F4 Registro de inclinación en la dovela D6, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

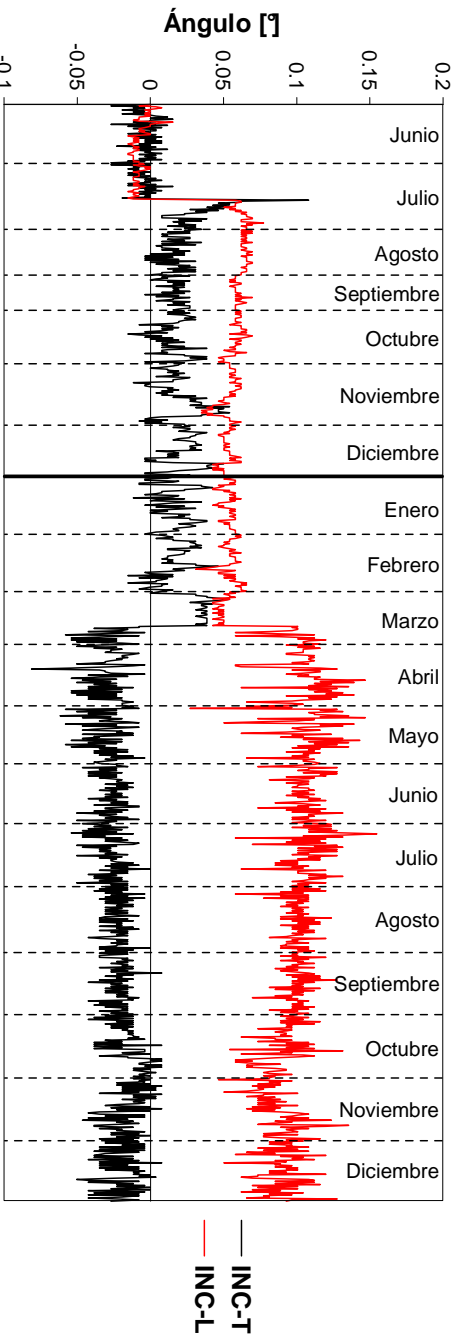


Figura F5 Registros de Inclinación en la dovela D8, lado San Cristóbal (año 2006 y 2007)

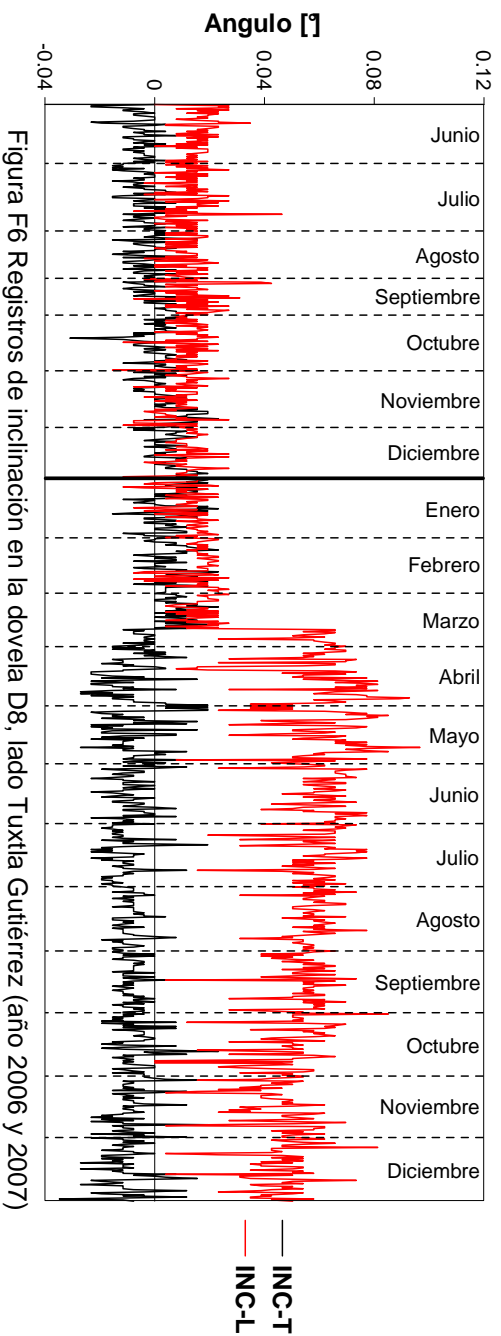


Figura F6 Registros de inclinación en la dovela D8, lado Tuxtla Gutiérrez (año 2006 y 2007)

APÉNDICE G. Historia de desplazamientos en elevación obtenidos del monitoreo del puente San Cristóbal

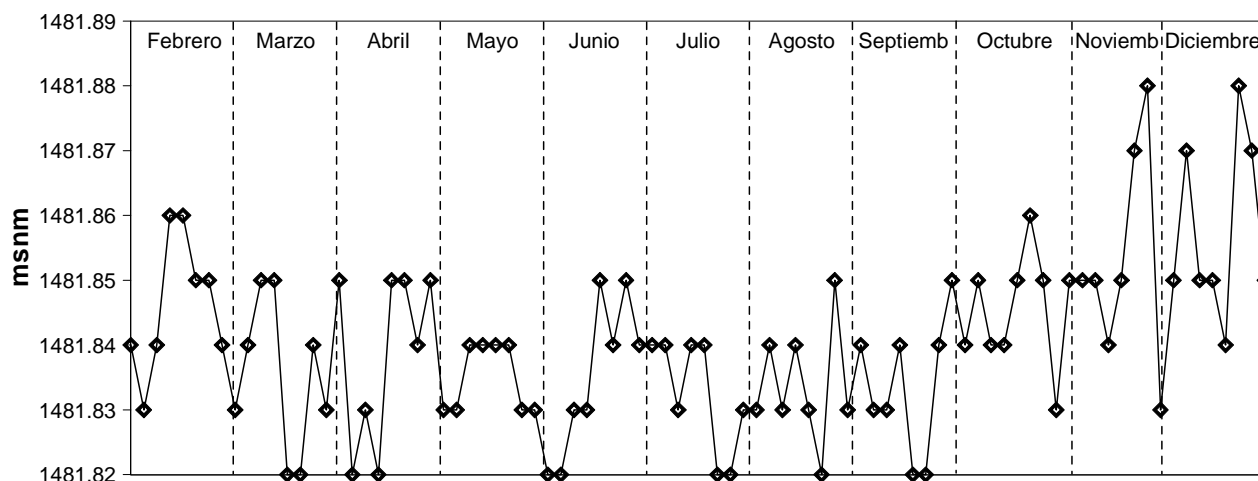


Figura G1 Registro topográfico en elevación correspondientes al punto D1-DCE de la superestructura del puente San Cristóbal (año 2007)

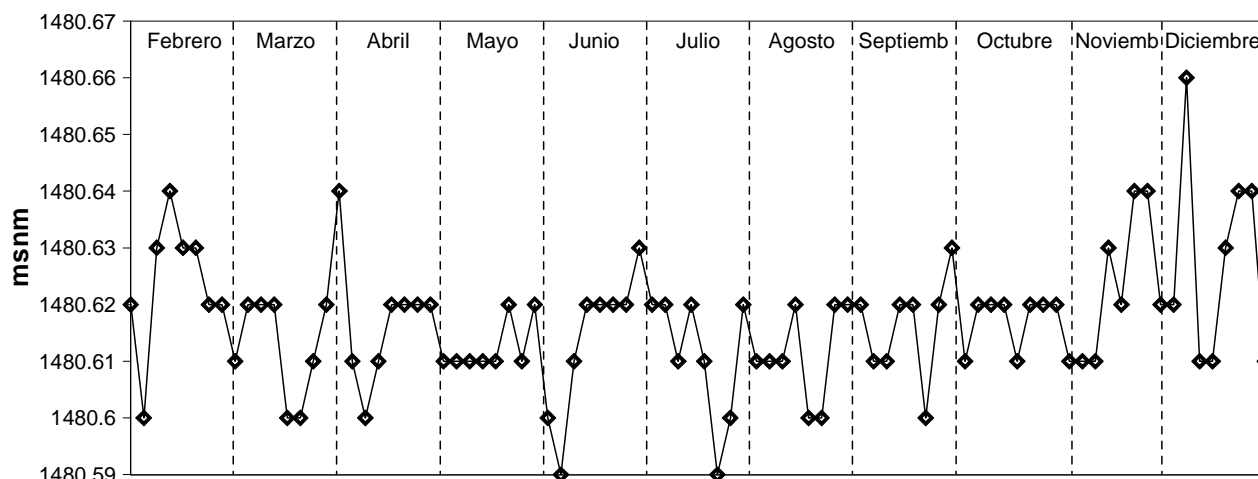


Figura G2 Registro topográfico en elevación correspondientes al punto D1-DCI de la superestructura del puente San Cristóbal (año 2007)

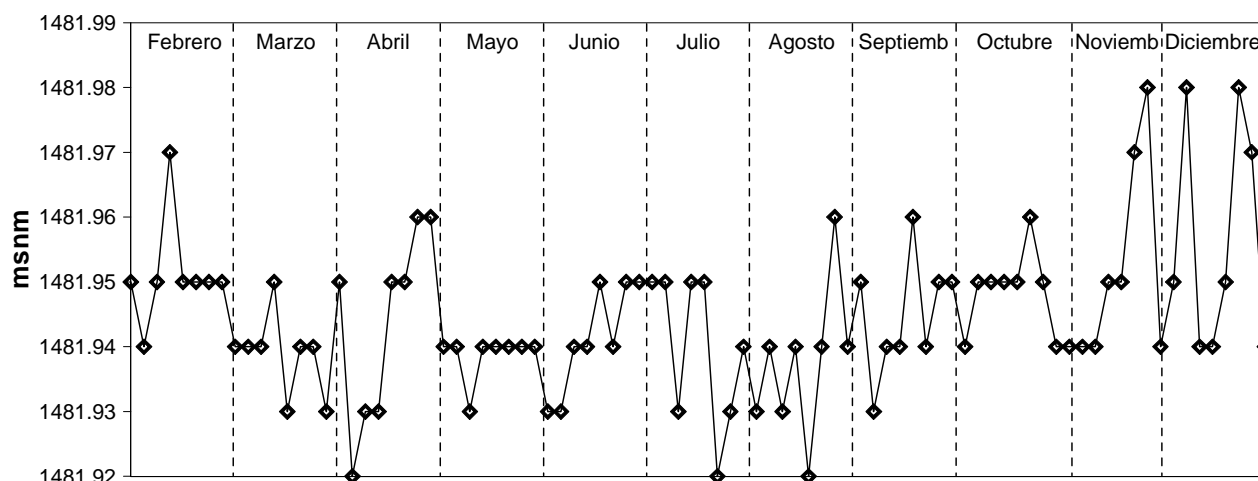


Figura G3 Registro topográfico en elevación correspondientes al punto DC-D1E de la superestructura del puente San Cristóbal (año 2007)

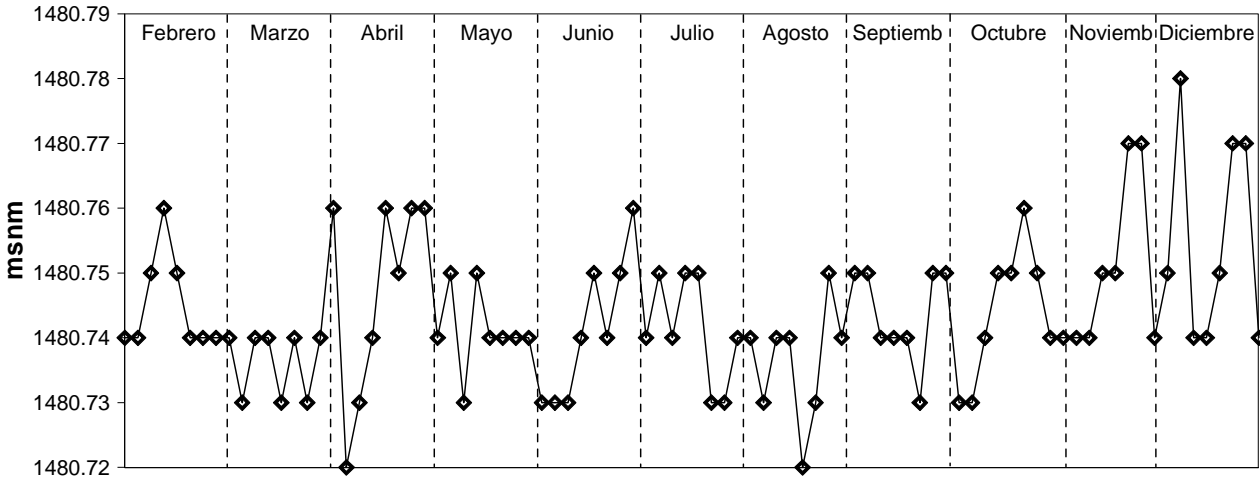


Figura G4 Registro topográfico en elevación correspondientes al punto DC-D11 de la superestructura del puente San Cristóbal (año 2007)

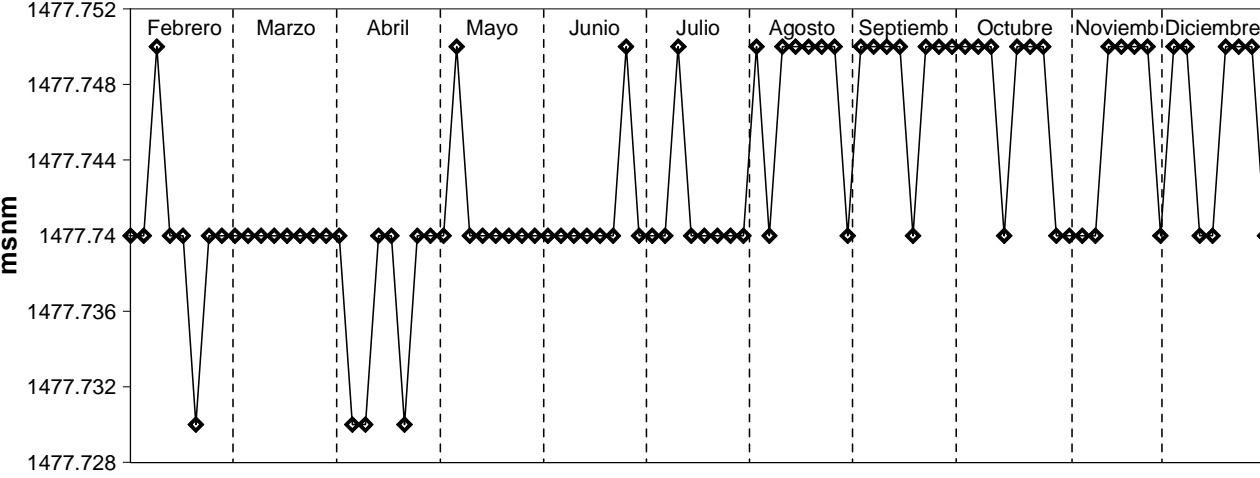


Figura G5 Registro topográfico en elevación correspondientes al punto D8-D7E de la superestructura del puente San Cristóbal (año 2007)

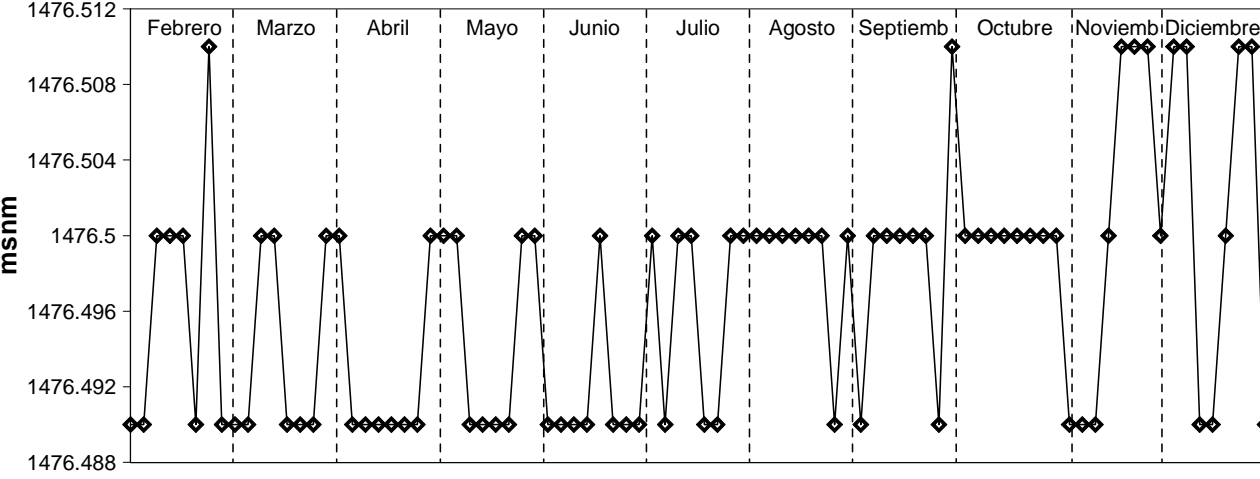


Figura G6 Registro topográfico en elevación correspondientes al punto D8-D7I de la superestructura del puente San Cristóbal (año 2007)

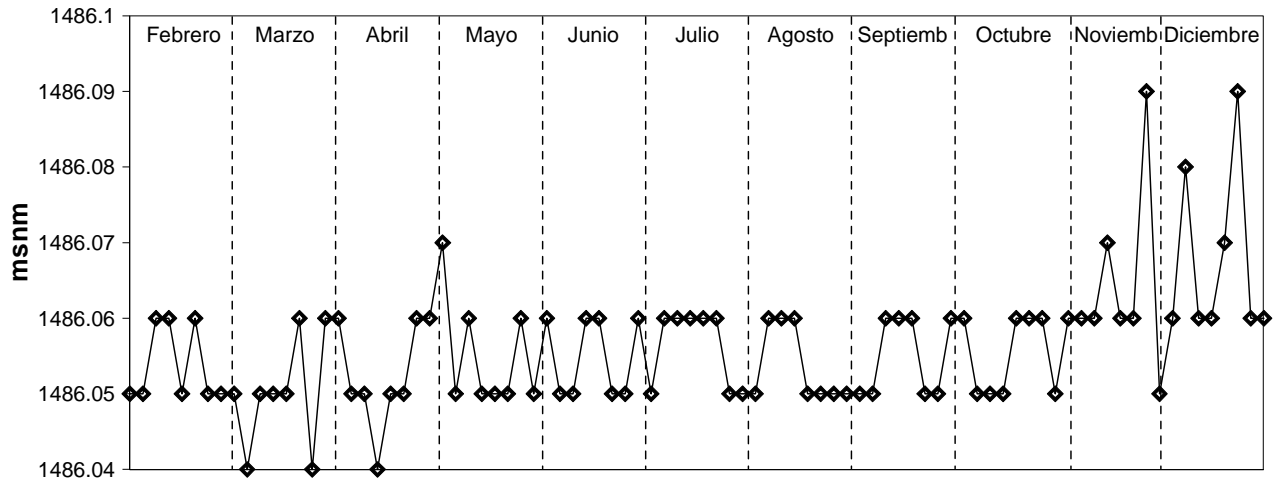


Figura G7 Registro topográfico en elevación correspondientes al punto D7-D8E de la superestructura del puente San Cristóbal (año 2007)

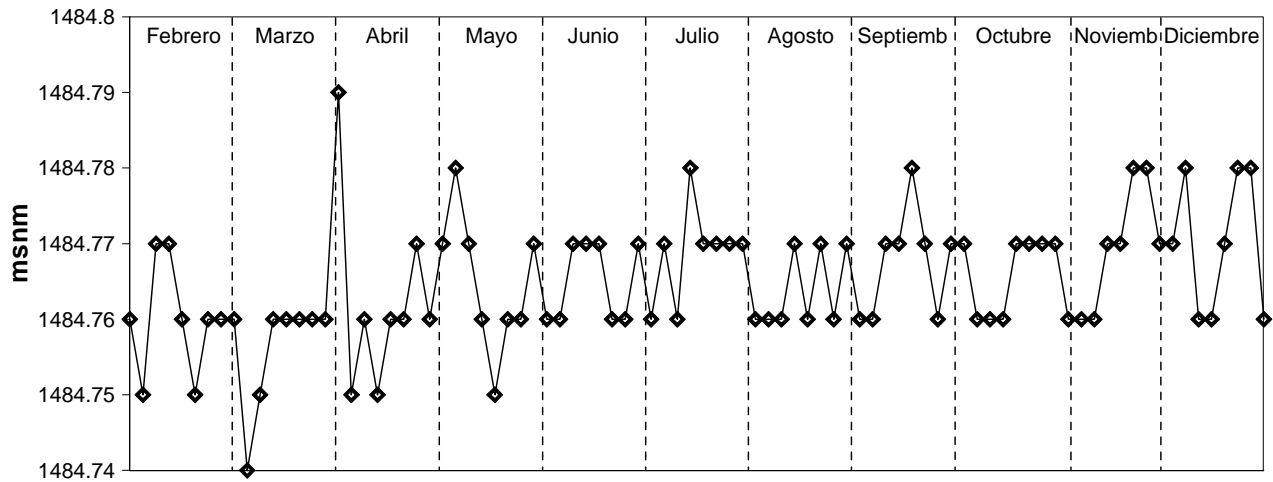


Figura G8 Registro topográfico en elevación correspondientes al punto D7-D8I de la superestructura del puente San Cristóbal (año 2007)

REFERENCIAS

- Abdel A. M. y Ghaffar (1978). Vibration studies and tests of a suspension bridge. Department of Civil engineering. California institute of technology, Pasadena, California, U.S.A.
- AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C., (2002)
- AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C., (2004)
- Bakht B. Y Pinhakar S.G (1989). Dynamic testing of highway bridges – a review, *Trans. Res. Rec.*, 1223, 93 - 100.
- Bendat J. S. y Piersol A. G. (1989). "Random data. analysis and measurement procedure". Wiley Interscience, New York.
- Bro Markus and Westberg Marie (2004). Influence of Fatigue in Headed Stud Connectors in Composite Bridge. Master's Thesis. Department of Civil, Mining and Environmental Engineering Division of Structural Engineering. Luleå University of Technology.
- BWC (1996), Bridge Welding Code. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C.
- Chase Steve B y Laman Jeffrey A. Dynamics and fields testing of bridges. A2C05: Committee on Dynamics and field Testing of Bridges.
- Chopra, A. K. (1995). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Prentice Hall.
- Folleto informativo (2006). Subsecretaria de infraestructura dirección general de carreteras federal. SCT.
- Gómez Martínez R., Murià Vila D., Sánchez Ramírez R. A., Escobar Sánchez J A, Rodríguez Gutiérrez. and Mendoza-García (2008). An Account of Structural Health Monitoring and Related Problems of Bridge Structures in Mexico: Case Studies. The Monitor, editado por Inter Society for Structural Health Monitoring, páginas 11 - 34, marzo-2008, Canadá
- Gómez Martínez R., Murià Vila D., Sánchez Ramírez R., Escobar J. A., Mendoza M. A. (2007). Monitoring of Stresses for Condition Assessment of a Re-Constructed Bridge Superstructure. Artículo presentado en la séptima conferencia internacional de Evaluación de Daño Estructural (DAMAS 2007), del 25 al 27 de junio del 2007, Torino, Italia.
- Guzmán S., Guzmán I., Murià Vila D., Fernández F.; "Diseño e implementación de un sistema de captura y procesamiento de señales", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 0707, octubre 1992.
- Harik I. E. y Allen D. L., et al (1997). Free and ambient vibratio of Brent-Spence bridge. Structures section, Kentucky Transp. Ctr., University of Kentucky, Lexington.
- Ivanovic S.S., Trifunac M. D. (1995). Ambient vibration surveys of full-scale structures using personal computers-examples for Kaprielian Hall. Report No. CE 95 – 05, Los Angeles, California.
- Karoumi, R., Anderson, A., Sundquist, H., Static and Dynamic Load Testing of the New Svinesund Arch Bridge. November, Hong kong. China
- Kung-Chung Lu, Yang Wang, J.P. Lynch, C. H. Loh, Yen-Jiun Chen, P. Y. Lin, Z. K. Lee. Ambient Vibration Study of the Gi-Lu Cable-Stay Bridge Application of Wireless sensing Units.
- McVerry G.M., 1980. Structural Identification in the Frequency Domain from Earthquake Records. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, pp. 161-180.

- Mendoza Carvajal R. (2004). "Propiedades dinámicas del puente Coatzacoalcos II", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Mendoza García, M A, Murià Vila, D y López Morales, J (2005) "IFCIIC programa de captura de datos para pruebas dinámicas", Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM, patrocinado por el Gobierno del Distrito Federal, proyecto: 4516
- Mendoza García, M A y Murià Vila, D (2005) "IFCIIP programa de procesamiento espectral de señales aleatorias", Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM, patrocinado por el Gobierno del Distrito Federal, proyecto: 4516
- Murià Vila, D y González, R. (1995). "Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, N° 51, p 25 - 45
- Murià Vila D., Sánchez Ramírez A. R., Rodríguez Gutiérrez G., Mendoza García M. A., Gómez Martínez R., Rodea Miranda J., Terrones Mares J. C. (2005). Determinación experimental de parámetros estructurales de dos tramos típicos del segundó piso del periférico. Instituto de Ingeniería UNAM (IINGEN). Proyecto: 4516, Marzo del 2005.
- Murià Vila, D; Sánchez Ramírez, A R; Gómez Martínez, R; Rodríguez Gutiérrez, G; Mendoza García, M A; Escobar Sánchez, J A; Enrique Blanco, J; Huerta Carpizo, C H; Mendoza, R C (octubre 2003) "Pruebas experimentales en tres tramos del distribuidor vial de San Antonio", Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM, elaborado para el Gobierno del Distrito Federal, proyecto: 3530.
- Naito Y. e Ishibashi T., 1996. Identification of Structural Systems from Microtremors and Accuracy Factors. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 770.
- Nakamura Y., 1989. A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremor on the Ground Surface. QR of R.T.R., 30-1.
- Nowak A. S. Y Kim S. Wiegh-in-Motion Measurement of Trucks on Brigdes - Chapter 55-. Bridge Engineering Handbook, 2000.
- Oehlers, D. J. and Bradford, M. A. (1995) "Composite Steel and Concrete Structural Members: Fundamental Behaviour." Pergamon Press, Oxford. 549 pages.
- Paultre P., Chaallal O. Y Proulx j. Bridge Dynamics and Dynamics Amplification – a Review of Analytical and Experimental Findings. Canada JIL 2RI, Noviembre de 1990.
- Paultre, P, Chaallal O, y Proulx, J (1992)."Bridge dynamics and dynamic amplification factors- a review of analytical and experimental findings" Can J Civ Eng, v 19.
- Rambo-Roddenberry, Michelle Deanna (2002). Behavior and strehght of welded stud shear connectors. Tesis for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering. Virginia Polytechnic Institute and State University
- Sánchez Ramírez, R. (2005). Pruebas experimentales a los elementos conectores típicos del puente San Cristóbal. Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Scott A. Civjan, M.ASCE, and Prabhjeet Singh (2003). Behavior of Shear Studs Subjected to Fully Reversed Cyclic Loading. ASCE, Journal of Structural Engineering. Volume 129, Issue 11, pp. 1466-1474 (November 2003)
- Seo K. (Coordinator), 1995a. A Joint Research on Microtremor Measurements in Kushiro City Related to the 1993 Kushiro-oki (Hokkaido,Japan) Earthquake. Report of The Research Group on Microtremor Joint Measurements Related to the Kushiro-oki (Hokkaido, Japan) Earthquake. Proceedings 5th International Conference on Seismic Zonation, Vol. III, pp. 2271-2278.
- Seht M. I. y Wohlenberg J., 1999. Microtremor Measurements Used to Map Thickness of Soft Sediments. Bulletin of the Seismological Society of America, February 1999; v. 89; no. 1; p. 250-259.

Steven B. Chase and Jeffrey A. Laman. Dynamics and Field Testing of Bridges. A2C05: Committee on Dynamics and Field Testing of Bridges.

Terry J. Wipf, Michael A. Ritter, And Douglas L. Wood. Evaluation and Field Load Testing of Timber Railroad Bridge. Transportation Research Record 1696. Paper No. 5B0112.

Wehrum Katie (agosto 2006). Dynamic Analysis of Delaware's Smart Bridge. Research Experiment for Undergraduates in Bridge Engineering. NSF Grant No. EEC-0139017 University of Delaware.

X. He, B. Moaveni, J.P. Conte & A. Elgamal., S.F. Masri, J.P. Caffrey, M. Wahbeh & F. Tasbihgoo., D.H. Whang (October, 2005) . System Identification of New Carquinez Bridge Using. Presented at the International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES'05), Bordeaux, France, 26-28 October, 2005