



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

REPRESENTACIÓN DE LA RESPUESTA DE UNA VÍA ELEVADA EN LA
CIUDAD DE MÉXICO

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

PRESENTA:
ALBERTO MAURICIO VÁSQUEZ GALÁN

TUTOR PRINCIPAL:
DR. DAVID MURIÀ VILA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. OCTUBRE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

Secretario: DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ

Vocal: DR. DAVID MURIÀ VILA

1^{er}. Suplente: M.I. JOSÉ CARLOS ARCE RIOBÓO

2^{do}. Suplente: ING. ABRAHAM ROBERTO SÁNCHEZ RAMÍREZ

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. DAVID MURIÀ VILA

FIRMA

Contenido

1	Introducción.....	6
1.1	Antecedentes.....	6
1.2	Objetivos y alcances.....	7
1.3	Contenido.....	7
2	Descripción de la vía elevada.....	9
2.1	Localización.....	9
2.2	Descripción de la estructura.....	11
2.3	Propiedades mecánicas de los materiales.....	19
2.4	Información geotécnica del sitio de estudio.....	20
3	Modelos analíticos y consideraciones realizadas.....	22
3.1	Modelos analíticos.....	22
3.1.1	Introducción.....	22
3.1.2	Descripción de modelo del proyectista.....	26
3.1.3	Modelos desarrollados en la investigación.....	28
3.2	Cargas en los modelos.....	32
3.2.1	Cargas muertas.....	32
3.2.2	Cargas vivas de las pruebas.....	35
3.2.3	Impacto.....	41
3.2.4	Fuerza centrífuga.....	41
3.2.5	Fuerza de frenado y aceleración.....	42
3.3	Características del sistema suelo-estructura.....	43
3.3.1	Interacción de acuerdo a estudio geotécnico.....	43
3.3.2	Interacción con RCDF-2004.....	46
4	Validación de los modelos y sus respuestas estructurales.....	52
4.1	Validación del modelo.....	52
4.1.1	Modelos con base empotrada.....	52
4.1.2	Modelos con interacción suelo-estructura.....	53
4.2	Respuestas de pruebas estáticas.....	75
4.2.1	Deflexiones de trabe entre columnas C5 y C6.....	75
4.2.2	Desplazamientos y giros de columnas C5 y C6.....	77
4.3	Respuestas de pruebas dinámicas.....	82
4.3.1	Deflexiones de trabe entre columnas C5 y C6.....	82

4.3.2	Desplazamientos y giros de columnas C5 y C6	84
5	Conclusiones y comentarios	87
	Anexo A. Rigideces horizontal, vertical y rotacional de neoprenos.....	90
	Anexo B. Inercias de traves secciones transformada y agrietada.....	92
	Anexo C. Inercias de columnas las secciones transformada y agrietada.....	98
	Anexo D. Frecuencias significativas de pruebas estáticas con trenes.....	105
	Anexo E. Respuestas estáticas y dinámicas del modelo calibrado, proyectista y experimentales.....	106
	Referencias.....	122
	Agradecimientos.....	126

Resumen

En este trabajo se presentan el planteamiento de modelos analíticos estructurales y la calibración de uno de ellos para representar la respuesta de un tramo elevado curvo de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México. Las respuestas como las frecuencias significativas de vibración ambiental de la estructura, deflexiones de la trabe del tramo C5-C6, desplazamientos y giros de columnas C5 y C6 de pruebas estáticas y dinámicas con cargas de trenes son comparadas con las obtenidas de mediciones experimentales realizados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM).

Abstract

The approach of structural analytical models and calibration of one of them to represent the response of a curved elevated section of Metro Line 12 of the Mexico City are presented. Responses as significant environmental vibration frequencies of the structure, deflection of the girder section C5-C6, displacements and rotations of columns C5 and C6 of static and dynamic tests with train loads are compared to those obtained from experimental measurements made by Engineering Institute of UNAM (IIUNAM).

Capítulo 1

1 Introducción

1.1 Antecedentes

Existen pocas investigaciones sobre mediciones de la respuesta de puentes ante sismos (Richardson y Douglas, 1979). El paso a desnivel sobre la vía Meloland fue instrumentada durante el sismo de California de 1979 (Imperial Valley). Investigadores como Douglas (1979), Gates (1982), Shepherd (1982), Werner (1987) y Wilson (1984) realizaron mediciones y estudios de la respuesta del puente de la autopista cerca de Hollister, California ante sismos de magnitud moderada.

Investigadores como Douglas (1976-1984) para medir la respuesta transversal dinámica de puentes utilizaban cargas externas para simular las cargas sísmicas, ellos realizaban jalones al puente y con vibración libre obtenían mediciones de la respuesta dinámica transversal de varios puentes. En enero de 1985 un grupo de investigadores de las Universidades de Nevada-Reno (EUA) y de la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) realizaron mediciones de la respuesta dinámica del paso a desnivel sobre la vía Dominion en Nueva Zelanda (Richardson y Douglas, 1993), con el propósito de estudiar el comportamiento real del puente durante sismos con condiciones semejantes a las pruebas de simular cargas sísmicas. En 1987 investigadores como Lee, Duen Ho y Hung-Wan Chung de la Universidad de Hong Kong, estudiaron un puente de concreto reforzado mediante aplicación de cargas, para simular cargas estáticas y dinámicas de vehículos. Los datos experimentales obtenidos como frecuencias naturales de vibración, y formas modales del puente de estos estudios se procedieron a verificar con la respuesta de modelos analíticos.

En México, el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) ha realizado mediciones experimentales en varios puentes a lo largo del país (Gómez *et al.*, 2008). En la ciudad de México se realizó estudios de pruebas experimentales en el distribuidor vial de San Antonio (Murià *et al.*, 2004) y del Viaducto Bicentenario (Murià *et al.*, 2012) con los objetivos de conocer los efectos de interacción suelo-estructura (ISE), la respuesta lateral de una sección característica de la vía elevada y respuesta de la vía elevada bajo pruebas estáticas y dinámicas con cargas vehiculares.

Un estudio actual en México (Murià *et al.*, 2012), IIUNAM realizó experimentación sobre la Línea 12 del Metro de la ciudad de México, mediante pruebas de vibración ambiental, pruebas con cargas de trenes estáticas y dinámicas han permitido identificar propiedades dinámicas y respuestas de travesaños y columnas de un tramo curvo elevado. Los datos experimentales de este trabajo sirven de base para la investigación que se va a desarrollar en esta tesis.

1.2 Objetivos y alcances

El objetivo de este trabajo es plantear modelos analíticos estructurales y calibrar uno de ellos para representar la respuesta de un tramo elevado curvo de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México ubicado en zona geotécnica IIIa (RCDF, 2004).

Los alcances de la tesis es obtener con los modelos analíticos respuestas como las frecuencias significativas de vibración ambiental de la estructura, deflexiones de la trabe del tramo C5-C6, desplazamientos y giros de columnas C5 y C6 de pruebas estáticas y dinámicas con cargas de trenes, y comparar con las obtenidas de estudios experimentales realizados por el IIUNAM (Murià *et al.*, 2012).

El proyectista en el 2010 para los análisis y diseños estructurales de la vía elevada supuso un modelo recto como representativo de la longitud total de la vía, y para considerar tramos curvos incluyó en su modelo recto consideraciones como: el efecto de la fuerza centrífuga y las excentricidades de las cargas muertas y de las cargas vivas.

En esta investigación se realizará modelos analíticos recto y curvo para conocer las implicaciones de cada modelo y poder compararlos. Los modelos analíticos serán desarrollados en el programa SAP2000 con elementos finitos tipo barra, los análisis con un comportamiento lineal de los materiales que conforman cada uno de los elementos estructurales. Calculando la inercia de la sección de las trabes de concreto simple, la sección transformada no agrietada y transformada agrietada, con el objetivo de analizar la influencia o no de los refuerzos y presfuerzos de acero de las trabes en las respuestas de los modelos. Los modelos se suponen con la base empotrada, luego por la ubicación del tramo, estudios de geotécnia y las recomendaciones del reglamento (RCDF, 2004) analizando si es necesario considerar los efectos de interacción suelo-estructura.

Estos modelos analíticos permitirán al IIUNAM realizar verificaciones de algunas respuestas de la vía elevada como: deflexiones de las trabes, desplazamientos y giros de columnas, ante sismos, sobrecarga de los trenes, etc. Además recomendaciones sobre consideraciones en la modelación de estructuras similares a proyectarse en el futuro.

1.3 Contenido

Este trabajo está dividido en cinco capítulos, el contenido de cada uno de ellos se describe:

En el capítulo dos, una descripción de la vía elevada en estudio, la localización del tramo, la geometría y los aceros de refuerzo de los elementos estructurales que forman el puente.

En el capítulo tres, los modelos analíticos y consideraciones a realizarse. Una descripción del modelo que empleo el proyectista en el diseño estructural, y los modelos desarrollados en esta investigación. Las cargas a considerarse en los modelos analíticos, la forma de considerar la distribución de las masas de cargas muertas, mencionando las pruebas

estáticas y dinámicas de trenes experimentales que realizó el IIUNAM (2012) y que se reproducirán en los modelos. Además las características del sistema suelo-estructura.

El capítulo cuatro muestra la validación de los modelos analíticos con base empotrada y con interacción suelo-estructura, seleccionando un modelo calibrado, comparando con los valores de vibración ambiental experimentales debidas a cargas sin y con cargas de trenes, se indican las formas modales significativas de vibración del puente. Se presentan resultados de respuestas de los modelos analíticos debidos a pruebas estáticas y dinámicas de trenes, las respuestas obtenidas se comparan con los valores experimentales. Estas respuestas corresponden a deflexiones de la trabe del tramo C5-C6, desplazamientos y giros de las columnas C5 y C6.

Finalmente, en el capítulo cinco se indican conclusiones y comentarios de las respuestas obtenidas de los modelos analíticos comparando con las mediciones experimentales. Sugerencias y recomendaciones de algunas líneas de investigación para continuar con el trabajo de estos modelos analíticos.

Capítulo 2

2 Descripción de la vía elevada

La longitud total de la Línea 12 de Metro de la ciudad de México (www.metro.df.gob.mx, 2012) es de 24.4 km, de los cuales 20.2 km son para el servicio de pasajeros y 4.2 km para servicio de mantenimiento. La vialidad es de oriente a poniente, de Tláhuac a Mixcoac, el formato de vialidad es: 2.8 km en modo superficial, 12.1 km en viaducto elevado, 2.8 km en cajón subterráneo y 6.8 km en túnel profundo.

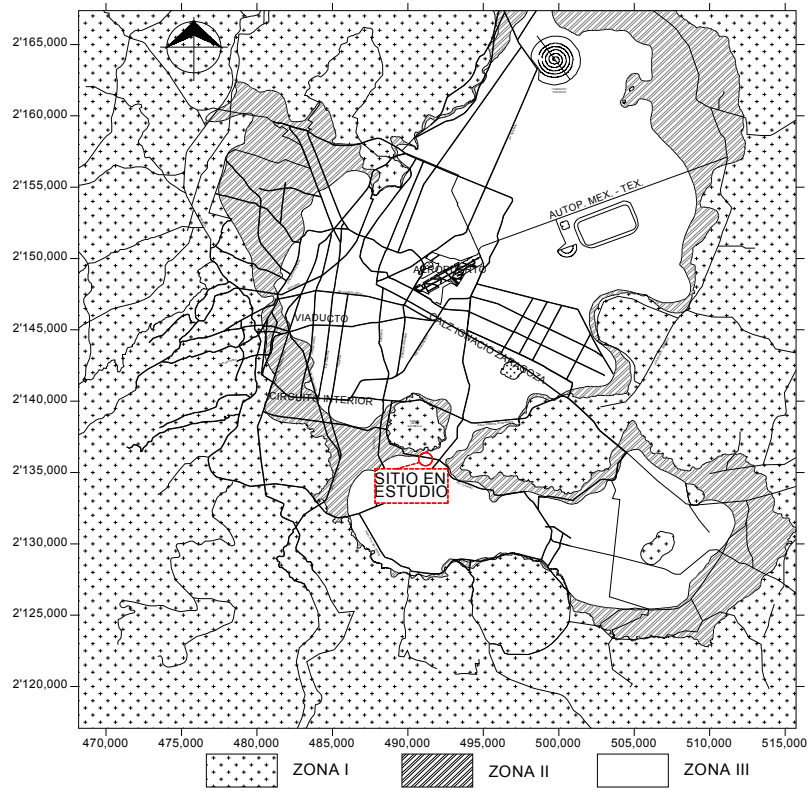
2.1 Localización

El tramo elevado en estudio de esta investigación es curvo (radio de aproximadamente 200 m), se encuentra en la delegación Iztapalapa, comprendido entre las estaciones Lomas Estrella-Tomatlán, en el cadenamiento 14+787.456 al 15+104.646 (Tabla 1), el tramo tiene una longitud de 317 m aproximadamente (Figura 1). La columna E8 es el comienzo de la estación Lomas Estrella y la columna C11 continua el trazado hacia la estación Tomatlán.

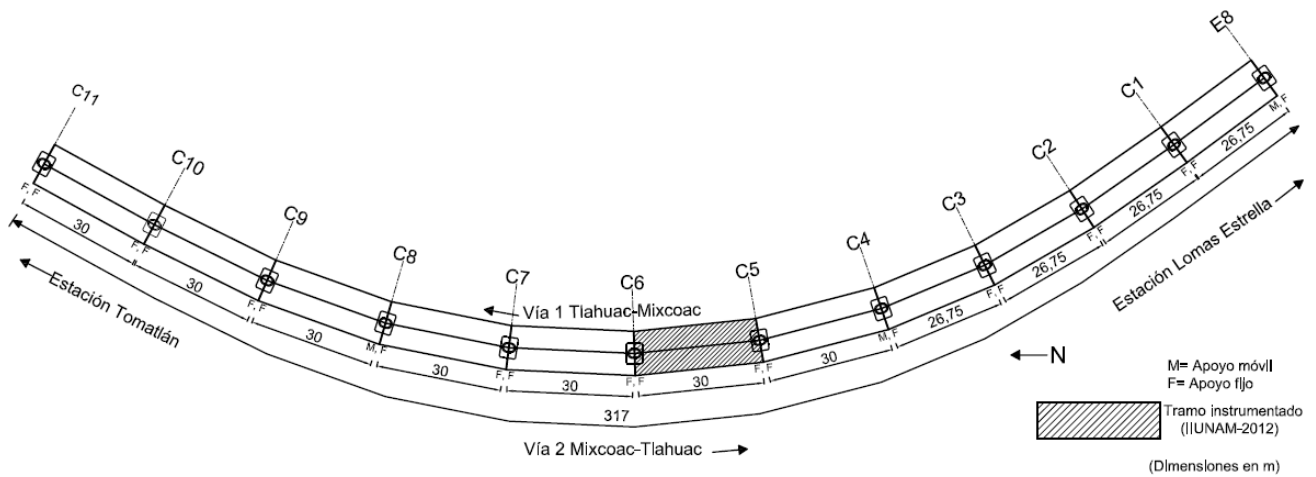
La estación Lomas Estrella se ubicada entre calles Tiberiádes y Boulevard Capri, colonia Pueblo Santa María Tomatlán y la estación Tomatlán localizada entre las calles Cerrada de Pino y Próspero García, colonia San Andrés Tomatlán. El IUNAM (Murià *et al.*, 2012) realizó mediciones experimentales de vibración ambiental, pruebas estáticas y dinámicas sobre la trabe y las columnas denominadas C5 y C6 que se encuentran entre los cadenamientos 14+924.524 y 14+954.553.

Tabla 1. Cadenamiento y distancias entre columnas de tramo en estudio

Columna	Cadenamiento	Distancia entre columnas (m)	
E8	14+787.456	E8-C1	26.75
C1	14+814.206	C1-C2	26.75
C2	14+840.959	C2-C3	26.75
C3	14+867.724	C3-C4	26.75
C4	14+894.495	C4-C5	30
C5	14+924.524	C5-C6	30
C6	14+954.553	C6-C7	30
C7	14+984.583	C7-C8	30
C8	15+014.612	C8-C9	30
C9	15+044.638	C9-C10	30
C10	15+074.646	C10-C11	30
C11	15+104.646		



a)



b)

Figura 1. Localización y planta geométrica del tramo en estudio

2.2 Descripción de la estructura

La estructura de la Línea 12 del Metro (Figura 2) correspondiente al tramo de estudio está compuesta de traveses de concreto reforzado y presforzado de 26.75 y 30 m de longitud, simplemente apoyadas sobre columnas también de concreto reforzado y presforzado, prefabricadas con la zapata de concreto reforzado, las zapatas se encuentran desplantadas sobre cuatro pilas. La altura de las columnas es variable (Tabla 1). La profundidad de cimentación de las zapatas es de 3.20 m y el de las pilas es de 37 m. En la (Figura 3) se presenta un corte transversal sobre las columnas C5 y C6. La Figura 4 un corte longitudinal del tramo de estudio.



C6

C5

Figura 2. Tramo instrumentando por IIUNAM.

En este tramo de estudio están definidos dos tipos de sección de la trabe: la primera (Figura 5) corresponde a la sección sobre las columnas denominadas sección de la trabe sobre apoyos y la segunda (Figura 6) corresponde al resto de la luz que se denomina sección de la trabe. Las traveses están formadas de dos elementos simétricos de concreto reforzado y presforzado en forma de U colados en planta, transportados y conectados en sitio mediante un colado complementario de la nervadura central y con placas metálicas en la parte inferior de estos elementos (Figura 7). Sobre la nervadura central en su parte superior se ensancha la sección que denomina bulbo. El acero de refuerzo de las traveses son varillas del número: 4, 5, 6, 10 y 12. Los torones de presfuerzo son 13 mm de diámetro.

El apoyo de las traveses son neoprenos encapsulados en forma circular de 60 cm de diámetro, 5 cm de espesor y shore 60. Al neopreno se le colocan accesorios para definir apoyos fijos y móviles (Figura 8). Los apoyos móviles se encuentran aproximadamente cada 150 m, la ubicación de los apoyos en el tramo de estudio se presenta en la Figura 1.

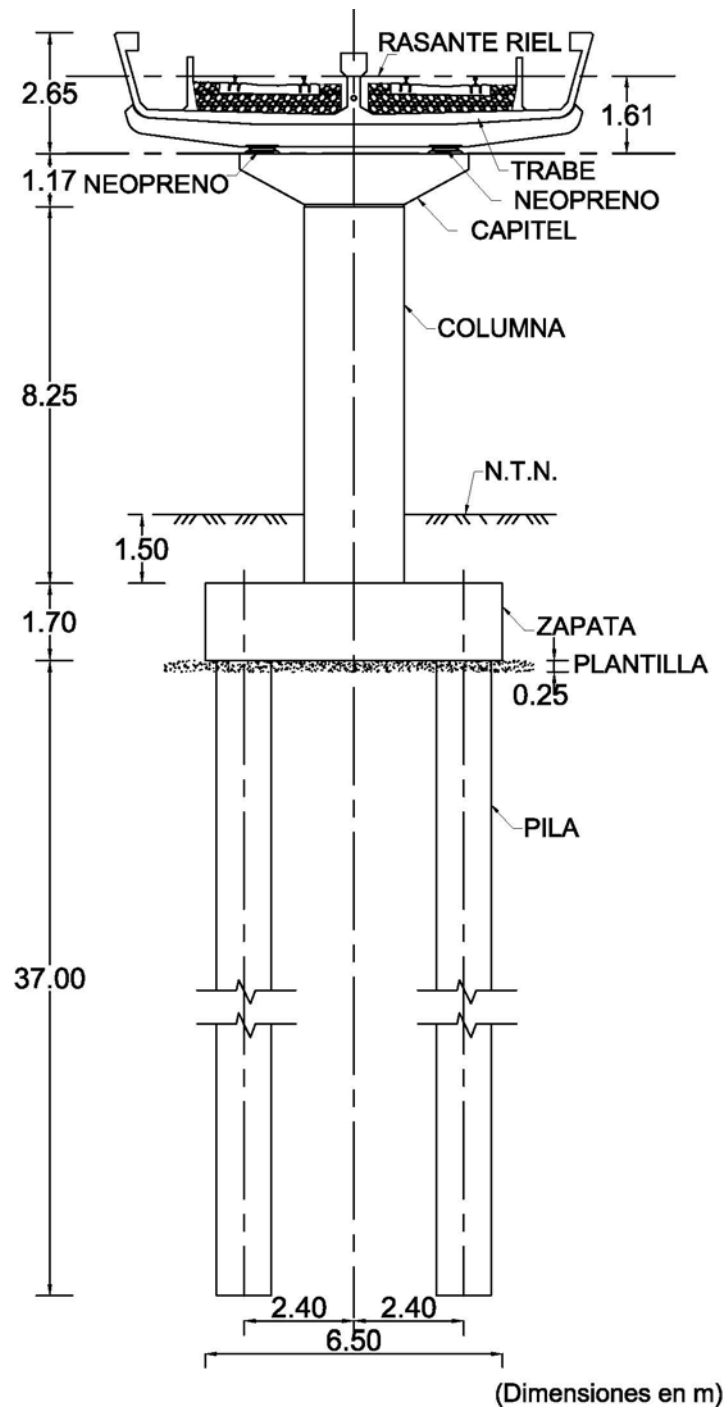


Figura 3. Sección transversal columnas C5 y C6

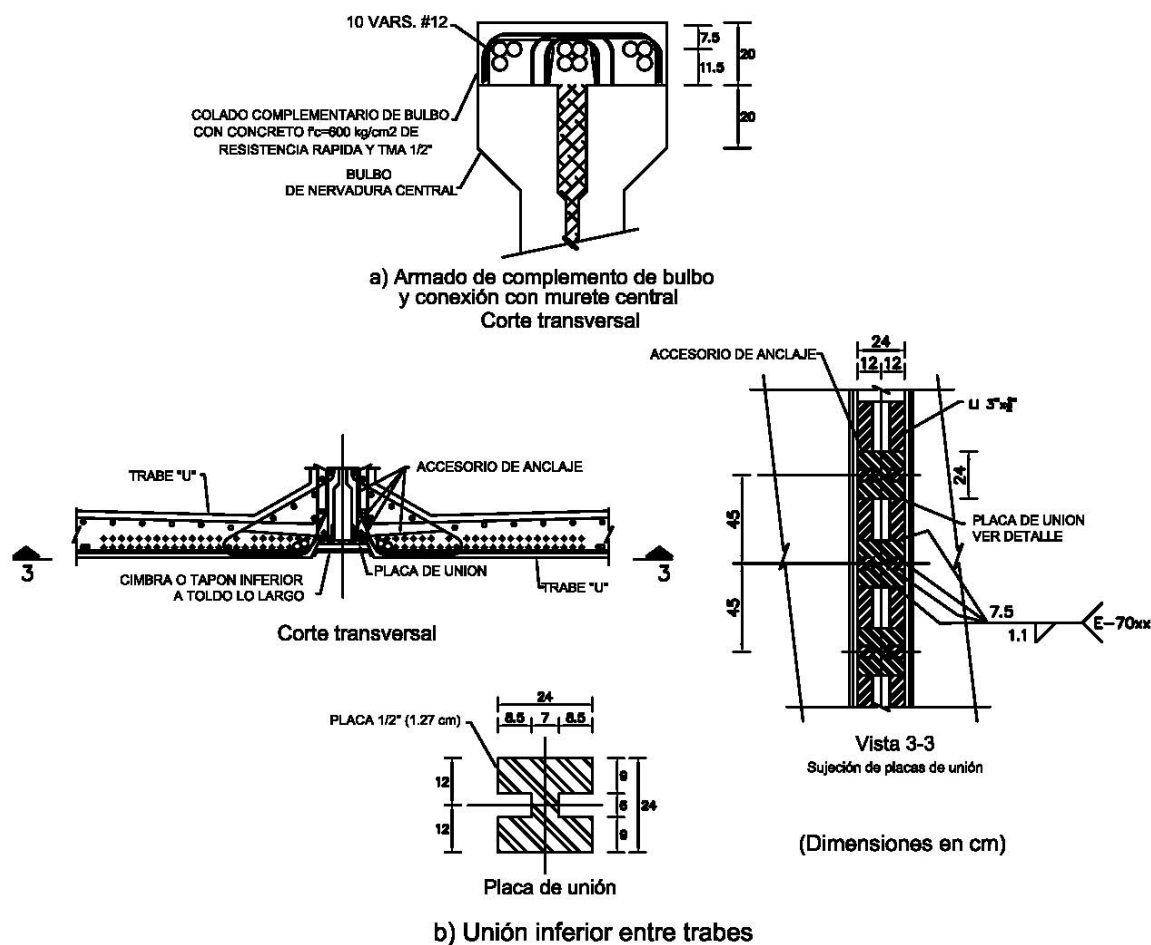
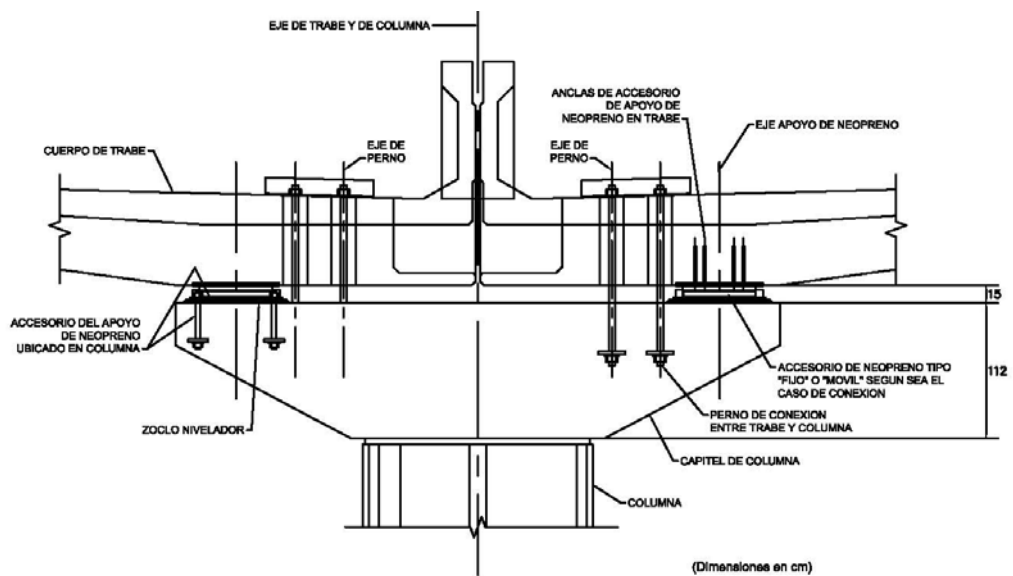


Figura 7. Detalles de conexión de traves

Las columnas en el tramo corresponden a una sola sección transversal tipo, son huecas de forma oblonga de concreto reforzado y presforzado (Figura 9), prefabricadas con la zapata. En la parte superior de la columna se encuentra un capitel de sección variable. El acero de refuerzo de las columnas son varillas del número: 4, 5 y 6. Los torones de presfuerzo son de 9.5 mm de diámetro. La altura de las columnas son variables en el tramo de estudio, esto se indica en la Tabla 2.

La cimentación está formada por zapatas y pilas de concreto reforzado, la zapatas se conectan a cuatro pilas construidas en sitio. Las zapatas (Figura 10) tienen acero de refuerzo de varillas del número 5 y 6, las pilas (Figura 11) están reforzadas con varillas del número 4 y 8.



VISTA FRONTAL
DISPOSICION DE NEOPRENOS (TIPO "CUBO ENCAPSULADO") EN COLUMNA Y TRABE

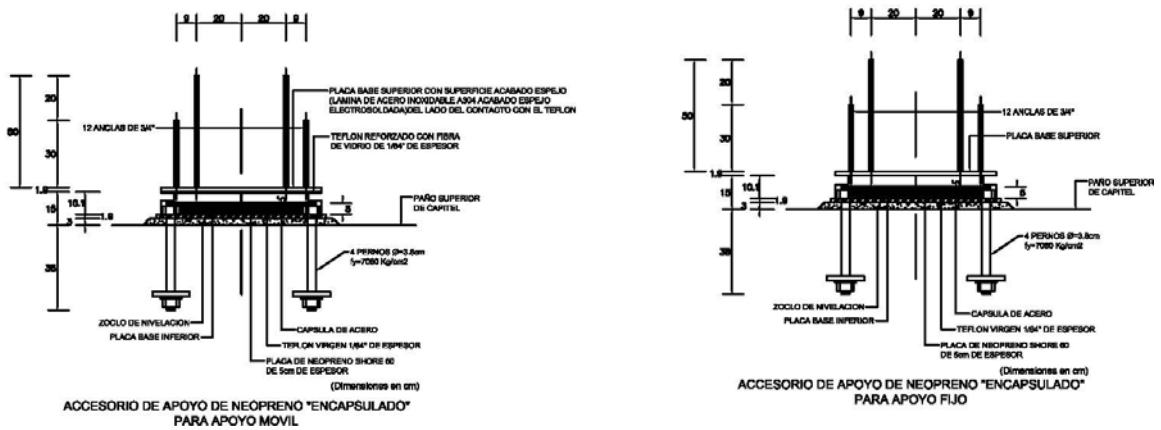


Figura 8. Detalles de apoyos fijo y móvil

Tabla 2. Alturas de columnas de tramo en estudio

Columna	Cadenamiento	Altura (m)
E8	14+787.456	7.75
C1	14+814.206	7.75
C2	14+840.959	7.75
C3	14+867.724	7.75
C4	14+894.495	8
C5	14+924.524	8.25
C6	14+954.553	8.25
C7	14+984.583	8.25
C8	15+014.612	8.25
C9	15+044.638	7.5
C10	15+074.646	7.5
C11	15+104.646	7.5

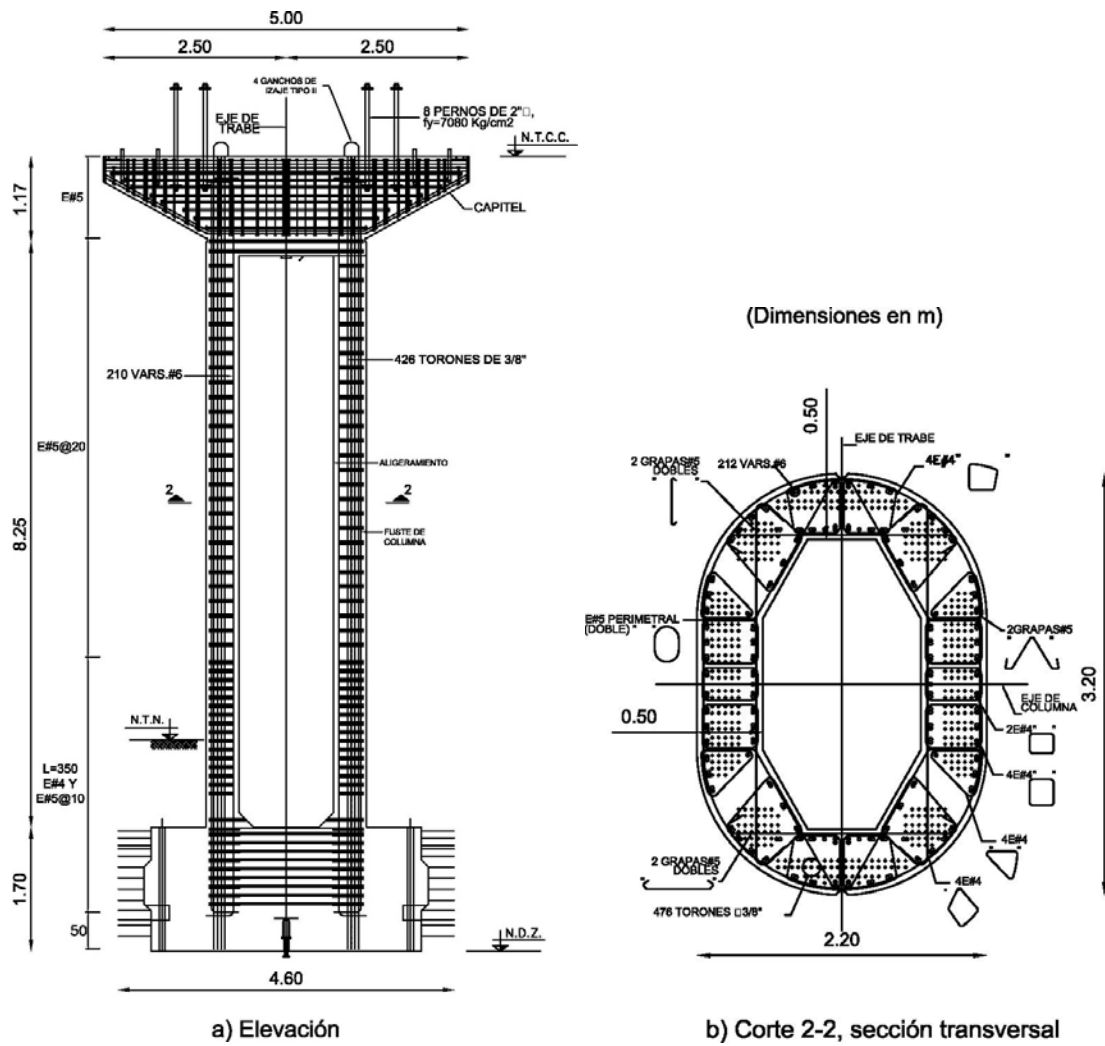
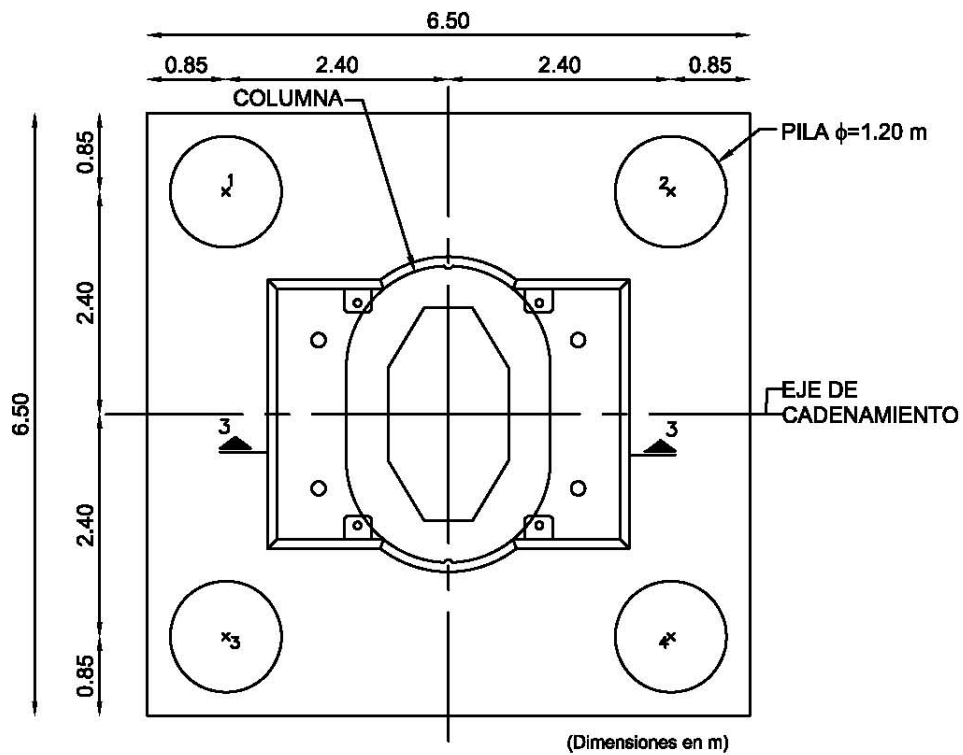
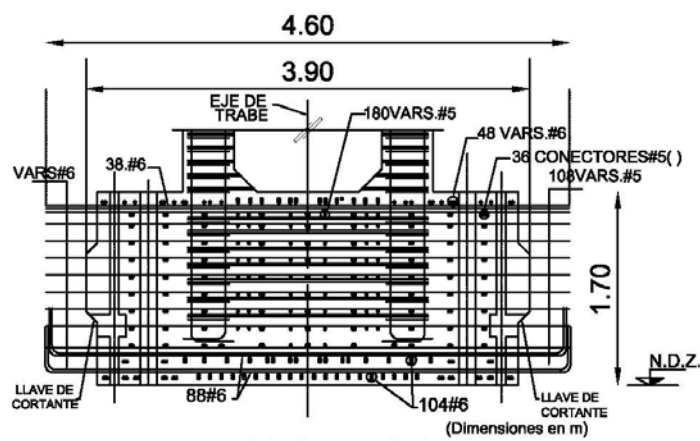


Figura 9. Detalles geométricos y de refuerzo de columna



a) Planta



b) Corte 3-3

Figura 10. Detalles geométricos y de refuerzo de zapata

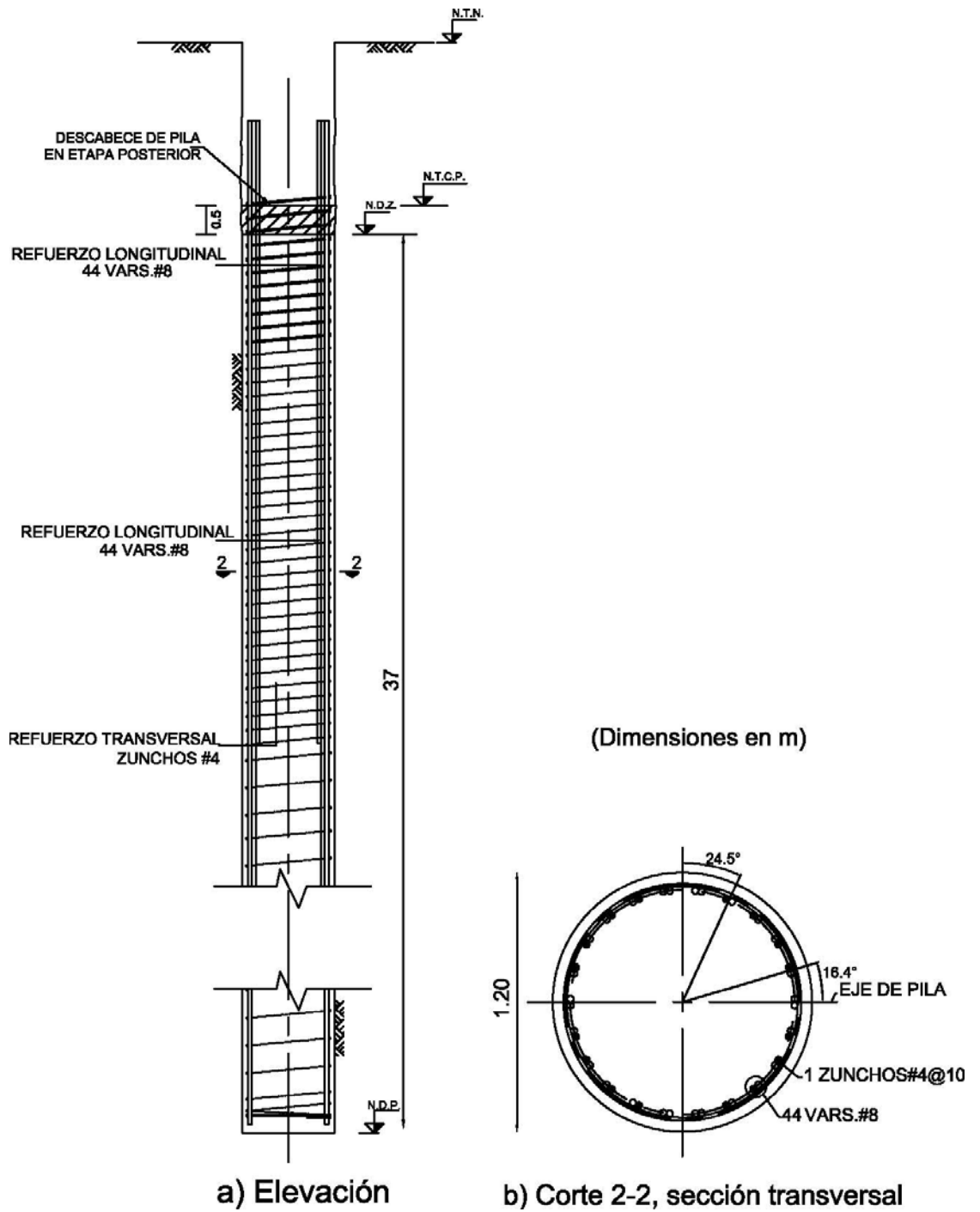


Figura 11. Detalles geométricos y de refuerzo de pila

2.3 Propiedades mecánicas de los materiales

El proyectista en los diseños de los elementos estructurales consideró concretos de clase 1 ($f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$) con agregado grueso calizo. En las pilas utilizó un $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, en las trabes, columnas, capiteles y zapatas un $f'c=600 \text{ kg/cm}^2$. Los módulos de elasticidad utilizadas por el proyectista de acuerdo a las normas de concreto del RCDF-2004 se determinaron con las ecuaciones:

$$\text{Pilas:} \quad E_c = 14,000\sqrt{f'c}; \text{ kg/cm}^2 \quad (1)$$

$$\text{Trabes, columnas y zapatas:} \quad E_c = 8,500\sqrt{f'c} + 110,000; \text{ kg/cm}^2 \quad (2)$$

Para las trabes se disponen de resultados de pruebas de laboratorio de resistencia a compresión a 28 días del concreto utilizado. Los módulos de elasticidad a utilizarse en los modelos analíticos calculados con las ecuaciones 1 y 2 se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Módulos de elasticidad de elementos de concreto (RCDF-2004)

Elemento	$f'c$ (kg/cm^2)	E_c (kg/cm^2)
Trabes*	680	331,653
Columnas	600	318,207
Zapatas	600	318,207
Pilas	250	221,359

*Se dispone de resultados de laboratorio a 28 días de la resistencia a compresión

Las pruebas de vibración ambiental, estáticas y dinámicas sobre la Línea 12 del Metro (Murià *et al.*, 2012) se realizaron en la etapa previa al funcionamiento en servicio normal de los trenes, de manera que los esfuerzos en los componentes estructurales del puente son bajos, se debería utilizar para definir en el modelo analítico el módulo de elasticidad el módulo tangente inicial, sin embargo para los concretos utilizados en concreto presforzado (concretos de altas resistencias de pesos normales) la diferencia entre el módulo secante y el módulo tangente inicial es despreciable (Collins y Mitchell, 1991). La ecuación (2) del RCDF-2004 que se utilizó para calcular el módulo de elasticidad de las trabes, columnas y zapatas corresponde al módulo secante.

El acero de refuerzo utilizado en los elementos estructurales es de grado 60, el acero de prefuerzo es de alta resistencia y baja relajación de grado 270. En la Tabla 4 se indican las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo utilizados.

Tabla 4. Propiedades mecánicas de aceros de refuerzo

Acero de refuerzo		
$f_y =$	4,200	kg/cm ²
$E_s =$	2,000,000	kg/cm ²
Acero de presfuerzo		
$f_{pu} =$	19,000	kg/cm ²
$E_{sp} =$	1,960,000	kg/cm ²

2.4 Información geotécnica del sitio de estudio

El tramo elevado de estudio como se describió se encuentra ubicado en la zona geotécnica IIIa (RCDF-2004). En la memoria de geotécnica (Proyectista, 2010) próximas al tramo de estudio se encuentran las perforaciones denominadas SC-03, SC-16 y SC-47 (Figura 12) donde se describe que la estratigrafía de esta zona está caracterizada por depósitos arcillosos con espesor mayor a 20 m, depósitos profundos de limo arenoso o arena limosa de consistencia muy dura y compacidad muy densa, y roca basáltica hasta una profundidad indefinida, muy fracturada, de calidad mala en los primeros 2 m y muy buena hasta el final de la exploración aproximadamente 37.5 m (Tabla 5).

Tabla 5. Estratigrafía en la zona de estudio (Proyectista, 2010)

Estrato*	Profundidad**(m)		Espesor, d (m)	Peso específico, γ (t/m ³)	Módulo de poisson, ν	Resistencia a la penetración de cono, q_c (kg/cm ²)
	desde	hasta				
ML-CL	0	1.5	1.5	1.49	-	
MH	1.5	5.3	3.8	1.55	0.318	8
CH	5.3	10.3	5	1.27	0.314	32
SP	10.3	11.8	1.5	1.68	-	30
CH	11.8	15.7	3.9	1.33	0.31	10
MH	15.7	16.5	0.8	1.37	0.328	34
CH	16.5	23	6.5	1.12	0.33	16
MH	23	33	10	1.84	0.328	20
Roca sana	33	37.5	4.5	2.2		204

*Nomenclatura de acuerdo a sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS):

ML:limos inorgánicos y arenas muy finas, CL:arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, MH:limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos, CH:arcillas inorgánicas de alta plasticidad, SP:arena mal gradada, arenas gravosas.

**La profundidad medida desde el terreno natural.

Capítulo 3

3 Modelos analíticos y consideraciones realizadas

3.1 Modelos analíticos

3.1.1 Introducción

El objetivo del modelo analítico de la estructura de un puente es representar la geometría, la masa, las conexiones, las condiciones de apoyo, y las cargas, lo más cerca de la realidad que sea posible para facilitar la interpretación ingenieril de cantidades numéricas de respuestas estructurales. Para el análisis de un puente normalmente con modelos simples con elementos barra son suficientes, siempre y cuando estos representen las características de rigidez efectiva y distribución de masa, caso contrario es necesario un modelo con elementos finitos empleando elementos placa o elementos sólidos (Priestley *et al.*, 1996).

Los tres grupos de elementos estructurales usados en modelos de puentes (Priestley *et al.*, 1996) son:

- 1) Lineales: conocidos como elementos barra, son caracterizados por su representación geométrica en una dimensión, aunque incluso su comportamiento puede llegar a ser tridimensional y pueden ellos ser orientados arbitrariamente y utilizarse en el espacio tridimensional. Para respuestas elásticas lineales el elemento barra con variación cúbica de los desplazamientos a lo largo del elemento son los más comúnmente usados. Para caracterización de miembros inelásticos, relaciones de fuerza-deformación pueden ser definidos a través de articulaciones inelásticas de los elementos o con elementos especiales no lineales que puedan incorporar degradación de la rigidez y/o caracterización de la respuesta histerética a través de modificaciones de la matriz de rigidez del elemento.
- 2) Placas y cascarones: son usados principalmente para determinar niveles de esfuerzos locales en superestructuras de puentes celulares y pilas. Elementos no lineales de placa pueden ser usados en modelos con nodos locales o zonas de conexiones y para evaluar el agrietamiento y propagación de la fluencia.
- 3) Sólidos: se usan estos elementos tridimensionales en casos de modelos elásticos lineales donde la cuantificación de los estados de esfuerzos en regiones de nodos o regiones de geometría compleja son requeridos. Las limitaciones de modelos placa no lineales necesitan ser consideradas con modelos tridimensionales no lineales de elementos sólidos.

En el caso de vías elevadas para conocer la respuesta dinámica tres son los parámetros importantes a considerar (Priestley *et al.*, 1996; Chen y Duan, 2000):

- Masa: la masa de un puente que contribuye a la respuesta sísmica en forma de fuerzas inerciales. Dos tipos de fuerzas inerciales son las que deben ser consideradas, las traslacionales y las rotacionales. Para un puente de varios claros la masa sísmica es contribuida por la superestructura del puente y puede ser frecuentemente expresada como una masa distribuida por unidad de longitud del puente.
- Rigidez: para sistemas de un grado de libertad la rigidez del puente, esto es para columnas en voladizo la rigidez efectiva es la de las columnas que depende del módulo de elasticidad del material, el momento de inercia efectivo de la sección transversal, la altura efectiva de la columna y de las condiciones de apoyo de las columnas. Para puentes como los tipo cajón multiceldas de concreto reforzado debidas a sismos longitudinales pudieran aparecer agrietamientos de las trabes, lo que modificaría las propiedades de rigidez de las secciones, esto debe ser afectado en los momentos de inercia. Frecuentemente es suficiente reducir la rigidez a flexión de la sección total (EI_g) (Priestley *et al.*, 1996; Caltrans, 2012; Caltrans, 2013), en concreto reforzado la rigidez EI_g se reduce a la rigidez efectiva $EI_{eff} = (0.5-0.75)EI_g$, en concreto presforzado se supone que no existe reducción de la rigidez, $EI_{eff} = 1.0 EI_g$. La rigidez torsional de la superestructura se puede tomar como: GJ para secciones no agrietadas y $0.5 GJ$ para secciones agrietadas.
- Amortiguamiento: en puentes los más comunes tipos de amortiguamientos son:
 - Coulomb: o amortiguamiento por fricción ocurre en los soportes de superestructura del puente y movimiento de las juntas y son independientes de la velocidad de desplazamiento. La pérdida de este amortiguamiento puede ocurrir por agrietamientos de estructuras de concreto reforzado.
 - Por radiación: ocurre por la interacción suelo-estructura y por la energía disipada por las ondas en el espacio del suelo que circunda a la cimentación.
 - Histerético: la energía de disipación en forma de histéresis de respuesta fuerza-desplazamiento.

En los análisis para representar la respuesta dinámica de puentes, se supone valores de amortiguamiento para estructuras de concreto reforzado entre 2 al 7% del amortiguamiento crítico, comúnmente utilizado 5%. Para estructuras de acero valores entre 2 al 5 % del amortiguamiento crítico.

La cimentación de los puentes (Priestley *et al.*, 1996) es importante en los modelos analíticos, la forma en que su resistencia es desarrollada depende: (1) el tipo y geometría de la cimentación, (2) las características del suelo circundante, y (3) la interacción entre el suelo y estructura (ISE), importante para suelos blandos, cimentaciones masivas, y suelos con potencial licuación debe ser modelada a través de apropiadas funciones de impedancia, resortes equivalentes, o actuales de modelamiento del suelo en forma de porciones de espacio continuos. Existen tres tipos comunes de cimentación para puentes: (1) zapatas para suelos rígidos, (2) zapatas con pilas para suelos blandos o capas de suelo blando con potencial licuación, y (3) pilas hincadas en suelos estables. El modelamiento de estas cimentaciones con resortes equivalentes se encuentran descritos en la literatura (Priestley *et al.*, 1996; Peck *et al.*, 1974; Zeevaert, 1979 y 1980; Wolf, 1985; Chen y Duan, 2000; RCDF, 2004).

Los apoyos de neopreno y juntas de expansión en los puentes (Caltrans, 2012) requieren ser considerados en los modelos de manera que representen los desplazamientos y giros que son capaces de transmitir estos elementos. De acuerdo a la literatura (ITM y SCT, 1996; FEMA 274, 1997; Caltrans, 2000; Priestley *et al.*, 1996; Maleki, 2005; Akogul y Celik, 2008) proponen ecuaciones para considerar las rigideces horizontal, vertical y rotacional de los apoyos de neopreno para incluir en los modelos de análisis. Akogul y Celik (2008) en el puente Akcaova, Turquía, que tiene tres tramos de 30 m de luz con dos columnas intermedias de 19 m de altura, con travesaños presforzados y simplemente apoyados sobre las columnas, realizaron estudios sobre el modelamiento analítico de este puente considerando los apoyos de neopreno como elementos de liga en el programa SAP2000. Para el análisis definen rigideces horizontal, vertical y rotacional de los apoyos de neopreno para incluir en el modelo. Los resultados obtenidos de este modelo como propiedades dinámicas y elementos mecánicos lo comparan con modelos simplificados, concluyendo en sus estudios la importancia de considerar el modelado de los apoyos de neopreno en el modelado de puentes porque tienen su influencia en las respuestas.

Las condiciones de frontera en los modelos tienen un papel importante en los análisis estructurales (Priestley *et al.*, 1996; Caltrans, 2012). Los más comunes son apoyos fijos, articulados y rodillos.

En los reglamentos de diseño como AASTHO-2007 y Norma SCT-2001 se especifican requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, los factores de carga y combinaciones que deben ser usadas en el diseño de puentes. Se indican además que los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes.

Chen y Duan (2000), indican que dependiendo de la complejidad de la estructura de un puente y de la naturaleza de las cargas aplicadas modelos en dos o tres dimensiones pueden ser utilizados. Además señalan que modelos con elementos barra son en general utilizados en el modelamiento de puentes, los componentes de respuesta son presentados en forma de fuerza y de momento resultantes. Para estructuras más complejas con configuraciones de geometrías complicadas, tales como puentes curvos

con vigas I de acero o puentes con apoyos oblicuos, modelos con elementos finitos más detallados deberían ser considerados, especialmente si componentes individuales de la superestructura necesitan ser evaluados. El uso de estos modelos se ha incrementado actualmente por las mejoras en las capacidades de las computadoras y técnicas avanzadas del modelamiento con elementos finitos, se han obtenido con estos modelos refinados resultados más eficientes y diseños económicos. Sin embargo, los modelos complejos requieren un alto grado de experiencia ingenieril y pericia en la teoría y aplicación del método de los elementos finitos. En el caso de modelos complejos el ingeniero debería determinar el grado de refinamiento de los modelos. La modernización de las oficinas de diseño de ingeniería junto con un aumento en la exigencia en la exactitud y la eficiencia de los diseños estructurales, requiere una comprensión más detallada de los principios y supuestos básicos asociados con el uso en computadoras de programas de análisis estructural. Los más populares de estos programas son GT STRUDL, STAADIII, SAP2000, así como algunas de las herramientas más poderosas y complejas como ADINA, ANSYS, NASTRAN y ABAQUS (Chen y Duan, 2000).

Referentes a puentes de ejes curvos en planta, de la literatura existen trabajos desarrollados (Buckle *et al.*, 1987), (Richardson y Douglas, 1993), de pruebas de vibración ambiental, simulación de cargas sísmicas, pruebas estáticas, dinámicas y mediciones experimentales de respuestas estructurales. El paso a desnivel que estudiaron (1985) sobre la vía Dominion en Nueva Zelanda tiene una longitud de 300 m aproximadamente, la sección transversal de las trabes son tipo cajón hueco presforzados. Para medir la respuesta transversal dinámica del puente utilizaron cargas externas (25% de la aceleración de la gravedad) para simular las cargas sísmicas, con jalones al puente y con vibración libre obtenían mediciones de la respuesta dinámica transversal. Identificaron de esta manera los modos de vibrar longitudinal, transversal, vertical y torsional del puente, con estos modos se usaron para verificar en un modelo analítico la respuesta dinámica desarrollado en SAPIV con elementos barra. En este trabajo el modelo fue verificado usando el modo fundamental de vibración que fue horizontal. Utilizaron un procedimiento de sistema de identificación, con esto la respuesta dinámica del modelo fue ajustado a las mediciones de frecuencia y forma modal. Las propiedades iniciales de las secciones y de los materiales del modelo fueron calculadas basadas en la información de planos estructurales del puente, los apoyos se modelaron con resortes de acuerdo a la información de las propiedades del suelo disponibles.

En México (Murià *et al.*, 1991) realizaron la identificación de las propiedades dinámicas mediante experimentación de vibración ambiental y de cargas del puente atirantado de Tampico que tiene una longitud total de 1,543 m, que pudieran cambiar debido a la influencia de la corrosión, variación de tensión de los cables, fatiga y pérdida del prefuerzo. En la ciudad de México (Murià *et al.*, 2004) desarrollaron pruebas experimentales de vibración ambiental, tracción, carga vehiculares en el distribuidor vial San Antonio, se compararon las respuestas con modelos analíticos tipos barra desarrollados con SAP2000, de esta investigación los resultados fueron satisfactorios de las respuestas y comportamiento del puente. Alrededor del país (Gómez *et al.*, 2008) se han trabajado en la experimentación de varios puentes de diferentes características de

geometrías y materiales, los valores de experimentación han sido comparados con las respuestas de modelos elaborados de elementos finitos tipo barra, placa y sólidos.

Otros investigadores (Paultre *et al.*, 1992; Paultre *et al.*, 2000; y Caetano *al.*, 2000) han identificado con pruebas experimentales las propiedades dinámicas de varios puentes de concreto reforzado, presforzado y atirantados.

Referentes a puentes complejos con eje curvo en planta, se han realizado trabajos de mediciones experimentales y modelado de puentes de vigas I metálicas con el método de elementos finitos en el programa ANSYS (Baber *et al.*, 2008), el objetivo de esta investigación fue realizar varios modelos con diferentes refinamientos con elementos barra, elementos placa y sólidos, interacción de las vigas principales con las vigas diafragma, la influencia de los apoyos y comparar los resultados de los modelos analíticos con los valores de pruebas experimentales.

3.1.2 Descripción de modelo del proyectista

Con la información de la memoria técnica del estudio estructural (Proyectista, 2010), utilizó para desarrollar el modelo analítico el programa SAP2000, consideró para los análisis y diseños un tramo recto tipo de la Línea de Metro de aproximadamente 577.60 m de longitud que incluye al tramo de estudio. Como condiciones de frontera supone extremos libres, coloca masas concentradas en los extremos de $12 t_{masa}$ que equivale aproximadamente a una trabe de 15 m de luz. El modelo está formado por 20 ejes de columnas, luces de las trabes de 30 m, altura promedio de columnas de 9.0 m, y pilas de 37 m de longitud. El modelo planteado es en tres dimensiones con elementos tipo barra para los diferentes componentes del puente (Figura 13). Las pilas se representan con elementos de un metro de longitud colocando resortes en cada nodo para el análisis de ISE. Para el modelo de análisis sísmico se trata como una columna en voladizo en sentido transversal y marco en sentido longitudinal. El modelo presenta las propiedades de los materiales indicados en las memorias técnicas. Las cargas utilizadas en el análisis son: las cargas muertas como el peso propio de los elementos estructurales, el peso de las vías, durmientes, balasto e instalaciones como cargas variables consideró las cargas vivas debida a los trenes, el impacto, y la fuerza centrífuga para considerar en su modelo recto los tramos curvos, como cargas eventuales presenta las cargas debidas a sismo, aceleración, frenado, descarrilamiento y cabeceo del tren. Los neoprenos son encapsulados de dos tipos fijos y móviles, los móviles se ubican aproximadamente cada 150 m, en el tramo de estudio se ubican en las columnas C4, C8 y E8 (Figura 1). Los apoyos de neopreno son modelados con la geometría indicada en los planos y supone con las mismas propiedades mecánicas del concreto de las trabes.

En el modelo el apoyo móvil considera que tienen movimiento en la dirección longitudinal de la trabe, y el apoyo fijo que se encuentra restringido el movimiento de la trabe. Realizó las combinaciones de carga de acuerdo a los reglamentos vigentes para puentes entre los principales que utilizó son: AASTHO-2007 y Norma SCT-2001. Con las mayores solicitaciones de los elementos mecánicos, diseño y detalló cada uno de los elementos que componen el puente, elaboró las memorias de cálculo y los respectivos planos.

Adicional al modelo completo, realizaron un modelo tridimensional de una trabe tipo de 30 m con elementos tipo placa Figura 13, simplemente apoyada, lo que les permitió revisar y afinar detalles en el dimensionamiento, diseño y condiciones de servicio.

Para las comparaciones de las respuestas con pruebas experimentales (Murià *et al.*, 2012) el proyectista elaboró un modelo correspondiente al tramo curvo de estudio de 260 m de longitud aproximadamente con condiciones de frontera libres, supuso su modelo recto (Figura 14) considerando las propiedades geométricas de las secciones, propiedades mecánicas de los materiales, la interacción suelo-estructura, las cargas muertas, el impacto, fuerza de frenado y la fuerza centrífuga de forma similar a las que hizo en el modelo de diseño según los reglamentos AASTHO-2007 y Norma SCT-2001. Lo que cambio fueron las cargas de tren de diseño, utilizó las registradas en las pruebas experimentales. El proyectista con elementos adicionales barra define los ejes de las vías de acuerdo a las excentricidades del trazado geométrico en planta y para la ubicación de los trenes implicadas en las pruebas estáticas.

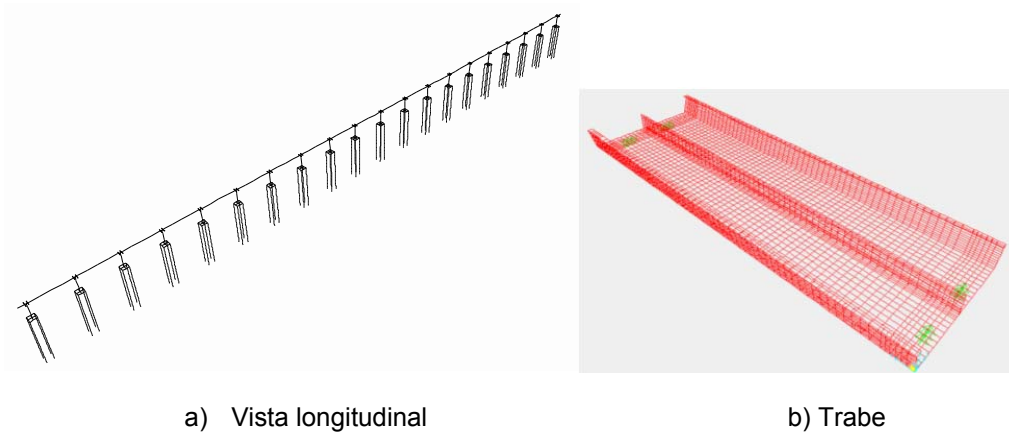


Figura 13. Modelo del proyectista de diseño

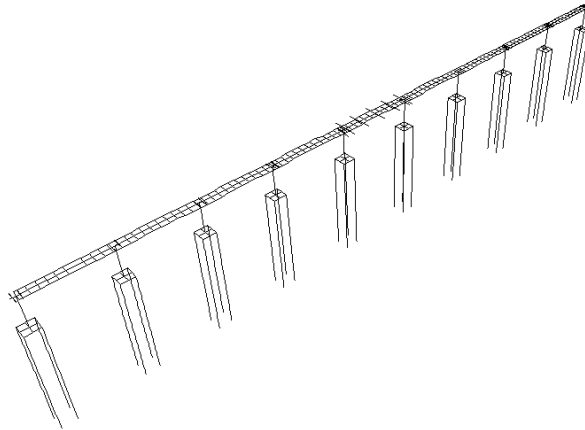


Figura 14. Modelo del proyectista para respuestas de la experimentación

3.1.3 Modelos desarrollados en la investigación

Los modelos analíticos en esta investigación, se realizaron con el programa SAP2000. Se revisaron las consideraciones que el proyectista realizó en su modelo, estas permitieron asumir suposiciones similares y proponer otras consideraciones de acuerdo a la literatura en los modelos desarrollados. Las consideraciones en los modelos estudiados son las siguientes:

- El tramo curvo de estudio comprendido entre las columnas E8 y C11 es de 317 m de longitud aproximada (Figura 1). Formado por doce ejes de columnas con apoyos móviles en las columnas E8, C4 y C8 del lado de las columnas hacia la dirección de la estación Tomatlán, las demás columnas tienen apoyos fijos.
- La geometría y propiedades mecánicas de las trabes, columnas, zapatas y pilas son las presentadas en el capítulo 2.2. Se consideran en los análisis un comportamiento lineal de los materiales.
- Los análisis de los modelos son tridimensionales, donde se utilizaron elementos finitos tipo barra, que toma en cuenta seis grados de libertad por nudo, tres de traslación en la dirección de los ejes X, Y, Z y tres de rotación alrededor de los ejes X, Y, Z (Figura 15).

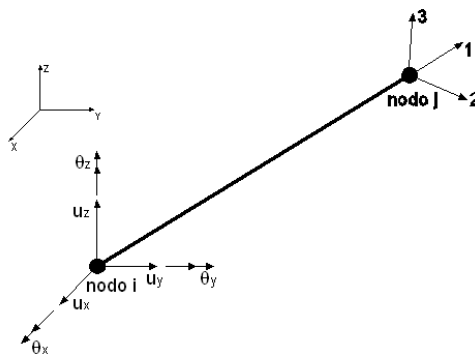


Figura 15. Elemento barra

La Figura 16 indica la representación de la estructura con elementos barra, se definen nodos a distancias diferentes donde los elementos estructurales cambian de propiedades geométricas y mecánicas.

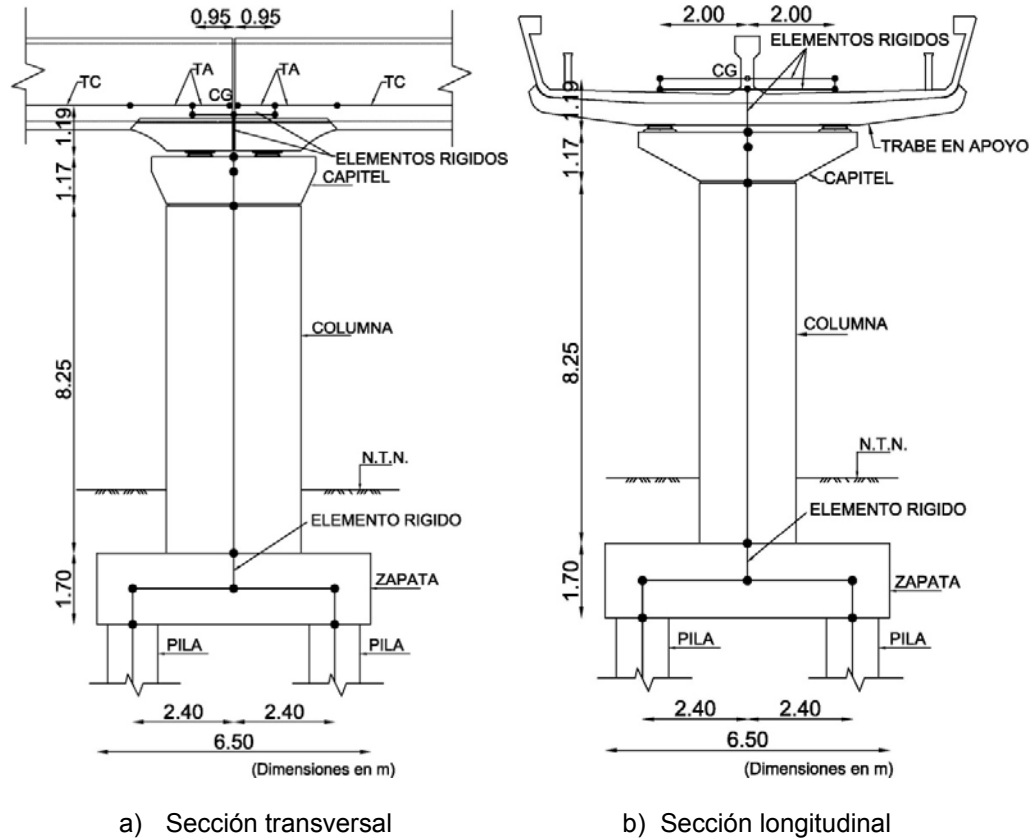


Figura 16. Representación de la estructura con elementos barra

- Los apoyos móviles y fijos de neopreno el proyectista considera en el modelo como un elemento barra circular de 10 cm de altura y 60 cm de diámetro, supone con las mismas propiedades mecánicas del concreto de las traveses. En esta investigación se considera lo que recomienda la literatura y estudios realizados sobre modelación de neoprenos en puentes (ITM y SCT, 1996; FEMA 274, 1997; Caltrans, 2000; Priestley *et al.*, 1996; Maleki, 2005; Akogul y Celik, 2008) y que han resultado satisfactorios, esto consiste en modelar los neoprenos como elementos de liga en el programa SAP2000. Los cálculos se presentan en el anexo A. Para definir los apoyos móviles (C4, C8 y E8) se permite que las traveses tengan movimiento longitudinal. Se revisará y comentará las implicaciones de modelar los apoyos como los supuso el proyectista.
- Se consideran condiciones de frontera al tramo de estudio en los modelos analíticos intentando representar los ejes de columnas y traveses no modelados en los extremos del tramo de estudio y conocer la influencia en los modelos, de manera que representen adecuadamente las respuestas de la estructura, esto es posible debido a las comparaciones que se pueden hacer con respecto a

mediciones experimentales (Murià *et al.*, 2012). Como condiciones de frontera se consideran:

- libres los extremos del tramo como lo hizo el proyectista.
 - articulado los extremos del tramo, restringido en dirección longitudinal y transversal.
 - tramos adicionales necesarios a considerar en cada extremo para que represente adecuadamente las respuestas de la estructura. En las figuras 17 a 19 se presenta el modelo con un tramo adicional en los extremos con un apoyo articulado, adicional se revisará la influencia de colocar resortes en vez del apoyo articulado.
- Se analizan modelos analíticos de la vía elevada del tramo de estudio: recto y curvo con la planta geométrica (Figura 1) y las alturas de las columnas correspondientes (Tabla 2). En el modelo recto, como consideró el proyectista, las luces de las traveses son las distancias entre columnas de la planta geométrica curva (Figura 1), los elementos de este modelo tienen las mismas propiedades geométricas y mecánicas que el modelo curvo.
- La cimentación de los modelos se consideran: con base empotrada (Figura 17), y con ISE. Para la ISE en el puente, se supone un comportamiento elástico del suelo y los efectos se representan con resortes equivalentes. Se considera la ISE de acuerdo al estudio geotécnico del proyectista (2010) (Figura 18) y según el RCDF-2004 (Figura 19).

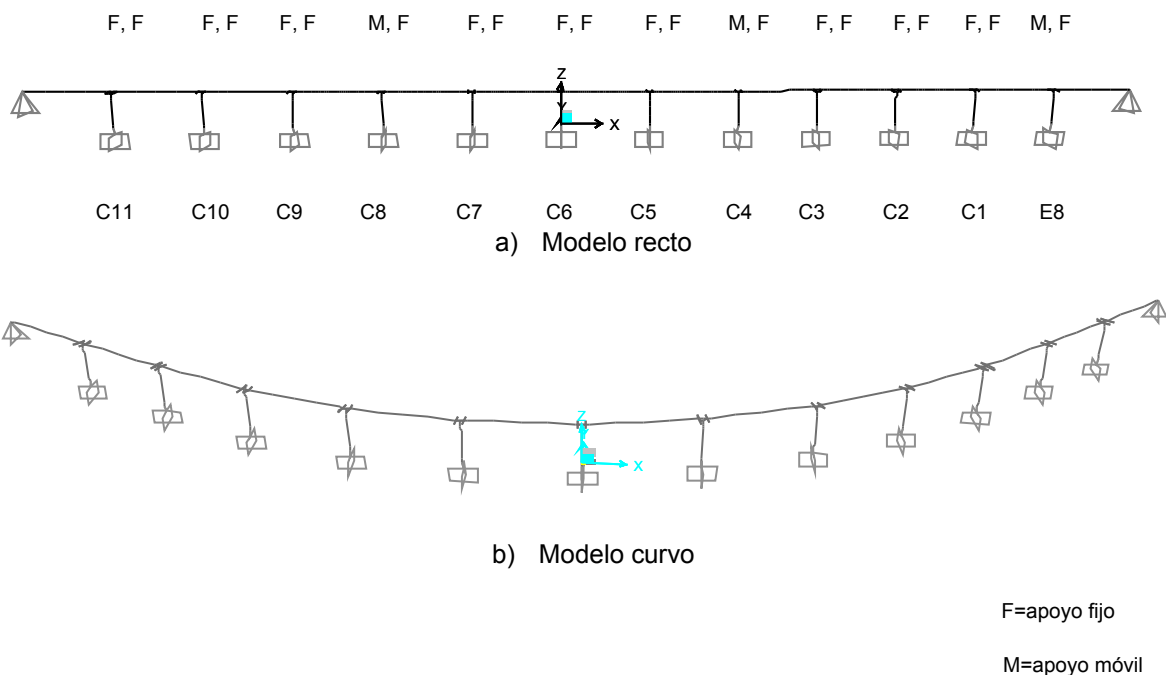
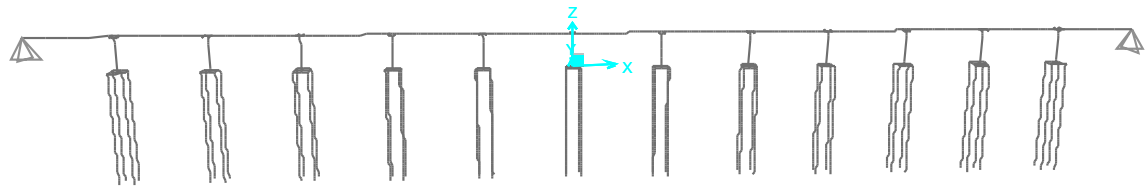
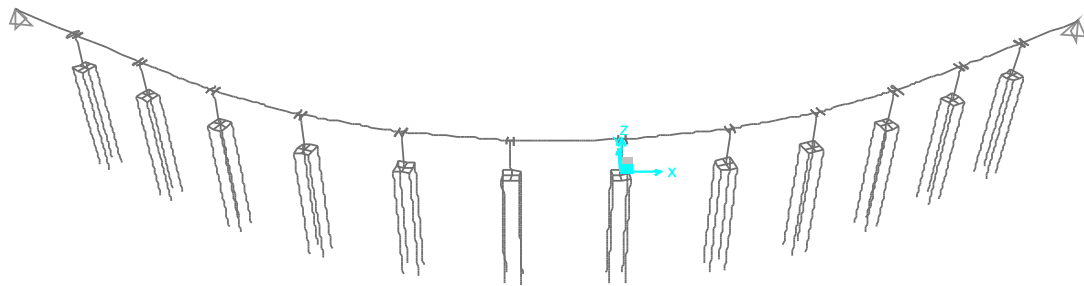


Figura 17. Modelos analíticos con base empotrada

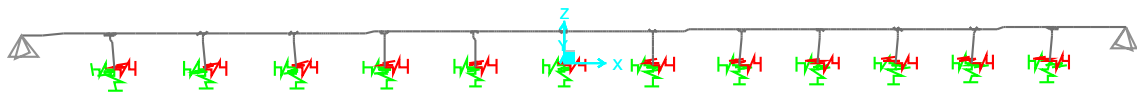


a) Modelo recto

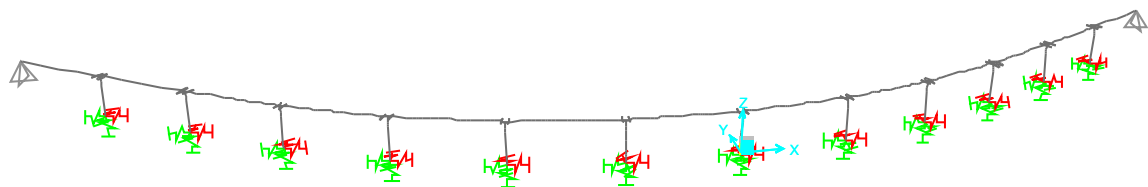


b) Modelo curvo

Figura 18. Modelos analíticos con interacción suelo-estructura de acuerdo a estudios geotécnicos



a) Modelo recto



b) Modelo curvo

Figura 19. Modelos analíticos con interacción suelo-estructura de acuerdo RCD-2004

- Se define el sistema de ejes coordenados para la respuestas de la estructura del puente: L el eje longitudinal, paralelo al eje de vías; T el eje transversal, perpendicular al eje de las vías; V el eje vertical del puente, estos corresponden a los ejes X, Y y Z en el programa SAP2000, respectivamente. Por el trazado curvo del tramo de estudio se coloca el eje de referencia sobre la columna C5 de manera que el eje X coincida con el eje longitudinal de la trabe instrumentada C5-C6, esto ayuda a interpretar de mejor manera las respuestas de la estructura.
- Las cargas a utilizarse en los modelos son:
 - Cargas muertas, debidas al peso propio de los elementos estructurales, el peso de las vías, durmientes, balasto e instalaciones (capítulo 3.2.1).
 - Cargas vivas, corresponden a las registradas de los trenes en las pruebas experimentales (capítulo 3.2.2) y la fuerza centrífuga. El valor y el cálculo de la fuerza centrífuga se describe en el capítulo 3.2.4.
 - Carga eventual, se considera la debida al frenado y aceleración. Se describen en el capítulo 3.2.5.
- En los modelos analíticos las rigideces a flexión de las trabes y columnas el proyectista consideró las secciones brutas. En la literatura, Priestley (1996), Caltrans (2012) y Caltrans (2013) recomiendan para elementos presforzados utilizar la rigidez a flexión $1.0 E I_g$, sin reducción de la rigidez bruta de la sección. La rigidez torsional de la superestructura se considera GJ.

Para los modelos analíticos a desarrollar se considera a las columnas y trabes con su sección bruta, sección transformada no agrietada y transformada agrietada. El objetivo de usar estas secciones es analizar la influencia o no de los refuerzos y presfuerzos en las respuestas de los modelos. En los anexos B y C se presentan los cálculos de inercias de trabes y columnas de las secciones transformada no agrietada y agrietada respectivamente.

3.2 Cargas en los modelos

En este estudio se consideran en los análisis cargas permanentes, cargas variables y cargas eventuales. Las cargas permanentes corresponden a las cargas muertas, las cargas variables son: la carga viva de los trenes, impacto, fuerza centrífuga, las cargas eventuales en este caso son las fuerzas de frenado y aceleración de los trenes.

3.2.1 Cargas muertas

Las cargas muertas son las cargas debidos al peso propio de la estructura, superestructura, balasto, riel, durmientes e instalaciones. Los pesos específicos de los materiales utilizados en el puente se indican en la Tabla 6 (Proyectista, 2010).

Tabla 6. Pesos específicos de materiales

Concepto	Peso específico(t/m ³)
Concreto armado	2.40
Concreto armado en presforzados	2.50
Elementos metálicos	7.82
Balasto	1.70
Suelo de relleno	1.60

De los valores indicados en la Tabla 6 el peso específico del balasto se revisó la literatura sobre recomendaciones de valores a adoptar. La referencia (Rico Rodríguez *et al.*, 1991), señala valores de balasto de 1.8 t/m³ como mínimo peso volumétrico seco máximo. La secretaría de comunicaciones y transporte de México (SCT, N-PRY-CAR-6-01-003, 2001) recomiendan balastos de 1.9 t/m³ de peso volumétrico compactado. Los trabajos de (Garnica *et al.*, 1997), presentan valores de balasto de 1.1 t/m³ de peso volumétrico mínimo. La publicación de (IAPF, Ministerio de Fomento, España, 2010) indican balasto de 1.8 t/m³ de peso volumétrico, se señala que debe tomarse en cuenta posibles variaciones de este valor si el balasto pudiera contaminarse con presencia de finos u otras sustancias externas. Con las referencias revisadas y características de balastos, es importante indicar que el valor del peso específico del balasto en el proyecto de la Línea 12 de Metro puede variar su valor con el tiempo. El paso de los trenes sobre las vías originan un reacomodo del balasto, ocasionando una compactación del material, con lo que el volumen disminuye aumentando el peso volumétrico. Debido a que se encuentra el balasto en contacto directo con el ambiente, la lluvia y granizo se podrían considerar como los agentes principales que pueden acumularse en el balasto, con esto se produce un aumento de su peso específico. En el cálculo de la carga muerta para los modelos analíticos, se utiliza 1.7 t/m³ de peso específico del balasto (Tabla 6), valor que fue utilizado en los diseños estructurales (Proyectista, 2010).

Se presenta en la Tabla 7 un resumen de las cargas muertas y masas por metro de los elementos estructurales del puente y de la sobrecarga (Proyectista, 2010).

Tabla 7. Peso propio por metro de elementos y sobrecarga.

Descripción	Peso(t/m)	Masa(t _{masa} /m)
Elementos:		
Trabes:		
En apoyos(TA)	20.20	2.06
En tramo central(TC)	8.53	0.87
Columnas	8.75	0.89
Capitel	29.49	3.01
Sobrecargas:		
Balasto	6.05	0.62
Durmientes	0.47	0.05
Riel	0.24	0.02
Instalaciones	0.27	0.03
Total sobrecargas:	7.02	0.72

Para el cabeceo dinámico se considera el momento de inercia polar de un elemento de masa m con respecto al eje de la trabe como:

$$I_p = mr^2 = m(a^2 + b^2) \quad (3)$$

donde: m =masa del elemento

r =distancia del eje de la trabe al elemento, se definen a y b como los componentes en dos direcciones ortogonales horizontal y vertical respectivamente de r .

Se realizó el cálculo del momento de inercia polar de las traveses y de las sobrecargas (Tabla 8) utilizando los valores de masas indicados en la Tabla 7, para los valores de a y b (Figura 20) se consideran las distancias del centro de gravedad de cada elemento respecto del eje de la trabe (Proyectista, 2010).

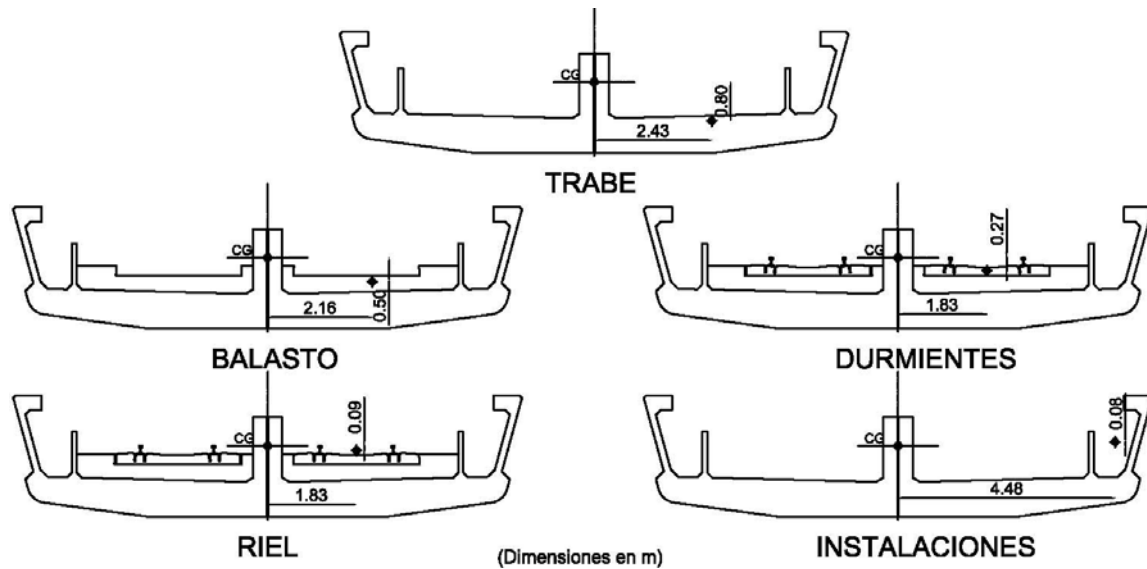


Figura 20. Valores de a y b de elementos para cálculo de momento de inercia polar

Tabla 8. Cálculo de momento de inercia polar

Descripción	Peso	m	L	$m(c/lado)$	a	b	$m(a^2 + b^2)$
	(t/m)	(t _{masa} /m)	(m)	(t _{masa})	(m)	(m)	(t _{masa} m ²)
Traveses:							
En apoyos(TA)	20.20	2.06	3.16	3.25	2.43	0.80	21.20
En tramo central(TC)	8.53	0.87	26.74	11.62	2.43	0.80	75.73
Sobrecargas:							
Balasto	6.05	0.62	30	9.24	2.16	0.50	45.33
Durmientes	0.47	0.05	30	0.72	1.83	0.27	2.47
Riel	0.24	0.02	30	0.37	1.83	0.09	1.24
Instalaciones	0.27	0.03	30	0.41	4.48	0.08	8.16
Total(c/lado):							154.13
Inercia polar:							308.26

3.2.2 Cargas vivas de las pruebas

Las cargas vivas de los trenes corresponden a las registradas en las mediciones experimentales que realizó el IIUNAM (Murià *et al.*, 2012), se utilizaron dos trenes cargados con bidones llenos de agua con 50 kg de peso aproximadamente. En la Figura 21 se presenta las dimensiones geométricas de los trenes y en la Tabla 9 los pesos de los vagones de los trenes.

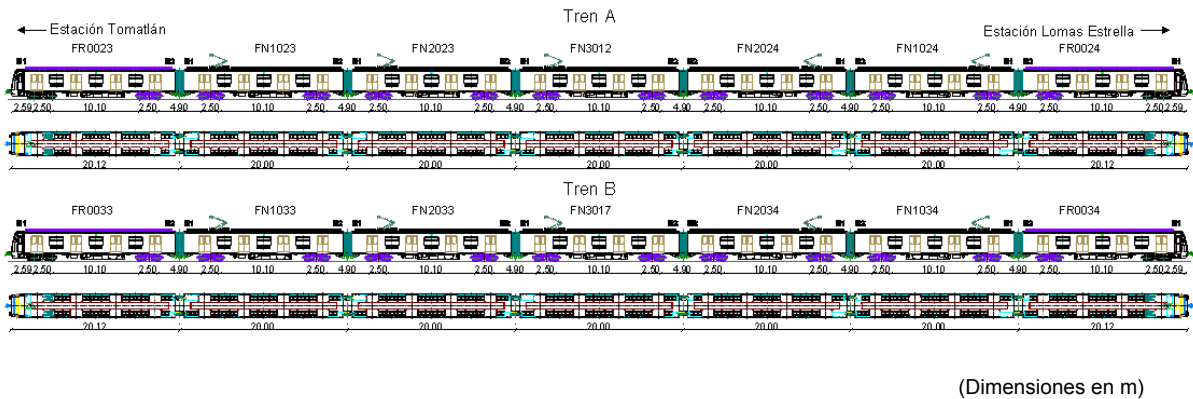


Figura 21. Dimensiones geométricas de trenes

Tabla 9. Cargas de los trenes de las pruebas

Tren A (N-23)			Tren B (N-33)		
Lecturas 06/08/2012			Lecturas 06/08/2012		
Vagon	Nominación	Peso (kg)	Vagon	Nominación	Peso (kg)
FR0023	A1	50,640	FR0033	B1	30,500
FN1023	A2	52,080	FN1033	B2	33,000
FN2023	A3	50,970	FN2033	B3	33,000
FN3012	A4	50,970	FN3017	B4	33,000
FN2024	A5	33,000	FN2034	B5	52,170
FN1024	A6	33,000	FN1034	B6	51,060
FR0024	A7	30,520	FR0034	B7	49,530
Total:		301,180	Total:		282,260

En la experimentación del IIUNAM (Murià *et al.*, 2012), se estableció un programa de pruebas estáticas y dinámicas para tratar de provocar las condiciones de carga de servicio más severas sobre el puente, para esto se lastró cuatro vagones del tren A y tres vagones del tren B con bidones de agua con peso aproximado de 50 kg (Figura 22). Los pesos de los vagones utilizados en el diseño son de 60,000 kg por vagón y carga total del tren de 420,000 kg (Proyectista, 2010). El tren A circula sobre el extradós de la trabe denominado vía 2, y el tren B circula por el intradós denominado vía 1. Para las pruebas estáticas se realizaron varios arreglos de las posiciones de los trenes detenidos (Tabla 10) sobre el tramo C5 y C6 instrumentado (Figuras 22 a 25), la posición de los trenes en las pruebas 11 y 12 cambio aproximadamente +/-20 cm de acuerdo a lo planificado

porque fue difícil en las pruebas que los trenes se aproximen más entre sí. Las pruebas dinámicas consistieron en los trenes circulando por las dos vías a velocidades e instantes diferentes, con y sin frenado (Tabla 11), en todas estas pruebas los trenes debían llegar a la estación Lomas Estrella o Tomatlán, para las pruebas 7 a 12 los trenes regresaban a la estación Lomas Estrella.



Figura 22. Vagón tipo FN lastrado con bidones de agua

Tabla 10. Programa de pruebas estáticas realizadas (Murià *et al.*, 2012)

Prueba	Hora inicio	Hora final	Número de tren	Vía de circulación	Posición real de cabina del tren respecto a señal	Vagones de tren sobre tramo C5-C6	Número de ejes de tren sobre tramo C5-C6	Carga total en kg, sobre tramo C5-C6
1	12:55	1:15	23	2	+/- 1 cm	2 ejes de FR0023 + 4 ejes de FN1023 + 2 ejes de FN2023	8	102,885
2	1:20	1:30	23	2	+/- 1 cm	2 ejes de FN1023 + 3 ejes de FN2023	5	64,268
3	1:33	1:47	23	2	+/- 1 cm	2 ejes de FN1023 + 4 ejes de FN2023	6	77,010
4	2:10	2:20	33	1	+/- 1 cm	4 ejes de FR0034 + 2 ejes de FN1034	6	75,060
5	2:22	2:32	33	1	+/- 1 cm	3 ejes de FR0034 + 2 ejes de FN1034	5	62,678
6	2:35	2:41	33	1	+/- 1 cm	2 ejes de FR0034 + 4 ejes de FN1034 + 1 eje de FN2034	7	88,868
7	3:10	3:30	23 33	2 1	+/- 1 cm	2 ejes de FR0023 + 4 ejes de FN1023 + 2 ejes de FN2023 + 2 ejes de FR0034 + 4 ejes de FN1034 + 1 eje de FN2034	8 7	191,753
8	3:34	3:40	23 33	2 1	+/- 1 cm	2 ejes de FR0023 + 4 ejes de FN1023 + 2 ejes de FN2023 + 4 ejes de FR0034 + 2 ejes de FN1034	8 6	177,945
9	3:46	3:52	23 33	2 1	+/- 1 cm	2 ejes de FN1023 + 4 ejes de FN2023 + 4 ejes de FR0034 + 2 ejes de FN1034	6 6	152,070
10	3:58	4:05	23 33	2 1	+/- 1 cm	2 ejes de FN1023 + 3 ejes de FN2023 + 3 ejes de FR0034 + 2 ejes de FN1034	5 5	126,945
11	1:36	1:51	33	1	+/- 20 cm	1 eje de FR0023 + 4 ejes de FR0034 + 1 eje de FN1034	7	74,955
12	2:35	2:40	23	2	+/- 20 cm	1 eje de FR0023 + 4 ejes de FR0034 + 1 eje de FN1034	6	74,955

Tabla 11. Programa de pruebas dinámicas realizadas (Murià *et al.*, 2012)

Prueba	Hora inicio	Hora final	Número de tren	Vía	Velocidad estimada, en km/h	Velocidad máxima esperada, en km/h	Frenado	Dirección de los trenes
1	11:46	11:52	33	1	28	30	Sin frenado	Lomas Estrella - Tomatlán
2	11:47	11:53	23	2	29	30	Sin frenado	Lomas Estrella - Tomatlán
3	11:54	11:57	33	1	63	60	Sin frenado	Lomas Estrella - Tomatlán
4	12:04	12:06	23	2	55	60	Sin frenado	Lomas Estrella - Tomatlán
5	12:10	12:15	23 33	2 1	25	30	Sin frenado	Tomatlán-Lomas Estrella
5-bis	12:30	12:32	23 33	2 1	22	30	Sin frenado	Tomatlán-Lomas Estrella
6	12:19	12:24	23 33	2 1	53.3	60	Sin frenado	Lomas Estrella - Tomatlán
7	12:35	12:35	23 33	2 1	26.5	30	Frenado a fondo a partir del centro del claro entre ejes C5-C6 y hasta parar	Lomas Estrella - Tomatlán
8	12:43	12:44	23 33	2 1	46	60	Frenado a fondo a partir del centro del claro entre ejes C5-C6 y hasta parar	Lomas Estrella - Tomatlán
9	12:50	12:50	23 33	2 1	23	30	Frenado a fondo a partir del centro del claro entre ejes C4-C5 y hasta parar	Lomas Estrella - Tomatlán
10	1:03	1:04	23 33	2 1	43	60	Frenado a fondo a partir del centro del claro entre ejes C4-C5 y hasta parar	Lomas Estrella - Tomatlán
11	1:10	1:11	33	1	48	60	Frenado a fondo a partir del centro del claro entre ejes C4-C5 y hasta parar	Lomas Estrella - Tomatlán
12	1:13	1:14	23	2	42.5	60	Frenado a fondo a partir del centro del claro entre ejes C4-C5 y hasta parar	Lomas Estrella - Tomatlán

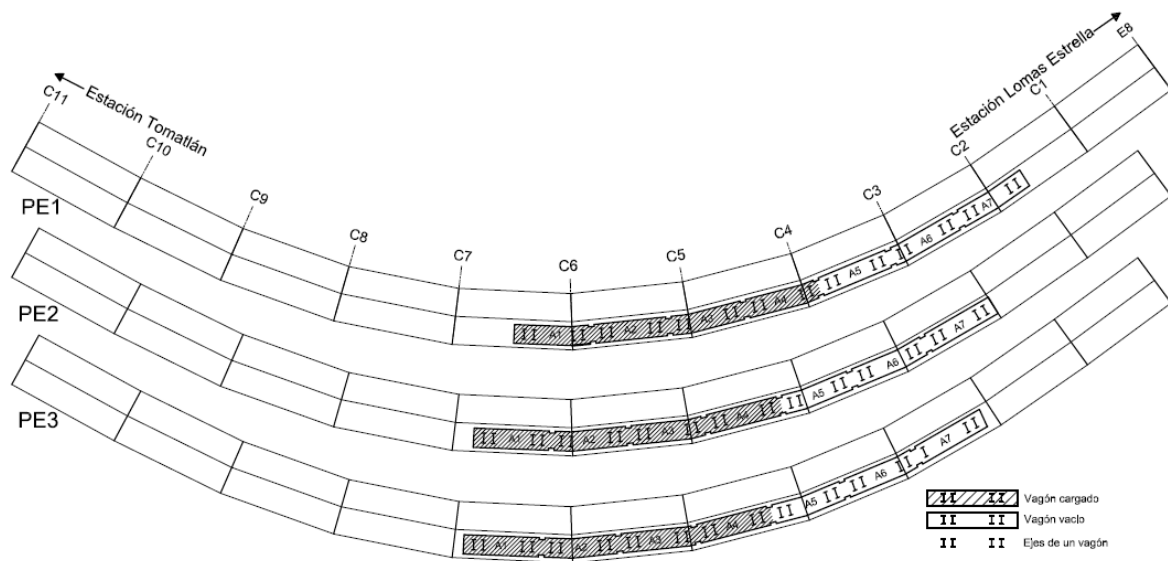


Figura 23. Posiciones de trenes en pruebas estáticas 1, 2 y 3.

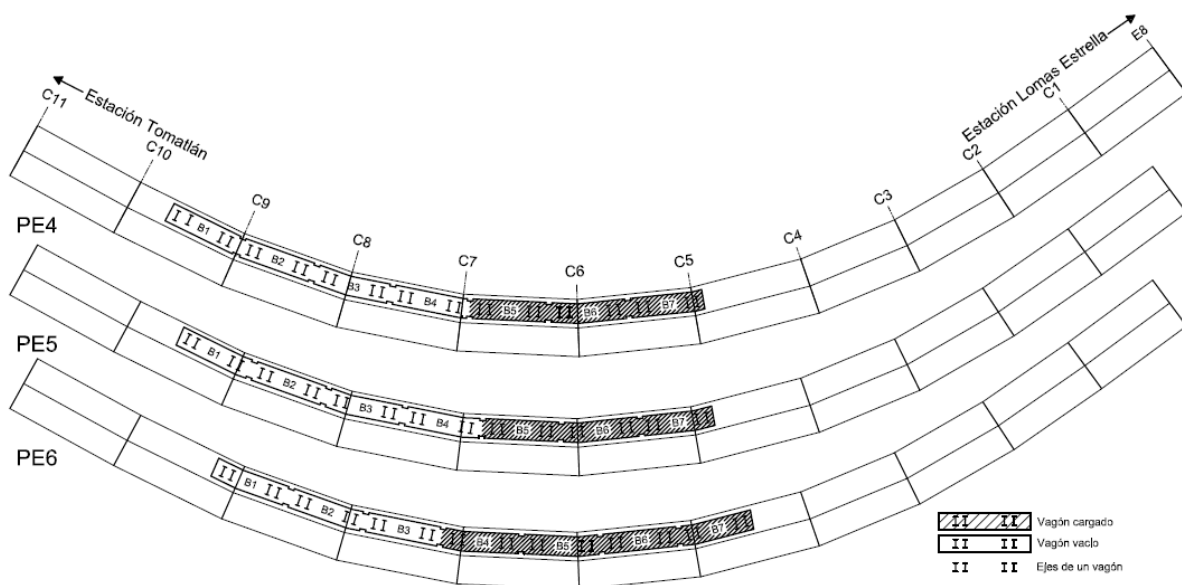


Figura 24. Posiciones de trenes en pruebas estáticas 4, 5 y 6.

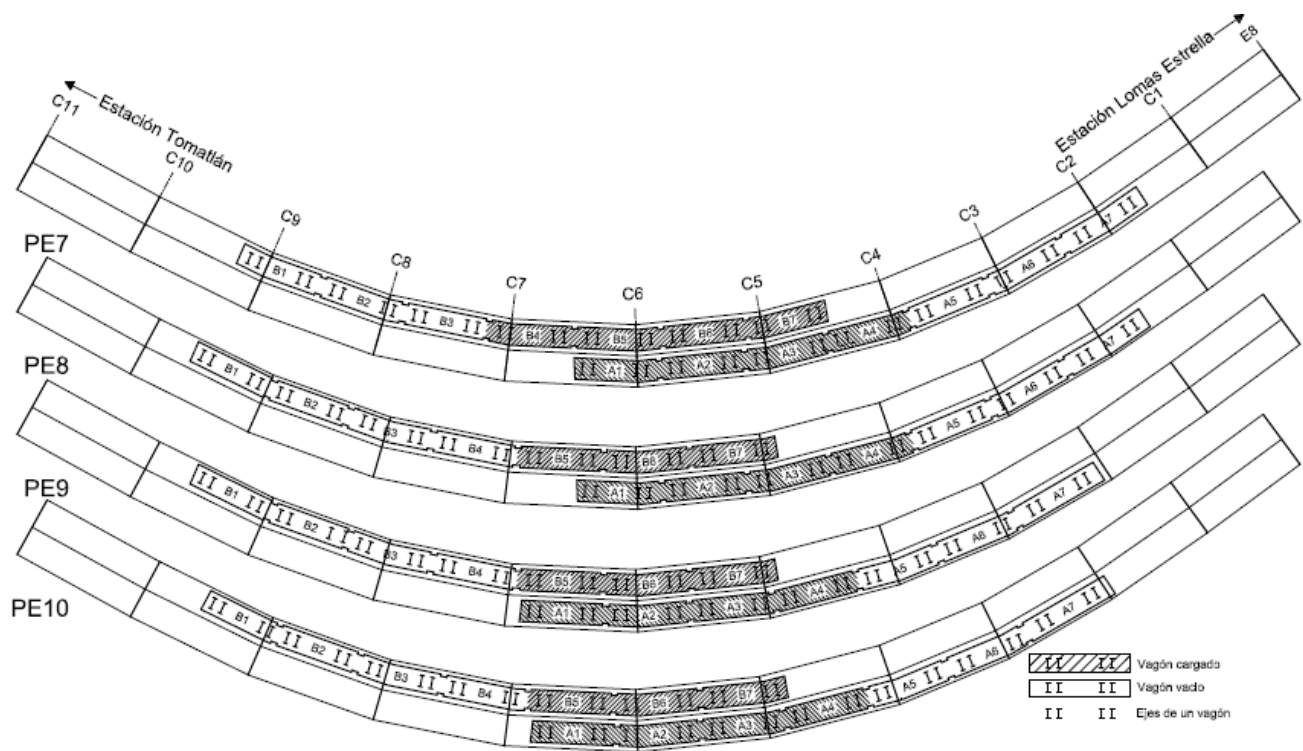


Figura 25. Posiciones de trenes en pruebas estáticas 7, 8, 9 y 10.

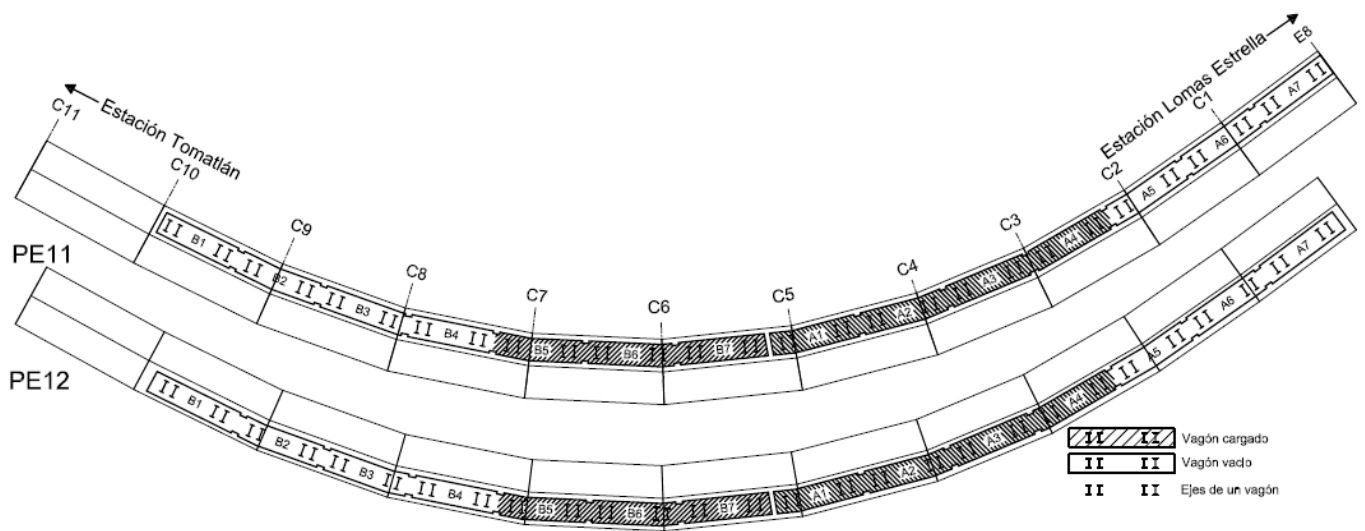
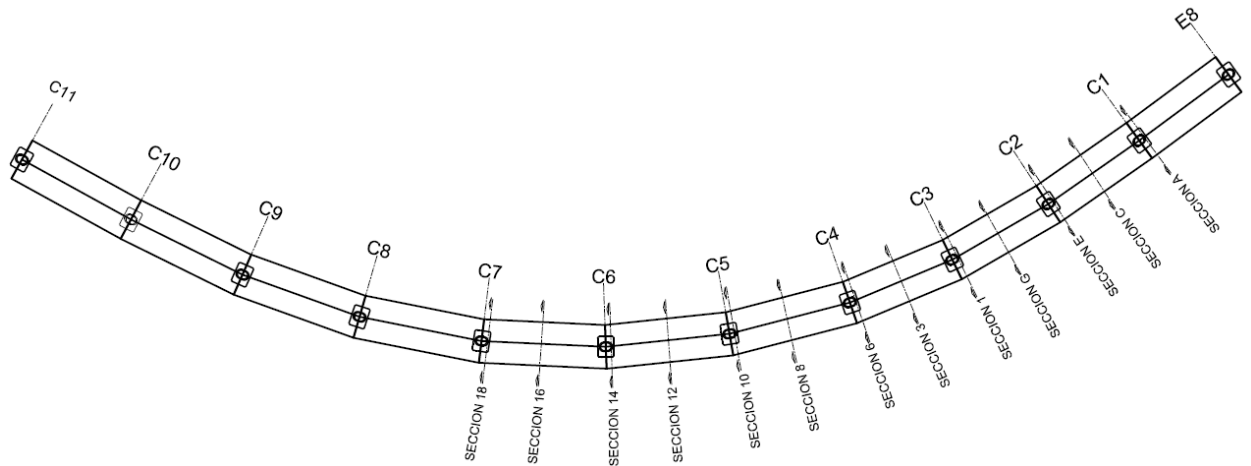
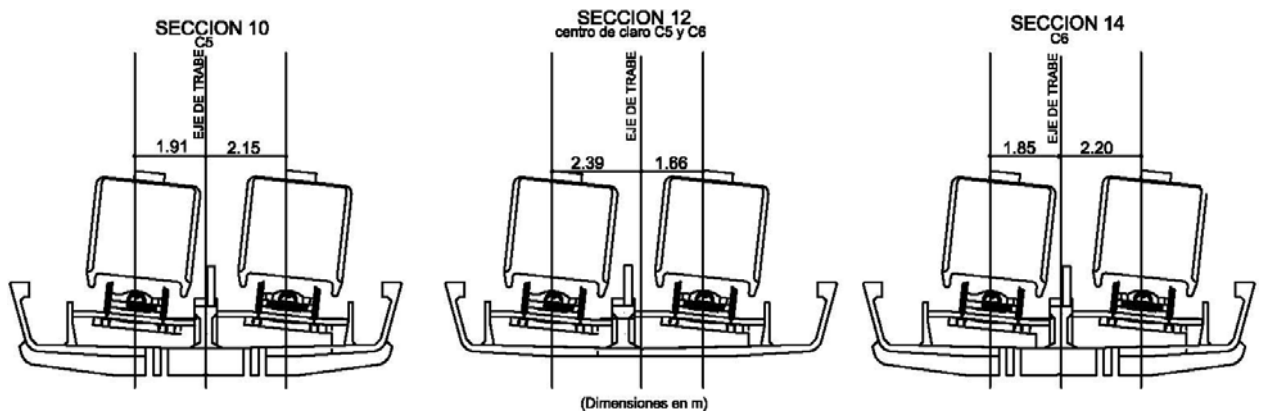


Figura 26. Posiciones de trenes en pruebas estáticas 11 y 12.

En el tramo curvo estudiado las excentricidades de las vías de los trenes con respecto al eje de la trabe son variables de acuerdo al diseño geométrico en planta (Proyectista, 2010), de esta manera se utiliza estas excentricidades (Tabla 12) para ubicar las cargas de los trenes en los modelos analíticos (Figura 27).



a) En planta



b) Secciones transversales en tramo C5 y C6

Figura 27. Diseño geométrico de la vía elevada en estudio.

Tabla 12. Excentricidades de las vías de los trenes respecto al eje de la trabe

Ubicación	Excentricidades (m)	
	Extradós	Intradós
C1	1.87	1.88
Centro de C1 y C2	2.01	1.82
C2	1.82	2.20
Centro de C2 y C3	2.15	1.87
C3	1.80	2.42
Centro de C3 y C4	2.26	1.80
C4	1.83	2.23
Centro de C4 y C5	2.40	1.65
C5	1.91	2.15
Centro de C5 y C6	2.39	1.66
C6	1.85	2.20
Centro de C6 y C7	2.39	1.67
C7	1.86	2.19

3.2.3 Impacto

Los trenes por tener grandes masas concentradas cuando circulan sobre las vías del puente provocan un efecto dinámico vertical importante que de acuerdo a las normas se puede cuantificar como un porcentaje del peso de los trenes (AASHTO, 2007; SCT, N-PRY-CAR-6-01-003, 2001). El diseño del puente (Proyectista, 2010) consideró el 30% de incremento de las cargas de tren para considerar el impacto. En este estudio se consideran en los modelos analíticos las cargas de los trenes registradas (Murià *et al.*, 2012) sin incremento por impacto y con 30% de impacto.

3.2.4 Fuerza centrífuga

El tramo de estudio como se describió es una curva horizontal, resulta importante considerar la fuerza centrífuga, esta es una fuerza horizontal radial que actúa sobre los trenes aplicada a 1.8 m sobre la rasante (SCT, 2001). Se calcula esta fuerza multiplicando las cargas vivas de los trenes por un factor definido con:

$$FC = 0.0079 \frac{s^2}{R} \quad (4)$$

donde:

FC=factor de fuerza centrífuga

s= velocidad de circulación de los trenes (km/h), para las pruebas dinámicas como se indicaron en la Tabla 11 se realizó para velocidad media de 30 km/h y velocidad máxima de 60 km/h.

R= radio de la curva (m), de los planos de diseño del puente (Proyectista, 2010) el radio es de 200 m.

Con estas consideraciones y los pesos de los trenes presentados en la Tabla 9 se calculan las fuerzas centrífugas y momentos a 1.80 m sobre la rasante para las velocidades medias y máximas para los trenes A y B a utilizarse en los modelos analíticos para las pruebas dinámicas (Tabla 13).

Tabla 13. Fuerza centrífuga y momento de trenes A y B

Vagon	Peso (t)	Peso por eje(t)	Velocidad media		Velocidad máxima	
			F(t)	M(t m)	F(t)	M(t m)
Tren A						
FR0023	50.64	12.66	0.45	0.81	1.64	2.95
FN1023	52.08	13.02	0.46	0.83	1.68	3.03
FN2023	50.97	12.74	0.45	0.82	1.65	2.97
FN3012	50.97	12.743	0.45	0.82	1.65	2.97
FN2024	33	8.25	0.29	0.53	1.07	1.92
FN1024	33	8.25	0.29	0.53	1.07	1.92
FR0024	30.52	7.63	0.27	0.49	0.99	1.78
Tren B						
FR0033	30.5	7.63	0.27	0.49	0.99	1.77
FN1033	33	8.25	0.29	0.53	1.07	1.92
FN2033	33	8.25	0.29	0.53	1.07	1.92
FN3017	33	8.25	0.29	0.53	1.07	1.92
FN2034	52.17	13.04	0.46	0.83	1.69	3.03
FN1034	51.06	12.77	0.45	0.82	1.65	2.97
FR0034	49.53	12.38	0.44	0.79	1.60	2.88

F=fuerza centrífuga,

M=momento de la fuerza centrífuga, alrededor del eje radial de la curva en planta del trazado

3.2.5 Fuerza de frenado y aceleración

Se consideran como una fuerza horizontal en el sentido longitudinal del puente, aplicado a 1.8 m sobre la rasante de la vía. De acuerdo a la norma (AASHTO-2007) recomienda como fuerza de frenado tomar el 25% de los pesos de los ejes de los trenes. Para la aceleración se asume el mismo porcentaje que el frenado. Puesto que las vías de los trenes tienen una excentricidad variable respecto al eje de la trabe (Figura 27) se calcula además el momento alrededor del eje longitudinal de la trabe, con estos valores se calculan las fuerzas de frenado y aceleración de los trenes A y B (Tabla 14).

Tabla 14. Fuerzas de frenado y aceleración de trenes

Vagon	Peso (t)	Peso por eje(t)	F(t)	Mt(t m)	MI(t m)
Tren A					
FR0023	50.64	12.66	3.17	5.70	7.56
FN1023	52.08	13.02	3.26	5.86	7.78
FN2023	50.97	12.74	3.19	5.73	7.61
FN3012	50.97	12.743	3.19	5.73	7.61
FN2024	33	8.25	2.06	3.71	4.93
FN1024	33	8.25	2.06	3.71	4.93
FR0024	30.52	7.63	1.91	3.43	4.56
Tren B					
FR0033	30.5	7.63	3.17	5.70	5.22
FN1033	33	8.25	3.26	5.86	5.37
FN2033	33	8.25	3.19	5.73	5.26
FN3017	33	8.25	3.19	5.73	5.26
FN2034	52.17	13.04	2.06	3.71	3.40
FN1034	51.06	12.77	2.06	3.71	3.40
FR0034	49.53	12.38	1.91	3.43	3.15

Mt=momento perpendicular al eje de la trabe,
 MI=momento alrededor del eje de la trabe

3.3 Características del sistema suelo-estructura

3.3.1 Interacción de acuerdo a estudio geotécnico

Para considerar la ISE (Zeevaert, 1979) de acuerdo al estudio geotécnico el proyectista a las pilas de 37 m de longitud en el modelo analítico les ha dividido en 37 elementos finitos de un metro de longitud cada uno (Figura 28). Las rigideces de los resortes horizontales se obtienen multiplicando el módulo de reacción por el área de influencia de cada nodo, el área de influencia de un nodo se calcula como el producto de la altura de un metro por el diámetro de la pila. La Tabla 15 contiene los valores de módulos de reacción y de rigideces horizontales de los resortes variables con respecto a la altura que utilizó el proyectista.

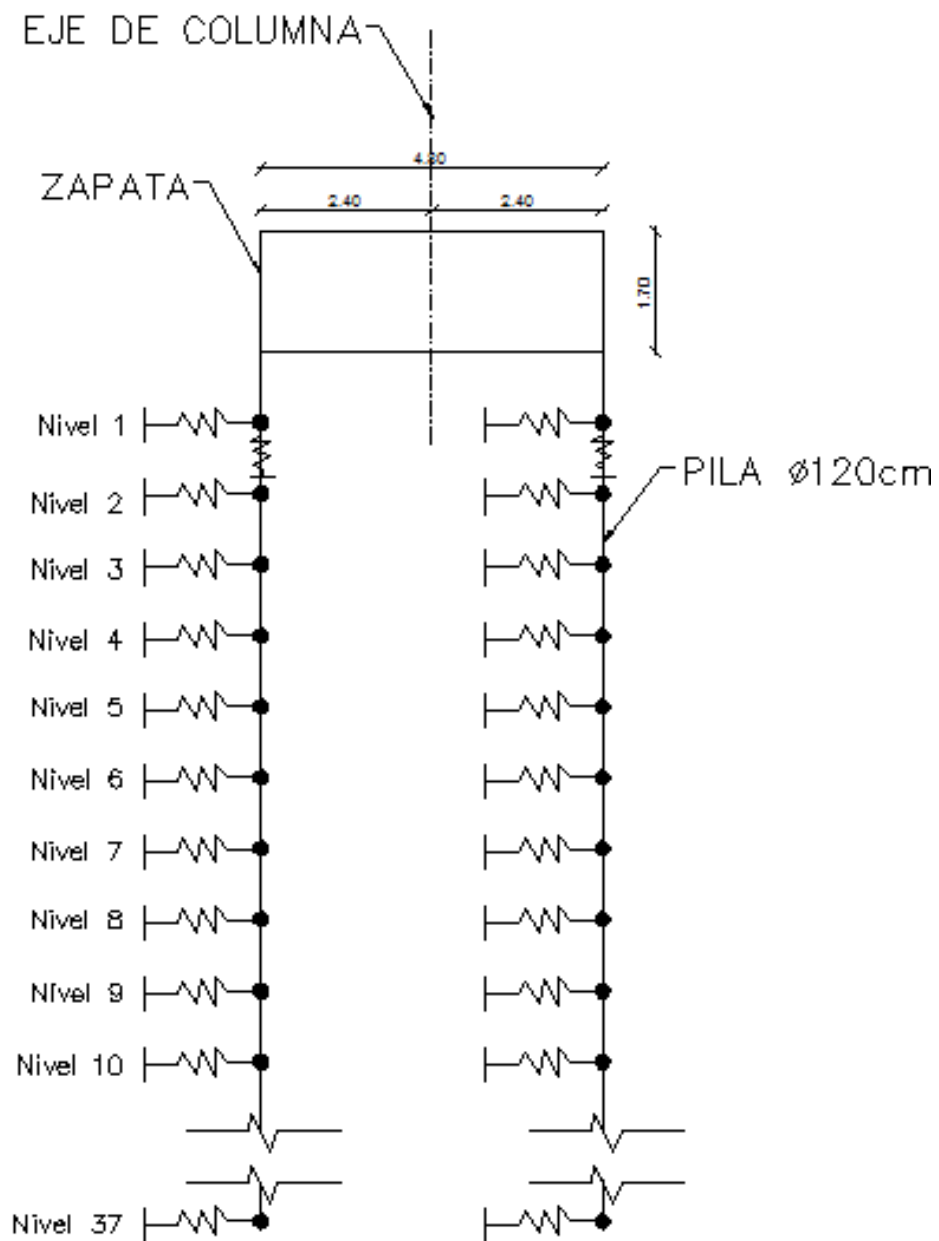


Figura 28. Vista lateral de la ubicación de resortes sobre las pilas

Tabla 15. Módulos de reacción del suelo y rigideces de resortes horizontales (Proyectista, 2010)

Profundidad* (m)	Módulo de reacción del suelo, Kd(t/m ³)	Rigidez horizontal de resortes Kh, (t/m)
1	10681.89	12818
2	7121.26	8546
3	1017.1	1220.5
4	1017.1	1220.5
5	1017.1	1220.5
6	1017.1	1220.5
7	3371.1	4045.3
8	3371.1	4045.3
9	3371.1	4045.3
10	915.2	1098.2
11	915.2	1098.2
12	915.2	1098.2
13	915.2	1098.2
14	915.2	1098.2
15	915.2	1098.2
16	915.2	1098.2
17	915.2	1098.2
18	915.2	1098.2
19	915.2	1098.2
20	915.2	1098.2
21	915.2	1098.2
22	915.2	1098.2
23	915.2	1098.2
24	915.2	1098.2
25	915.2	1098.2
26	915.2	1098.2
27	915.2	1098.2
28	915.2	1098.2
29	915.2	1098.2
30	915.2	1098.2
31	915.2	1098.2
32	915.2	1098.2
33	915.2	1098.2
34	915.2	1098.2
35	915.2	1098.2
36	915.2	1098.2
37	915.2	1098.2

*La profundidad esta medida desde la base de la zapata.

El proyectista para determinar los módulos de reacción horizontal unitaria K_{hi} de las cimentaciones utiliza las ecuaciones de Zeevaert (1979) que se describen:

$$K_{hi} = \frac{Q_i}{\delta_i} \quad (5)$$

Donde, Q_{ij} es la carga por unidad de longitud del elemento pila. Utilizando la teoría de la elasticidad, el valor de K_{hi} se determina de manera con la ecuación:

$$K_{hi} = \frac{2(1+\nu)G}{\sqrt{2}} \quad (6)$$

Siendo ν y G son la relación de Poisson y el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del suelo respectivamente. El problema se resuelve seleccionando un número de puntos a lo largo del elemento de cimentación con área tributaria unitaria para un elemento de sección d_i , para la cual ante condiciones de carga dinámica $\nu=0.35$ y la ecuación anterior se puede representar mediante:

$$K_{hi} = 1.91 G_i d_i \quad (7)$$

La determinación de G se realiza a partir de la velocidad de ondas de corte V_s y la densidad ρ de los materiales a través de:

$$G = \rho V_s \quad (8)$$

Se puede considerar:

$$\rho = \frac{\gamma_m}{9.81} \quad (9)$$

Los módulos de reacción vertical K_v de los elementos de cimentación, empleados para modelar el sistema estructural de cimentación, se definen como:

$$K_v = \frac{Q_0}{\delta_t} \quad (10)$$

Siendo Q_0 la carga que se transmite al elemento de cimentación y δ_t es la deformación total de la pila.

El valor de rigidez vertical de cada pila es de 34462 t/m está aplicado en el nivel 1 (Proyectista, 2010).

3.3.2 Interacción con RCDF-2004

La norma para diseño por sismo del RCDF-2004 recomienda considerar el efecto de la interacción suelo-estructura cuando se cumple la ecuación:

$$\frac{(T_e H_s)}{(T_s H_e)} < 2.5 \quad (11)$$

donde:

T_e =período fundamental de la estructura supuesta con base indeformable

H_e = altura efectiva de la estructura

T_s = período dominante más largo del terreno en el sitio de interés

H_s = profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés

El valor de T_s se determina en base a la estratigrafía y propiedades del suelo (Tabla 5) con la ecuación del RCDF-2004:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad (12)$$

donde: $x_0=0$ (en la base) y x_i ($i=1,2, \dots, N$) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{d_j}{G_j}} \quad (13)$$

Siendo d_i , G_i y γ_i el espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente. Para la aplicación de este criterio es necesario que la profundidad de exploración del subsuelo, $H_s = \sum_{i=1}^N d_i$, se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés.

Los valores de G se determinarán en función de las velocidades de las ondas de corte V_s y de los pesos volumétricos (Ovando y Romo, 1991) con la ecuación:

$$G = \frac{\gamma_s}{g} V_s^2 \quad (14)$$

donde:

γ_s =es el peso volumétrico del suelo

g =es la aceleración de la gravedad, la velocidad de las ondas de corte se estima como:

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (15)$$

con V_s en m/s, q_c en t/m^2 y γ_s en t/m^3 .

La constante η para cada tipo de suelo se determina con:

$$\eta = \sqrt{\frac{g}{\gamma_r}} \quad (16)$$

El valor de N_{kh} y γ_r se indican en la Tabla 16.

Tabla 16. Valores sugeridos de constantes N_{kh} y γ_r (Ovando y Romo, 1991)

Tipo de suelo	Valores de N_{kh}			γ_r (%)
	Máximo	Medio	Mínimo	
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	14.0	9.5	6.7	1.5
Arcillas del lago Xochimilco-Chalco	14.0	9.9	7.0	1.17
Suelos arenolimosos de las capas duras en todo el valle	16.0	11.1	8.0	0.37

Se presenta en la Tabla 17 los cálculos necesarios para determinar T_s con RCDF-2004

Tabla 17. Estimación de Velocidades de ondas de corte V_s y parámetros para calcular T_s

Espesor, d_i (m)	γ (t/m^3)	q_c (kg/cm^2)	γ_r	η	N_{kh}	V_s (m/s)	d_i/V_s	G (t/m^2)	d_j/G_j	$\Sigma d_j/G_j$	x_i	x_i^2	$x_i x_{i-1}$	$\gamma_i d_i(x_i^2+x_i x_{i-1}+x_{i-1}^2-1)$
1.5	1.49													
3.8	1.55	8	0.0117	28.96	7.00	78.63	0.048	976.80	0.004	0.016	1.00	1.00	0.76	13.75
5	1.27	32	0.0117	28.96	7.00	173.73	0.029	3907.20	0.001	0.012	0.76	0.58	0.52	9.86
1.5	1.68	30	0.0037	51.49	8.00	243.27	0.006	10135.14	0.0001	0.011	0.68	0.46	0.46	3.44
3.9	1.33	10	0.0117	28.96	7.00	94.90	0.041	1221.00	0.003	0.011	0.67	0.45	0.32	5.13
0.8	1.37	34	0.0117	28.96	7.00	172.41	0.005	4151.40	0.0002	0.008	0.47	0.22	0.22	0.71
6.5	1.12	16	0.0117	28.96	7.00	130.81	0.050	1953.60	0.003	0.007	0.46	0.21	0.12	2.86
10	1.84	20	0.0117	28.96	7.00	114.10	0.088	2442.00	0.004	0.004	0.25	0.06	0	1.19
33							0.266		0.016		0	0		36.95

Reemplazando valores en la ecuación (14) se obtiene el período dominante del suelo T_s :

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{9.81}} \sqrt{(0.016)(36.95)} = 0.99 \text{ s}$$

El valor calculado de $T_s=0.99$ s concuerda con las mediciones de vibración ambiental $T_s=1.00$ s aproximadamente (Murià *et al.*, 2012) y con el valor obtenido $T_s=1.04$ s por proyectista.

Para la zona de estudio de la vía elevada se tienen los parámetros de la interacción suelo-estructura: $T_e=0.3$ s, $H_e= 10.18$ m, $T_s= 1$ s, y $H_s= 33$ m.

Con estos valores en la ecuación (11) se obtiene:

$$\frac{(0.3)(33)}{(1)(10.18)} = 0.97 < 2.5$$

Lo que indica que se debe considerar el efecto ISE. El modelo que considera la ISE de puentes cimentados con zapatas y pilas como el caso de la estructura en estudio considera colocar resortes en el centroide de la zapata con rigideces (Figura 29): traslacionales horizontales (K_h), traslacional vertical (K_v) y rotacional de cabeceo (K_r) (Priestley *et al.*, 1996; RCDF-2004).

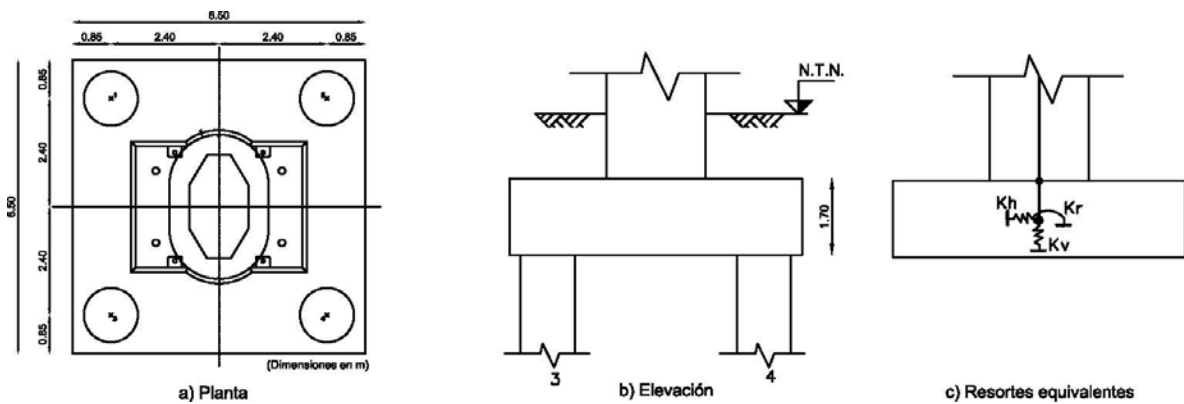


Figura 29. Ubicación de resortes sobre zapata

Los valores de las rigideces de los resortes horizontales, verticales y de cabeceo de acuerdo al RCDF-2004 para zapatas individuales y para grupos de pilotes de fricción se determinan con las ecuaciones:

$$K_x = \sum K_{x_i} \quad (17)$$

$$K_v = \sum K_{v_i} \quad (18)$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{v_i} \quad (19)$$

De estas ecuaciones el índice i denota valores correspondientes a la i -ésima pila, los parámetros K_{x_i} representa la rigidez horizontal, K_{v_i} la rigidez vertical, x_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la pila y el eje centroidal de la zapata y K_r la rigidez de cabeceo de la pila. Se determinan la rigidez de la zapata y de las pilas de acuerdo a las ecuaciones del reglamento y se suma su contribución al final para obtener los valores de rigidez a utilizarse en los modelos analíticos.

Para la zapata individual de cada columna las rigideces se obtienen considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y rotación están dados por las expresiones:

$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (20)$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (21)$$

donde: A= área de las superficie de la zapata

I=momento de inercia de la zapata con respecto a su eje centroidal de rotación.

El módulo de elasticidad al corte del suelo G se determina:

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (22)$$

donde:

γ =peso volumétrico medio del suelo

g=aceleración de la gravedad

Se presentan en la Tabla 18 los parámetros del suelo, zapata y de las pilas, reemplazando en las ecuaciones descritas anteriormente, se obtienen los valores de las rigideces de los resortes de zapatas y pilas de acuerdo al RCDF-2004 (Tabla 19), y sumando la contribución de las rigideces de zapatas y pilas se obtienen las rigideces a utilizar en los modelos analíticos:

- Rigidez horizontal $K_x=167,901.96$ t/m
- Rigidez vertical $K_y=735,077.60$ t/m
- Rigidez de cabeceo $K_r=3,791,043.68$ t-m/rad

Como comprobación y comparación de los valores obtenidos de rigideces de la zapata y pilas de acuerdo al RCDF-2004, se utilizó el programa comercial Dyna5, con el cual se ha obtenido buenos resultados en vías elevadas similares (Murià *et al.*, 2004). El programa permite calcular la respuesta de distintos tipos de cimentaciones ante cargas dinámicas. Para el suelo se consideró la estratigrafía de la zona de estudio y un modelo con suelo homogéneo. El programa permite considerar los efectos de grupos de pilotes (Tabla 20). De estos valores de rigidez, el modelo en Dyna5 sin efectos de grupo de pilotes con suelo homogéneo tiene una diferencia del 2.5% comparado con los calculados según el RCDF-2004.

Tabla 18. Parámetros de suelo, zapatas y pilas de la estructura en estudio

Parámetros del suelo	
γ =	1.24 t/m ³
G=	220.47 kg/cm ²
ν =	0.32
Es=	582.03 kg/cm ²
Parámetros de las zapatas	
a=	6.5 m
b=	6.5 m
D=	3.2 m
Parámetros de las pilas	
d=	120 cm
A=	11309.73 cm ²
L=	3700 cm
Ep=	221359 kg/cm ²

Tabla 19. Rigideces de resortes de zapata y pilas de acuerdo RCDF-2004

Zapatas		Pilas	
A=	42.25 m ²	Rigidez horizontal	
I=	148.76 m ⁴	Kx_1^0 =	243,198.06 kg/cm
Rx=	3.667 m	kx =	1.00
Rr=	3.71 m	$Kx_1=Kx_1^0 \cdot kx$	243,198.06 kg/cm
Rv=Rx=	3.667 m	Kx_1 =	24,319.81 t/m
Kx^0 =	720,720.59 kg/cm	$Kx=4 Kx_1$ =	97,279.22 t/m
Kv^0 =	831,000.74 kg/cm	Rigidez vertical	
kx =	1	Kv_1^0 =	1,319,854.22 kg/cm
k_v =	1	L/d=	30.83
$\eta_x = \omega R_x/V_s$ =	0.58	$\omega = 2\pi/Te$ =	20.94 rad/s
η_s =	0.17	$V_s = 4 H_s/T_s$ =	132 m/s
η_p =	0.12	$\eta = \omega d/V_s$ =	0.190
$\eta_r = \omega R_r/V_s$	0.59	L/d >= 50	k_v = 1.44
η_x/η_s =	3.33 > 1	Interpolando linealmente:	
c_x =	0.576	k_v =	1.25
c_v =	1.24	$Kv_1 = Kv_1^0 \cdot k_v$	1,645,418.26 kg/cm
η_f/η_p	4.76 > 1	Kv_1 =	164,541.83 t/m
ξ =	0.03	$Kv = 4 Kv_1$ =	658,167.31 t/m
Rigidez horizontal		Rigidez de cabeceo	
Kx =	706,227.40 kg/cm	Kv_1 =	1,645,418.26 kg/cm
Kx =	70,622.74 t/m	x_1 =	240 cm
Rigidez vertical		Kr_1 =	94,776,091,979.67 kg-cm/rad
Kv =	769,102.91 kg/cm	Kr_1 =	947,760.92 t-m / rad
Kv =	76,910.29 t/m	$Kr = 4 Kr_1$ =	3,791,043.68 t-m / rad

Tabla 20. Rigideces de traslación y de cabeceo con RCDF-2004 y programa Dyna5.

Descripción	Sin efectos de grupo de pilotes		Con efectos de grupo de pilotes		% Comparación de rigideces sin efectos de grupo de pilotes, respecto al RCDF-2004	
	Rigideces de traslación (t/m)	Rigideces de cabeceo (t-m/rad)	Rigideces de traslación (t/m)	Rigideces de cabeceo (t-m/rad)	Traslación	Cabeceo
RCDF-2004	167,901.96	3,791,043.68	-	-		
Dyna, suelo homogéneo	168,246.69	3,878,797.15	115,963.30	4,279,408.77	0.2	2.3
Dyna, suelo estratificado	108,409.79	3,535,270.13	93,985.73	4,009,276.25	-35.4	-6.7

Capítulo 4

4 Validación de los modelos y sus respuestas estructurales

4.1 Validación del modelo

Para validar el modelo analítico descrito que represente adecuadamente las respuestas de la vía elevada se comparan los modelos desarrollados con los datos experimentales obtenidos por el IIUNAM de vibración ambiental sin y con carga de trenes (Murià *et al.*, 2012). Los valores experimentales presentan un rango de frecuencias identificados en las pruebas, se utilizan los valores promedio de cada intervalo para comparar con los obtenidos en los modelos analíticos.

En el programa SAP2000 mediante un análisis dinámico modal se identifican las frecuencias más significativas en las direcciones longitudinal, transversal de la vía elevada, vertical de la trabe, cabeceo y torsión de la trabe de los modelos analíticos considerando las formas modales, los factores de participación de masa y de dirección.

4.1.1 Modelos con base empotrada

Se presentan los valores de frecuencias de vibración más significativas de los modelos analíticos recto y curvo: con los extremos libres, un apoyo articulado en los extremos y con un tramo adicional con apoyo articulado en los extremos (restringido longitudinal, transversalmente y verticalmente) como condición de frontera (Tabla 21) y los valores de las mediciones experimentales de vibración ambiental sin trenes obtenidas por el IIUNAM (Murià *et al.*, 2012).

De las frecuencias obtenidas en la Tabla 21 con los modelos analíticos, en la dirección vertical se aproximan mejor a la medición experimental, considerando la sección de la trabe sin transformar o transformada respecto a trabe de sección agrietada. En los modelos curvos se presentan un mayor factor de participación de masa que los modelos rectos en la dirección vertical. Los factores de participación de dirección vertical son mayores en los modelos curvos que los rectos, esto debido a que en los modelos curvos existe acoplamiento vertical con las otras direcciones.

Las frecuencias en las direcciones longitudinal y transversal de los modelos sobrestiman en 30% o más a los valores experimentales, con esto la hipótesis de considerar la base empotrada en los modelos resulta conservador, no representan las frecuencias identificadas en las mediciones de la estructura.

Tabla 21. Frecuencias de vibración más significativas (Hz) de modelos recto y curvo con base empotrada, con condiciones de frontera: libres, con extremos articulados y tramo adicional con extremo articulado, y mediciones experimentales sin trenes

Sección	modelo con condiciones de frontera						Mediciones IUNAM(2012)	% de diferencia modelo con condiciones de frontera libres con respecto a mediciones		% de diferencia modelo con condiciones de frontera articulado los extremos con respecto a mediciones		% de diferencia modelo con condiciones de frontera tramo adicional con extremo articulado con respecto a mediciones	
	libres		articulado los extremos		tramo adicional con extremo articulado			recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo
	recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo							
Dirección longitudinal (eje L)													
sin transformar	3.22	2.40	4.93	2.81	4.48	2.77	2.10-2.20	49.8	11.6	129.3	30.7	108.4	28.8
transformada	3.21	2.40	5.06	2.81	4.59	2.78		49.3	11.6	135.3	30.7	113.5	29.3
transformada agrietada	3.20	2.39	3.90	2.75	3.68	2.68		48.8	11.2	81.4	27.9	71.2	24.7
Dirección transversal (eje T)													
sin transformar	2.21	3.09	2.21	3.28	2.21	3.20	2.10-2.20	2.8	43.7	2.8	52.6	2.8	48.8
transformada	2.21	3.09	2.21	3.30	2.21	3.23		2.8	43.7	2.8	53.5	2.8	50.2
transformada agrietada	2.21	3.07	2.21	3.08	2.21	3.04		2.8	42.8	2.8	43.3	2.8	41.4
Vertical trabe (eje V)													
sin transformar	3.24	3.26	3.24	3.26	3.24	3.26	3.85-4.10	-18.0	-17.5	-18.0	-17.5	-18.0	-17.5
transformada	3.50	3.51	3.50	3.52	3.50	3.51		-11.4	-11.1	-11.4	-10.9	-11.4	-11.1
transformada agrietada	2.18	2.20	2.19	2.20	2.18	2.20		-44.8	-44.3	-44.6	-44.3	-44.8	-44.3
Cabeceo (alrededor del eje L)													
sin transformar	2.30	3.26	2.50	3.26	2.39	3.86	4.10-4.20	-44.6	-21.4	-39.8	-21.4	-42.4	-7.0
transformada	2.30	3.26	2.50	3.30	2.39	4.16		-44.6	-21.4	-39.8	-20.5	-42.4	0.2
transformada agrietada	2.30	2.20	2.50	2.20	2.39	2.60		-44.6	-47.0	-39.8	-47.0	-42.4	-37.3

4.1.2 Modelos con interacción suelo-estructura

Con los valores de rigideces de los resortes del proyectista (2010) y las rigideces de los resortes calculados de acuerdo al RCDF-2004 (Tabla 20) se considera la ISE en los modelos analíticos recto y curvo con las condiciones de frontera libres, articulados los extremos y con tramos adicionales con los extremos articulados. Junto con valor de las frecuencias más significativas de los modelos (Tabla 22), se presentan los valores de vibración ambiental sin trenes (Murià *et al.*, 2012), las de los modelos del proyectista de diseño (2010) y del tramo de estudio (2012), y del modelo con cuatro tramos adicionales con un apoyo articulado restringido el movimiento en las tres direcciones.

Para establecer el número de tramos adicionales se investigaron en el modelo adicionando varios tramos en los extremos y comparando las frecuencias más significativas con los valores experimentales. El modelo con cuatro tramos adicionales con un apoyo articulado en los extremos presenta mejores comparaciones con las mediciones. Modelos con tramos adicionales mayores a cuatro en cada extremo no disminuyen las frecuencias calculadas con respecto a las experimentales.

cuatro tramos adicionales en los extremos se aproximan mejor a las experimentales que el modelo curvo con tramo adicional con extremo articulado.

Un resumen de los factores de participación de masa modal de los modelos analíticos desarrollados se presenta en la Tabla 23. En la dirección longitudinal los modelos rectos y proyectista tienen mayor participación de masa y de dirección que los modelos curvos, en la dirección transversal son semejantes las participaciones de masa y dirección en los modelos rectos y curvos. Los modelos con ISE del proyectista curvo es mayor la participación de masa y dirección respecto al modelo recto con las misma ISE en la dirección vertical. Con los modelos recto y curvo con ISE de acuerdo RCDF-2004 son semejantes las participaciones de masa y dirección. Las participaciones de masa y dirección de cabeceo son diferentes en los modelos rectos y curvos con ISE del proyectista y según RCDF-2004. El modelo con cuatro tramos adicionales en los extremos con apoyo articulado en los extremos como condiciones de frontera, presenta menores participaciones de masa y de dirección que los modelos curvos con las dos consideraciones de ISE.

Los modelos analíticos rectos, modelo del proyectista y el curvo con ISE del proyectista no tienen acoplamiento en las direcciones longitudinal y transversal, el modelo con cuatro tramos adicionales presenta acoplamiento en esas direcciones. En el cabeceo los modelos rectos están acoplados a la dirección transversal, los modelos curvos tienen un acoplamiento a la dirección longitudinal y transversal.

Con los valores de frecuencias obtenidas y sus comparaciones con respecto a las mediciones experimentales de los modelos analíticos con base empotrada y con ISE que se presentan en las Tablas 21 y 22 y que se indican en la Tabla 24, el modelo analítico curvo de sección transformada de las traveses con cuatro tramos adicionales articulado los extremos con ISE según RCDF-2004 presenta una mejor aproximación con los valores experimentales de vibración ambiental sin trenes (Murià *et al.*, 2012). De este modelo se presentan formas modales significativas (Figura 30).

Se comparan los valores de frecuencias del modelo analítico curvo con ISE según RCDF-2004 considerando condiciones de frontera tramo adicional con apoyo articulado con el modelo que tiene tramo adicional con resortes como apoyo (Tabla 25). Para definir la rigidez de los resortes en los extremos se fue incrementando sus valores hasta obtener frecuencias que se aproximen a las experimentales. Los valores de frecuencias considerando apoyo articulado en los extremos o resortes son similares en las dos consideraciones. En la tabla se incluye el modelo con cuatro tramos adicionales con extremos articulados.

En la literatura, relacionadas con dinámica estructural de traveses y estimación de frecuencias en puentes (Biggs, 1964; Billing, 1979; Bakht y Jaeger, 1987) proponen ecuaciones para las frecuencias verticales de traveses con diferentes condiciones de apoyo. Para una trabe simplemente apoyada, las frecuencias verticales se estiman con:

$$f_n = \frac{n^2 \pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (30)$$

donde:

n=número de modo

L=longitud de la trabe

E=módulo de elasticidad del material de la trabe

I=módulo de inercia de la trabe

m=masa distribuida por unidad de longitud

Con las propiedades geométricas, mecánicas y las cargas muertas distribuidas (Tabla 7) de la trabe de sección transformada en el tramo C5-C6. Suponiendo que la trabe de apoyo TA tiene la misma inercia y carga que la trabe TC, se estima las frecuencias del primer y segundo modo vertical.

$$f_1 = \frac{(1)^2 \pi}{2(30)^2} \sqrt{\frac{(3,316,530)(1.81)}{(1.59)}} = 3.39 \text{ Hz}$$

$$f_2 = \frac{(2)^2 \pi}{2(30)^2} \sqrt{\frac{(3,316,530)(1.81)}{(1.59)}} = 13.56 \text{ Hz}$$

La frecuencia vertical del primer modo es menor en 2% comparado con las frecuencias obtenidas con los modelos analíticos desarrollados. El segundo modo supera en 10% a la frecuencia calculada con el modelo analítico.

El valor de frecuencia vertical del primer modo obtenido con la estimación mediante las ecuaciones de la literatura son menores en un 14% respecto a la medición experimental y la frecuencia del segundo modo supera en 22% al valor experimental.

En los modelos y en las ecuaciones la frecuencia vertical de la trabe depende de la rigidez y la masa, los valores del módulo de elasticidad y de la inercia de la trabe se tiene certeza en sus cálculos ya que se dispone de información, entonces se revisa la masa debida a la sobrecarga sobre la trabe. El peso del balasto representa más del 85% de las sobrecargas sobre la trabe y el 39% de las cargas muertas (Tabla 7). Como se comentó en el cálculo de sobrecargas en el capítulo 3.2.1 el peso específico del balasto se supuso de 1.70 t/m³, sin embargo no se tiene información sobre las propiedades del material utilizado en el proyecto. Además los volúmenes del balasto presentes en las vías fue estimado con base en los planos de diseño, y debido al trazado curvo de la vía es variable los volúmenes lo que resulta complicado realizar una mejor estimación. Se revisa las frecuencias verticales de la trabe del primer y segundo que se obtuvieran si el balasto no estuviera presente para conocer si representa o no una incertidumbre en este estudio.

$$f_1 = \frac{(1)^2 \pi}{2(30)^2} \sqrt{\frac{(3,316,530)(1.81)}{(0.97)}} = 4.34 \text{ Hz}$$

$$f_2 = \frac{(2)^2 \pi}{2(30)^2} \sqrt{\frac{(3,316,530)(1.81)}{(0.97)}} = 17.36 \text{ Hz}$$

Los valores calculados sin considerar el balasto son superiores en 10% y 40% a los valores experimentales medidos del primer y segundo modo vertical respectivamente. Estas comparaciones permiten ver que las propiedades del balasto y volúmenes del mismo representan incertidumbres en este estudio.

Las frecuencias verticales del proyectista (Tabla 22) que se obtienen con el modelo de diseño (2010) y el modelo que realizó para revisiones (2012), difieren aproximadamente en 10% debido a que en el segundo modelo estimó mejor las cargas. La inercia respecto al eje X-X (Figura 43) de la trabe utilizada por el proyectista en el modelo es menor en 3.1% a la de los planos estructurales, se recuerda que las propiedades de los elementos en los modelos desarrollados están basados en la misma información anterior.

Adicional al modelo completo del tramo de estudio se realizó un modelo tridimensional mediante elementos finitos tipo placa de la trabe de 30 m de longitud similar al modelo que el proyectista consideró para diseño, con el objetivo de obtener respuestas de la trabe y compararlas con las obtenidas. Las consideraciones para definir este modelo son las mismas propiedades geométricas, mecánicas, cargas muertas y vivas que se utilizaron en el modelo completo con elementos barra, los neoprenos se modelan con los elementos liga con sus rigideces. El modelo con elemento placa se define al centro del espesor de cada elemento de la sección transversal de la trabe, tomando en cuenta los espesores variables. Este modelo se divide por facilidad en elementos finitos de aproximadamente 0.50 m de lado (Figura 31). Las frecuencias verticales del primer y segundo modo, torsión y aleteo de la trabe con sección transformada se muestran (Tabla 26) junto con los valores del modelo de cuatro tramos adicionales con los extremos articulados y las mediciones experimentales. Las formas modales de este modelo se presentan las figuras 32 y 33.

Tabla 23. Factores de participación de masa modal de modelos analíticos y proyectista para cargas sin trenes

Modelo	Modo	Período	Frecuencia	Participación de masa en traslación			Participación de masa en rotación			Forma Modal			
		s	Hz	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	L	T	V	R
proyectista, diseño (2010)	1	0.896	1.116	0	0.847	0	0.847	0	0.763		*		*
	5	0.831	1.203	0.105	0	0	0	0	0	*			
	8	0.810	1.235	0.269	0	0	0	0	0	*			
	16	0.392	2.551	0	0	0.292	0.062	0	0.737			*	
	17	0.392	2.551	0	0	0.251	0	0.301	0			*	
proyectista, tramo de estudio(2012)	1	0.898	1.114	0	0.802	0	0.802	0	0.082		*		*
	2	0.850	1.176	0.439	0	0	0	0	0	*			
	3	0.827	1.209	0	0.048	0	0.048	0	0.737				*
	9	0.408	2.451	0	0	0.352	0	0.301	0			*	
	14	0.353	2.833	0	0	0.042	0	0	0			*	
recto con tramo adicional y apoyo articulado en extremos (base empotrada)	1	0.453	2.208	0	0.584	0	0.678	0	0.005		*		*
	3	0.418	2.392	0	0	0	0.180	0	0.046				*
	9	0.285	3.509	0	0	0.076	0	0.087	0			*	
	21	0.218	4.587	0.735	0	0	0	0	0	*			
curvo con tramo adicional y apoyo articulado en extremos (base empotrada)	1	0.360	2.778	0.361	0.007	0	0.001	0.001	0.021	*			
	4	0.310	3.226	0.008	0.652	0	0.081	0.000	0.454		*		
	8	0.284	3.521	0	0.001	0.151	0.283	0.066	0			*	*
	15	0.240	4.167	0	0	0.042	0.035	0.123	0				*
recto con tramo adicional y apoyo articulado en extremos (ISE del proyectista)	1	0.868	1.152	0	0.706	0	0.762	0	0.014		*		*
	3	0.726	1.377	0	0.106	0	0.116	0	0.008				*
	7	0.306	3.268	0	0	0.361	0	0.049	0			*	
	8	0.304	3.289	0	0	0.004	0	0.146	0			*	
	15	0.279	3.584	0.777	0	0	0	0.006	0	*			
curvo con tramo adicional y apoyo articulado en extremos (ISE del proyectista)	1	0.821	1.218	0.277	0.001	0	0	0.003	0.481	*			
	4	0.556	1.799	0	0.738	0	0.076	0	0.010		*		
	7	0.310	3.226	0	0	0.127	0.329	0.214	0			*	*
	8	0.306	3.268	0	0	0.293	0.012	0.013	0			*	
	17	0.248	4.032	0	0	0.181	0.090	0.220	0			*	*
recto con tramo adicional y apoyo articulado en extremos (ISE del RCDF-2004)	1	0.550	1.818	0	0.598	0	0.674	0	0.054		*		*
	3	0.503	1.988	0	0.155	0	0.177	0	0.039		*		*
	7	0.289	3.460	0	0.000	0.272	0	0.016	0			*	
	16	0.246	4.065	0.762	0	0.001	0	0.010	0	*			
curvo con tramo adicional y apoyo articulado en extremos (ISE del RCDF-2004)	1	0.524	1.908	0.225	0.014	0	0.002	0.002	0.455	*			
	4	0.435	2.299	0	0.710	0	0.077	0	0.008		*		
	7	0.304	3.289	0	0	0.053	0.198	0.160	0				*
	8	0.289	3.460	0	0	0.233	0.007	0.041	0			*	
	19	0.226	4.425	0	0	0.043	0.107	0.075	0				*
curvo con cuatro tramos adicionales y apoyos articulados en extremos (ISE del RCDF-2004)	1	0.537	1.862	0.143	0.129	0	0.005	0.001	0.410	*	*		
	4	0.462	2.165	0.010	0.560	0	0.020	0	0.010		*		
	9	0.306	3.268	0.510	0.001	0.001	0.003	0.011	0.033	*			
	10	0.304	3.289	0.005	0	0.036	0.144	0.108	0				*
	12	0.289	3.460	0	0	0.176	0.004	0.020	0			*	
	13	0.288	3.472	0.001	0	0.127	0.199	0.232	0			*	*

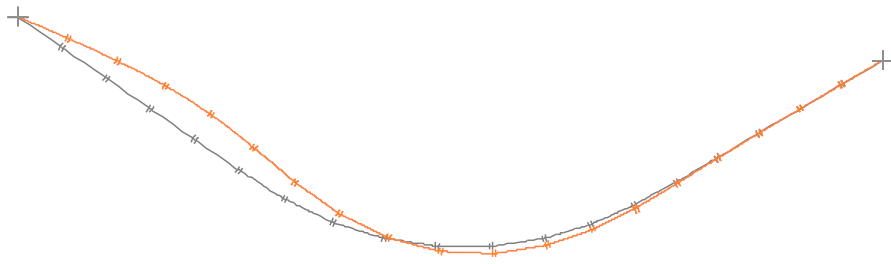
Nomenclatura: UX, UY, UZ direcciones de traslación longitudinal, transversal y vertical. RX, RY, RZ direcciones rotacionales. L=longitudinal, T=transversal, V=vertical, R=cabeceo

Tabla 24. Frecuencias de vibración más significativas (Hz) de modelos recto y curvo: con base empotrada con extremos libres, extremos articulados, tramo adicional con extremo articulado y con ISE de acuerdo a estudio geotécnico y RCDF-2004, modelo con cuatro tramos adicionales con apoyos articulados en los extremos, modelos del proyectista y mediciones experimentales sin trenes

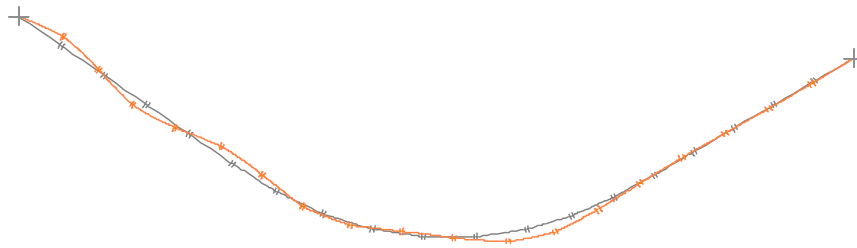
Sección	modelo con extremos libres						modelo articulado los extremos						modelo con tramo adicional articulado en los extremos						modelo con 4 tramos adicionales, apoyos articulados en extremos y ISE (RCDF-2004)	modelo del proyectista		Mediciones II UNAM(2012)
	empotrados		con ISE (proyectista-2010)		con ISE (RCDF-2004)		empotrados		con ISE (proyectista-2010)		con ISE (RCDF-2004)		empotrados		con ISE (proyectista-2010)		con ISE (RCDF-2004)			diseño(2010)	tramo de estudio(2012)	
	recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo	recto	curvo		recto	curvo	
Dirección longitudinal (eje L)																						
sin transformar	3.22	2.40	1.30	1.22	2.34	2.22	4.93	2.81	4.01	1.26	4.44	1.94	4.48	2.77	3.53	1.22	3.94	1.91	1.86			
transformada	3.21	2.40	1.30	1.22	2.34	2.33	5.06	2.81	4.01	1.26	4.59	1.94	4.59	2.78	3.70	1.22	4.06	1.91	1.86	1.20	1.18	
transformada agrietada	3.20	2.39	1.30	1.22	2.33	2.20	3.90	2.75	2.68	1.26	3.27	1.93	3.68	2.68	2.38	1.22	3.02	1.90	1.86		2.10-2.20	
Dirección transversal (eje T)																						
sin transformar	2.21	3.09	1.15	1.18	1.82	1.83	2.21	3.28	1.16	1.90	1.82	2.37	2.21	3.20	1.15	1.76	1.82	2.27	2.15			
transformada	2.21	3.09	1.15	1.18	1.82	1.89	2.21	3.30	1.16	1.95	1.82	2.41	2.21	3.23	1.15	1.80	1.82	2.30	2.16	1.12	1.11	
transformada agrietada	2.21	3.07	1.15	1.18	1.82	1.82	2.21	3.08	1.16	1.46	1.82	2.04	2.21	3.04	1.15	1.44	1.82	2.04	1.99		2.10-2.20	
Vertical trabe (eje V)																						
sin transformar	3.24	3.26	3.06	3.06	3.21	3.21	3.24	3.26	3.06	3.06	3.21	3.21	3.24	3.26	3.07	3.06	3.21	3.21	3.21			
transformada	3.50	3.51	3.27	3.27	3.46	3.46	3.50	3.52	3.27	3.27	3.46	3.46	3.50	3.51	3.29	3.27	3.46	3.46	3.46	2.55	2.83	
transformada agrietada	2.18	2.20	2.13	2.13	2.18	2.18	2.19	2.20	2.13	2.13	2.18	2.18	2.18	2.20	2.14	2.13	2.18	2.18	2.18		3.85-4.10	
Cabeceo (alrededor del eje L)																						
sin transformar	2.30	3.26	1.35	3.06	2.01	3.10	2.50	3.26	1.16	3.79	1.82	3.23	2.39	3.86	1.39	3.79	1.99	4.02	4.02			
transformada	2.30	3.26	1.35	3.30	2.01	3.50	2.50	3.30	1.16	4.03	1.82	3.48	2.39	4.16	1.39	4.03	1.99	4.33	4.33	1.12	1.21	
transformada agrietada	2.30	2.20	1.35	2.14	2.01	2.09	2.50	2.20	1.16	2.68	1.82	2.19	2.39	2.60	1.39	2.76	1.99	2.77	2.77		4.10-4.20	

Tabla 25. Frecuencias de vibración más significativas (Hz) de modelos curvos de sección transformada con tramo adicional articulado o con resortes en los extremos, con ISE de acuerdo RCDF-2004, modelo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado en los extremos y mediciones experimentales sin trenes

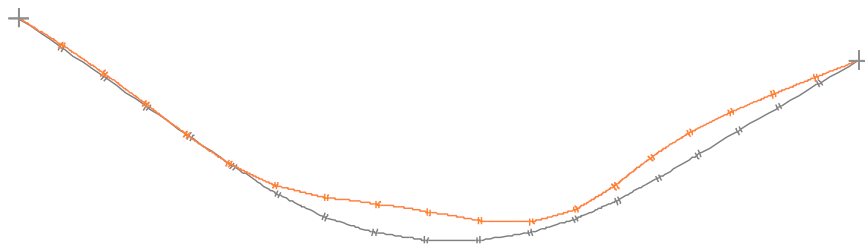
Dirección	modelo curvo con tramo adicional, ISE (RCDF-2004)		modelo curvo con 4 tramos adicionales con extremos articulados, I-S-E (RCDF-2004)	Mediciones II UNAM(2012)	% de diferencia modelo con apoyos simples con respecto a mediciones		% de diferencia modelo con 4 tramos adicionales con respecto a mediciones
	extremos				simplemente apoyados	con resortes	
	simplemente apoyados	con resortes					
Longitudinal (L)	1.91	1.91	1.86	2.10-2.20	-11.2	-11.2	-13.5
Transversal (T)	2.30	2.27	2.16	2.10-2.20	7.0	5.6	0.5
Vertical (eje V)	3.46	3.46	3.46	3.85-4.10	-12.4	-12.4	-12.4
Vertical asimétrico (eje V)	12.29	12.29	12.29	10.8-11.5	10.2	10.2	10.2
Cabeceo (alrededor del eje L)	3.01	3.29	4.33	4.10-4.20	-27.5	-20.7	4.3



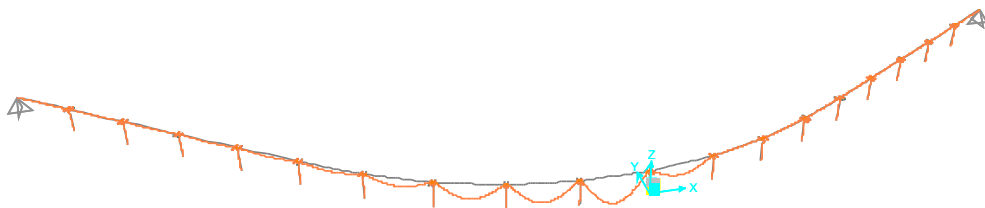
Longitudinal (L) con acoplamiento T, $f=1.86$ Hz,



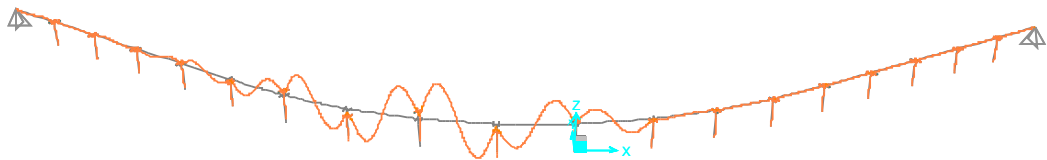
Longitudinal (L), $f=3.26$ Hz



Transversal (T), $f=2.16$ Hz



Vertical (1V), $f=3.46$ Hz



Vertical (2V), $f=12.29$ Hz

Figura 30. Formas modales significativas sin trenes de modelo analítico curvo de sección transformada de las traveses con cuatro tramos adicionales articulado los extremos con ISE de acuerdo RCDF-2004

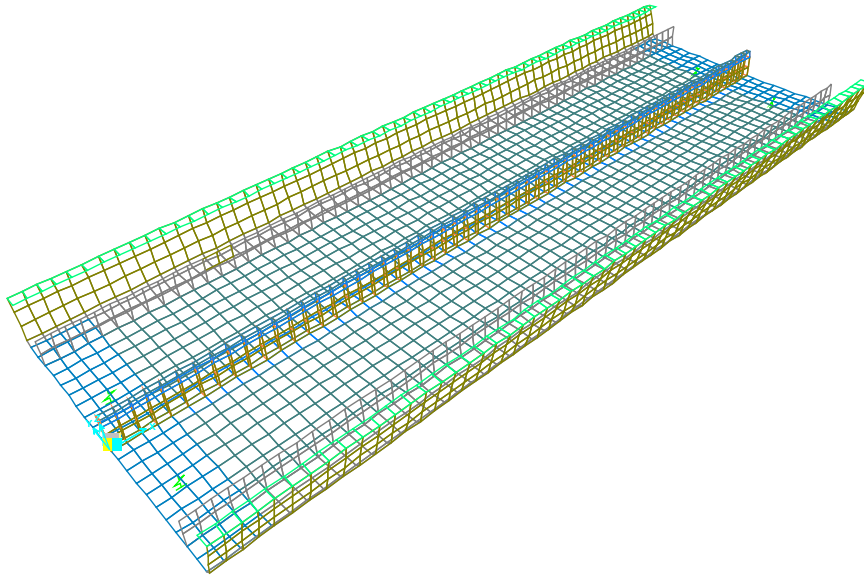
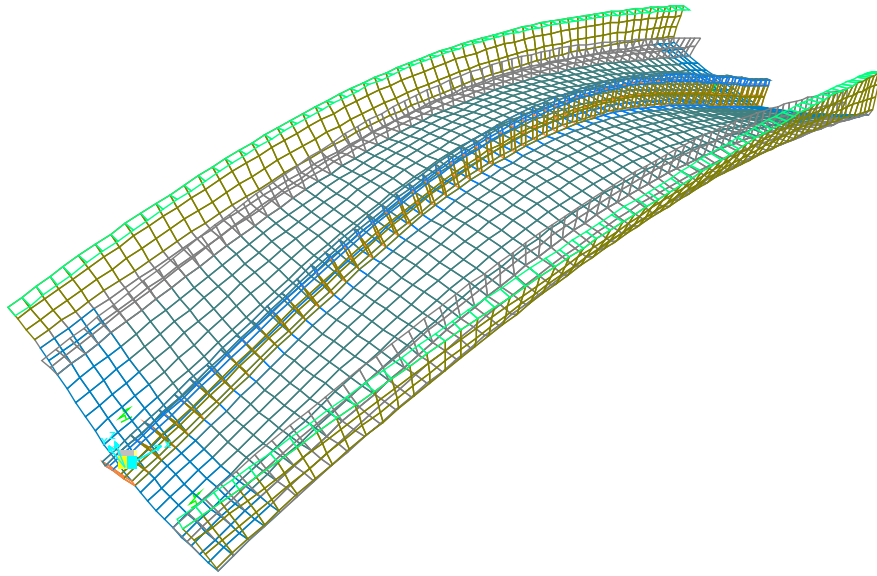


Figura 31. Modelo tridimensional de la trabe con elementos placa

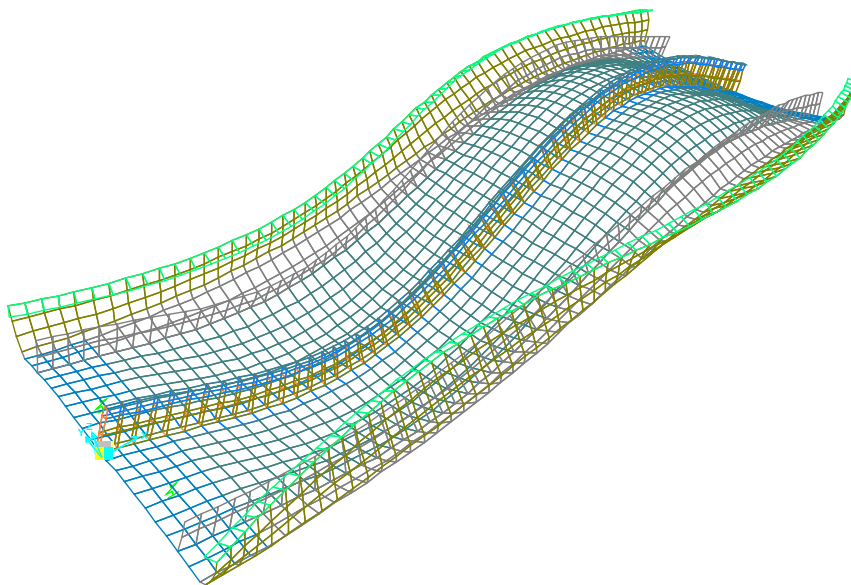
Tabla 26. Frecuencias de vibración más significativas (Hz) para cargas sin trenes de modelo con cuatro tramos adicionales con extremos articulados, modelo de trabe con elementos placa y mediciones experimentales.

Dirección	sección de trabe transformada		Mediciones II UNAM(2012)	% de diferencia modelo con 4 tramos adicionales con extremos articulados con respecto a mediciones	% de diferencia modelo trabe con elementos placa con respecto a mediciones
	modelo curvo con 4 tramos adicionales con extremos articulados, ISE (RCDF-2004)	modelo trabe con elementos placa			
Vertical (eje V)	3.46	3.50	3.85-4.10	-12.4	-11.4
Vertical asimétrico (eje V)	12.29	10.43	10.8-11.5	10.2	-6.5
Torsión trabe (alrededor del eje L)	-	5.13	5.40-5.70	-	-7.6
Aleteo de la trabe	-	5.64	-	-	-

Las mayores participaciones modales del modelo de elementos placa son el primer modo vertical con 0.711 y el modo de torsión de la trabe con 0.763 en sus respectivas direcciones. Este modelo permitió identificar la frecuencia de torsión de la trabe que es menor en 7.6% a la medición experimental.

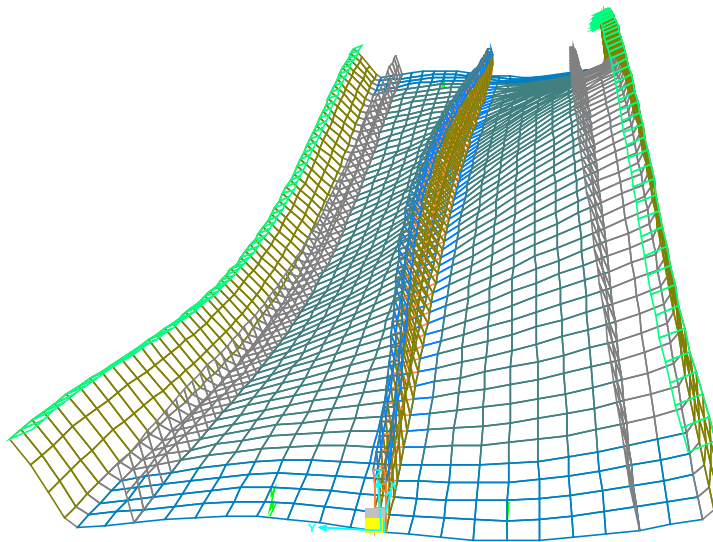


a) Modo simétrico vertical, $f=3.50$ Hz

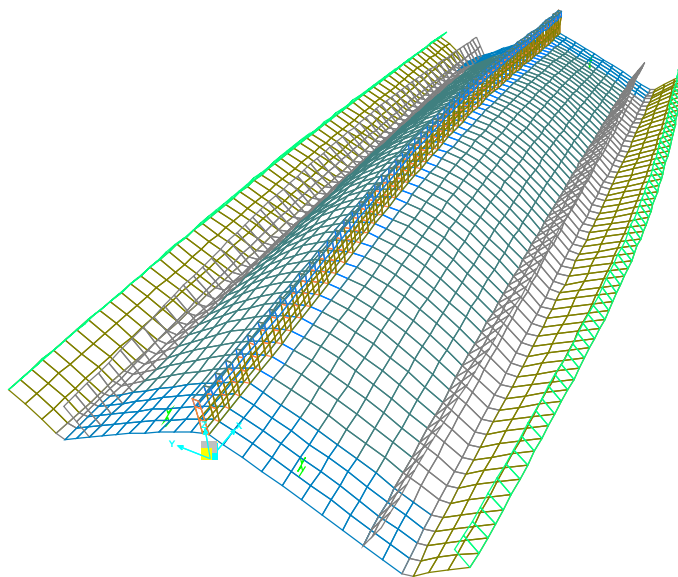


b) Modo asimétrico vertical, $f=10.43$ Hz

Figura 32. Formas modales simétrico y asimétrico verticales de trabe para cargas sin trenes



c) Modo torsión de trabe, $f=5.13$ Hz



d) Modo de aleteo de trabe, $f=5.64$ Hz

Figura 33. Formas modales de torsión y aleteo de trabe para cargas sin trenes

Propiedades dinámicas con trenes

Con el modelo del proyectista, los modelos analíticos curvos que consideran la ISE del proyectista, ISE del RCDF-2004, condiciones de frontera: libres y con tramos adicionales articulado en los extremos como condición de frontera con secciones de trabe transformada, se obtienen las frecuencias de vibración más significativas para las pruebas estáticas 2 y 9 (Tabla 27) descritas en la Tabla 10 y además incluyen los valores experimentales (Murià *et al.*, 2012). Las prueba estática 2 corresponde a un tren cargado en extradós de trabe y la 9 corresponde a dos trenes cargados, un tren en extradós y el otro en intradós de trabe, de acuerdo la ubicación de los trenes y a las respuestas, se consideran como las más significativas del grupo de pruebas, los valores de frecuencias del resto de pruebas se presentan en el anexo D.

Las frecuencias de los modelos analíticos con ISE de acuerdo proyectista y modelo del proyectista están alejados de los valores experimentales. Los modelos con ISE según RCDF-2004 presentan una buena aproximación a los experimentales, la mejor aproximación la tiene el modelo curvo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado como condición de frontera e ISE según RCDF-2004. Se presentan en las Figuras 33 y 34 las formas modales de la prueba estática 2 y 9 del modelo curvo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado como condición de frontera. Se resume en la (Tabla 28) los factores de participación de masa modal de las pruebas estáticas 2 y 9.

Los valores de frecuencias obtenidos con los modelos analíticos con cargas de trenes en las direcciones longitudinal y transversal son semejantes a los valores obtenidos con estos mismos modelos para cargas sin trenes, esto se debe a que las cargas de los trenes no tienen influencia considerable en la respuesta de la estructura. En la dirección vertical de la trabe los modelos con cargas de trenes tienen valores menores a los modelos con cargas sin trenes por la masa de tren sobre el tramo C5-C6.

Los factores de participación de masa y dirección son semejantes para las pruebas estáticas 2 y 9 en cada uno de los modelos desarrollados. Los modelos con tramo adicional simplemente apoyado en los extremos con ISE del proyectista y con RCDF-2004 son semejantes las participaciones de masa y dirección, en estos modelos no existe acoplamiento de las direcciones longitudinal y transversal. En el modelo con cuatro tramos adicionales con un apoyo articulado como condición de frontera los factores de participación de masa y de dirección son menores a los factores de participación que el resto de modelos, con acoplamiento en la dirección longitudinal y transversal.

Se obtienen con el modelo placa de la trabe las frecuencias verticales, torsión y aleteo de la trabe para las pruebas estáticas 2 y 9, junto con los valores del modelo de cuatro tramos adicionales y las mediciones experimentales (Tabla 29). Los valores de frecuencia vertical en los modelos difieren entre 2 al 10% de los valores experimentales. Las formas modales identificadas de la trabe para la prueba estática 2 del modelo de la trabe con elemento placa se presenta en las figuras 36 y 37.

Tabla 27. Frecuencias de vibración más significativas (Hz) de modelo proyectista, modelos analíticos curvos para pruebas estáticas 2 y 9 con ISE de acuerdo a proyectista y RCDF-2004, mediciones experimentales con trenes, considerando condiciones de frontera libres, con tramo adicional con apoyo articulado y modelo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado en extremos

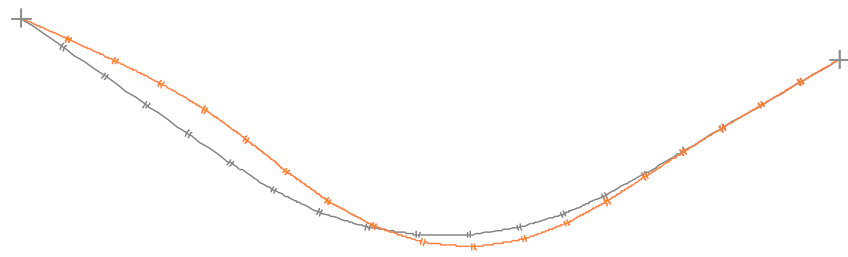
Modelo	Condiciones de frontera	Pruebas estáticas		Mediciones II UNAM(2012)	% diferencia prueba estática respecto a experimental	
		2	9		2	9
Dirección longitudinal (eje L)						
proyectista	libres	1.12	1.09	1.83-1.85	-39.1	-40.8
ISE según proyectista,2010		1.20	1.18		-34.8	-35.9
	tramo adicional	1.19	1.17		-35.3	-36.4
ISE según RCDF,2004	libres	1.85	1.84		0.5	0.0
	tramo adicional	1.88	1.84		2.2	0.0
	4 tramos adicionales	1.85	1.83		0.5	-0.5
Dirección transversal (eje T)						
proyectista	libres	1.07	1.04	1.83-1.85	-41.8	-43.5
ISE según proyectista,2010		1.14	1.11		-38.0	-39.7
	tramo adicional	1.74	1.69		-5.4	-8.2
ISE según RCDF,2004	libres	1.85	1.78		0.5	-3.3
	tramo adicional	2.17	2.14		17.9	16.3
	4 tramos adicionales	1.98	1.94		7.6	5.4
Vertical trabe (eje V)						
proyectista	libres	2.55	2.47	2.84-2.88	-10.8	-13.6
ISE según proyectista,2010		1.97	1.85		-31.1	-35.3
	tramo adicional	3.04	2.86		6.3	0.0
ISE según RCDF,2004	libres	3.18	2.99		11.2	4.5
	tramo adicional	3.18	3.06		11.2	7.0
	4 tramos adicionales	3.18	3.12		11.2	9.1
Vertical asimétrico (eje V)						
proyectista	libres	7.33	7.04	-	-	-
ISE según proyectista,2010		7.31	7.22		-	-
	tramo adicional	10.04	9.92		-	-
ISE según RCDF,2004	libres	11.42	10.56		-	-
	tramo adicional	10.20	10		-	-
	4 tramos adicionales	9.61	9.50		-	-
Cabeceo (alrededor del eje L)						
proyectista	libres	1.18	1.17	-	-	-
ISE según proyectista,2010		2.14	2.17		-	-
	tramo adicional	3.23	3.17		-	-
ISE según RCDF,2004	libres	3.47	3.38		-	-
	tramo adicional	3.15	3.26		-	-
	4 tramos adicionales	3.47	3.47		-	-

Tabla 28. Factores de participación de masa modal de modelos analíticos y proyectista para pruebas estáticas 2 y 9

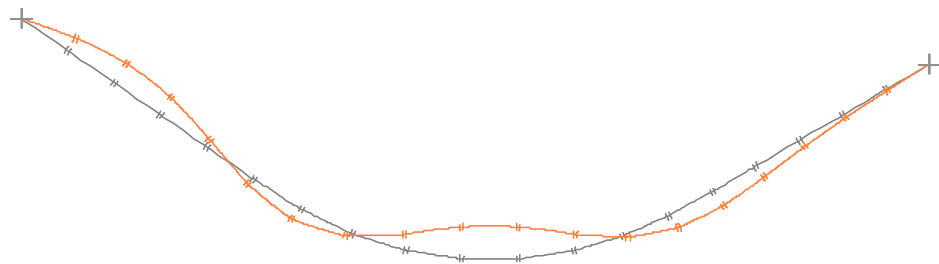
PE2													
Modelo	Modo	Período	Frecuencia	Participación de masa en traslación			Participación de masa en rotación			Forma Modal			
		s	Hz	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	L	T	V	R
proyectista	1	0.932	1.073	0	0.796	0	0.002	0.000	0.052		*		
	2	0.889	1.125	0.459	0	0	0	0	0	*			
	4	0.820	1.220	0.224	0	0	0	0	0	*			
	9	0.425	2.353	0	0	0.226	0.057	0.002	0			*	
	12	0.405	2.469	0	0	0.127	0	0.257	0			*	
curvo con tramo adicional con apoyo articulado en los extremos (ISE del proyectista)	1	0.836	1.196	0.280	0.001	0	0	0.003	0.471	*			
	4	0.576	1.736	0	0.709	0	0.076	0	0.034		*		
	7	0.329	3.040	0	0	0.179	0	0.003	0			*	
	10	0.310	3.226	0	0	0.104	0.321	0.208	0				*
	15	0.208	4.808	0.484	0	0.000	0.001	0.006	0.052	*			
curvo con tramo adicional con apoyo articulado en los extremos (ISE del RCDF-2004)	1	0.533	1.876	0.230	0	0	0	0.003	0.409	*			
	3	0.460	2.174	0.018	0.250	0	0.028	0	0.193		*		
	4	0.445	2.247	0.002	0.513	0	0.057	0	0.006		*		
	7	0.312	3.205	0	0	0.083	0.000	0.001	0			*	
	9	0.304	3.289	0	0	0.051	0.196	0.159	0				*
	11	0.288	3.472	0	0	0.161	0.085	0.191	0			*	
	16	0.249	4.016	0.524	0.002	0.001	0	0.007	0.049	*			
curvo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado en los extremos (ISE del RCDF-2004)	1	0.540	1.852	0.157	0.066	0	0.002	0.001	0.367	*			
	3	0.504	1.984	0.023	0.113	0	0.004	0	0.172		*		
	4	0.473	2.114	0.012	0.484	0	0.018	0	0.032		*		
	9	0.314	3.185	0.452	0.001	0.005	0.001	0.004	0.033	*			
	10	0.314	3.185	0.053	0	0.056	0.000	0.003	0.004			*	
	15	0.288	3.472	0.000	0	0.164	0.203	0.245	0			*	*

PE9													
Modelo	Modo	Período	Frecuencia	Participación de masa en traslación			Participación de masa en rotación			Forma Modal			
		s	Hz	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	L	T	V	R
proyectista	1	0.961	1.041	0	0.793	0	0.004	0	0.019		*		
	2	0.919	1.088	0.470	0	0	0	0	0	*			
	4	0.820	1.220	0.214	0	0	0	0	0	*			
	9	0.436	2.294	0.000	0	0.296	0.001	0.016	0			*	
	12	0.405	2.469	0	0	0.146	0	0.189	0			*	
curvo con tramo adicional con apoyo articulado en los extremos (ISE del proyectista)	1	0.853	1.172	0.282	0.001	0	0	0.003	0.455	*			
	4	0.593	1.686	0	0.749	0.000	0.082	0	0.036		*		
	7	0.350	2.857	0	0	0.169	0	0	0			*	
	8	0.335	2.985	0	0	0.014	0.001	0.012	0			*	
	11	0.310	3.226	0	0	0.071	0.268	0.162	0				*
	15	0.208	4.808	0.484	0	0	0.001	0.006	0.052	*			
curvo con tramo adicional con apoyo articulado en los extremos (ISE del RCDF-2004)	1	0.544	1.838	0.212	0	0	0	0.002	0.355	*			
	3	0.468	2.137	0.015	0.378	0	0.044	0	0.181		*		
	4	0.455	2.198	0.012	0.399	0	0.046	0	0.035		*		
	6	0.326	3.067	0	0	0.139	0	0.001	0			*	
	10	0.304	3.289	0	0	0.050	0.196	0.158	0				*
	16	0.257	3.891	0.494	0.003	0	0	0.006	0.050	*			
curvo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado en los extremos (ISE del RCDF-2004)	1	0.548	1.825	0.163	0.037	0	0.001	0.001	0.282	*			
	3	0.516	1.938	0.016	0.264	0	0.010	0	0.229		*		
	4	0.480	2.083	0.030	0.428	0	0.017	0	0.058		*		
	10	0.326	3.067	0.001	0	0.032	0	0.005	0			*	
	13	0.304	3.289	0	0	0.035	0.146	0.112	0				*
	18	0.288	3.472	0	0	0.101	0.187	0.193	0			*	*

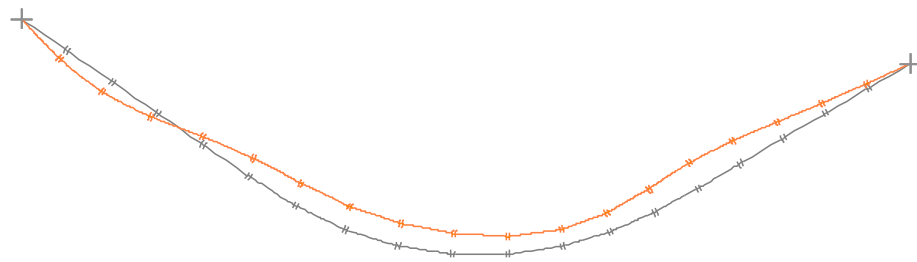
Nomenclatura: UX, UY, UZ direcciones de traslación longitudinal, transversal y vertical. RX, RY, RZ direcciones rotacionales. L=longitudinal, T=transversal, V=vertical, R=cabeceo



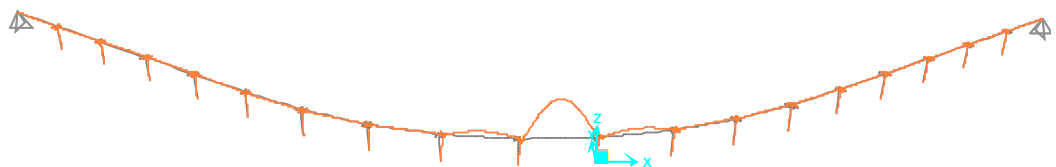
Longitudinal (L), $f=1.85$ Hz



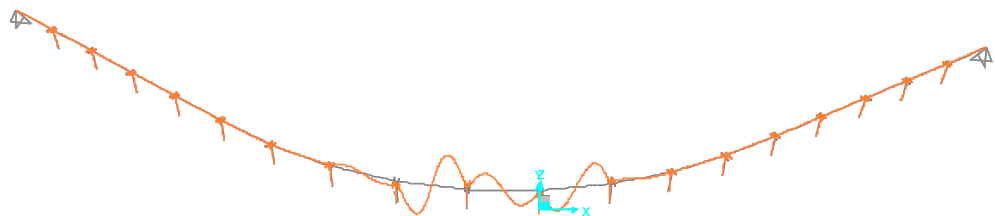
Transversal (T), $f=1.98$ Hz



Transversal (T), $f=2.11$ Hz

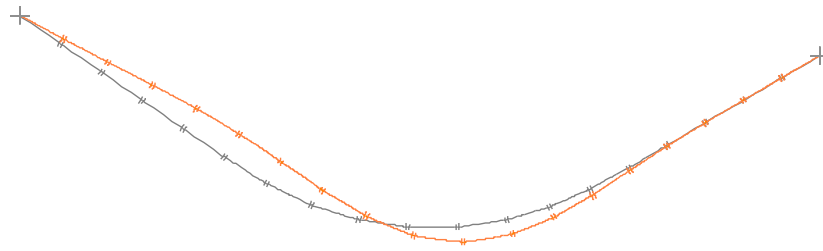


Vertical (1V), $f=3.18$ Hz

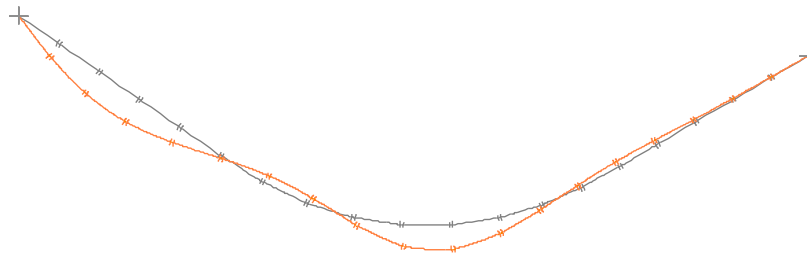


Vertical (2V), $f=9.61$ Hz

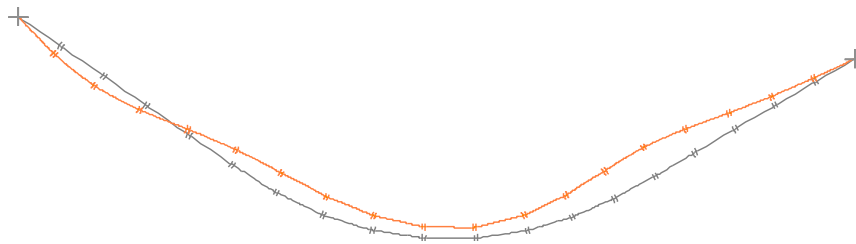
Figura 34. Formas modales significativas de modelo analítico curvo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado como condición de frontera de prueba estática 2 con ISE de acuerdo al RCDF-2004.



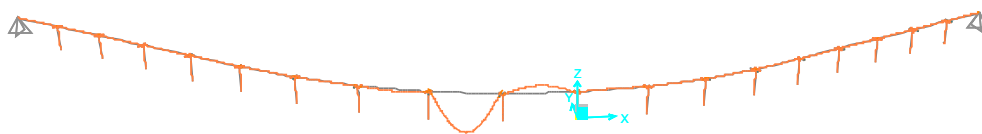
Longitudinal (1L), $f=1.83$ Hz



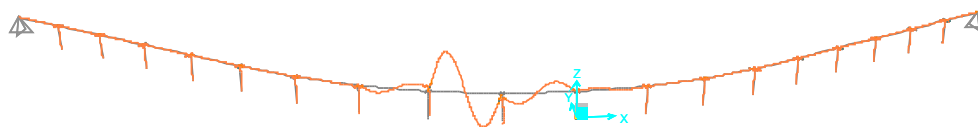
Transversal (1T), $f=1.94$ Hz



Transversal (T), $f=2.08$ Hz



Vertical (1V), $f=3.12$ Hz



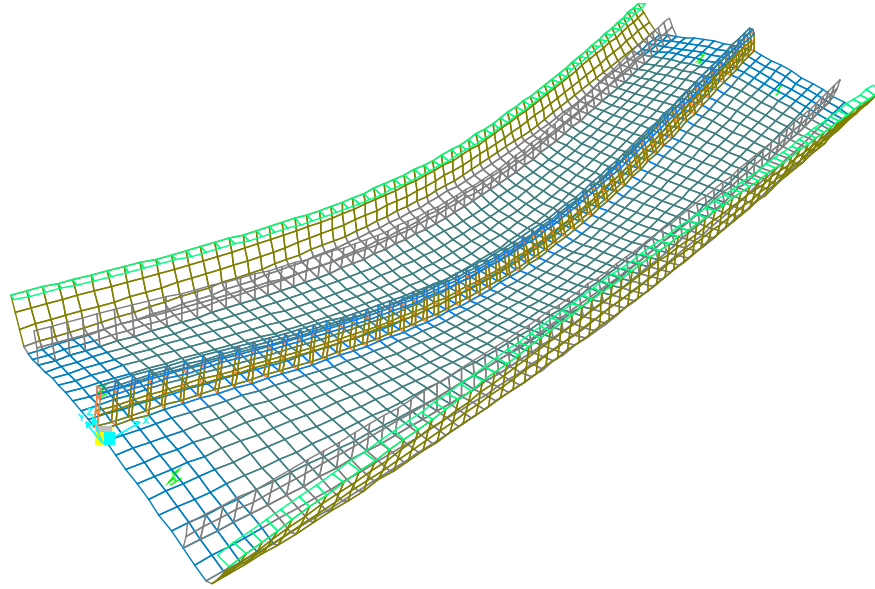
Vertical (2V), $f=9.50$ Hz

Figura 35. Formas modales significativas de modelo analítico curvo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado como condición de frontera de prueba estática 9 con ISE de acuerdo al RCDF-2004

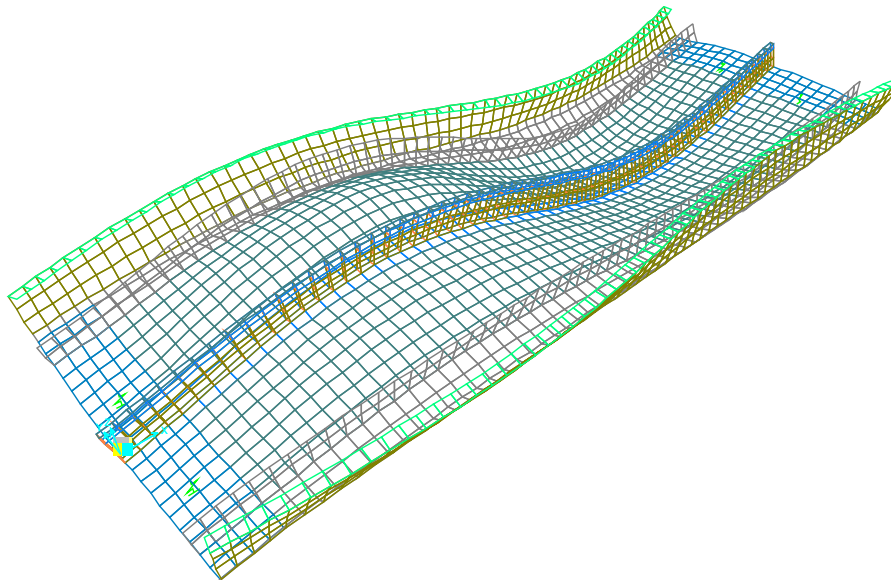
Tabla 29. Frecuencias significativas (Hz) de modelo con cuatro tramos adicionales, modelo de trabe con elementos placa y mediciones experimentales de pruebas estáticas 2 y 9.

Dirección	Prueba estática	sección de trabe transformada		Mediciones II UNAM(2012)	% diferencia modelo con 4 tramos adicionales respecto a experimental	% diferencia modelo de trabe con placas respecto a experimental
		modelo curvo con 4 tramos adicionales con extremos articulados y ISE (RCDF-2004)	modelo trabe con elementos placa			
Vertical (V)	2	3.18	3.15	2.84-2.88	11.2	10.1
	9	3.12	3.02		9.1	5.6
Vertical asimétrico (eje V)	2	9.61	9.32	-	-	-
	9	9.50	8.94		-	-
Torsión trabe (alrededor del eje L)	2	-	4.92	-	-	-
	9	-	4.71		-	-
Aleteo de la trabe	2	-	5.52	-	-	-
	9	-	5.44		-	-

Para la prueba estática 2 las mayores participaciones modales del modelo de elementos placa son el primer modo vertical con 0.681 y el modo de torsión de la trabe con 0.709 en sus respectivas direcciones. Y para la prueba estática 9 las participaciones modales son de 0.688 para el primer modo vertical y 0.738 para la torsión de la trabe.

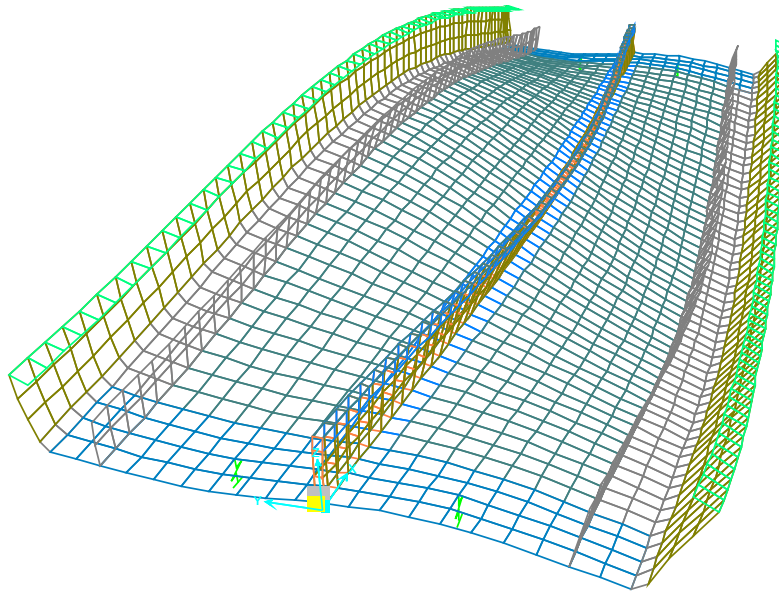


a) PE2, Modo simétrico vertical, $f=3.15$ Hz

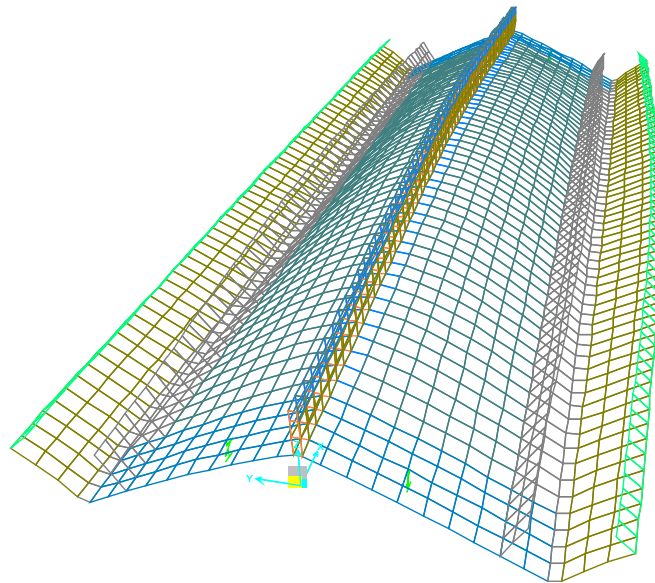


b) PE2, Modo asimétrico vertical, $f=9.32$ Hz

Figura 36. Formas modales simétrico y asimétrico verticales de trabe para prueba estática 2



c) PE2, Modo torsión de trabe, $f=4.92$ Hz



d) PE2, Modo de aleteo de trabe, $f=5.52$ Hz

Figura 37. Formas modales de torsión y aleteo de trabe para prueba estática 2

Modelo calibrado

De los modelos analíticos realizados el que tiene una mejor comparación con datos experimentales de frecuencias de vibración ambiental sin y con trenes (Tablas 23 y 25) corresponden el modelo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado en cada extremo. Se selecciona este modelo analítico como el modelo calibrado, las consideraciones que presenta son:

- Modelo curvo con cuatro tramos adicionales con apoyo articulado (restringido en las direcciones longitudinal, transversal y vertical) en cada extremo.
- Las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales son las descritas en el capítulo 2.
- La sección de las traveses son transformadas. Las columnas con su sección bruta, las secciones transformadas de las columnas tienen diferencia entre 3 al 4% en frecuencias con respecto a las secciones brutas.
- La ISE de acuerdo RCDF-2004 (tabla 20) con resortes en la base de la columna.
- Los apoyos móviles están ubicado en las columnas C4, C8 y E8 de un solo lado de la columna (Figura 1), los demás apoyos son fijos. Para los apoyos móviles como hizo el proyectista se considera liberando la trabe en el modelo la dirección longitudinal. Los neoprenos son considerados con elementos vínculos o ligas con sus rigideces horizontal, vertical y rotacional (Anexo A).

El modelo calibrado se compara con el modelo del proyectista, se destacan las semejanzas y las diferencias de las consideraciones:

- El proyectista consideró para diseño un modelo recto de 577.60 m que tiene 20 ejes de columnas, y un modelo recto de 260 m de longitud para el tramo curvo de estudio, formado por 10 ejes de columnas. El modelo calibrado es curvo de 544 m de longitud con 18 ejes de columnas.
- Las condiciones de frontera del modelo para el tramo de curvo del proyectista son libres. El modelo calibrado está formado por cuatro tramos adicionales en cada extremo con condición de frontera un apoyo articulado.
- Son semejantes las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales en los modelos, con excepción de la resistencia a compresión de las traveses, que para el modelo calibrado se utilizó $f'c=680 \text{ kg/cm}^2$ y $E=331,653 \text{ kg/cm}^2$ comparado con $f'c=600 \text{ kg/cm}^2$ y $E=318,207 \text{ kg/cm}^2$ considerado para diseño, ya que se dispone de datos de laboratorio de pruebas a compresión.

- Las secciones de las traveses y columnas el proyectista consideró secciones brutas, en el modelo calibrado la sección de las traveses son transformadas y las columnas con su sección bruta.
- En los modelos del proyectista y el calibrado se considera los apoyos móviles ubicados en las columnas C4, C8 y E8, los demás apoyos fijos. Los neoprenos el proyectista define como elementos barra con las dimensiones geométricas correspondientes y supone con las propiedades mecánicas de las traveses. El modelo calibrado los neoprenos son considerados con elementos vínculos o ligas con sus rigideces horizontal, vertical y rotacional.
- El proyectista utilizó en su modelo la ISE de acuerdo a los estudios geotécnicos realizados en la zona, coloca resortes en toda la altura de las pilas. En el modelo calibrado se consideró la ISE de acuerdo RCDF-2004 con resortes en la base de las columnas.

Como un resumen de las frecuencias significativas de los modelos desarrollados en esta investigación se compararan con respecto al modelo calibrado para las cargas sin trenes. Se incluyen en esta comparación el modelo del proyectista, el modelo calibrado considerando los neoprenos, la ISE de acuerdo al proyectista y modelo calibrado con las propiedades mecánicas de diseño (Tabla 30).

El modelo con los neoprenos considerados similar al proyectista tienen poca influencia en las frecuencias respecto al modelo calibrado. El modelo con ISE de acuerdo al proyectista tiene diferencias en las frecuencias en las direcciones longitudinal y transversal respecto al modelo calibrado, la ISE del proyectista el modelo es más flexible.

En las direcciones longitudinal y transversal el modelo del proyectista tiene diferencias considerables respecto al calibrado. Las condiciones de frontera tienen influencia en estas direcciones.

Los modelos curvos con sección de trabe sin transformar y transformada, como condiciones de frontera un tramo adicional con un apoyo articulado en el extremo e ISE de acuerdo RCDF-2004 se aproximan mejor a los valores de frecuencias del modelo calibrado. Las columnas del modelo calibrado con secciones transformadas tienen diferencia entre 3 al 4% en frecuencias con respecto a las secciones brutas.

No existe diferencia en el modelo calibrado en las frecuencias considerando las propiedades mecánicas de diseño. La resistencia a compresión en diseño para las traveses fue $f'c=600 \text{ kg/cm}^2$ y $E=318,207 \text{ kg/cm}^2$, no tiene influencia considerable con respecto al $f'c=680 \text{ kg/cm}^2$ y $E=331,653 \text{ kg/cm}^2$ utilizado en el modelo calibrado.

Tabla 30. Frecuencias significativas (Hz) de modelos desarrollados y comparaciones respecto a modelo calibrado para cargas sin trenes

Modelo	condiciones de frontera	sección de trabe	Dirección				% diferencia de modelos con respecto a modelo calibrado			
			Longitudinal (L)	Transversal (T)	Vertical (eje V)	Cabeceo (alrededor del eje L)	L	T	V	R
calibrado	4 tramos adicionales con apoyo articulado	transformada	1.86	2.16	3.46	4.33				
proyectista	libres	sin transformar	1.18	1.11	2.83	1.21	-36.6	-48.6	-18.2	-72.1
calibrado recto	4 tramos adicionales con apoyo articulado	transformada	3.22	1.81	3.46	1.90	73.12	-16.20	0	-56.12
calibrado con neoprenos similar a proyectista	4 tramos adicionales con apoyo articulado	transformada	1.87	2.2	3.47	4.35	0.54	1.85	0.29	0.46
calibrado con ISE (proyectista-2010)	4 tramos adicionales con apoyo articulado	transformada	1.18	1.63	3.27	4.03	-36.6	-24.5	-5.5	-6.9
calibrado con propiedades mecánicas de diseño	4 tramos adicionales con apoyo articulado	transformada	1.86	2.16	3.46	4.03	0	0	0	-6.9
calibrado con sección de columna transformada	4 tramos adicionales con apoyo articulado	transformada	1.93	2.22	3.46	4.03	3.8	2.8	0	-6.9
recto con ISE (proyectista-2010)	libres	sin transformar	1.30	1.15	3.06	1.35	-30.1	-46.8	-11.6	-68.8
		transformada	1.30	1.15	3.27	1.35	-30.1	-46.8	-5.5	-68.8
		transformada agrietada	1.30	1.15	2.13	1.35	-30.1	-46.8	-38.4	-68.8
curvo con ISE (proyectista-2010)	libres	sin transformar	1.22	1.18	3.06	3.06	-34.4	-45.4	-11.6	-29.3
		transformada	1.22	1.18	3.27	3.30	-34.4	-45.4	-5.5	-23.8
		transformada agrietada	1.22	1.18	2.13	2.14	-34.4	-45.4	-38.4	-50.6
recto con ISE (RCDF-2004)	libres	sin transformar	2.34	1.82	3.21	2.01	25.8	-15.7	-7.2	-53.6
		transformada	2.34	1.82	3.46	2.01	25.8	-15.7	0	-53.6
		transformada agrietada	2.33	1.82	2.18	2.01	25.3	-15.7	-37.0	-53.6
curvo con ISE (RCDF-2004)	libres	sin transformar	2.22	1.83	3.21	3.10	19.4	-15.3	-7.2	-28.4
		transformada	2.33	1.89	3.46	3.34	25.3	-12.5	0.0	-22.9
		transformada agrietada	2.20	1.82	2.18	2.09	18.3	-15.7	-37.0	-51.7
recto con ISE (proyectista-2010)	extremos un apoyo articulado	sin transformar	4.01	1.16	3.06	1.16	115.6	-46.3	-11.6	-73.2
		transformada	4.01	1.16	3.27	1.16	115.6	-46.3	-5.5	-73.2
		transformada agrietada	2.68	1.16	2.13	1.16	44.1	-46.3	-38.4	-73.2
curvo con ISE (proyectista-2010)	extremos un apoyo articulado	sin transformar	1.26	1.90	3.06	3.79	-32.3	-12.0	-11.6	-12.5
		transformada	1.26	1.95	3.27	4.03	-32.3	-9.7	-5.5	-6.9
		transformada agrietada	1.26	1.46	2.13	2.68	-32.3	-32.4	-38.4	-38.1
recto con ISE (RCDF-2004)	extremos un apoyo articulado	sin transformar	4.44	1.82	3.21	1.82	138.7	-15.7	-7.2	-58.0
		transformada	4.59	1.82	3.46	1.82	146.8	-15.7	0	-58.0
		transformada agrietada	3.27	1.82	2.18	1.82	75.8	-15.7	-37.0	-58.0
curvo con ISE (RCDF-2004)	extremos un apoyo articulado	sin transformar	1.94	2.37	3.21	3.23	4.3	9.7	-7.2	-25.4
		transformada	1.94	2.41	3.46	3.48	4.3	11.6	0.0	-19.6
		transformada agrietada	1.93	2.04	2.18	2.19	3.8	-5.6	-37.0	-49.4
recto con ISE (proyectista-2010)	tramo adicional con apoyo articulado	sin transformar	3.53	1.15	3.07	1.39	89.8	-46.8	-11.3	-67.9
		transformada	3.70	1.15	3.29	1.39	98.9	-46.8	-4.9	-67.9
		transformada agrietada	2.38	1.15	2.14	1.39	28.0	-46.8	-38.2	-67.9
curvo con ISE (proyectista-2010)	tramo adicional con apoyo articulado	sin transformar	1.22	1.76	3.06	3.79	-34.4	-18.5	-11.6	-12.5
		transformada	1.22	1.80	3.27	4.03	-34.4	-16.7	-5.5	-6.9
		transformada agrietada	1.22	1.44	2.13	2.76	-34.4	-33.3	-38.4	-36.3
recto con ISE (RCDF-2004)	tramo adicional con apoyo articulado	sin transformar	3.94	1.82	3.21	1.99	111.8	-15.7	-7.2	-54.0
		transformada	4.06	1.82	3.46	1.99	118.3	-15.7	0	-54.0
		transformada agrietada	3.02	1.82	2.18	1.99	62.4	-15.7	-37.0	-54.0
curvo con ISE (RCDF-2004)	tramo adicional con apoyo articulado	sin transformar	1.91	2.27	3.21	4.02	2.7	5.1	-7.2	-7.2
		transformada	1.91	2.30	3.46	4.34	2.7	6.5	0	0.2
		transformada agrietada	1.90	2.04	2.18	2.77	2.2	-5.6	-37.0	-36.0

4.2 Respuestas de pruebas estáticas

En las respuestas de pruebas estáticas, se realizan las siguientes consideraciones:

- Para realizar comparaciones de las respuestas de la vía elevada con los valores experimentales, se van a incluir además del modelo calibrado, el modelo recto con interacción suelo-estructura de acuerdo al RCDF-2004 que tiene cuatro tramos adicionales con apoyos articulados en los extremos, a este modelo se denomina calibrado recto.
- Del programa de pruebas estáticas que se indicó en la Tabla 10 y Figuras 22 a 25, se puede identificar cuatro grupos de las pruebas estáticas por la ubicación de las cargas de trenes y las vías que circulan, estos son: 1 a 3, 4 a 6, 7 a 10, y entre 11 y 12. Se presentan de estos grupos las deflexiones máximas de la trabe obtenidas de las mediciones experimentales, modelo calibrado curvo y del proyectista. Las deflexiones de la trabe del modelo calibrado recto son semejantes al modelo calibrado curvo. Resultados, comparaciones y figuras de las pruebas estáticas no mencionadas, se indican en el Anexo E.
- Las deflexiones de la trabe se comparan con los valores admisibles de la norma AASHTO (2007) $L/800$, donde L es la luz de la trabe.
- Para los desplazamientos y giros de columnas se presentan los valores máximos de la experimentación, del modelo calibrado, calibrado recto y del proyectista de los grupos de pruebas estáticas descritos.

4.2.1 Deflexiones de trabe entre columnas C5 y C6

La trabe instrumentada (Murià *et al.*, 2012) se encuentra entre las columnas C5 y C6. Se indican las deflexiones máximas de la trabe (Tabla 31) que se producen con las pruebas estáticas 2, 5, 9 y 12 de mediciones experimentales, modelo proyectista, modelo calibrado y modelo de trabe con elemento placa (Figura 38).

La prueba estática 9 que corresponde a dos trenes cargados, un tren en extradós y el otro en intradós de trabe, presenta la mayor deflexión de la trabe. En esta prueba el modelo calibrado tiene una diferencia del 30% y el modelo del proyectista es conservador tiene una diferencia del 65% con respecto al experimental. El modelo con elemento placa de la trabe tiene deflexiones mayores al calibrado, esto se debe a que las excentricidades de las cargas respecto al eje de la trabe es variable por el trazado curvo. Las deflexiones de la trabe son menores a las deflexiones permisibles por la norma AASHTO (2007), que indica que la deflexión es $L/800$, que para la luz de 30 m el valor es de 37.5 mm.

Tabla 31. Deflexiones de trabe (mm) pruebas estáticas 2, 5, 9 y 12

Prueba estática	Modelo	Distancia desde C5 (m)		% diferencia respecto a experimental	
		Cuarto del claro	Centro del claro	7.5	15
		7.5	15	7.5	15
2	experimental	-2.62	-3.92		
	calibrado	-2.70	-4.31	3.1	10.0
	placa	-3.05	-4.88	16.4	24.6
	proyectista	-3.35	-5.22	27.9	33.3
5	experimental	-1.62	-2.65		
	calibrado	-2.46	-3.90	51.9	47.3
	placa	-2.92	-4.74	80.2	79.0
	proyectista	-3.35	-5.22	106.8	97.1
9	experimental	-3.96	-6.36		
	calibrado	-5.39	-8.23	36.1	29.5
	placa	-5.07	-8.59	28.0	35.1
	proyectista	-6.73	-10.51	69.9	65.3
12	experimental	-1.93	-2.72		
	calibrado	-2.32	-3.55	20.2	30.5
	placa	-2.62	-3.99	35.8	46.7
	proyectista	-3.22	-4.64	66.8	70.6

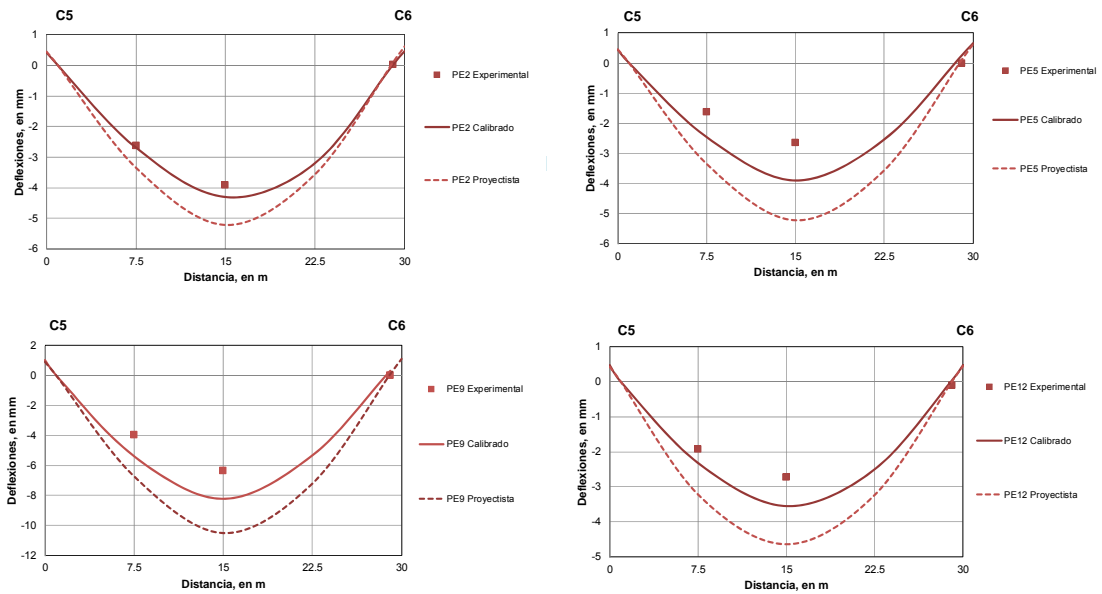


Figura 38. Deflexiones experimentales, proyectista y modelo calibrado de pruebas estáticas 2, 5, 9 y 12

4.2.2 Desplazamientos y giros de columnas C5 y C6

Se presentan en la Figura 39 los desplazamientos y giros (inclinómetros) de las columnas C5 y C6 correspondientes a mediciones experimentales, proyectista y de modelos calibrados curvo y recto realizados de las pruebas estáticas 2, 6, 11 y 12, que son las pruebas que producen mayores desplazamientos y giros en estas columnas (Tabla 32 y Tabla 33). Los giros de los potenciómetros se indican en la Tabla 34 y se presentan en la Figura 40.

Tabla 32. Desplazamientos de columnas C5 y C6 (mm) pruebas estáticas 2, 6, 11 y 12

		CC5, altura (m)					% diferencia respecto a experimental			
Prueba estática	Modelo	0.03	2.75	5.45	8.15	9.33				
							2.75	5.45	8.15	9.33
2	experimental	-0.01	-0.21	-0.56	-1.07	-1.27				
	calibrado	-0.01	-0.14	-0.46	-0.97	-1.24	-32.2	-17.6	-9.3	-2.6
	calibrado (recto)	-0.03	-0.26	-0.71	-1.39	-1.75	25.8	27.2	29.9	37.5
	proyectista	-0.30	-0.79	-1.49	-2.39	-2.84	282.3	167.0	123.4	123.1
6	experimental	0.03	0.15	0.38	0.69	0.84				
	calibrado	0.02	0.06	0.23	0.53	0.69	-60.4	-39.5	-23.4	-18.2
	calibrado (recto)	0.01	0.13	0.38	0.78	0.98	-14.1	0.03	12.7	16.2
	proyectista	0.22	0.61	1.16	1.90	2.26	302.9	205.4	174.5	167.9
11	experimental	0.04	0.08	0.28	0.54	0.69				
	calibrado	0.01	0.08	0.29	0.64	0.82	-5.8	4.3	19.2	18.9
	calibrado (recto)	0.03	0.21	0.57	1.09	1.36	147.3	105.1	103.0	97.2
	proyectista	0.39	0.97	1.78	2.81	3.32	1042.3	540.5	423.3	381.4
12	experimental	-0.13	-0.24	-0.50	-0.88	-0.98				
	calibrado	-0.02	-0.11	-0.39	-0.87	-1.13	-53.9	-21.3	-0.6	15.6
	calibrado (recto)	-0.05	-0.31	-0.82	-1.58	-1.98	29.8	65.5	80.5	102.6
	proyectista	-0.05	-0.90	-1.63	-2.57	-3.03	276.8	229.0	193.6	210.1
		CC6, altura (m)					% diferencia respecto a experimental			
Prueba estática	Modelo	0.07	2.70	5.42	8.16	9.34				
							2.70	5.42	8.16	9.34
2	experimental	-0.11	-0.16	-0.54	-1.10	-1.29				
	calibrado	-0.02	-0.10	-0.37	-0.83	-1.08	-38.7	-31.9	-24.5	-16.2
	calibrado (recto)	-0.02	-0.20	-0.60	-1.21	-1.53	24.6	10.4	10.0	18.7
	proyectista	-0.33	-0.81	-1.50	-2.39	-2.83	404.5	175.9	117.3	119.5
6	experimental	0.03	0.15	0.46	0.90	1.05				
	calibrado	0.01	0.09	0.32	0.69	0.90	-42.2	-30.1	-23.7	-14.4
	calibrado (recto)	0.02	0.17	0.49	0.99	1.24	13.1	7.0	9.5	17.9
	proyectista	0.30	0.75	1.42	2.29	2.72	399.1	210.0	153.2	158.7
11	experimental	0.03	0.09	0.32	0.67	0.83				
	calibrado	0.02	0.07	0.28	0.63	0.81	-17.7	-13.0	-5.8	-2.7
	calibrado (recto)	0.03	0.20	0.54	1.07	1.34	135.0	67.8	59.9	61.0
	proyectista	0.41	0.98	1.80	2.86	3.37	1051.5	459.2	327.5	305.0
12	experimental	-0.05	-0.20	-0.54	-1.03	-1.21				
	calibrado	-0.03	-0.09	-0.37	-0.85	-1.10	-55.8	-30.9	-17.6	-9.0
	calibrado (recto)	-0.04	-0.29	-0.79	-1.56	-1.95	42.3	47.4	51.1	61.3
	proyectista	-0.37	-0.89	-1.64	-2.61	-3.08	336.8	206.1	152.9	154.7

Tabla 33. Giros de columnas C5 y C6 (rad) pruebas estáticas 2, 6, 11 y 12 (inclinómetros)

		CC5, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba estática	Modelo	0	0.71	9.42	0	0.71	9.42
2	experimental	-3.71E-05	-7.94E-05	-2.39E-04			
	calibrado	-3.00E-05	-4.00E-05	-2.30E-04	-19.2	-49.6	-3.6
	calibrado (recto)	-4.00E-05	-6.00E-05	-3.00E-04	7.8	-24.5	25.7
	proyectista	-1.40E-04	-1.60E-04	-3.90E-04	277.2	101.4	63.4
6	experimental	1.99E-05	2.83E-05	2.59E-04			
	calibrado	1.00E-05	2.00E-05	1.40E-04	-49.8	-29.4	-46.0
	calibrado (recto)	2.00E-05	3.00E-05	1.80E-04	0.4	5.9	-30.6
	proyectista	1.10E-04	1.30E-04	3.10E-04	452.1	359.1	19.6
11	experimental	1.29E-05	1.61E-05	2.11E-04			
	calibrado	2.00E-05	3.00E-05	1.60E-04	55.1	85.9	-24.3
	calibrado (recto)	3.00E-05	5.00E-05	2.30E-04	132.7	209.9	8.9
	proyectista	1.70E-04	1.90E-04	4.40E-04	1218.6	1077.6	108.3
12	experimental	-3.95E-05	-7.67E-05	-2.55E-04			
	calibrado	-2.00E-05	-4.00E-05	-2.20E-04	-49.4	-47.8	-13.9
	calibrado (recto)	-5.00E-05	-7.00E-05	-3.30E-04	26.6	-8.7	29.2
	proyectista	-1.60E-04	-1.80E-04	-3.90E-04	305.1	134.8	52.7
		CC6, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba estática	Modelo	0	0.67	9.42	0	0.67	9.42
2	experimental	-4.09E-06	-7.71E-05	-2.05E-04			
	calibrado	-2.00E-05	-3.00E-05	-2.10E-04	389.4	-61.1	2.6
	calibrado (recto)	-4.00E-05	-5.00E-05	-3.20E-04	878.7	-35.1	56.3
	proyectista	-1.50E-04	-1.60E-04	-3.70E-04	3570.2	107.6	80.7
6	experimental	7.21E-06	3.71E-05	1.69E-04			
	calibrado	2.00E-05	3.00E-05	1.70E-04	177.4	-19.2	0.6
	calibrado (recto)	3.00E-05	4.00E-05	2.60E-04	316.1	7.7	53.8
	proyectista	1.40E-04	1.60E-04	3.70E-04	1841.8	330.8	118.9
11	experimental	-5.19E-06	1.76E-05	1.22E-04			
	calibrado	2.00E-05	3.00E-05	1.60E-04	-485.1	70.2	31.3
	calibrado (recto)	3.00E-05	5.00E-05	2.80E-04	-677.6	183.7	129.7
	proyectista	1.70E-04	1.90E-04	4.40E-04	-3372.9	978.1	261.0
12	experimental	-1.00E-05	-7.15E-05	-1.99E-04			
	calibrado	-2.00E-05	-3.00E-05	-2.20E-04	100.0	-58.0	10.7
	calibrado (recto)	-5.00E-05	-7.00E-05	-4.00E-04	400.0	-2.1	101.2
	proyectista	-1.60E-04	-1.80E-04	-4.00E-04	1500.0	151.8	101.2

Tabla 34. Giros de columnas C5 y C6 (rad) pruebas estáticas 2, 6, 11 y 12 (potenciómetros)

		CC5, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba estática	Modelo	0.61	1.12	1.63	0.61	1.12	1.63
2	experimental	-5.48E-06	-1.57E-05	-2.67E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	82.3	27.5	12.2
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-4.00E-05	-5.00E-05	264.7	155.0	87.1
	proyectista	-1.00E-05	-2.00E-05	-4.00E-05	82.3	27.5	49.7
6	experimental	3.72E-06	6.37E-06	6.29E-06			
	calibrado	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	169.1	214.1	376.6
	calibrado (recto)	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	169.1	214.1	376.6
	proyectista	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	169.1	214.1	376.6
11	experimental	3.51E-06	5.49E-06	4.40E-06			
	calibrado	1.00E-05	1.00E-05	2.00E-05	184.9	82.3	355.0
	calibrado (recto)	2.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	469.8	446.9	810.0
	proyectista	2.00E-05	4.00E-05	5.00E-05	469.8	629.3	1037.5
12	experimental	-8.99E-06	-1.06E-05	-8.84E-06			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	11.2	89.3	239.3
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-4.00E-05	-5.00E-05	122.4	278.6	465.4
	proyectista	-1.00E-05	-3.00E-05	-4.00E-05	11.2	184.0	352.3
		CC6, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba estática	Modelo	0.60	1.11	1.62	0.60	1.11	1.62
2	experimental	-8.18E-06	-1.75E-05	-2.67E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	22.3	14.3	12.5
	calibrado (recto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-4.00E-05	22.3	14.3	50.0
	proyectista	-1.00E-05	-2.00E-05	-4.00E-05	22.3	14.3	50.0
6	experimental	2.79E-06	8.08E-06	1.40E-05			
	calibrado	1.00E-05	2.00E-05	2.00E-05	258.0	147.6	43.3
	calibrado (recto)	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	258.0	147.6	115.0
	proyectista	1.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	258.0	271.4	186.7
11	experimental	3.74E-06	9.61E-06	1.71E-05			
	calibrado	0.00E+00	1.00E-05	2.00E-05	-100.0	4.1	17.1
	calibrado (recto)	2.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	434.6	212.2	134.1
	proyectista	-1.00E-05	-3.00E-05	-4.00E-05	-367.3	-412.2	-334.1
12	experimental	-9.82E-06	-2.22E-05	-3.31E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	1.8	-9.8	-9.4
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-3.00E-05	-6.00E-05	103.7	35.3	81.1
	proyectista	2.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	-303.7	-235.3	-220.8

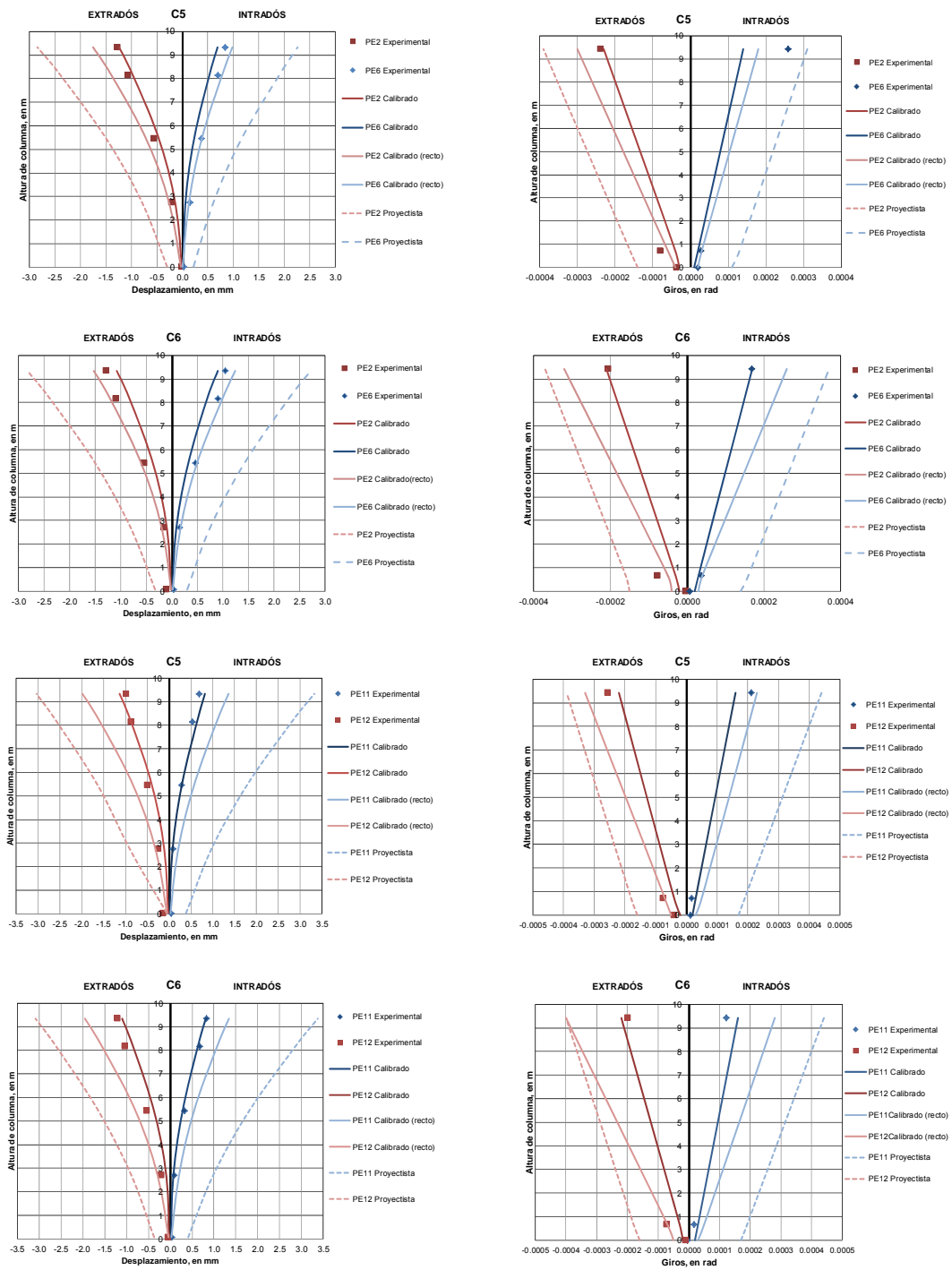


Figura 39. Desplazamientos y giros (inclinómetros) experimentales, proyectista y modelos calibrados columnas C5 y C6 de pruebas estáticas 2, 6, 11 y 12

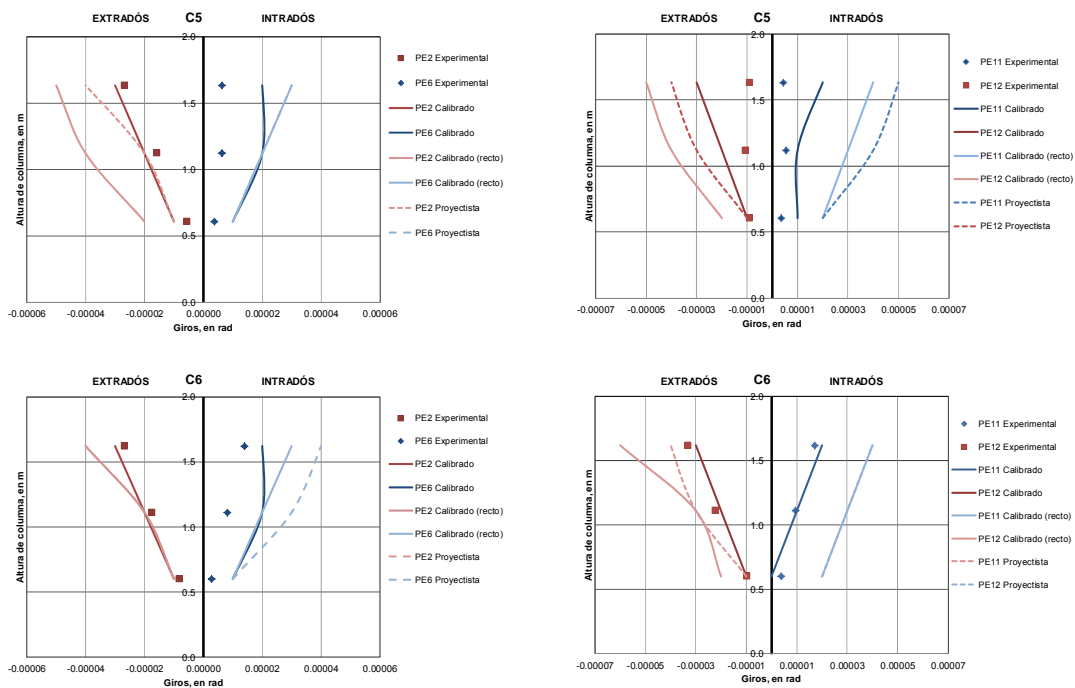


Figura 40. Giros experimentales (potenciómetros), proyectista y de modelos calibrados columnas C5 y C6 de pruebas estáticas 2, 6, 11 y 12

Los desplazamientos máximos de las columnas C5 y C6 en las pruebas estáticas, el modelo calibrado (curvo) tienen una diferencia entre el 3% al 16% y el modelo calibrado (recto) una diferencia entre el 17% al 60% respecto a las mediciones experimentales. El modelo del proyectista tiene diferencias mayores al 100% con respecto a las experimentales. La prueba estática 2 que corresponde a un tren cargado en extradós de trabe produce los máximos desplazamientos de las columnas C5 y C6.

La prueba estática 2 que corresponde a un tren cargado en extradós de trabe produce los máximos giros de las columnas C5 y C6. Los giros en estas columnas del modelo calibrado (curvo) tienen una diferencia entre el 3% al 45% y el modelo calibrado (recto) una diferencia entre el 9% a más de 100% respecto a las mediciones experimentales. El modelo del proyectista tiene diferencias entre 20% a mayores al 100% con respecto a las experimentales.

De las comparaciones anteriores indican que el modelo del proyectista es conservador respecto a desplazamientos y giros de las columnas.

4.3 Respuestas de pruebas dinámicas

Para las pruebas dinámicas las consideraciones son:

- El programa SAP2000 para cargas móviles dispone el uso de líneas de influencia, se utilizó para el modelo analítico esta herramienta con las cargas de tren en las pruebas dinámicas.
- La limitación del programa SAP2000 sobre las líneas de influencia es que no se puede conocer los efectos de diferentes valores de velocidad del tren sobre las respuestas de los elementos estructurales del puente. Con el modelo analítico no se obtienen respuestas con velocidades diferentes como la media y máxima que se realizaron en la experimentación, el programa permite calcular envolventes del modelo analítico para las pruebas dinámicas.
- La fuerza centrífuga y de frenado se considera en el programa SAP2000 como fuerzas cuasi-estáticas aplicadas como recomienda las normas.
- Del programa de pruebas dinámicas que se presentó en Tabla 11 se indican las máximas deflexiones de la trabe, los desplazamientos y giros máximos de las columnas de la experimentación, proyectista y del modelo calibrado curvo con y sin impacto. Para las deflexiones de las trabes se presentan los máximos de las pruebas 1 a 4 que corresponden a un tren circulando sin frenado, entre 5 y 6 que son dos trenes circulando sin frenado, ente 7 a 10 corresponde dos trenes circulando con frenado, y entre 11 y 12 con un tren circulando con frenado. Los desplazamientos y giros máximos que se muestran se utilizan los mismos criterios que las trabes. Las pruebas dinámicas no presentadas aquí, se indican en el Anexo E.
- Las deflexiones de la trabe se comparan con los valores admisibles de la norma AASHTO (2007) L/800.

4.3.1 Deflexiones de trabe entre columnas C5 y C6

Se muestran las deflexiones máximas de la trabe de mediciones experimentales y modelo calibrado sin impacto, con impacto y modelo del proyectista (Figura 41) que corresponden las pruebas dinámicas 2, 6, 8 y 12 (Tabla 35).

La prueba dinámica 8 que corresponde a dos trenes cargados en intradós y extradós de la trabe, a velocidad máxima con frenado a fondo en centro de claro de CC5-CC6 hasta parar, presenta la mayor deflexión de la trabe. En esta prueba el modelo calibrado sin impacto tiene una diferencia del 28%, el modelo calibrado con impacto un 72% y el modelo del proyectista (incluye impacto) tiene una diferencia del 83% con respecto al experimental. Las deflexiones de la trabe son menores a las deflexiones permisibles por la norma AASHTO (2007) de 37.5 mm.

Tabla 35. Deflexiones de trabe (mm) pruebas dinámicas 2, 6, 8 y 12

Prueba dinámica	Modelo	Distancia desde C5 (m)		% diferencia respecto a experimental	
		Cuarto del claro	Centro del claro	7.5	15
		7.5	15	7.5	15
2	experimental	-2.57	-3.57		
	calibrado (sin impacto)	-2.99	-4.34	16.2	21.6
	calibrado (con impacto)	-4.00	-5.69	55.4	59.4
	proyectista	-4.92	-7.02	91.2	96.6
6	experimental	-4.52	-6.43		
	calibrado (sin impacto)	-5.87	-8.46	30.0	31.6
	calibrado (con impacto)	-7.70	-11.10	70.5	72.6
	proyectista	-9.83	-14.01	117.7	117.9
8	experimental	-4.56	-6.48		
	calibrado (sin impacto)	-5.83	-8.27	27.9	27.6
	calibrado (con impacto)	-7.03	-11.13	54.2	71.8
	proyectista	-7.92	-11.88	73.7	83.3
12	experimental	-2.55	-3.55		
	calibrado (sin impacto)	-2.85	-4.02	11.9	13.2
	calibrado (con impacto)	-3.43	-5.45	34.6	53.5
	proyectista	-4.92	-7.00	93.1	97.2

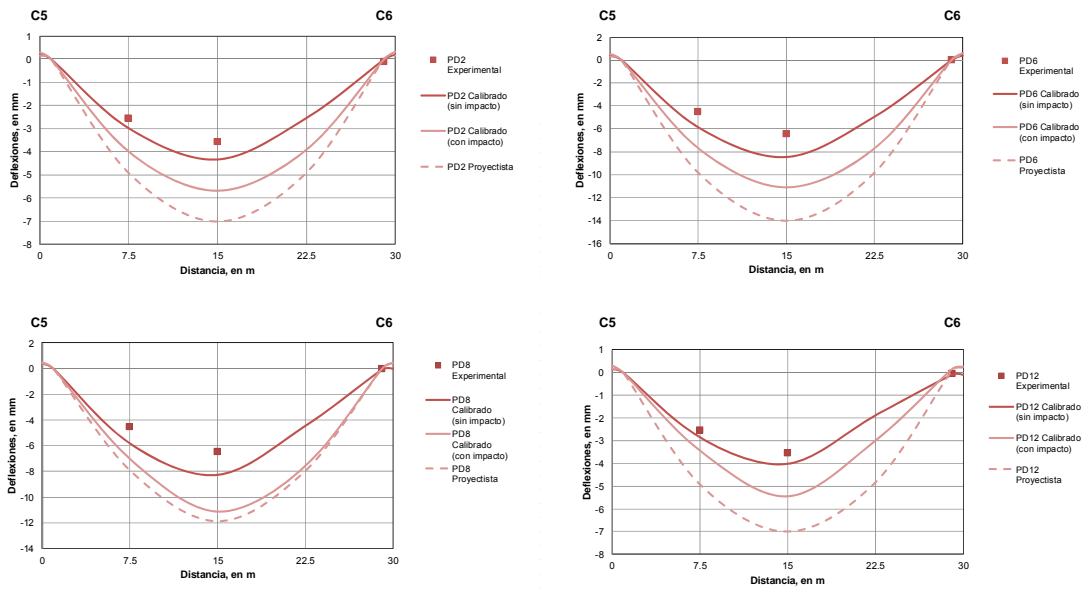


Figura 41. Deflexiones experimentales, modelo calibrado y proyectista de prueba dinámica 2, 6, 8 y 12

4.3.2 Desplazamientos y giros de columnas C5 y C6

La Figura 42 presenta los desplazamientos y giros de las columnas C5 y C6 correspondientes a mediciones experimentales y del modelo calibrado realizado de las pruebas dinámicas 1, 4, 6 y 11, que son las pruebas que producen mayores desplazamientos y giros en estas columnas (Tabla 36 y 35).

Tabla 36. Desplazamientos de columnas C5 y C6 (mm) pruebas dinámicas 1, 4, 6 y 11

		CC5, altura (m)					% diferencia respecto a experimental			
Prueba dinámica	Modelo	0.03	2.75	5.45	8.15	9.33	2.75	5.45	8.15	9.33
		1	experimental	-0.02	0.11	0.30	0.57	0.69		
calibrado (sin impacto)	0.06		0.11	0.37	0.82	1.06	0.6	22.6	44.9	53.6
calibrado (con impacto)	0.07		0.15	0.50	1.09	1.42	37.2	65.6	92.6	105.8
proyectista	0.24		0.38	0.95	1.58	1.98	247.5	214.7	179.2	186.9
4	experimental	-0.07	-0.26	-0.62	-1.11	-1.27				
	calibrado (sin impacto)	-0.08	-0.28	-0.69	-1.27	-1.56	-34.9	-27.4	-23.6	-18.0
	calibrado (con impacto)	-0.09	-0.34	-0.89	-1.71	-2.12	-20.9	-6.3	2.9	11.4
	proyectista	-0.20	-0.48	-1.07	-1.85	-2.32	11.6	12.6	11.3	21.9
6	experimental	-0.16	-0.52	-1.07	-1.79	-1.99				
	calibrado (sin impacto)	-0.18	-0.46	-1.11	-2.01	-2.46	-11.2	3.6	12.5	23.7
	calibrado (con impacto)	-0.20	-0.51	-1.25	-2.30	-2.83	-1.5	16.6	28.7	42.3
	proyectista	-0.23	-0.60	-1.30	-2.36	-2.87	15.8	21.3	32.1	44.3
11	experimental	-0.01	0.14	0.34	0.63	0.77				
	calibrado (sin impacto)	-0.06	0.07	0.31	0.72	0.95	-52.3	-10.0	13.4	23.5
	calibrado (con impacto)	-0.07	0.09	0.41	0.96	1.26	-34.0	19.1	51.2	63.8
	proyectista	0.11	0.21	0.66	1.15	1.44	54.1	91.7	81.2	87.2
		CC6, altura (m)					% diferencia respecto a experimental			
Prueba dinámica	Modelo	0.07	2.70	5.42	8.16	9.34	2.70	5.42	8.16	9.34
		1	experimental	-0.003	0.09	0.29	0.57	0.73		
calibrado (sin impacto)	-0.060		0.10	0.36	0.81	1.05	3.1	25.9	40.9	43.8
calibrado (con impacto)	-0.080		0.14	0.49	1.09	1.42	50.4	71.3	89.6	94.4
proyectista	0.220		0.36	0.98	1.65	2.06	286.7	242.7	187.0	182.1
4	experimental	-0.03	-0.25	-0.67	-1.26	-1.46				
	calibrado (sin impacto)	-0.07	-0.26	-0.66	-1.23	-1.52	4.4	-1.5	-2.2	4.4
	calibrado (con impacto)	-0.09	-0.29	-0.80	-1.57	-1.96	16.5	19.3	24.9	34.6
	proyectista	-0.21	-0.39	-1.09	-1.86	-2.34	56.6	62.6	48.0	60.7
6	experimental	-0.03	-0.43	-1.04	-1.82	-2.04				
	calibrado (sin impacto)	-0.18	-0.45	-1.09	-2.01	-2.46	5.4	5.2	10.2	20.6
	calibrado (con impacto)	-0.20	-0.50	-1.24	-2.31	-2.84	17.1	19.7	26.6	39.3
	proyectista	-0.23	-0.54	-1.20	-2.40	-2.89	26.4	15.9	31.6	41.7
11	experimental	-0.01	0.10	0.34	0.68	0.77				
	calibrado (sin impacto)	-0.03	0.11	0.33	0.67	0.84	6.0	-3.6	-0.9	9.2
	calibrado (con impacto)	-0.04	0.20	0.49	0.88	1.10	92.8	43.1	30.1	43.0
	proyectista	0.13	0.23	0.50	0.90	1.06	121.7	46.0	33.1	37.8

Tabla 37. Giros de columnas C5 y C6 (rad) pruebas dinámicas 1, 4, 6 y 11 (potenciómetros)

		CC5, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba dinámica	Modelo	0.61	1.12	1.63	0.61	1.12	1.63
1	experimental	3.83E-06	9.31E-06	1.56E-05			
	calibrado (sin impacto)	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	161.2	114.7	92.4
	calibrado (con impacto)	1.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	161.2	222.1	156.6
	proyectista	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	161.2	114.7	92.4
4	experimental	-6.04E-06	-1.57E-05	-2.45E-05			
	calibrado (sin impacto)	-2.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	231.4	90.9	104.5
	calibrado (con impacto)	-3.00E-05	-4.00E-05	-6.00E-05	397.1	154.6	145.4
	proyectista	-1.00E-05	-4.00E-05	-6.00E-05	65.7	154.6	145.4
6	experimental	-1.50E-05	-3.43E-05	-5.37E-05			
	calibrado (sin impacto)	-2.00E-05	-4.00E-05	-7.00E-05	33.1	16.8	30.5
	calibrado (con impacto)	-3.00E-05	-6.00E-05	-8.00E-05	99.7	75.2	49.1
	proyectista	-1.00E-05	-4.00E-05	-6.00E-05	-33.4	16.8	11.8
11	experimental	2.01E-06	6.58E-06	8.97E-06			
	calibrado (sin impacto)	1.00E-05	2.00E-05	2.00E-05	397.2	203.8	122.9
	calibrado (con impacto)	2.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	894.4	355.7	345.7
	proyectista	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	397.2	203.8	234.3
		CC6, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba dinámica	Modelo	0.60	1.11	1.62	0.60	1.11	1.62
1	experimental	5.00E-06	1.03E-05	1.73E-05			
	calibrado (sin impacto)	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	100.1	93.4	73.2
	calibrado (con impacto)	1.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	100.1	190.1	131.0
	proyectista	1.00E-05	2.00E-05	5.00E-05	100.1	93.4	188.7
4	experimental	-9.97E-06	-1.96E-05	-2.66E-05			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-3.00E-05	-4.00E-05	0.3	53.0	50.2
	calibrado (con impacto)	-2.00E-05	-4.00E-05	-6.00E-05	100.5	104.0	125.3
	proyectista	-1.00E-05	-2.00E-05	-6.00E-05	0.3	2.0	125.3
6	experimental	-1.92E-05	-3.74E-05	-5.29E-05			
	calibrado (sin impacto)	-2.00E-05	-4.00E-05	-7.00E-05	4.1	6.8	32.4
	calibrado (con impacto)	-3.00E-05	-6.00E-05	-8.00E-05	56.1	60.3	51.3
	proyectista	-1.00E-05	-3.00E-05	-6.00E-05	-48.0	-19.9	13.5
11	experimental	2.69E-06	7.16E-06	1.51E-05			
	calibrado (sin impacto)	1.00E-05	2.00E-05	2.00E-05	271.4	179.3	32.3
	calibrado (con impacto)	1.00E-05	2.00E-05	2.00E-05	271.4	179.3	32.3
	proyectista	0.00E+00	1.00E-05	1.00E-05	-100.0	39.7	-33.8

La prueba dinámica 6 que corresponde a dos trenes, un tren cargado en extradós y el otro en intradós de la trabe, a velocidad máxima sin frenado presentan los mayores desplazamientos y giros de las columnas C5 y C6. El modelo calibrado sin impacto tiene una diferencia del 24%, el modelo calibrado con impacto un 42% y el modelo del proyectista (incluye impacto) tiene una diferencia del 44% con respecto al experimental.

Con relación a giros de las columnas el modelo calibrado sin impacto tiene una diferencia del 32%, el modelo calibrado con impacto un 51% y el modelo del proyectista tiene una diferencia del 12% con respecto al experimental.

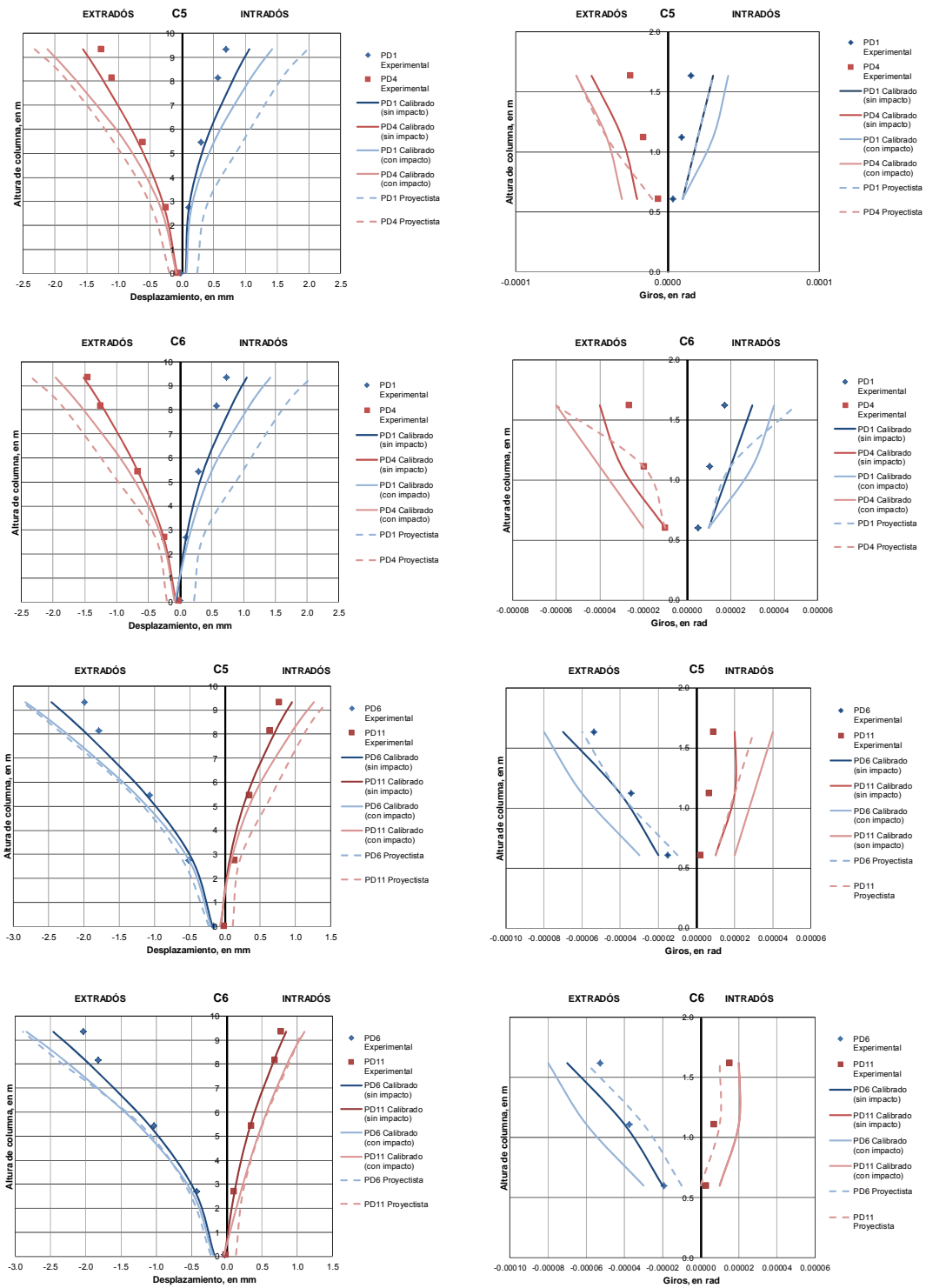


Figura 42. Desplazamientos y giros experimentales, modelo calibrado y proyectista columnas C5 y C6 de pruebas dinámicas 1, 4, 6 y 11

Capítulo 5

5 Conclusiones y comentarios

En este trabajo de investigación de un tramo elevado de la Línea 12 de Metro se realizó varios modelos analíticos del mismo, seleccionando aquel que representa mejor la respuesta de la vía elevada. Se consideraron y analizaron modelos rectos y curvos en planta, con la base empotrada y con interacción suelo-estructura comparando las respuestas con frecuencias significativas identificadas en mediciones experimentales realizadas por IIUNAM (2012), se incluyó además análisis de sección solo de concreto, secciones transformadas y secciones transformadas agrietadas de las trabes y columnas para conocer la influencia de los refuerzos y presfuerzos. En las secciones transformadas agrietadas no se consideraron los efectos del presfuerzo, se supuso para el cálculo como si fuese sección de concreto reforzado.

Los resultados de los modelos analíticos de las respuestas de vibración ambiental, pruebas estáticas y pruebas dinámicas con trenes sugieren que los modelos analíticos a utilizar sean curvos en planta, de acuerdo al diseño geométrico del mismo. Los modelos rectos en planta presentan menor rigidez lateral y con ello menores respuestas de vibración ambiental y de pruebas estáticas, debido al trazado curvo del tramo de estudio, la orientación de las columnas en planta e interacción suelo estructura.

En el tramo analizado resultó importante en los modelos analíticos considerar condiciones de frontera. Debido a que es difícil modelar las condiciones reales de frontera, se supuso los extremos libres como realizó el proyectista en el diseño, los extremos articulados y adicionando varios tramos en los extremos, concluyendo que el modelo con cuatro tramos adicionales con un apoyo articulado en cada extremo representa mejor las respuestas del modelo estudiado, este modelo se seleccionó como el modelo calibrado.

Por el trazado curvo de la vía elevada en estudio y cimentada en suelo blando, las frecuencias significativas se encuentran acopladas. Identificando formas modales no clásicas en las direcciones longitudinal, transversal y torsional de la trabe. Además del modelo calibrado se realizó un modelo de una trabe de 30 m de longitud con elementos placa similar a lo que hizo el proyectista, este permitió comparar ciertas respuestas de la estructura como las frecuencias verticales y deflexiones de la trabe.

Resultó importante incluir en el modelo los apoyos de neopreno considerando sus propiedades geométricas y mecánicas. La influencia de las rigideces del neopreno en la estructura se pudo ver representada en cambios en las frecuencias significativas y distribución de fuerzas internas en los miembros de la vía elevada. El modelar el neopreno de forma semejante a como realizó el proyectista en el diseño considerando que tienen las mismas propiedades mecánicas de la trabe no representó cambios considerables en la representación de la respuesta, la diferencia respecto al modelo

calibrado es de 2%. La consideración del proyectista en la forma de modelar los neoprenos se encuentran del lado de la seguridad.

Las secciones transformadas de las traveses permitieron obtener mejores respuestas respecto a las mediciones experimentales, para los valores de frecuencias de vibración ambiental, respuestas de pruebas estáticas y dinámicas comparado con las secciones solo de trabe de concreto y sección transformada agrietada. Los refuerzos de varilla y torones de presfuerzos de las traveses si tuvieron su influencia en la rigidez de las traveses, incrementaron en 17% la rigidez a flexión respecto a sección bruta. En las columnas los refuerzos de acero y presfuerzos tienen una influencia menor en la rigidez aproximadamente 12% que no representó diferencias considerables en las respuestas, del orden entre 3 al 4% en frecuencias significativas.

Por la ubicación del tramo de vía elevada en estudio que se encuentra en la zona geotécnica IIIa (zona de lago) de la ciudad de México y de acuerdo a las recomendaciones del RCDF-2004 es importante considerar la ISE. En los análisis realizados los modelos con interacción suelo-estructura de acuerdo al RCDF-2004 presentan mejores resultados de respuestas del puente que utilizando la ISE del estudio geotécnico del proyectista, resultando el modelo del proyectista conservador y seguro. Sin embargo las consideraciones de ISE del proyectista de modelar las pilas permiten obtener los elementos mecánicos para el diseño de las mismas, el RCDF-2004 está limitado únicamente a colocar resortes en la base de las columnas y no recomienda criterios para considerar resortes sobre las pilas.

Las flechas máximas medidas experimentales de la trabe en el tramo C5 y C6 fueron menores de 7 mm, en el modelo analítico se obtuvo valores de flechas máximas menores a 8.5 mm, y con el modelo del proyectista flechas menores de 10.5 mm. Estos valores son menores a la deflexión permisible de la AASHTO. Los desplazamientos máximos medidos experimentalmente en las columnas C5 y C6 fueron menores a 2 mm, el modelo analítico se tienen desplazamientos máximos de hasta 3 mm y el modelo del proyectista hasta 3.5 mm. Los desplazamientos máximos en las columnas se presentan hacia el extradós de la trabe. Los giros de las columnas se midieron experimentalmente valores menores a 0.0003 rad, con el modelo analítico se obtienen valores semejantes menores a 0.0003 rad y con modelo de proyectista valores hasta de 0.0005 rad.

Los resultados obtenidos para el tramo estudiado de las respuestas con el modelo del proyectista son conservadores, estos indican que la vía elevada no presenta problemas de seguridad y funcionamiento estructural con las experimentaciones de las cargas estáticas y dinámicas realizadas. En las mediciones experimentales las deflexiones, los desplazamientos y giros después de concluir cada una de las pruebas la estructura recuperó sus condiciones previas a las cargas (Murià *et al.*, 2012).

La amplificación dinámica por el paso de vehículos o trenes la literatura indica que múltiples vehículos o vagones y un mayor número de ejes provoca una menor amplificación dinámica, se han medido experimentalmente valores menores al 30% como se recomienda en las normas de diseño. Esta explicación permite entender que el factor de impacto de 30% recomendado por las normas para diseño, es un valor con margen de seguridad para esta vía elevada. Sin embargo se consideró este valor en los modelos calibrado con impacto y modelo del proyectista, y la diferencia encontrada es considerable del orden de 20 a 40% de las respuestas de las deflexiones de la trabe, desplazamientos y giros de las columnas respecto a los modelos sin impacto de las pruebas dinámicas. Las diferencias encontradas indican que el modelo del proyectista cumpliendo lo que recomiendan las normas de diseño se encuentra del lado conservador y seguro.

El modelo analítico calibrado en esta investigación permitirá al IIUNAM continuar obteniendo respuestas de la vía elevada, ya que se está monitoreando a largo plazo el tramo instrumentado. Para los análisis que se pretendan realizar relacionados con sismos o cargas que pudieran afectar a la estructura es importante al modelo revisar las rigideces a flexión y torsión de los elementos estructurales, que de acuerdo a la literatura es recomendable estudiar los cambios de rigideces cuando se estudie este tipo de estructuras.

En las experimentaciones realizadas por el IIUNAM (2012) sobre el tramo de estudio no se realizó pruebas de tracción a columnas. Se recomienda para obras a futuro similares a esta vía elevada realizar estas pruebas para determinar el efecto de interacción suelo-estructura que resultó importante considerar en este tramo de vía elevada analizado.

Este trabajo del modelo de un tramo de la vía elevada, en donde los modelos analíticos fueron considerados con elementos barra y un modelo de la trabe con elemento placa, se puede continuar investigando con modelos más refinados con elementos placa y elementos sólidos que incluyan los refuerzos de acero y presfuerzo que permitan investigar si tienen influencia o no considerables respecto al modelo calibrado desarrollado. Importante resulta analizar si los modelos refinados ayudan a optimizar de forma mejor las secciones de los elementos estructurales.

Anexo A. Rigideces horizontal, vertical y rotacional de neoprenos

El proyectista (2010) indicó en los planos estructurales que los neoprenos son circulares encapsulados de dureza 60. De acuerdo a la dureza (ITM y SCT, 1996; FEMA 274,1997) se puede definir las propiedades mecánicas del material. Las propiedades geométricas y mecánicas se indican en la Tabla 38:

Tabla 38. Propiedades geométricas y mecánicas del neopreno dureza 60

Diámetro, ϕ =	60	cm
Espesor total, $\sum t$ =	5	cm
Espesor cada capa, t =	1	cm
Area transversal, A =	2827.43	cm ²
Inercia, I =	636172.5	cm ⁴
Módulo a cortante, G_{eff} =	10.2	kg/cm ²
Módulo elástico bruto, K =	20000	kg/cm ²

Las rigideces del neopreno para considerarse en la modelación se determinan con las ecuaciones que recomiendan FEMA 274 (1997) y Akogul y Celik (2008):

Rigidez horizontal:

$$K_h = \frac{G_{eff} A}{\sum t} \quad (23)$$

Rigidez vertical:

$$K_v = \frac{E_c A}{\sum t} \quad (24)$$

Rigidez rotacional:

$$K_r = \frac{E_c I}{\sum t} \quad (25)$$

donde:

E_c = módulo de elasticidad de compresión (MPa), que se determina con:

$$E_c = \left(\frac{1}{6G_{eff} S^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1} \quad (26)$$

siendo S el factor de forma que se calcula como:

$$S = \frac{\phi}{4t} \quad (27)$$

Con las ecuaciones 26 y 27 se obtienen:

$$S = \frac{60}{4(1)} = 15$$

$$E_c = \left(\frac{1}{6(1.02)(15)^2} + \frac{4}{3(2000)} \right)^{-1} (10) = 7179 \text{ kg/cm}^2$$

Las rigideces del neopreno a utilizarse en el modelo son:

- Rigidez horizontal

$$K_h = \frac{(2,827.43)(10.2)}{(5)} = 5,768 \text{ kg/cm} = 576,8 \text{ t/m}$$

- Rigidez vertical

$$K_v = \frac{(7,179)(2,827.43)}{(5)} = 4,059,829 \text{ kg/cm} = 405,983 \text{ t/m}$$

- Rigidez rotacional

$$K_r = \frac{(7,179)(636,172.5)}{(5)} = 913,461,469.8 \text{ kg cm/rad} = 9,134.61 \text{ t m/rad}$$

Anexo B. Inercias de traves secciones transformada y agrietada

Las inercias de la trabe de concreto simple fue calculada gráficamente mediante el programa autocad y se comprobó con la herramienta “section designer” del SAP2000, en la Figura 43 se indica la ubicación del centro de gravedad con respecto al cual se calcula la inercia, y la Tabla 39 presenta las propiedades geométricas de la trabe de concreto simple, se utilizará la nomenclatura del RCDF-2004 para identificar los refuerzos a tensión de varilla A_s , presfuerzo A_{sp} y compresión A'_s . Con base de la Figura 5 de la trabe con refuerzos, se indican en forma detallada una de las nervaduras laterales y losa (Figura 44), la nervadura central (Figura 45). Las nervaduras laterales son simétricas en geometría y refuerzos.

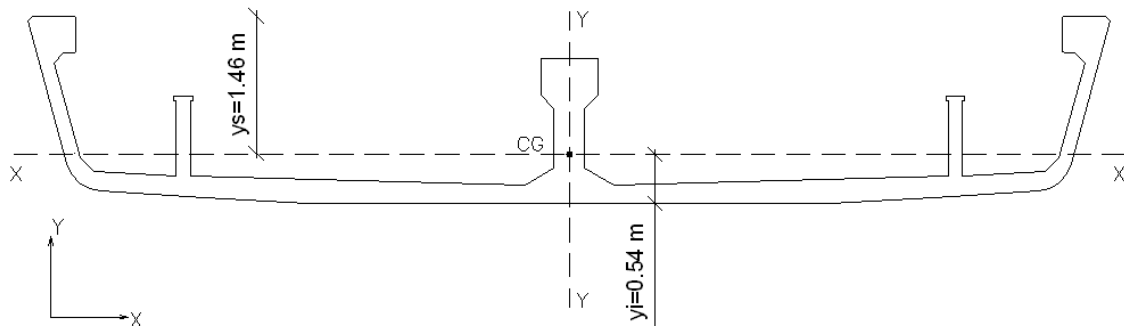


Figura 43. Sección de la trabe de concreto simple

Tabla 39. Propiedades geométricas de la trabe de concreto simple

$A=$	4.02	m^2
$I_{xx}=$	1.34	m^4
$I_{yy}=$	48.94	m^4
$Y_s=$	1.46	m
$Y_i=$	0.54	m

Y_s : altura superior medida desde borde superior de nervadura lateral al centroide

Y_i : altura inferior medida desde base de trabe al centroide

La Figura 46 se indica la numeración de los lechos de refuerzo que se utilizó para los cálculos de las inercias transformadas no agrietada y agrietada. Se consideraron 10 lechos de refuerzo, estos representan centroides de grupos de acero de mayor concentración de refuerzo.

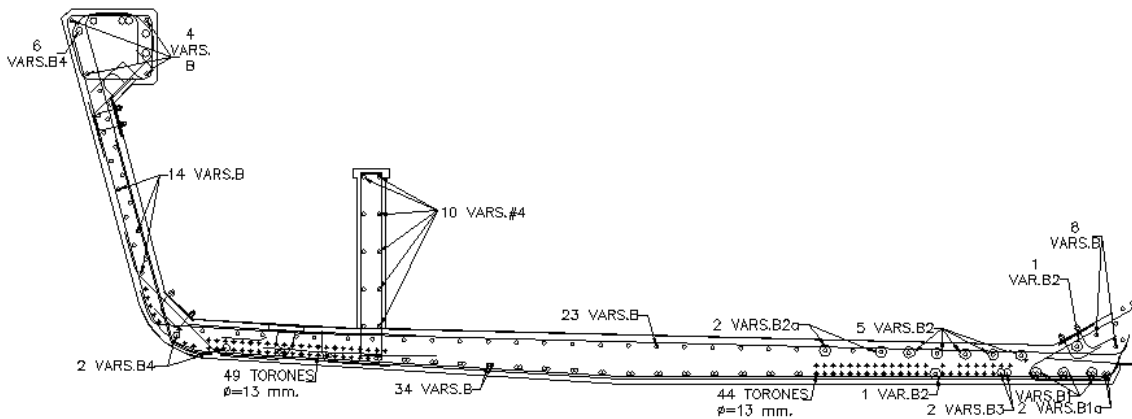


Figura 44. Refuerzo en nervadura lateral y losa de trabe

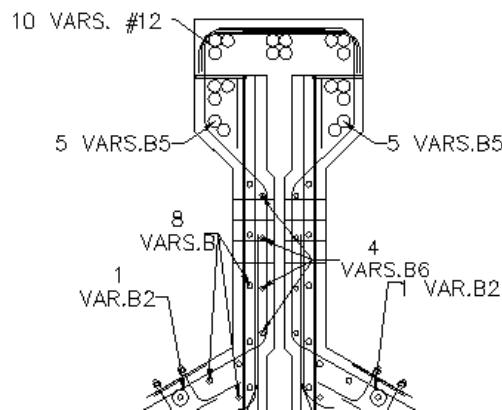
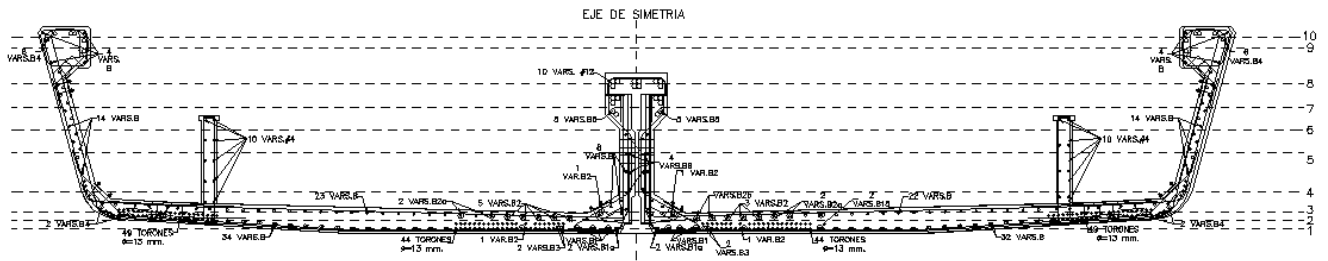


Figura 45. Refuerzo en nervadura central

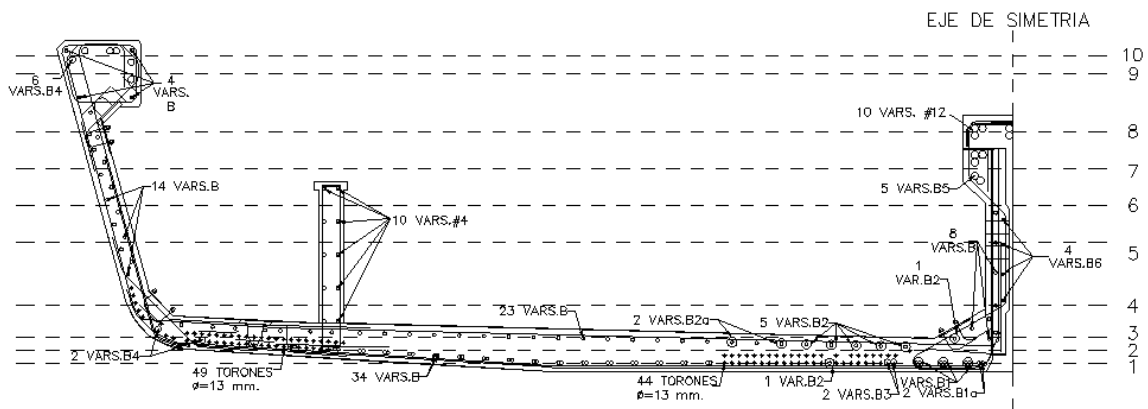
El cálculo de las inercias transformadas no agrietadas y agrietadas de la sección de la trabe se utilizó el método de la sección transformada (Park y Paulay, 1988). En la sección no agrietada las áreas de acero A_s (acero a tensión) y A'_s (acero a compresión) se reemplazan por las áreas transformadas $(n-1)A_s$ y $(n-1)A'_s$ respectivamente (Figura 47).

La determinación de la inercia agrietada en secciones presforzadas o parcialmente presforzadas no es tan simple como en las secciones de concreto reforzado. El eje neutro en secciones de concreto reforzado es el mismo del centroide de la sección agrietada. Esto no es verdad para secciones de concreto presforzadas en donde el punto de esfuerzo cero puede variar a lo largo de la sección dependiendo de la magnitud aplicada de momento y/o la fuerza de presfuerzo. Para calcular la inercia agrietada de la sección preforsada Naaman (2004) supone a los torones como aceros no presforzados equivalente a como se realiza con secciones de concreto reforzado.

Para la sección agrietada, el área A'_s del acero a compresión se reemplaza por $(n-1)A'_s$, pero el área de acero a tensión A_s se reemplaza por nA_s puesto que la sección real de concreto bajo el eje neutro no puede transmitir tensión, con esto el acero a tensión no desplaza concreto efectivo (Figura 48).



a) Trabe completa



b) Nervadura lateral, losa y nervadura central de trabe

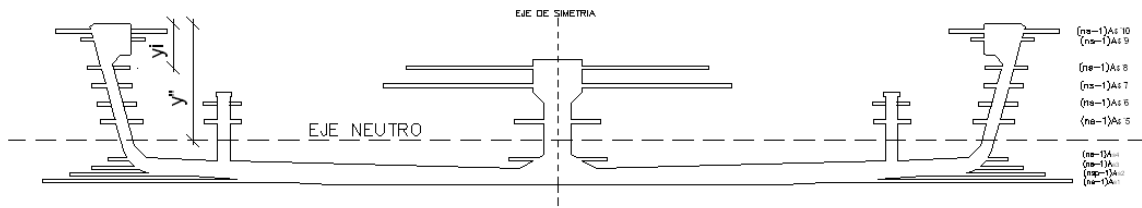
Figura 46. Numeración de lechos de refuerzo para cálculo de inercias de traves

Con las propiedades mecánicas de los materiales de las traves (Tabla 3 y Tabla 4), las relaciones modulares del acero de refuerzo respecto al concreto (n_s) y del acero de presfuerzo respecto al concreto (n_{sp}) se definen con las ecuaciones:

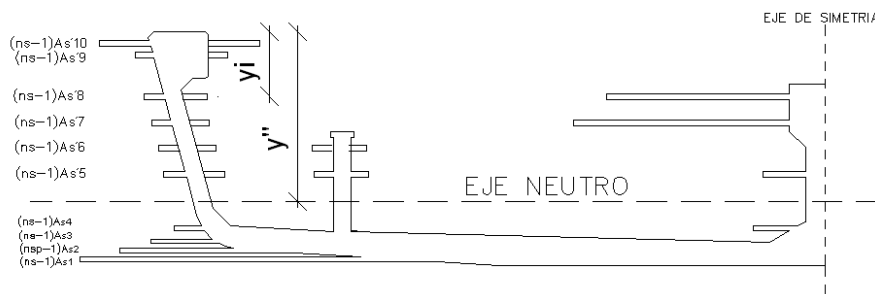
$$n_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,000\,000}{331,653} = 6.03 \quad (28)$$

$$n_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_c} = \frac{1,960\,000}{331,653} = 5.91 \quad (29)$$

En el cálculo de ubicar el eje neutro de la sección transformada no agrietada se supone una distancia y'' desde del borde superior de la trabe. Tomando momentos de las áreas de los refuerzos (Tabla 40) con respecto al borde superior de la nervadura lateral se determina la ubicación del eje neutro.

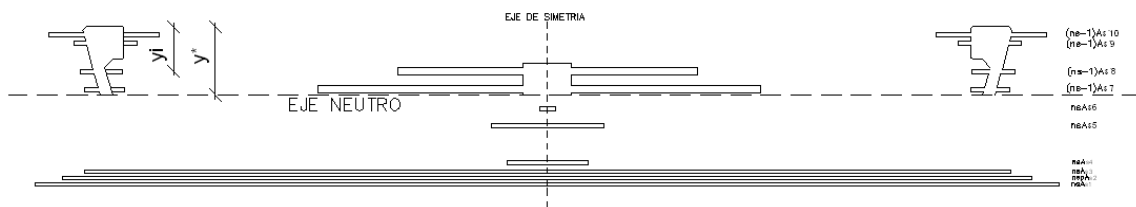


a) Trabe completa

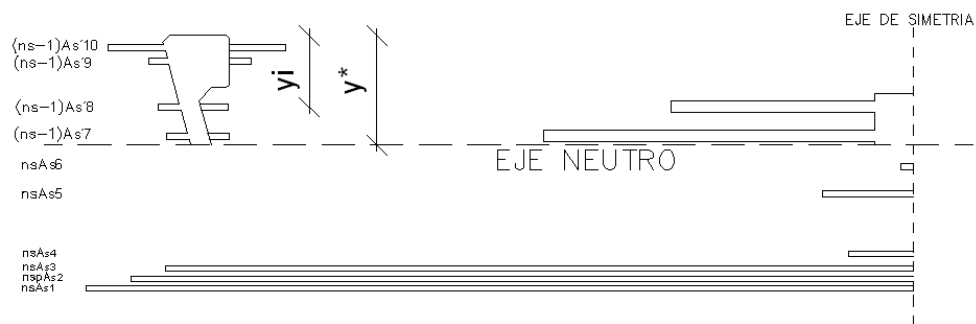


b) Nervadura lateral, losa y nervadura central de trabe

Figura 47. Sección de la trabe transformada no agrietada



a) Trabe completa



b) Nervadura lateral, losa y nervadura central de trabe

Figura 48. Sección de la trabe transformada agrietada

Tabla 40. Cálculos para la determinación del eje neutro de sección transformada de trabe

Lecho	Tipo de acero	Area	ri	yi	(ns-1) As (T)	(ns-1) As yi (T)	Inercia(cm ⁴)
		(cm ²)	cm	cm	(ns-1) As' (C)	(ns-1) As' yi (C)	(ns-1) As(yi-y'') ² (T) (ns-1) As'(yi-y'') ² (C)
Acero y presfuerzo a tensión							
1	As	215.96	8	192	1,086	208,582	2,458,337
2	Asp	182.28	13	187	895	167,357	1,621,842
3	As	164.98	21	179	830	148,555	991,817
4	As	28.54	40	160	144	22,971	34,804
Acero de varilla a compresión							
5	A's	55.96	78	122	282	34,343	141,625
6	A's	10.16	100	100	51	5,111	100,890
7	A's	137.76	122	78	693	54,053	3,058,120
8	A's	121.92	145	55	613	33,732	4,905,059
9	A's	15.84	180	20	80	1,594	1,233,696
10	A's	95.28	190	10	479	4,793	8,661,574
					5,153	681,090	23,207,765

ri=recubrimiento medida desde parte baja de sección

yi=distancia medida desde el borde superior de la nervadura lateral de la trabe

T=tensión, C=compresión

Area total: 45,353 cm²

Momento de área, respecto al borde superior de la nervadura lateral de la trabe:

Refuerzos y concreto: 6,550,290 cm³

Area total: 6,550,290 cm³

Equilibrio 0

La ubicación del eje neutro y'', y la inercia transformada no agrietada resultan:

$$y'' = 144.43 \text{ cm}$$

$$I_t = 157,306,850 \text{ cm}^4$$

La inercia transformada es 1.17 veces la inercia bruta.

El eje neutro de la sección transformada agrietada se determina suponiendo que el eje neutro se encuentra a y* medido desde el borde superior de la nervadura lateral. El momento del área de compresión de la sección transversal (Tabla 41) de la trabe respecto al eje neutro debe ser igual al momento del área a tensión respecto al eje neutro, se resuelve la ecuación resultante para encontrar el valor de y*.

Tabla 41. Cálculos para la determinación del eje neutro de sección transformada agrietada de trabe

Lecho	Tipo de acero	Area	ri	yi	ns As (yi-y*) (T)	Inercia(cm ⁴)
		(cm ²)	cm	cm	(ns-1) A's (y*-yi) (C)	ns As (yi-y*) ² (T) (ns-1) As'(yi-y*) ² (C)
Acero y presfuerzo a tensión						
1	As	215.96	8	192	140,264	15,106,895
2	Asp	182.28	13	187	110,635	11,594,488
3	As	164.98	21	179	94,220	8,922,881
4	As	28.54	40	160	13,029	986,340
5	As	55.96	78	122	12,723	479,707
6	A's	10.16	100	100	962	15,108
					371,834	
Acero de varilla a compresión						
7	A's	137.76	122	78	4,364	27,478
8	A's	121.92	145	55	17,968	526,408
9	A's	15.84	180	20	5,123	329,411
10	A's	95.28	190	10	35,610	2,645,735
					63,065	40,634,453

ri=recubrimiento medida desde parte baja de sección

yi=distancia medida desde el borde superior de la nervadura lateral de la trabe

T=tensión, C=compresión

Momento de área, respecto a eje neutro:

Concreto a compresión: 308,769 cm³

Compresión: 371,834 cm³

Tracción: 371,834 cm³

Equilibrio 0

La ubicación del eje neutro y*, y la inercia transformada agrietada resultan:

$$y^* = 84.30 \text{ cm}$$

$$I_{ag} = 59,243,087 \text{ cm}^4$$

La inercia agrietada es aproximadamente 0.51 veces la inercia bruta.

De la literatura (Priestley *et al.*, 1996; Caltrans, 2012; Caltrans, 2013) recomiendan para los análisis en concreto reforzado la rigidez de las trabes EI_g se reduce a la rigidez efectiva $EI_{eff} = (0.5-0.75)EI_g$. La sección de la trabe de estudio se encuentra entre los valores anteriores recomendados, es necesario aclarar que es presforzada la sección y no considera el efecto del presfuerzo.

Anexo C. Inercias de columnas secciones de transformada y agrietada

De forma similar a como se determinó las inercias transformadas y agrietada de la trabe se realiza de la columna. En la Figura 49 se presenta la sección de la columna de concreto simple y en la Tabla 42 las propiedades geométricas.

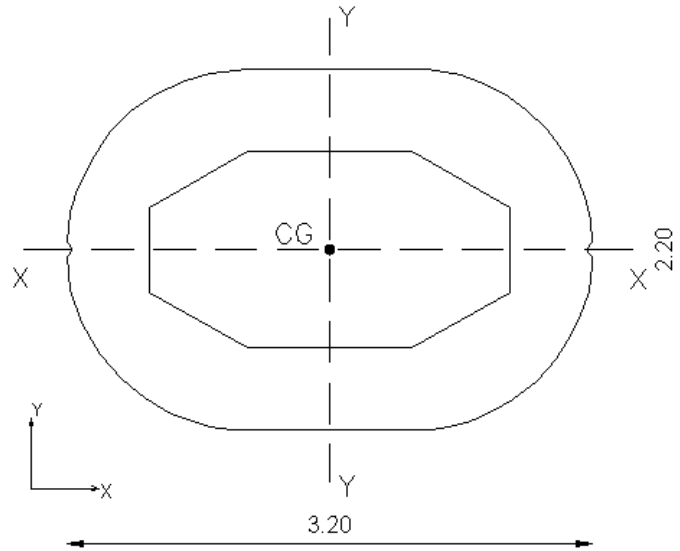


Figura 49. Sección de columna de concreto simple

Tabla 42. Propiedades geométricas de columna de concreto simple

A=	3.77	m ²
I _{xx} =	1.82	m ⁴
I _{yy} =	3.32	m ⁴
Y _s =	1.1	m
Y _i =	1.1	m

Y_s: Altura superior medida desde borde superior de columna al centroide

Y_i: Altura inferior medida desde base de la columna al centroide

Por la distribución de los refuerzos y presfuerzos se asignan 26 lechos de refuerzo en la dirección X y 33 lechos en la dirección Y para los cálculos. Esta numeración de los lechos se presenta en la Figura 50.

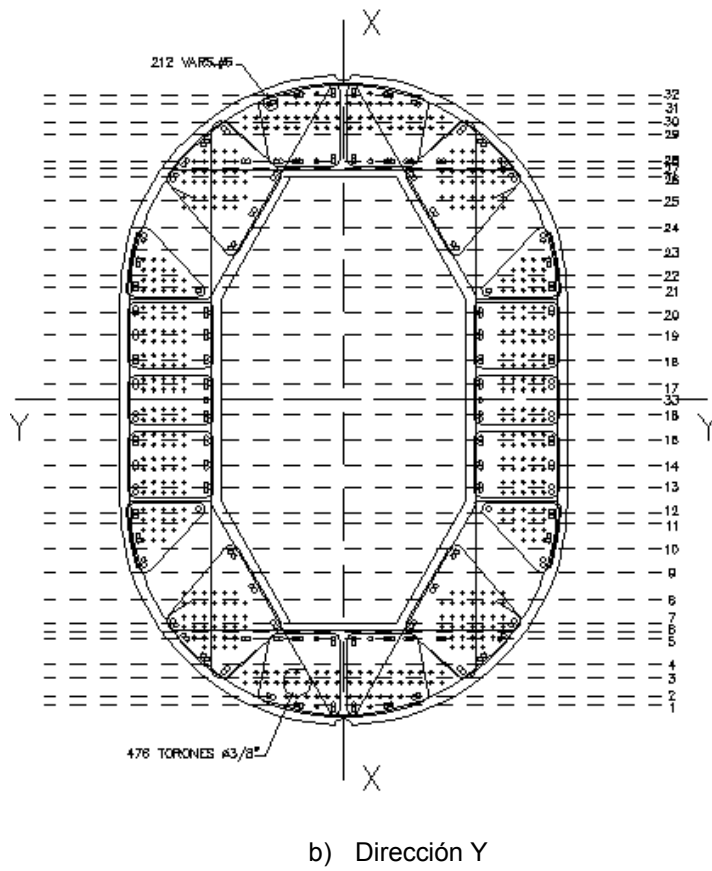
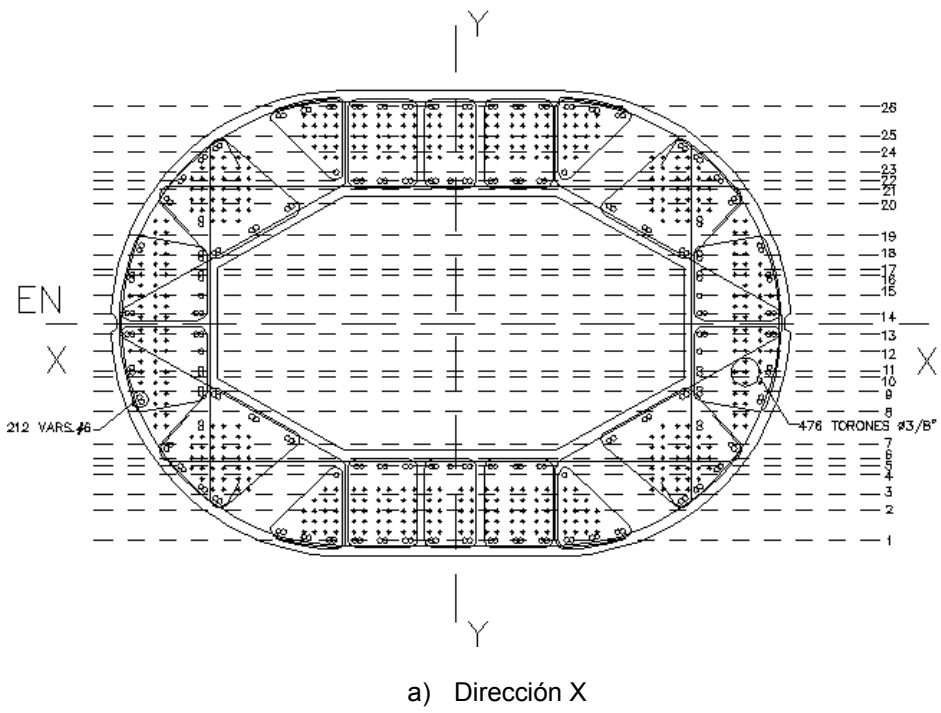


Figura 50. Numeración de lechos de refuerzo para cálculo de inercias de columnas

Con las propiedades mecánicas de los materiales de las columnas (Tabla 3 y Tabla 4), las relaciones modulares del acero de refuerzo respecto al concreto (n_s) y del acero de presfuerzo respecto al concreto (n_{sp}) se definen con las ecuaciones:

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,000\,000}{318,207} = 6.29 \quad (30)$$

$$n_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_c} = \frac{1,960\,000}{318,207} = 6.16 \quad (31)$$

Se presentan en las tablas 43 a 46 los cálculos de las inercias transformadas y agrietadas de la columna en las dos direcciones.

Tabla 43. Determinación del eje neutro de sección transformada de columna respecto a eje X.

Lecho	Tipo de acero	Area	ri	yi	(ns-1) As (T)	(ns-1) As yi (T)	Inercia(cm ⁴)
		(cm ²)	cm	cm	(ns-1) As' (C)	(ns-1) As' yi (C)	(ns-1) As(yi-y'') ² (T) (ns-1) As'(yi-y') ² (C)
Acero y presfuerzo a tensión							
1	As	79.80	8	212	422	89,413	4,388,639
2	Asp	62.70	22	198	324	64,053	2,505,622
3	As	22.80	29	191	121	23,016	790,766
4	As	5.70	39	181	30	5,453	151,896
5	As	59.85	43	177	316	55,989	1,420,279
6	Asp	39.60	46	174	204	35,551	837,077
7	As	22.80	53	167	121	20,124	391,617
8	As	34.20	68	152	181	27,475	318,965
9	As	22.80	78	142	121	17,111	123,453
10	Asp	28.60	84	136	148	20,068	99,809
11	As	22.80	87	133	121	16,027	63,788
12	As	5.70	97	123	30	3,705	5,097
13	As	22.80	105	115	121	13,858	3,022
Acero de varilla a compresión							
14	A's	22.80	115	105	121	12,653	3,004
15	A's	5.70	123	97	30	2,922	5,085
16	A's	22.80	133	87	121	10,484	63,705
17	A'sp	28.60	136	84	148	12,395	99,694
18	A's	22.80	142	78	121	9,399	123,337
19	A's	34.20	152	68	181	12,291	318,737
20	A's	22.80	167	53	121	6,387	391,411
21	A'sp	39.60	174	46	204	9,399	836,685
22	A's	59.85	178	42	316	13,285	1,462,342
23	A's	5.70	181	39	30	1,175	151,832
24	A's	22.80	191	29	121	3,495	790,474
25	A'sp	62.70	198	22	324	7,117	2,504,768
26	A's	79.80	212	8	422	3,374	4,387,350
					4,514	496,220	22,238,453

ri=recubrimiento medida desde parte baja de sección

yi=distancia medida desde el borde superior de columna

T=tensión, C=compresión

Area total: 42,214 cm²

Momento de área, respecto al borde superior de la columna:

Refuerzos y concreto: 4,643,220 cm³

Area total: 4,643,220 cm³

Equilibrio 0

La ubicación del eje neutro y'', y la inercia transformada respecto al eje X resultan:

$$y'' = 110 \text{ cm}$$

$$I_t = 204,488,456 \text{ cm}^4$$

La inercia transformada es 1.12 veces la inercia bruta.

Tabla 44. Determinación del eje neutro de sección transformada agrietada de columna respecto a eje X.

Lecho	Tipo de acero	Area (cm ²)	ri cm	yi cm	ns As (yi-y*) (T)	Inercia(cm ⁴)
					(ns-1) A's (y*-yi) (C)	ns As (yi-y*) ² (T) (ns-1) A's (yi-y*) ² (C)
Acero y presfuerzo a tensión						
1	As	79.80	8	212	81,003	13,082,017
2	Asp	62.70	22	198	56,965	8,573,911
3	As	22.80	29	191	20,134	2,828,885
4	As	5.70	39	181	4,675	610,133
5	As	59.85	43	177	46,634	6,019,685
6	Asp	39.60	46	174	30,124	3,796,277
7	As	22.80	53	167	16,695	1,944,984
8	As	34.20	68	152	21,818	2,214,567
9	As	22.80	78	142	13,112	1,199,800
10	Asp	28.60	84	136.0	15,062	1,314,107
11	As	22.80	87	133.0	11,823	975,384
12	As	5.70	97	123.0	2,597	188,315
13	As	22.80	105	115.0	9,243	596,198
14	A's	22.80	115	105	7,810	425,664
15	A's	5.70	123	97	1,666	77,468
16	A's	22.80	133	87	5,231	190,928
17	A'sp	28.60	136	84	5,902	201,747
18	A's	22.80	142	78	3,941	108,382
19	A's	34.20	152	68	3,762	65,839
20	A's	22.80	167	53	358	897
					358,556	
Acero de varilla a compresión						
21	A'sp	39.60	174	46	919	4,236
22	A's	59.85	178	42	2,688	22,848
23	A's	5.70	181	39	346	3,983
24	A's	22.80	191	29	2,591	55,696
25	A'sp	62.70	198	22	9,219	269,143
26	A's	79.80	212	8	17,924	761,761
					33,688	45,532,857

ri=recubrimiento medida desde parte baja de sección
 yi=distancia medida desde el borde superior de columna
 T=tensión, C=compresión

Momento de área, respecto a eje neutro:

Concreto a compresión:	324,868	cm ³
Compresión:	358,556	cm ³
Tracción:	<u>358,556</u>	cm ³
Equilibrio		0

La ubicación del eje neutro y^* , y la inercia transformada agrietada respecto al eje X resultan:

$$y^* = 50.50 \text{ cm}$$

$$I_{ag} = 51,225,766 \text{ cm}^4$$

La inercia agrietada es aproximadamente 0.28 veces la inercia bruta.

Tabla 45. Determinación del eje neutro de sección transformada de columna respecto a eje Y.

Lecho	Tipo de acero	Area	ri	yi	(ns-1) As (T)	(ns-1) As yi (T)	Inercia(cm ⁴) (ns-1) As(yi-y [*]) ² (T) (ns-1) As'(yi-y [*]) ² (C)
		(cm ²)	cm	cm	(ns-1) As' (C)	(ns-1) As' yi (C)	
Acero y presfuerzo a tensión							
1	As	34.20	10	310	181	56,034	4,065,822
2	Asp	6.60	14	306	34	10,420	725,658
3	Asp	20.90	23	297	108	32,027	2,023,305
4	As	22.80	30	290	121	34,946	2,035,834
5	As	62.70	42	278	331	92,125	4,612,516
6	Asp	25.30	46	274	131	35,767	1,695,809
7	As	22.80	50	270	121	32,536	1,457,522
8	Asp	12.10	62	258	62	16,107	599,319
9	As	22.80	75	245	121	29,523	870,198
10	As	22.80	86	234	121	28,198	659,495
11	Asp	18.70	99	221	96	21,323	358,763
12	As	17.10	104	216	90	19,521	283,208
13	As, Asp	33.80	117	203	177	35,983	327,425
14	As, Asp	33.80	128	192	177	34,033	181,271
15	As, Asp	33.80	140	180	177	31,906	70,752
16	As, Asp	33.80	152	168	177	29,779	11,284
Acero de varilla a compresión							
17	As', Asp'	33.80	167	153	177	27,120	8,738
18	As', Asp'	33.80	179	141	177	24,993	64,133
19	As', Asp'	33.80	192	128	177	22,689	181,753
20	As', Asp'	33.80	203	117	177	20,739	328,073
21	A's	17.10	215	105	90	9,490	273,602
22	A'sp	18.70	221	99	96	9,552	359,263
23	A's	22.80	233	87	121	10,484	642,534
24	A's	22.80	245	75	121	9,038	871,069
25	A'sp	12.10	258	62	62	3,871	599,839
26	A's	22.80	270	50	121	6,025	1,458,649
27	A'sp	25.30	274	46	131	6,005	1,697,074
28	A's	62.70	277	43	331	14,249	4,537,952
29	A's	22.80	290	30	121	3,615	2,037,166
30	A'sp	20.90	297	23	108	2,480	2,024,561
31	A'sp	6.60	306	14	34	477	726,081
32	A's	34.20	310	10	181	1,808	4,068,127
33	A's	5.70	160	160	30	4,820	0
					4,480	717,682	39,856,796

ri=recubrimiento medida desde parte baja de sección
 yi=distancia medida desde el borde superior de columna
 T=tensión, C=compresión

Area total: 42,180 cm²

Momento de área, respecto al borde superior de la columna:

Refuerzos y concreto: 6,749,682 cm³

Area total: 6,749,682 cm³

Equilibrio 0

La ubicación del eje neutro y'', y la inercia transformada respecto al eje Y resultan:

$$y'' = 160 \text{ cm}$$

$$I_t = 372,256,813 \text{ cm}^4$$

La inercia transformada es 1.12 veces la inercia bruta.

Tabla 46. Determinación del eje neutro de sección transformada agrietada de columna respecto a eje Y.

Lecho	Tipo de acero	Area	ri	yi	ns As (yi-y*) (T)	Inercia(cm ⁴)
		(cm ²)	cm	cm	(ns-1) A's (y*-yi) (C)	ns As (yi-y*) ² (T) (ns-1) As (yi-y*) ² (C)
Acero y presfuerzo a tensión						
1	As	34.20	10	310	49,654	11,470,053
2	Asp	6.60	14	306	9,228	2,137,524
3	Asp	20.90	23	297	28,637	6,242,727
4	As	22.80	30	290	30,237	6,379,911
5	As	62.70	42	278	76,854	15,605,880
6	Asp	25.30	46	274	30,388	6,046,502
7	As	22.80	50	270	27,371	5,227,763
8	Asp	12.10	62	258	13,613	2,436,718
9	As	22.80	75	245	23,788	3,948,794
10	As	22.80	86	234.0	21,768	3,442,795
11	Asp	18.70	99	221.0	16,690	2,369,903
12	As	17.10	104	216.0	14,724	2,017,201
13	As, Asp	33.80	117	203.0	26,342	3,266,414
14	As, Asp	33.80	128	192	24,005	2,712,588
15	As, Asp	33.80	140	180	21,456	2,167,048
16	As, Asp	33.80	152	168	18,907	1,682,690
17	As', Asp'	33.80	167	153	15,406	1,163,282
18	As', Asp'	33.80	179	141	13,171	816,586
19	As', Asp'	33.80	192	128	10,409	510,042
20	As', Asp'	33.80	203	117	8,072	306,743
21	A's	17.10	215	105	2,794	72,647
22	A'sp	18.70	221	99	2,351	47,007
23	A's	22.80	233	87	1,146	9,168
33	A's	5.70	160	160	2,902	235,045
					489,913	
Acero de varilla a compresión						
24	A's	22.80	245	75	482	1,929
25	A'sp	12.10	258	62	1,061	18,485
26	A's	22.80	270	50	3,495	101,352
27	A'sp	25.30	274	46	4,308	145,628
28	A's	62.70	277	43	11,930	429,504
29	A's	22.80	290	30	5,905	289,343
30	A'sp	20.90	297	23	6,039	346,422
31	A'sp	6.60	306	14	2,213	147,384
32	A's	34.20	310	10	12,472	860,604
					47,906	82,655,684

ri=recubrimiento medida desde parte baja de sección
 yi=distancia medida desde el borde superior de columna
 T=tensión, C=compresión

Momento de área, respecto a eje neutro:

Concreto a compresión:	442,007 cm ³
Compresión:	489,913 cm ³
Tracción:	<u>489,913 cm³</u>
Equilibrio	0

La ubicación del eje neutro y^* , y la inercia transformada agrietada respecto al eje Y resultan:

$$y^* = 79.00 \text{ cm}$$
$$I_{ag} = 96,511,580 \text{ cm}^4$$

La inercia agrietada es aproximadamente 0.29 veces la inercia bruta.

En la literatura (Priestley *et al.*, 1996) en concreto reforzado el momento de inercia de columnas I_g se reduce a la inercia efectiva $I_{eff} = (0.35-0.60)I_g$ para cuantías de acero entre el 1 y 3%, y depende de la relación de $P_{axial}/(A_g f'c)$. La columna de este estudio tiene una cuantía de acero de 2.28%, como se supuso en la trabe no se considera el efecto del presfuerzo en el cálculo de la inercia agrietada.

Anexo D. Frecuencias significativas de pruebas estáticas con trenes

Modelo	Condiciones de frontera	Pruebas estáticas												Mediciones II UNAM(2012)	% diferencia prueba estática respecto a experimental													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
Dirección longitudinal (eje L)																												
proyectista	libres	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.09	1.09	1.09	1.09	1.12	1.12	1.83-1.85	-39.1	-39.1	-39.1	-39.1	-39.1	-39.1	-40.8	-40.8	-40.8	-40.8	-39.1	-39.1		
	ISE según proyectista,2010	libres	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18		-34.8	-34.8	-34.8	-34.8	-34.8	-34.8	-35.9	-35.9	-35.9	-35.9	-35.9	-35.9		
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	-35.3		-35.3	-35.3	-35.3	-35.3	-35.3	-36.4	-36.4	-36.4	-36.4	-36.4	-36.4			
	libres	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.84	1.84	1.84	1.84	1.84	0.5		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.84	1.84	1.84	1.84	1.81	2.2		2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.6	-1.6			
	4 tramos adicionales	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.83	1.83	1.83	1.83	1.82	0.5		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.1	-1.1			
Dirección transversal (eje T)																												
proyectista	libres	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.04	1.04	1.04	1.04	1.06	1.07		1.83-1.85	-41.8	-41.8	-41.8	-41.8	-41.8	-41.8	-43.5	-43.5	-43.5	-43.5	-42.4	-41.8	
	ISE según proyectista,2010	libres	1.15	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.11	1.11	1.11	1.11	1.12			1.12	-37.5	-38.0	-38.0	-38.0	-38.0	-38.0	-39.7	-39.7	-39.7	-39.7	-39.1	
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	1.75	1.74	1.73	1.74	1.74	1.74	1.69	1.69	1.69	1.69	1.71	1.70			-4.9	-5.4	-6.0	-5.4	-5.4	-5.4	-8.2	-8.2	-8.2	-8.2	-7.1	-7.6	
	libres	1.86	1.85	1.85	1.82	1.82	1.83	1.79	1.79	1.78	1.78	1.85	1.84			1.1	0.5	0.5	-1.1	-1.1	-0.5	-2.7	-2.7	-3.3	-3.3	0.5	0.0	
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.14	2.14	2.14	2.14	2.18	2.18			17.9	17.9	17.9	17.9	17.9	17.9	16.3	16.3	16.3	16.3	18.5	18.5	
	4 tramos adicionales	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	1.94	1.94	1.94	1.94	1.97	1.97	7.6		7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	5.4	5.4	5.4	7.1	7.1			
Vertical trabe (eje V)																												
proyectista	libres	2.64	2.55	2.55	2.65	2.60	2.59	2.54	2.50	2.47	2.46	2.64	2.64	2.84-2.88		-7.7	-10.8	-10.8	-7.3	-9.1	-9.4	-11.2	-12.6	-13.6	-14.0	-7.7	-7.7	
	ISE según proyectista,2010	libres	2.01	1.97	1.98	1.98	1.97	2.00	1.89	1.87	1.85	1.83	1.98			1.98	-29.7	-31.1	-30.8	-30.8	-31.1	-30.1	-33.9	-34.6	-35.3	-36.0	-30.8	
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	3.06	3.04	3.05	3.05	3.05	3.07	2.91	2.90	2.86	2.85	3.05	3.04			7.0	6.3	6.6	6.6	6.6	7.3	1.7	1.4	0.0	-0.3	6.6	6.3	
	libres	3.20	3.18	3.20	3.21	3.19	3.23	3.06	3.03	2.99	2.96	3.20	3.19			11.9	11.2	11.9	12.2	11.5	12.9	7.0	5.9	4.5	3.5	11.9	11.5	
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06			11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	
	4 tramos adicionales	3.20	3.18	3.18	3.18	3.18	3.18	3.12	3.12	3.12	3.12	3.18	3.18		11.9	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	9.1	9.1	9.1	9.1	11.2	11.2		
Vertical asimétrico (eje V)																												
proyectista	libres	7.33	7.33	7.33	7.33	7.33	7.33	7.04	7.04	7.04	7.04	7.33	7.33		-	-16.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-19.5	-16.2	-16.2
	ISE según proyectista,2010	libres	7.31	7.31	7.31	7.31	7.31	7.31	7.22	7.22	7.22	7.22	7.31			7.31	-16.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-17.5	-16.5	-16.5
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	10.04	10.04	10.04	10.04	10.04	10.04	9.92	9.92	9.92	9.92	10.04	10.04			14.7	-	-	-	-	-	-	-	-	13.4	14.7	14.7	
	libres	11.42	11.42	11.42	11.42	11.42	11.42	10.56	10.56	10.56	10.56	11.42	11.42			30.5	-	-	-	-	-	-	-	-	20.7	30.5	30.5	
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10	10	10	10	10.20	10.20			16.6	-	-	-	-	-	-	-	-	14.3	16.6	16.6	
	4 tramos adicionales	9.61	9.61	9.61	9.61	9.61	9.61	9.50	9.50	9.50	9.50	9.61	9.61	9.8		-	-	-	-	-	-	-	-	8.6	9.8	9.8		
Cabeceo (alrededor del eje L)																												
proyectista	libres	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.17	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	ISE según proyectista,2010	libres	2.14	2.14	2.14	2.17	2.17	2.15	2.15	2.17	2.17	2.17	2.17			2.17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	3.23	3.23	3.23	3.23	3.23	3.23	3.16	3.15	3.17	3.17	3.21	3.21			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	libres	3.47	3.47	3.47	3.33	3.50	3.48	3.48	3.38	3.38	3.50	3.50	3.50			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
ISE según RCDF,2004	tramo adicional	3.26	3.15	3.14	3.15	3.15	3.15	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	4 tramos adicionales	3.46	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

Anexo E. Respuestas estáticas y dinámicas del modelo calibrado, proyectista y experimentales.

Tabla 47. Deflexiones de trabe (mm) pruebas estáticas 1, 3, 4, 6, 7, 8, 10 y 11

Prueba estática	Modelo	Distancia desde C5 (m)		% diferencia respecto a experimental	
		Cuarto del claro	Centro del claro	7.5	15
		7.5	15	7.5	15
1	experimental	-2.30	-3.22		
	calibrado	-2.51	-3.87	9.1	20.1
	proyectista	-3.20	-4.61	39.1	43.1
3	experimental	-2.56	-3.95		
	calibrado	-2.84	-4.36	10.9	10.3
	proyectista	-3.38	-5.08	32.0	28.6
4	experimental	-1.52	-2.61		
	calibrado	-2.55	-3.87	67.8	48.3
	proyectista	-3.20	-4.61	110.5	76.6
6	experimental	-1.51	-2.34		
	calibrado	-2.38	-3.64	57.6	55.7
	proyectista	-3.38	-5.08	123.8	117.2
7	experimental	-3.81	-5.27		
	calibrado	-4.89	-7.51	28.3	42.5
	proyectista	-6.40	-9.21	68.0	74.7
8	experimental	-3.93	-5.76		
	calibrado	-5.06	-7.74	28.8	34.4
	proyectista	-6.58	-9.90	67.4	71.9
10	experimental	-4.28	-6.59		
	calibrado	-5.16	-8.21	20.6	24.6
	proyectista	-6.78	-10.20	58.4	54.8
11	experimental	-1.33	-1.83		
	calibrado	-2.21	-3.42	66.2	86.9
	proyectista	-3.22	-4.64	142.1	153.6

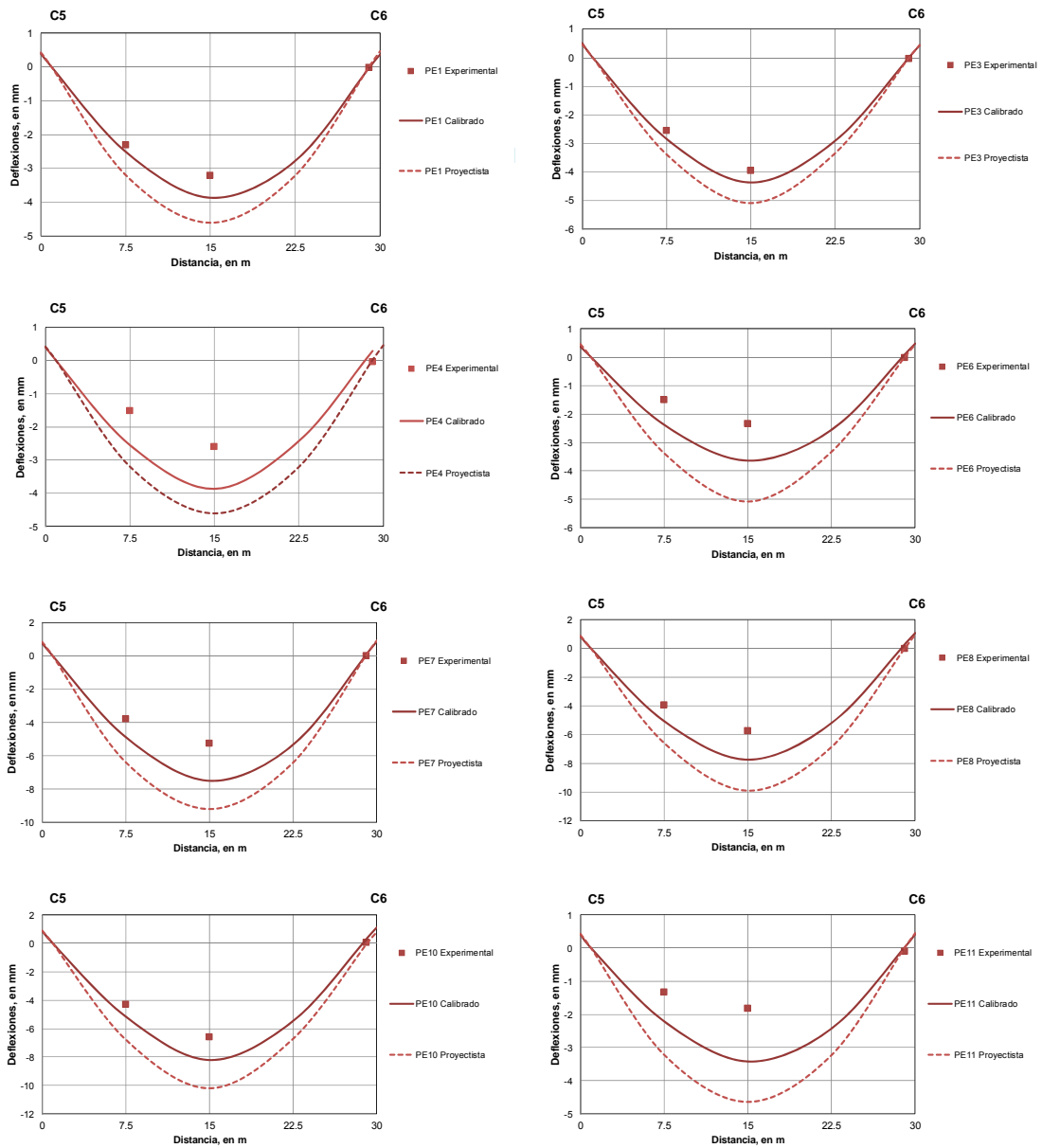


Figura 51. Deflexiones experimentales, proyectista y modelo calibrado de pruebas estáticas 1, 3, 4, 6, 7, 8, 10 y 11

Tabla 48. Desplazamientos de columnas C5 y C6 (mm) pruebas estáticas 1, 3, 4, 6, 7, 8, 9 y 10

Prueba estática	Modelo	CC5, altura (m)					% diferencia respecto a experimental			
		0.03	2.75	5.45	8.15	9.33	2.75	5.45	8.15	9.33
		1	experimental	-0.06	-0.22	-0.54	-1.01	-1.20		
	calibrado	-0.01	-0.13	-0.44	-0.95	-1.22	-40.9	-18.7	-6.4	1.9
	calibrado (recto)	-0.02	-0.24	-0.68	-1.35	-1.70	9.1	25.6	33.0	42.0
	proyectista	-0.28	-0.77	-1.45	-2.35	-2.80	250.1	167.9	131.5	133.9
3	experimental	-0.01	-0.20	-0.51	-0.99	-1.18				
	calibrado	-0.01	-0.13	-0.45	-0.95	-1.23	-34.9	-11.8	-3.6	4.0
	calibrado (recto)	-0.03	-0.25	-0.70	-1.38	-1.73	25.2	37.13	40.1	46.3
	proyectista	-0.24	-0.69	-1.32	-2.16	-2.59	245.5	158.6	119.2	119.0
4	experimental	0.03	0.07	0.20	0.40	0.49				
	calibrado	0.02	0.04	0.17	0.38	0.49	-42.4	-16.3	-4.5	-0.1
	calibrado (recto)	0.01	0.11	0.31	0.60	0.76	58.3	52.7	50.8	54.9
	proyectista	0.26	0.70	1.31	2.11	2.51	907.2	545.1	430.5	411.5
5	experimental	0.04	0.10	0.28	0.52	0.63				
	calibrado	0.01	0.05	0.19	0.42	0.55	-50.3	-31.4	-19.6	-12.1
	calibrado (recto)	0.01	0.12	0.33	0.66	0.83	19.2	19.1	26.4	32.6
	proyectista	0.28	0.74	1.39	2.24	2.66	635.3	401.5	329.0	324.9
7	experimental	-0.12	-0.12	-0.19	-0.34	-0.36				
	calibrado	-0.04	-0.08	-0.21	-0.42	-0.52	-31.3	8.3	24.2	46.2
	calibrado (recto)	-0.02	-0.11	-0.30	-0.57	-0.71	-5.6	54.7	68.5	99.6
	proyectista	-0.03	-0.08	-0.17	-0.28	-0.34	-31.3	-12.4	-17.2	-4.4
8	experimental	-0.11	-0.17	-0.33	-0.59	-0.67				
	calibrado	0.00	-0.09	-0.28	-0.57	-0.73	-48.0	-16.4	-3.9	8.9
	calibrado (recto)	-0.01	-0.13	-0.38	-0.74	-0.94	-24.9	13.5	24.8	40.2
	proyectista	-0.01	-0.05	-0.12	-0.23	-0.28	-71.1	-64.2	-61.2	-58.2
9	experimental	-0.10	-0.17	-0.34	-0.60	-0.67				
	calibrado	0.00	-0.09	-0.28	-0.58	-0.74	-48.1	-17.3	-3.9	10.0
	calibrado (recto)	-0.02	-0.14	-0.39	-0.77	-0.97	-19.3	15.2	27.6	44.2
	proyectista	-0.02	-0.07	-0.15	-0.27	-0.33	-59.6	-55.7	-55.3	-50.9
10	experimental	-0.12	-0.15	-0.28	-0.49	-0.52				
	calibrado	0.00	-0.09	-0.27	-0.55	-0.69	-41.9	-2.2	13.1	31.5
	calibrado (recto)	-0.02	-0.14	-0.38	-0.74	-0.92	-9.6	37.7	52.2	75.3
	proyectista	-0.04	-0.03	-0.05	-0.08	-0.12	-80.6	-81.9	-83.5	-77.1

Prueba estática	Modelo	CC6, altura (m)					% diferencia respecto a experimental			
		0.07	2.70	5.42	8.16	9.34	2.70	5.42	8.16	9.34
		1	experimental	-0.04	-0.14	-0.43	-0.86	-1.02		
	calibrado	-0.03	-0.07	-0.30	-0.69	-0.90	-51.4	-30.9	-19.9	-11.8
	calibrado (recto)	-0.01	-0.17	-0.51	-1.04	-1.32	18.0	17.5	20.7	29.4
	proyectista	-0.34	-0.84	-1.56	-2.51	-2.96	482.8	259.5	191.4	190.2
3	experimental	-0.08	-0.17	-0.54	-1.08	-1.27				
	calibrado	-0.01	-0.11	-0.37	-0.81	-1.04	-35.5	-31.7	-24.8	-18.0
	calibrado (recto)	-0.02	-0.21	-0.60	-1.19	-1.50	23.1	10.8	10.4	18.3
	proyectista	-0.33	-0.83	-1.55	-2.51	-2.97	386.6	186.3	132.9	134.3
4	experimental	0.02	0.13	0.39	0.79	0.92				
	calibrado	0.01	0.07	0.28	0.62	0.81	-44.5	-28.8	-21.2	-12.4
	calibrado (recto)	0.01	0.15	0.45	0.91	1.15	18.8	14.5	15.6	24.4
	proyectista	0.31	0.76	1.42	2.30	2.71	502.1	261.2	192.2	193.2
5	experimental	0.04	0.14	0.44	0.87	1.03				
	calibrado	0.02	0.08	0.30	0.67	0.86	-43.1	-31.4	-23.1	-16.1
	calibrado (recto)	0.01	0.16	0.47	0.96	1.21	13.8	7.5	10.1	18.0
	proyectista	0.32	0.78	1.44	2.29	2.71	454.6	229.4	162.7	164.3
7	experimental	-0.03	-0.03	-0.07	-0.12	-0.11				
	calibrado	-0.04	-0.05	-0.06	-0.08	-0.10	64.4	-8.3	-34.5	-4.8
	calibrado (recto)	0.01	0.00	0.02	0.06	0.08	-107.6	-130.6	-149.1	-176.2
	proyectista	0.16	0.34	0.57	0.86	0.99	-1218.0	-971.2	-803.9	-1042.6
8	experimental	-0.01	-0.04	-0.08	-0.14	-0.11				
	calibrado	0.01	-0.02	-0.03	-0.06	-0.09	-47.1	-61.4	-57.7	-16.9
	calibrado (recto)	0.00	-0.02	-0.06	-0.14	-0.18	-47.1	-22.8	-1.2	66.3
	proyectista	-0.12	-0.24	-0.40	-0.59	-0.68	535.2	414.6	316.3	528.2
9	experimental	-0.03	-0.09	-0.18	-0.32	-0.31				
	calibrado	-0.04	-0.04	-0.08	-0.19	-0.23	-54.1	-55.4	-40.9	-25.3
	calibrado (recto)	-0.01	-0.06	-0.15	-0.28	-0.35	-31.2	-16.3	-12.9	13.6
	proyectista	-0.12	-0.21	-0.34	-0.48	-0.54	140.8	89.6	49.3	75.3
10	experimental	-0.03	-0.07	-0.12	-0.22	-0.18				
	calibrado	-0.01	-0.02	-0.08	-0.16	-0.21	-71.7	-34.6	-25.9	18.2
	calibrado (recto)	0.00	-0.04	-0.13	-0.26	-0.33	-43.4	6.2	20.4	85.8
	proyectista	-0.14	-0.28	-0.46	-0.68	-0.78	296.2	276.0	214.8	339.1

Tabla 49. Giros de columnas C5 y C6 (rad) pruebas estáticas 1, 3, 4, 6, 7, 8, 9 y 10 (inclinómetros)

Prueba estática	Modelo	CC5, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
		0	0.71	9.42	0	0.71	9.42
1	experimental	-3.06E-05	-8.21E-05	-1.98E-04			
	calibrado	-3.00E-05	-4.00E-05	-2.30E-04	-1.9	-51.3	16.3
	calibrado (recto)	-4.00E-05	-6.00E-05	-3.00E-04	30.8	-26.9	51.7
	proyectista	-1.40E-04	-1.60E-04	-3.80E-04	357.9	94.8	92.2
3	experimental	-4.00E-05	-7.80E-05	-2.46E-04			
	calibrado	-3.00E-05	-4.00E-05	-2.30E-04	-25.0	-48.7	-6.4
	calibrado (recto)	-4.00E-05	-6.00E-05	-3.00E-04	0.0	-23.1	22.0
	proyectista	-1.30E-04	-1.50E-04	-3.60E-04	224.9	92.3	46.5
4	experimental	1.87E-05	1.66E-05	2.38E-04			
	calibrado	1.00E-05	2.00E-05	1.00E-04	-46.6	20.7	-58.0
	calibrado (recto)	2.00E-05	3.00E-05	1.30E-04	6.7	81.0	-45.4
	proyectista	1.30E-04	1.40E-04	3.40E-04	593.8	744.8	42.7
5	experimental	2.02E-05	1.99E-05	2.42E-04			
	calibrado	1.00E-05	2.00E-05	1.10E-04	-50.5	0.6	-54.5
	calibrado (recto)	2.00E-05	3.00E-05	1.50E-04	-1.0	50.9	-37.9
	proyectista	1.40E-04	1.50E-04	3.60E-04	593.3	654.4	49.0
7	experimental	-1.06E-05	-4.99E-05	5.76E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	9.00E-05	-5.8	-59.9	56.2
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-3.00E-05	1.20E-04	88.5	-39.8	108.3
	proyectista	-2.00E-05	-2.00E-05	5.00E-05	88.5	-59.9	-13.2
8	experimental	-1.11E-05	-6.30E-05	3.86E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	1.30E-04	-10.0	-68.2	237.1
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-3.00E-05	1.60E-04	80.1	-52.4	314.9
	proyectista	-1.00E-05	-2.00E-05	5.00E-05	-10.0	-68.2	29.7
9	experimental	-2.00E-05	-5.61E-05	-9.75E-06			
	calibrado	-1.00E-05	-3.00E-05	-1.30E-04	-49.9	-46.5	1233.9
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-3.00E-05	-1.70E-04	0.1	-46.5	1644.4
	proyectista	-2.00E-05	-2.00E-05	-5.00E-05	0.1	-64.4	413.1
10	experimental	-1.74E-05	-5.35E-05	6.60E-06			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	1.20E-04	-42.6	-62.6	1719.0
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-3.00E-05	1.60E-04	14.8	-43.9	2325.3
	proyectista	-3.40E-06	-4.80E-06	3.00E-05	-80.5	-91.0	354.8

Prueba estática	Modelo	CC6, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
		0	0.67	9.42	0	0.67	9.42
1	experimental	-2.55E-06	-7.36E-05	-2.06E-04			
	calibrado	-2.00E-05	-3.00E-05	-1.80E-04	683.5	-59.2	-12.4
	calibrado (recto)	-3.00E-05	-5.00E-05	-2.40E-04	1075.2	-32.0	16.8
	proyectista	-1.50E-04	-1.70E-04	-3.90E-04	5776.1	131.1	89.7
3	experimental	-3.50E-06	-7.41E-05	-2.08E-04			
	calibrado	-2.00E-05	-3.00E-05	-2.00E-04	470.6	-59.5	-4.0
	calibrado (recto)	-4.00E-05	-5.00E-05	-2.60E-04	1041.3	-32.6	24.8
	proyectista	-1.50E-04	-1.70E-04	-4.00E-04	4179.7	129.3	92.0
4	experimental	1.62E-05	4.11E-05	1.20E-04			
	calibrado	2.00E-05	3.00E-05	1.60E-04	23.3	-26.9	33.0
	calibrado (recto)	3.00E-05	4.00E-05	2.00E-04	84.9	-2.6	66.3
	proyectista	1.40E-04	1.60E-04	3.60E-04	763.1	289.6	199.3
5	experimental	1.36E-05	3.92E-05	1.27E-04			
	calibrado	2.00E-05	3.00E-05	1.70E-04	47.1	-23.6	33.8
	calibrado (recto)	3.00E-05	4.00E-05	2.10E-04	120.7	1.9	65.3
	proyectista	1.40E-04	1.60E-04	3.50E-04	929.7	307.7	175.4
7	experimental	-2.57E-06	-2.56E-05	-4.07E-05			
	calibrado	-7.60E-07	-9.10E-07	-6.70E-06	-70.5	-96.4	-83.6
	calibrado (recto)	-1.30E-06	-2.10E-06	-2.00E-05	-49.5	-91.8	-50.9
	proyectista	-5.00E-05	-6.00E-05	-1.10E-04	1841.8	134.5	170.1
8	experimental	4.87E-06	-2.36E-05	-8.92E-05			
	calibrado	-1.50E-06	-2.50E-06	-2.00E-05	-130.8	-89.4	-77.6
	calibrado (recto)	-3.80E-06	-5.80E-06	-3.00E-05	-178.1	-75.4	-66.4
	proyectista	-4.00E-05	-4.00E-05	-7.00E-05	-922.1	69.6	-21.5
9	experimental	6.69E-06	-3.13E-05	-9.04E-05			
	calibrado	-5.60E-06	-8.40E-06	-4.00E-05	-183.7	-73.2	-55.7
	calibrado (recto)	-8.60E-06	-1.00E-05	-6.00E-05	-228.5	-68.1	-33.6
	proyectista	-3.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	-548.2	-4.3	-44.7
10	experimental	7.30E-06	-2.80E-05	-8.51E-05			
	calibrado	-4.50E-06	-6.90E-06	-4.00E-05	-161.7	-75.4	-53.0
	calibrado (recto)	-7.40E-06	-1.00E-05	-6.00E-05	-201.4	-64.3	-29.5
	proyectista	-4.00E-05	-5.00E-05	-8.00E-05	-648.1	78.4	-6.0

Tabla 50. Giros de columnas C5 y C6 (rad) pruebas estáticas 1, 3, 4, 5, 7, 8, 9 y 10 (potenciómetros)

		CC5, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba estática	Modelo	0.61	1.12	1.63	0.61	1.12	1.63
1	experimental	-5.61E-06	-1.57E-05	-2.70E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	78.1	27.5	10.9
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	256.3	91.3	84.9
	proyectista	-2.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	256.3	91.3	84.9
3	experimental	-5.12E-06	-1.47E-05	-2.47E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	95.2	36.2	21.3
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	290.4	104.3	102.1
	proyectista	-2.00E-05	-3.00E-05	-4.00E-05	290.4	104.3	61.7
4	experimental	2.66E-06	3.82E-06	3.60E-06			
	calibrado	0.00E+00	1.00E-05	1.00E-05	-100.0	162.0	177.8
	calibrado (recto)	1.00E-05	1.00E-05	2.00E-05	276.2	162.0	455.6
	proyectista	1.00E-05	2.00E-05	4.00E-05	276.2	423.9	1011.2
5	experimental	3.04E-06	4.34E-06	4.26E-06			
	calibrado	1.00E-05	1.00E-05	2.00E-05	229.5	130.6	369.2
	calibrado (recto)	1.00E-05	2.00E-05	2.00E-05	229.5	361.3	369.2
	proyectista	1.00E-05	2.00E-05	4.00E-05	229.5	361.3	838.3
7	experimental	-4.13E-06	-4.73E-06	-6.76E-06			
	calibrado	-1.00E-05	-1.00E-05	-2.00E-05	142.2	111.2	195.9
	calibrado (recto)	-1.00E-05	-1.00E-05	-2.00E-05	142.2	111.2	195.9
	proyectista	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-100.0	-100.0	-100.0
8	experimental	-4.28E-06	-7.51E-06	-7.67E-06			
	calibrado	0.00E+00	-1.00E-05	-2.00E-05	-100.0	33.2	160.7
	calibrado (recto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	133.6	166.4	291.0
	proyectista	0.00E+00	-1.00E-05	-1.00E-05	-100.0	33.2	30.3
9	experimental	-4.01E-06	-7.71E-06	-7.62E-06			
	calibrado	0.00E+00	-1.00E-05	-2.00E-05	-100.0	29.7	162.6
	calibrado (recto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	149.6	159.5	293.9
	proyectista	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-100.0	-100.0	-100.0
10	experimental	-3.51E-06	-7.05E-06	-6.59E-06			
	calibrado	0.00E+00	-1.00E-05	-2.00E-05	-100.0	41.9	203.4
	calibrado (recto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	185.3	183.8	355.1
	proyectista	-9.88E-07	-2.09E-06	-3.32E-06	-71.8	-70.4	-49.7

		CC6, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba estática	Modelo	0.60	1.11	1.62	0.60	1.11	1.62
1	experimental	-9.13E-06	-1.97E-05	-2.97E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-1.00E-05	-2.00E-05	9.5	-49.1	-32.7
	calibrado (recto)	-2.00E-05	-3.00E-05	-4.00E-05	118.9	52.6	34.6
	proyectista	-2.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	118.9	52.6	68.2
3	experimental	-8.18E-06	-1.84E-05	-2.88E-05			
	calibrado	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	22.2	8.4	4.3
	calibrado (recto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-4.00E-05	22.2	8.4	39.0
	proyectista	-2.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	144.4	62.7	73.8
4	experimental	2.55E-06	7.91E-06	1.37E-05			
	calibrado	0.00E+00	1.00E-05	2.00E-05	-100.0	26.5	45.7
	calibrado (recto)	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	292.2	153.0	118.6
	proyectista	1.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	292.2	279.5	191.4
5	experimental	2.60E-06	8.05E-06	1.43E-05			
	calibrado	1.00E-05	1.00E-05	2.00E-05	284.4	24.3	39.4
	calibrado (recto)	1.00E-05	2.00E-05	3.00E-05	284.4	148.5	109.1
	proyectista	1.00E-05	3.00E-05	4.00E-05	284.4	272.8	178.8
7	experimental	-3.99E-06	-7.89E-06	-9.61E-06			
	calibrado	-1.10E-07	-1.40E-07	-1.00E-07	-97.2	-98.2	-99.0
	calibrado (recto)	-7.00E-07	-1.40E-06	-2.10E-06	-82.5	-82.3	-78.2
	proyectista	-1.00E-05	-1.00E-05	-2.00E-05	150.4	26.8	108.1
8	experimental	-3.42E-06	-7.02E-06	-9.25E-06			
	calibrado	-7.00E-07	-1.50E-06	-2.30E-06	-79.6	-78.6	-75.1
	calibrado (recto)	-1.80E-06	-3.10E-06	-4.70E-06	-47.4	-55.8	-49.2
	proyectista	0.00E+00	0.00E+00	-1.00E-05	-100.0	-100.0	8.1
9	experimental	-4.70E-06	-9.63E-06	-1.33E-05			
	calibrado	-2.10E-06	-4.00E-06	-4.00E-06	-55.4	-58.5	-70.0
	calibrado (recto)	-9.00E-07	-1.09E-05	-1.09E-05	-80.9	13.2	-18.3
	proyectista	0.00E+00	-1.00E-05	-1.00E-05	-100.0	3.8	-25.1
10	experimental	-3.30E-06	-7.03E-06	-1.02E-05			
	calibrado	-1.80E-06	-3.60E-06	-5.10E-06	-45.4	-48.8	-49.9
	calibrado (recto)	-2.20E-06	-2.20E-06	-1.22E-05	-33.2	-68.7	19.9
	proyectista	-1.00E-05	-1.00E-05	-1.00E-05	203.4	42.3	-1.7

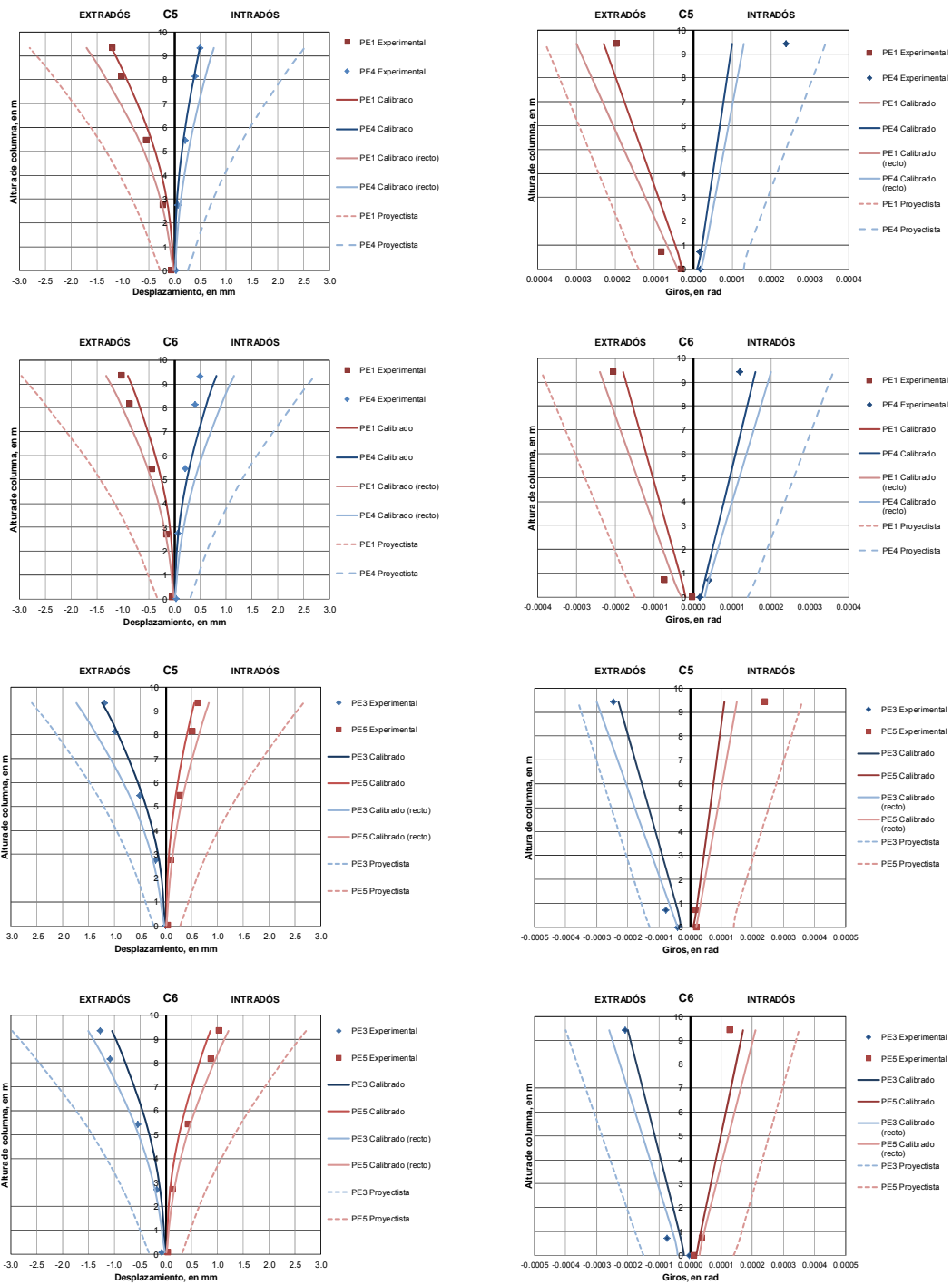


Figura 52. Desplazamientos y giros (inclinómetros) experimentales, proyectista y modelos calibrados columnas C5 y C6 de pruebas estáticas 1, 3, 4 y 5

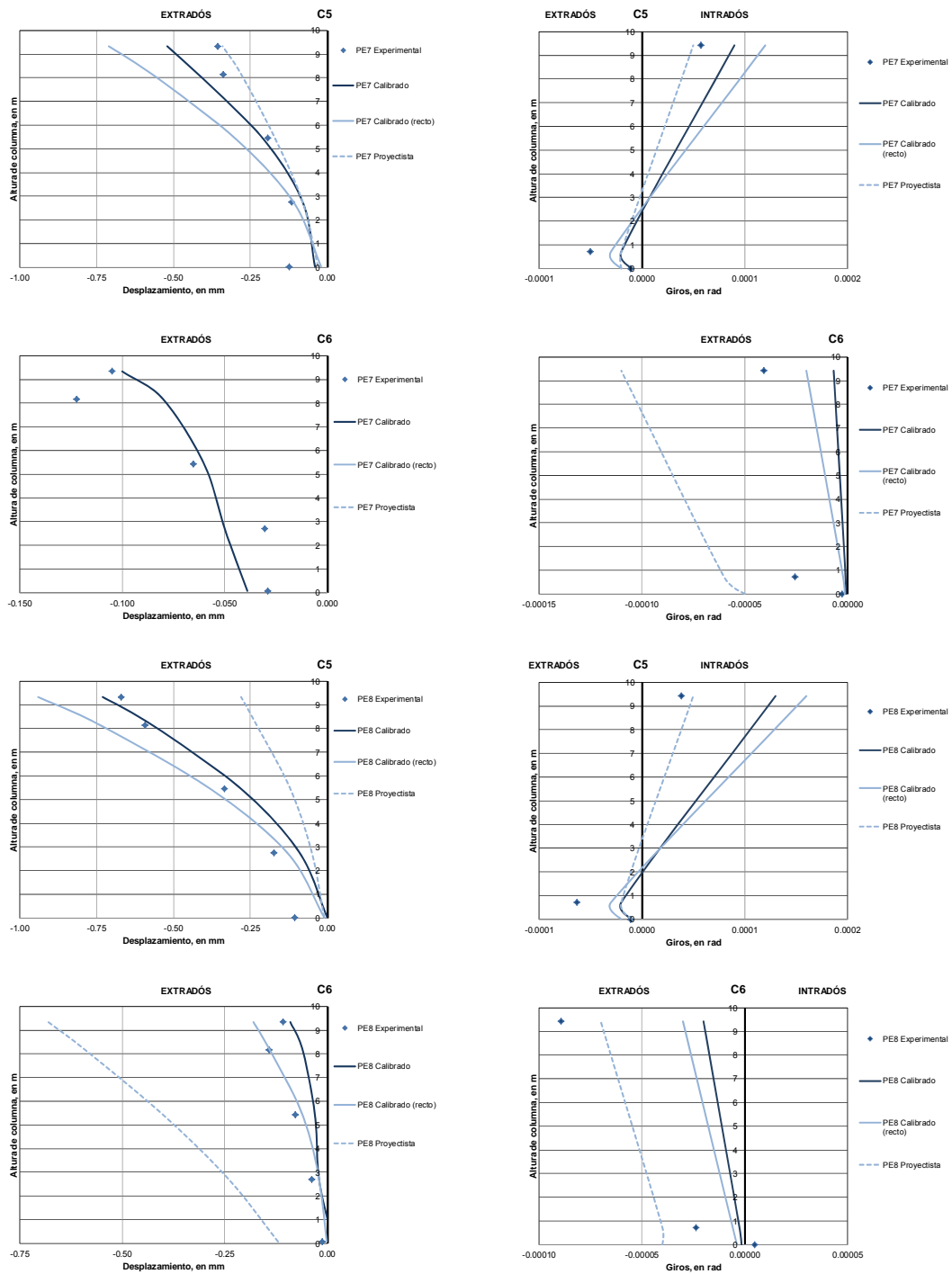


Figura 53. Desplazamientos y giros (inclinómetros) experimentales, proyectista y modelos calibrados columnas C5 y C6 de pruebas estáticas 7 y 8

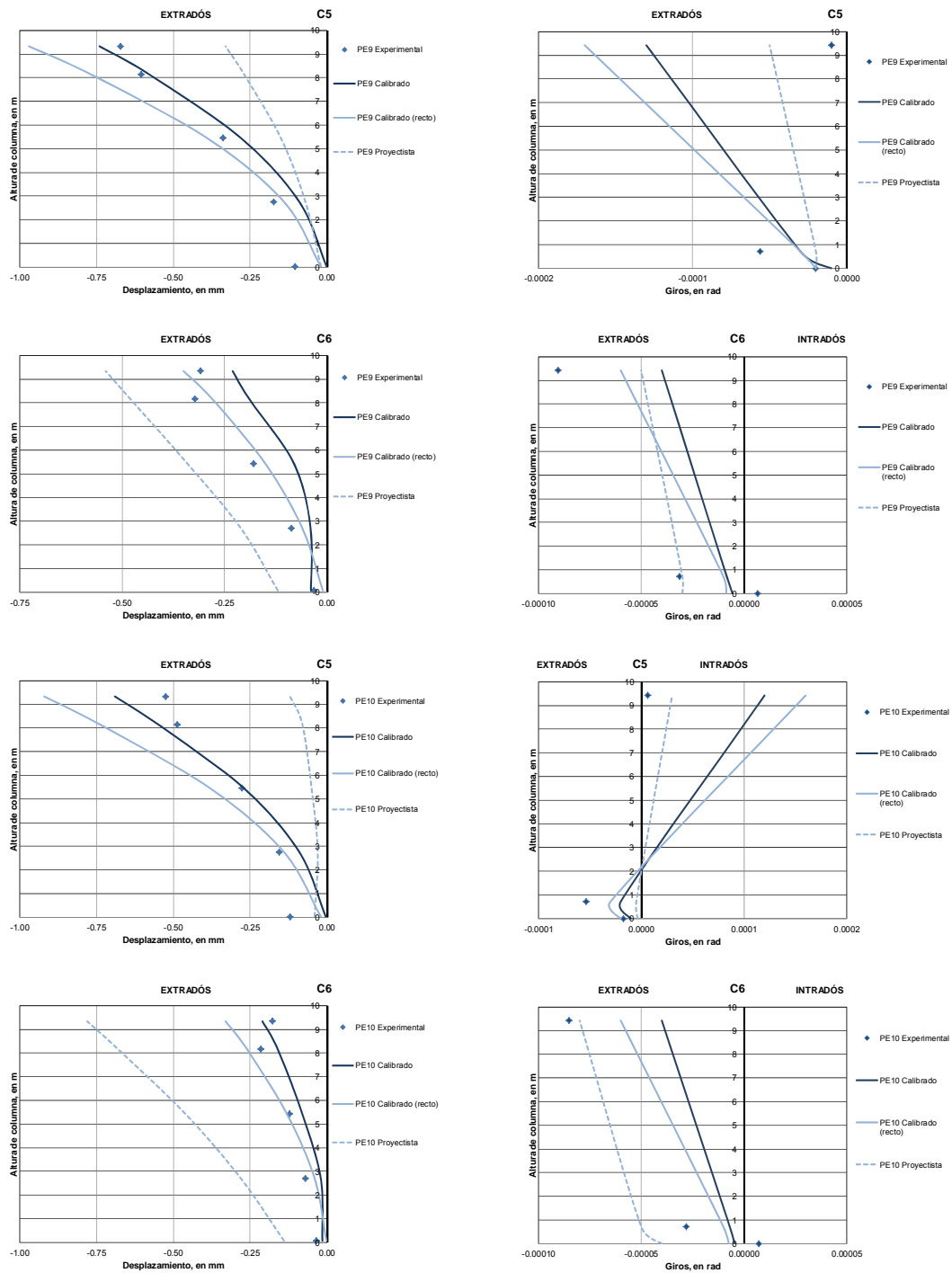


Figura 54. Desplazamientos y giros (inclinómetros) experimentales, proyectista y modelos calibrados columnas C5 y C6 de pruebas estáticas 9 y 10

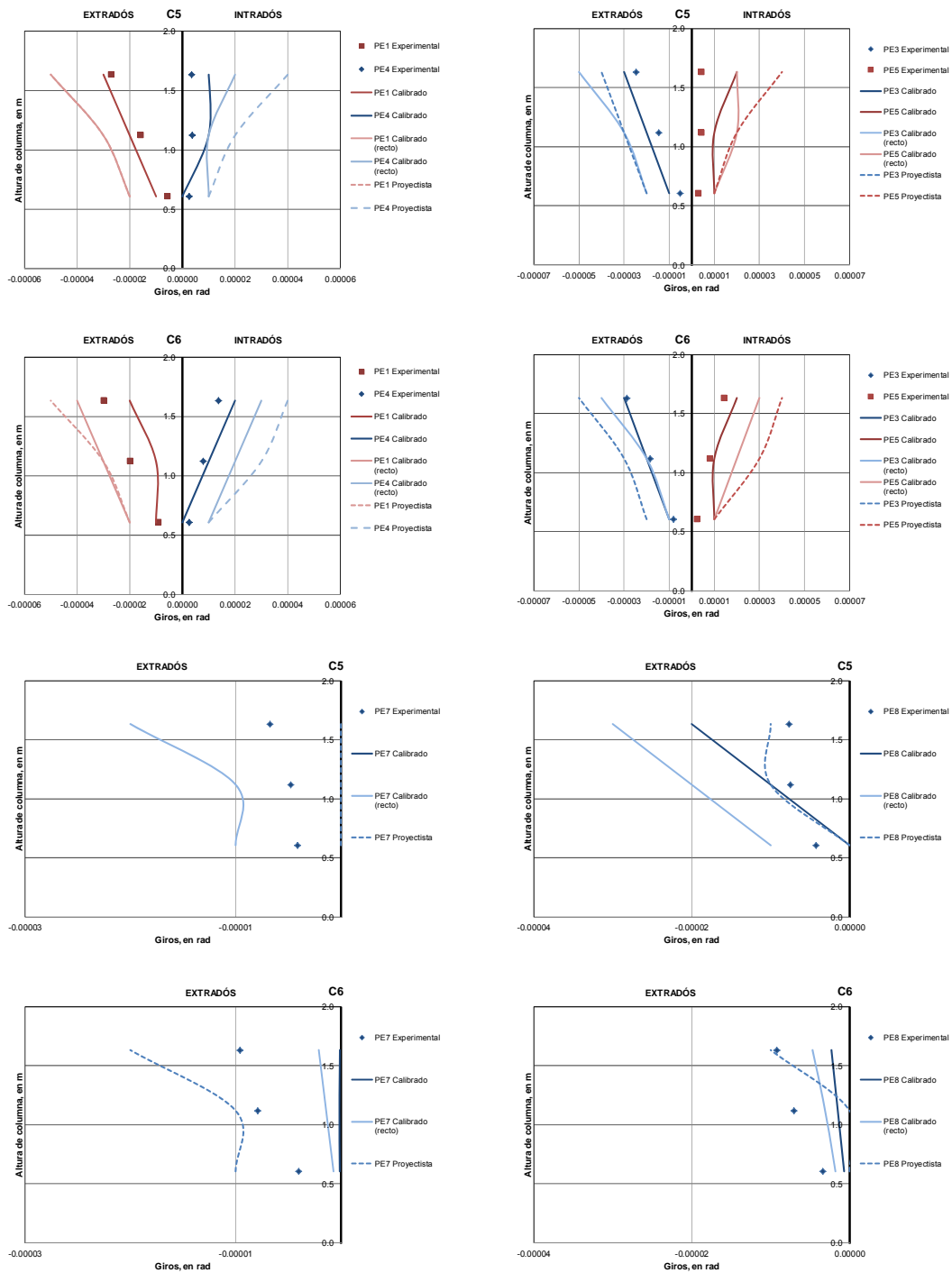


Figura 55. Giros experimentales (potenciómetros), proyectista y de modelos calibrados columnas C5 y C6 de pruebas estáticas 1, 3, 4 y 7

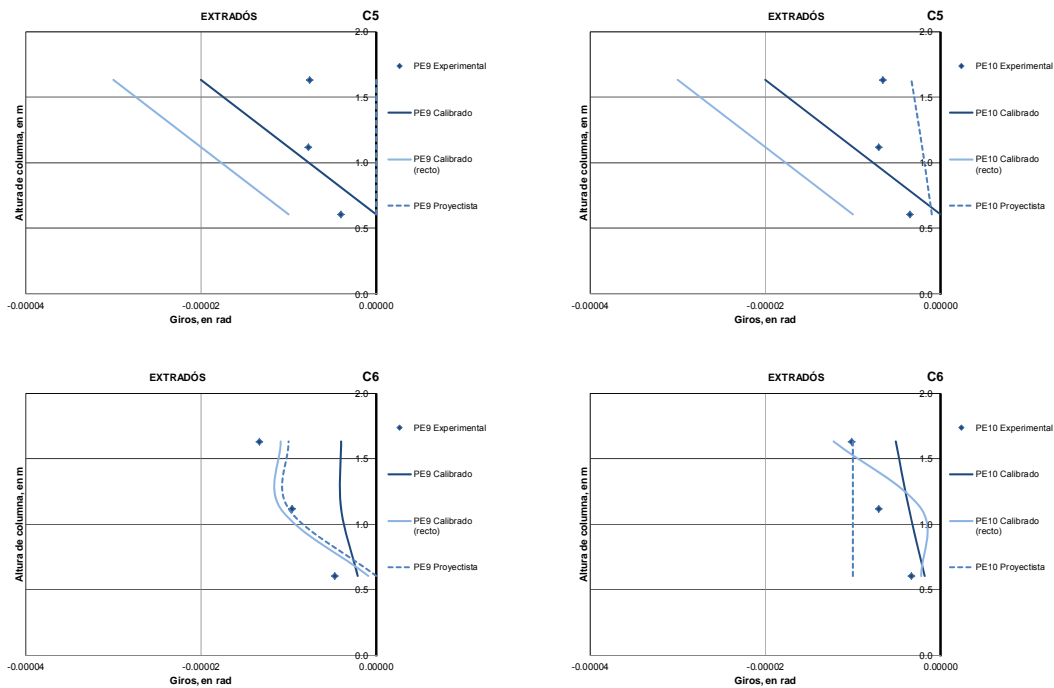


Figura 56. Giros experimentales (potenciómetros), proyectista y de modelos calibrados columnas C5 y C6 de pruebas estáticas 9 y 10

Respuestas dinámicas

Tabla 51. Deflexiones de trabe (mm) pruebas dinámicas 1, 3, 4, 5, 9 y 11

Prueba dinámica	Modelo	Distancia desde C5 (m)			
		Cuarto del claro		% diferencia respecto a experimental	
		7.5	15	7.5	15
1	experimental	-2.01	-2.71		
	calibrado (sin impacto)	-2.94	-4.09	46.3	50.9
	calibrado (con impacto)	-3.73	-5.40	85.6	99.3
3	experimental	-2.06	-2.83		
	calibrado (sin impacto)	-2.83	-4.09	37.6	44.5
	calibrado (con impacto)	-3.72	-5.41	80.9	91.2
4	experimental	-2.43	-3.45		
	calibrado (sin impacto)	-3.02	-4.36	24.5	26.4
	calibrado (con impacto)	-3.94	-5.70	62.5	65.2
5	experimental	-4.45	-6.24		
	calibrado (sin impacto)	-5.83	-8.43	31.1	35.1
	calibrado (con impacto)	-7.67	-11.10	72.5	77.9
9	experimental	-4.04	-5.45		
	calibrado (sin impacto)	-5.52	-7.90	36.6	45.0
	calibrado (con impacto)	-6.83	-10.81	69.0	98.3
11	experimental	-2.07	-2.78		
	calibrado (sin impacto)	-2.57	-3.89	24.3	39.9
	calibrado (con impacto)	-3.44	-5.36	66.4	92.8

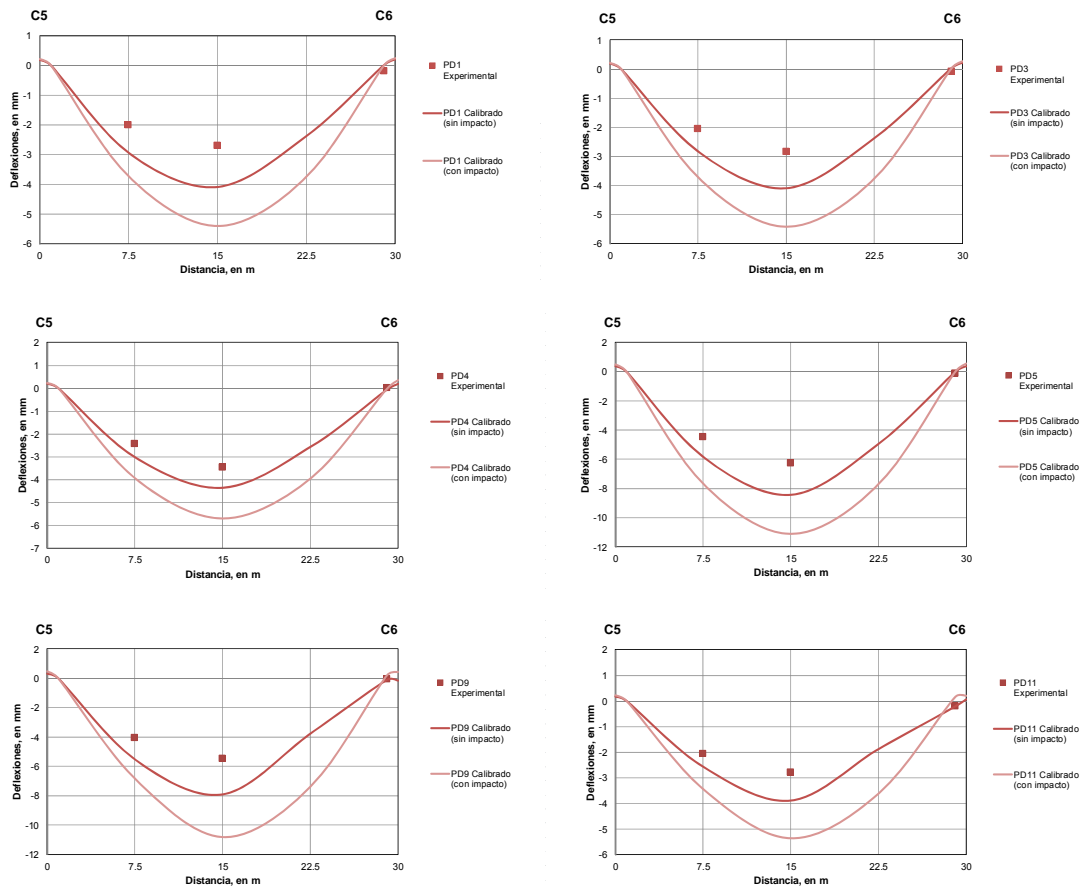


Figura 57. Deflexiones experimentales, modelo calibrado y proyectista de prueba dinámica 1, 3, 4, 5, 9 y 11

Tabla 52. Desplazamientos de columnas C5 y C6 (mm) pruebas dinámicas 2, 3, 5, 7 y 9

		CC5, altura (m)					% diferencia respecto a experimental			
Prueba dinámica	Modelo	0.03	2.75	5.45	8.15	9.33	2.75	5.45	8.15	9.33
2	experimental	-0.07	-0.26	-0.62	-1.11	-1.27				
	calibrado (sin impacto)	-0.05	-0.17	-0.50	-1.00	-1.26	-34.7	-19.0	-9.8	-1.0
	calibrado (con impacto)	-0.05	-0.21	-0.62	-1.25	-1.58	-19.4	0.5	12.7	24.1
3	experimental	-0.06	-0.04	-0.05	-0.09	-0.19				
	calibrado (sin impacto)	-0.09	-0.16	-0.33	-0.56	-0.68	347.6	560.0	550.7	258.5
	calibrado (con impacto)	-0.10	-0.17	-0.36	-0.77	-1.04	375.6	620.0	794.8	448.3
5	experimental	-0.07	-0.24	-0.52	-0.90	-1.01				
	calibrado (sin impacto)	-0.10	-0.24	-0.64	-1.23	-1.53	1.3	23.1	36.7	52.2
	calibrado (con impacto)	-0.13	-0.29	-0.78	-1.52	-1.90	22.4	50.1	68.9	89.0
7	experimental	-0.10	-0.16	-0.34	-0.58	-0.58				
	calibrado (sin impacto)	-0.09	-0.18	-0.49	-0.98	-1.23	11.9	45.7	69.1	111.3
	calibrado (con impacto)	-0.11	-0.21	-0.61	-1.23	-1.55	30.6	81.4	112.3	166.2
9	experimental	-0.09	-0.11	-0.24	-0.41	-0.41				
	calibrado (sin impacto)	-0.08	-0.16	-0.46	-0.92	-1.17	44.4	93.1	125.7	186.1
	calibrado (con impacto)	-0.10	-0.19	-0.56	-1.15	-1.46	71.5	135.0	182.2	257.0
		CC6, altura (m)					% diferencia respecto a experimental			
Prueba dinámica	Modelo	0.07	2.70	5.42	8.16	9.34	2.70	5.42	8.16	9.34
2	experimental	-0.03	-0.25	-0.67	-1.26	-1.46				
	calibrado (sin impacto)	-0.04	-0.16	-0.48	-0.97	-1.23	-35.7	-28.4	-22.8	-15.5
	calibrado (con impacto)	-0.05	-0.20	-0.60	-1.23	-1.56	-19.7	-10.5	-2.2	7.1
3	experimental	-0.01	-0.06	-0.14	-0.23	-0.26				
	calibrado (sin impacto)	-0.10	-0.20	-0.42	-0.70	-0.83	217.1	196.3	201.8	218.5
	calibrado (con impacto)	-0.12	-0.21	-0.44	-0.74	-0.91	232.9	210.4	219.0	249.2
5	experimental	-0.02	-0.19	-0.50	-0.93	-1.07				
	calibrado (sin impacto)	-0.10	-0.24	-0.64	-1.25	-1.56	23.1	27.4	34.4	45.2
	calibrado (con impacto)	-0.13	-0.29	-0.79	-1.55	-1.94	48.7	57.2	66.7	80.5
7	experimental	-0.02	-0.08	-0.24	-0.43	-0.49				
	calibrado (sin impacto)	-0.08	-0.18	-0.47	-0.90	-1.12	115.3	95.6	108.0	129.4
	calibrado (con impacto)	-0.09	-0.21	-0.57	-1.10	-1.37	151.1	137.3	154.2	180.6
9	experimental	-0.04	-0.06	-0.24	-0.29	-0.32				
	calibrado (sin impacto)	-0.06	-0.17	-0.41	-0.74	-0.89	167.0	72.1	155.0	179.8
	calibrado (con impacto)	-0.09	-0.20	-0.49	-0.88	-1.07	214.1	105.7	203.2	236.3

Tabla 53. Giros de columnas C5 y C6 (rad) pruebas dinámicas 2, 3, 5, 7 y 9 (potenciómetros)

		CC5, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba dinámica	Modelo	0.61	1.12	1.63	0.61	1.12	1.63
2	experimental	-7.42E-06	-2.12E-05	-3.34E-05			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	34.7	-5.5	-10.2
	calibrado (con impacto)	-1.00E-05	-3.00E-05	-4.00E-05	34.7	41.8	19.8
3	experimental	6.09E-07	1.56E-06	2.57E-06			
	calibrado (sin impacto)	5.00E-05	5.00E-05	6.00E-05	8110.8	3107.2	2239.0
	calibrado (con impacto)	5.00E-05	6.00E-05	7.00E-05	8110.8	3748.6	2628.8
5	experimental	-6.89E-06	-1.78E-05	-2.77E-05			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-3.00E-05	-4.00E-05	45.0	68.6	44.2
	calibrado (con impacto)	-3.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	335.1	68.6	80.2
7	experimental	-4.96E-06	4.65E-06	6.15E-06			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	101.5	-530.4	-587.8
	calibrado (con impacto)	-1.00E-05	-3.00E-05	-4.00E-05	101.5	-745.7	-750.4
9	experimental	-3.26E-06	-9.20E-06	-1.55E-05			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	206.9	117.5	93.8
	calibrado (con impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	206.9	117.5	93.8

		CC6, altura (m)			% diferencia respecto a experimental		
Prueba dinámica	Modelo	0.60	1.11	1.62	0.60	1.11	1.62
2	experimental	-1.37E-05	-2.58E-05	-3.78E-05			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	-27.1	-22.5	-20.6
	calibrado (con impacto)	-1.00E-05	-3.00E-05	-1.00E-05	-27.1	16.2	-73.5
3	experimental	-2.77E-06	-4.90E-06	-6.14E-06			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-1.00E-05	-2.00E-05	260.5	104.0	225.8
	calibrado (con impacto)	-1.00E-05	-1.00E-05	-2.00E-05	260.5	104.0	225.8
5	experimental	-1.10E-05	-2.17E-05	-3.12E-05			
	calibrado (sin impacto)	-2.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	81.6	38.4	60.0
	calibrado (con impacto)	-2.00E-05	-3.00E-05	-5.00E-05	81.6	38.4	60.0
7	experimental	-6.22E-06	-1.27E-05	-1.58E-05			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	60.7	57.6	89.7
	calibrado (con impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	60.7	57.6	89.7
9	experimental	-4.09E-06	-8.37E-06	-1.06E-05			
	calibrado (sin impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	144.6	139.1	182.7
	calibrado (con impacto)	-1.00E-05	-2.00E-05	-3.00E-05	144.6	139.1	182.7

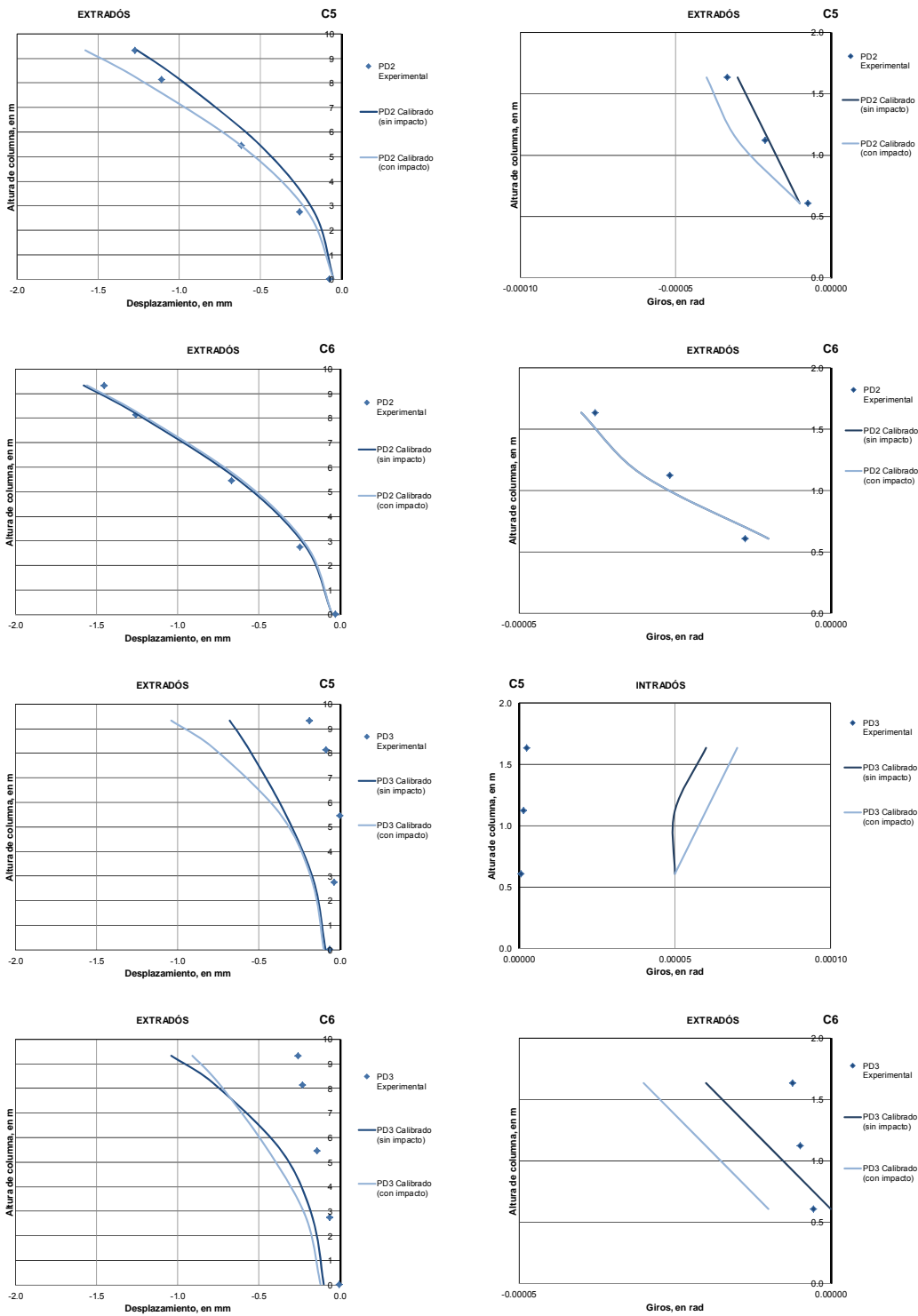


Figura 58. Desplazamientos y giros experimentales, modelo calibrado y proyectista columnas C5 y C6 de pruebas dinámicas 2 y 3

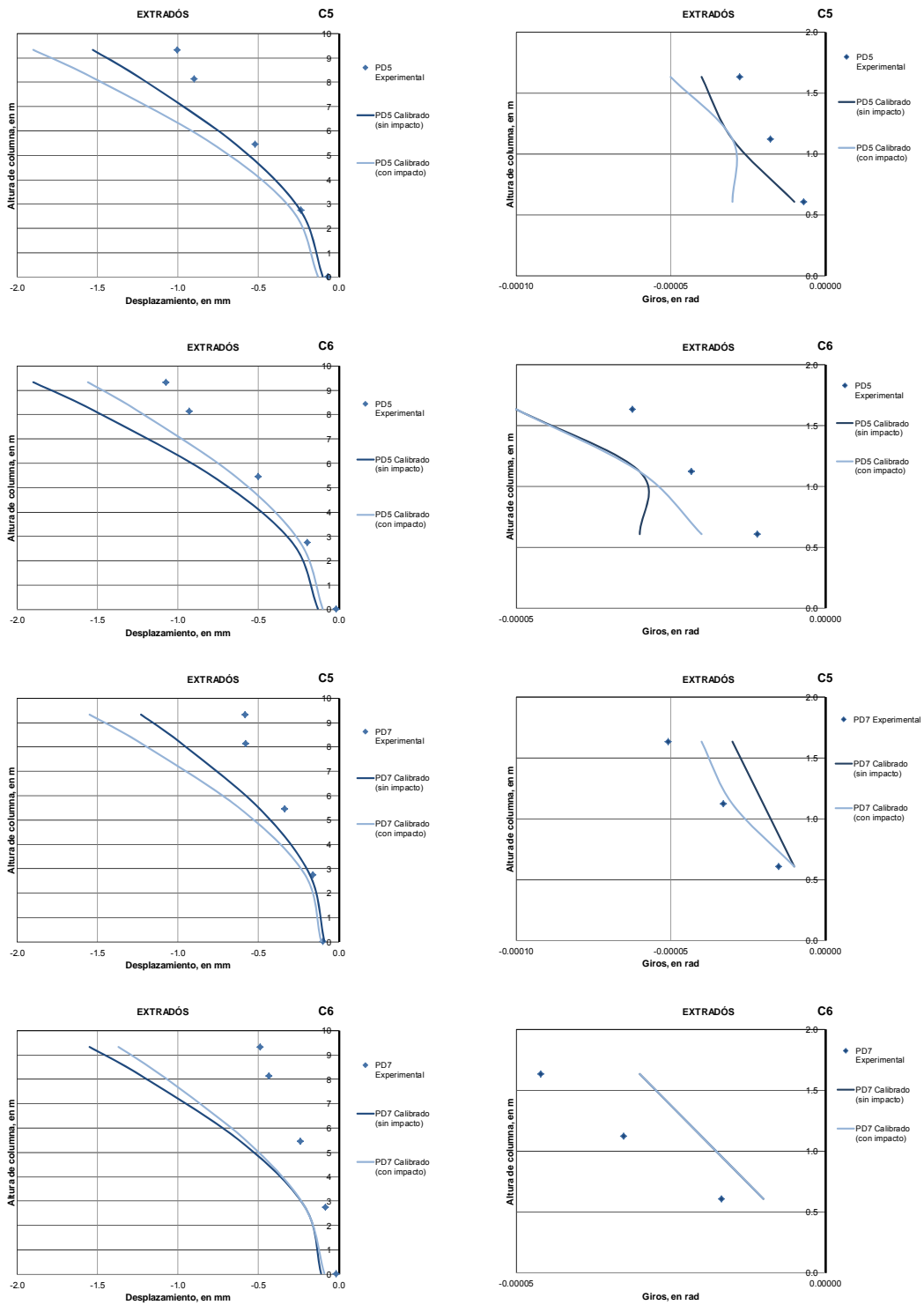


Figura 59. Desplazamientos y giros experimentales, modelo calibrado y proyectista columnas C5 y C6 de pruebas dinámicas 5 y 7

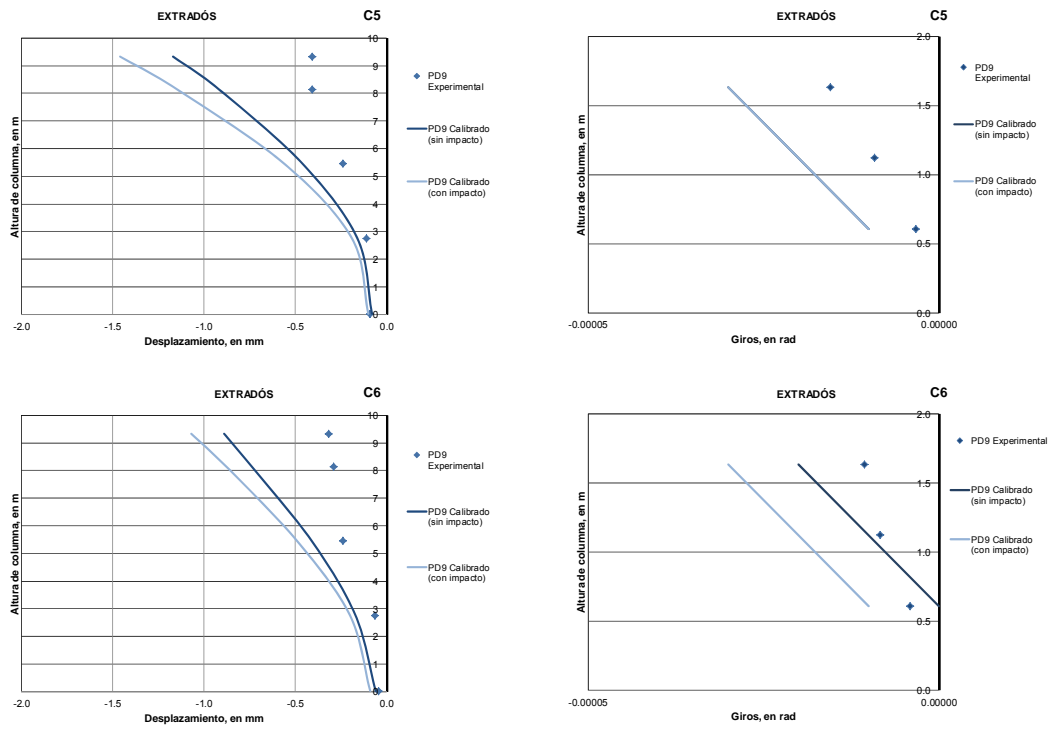


Figura 60. Desplazamientos y giros experimentales, modelo calibrado y proyectista columnas C5 y C6 de prueba dinámica 9

Referencias

AASHTO, (2007). "Standard specifications for highway bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials", Inc, 15th Ed, Washington. D.C.

Akogul C. y Celik O. (2008). "Effect of elastomeric bearing modeling parameters on the seismic design of Rc highway bridges with precast concrete girders. The 14th world conference on earthquake engineering. Beijing, China.

ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-08) and Commentary-ACI 318 R-08," American Concrete Institute, Detroit 2008.

Avilés J., y Pérez-Rocha L. (2004). "Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura". Revista de Ingeniería Sísmica No.71 1-36. México.

Baber T., Lydzinski J., Miller J. (2008). "Finite element analysis of the Wolf Creek multispan curved girder bridge". Department of Civil and Environmental Engineering, University of Virginia.

Bakht B., Jaeger L. (1987). "Bridge analysis simplified". McGraw-Hill Book Company.

Biggs J. (1964). "Introduction to structural dynamics". McGraw-Hill Book Company.

Buckle, Richardson y Butterworth. (1987). "Field test of ramp B, Dominion road Interchange using simulated earthquake loads". Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.

Caetano, E., Cunha, A., Taylor, C.A. "Investigation of dynamic cable-deck interaction in a physical model of a cable-stayed bridge. Part I: Modal análisis" (2000) Earthquake Engineering and Structural Dynamics 29 (4), p. 481-498.

Caltrans (2000). "Bridge design specifications". California Department of Transportation.

Caltrans (2012). "Bridge design practice". California Department of Transportation.

Caltrans (2013). "Seismic design criteria. California Department of Transportation.

Carrasquillo R., Nilson A. y Slate F.(1981). "Properties of high strength concrete subject to short-term loads", ACI Journal, vol. 78, pp.171-178.

Chen y Duan. (2000) "Bridge Engineering". CRC Press.

Collins M. y Mitchell D. (1991). "Prestressed concrete structures", Editorial Prentice Hall.

Chopra, A., (1981). "Dynamics of Structures", Editorial Prentice Hall.

Domínguez J. (2001). "Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

Billing J.(1979). "Estimation of the natural frequencies of continuous multi-span bridges". R&D. Ontario, Canadá.

FEMA 274. (1997). "Nehrp commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Chapter 9, Seismic isolation and energy dissipation.

Garnica Anguas P., Gómez López J, Enrique Suárez y Araujo L., (1997), "Efecto de rotura de granos en material de balasto bajo carga repetida", Publicación técnica N-91, SCT y Instituto Mexicano del Transporte.

Gómez R., Murià Vila D., Sánchez R., Escobar J. A., Rodríguez G. y Mendoza M. (2008), "An account of structural health monitoring and related problems of bridge structures in Mexico: case studies", The Monitor.

González Cuevas y Robles Fernández-Villegas, (2005). "Aspectos fundamentales del concreto reforzado". Limusa,México.

Housner, G.W.; Bergman, L.A.; Caughey, T.K.; Chassiakos, A.G., Claus, R.O.; Masri, S.F.; Skelton, R.E.; Soong, T.T; Spencer, B.F.; Yao, J.T.P., (1997) "Structural Control: Past, Present, and Future", en J. Of Engineering Mechanics, Vol 123 No 9, Special Issue, p. 897-958, Estados Unidos.

Instituto Mexicano del Transporte y Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1996). "Comportamiento sísmico de puentes sobre apoyos elastoméricos". Publicación técnica No90. Querétaro.

Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF). (2010), Series Normativas-Ministerio de Fomento-Gobierno de España.

Lee K., Duen Ho, Hung-Wan Chung. (1987). "Static and dynamic tests of concrete bridge", ASCE-Journal of Structural Engineering Division, Vol. 113 No.1.

Maleki S. (2005). "Seismic Modeling of Skewed bridges with elastomeric bearings and Side Retainers". ASCE-Journal of Structural Engineering Division, Vol. 10 No.4 p. 442-449.

Murià Vila D., Gómez, R.; King, C. (1991) "Dynamic Structural Properties of the Cable Stayed Tampico Bridge", ASCE-Journal of Structural Engineering Division, Vol. 117 (11) p. 3396-3416.

Murià Vila D., Sánchez R., Gómez R., Rodríguez G., Mendoza M., Escobar J. A., Blanco E., Huerta C. y Mendoza R. (2004). "Pruebas experimentales en el distribuidor Vial de San Antonio". XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural , Acapulco, México.

Murià Vila D., Sánchez R., Gómez R. y Escobar J. A. (2006), "Testing of an elevated viaduct in Mexico City", First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Suiza.

Murià Vila D., Sánchez R., Huerta C., Carrillo R., Camargo J., Loera S., López Y., Mendoza M., Aguilar G., Rodríguez G., Suárez J., Olivares L., Cadena N., (2012). "Pruebas de campo en un sitio típico del tramo elevado de la línea 12 del metro", Aspectos estructurales, Informe final, México.

Naaman A., (2004). "Prestressed concrete analysis and design", Techno Press 3000, Michigan.

NTC-DC (2004). "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta oficial del Distrito Federal, México.

NTC-DC (2004). "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta oficial del Distrito Federal, México.

Ovando E. y Romo M, (1991). "Estimación de la velocidad de onda S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono". *Sismodinámica* 2:107-123.

Ovando E., Ossa A., y Romo M, (2007). "The sinking of Mexico city: its effects on soil properties and seismic response". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27 333-343.

Park R., Paulay T., (1978). "Estructuras de concreto reforzado". Limusa, México.

Paultre, P., Chaallal O, Proulx, J., (1991). "Bridge dynamics and dynamic amplification factors – a review of analytical and experimental findings". Canada.

Paultre, P., Proulx, J., Bégin, T. (2000). "Ambient and forced-vibration tests of the Beauharnois suspension bridge" *Canadian Journal of Civil Engineering* 27 (6), p. 1162-1172.

Peck R., Hanson W. and Thornburn, T., (1974), "Foundation Engineering" (2nd edition), John Wiley, New York).

Priestley M., Seible E. y Calvi G., (1996) "Seismic Design and Retrofit of Bridges"

Proyectista, (2010). "Memoria de cálculo estructural y planos del proyecto de la Línea 12 del metro de la ciudad de México".

Proyectista, (2010). "Memoria de cálculo cimentación con pilas zona geotécnica: Lago, cadenamiento 14+814.206 al 15+104.646 tramo Santa María Tomatlán-San Andrés Tomatlán".

Richardson y Douglas. (1993). "Results from field testing a curved box girder bridge using simulated earthquake loads". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.22, 905-922.

Rico Rodríguez A., Orozco y Orozco J., Téllez Gutiérrez R. y Pérez García A, (1991), "Manual de calidad para materiales en la sección estructural de vías férreas", Documento técnico N-2, SCT y Instituto Mexicano del Transporte.

Romo M, (1991). "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la Ingeniería de cimentaciones". *Sismodinámica* 2:125-143.

Secretaría de comunicaciones y transporte. (2001), N-PRY-CAR-6-01-001 - N-PRY-CAR-6-01-008.

Wolf J., (1985). "Dynamic soil-structure interaction". Prentice-Hall, Inc. New Jersey.

Zeevaert L., (1979). "Foundation engineering for difficult subsoil conditions". Editorial Krieger, New York. Chapter XII.6 Seismic behavior of underground structures (p.553-565).

Zeevaert L., (1980). "Interacción suelo-estructura de cimentación". Limusa, México.

Agradecimientos

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) por la oportunidad de realizar los estudios de maestría.

También agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y al Instituto de Ingeniería (IIUNAM) por el apoyo económico durante los estudios de posgrado y elaboración de esta tesis.

Especial agradecimiento al Dr. David Murià Vila por haber dirigido este trabajo, por la oportunidad, confianza, tiempo y apoyo. Además por los consejos personales, académicos y profesionales.

Reconocimiento a los miembros del comité, Dr. Roberto Meli Piralla, M.I. José Carlos Arce Riobóo, M.I. Orlando Javier Díaz López y Ing. Abraham Roberto Sánchez Ramírez por su tiempo, revisiones, comentarios y sugerencias de este escrito.

Se agradece al proyectista Grupo Riobóo por la información proporcionada y la apertura brindada para la realización de este trabajo.

Expreso mi gratitud al M.I. Raúl Jean Perrilliat por haberme brindado sus conocimientos, su compromiso, el tiempo, consejos y por compartirme sus experiencias profesionales y personales.

Deseo reconocer y agradecer por la información proporcionada a la Ing. Yoatzin López Casillas, Dr. José Carmargo Pérez, M. I. Carlos Humberto Huerta Carpizo y M.I. Baruo Daniel Aldama Sánchez.

Con cariño especial este trabajo esta dedicado al Msc. Bolívar Peñafiel González (+), mi gran maestro y amigo.