



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

MODELO CALIBRADO DE UN EDIFICIO INSTRUMENTADO

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

PRESENTA:
JOSÉ JUAN PÉREZ FABILA

TUTOR PRINCIPAL
DAVID MURIÀ VILA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO MAYO 2018



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. Díaz López Orlando Javier
Secretario: Dr. Chávez Cano Marcos Mauricio
Vocal: Dr. Murià Vila David
1^{er}. Suplente: Dr. García Pérez Jaime
2^{do}. Suplente: Dra. Suárez López Martha María

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. DAVID MURIÀ VILA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el apoyo económico.

Expreso mi más sincero agradecimiento al Dr. David Murià Vila, por el tiempo y la atención prestada hacia este trabajo y sobre todo hacia mi persona. Así mismo agradezco los valiosos comentarios de los Doctores Orlando Javier Díaz López, Marcos Mauricio Chávez Cano, Jaime García Pérez y la Doctora Martha María Suárez López.

Por último quiero agradecer a las personas más importantes en mi vida, mi esposa Jared Rojo Camargo y a mi hijo Abram, por su paciencia y apoyo, pero principalmente por su amor incondicional.

RESUMEN

Se calibraron modelos elásticos lineales de un edificio instrumentado mediante los cuales fue posible reproducir de forma aproximada la respuesta dinámica en condiciones de vibración ambiental y la respuesta inelástica registrada en sismos de intensidad moderada. Se trata de un edificio de concreto reforzado de 17 niveles, desplantado en suelo blando de la ciudad de México.

Con la información de los planos del proyecto estructural y arquitectónico se elaboró el modelo de referencia en el cual también se incluyó la información recolectada en visitas de campo. Para representar en el modelo las condiciones actuales de daño y rigidez del edificio fue necesario emplear una serie de consideraciones de análisis, de estas, las que más influyeron en la respuesta del modelo fueron la rigidez efectiva de los elementos, el valor del módulo de elasticidad del concreto, el porcentaje de amortiguamiento crítico y los efectos de interacción suelo-estructura.

Las respuesta de los modelos elaborados para condiciones de vibración ambiental fue comparada con los valores de frecuencias obtenidos experimentalmente en la prueba realizada en marzo de 2017, mientras que la respuesta de los modelos elaborados para reproducir la respuesta del edificio ante sismos de intensidad moderada fue comparada en términos de aceleraciones, desplazamientos, distorsiones de entrepiso y coeficiente sísmico con los valores experimentales de los eventos sísmicos ocurridos el 30 de septiembre de 1999 y 18 de abril de 2014. Así mismo se realizó un análisis paso a paso para los dos eventos mencionados.

ABSTRACT

Linear elastic models of an instrumented building were calibrated by means of which it was possible to reproduce in an approximate way the dynamic response under conditions of environmental vibration and the inelastic response recorded in moderate intensity earthquakes. It is a reinforced concrete building of 17 stories, founded on soft soil of Mexico City.

With the information of the plans of the structural and architectural project, the reference model was elaborated in which the information collected in field visits was also included. To represent in the model the current conditions of damage and stiffness of the building it was necessary to use some of considerations of analysis, of these, those that most influenced the response of the model were the effective stiffness of the elements, the value of the modulus of elasticity of concrete, the percentage of critical damping and the effects of soil-structure interaction.

The response of the models developed for conditions of environmental vibration was compared with the values of frequencies obtained experimentally in the test conducted in March 2017, while the response of the models developed to reproduce the response of the building to earthquakes of moderate intensity was compared in terms of accelerations, displacements, story drifts and seismic coefficient with the experimental values of the seismic events that occurred on September 30th, 1999 and April 18th, 2014. Likewise, a step-by-step analysis was carried out for the two events mentioned.

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	6
2	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	7
	2.1 ESTRUCTURA ORIGINAL.....	7
	2.2 ESTRUCTURA REHABILITADA.....	11
3	ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL EDIFICIO.....	23
4	MODELOS ANALÍTICOS.....	35
5	INFLUENCIA DE LAS CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS EN LA RESPUESTA DEL MODELO.....	43
	5.1 RIGIDEZ EFECTIVA.....	43
	5.2 EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.....	45
	5.3 MUROS DE CONCRETO REFORZADO Y MAMPOSTERÍA.....	48
	5.4 CARGA VIVA.....	51
	5.5 ZONA RÍGIDA EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA.....	52
	5.6 MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO.....	53
6	MODELOS CALIBRADOS.....	54
	6.1 MODELO PARA CONDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	54
	6.2 MODELO PARA SISMOS DE INTENSIDAD MODERADA.....	56
	6.2.1 RESPUESTA DEL MODELO PARA EL EVENTO 99-3.....	63
	6.2.2 RESPUESTA DEL MODELO PARA EL EVENTO 14-1.....	74
	6.3 COMPARACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL.....	86
7	COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES.....	89
	REFERENCIAS.....	92
	APÉNDICE A: MODELADO DE LOS MUROS DE CONCRETO.....	94
	APÉNDICE B: MODELADO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA.....	98

APÉNDICE C: RIGIDECES DEL SUELO PARA CIMENTACIONES APOYADAS SOBRE
PILOTES DE FRICCIÓN DE ACUERDO A LAS NTC-2004.....102

1 INTRODUCCIÓN

El edificio en estudio ha sido denominado edificio PC, fue construido en los años 80 y concluido antes de los sismos de septiembre de 1985 (Murià Vila *et al*, 2017a). Se encuentra ubicado en la zona de suelo compresible de la ciudad de México. Su estructura es de concreto reforzado y cuenta con 17 niveles. Su cimentación está conformada por un cajón apoyado sobre 266 pilotes de fricción.

Desde 1990 se tiene instalada una red acelerométrica, con la cual ha sido posible visualizar la respuesta global del edificio durante los diferentes eventos sísmicos registrados hasta la fecha (Murià Vila *et al*, 2017b), los cuales hasta agosto de 2017 habían sido de intensidad baja y moderada.

Actualmente se conoce la respuesta máxima del edificio en términos de aceleraciones, desplazamientos, y desplazamientos relativos entre los niveles instrumentados de 28 eventos sísmicos registrados hasta septiembre de 2017. La aceleración y desplazamiento máximos registrados hasta agosto de 2017 era de 22 Gal y 24 cm respectivamente. La distorsión de entrepiso máxima hasta esa misma fecha era del 0.55% (Murià Vila *et al*, 2017b). El 19 de septiembre de 2017 tuvo lugar el evento sísmico de mayor intensidad registrado desde la instalación de la red de medición. En la azotea del edificio se registró una aceleración y desplazamiento máximos de 571 Gal y 35 cm respectivamente, además la distorsión máxima calculada entre la azotea y el sótano fue de 0.62%.

Los modelos analíticos desarrollados en este trabajo, forman parte del estudio de la respuesta estructural del edificio. El cual, se ha basado en el análisis de los resultados obtenidos en cuatro pruebas de vibración ambiental, realizadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en los años 1989, 1999, 2006 y 2017, y de los registros sísmicos disponibles entre 1990-2017. Mediante los cuales se han establecido variaciones en las frecuencias fundamentales de vibración de la estructura y del sistema suelo-estructura, así como la contribución de los movimientos de traslación y cabeceo asociados a los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) del edificio.

El objetivo en este trabajo es desarrollar modelos calibrados de un edificio real que mediante análisis elástico lineal reproduzcan sus propiedades dinámicas en condiciones de vibración ambiental y su respuesta estructural para sismos de intensidad moderada. Dichos modelos pretenden definir una opción de bajo requerimiento computacional, a fin de probar distintas consideraciones y configuraciones factibles, antes de estudiar modelos más complejos. Los modelos a presentar, serán elaborados con un programa de análisis comercial de uso común en los despachos de ingeniería, los resultados obtenidos con los modelos calibrados para vibración ambiental y para sismos de intensidad moderada, se compararán con resultados experimentales registrados en la prueba de vibración ambiental que se llevó a cabo en marzo de 2017 y con los registros de aceleraciones, desplazamientos, distorsiones de entrepiso y coeficientes sísmicos de los eventos registrados el 30 de septiembre de 1999 (evento 99-3) y el 18 de abril de 2014 (evento 14-1) respectivamente. El sismo del 19 de septiembre de 2017 cuyos efectos en la Ciudad de México fueron de gran intensidad queda fuera del alcance de este trabajo.

2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio se encuentra ubicado en la Ciudad de México, en la zona III-b (figura 1), de acuerdo a la clasificación del suelo propuesta por el RCDF-NTC-2004. El espesor del estrato compresible es aproximadamente de 35 a 40 m de profundidad.

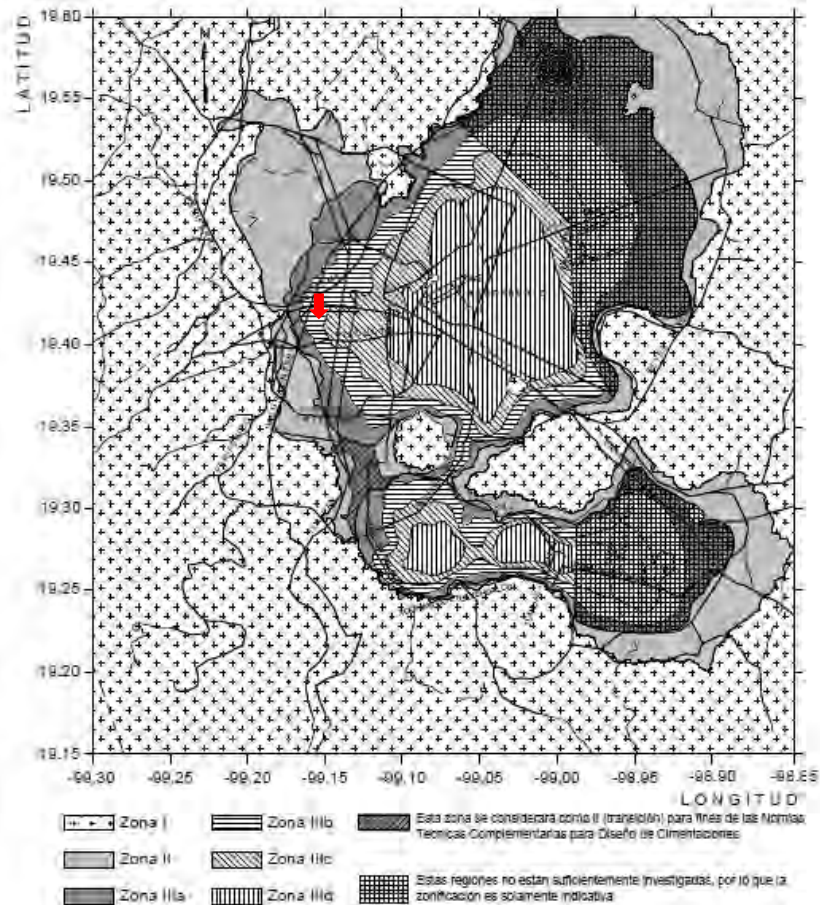


Figura 1 Ubicación del edificio PC sobre el esquema de la clasificación del tipo de terreno de acuerdo a las NTC del RCDF-2004

2.1 ESTRUCTURA ORIGINAL

La estructura del edificio es a base de marcos de concreto reforzado, formados por columnas de sección transversal rectangular de diferentes dimensiones, y trabes (nervaduras principales). El sistema de piso está conformado de losas planas aligeradas con peralte de 45 cm en los primeros niveles (PB, mezzanine y niveles de estacionamiento) y de 50 cm en los niveles de oficinas. Dichas losas están formadas por nervaduras con 40 cm de peralte en los niveles de planta baja hasta el nivel 4 y de 45 cm a partir del nivel 5 hasta el nivel 15; el ancho de las nervaduras varía entre los 8 y 48 cm.

El edificio consta de 17 niveles, repartidos de la siguiente manera:

- Un sótano desplantado a 2.85 m por debajo del nivel de banquetta, sus dimensiones en planta son de 54.08 m en dirección L y de 34.65 m en dirección T, se encuentra

delimitado perimetralmente por muros de concreto reforzado de 20 cm de espesor que conforman el cajón de cimentación, la losa de fondo es una losa maciza de 35 cm de espesor con doble parrilla de acero de refuerzo. En la dirección T a lo largo de los ejes B, C, D, E, F, G, y H, entre los ejes 4 y 5 se desplantan muros de concreto reforzado de 25 cm de espesor, estos muros continúan en los niveles siguientes hasta el nivel 4'-4. También en el nivel de sótano se desplantan los muros para los cubos de elevadores, los cuales fueron elaborados de mampostería a base de tabique rojo de 14 cm de espesor, colocados con mortero de cemento con juntas uniformes de 1.5 cm, al igual que los muros para el cubo de escaleras. El uso para este nivel es principalmente de estacionamiento. En la figura 2 se muestra una planta esquemática, donde también se puede apreciar la ubicación de las columnas.

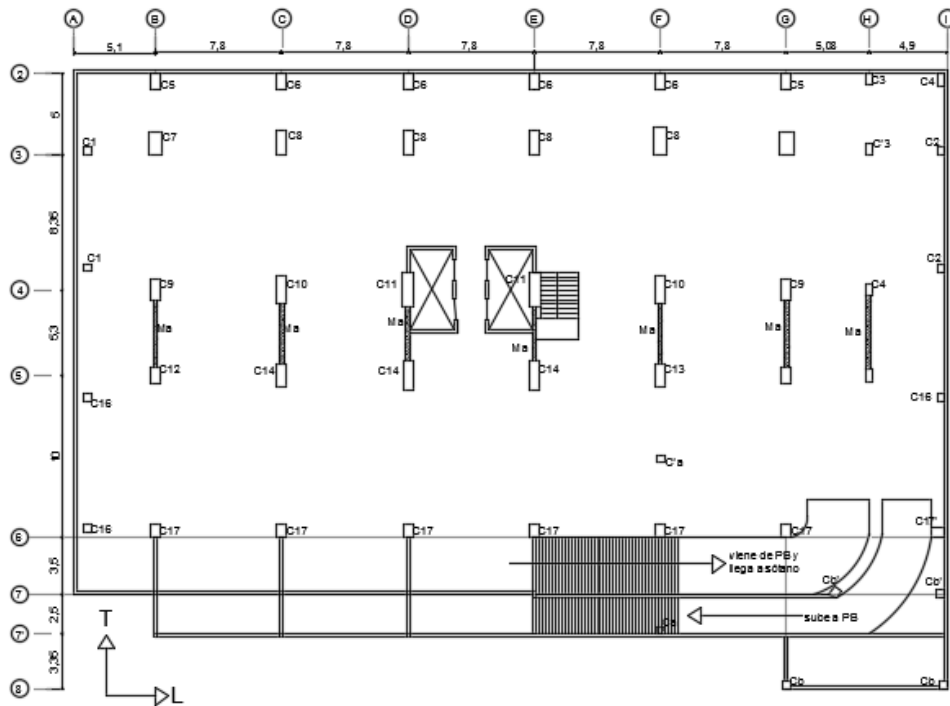


Figura 2. Planta esquemática nivel sótano

- Planta baja cuyo nivel de desplante según los planos de proyecto es de -0.05 m, sus dimensiones en planta son 54.08 X 38.20 m a partir de este nivel el sistema de losa es a base de losas reticulares formadas con nervaduras de anchos variables y casetones. En este nivel se encuentra la recepción y un banco.
- En el nivel 3.30 se encuentra el mezzanine (figura 3), sus dimensiones en planta son de 45.08 X 18.20 m, a partir de este nivel y hasta el nivel cuatro de estacionamiento, los niveles se van escalonando de forma intercalada y se van conectando mediante rampas de acceso para los automóviles.

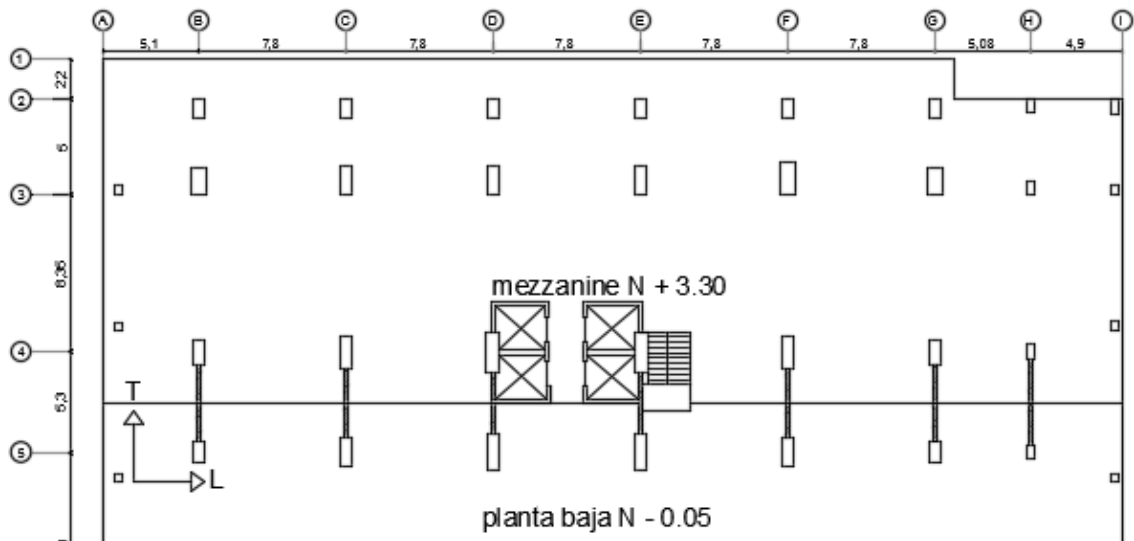


Figura 3. Planta esquemática nivel mezzanine

- El edificio cuenta con 8 niveles para estacionamiento, los cuales como ya se ha mencionado son niveles escalonados los cuales se van intercalando. En el nivel 4.65 se encuentra el nivel 1', con dimensiones en planta de aproximadamente 55.58 m de largo por 16.15 m de ancho. En el nivel 5.95 está el nivel 1, este tiene dimensiones de 55.58 m de largo por 18.20 m de ancho, sobre el nivel 1' se encuentran los niveles 2', 3', y 4' a elevaciones sobre el nivel de banqueta de 7.25, 9.85 y 12.45 m respectivamente. Sobre el nivel 1 se localizan los niveles 2, 3 y 4 cuyas elevaciones sobre el nivel de banqueta de 8.55, 11.15 y 13.75 m.

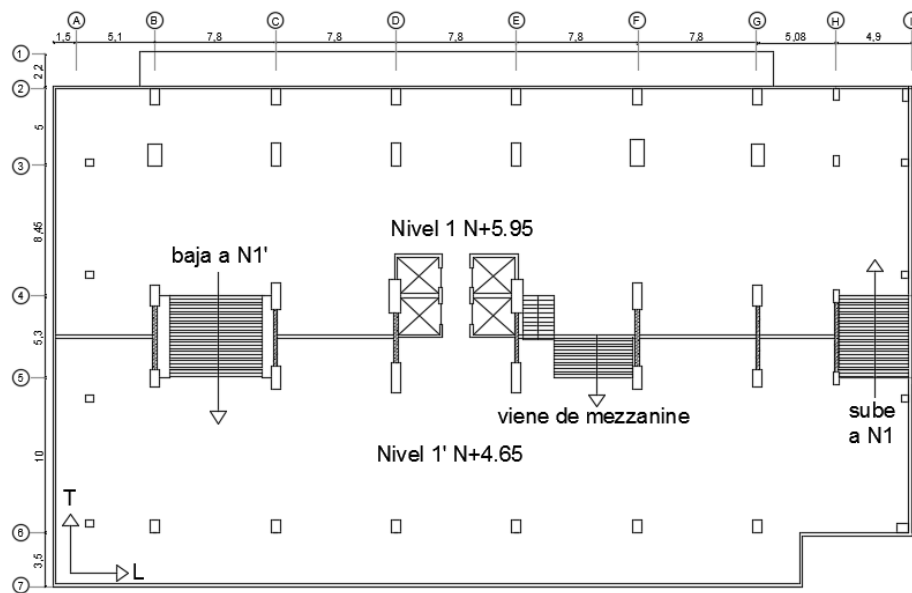


Figura 4. Planta esquemática niveles 1' - 1

- Los niveles a partir del 5 hasta el 15 son niveles tipo (figura 5), los cuales están destinados para oficinas, el nivel 5 se ubica a una elevación de 16.35 m sobre el nivel de banqueta, la altura de entresuelo de las oficinas es de 3.15 m y tienen un área aproximada en planta de 41 X 21 m.

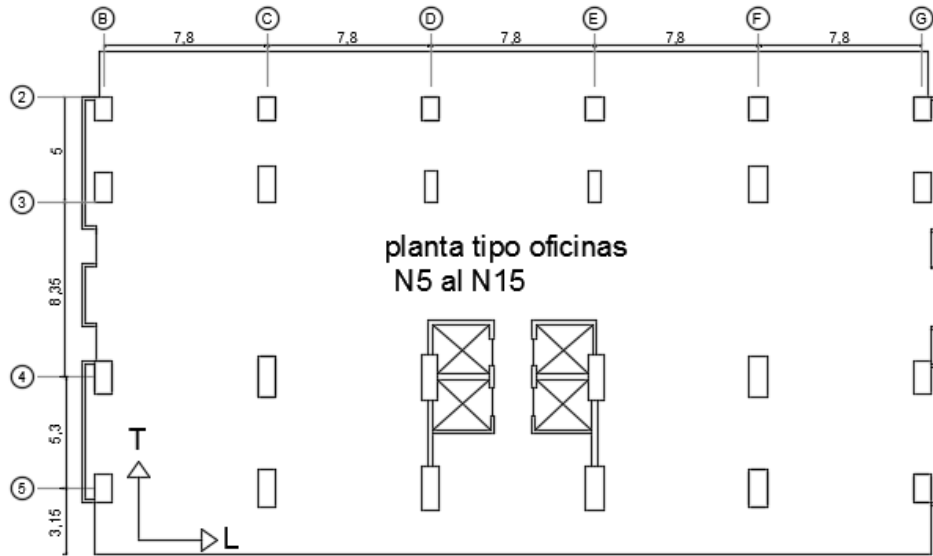


Figura 5. Planta esquemática niveles tipo del 5 al 14

- Azotea con una elevación de 51 m. Sobre el nivel de azotea entre los ejes 4-5 y D-E, se levantan dos niveles adicionales donde se ubican los cuartos de máquinas o de motores para los cuatro elevadores.

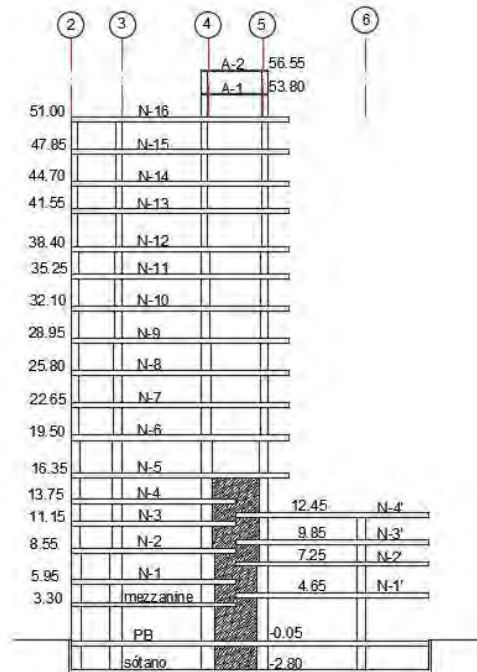


Figura 6. Vista en elevación del edificio PC

Como se puede observar en la figura 6, la distribución geométrica del edificio en elevación es irregular, teniendo una reducción importante de su área en planta a partir del nivel 5.

La cimentación es de tipo mixto, es decir se trata de un cajón apoyado sobre contratrabes de sección transversal rectangular, desplantadas a 3.3 m de profundidad, estas a su vez son soportadas por 266 pilotes de concreto prefabricado, de sección triangular de 65 cm de lado, los cuales tienen una longitud promedio de 27.35 m. En la figura 7 se muestra la distribución de los pilotes, contratrabes y dados.

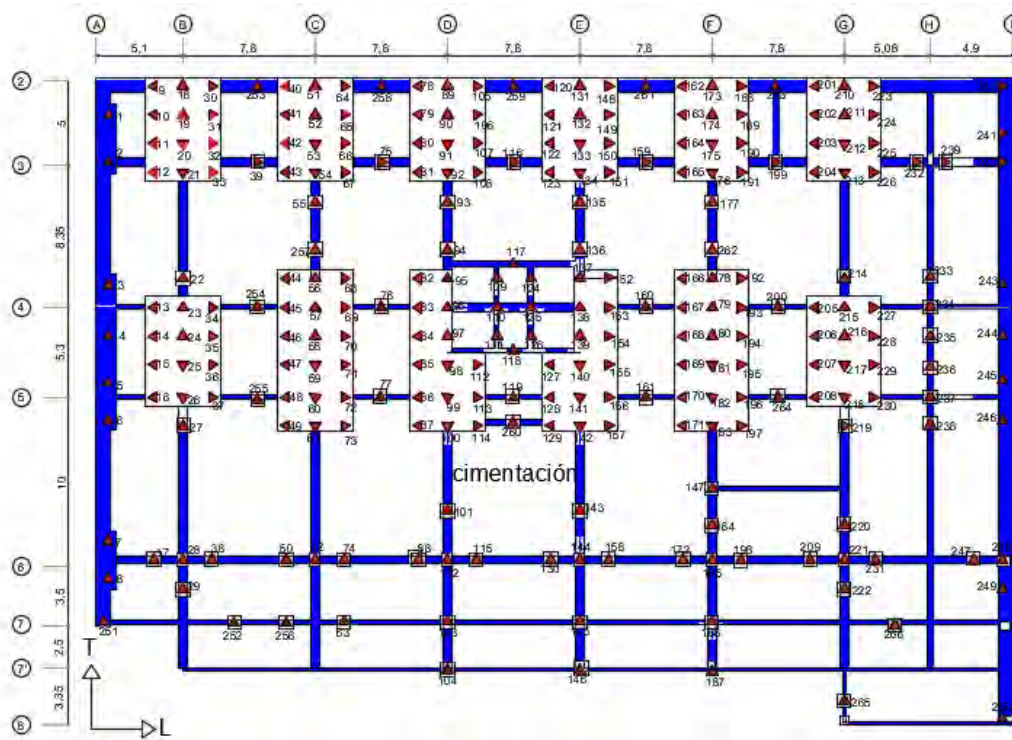


Figura 7. Planta esquemática cimentación

2.2 ESTRUCTURA REHABILITADA

A raíz de los sismos de septiembre de 1985 la estructura sufrió daños moderados, principalmente en la transición entre los niveles de estacionamiento y la torre de oficinas, (Murià Vila *et al*, 2017b), con la intención de reparar los daños y reforzar la estructura, de forma que se cumpliera con los dispuesto en las Normas de Emergencia del Distrito Federal (NEDF-1985), se llevó a cabo el encamisado de columnas desde el sótano hasta el nivel 15, se colocaron muros de concreto reforzado a ambos sentidos del edificio, en las direcciones L y T a lo largo de toda la altura del edificio, adicionalmente los muros del cubo de elevadores que originalmente fueron de mampostería se reemplazaron por muros de concreto reforzado.

El encamisado de las columnas, consistió en agregar varillas de acero de refuerzo de 5/8" a cada 20 cm a todo el perímetro de las columnas originales (figuras 8 y 9), las cuales fueron confinadas mediante estribos de 1/2" colocados a cada 15 cm, para posteriormente recibir un nuevo recubrimiento de concreto de 12 cm de espesor colocado a partir del paño de la columna existente. El recubrimiento del acero del encamisado no se indica en los planos de la

reestructuración, por lo que a este respecto se considerará lo indicado en los planos estructurales del proyecto original. En el (plano E-2) se indica que: “El recubrimiento al refuerzo principal longitudinal para las columnas será de 2.7 cm, pero siempre mayor o igual al diámetro máximo del refuerzo principal longitudinal”. Por lo que para este caso se considera al recubrimiento de 2.7 cm.

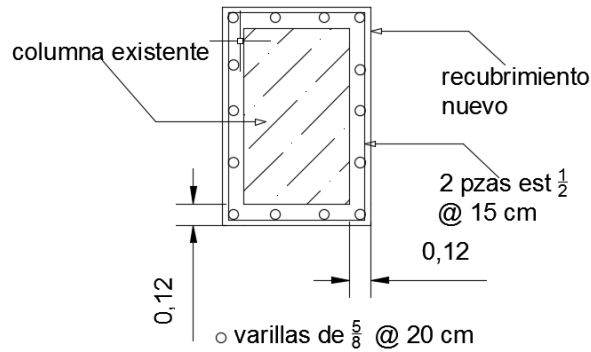


Figura 8. Detalle para el encamisado de las columnas

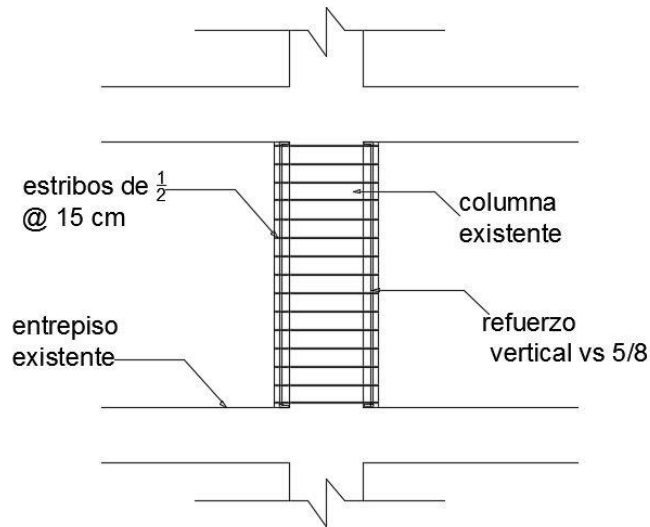


Figura 9. Detalle para el encamisado de columnas

De la figura 9 se puede observar que no existe continuidad en el refuerzo principal del encamisado de las columnas a lo largo de toda la altura del edificio.

En la tabla 1 se muestra las columnas que fueron encamisadas en cada eje en los diferentes niveles.

Tabla 1. Columnas que fueron encamisadas en cada nivel

Nivel	EJES	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Del sótano a mezzanine	3		X	X			X	X		
	4				X	X				
	5									
1' a 2	3	X	X	X			X	X		X
	4	X			X	X				X
	5	X								X
	6	X								X
3' y 3	3	X	X	X			X	X		X
	4	X			X	X		X		X
	5	X						X		X
	6	X						X		X
4' y 4	3		X	X			X	X		X
	4				X	X		X		X
	5									X
5	2		X	X	X	X	X	X		
	3		X	X			X	X		
	4				X	X		X		
	5		X	X	X	X	X	X		
6 a 14	2		X	X	X	X	X	X		
	3		X	X	X	X	X	X		
	4		X	X	X	X	X	X		
	5		X	X	X	X	X	X		
15	2									
	3		X	X			X	X		
	4		X		X	X		X		
	5		X	X			X	X		

En las figuras de la 10 a la 17 se muestran vistas en planta de los elementos reforzados en los diferentes niveles del edificio. Se muestran sombreadas en azul las columnas que fueron encamisadas, en rojo los muros nuevos de concreto reforzado, y en amarillo los muros de concreto del cubo de elevadores que reemplazaron a los muros de mampostería.

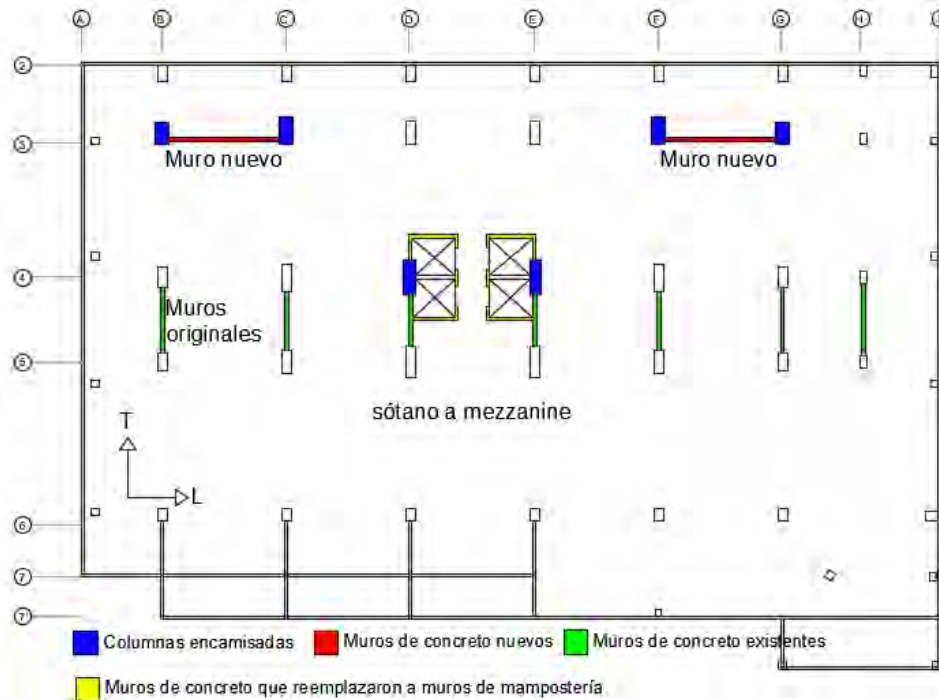


Figura 10. Elementos estructurales reforzados en los niveles del sótano hasta mezzanine

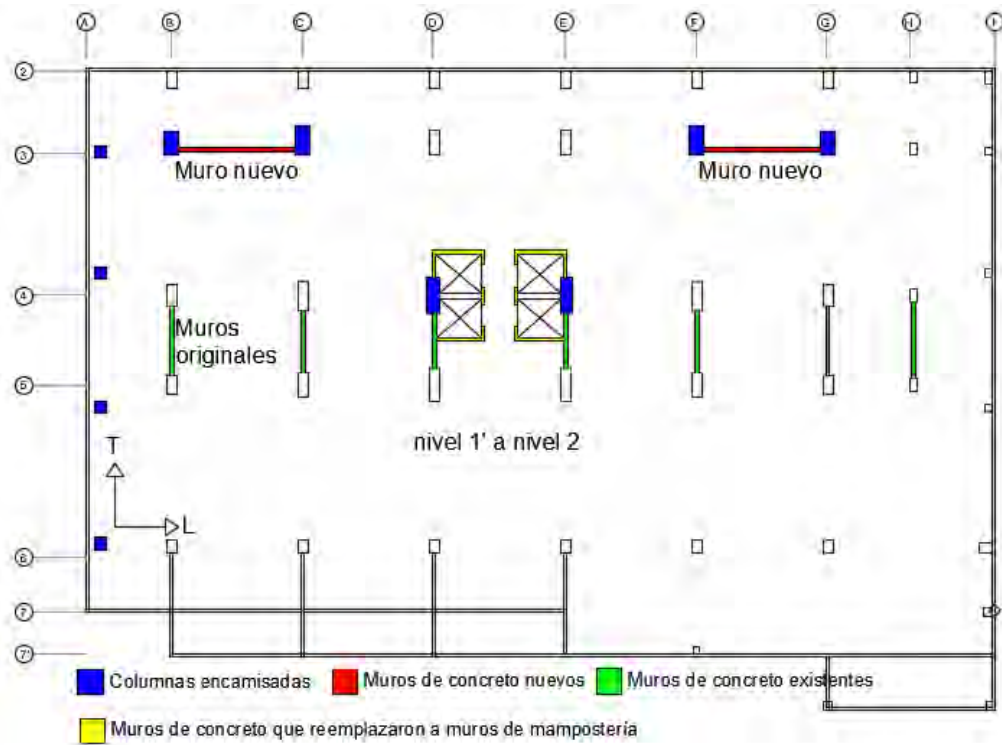


Figura 11. Elementos estructurales reforzados en los niveles 1' al nivel 2

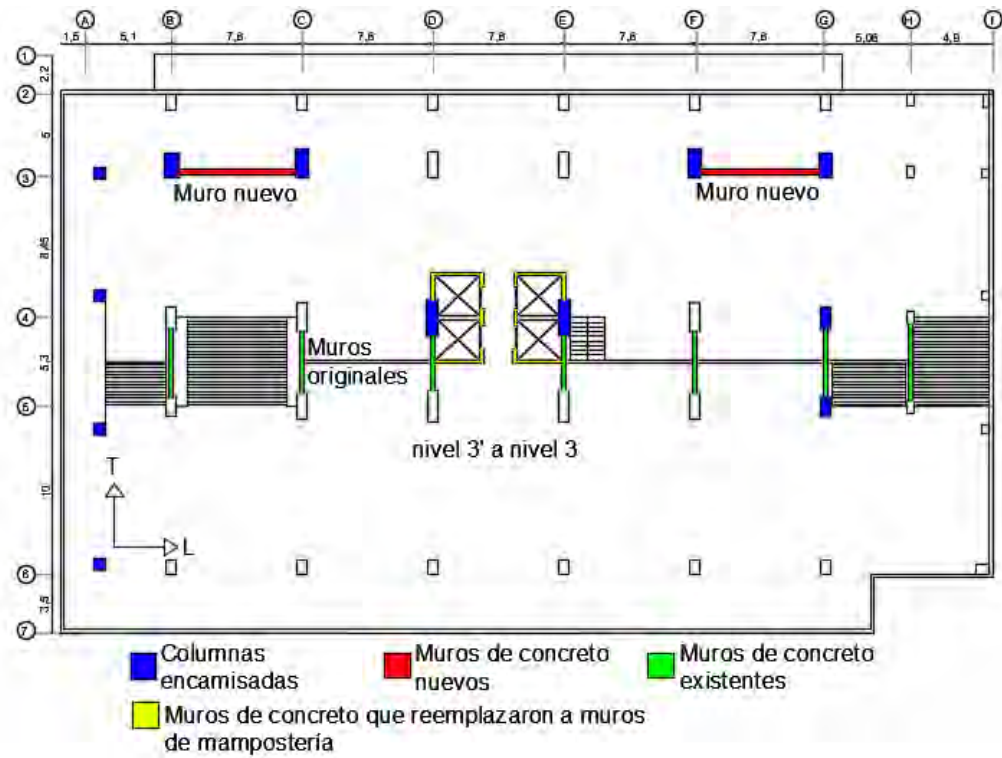


Figura 12. Elementos estructurales reforzados en los niveles 3' y 3

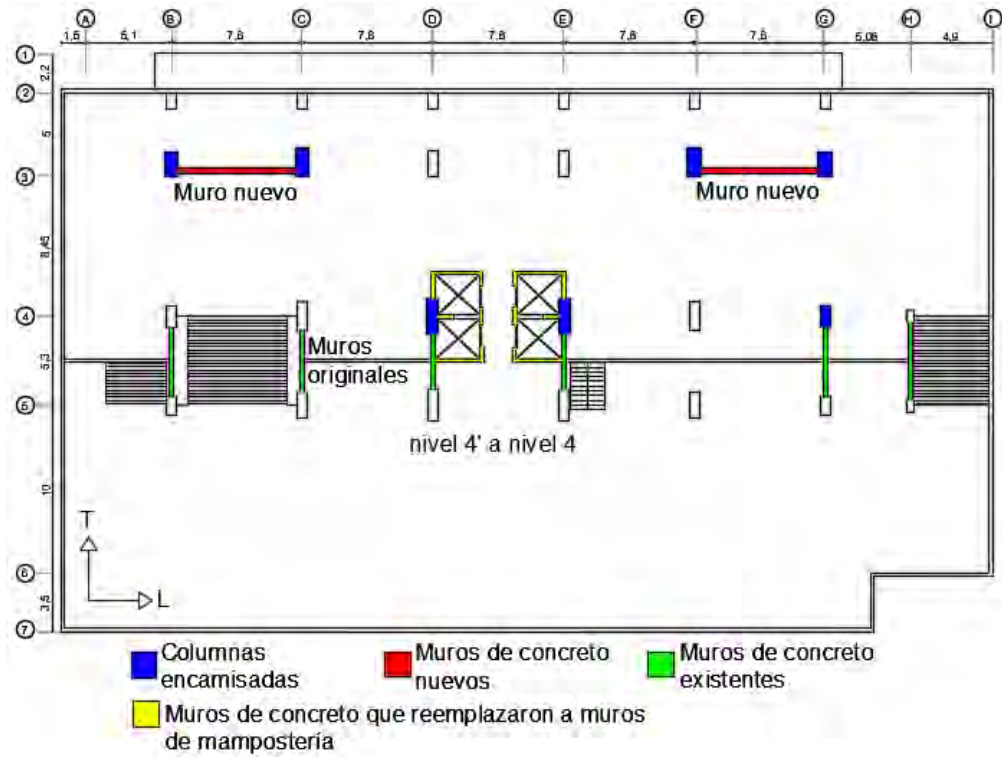


Figura 13. Elementos estructurales reforzados en los niveles 4' y 4

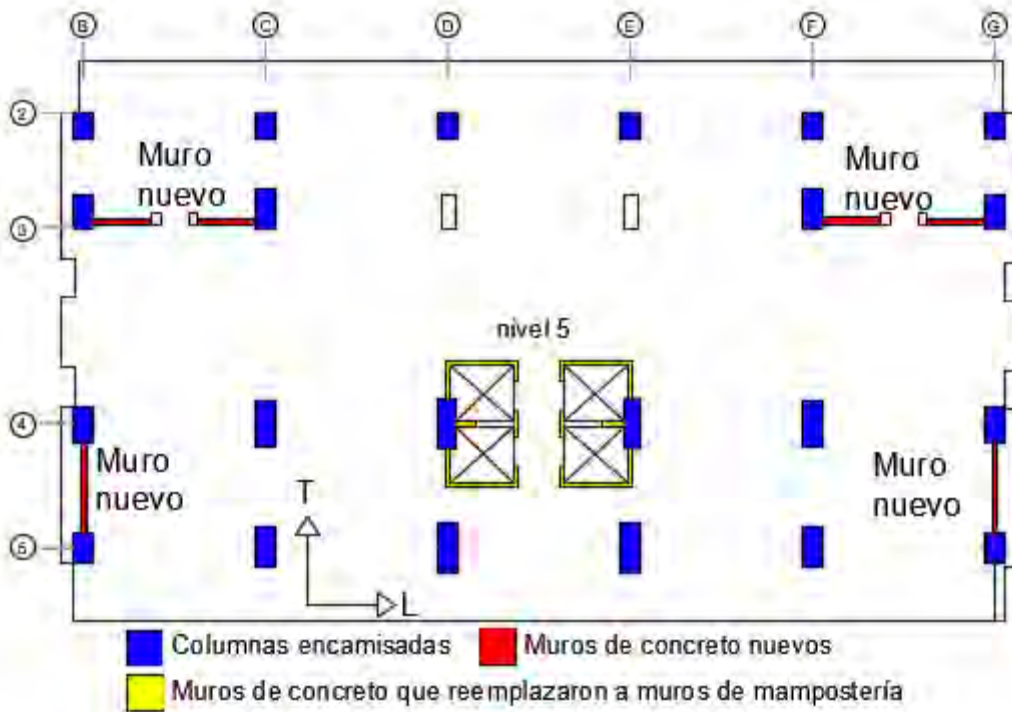


Figura 14. Elementos estructurales reforzados en el nivel 5

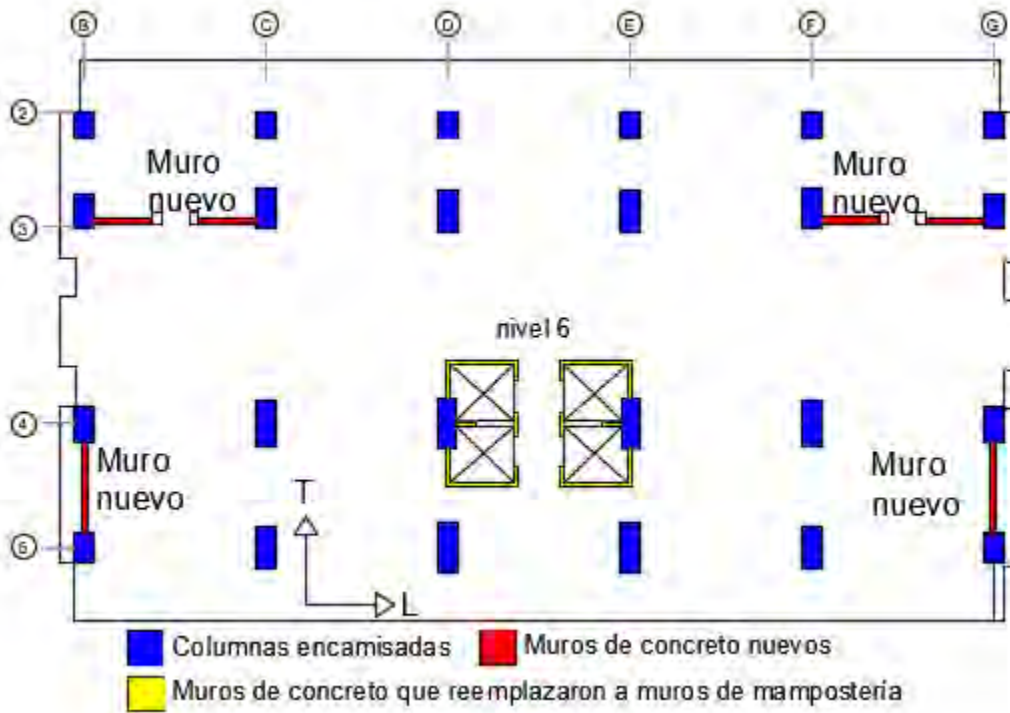


Figura 15. Elementos estructurales reforzados en el nivel 6

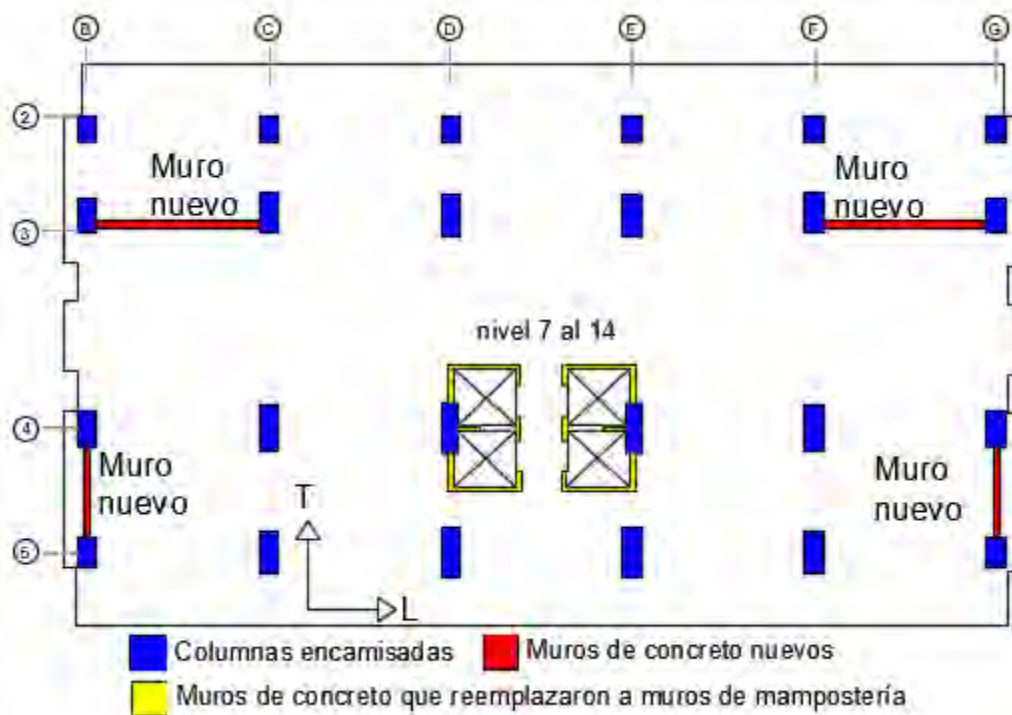


Figura 16. Elementos estructurales reforzados en los niveles del 7 al 14

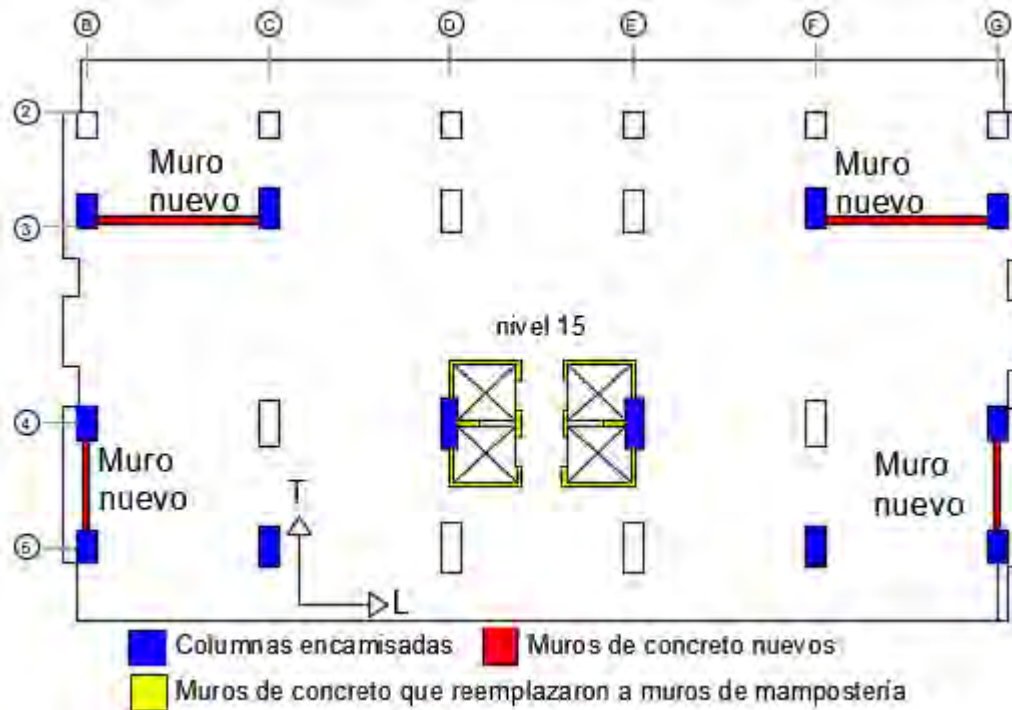


Figura 17. Elementos estructurales reforzados en el nivel 15

La figura 18 presenta vistas en elevación de las fachadas norte y este del edificio después de la reestructuración.

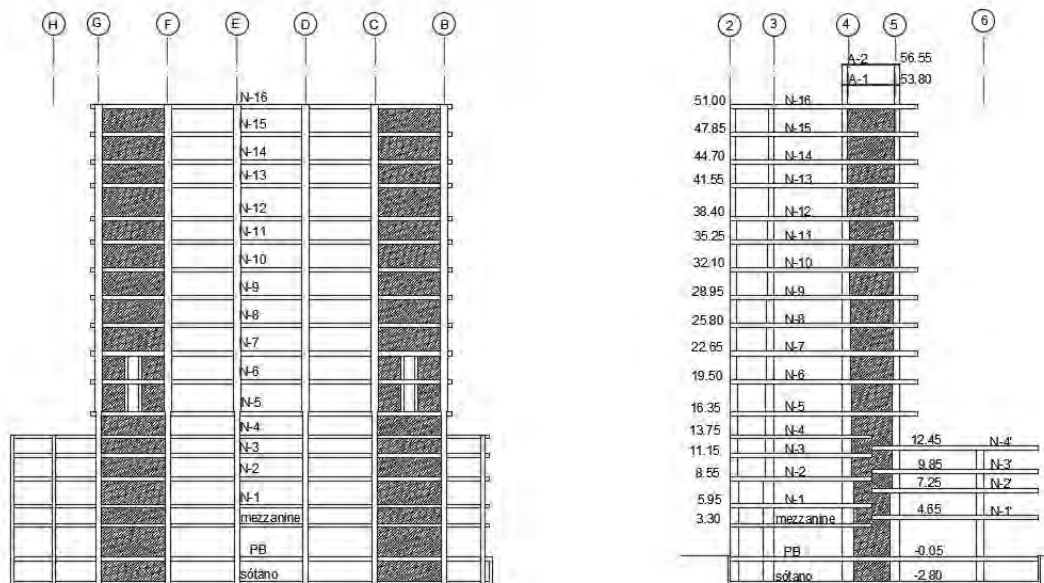


Figura 18. Vistas en elevación de las fachadas norte y este del edificio

El armado de los muros de concreto colocados en la dirección L, se muestra en la figura 19, y consistió en una doble parrilla con varillas verticales de 5/8" a cada 25 cm y varillas de 3/8" colocadas horizontalmente a cada 20 cm. El espesor del muro fue variando desde los 30 cm en los primeros niveles hasta 20 cm en los niveles superiores. El recubrimiento del acero se

consideró de 2.5 cm, de acuerdo a los planos estructurales. La separación entre las parrillas del armado para los muros con 30 cm de espesor es considerada de 22 cm, para los muros con espesor de 25 cm la separación entre parrillas se consideró de 17 cm, mientras que para los muros de 20 cm de espesor se considera de 12 cm. En la tabla 2 se resume el armado de estos muros.

Tabla 2. Armado del acero de refuerzo para los muros en dirección L

Nivel	Espesor [cm]	Varillas "A" verticales	Varillas "B" horizontales	Estribos una rama
Sótano a N-2	30	$\phi 5/8" @ 25$	$\phi 3/8" @ 20$	$\phi 5/16" @ 20$
N-2 a N-6	25	$\phi 1/2" @ 25$	$\phi 3/8" @ 20$	$\phi 5/16" @ 20$
N-7 a N-10	25	$\phi 1/2" @ 25$	$\phi 3/8" @ 20$	$\phi 5/16" @ 20$
N-11 a N-15	20	$\phi 3/8" @ 25$	$\phi 3/8" @ 25$	$\phi 5/16" @ 20$

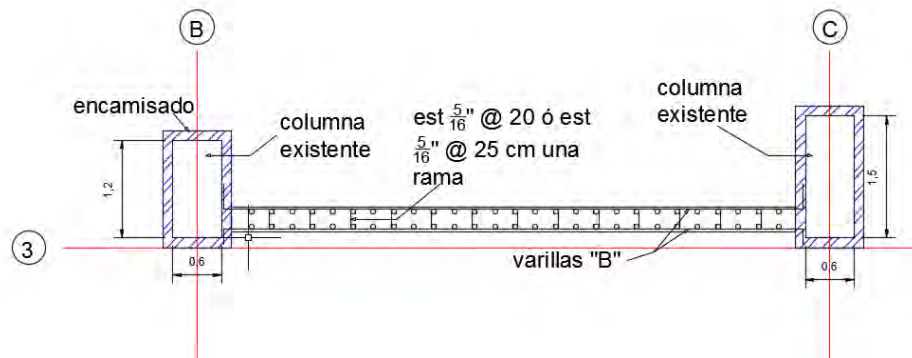


Figura 19. Detalle de armado de muros de concreto nuevos en dirección L

En la dirección T a partir del nivel 5 hasta el 15 también se construyeron muros nuevos de concreto reforzado, el armado de estos muros se indica en la figura 20, el espesor de estos muros es de 25 cm. El armado del acero de refuerzo consistió en una doble parrilla con varilla de 3/8" colocadas en ambas direcciones vertical y horizontal con una separación entre varillas de 25 cm. El recubrimiento del acero es de 2.5 cm y la separación entre las parrillas de armado es de 18 cm.

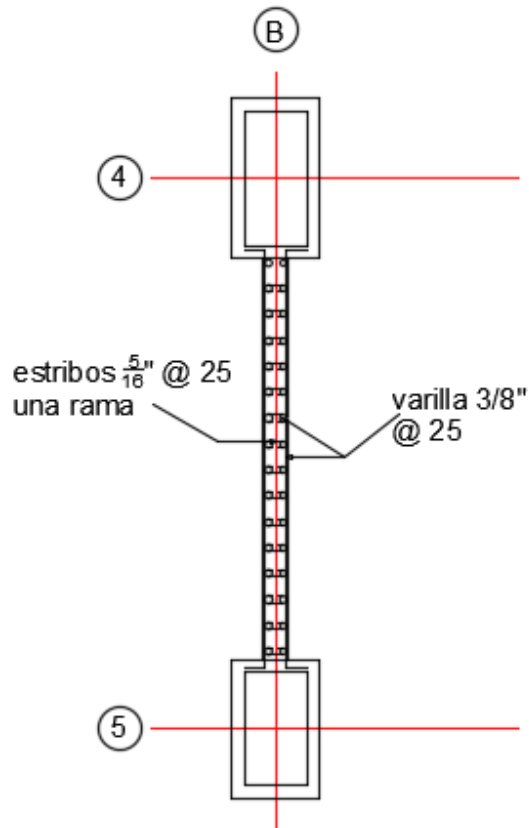


Figura 20. Detalle de armado de muros en dirección *T*

En la figura 21 se puede ver el sistema de anclaje en la cara superior de los muros nuevos de concreto reforzado.

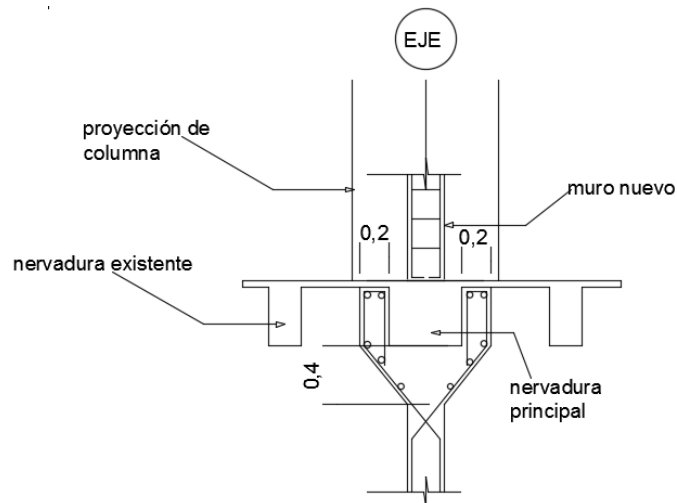


Figura 21. Detalle de anclaje en la cara superior de muros nuevos en las direcciones *L* y *T*

El anclaje en la parte superior de los muros nuevos se realizó mediante una especie de “v” con varilla de $\frac{1}{2}$ ” de diámetro, la cual abraza a la nervadura principal y sujeta al muro formando un chaflán a todo lo largo de este. Por dentro de la “v”, se colocaron horizontalmente varillas

de ½" separadas a cada 20 cm. Para poder colocar el concreto dentro del chaflán se demolió la parte superior de la losa 20 cm a partir de ambos paños de la nervadura principal.

Como se puede ver no existe continuidad en el armado de dichos muros en el sentido vertical. Las varillas del refuerzo horizontal fueron ancladas al refuerzo principal del encamisado de las columnas.

Como se mencionó anteriormente, los muros del cubo de elevadores fueron reemplazados por muros de concreto reforzado el espesor de estos muros y el armado fue variando a lo largo de la altura del edificio tal como se indica en la tabla 3.

Tabla 3. Armado del acero de refuerzo para los muros del cubo de elevadores

Nivel	Espesor [cm]	Varillas "A"	Varillas "B"	Varillas "C"
Sótano a N-2	20	4 de 1"	ϕ 5/8" @ 15	ϕ 3/8" @ 20
N-2 a N-6	20	4 de ¾"	ϕ 5/8" @ 15	ϕ 3/8" @ 25
N7 a N-15	15	4 de 5/8"	ϕ 1/2" @ 20	ϕ 3/8" @ 30

Un esquema del armado de los muros se muestra en las figuras 22 y 23. El recubrimiento para el acero de refuerzo considerado es de 2.5 cm, y la separación entre las parrillas es de 11 cm para los muros con espesor de 20 cm, mientras que para los muros con espesor de 15 cm, la distancia entre las parrillas es de 7.5 cm.

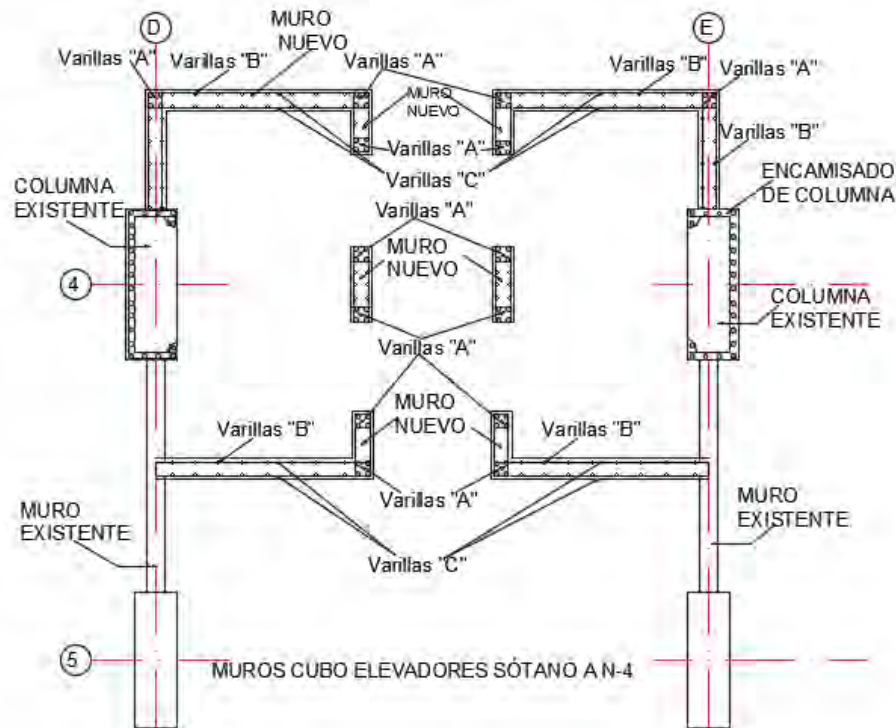


Figura 22. Muros de concreto reforzado en cubos de elevadores del sótano al nivel 4

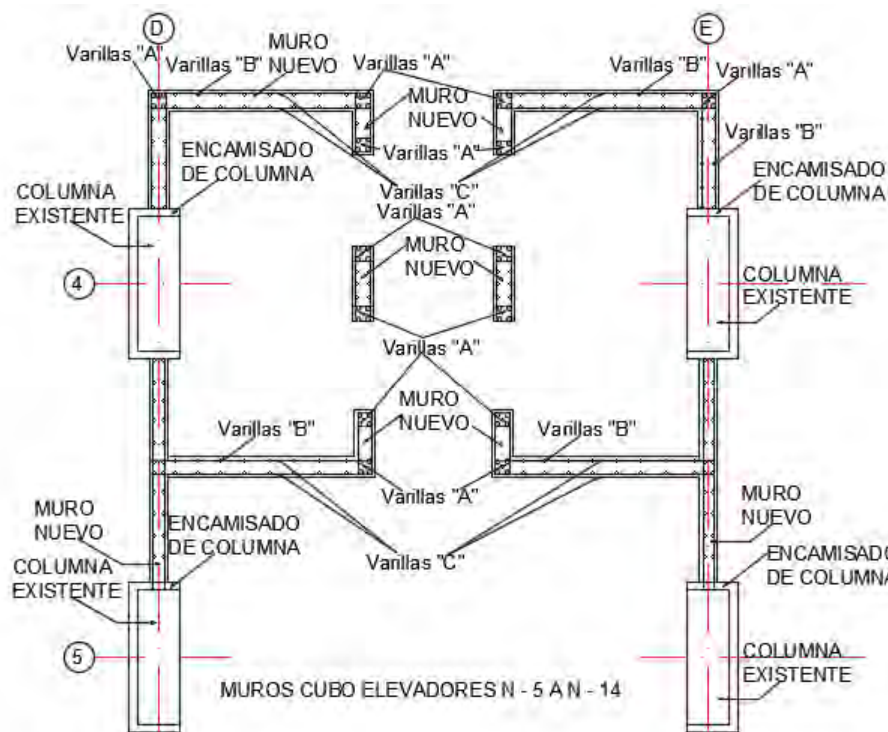


Figura 23. Muros de concreto reforzado en cubo de elevadores del N-5 al N-14

Como se puede ver de las figuras 22 y 23, el armado para los muros del cubo de elevadores es prácticamente el mismo en toda la altura del edificio, la única diferencia es que para los niveles del sótano al nivel 4, los muros de concreto reforzado de los ejes D y E entre los ejes 4 y 5 ya existían en la estructura original, para poder anclar los muros nuevos a los existentes se realizó una ranura de 10 cm de profundidad y el ancho de la ranura fue el mismo del espesor del muro nuevo. En los niveles del 5 al 14 todos los muros son nuevos, dado que el proyecto original no contemplaba muros de concreto en esos ejes.

La continuidad del armado en el sentido vertical está dada por las varillas tipo "A", ubicadas en los bordes de los muros. Estas varillas pasan a través de las losas de entrepiso.

El sistema de anclaje del armado de la parte superior de los muros del cubo de elevadores es el mismo que se utilizó para los muros colocados en ambas direcciones L y T del edificio, y que se indica en la figura 21.

Como se puede ver en las figuras 22 y 23 el encamisado de las columnas del eje 4 en los ejes D y E, no abarca todo el perímetro de la columna original. En la figura 24 se muestra el anclaje del acero del encamisado de dichas columnas al acero de las columnas originales.

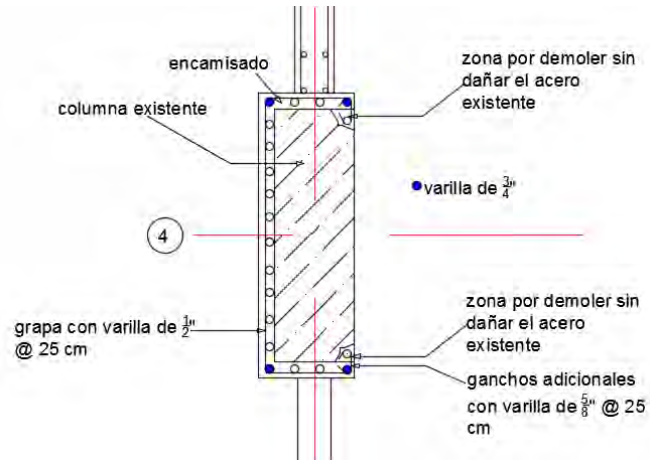


Figura 24. Detalle de anclaje del acero del encamisado a la columna existente eje 4

3 ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL EDIFICIO

Desde 1990 se tiene instalada una red de 13 acelerógrafos triaxiales (Murià Vila, 2007), de los cuales cuatro se ubican en el sótano, uno en el nivel 4', tres en el nivel 5 (primer nivel de oficinas), dos en el nivel 10, dos más en la azotea y por último uno en el terreno instalado al interior de un pozo de aproximadamente 3 m de profundidad. Un esquema de la red de medición se muestra en la figura 25.

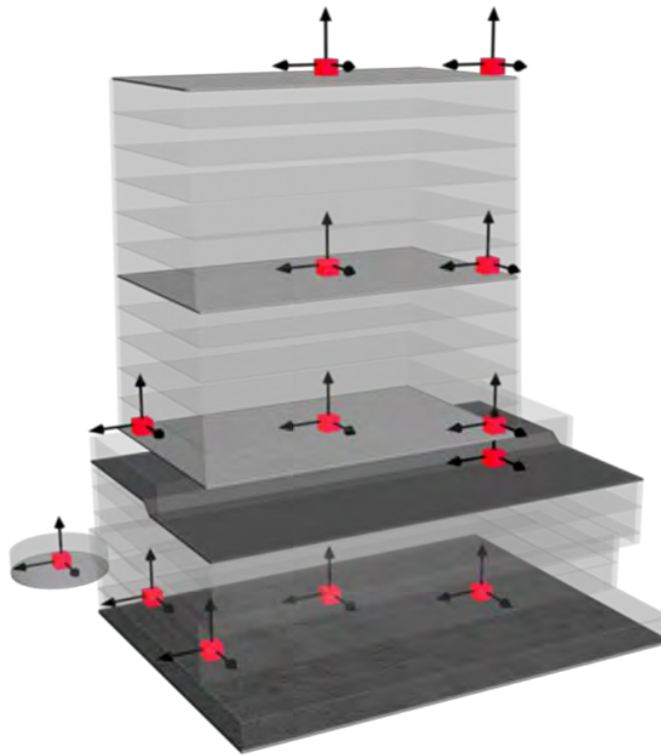


Figura 25. Distribución de la red acelerométrica

A partir de entonces se han registrado una gran cantidad de movimientos sísmicos. La respuesta máxima registrada hasta antes del 19 de septiembre de 2017 en términos de aceleración y desplazamiento había sido de 220 Gal y 24 cm respectivamente, mientras que la distorsión de entrepiso máxima calculada restando el desplazamiento relativo entre la azotea y el sótano dividido entre distancia vertical entre estos dos niveles instrumentados fue de 0.55% (Murià Vila *et al*, 2017b).

Al tiempo en que se desarrollaba este trabajo, se registró el sismo del 19 de septiembre de 2017, la aceleración máxima medida fue de 571 Gal, mientras que el desplazamiento máximo fue de 35 cm, ambos corresponden a la azotea del edificio. La distorsión de entrepiso máxima calculada fue de 0.62%. En la tabla 4 se presenta un resumen de los eventos sísmicos más significativos registrados hasta 2015.

Tabla 4. Eventos sísmicos más significativos registrados en el edificio PC hasta 2015

Evento	Fecha	Magnitud [Mw]	Dist. Ep. [km]	A. máx [cm/s ²]	Intensidad de Arias [cm/s]	Coefficiente sísmico	Distorsión de entrepiso en L	Distorsión de entrepiso en T	Variación de frecuencia en L [%]	Variación de frecuencia en T [%]
90-1	31/05/1990	5.3	316	7	0.8	0.01	0.08	0.15	0	0
91-1	01/04/1991	5.4	384	3	0.2	<0.01	0.04	0.03	-0.9	0.9
93-4	15/05/1993	6.1	334	10	1.5	<0.01	0.05	0.04	-0.6	-0.6
93-11	24/10/1993	6.7	319	13	2.9	0.02	0.16	0.17	2	1.1
94-1	23/05/1994	6.3	215	6	0.5	<0.01	0.03	0.02	-0.8	-0.8
94-3	10/12/1994	6.5	298	17	6.9	0.03	0.2	0.34	6.3	6.6
95-1	14/09/1995	7.5	345	30	21.4	0.04	0.36	0.55	10.9	10
95-2	09/10/1995	7.9	586	17	9.8	0.04	0.19	0.27	8.4	5.6
97-1	11/01/1997	7.1	443	18	8.2	0.05	0.39	0.29	12.7	11.5
97-2	22/05/1997	6.5	302	5	0.4	<0.01	0.07	0.07	4.6	3.6
99-1	15/06/1999	6.7	223	28	17.6	0.03	0.2	0.42	7.3	5.9
99-2	21/06/1999	5.8	311	6	0.7	0.01	0.05	0.06	4.8	6.1
99-3	30/09/1999	7.4	437	27	20.9	0.03	0.26	0.47	9.4	8.2
99-4	29/12/1999	5.9	304	6	0.7	<0.01	0.08	0.07	3.3	3.6
07-1	13/04/2007	6.3	292	14	2.4	0.01	0.07	0.08	1.1	3.3
11-3	10/12/2011	6.5	196	21	4.6	0.03	0.08	0.12	1.9	0.9
12-1	20/03/2012	7.4	359	43	29	0.05	0.3	0.3	7.4	5.7
13-2	16/06/2013	5.8	154	25	6.4	0.03	0.11	0.12	2.2	3.6
13-3	21/08/2013	6	296	10	1.5	0.01	0.06	0.07	2.4	5
14-1	18/04/2014	7.2	329	47	30.9	0.05	0.23	0.38	7	11.6
14-2	08/05/2014	6.4	315	37	14.5	0.05	0.2	0.39	6.6	6.8
14-3	10/05/2014	6.1	324	10	1.6	0.02	0.07	0.11	9.6	13.3
14-4	07/07/2014	6.9	868	6	0.8	<0.01	0.06	0.05	7.3	5.1
14-5	29/07/2014	6.4	417	5	0.2	<0.01	0.03	0.04	7.3	0
15-1	20/03/2015	5.4	173	5	0.3	<0.01	0.01	0.02	7.3	6.2

El Instituto de Ingeniería de la UNAM ha realizado cuatro pruebas de vibración ambiental en este edificio, la primera de ellas fue realizada en enero de 1989, justo después de haber sido terminados los trabajos de rehabilitación de la estructura del edificio. Las frecuencias experimentales registradas en dichas pruebas se muestran en la tabla 5.

Tabla 5. Frecuencias registradas en pruebas de vibración ambiental

Prueba	Fecha	Frecuencias, en Hz			Variación, en %		
		L	T	R	L	T	R
VA1	15/01/1989	0.560	0.560	0.800	0.0	0.0	0.0
VA2	25/06/1999	0.490	0.440	0.590	-12.5	-21.4	-26.3
VA3	04/04/2006	0.475	0.440	0.590	-15.2	-21.4	-26.3
VA4	01/03/2017	0.476	0.439	0.586	-15.0	-21.6	-26.8

En Murià Vila *et al*, (2017b), además de la aceleración máxima horizontal del terreno, la intensidad de Arias, el coeficiente sísmico y la distorsión de entrepiso, se empleó la variación de frecuencias como indicador del posible daño en el edificio. Para variaciones de frecuencias entre 0 y 7% corresponde al nivel de daño leve, mayores que 7% y menores que 25% corresponden a nivel de daño intermedio, mientras que mayores de 25% corresponden a

daño severo. De acuerdo con este criterio, la variación de frecuencias con respecto a la prueba realizada en enero de 1989 corresponde a nivel de daño intermedio del edificio. En inspecciones posteriores a los sismos del 20 de marzo de 2012 (evento 12-1) y del 18 de abril de 2014 (evento 14-1), se observaron daños no estructurales en fachadas, muros de mampostería y acabados, así como la reapertura de grietas en elementos estructurales y en algunos muros de concreto construidos para reforzar la estructura con anchuras menores a 1mm (Murià Vila *et al*, 2017b).

Para este trabajo se pretende elaborar además de un modelo que reproduzca las frecuencias de vibración ambiental registradas en la prueba VA4, otro modelo para reproducir la respuesta dinámica del edificio en relación a aceleraciones, desplazamientos, distorsiones de entrepiso y coeficiente sísmico, experimentados en los eventos 99-3 y 14-1, ambos de intensidad moderada.

REGISTROS SÍSMICOS

El evento registrado el 30 de septiembre de 1999, es denominado como 99-3 el cual tuvo una magnitud de 7.4, la distancia desde el epicentro fue de 437 km, con una intensidad horizontal de Arias de 20.9 cm/s, distorsiones máximas de 0.26% en dirección L y 0.47% en dirección T. Las distorsiones fueron determinadas con los desplazamientos relativos entre la azotea y el sótano dividido entre la distancia de estos niveles.

En las figuras 26 a 28 se muestran las historias de aceleración en los componentes L y T registradas en el evento 99-3, al centro de los niveles sótano, nivel 4 y azotea, al este del sótano, nivel 10 y azotea y al oeste del sótano y nivel 4 respectivamente.

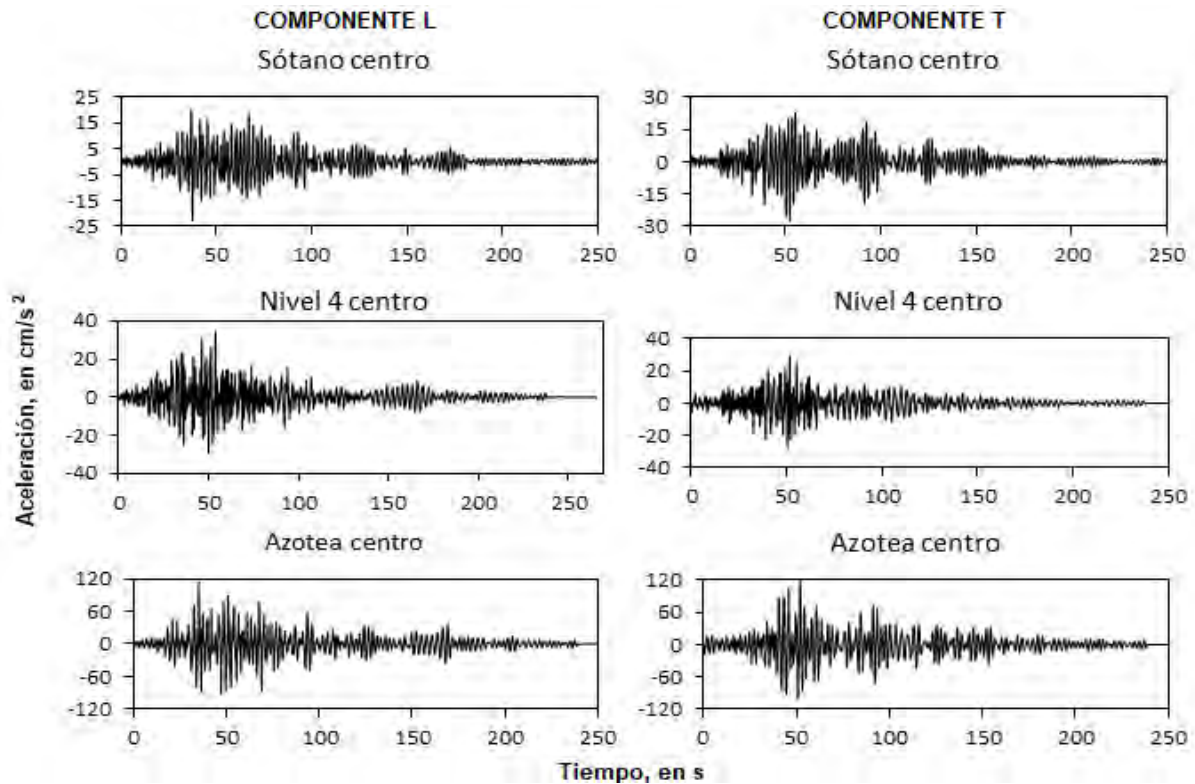


Figura 26. Registros de aceleración al centro en los componentes L y T para el evento 99-3

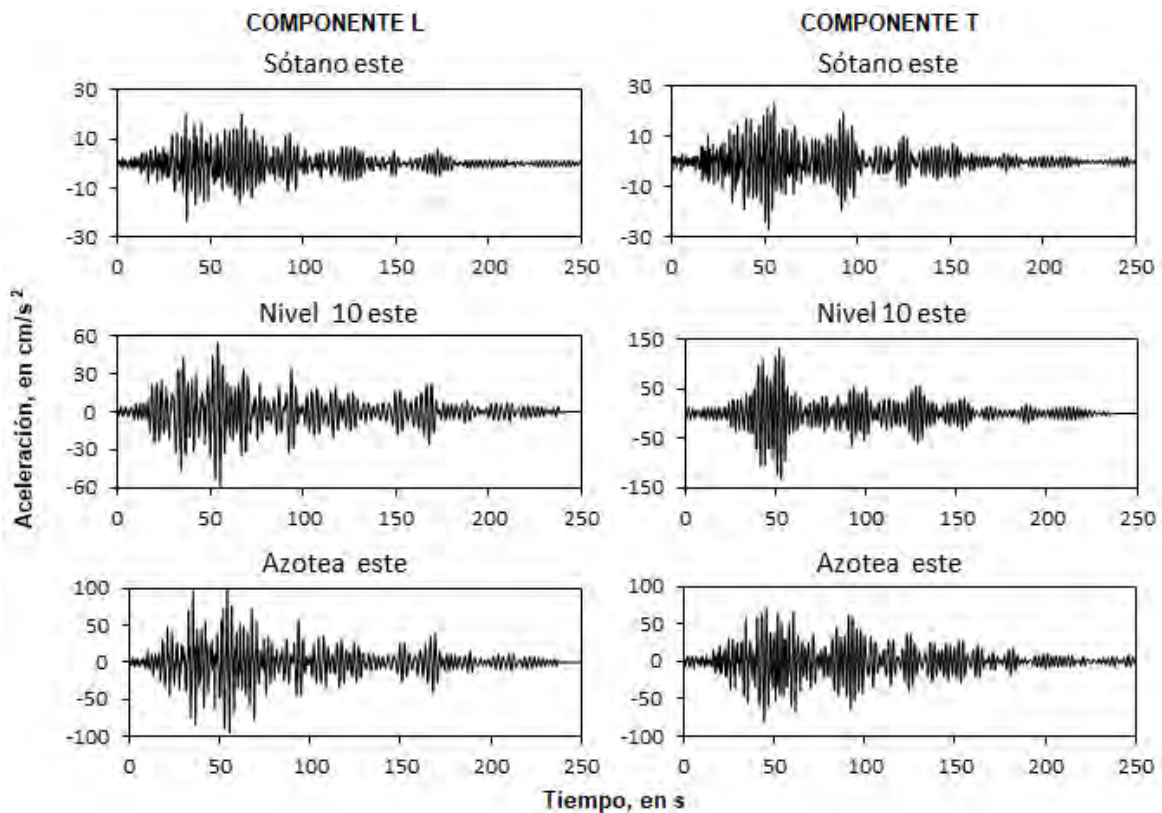


Figura 27. Registros de aceleraciones al este en los componentes L y T para el evento 99-3

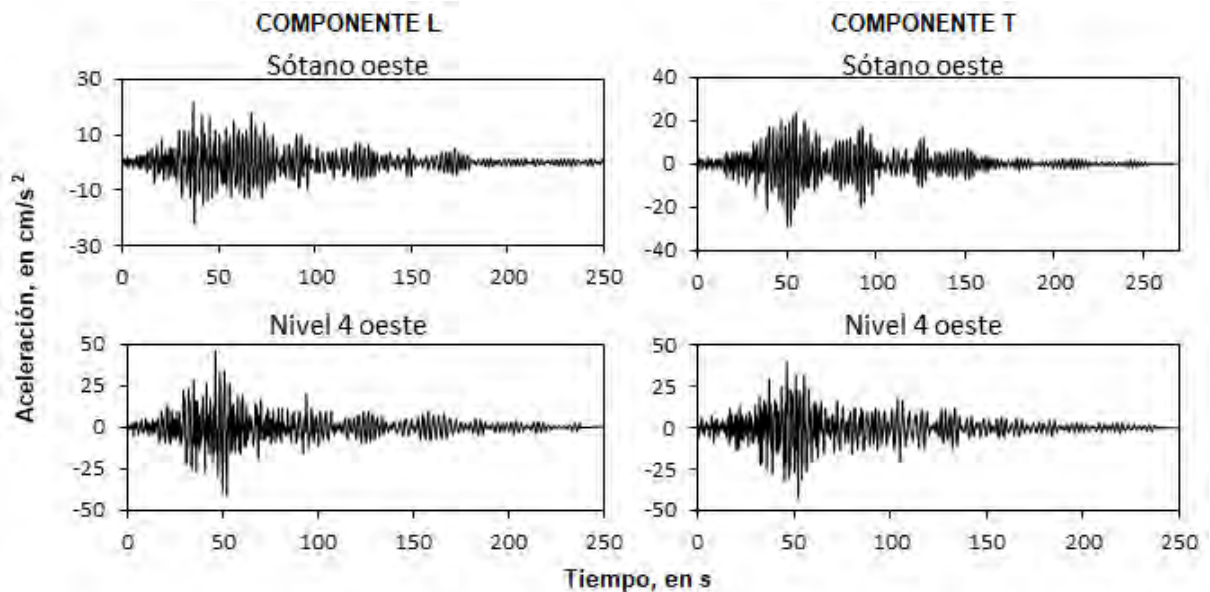


Figura 28. Registros de aceleraciones al oeste en los componentes L y T para el evento 99-3

A partir de los registros de aceleración se obtienen las historias de desplazamiento, en los componentes L y T las cuales se presentan en las figuras 29 a 31.

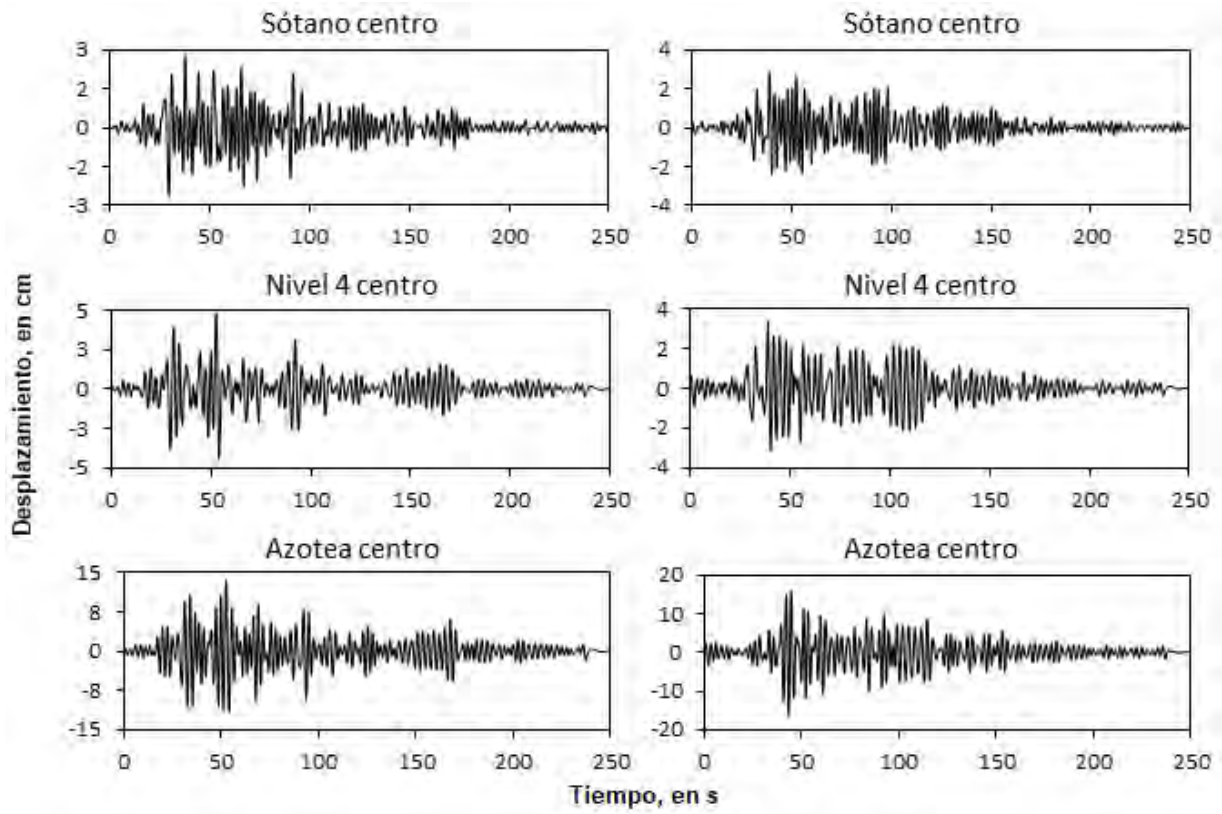


Figura 29. Historia de desplazamientos al centro en los componentes L y T, evento 99-3

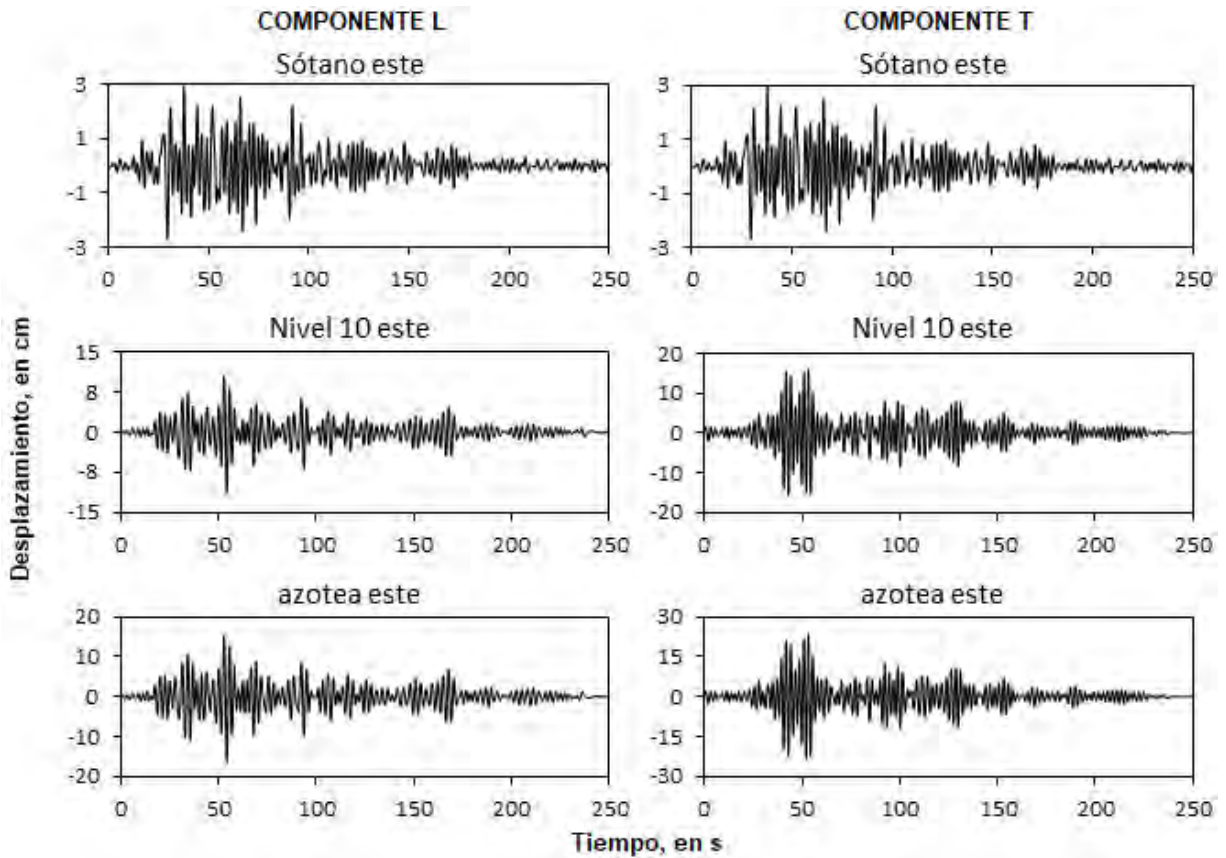


Figura 30. Historia de desplazamientos al este en los componentes L y T, evento 99-3

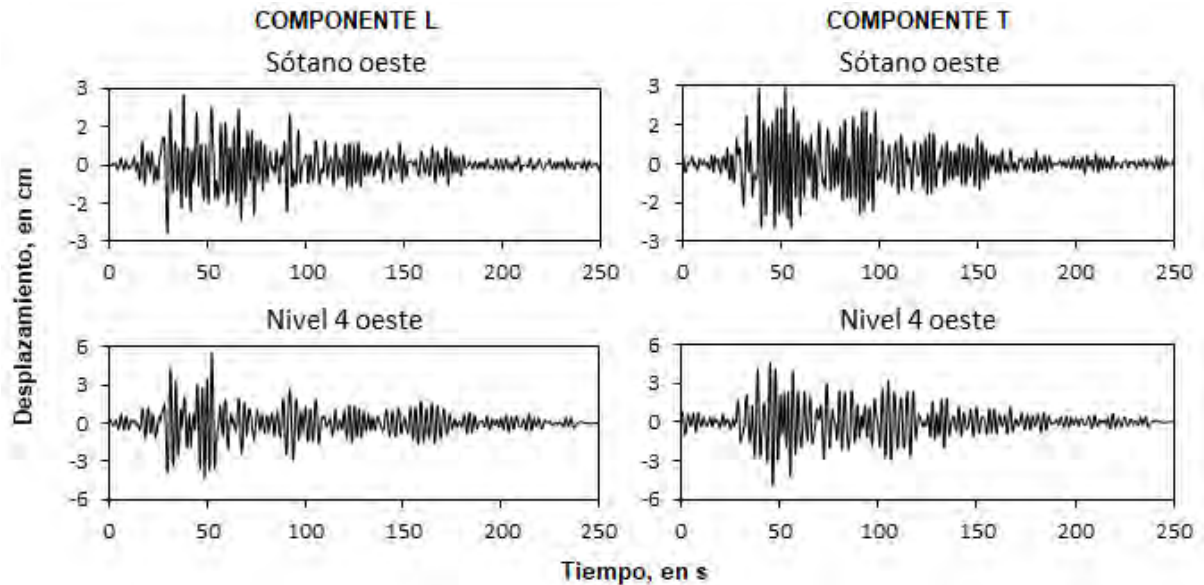


Figura 31. Historia de desplazamientos al oeste en los componentes L y T, evento 99-3

En la figura 32 se muestran las historias de distorsión de entrepiso calculadas al centro y al este de los niveles de azotea y el sótano en los componentes L y T para el evento 99-3.

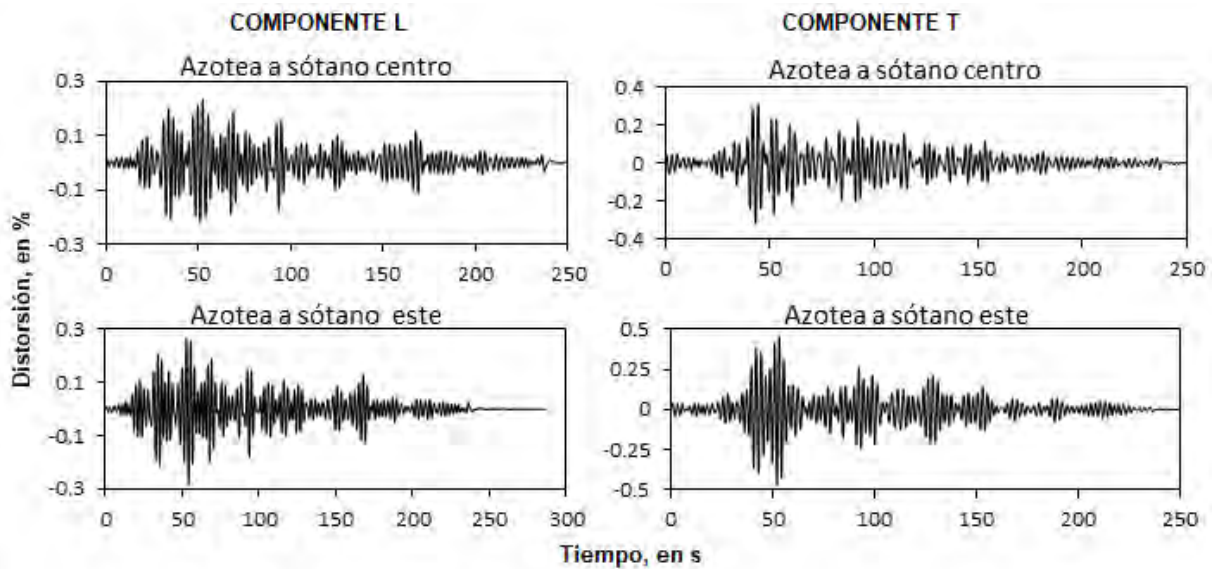


Figura 32. Distorsiones de entrepiso entre los niveles de azotea y sótano componentes L y T evento 99-3

El sismo del 18 de abril de 2014 (evento 14-1), fue de magnitud 7.2, el epicentro se localizó a 329 km de distancia, la intensidad horizontal de Arias fue de 30.9 cm/s, mientras que las distorsiones máximas de entrepiso fueron de 0.23% en dirección L y 0.38% en dirección T.

En las figuras 33 a 35 se presentan las gráficas de historias de aceleraciones, para los componentes L y T, registradas para el evento 14-1 al centro de los niveles sótano, nivel 4 y azotea, al este del sótano, nivel 10 y azotea y al oeste del sótano y el nivel 4 respectivamente.

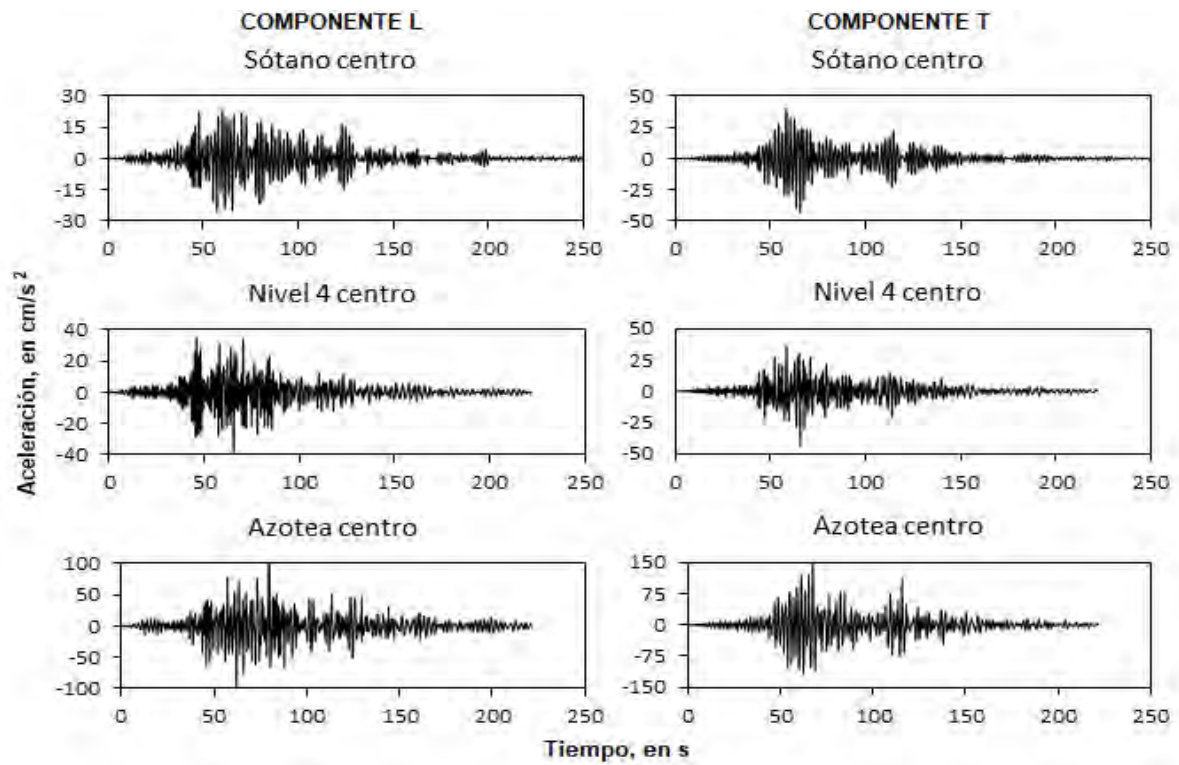


Figura 33. Registro de aceleraciones, componentes L y T evento 14-1

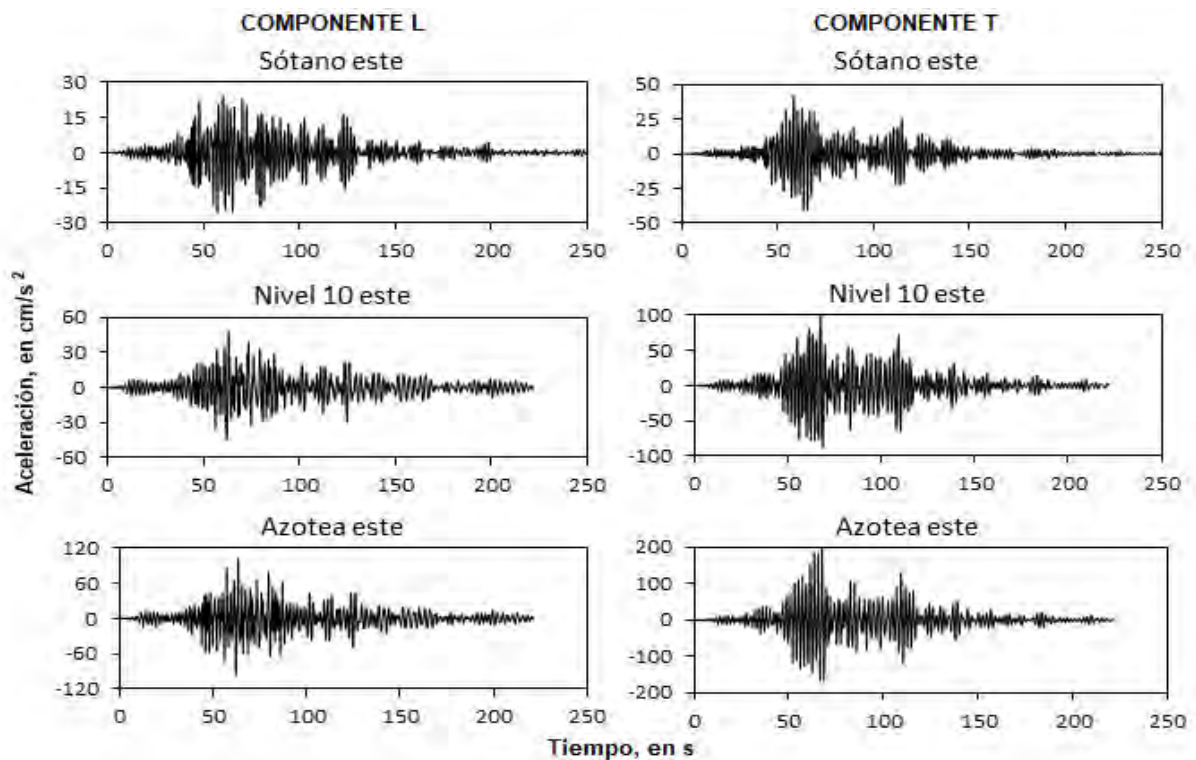


Figura 34. Registro de aceleraciones al este en los componentes L y T, evento 14-1

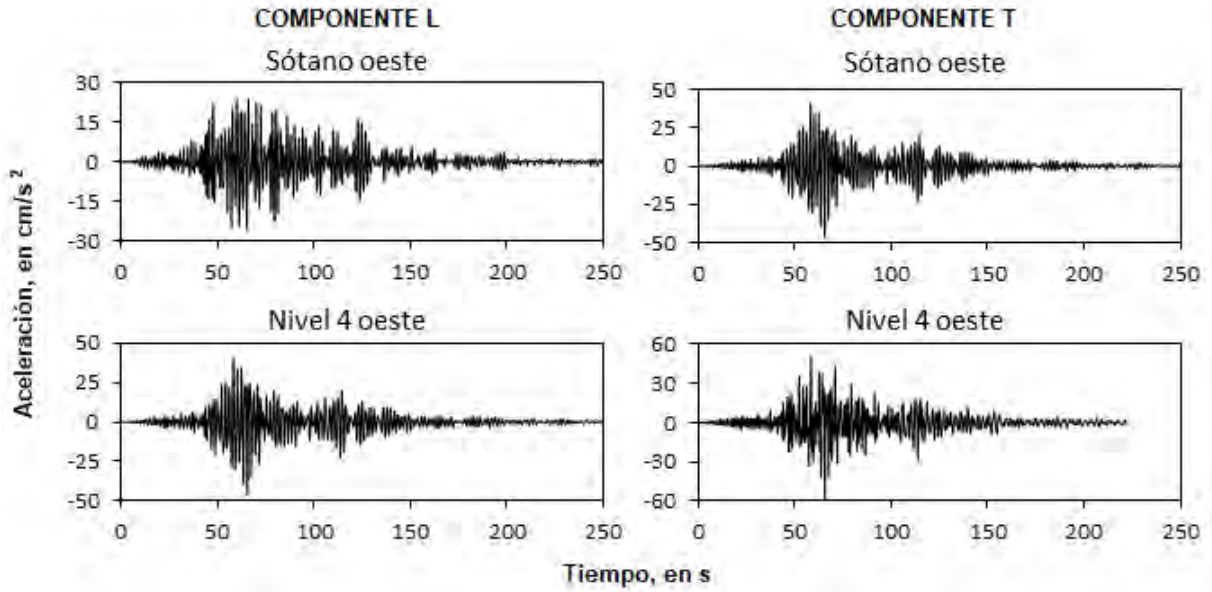


Figura 35. Registro de aceleraciones al oeste en sótano y nivel 4, componentes L y T para el evento 14-1

En las figuras 36 a 38 se muestran las historias de desplazamientos en ambos componentes L y T, obtenidas en los mismos niveles y en los mismos puntos de medición que para las historias de aceleración presentadas previamente.

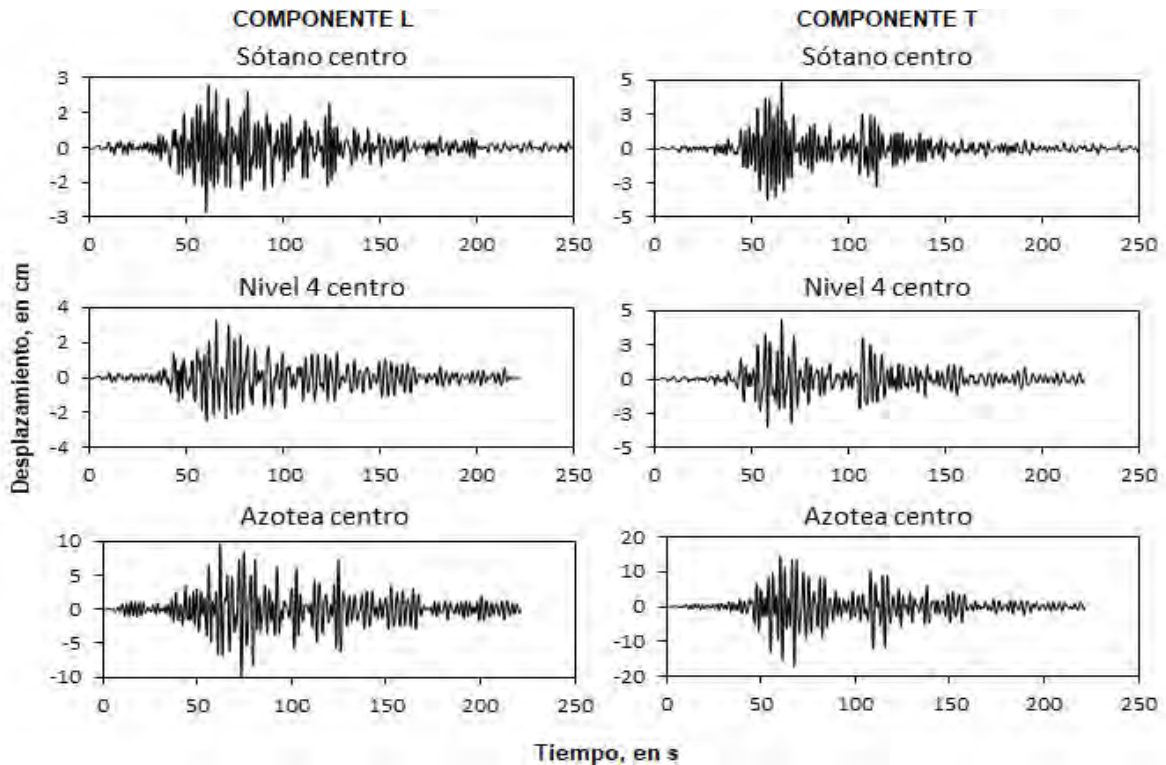


Figura 36. Historia de desplazamientos al centro, componentes L y T, evento 14-1

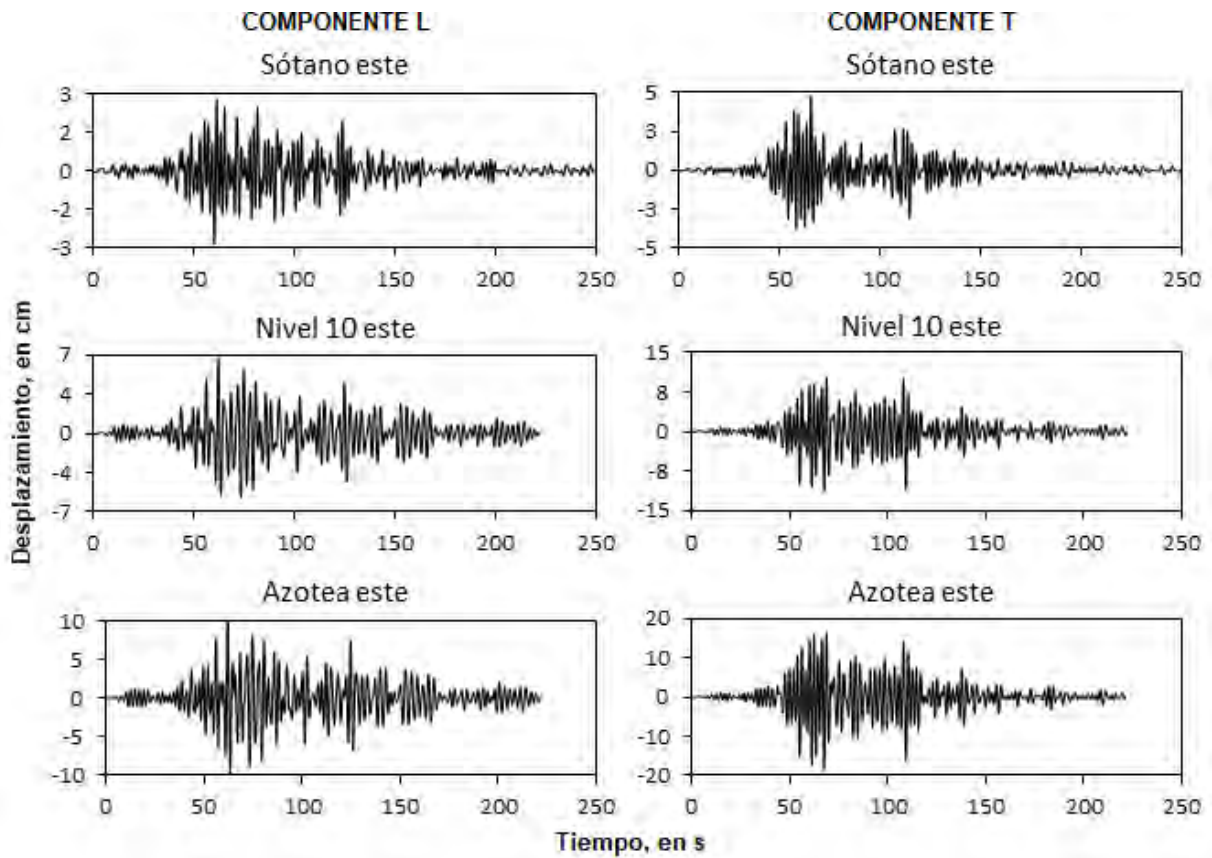


Figura 37. Historia de desplazamientos, componentes L y T, evento 14-1

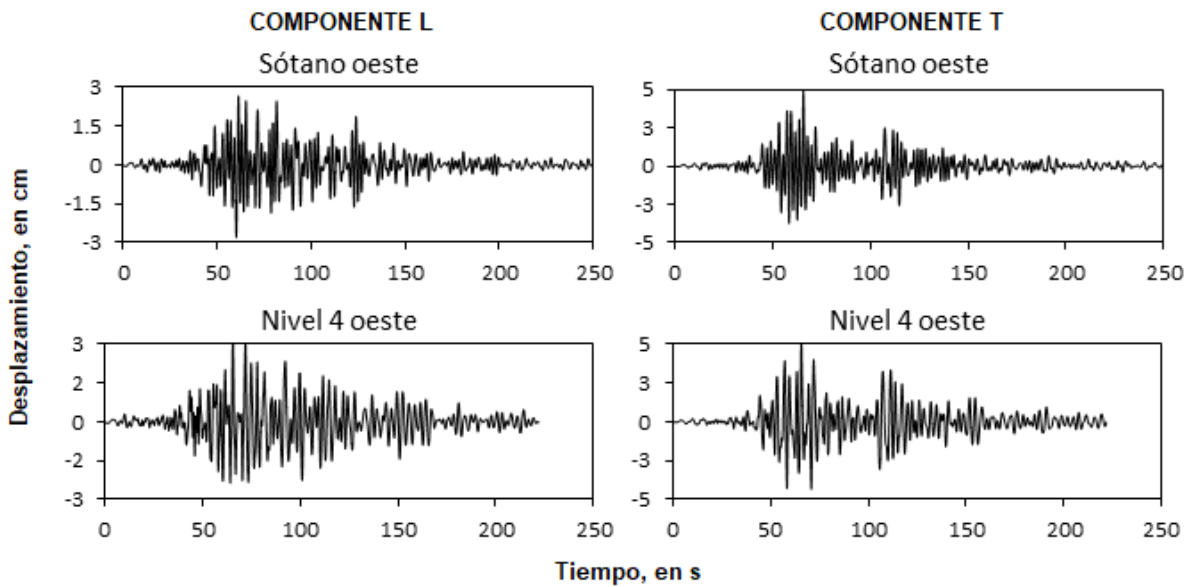


Figura 38. Historia de desplazamientos, componentes L y T, evento 14-1

En la figura 39 se observan las historias de distorsiones de entrepiso calculadas al centro y al este entre los niveles de azotea y sótano para el evento 14-1.

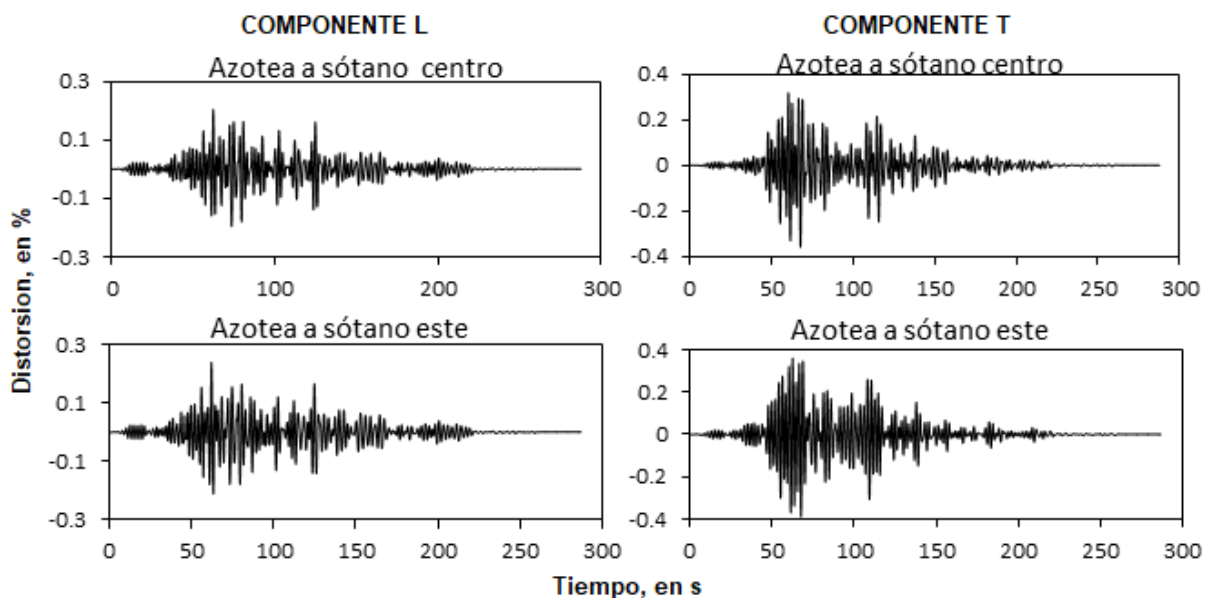


Figura 39. Distorsiones de entrepiso entre los niveles de azotea y sótano, evento 14-1

En la tabla 6 se presenta en resumen las aceleraciones y desplazamientos máximos registrados en los niveles instrumentados, mientras que en la tabla 7 se muestran las distorsiones máximas de entrepiso por grupo de niveles para ambos eventos.

Tabla 6. Aceleraciones y desplazamientos máximos para los eventos 99-3 y 14-1

Evento	nivel	ubicación	aceleraciones [cm/s^2]		desplazamientos [cm]	
			L	T	L	T
99-3	sótano	centro	22.6	27.75	2.83	2.85
	nivel 4	centro	34.44	29.54	4.83	3.36
	azotea	centro	114.1	123.41	13.61	16.45
	sótano	este	23.47	27.14	2.93	2.67
	nivel 10	este	59.78	133.66	11.35	16.11
	azotea	este	104.87	220.28	16.49	23.46
	sótano	oeste	22.23	28.73	2.78	2.97
	nivel 4	oeste	46.5	42.91	5.55	4.97
14-1	sótano	centro	25.6	42.97	2.81	4.85
	nivel 4	centro	38.57	43.78	3.31	4.36
	azotea	centro	107	167.05	9.91	17.39
	sótano	este	26.3	42.34	2.88	4.77
	nivel 10	este	47.7	100.21	6.76	11.55
	azotea	este	103.22	211.45	11.51	18.78
	sótano	oeste	25.67	46.57	2.81	4.93
	nivel 4	oeste	36.09	58.8	3.45	5.47

De la tabla 6 se observa que en general se tuvieron mayores valores de aceleración en el evento 99-3, la aceleración máxima registrada fue de 220.28 cm /s², mientras que para el evento 14-1 la aceleración máxima fue de 211.45 cm/s² ambos valores se registraron en el lado este de la azotea en el componente T. Los desplazamientos máximos para ambos eventos también se dieron del lado este de la azotea en el componente T, para el evento 99-3 se tuvo un valor de 23.46 cm, mientras que para el evento 14-1 fue de 18.78 cm.

Tabla 7. Distorsiones máximas de entrepiso por grupo de niveles, eventos 99-3 y 14-1

Evento	niveles	Distorsiones de entrepiso [%]	
		L	T
99-3	azotea-sótano	0.23	0.47
14-1	azotea-sótano	0.23	0.38

En la tabla 7 se aprecia que la distorsión máxima calculada entre los niveles de azotea y sótano fue para el evento 99-3 en la dirección T. En ninguno de los dos eventos se rebasa el límite establecido en el RCDF que es de 0.60 %.

4 MODELOS ANALÍTICOS

Para la elaboración de los modelos analíticos se utilizó el programa ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*), el cual permite hacer análisis estáticos y dinámicos, básicamente en el rango lineal (ETABS 2016).

Con tales modelos se pretende reproducir las propiedades dinámicas del edificio en sus condiciones actuales. Debido a que este se ha visto sometido a la acción de diferentes sismos de baja y mediana intensidad, existe deterioro o daño en sus elementos estructurales y no estructurales. Para representar de forma adecuada las condiciones actuales del edificio se vuelve necesario atender las consideraciones de análisis planteadas y/o sugeridas en la literatura o en los códigos de diseño. Los modelos que mejor reproduzcan las respuestas dinámicas del edificio son elegidos como los modelos calibrados, siempre y cuando también representen las condiciones de carga y deterioro reales del edificio.

Las consideraciones de análisis empleadas en la calibración de los modelos, de forma que estos sean capaces de reproducir la respuesta dinámica real del edificio medida en pruebas de vibración ambiental y ante la acción de sismos de intensidad moderada son las siguientes:

Módulo de elasticidad del concreto

En las NTC-2004, se establece que para concretos con peso volumétrico en estado fresco de entre 1900 y 2200 kg/m³, son considerados como concreto clase II, cuyo módulo de elasticidad está dado por la ecuación:

$$E = 8000\sqrt{f'_c}$$

En el plano E-1, del proyecto original se indica que las características del concreto empleado en la construcción del edificio son las siguientes:

a) Concreto normal de peso volumétrico de 2000 kg/m³, con las siguientes resistencias especificadas a compresión a los 28 días de edad.

- En pilotes $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- En columnas (de cimentación a N-6) $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- En columnas (de N-6 a azotea) $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- En estructura (CT, muros, trabes, losas, etc.) $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Por lo que se consideró un módulo de elasticidad de diseño para el concreto de 138,564 kg/cm² para las columnas desde la cimentación hasta el nivel 6 y de 126,491 kg/cm², para todos los demás elementos estructurales.

En los modelos elaborados para reproducir las propiedades dinámicas del edificio en condiciones de vibración ambiental se consideró un módulo de elasticidad del concreto asociado a bajos niveles de esfuerzos, el cual de acuerdo con los resultados de pruebas realizadas por (Mendoza *et al*, 1992), en pruebas de cilindros ensayados a compresión, se determinó que el módulo de elasticidad puede ser afectado por un factor igual a 1.3 veces el valor del módulo de elasticidad de diseño para concretos clase II. Este resultado es congruente con el obtenido de los estudios de (Aire y Murià Vila 1993), donde se llegó a valores para este factor entre 1.37 y 1.28. Estos valores se obtuvieron a partir de pruebas de velocidad de pulso y de ensayos cuasi estáticos en núcleos de concreto extraídos de un edificio de oficinas ubicado en la ciudad de México. El aumento en el valor del módulo de elasticidad del concreto asociado a bajos niveles de esfuerzos también es debido a los efectos de hidratación de la

pasta de cemento del concreto (Sideris *et al*, 2004). En Mendoza, C.J. (1985), se hace referencia al incremento del módulo de elasticidad del concreto dependiendo del tipo de agregados utilizados en la fabricación de concretos típicos elaborados en el Distrito Federal. Para especímenes de concreto con resistencia a la compresión nominal de 200 kg/cm², elaborados con grava andesítica y arena andesítica azul, se reportan incrementos en el módulo de elasticidad medido a 5 años de 55%, con respecto al medido a 28 días.

En los modelos para reproducir la respuesta del edificio ante sismos de intensidad moderada en los que la amplitud del movimiento es mayor, se empleó el módulo de elasticidad de diseño especificado por las NTC-2004.

Masa real del edificio

La estimación de la masa real del edificio se realizó conforme a lo observado en las visitas de inspección y de acuerdo a la información de los planos estructurales del proyecto original y de la reestructuración, con los cuales se llevó a cabo la cuantificación del peso por nivel de la estructura, considerando un peso volumétrico del concreto reforzado de 2,400 kg/m³. Para los muros de mampostería se consideró un peso de 240 kg/m², que corresponde al peso de muros elaborados con tabique ligero. El peso de las instalaciones, los firmes sobre las losas y el acabado de piso se indican en la tabla 8. La tabla 9 muestra un resumen del peso propio por nivel estimado más el peso debido a la acción de la carga viva real estimada.

Tabla 8. Cargas muertas consideradas para la estimación de la masa real del edificio

Concepto	Carga muerta en azoteas [kg/m ²]	Carga muerta en oficinas [kg/m ²]	Carga muerta en estacionamientos [kg/m ²]
Relleno e impermeabilizante	150	0	0
Firmes de concreto sobre losa	20	40	40
Instalaciones	35	35	35
Plafones de yeso	0	20	80

Tabla 9. Peso propio por nivel estimado más el peso debido a la acción de la carga viva real estimada

nivel	altura [m]	área [m ²]	peso propio por nivel [t]	carga viva real [t]	Peso propio + carga viva real estimada [t]
Azotea cuarto de máquinas	56.55	88.92	32.08	0.00	32.08
Piso cuarto de máquinas	53.8	88.92	90.49	0.00	90.49
Azotea (nivel 16)	51	933.39	485.14	0.00	485.14
nivel 15	47.85	935.52	824.75	50.76	875.51
nivel 14	44.7	937.64	824.75	50.88	875.63
nivel 13	41.55	939.77	824.75	51.00	875.75
nivel 12	38.4	941.90	824.75	51.11	875.86
nivel 11	35.25	944.03	843.82	51.23	895.05
nivel 10	32.1	946.15	843.82	51.35	895.17
nivel 9	28.95	948.28	847.54	51.46	899.00
nivel 8	25.8	950.41	866.24	51.58	917.82
nivel 7	22.65	952.54	866.24	51.70	917.94
nivel 6	19.5	954.66	866.24	51.82	918.06
nivel 5	16.35	956.79	885.15	51.93	937.08
nivel 4	13.75	841.28	619.05	45.94	664.99
nivel 4'	12.45	873.39	522.73	48.04	570.77
nivel 3	11.15	841.28	590.61	45.94	636.55
nivel 3'	9.85	873.39	512.74	48.04	560.78
nivel 2	8.55	841.28	603.60	45.94	649.54
nivel 2'	7.25	873.39	525.90	48.04	573.94
nivel 1	5.95	955.48	700.67	52.22	752.89
nivel 1'	4.65	872.84	613.12	49.30	662.42
mezanine	3.3	865.88	1099.84	46.93	1146.77
planta baja	-0.05	1507.47	1889.31	82.22	1971.53
sótano	-2.95	1849.87	5233.50	101.41	5334.91
Total			22,836.83	1178.84	24015.67

Rigidez efectiva de los elementos estructurales

Para tomar en cuenta el agrietamiento existente en los elementos estructurales debido a las acciones sobre todo de origen sísmico a las que se ha visto expuesto el edificio, se adoptaron los criterios expuestos en el RCDF-2004, el ACI-318-14 y el código de diseño para estructuras de concreto de Nueva Zelanda (NZS 3101-2 2006). Bajo estos criterios se elaboraron distintos modelos con los que se observaron las diferencias en la respuesta del edificio.

Los criterios adoptados fueron los siguientes:

1. En las NTC-RCDF-2004 se establece que para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento, cuando se apliquen métodos de análisis elástico en el cálculo de las rigideces de los elementos estructurales, basta con calcular las rigideces de vigas y muros agrietados considerando la mitad del momento de inercia de la sección bruta, es decir $0.50I_g$, y para las rigideces de muros y columnas no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto.
2. En el ACI-318-14 se proporciona una tabla (tabla 10) para el cálculo de la rigidez efectiva en función del momento de inercia de las secciones brutas y el área de la sección transversal.

Tabla 10. Momento de inercia y área de sección transversal permitidos para análisis estáticos

Elemento	Momento de Inercia	Área de sección transversal
Columnas	$0.70I_g$	$1.0A_g$
Muros no agrietados	$0.70I_g$	$1.0 A_g$
Muros agrietados	$0.35 I_g$	$1.0 A_g$
Vigas	$0.35 I_g$	$1.0 A_g$

3. En el código de diseño para estructuras de concreto de Nueva Zelanda (NZS 3101-2 2006) se proponen factores de rigidez efectiva, en función de la inercia bruta de los elementos, tal como se muestra en la tabla 11, de acuerdo al estado límite en que se esté analizando el edificio, y el nivel de ductilidad del mismo.

Tabla 11. Propiedades de sección efectivas, I_e

Tipo de elemento		Estado límite ultimo		Estado límite de servicio		
		$f_y=300 \text{ Mpa}$	$f_y=500 \text{ Mpa}$	$\mu=1.25$	$\mu=3$	$\mu=6$
Vigas	Rectangulares	$0.40 I_g$	$0.32 I_g$	I_g	$0.70 I_g$	$0.40 I_g$
	T y L	$0.35 I_g$	$0.27 I_g$	I_g	$0.60 I_g$	$0.35 I_g$
Columnas	$N^*/Agf'c > 0.5$	$0.80 I_g$	$0.80 I_g$	I_g	$1.0 I_g$	$1.0 I_g$
	$N^*/Agf'c = 0.2$	$0.55 I_g$	$0.50 I_g$	I_g	$0.80 I_g$	$0.66 I_g$
	$N^*/Agf'c = 0.0$	$0.40 I_g$	$0.30 I_g$	I_g	$0.70 I_g$	$0.66 I_g$
Muros	$N^*/Agf'c = 0.2$	$0.48 I_g$	$0.42 I_g$	I_g	$0.70 I_g$	$0.48 I_g$
	$N^*/Agf'c = 0.1$	$0.40 I_g$	$0.33 I_g$	I_g	$0.60 I_g$	$0.40 I_g$
	$N^*/Agf'c = 0.0$	$0.32 I_g$	$0.25 I_g$	I_g	$0.50 I_g$	$0.32 I_g$

N^* carga axial de diseño en el estado límite último, [N], A_g área bruta de la sección [mm²]

μ factor de ductilidad.

Factor de zona rígida en las uniones viga-columna

En las uniones viga-columna se consideró un factor de zona rígida del 50 por ciento, de acuerdo con los análisis realizados por (Horvilleur y Cheema, 1994). También se evaluó la respuesta de los modelos con factores de zona rígida de 0 y 100 por ciento.

Participación de las losas reticulares como vigas de ancho equivalente

El sistema de piso del edificio PC es a base de losas aligeradas, por lo que fue modelado como vigas de ancho equivalente, de acuerdo a lo que se indica en las NTC-2004, en donde se establece que el ancho de cada viga equivalente está dado por $C_2 + 3h$, donde C_2 es la dimensión de la columna normal a la dirección de análisis y h el espesor de la losa. La rigidez efectiva de las trabes de ancho equivalente fue considerada al 30 por ciento de la inercia de la sección gruesa $I_a = 0.3I_g$, de acuerdo a (Fuentes Olivares y Murià Vila, 2001), mientras que en las zonas macizas se consideró la inercia de las secciones brutas.

Participación de los muros de concreto reforzado

Como ya se ha mencionado el proyecto original del edificio PC incluyó la construcción de muros de concreto reforzado, los cuales se encuentran ubicados en el sentido transversal del edificio, entre los ejes 4 y 5 sobre los ejes B, C, D, E, F y G, desde el sótano hasta el nivel 4 que es el último nivel de estacionamientos, es decir que en los niveles correspondientes a la torre de oficinas no se consideraron muros de concreto reforzado. Debido a los daños ocasionados por los sismos de septiembre de 1985, como una medida para reforzar la estructura, se optó por construir muros nuevos de concreto reforzado en ambos sentidos L y T, a diferencia de los muros construidos en el proyecto original los cuales están acoplados en sus cuatro bordes, los muros nuevos, solamente se encuentran anclados en el borde superior a las nervaduras principales del sistema de techo, y en los bordes laterales al refuerzo principal de las columnas que los confinan, mientras que la parte inferior del muro se encuentra simplemente apoyada.

Tanto los muros originales como los nuevos, así como los muros de los cubos de elevadores se modelaron como elementos tipo cascarón, discretizados en 16 elementos, cuatro horizontales y cuatro verticales, ya que como se muestra en el apéndice A de este documento, al utilizar esta opción se reduce el tiempo de análisis al ejecutar el programa y la respuesta dinámica del modelo no presenta diferencias significativas con respecto a los modelos en los que se discretizaron los muros en mayor número de elementos.

A diferencia de los muros existentes en el proyecto original, en los cuales sus condiciones de frontera fueron modeladas continuas en todos sus nodos, los muros nuevos fueron modelados con condiciones de frontera continuas en tres de sus bordes (los dos laterales y el superior), mientras que el borde inferior es discontinuo, ya que estos se encuentran anclados lateralmente al refuerzo principal del encamisado de las columnas y en la parte superior a la nervadura principal, mientras que en la parte inferior se encuentran simplemente apoyados al piso.

Participación de los muros de mampostería

Actualmente prácticamente solo existen muros de mampostería en los cubos de escalera y los baños, tal como se indica en la figura 40. Tales muros fueron modelados como elementos tipo cascaron, y se discretizaron del mismo modo que los muros de concreto reforzado. Con excepción de las esquinas, las condiciones de borde fueron modeladas sin capacidad de resistir fuerza cortante a lo largo del plano, también se restringió la capacidad de resistir momento flexionante y la de resistir torsión. En el apéndice B se explica a detalle el método empleado para la modelación de los muros de mampostería y se compara con el método de diagonal equivalente propuesto por Paulay y Priestley (1992). La variación de las frecuencias correspondientes al primer modo, obtenidas con los modelos considerando los muros de mampostería como elementos tipo cascaron y como diagonales equivalentes fueron del 4% en dirección L, 7% en dirección T y 6% en el componente de torsión.

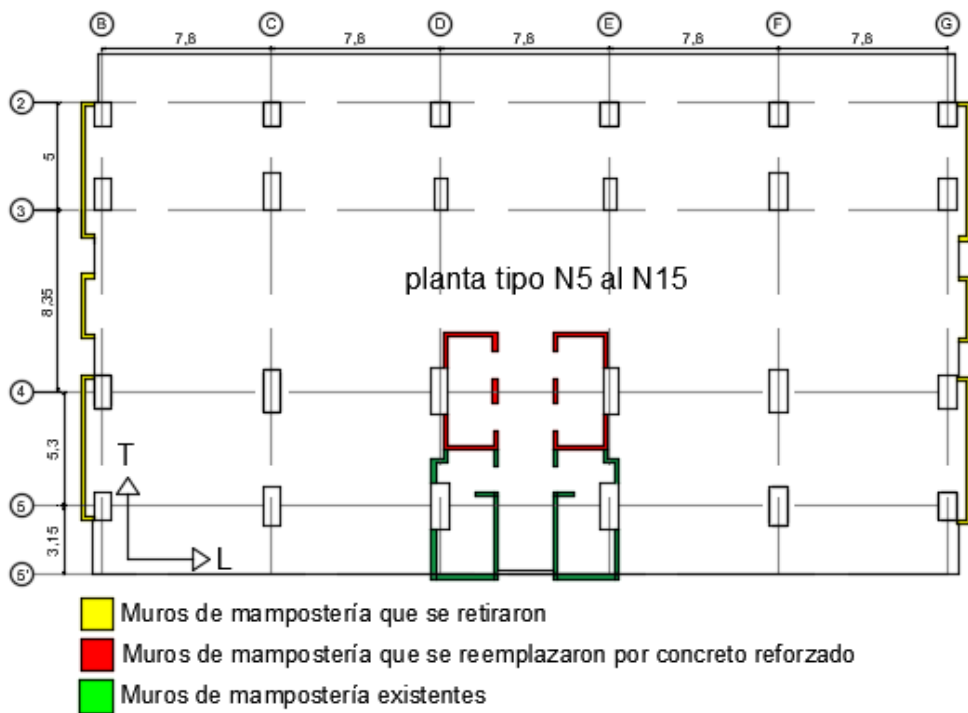


Figura 40. Muros de mampostería que se construyeron en el proyecto original

Acción de las cargas vivas y muertas

Para conocer la influencia de la carga viva en la respuesta dinámica del edificio, se elaboraron modelos en los que se consideraron casos de carga distintos: carga viva máxima y mínima de diseño que establece el RCDF-NTC-2004 y la carga viva “real”, la cual fue estimada teniendo en cuenta las condiciones de carga actual del edificio. En la tabla 12 se resumen los valores para las diferentes condiciones de carga.

Tabla 12. Patrones de carga viva empleados en los modelos

Tipo de carga	Oficinas	Azotea	estacionamientos
Viva máxima	250 kg/m ²	100 kg/m ²	250 kg/m ²
Viva real	55 kg/m ²	0 kg/m ²	55 kg/m ²
Viva mínima	100 kg/m ²	15 kg/m ²	40 kg/m ²

Efectos de interacción suelo-estructura

Para la estimación de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) dentro de la respuesta dinámica del edificio, primeramente se realizaron modelos en los que se consideró a la estructura empotrada en la base.

Posteriormente se tomaron en cuenta las rigideces de ISE para los movimientos de traslación en dos direcciones horizontales, además de la rigidez de cabeceo con respecto a L y T, y la rigidez de torsión, calculadas de tres formas distintas: atendiendo a lo que indica el RCDF-NTC-2004, mediante el método simplificado de Luco y con el programa Dyna5, con este último se consideró el efecto de grupo de pilotes. Debido a que en las NTC-2004, no se indican expresiones para el cálculo de la rigidez asociada a torsión, se asignó a esta rigidez el valor estimado con Dyna5. La modelación de los efectos ISE fue realizada mediante resortes que incluyeron las rigideces del suelo calculadas con cada uno de los tres métodos mencionados, dichos resortes se colocaron en el centro geométrico de la cimentación, la cual se consideró como infinitamente rígida.

En lo que corresponde al trabajo realizado para este documento, se calcularon las rigideces del suelo de acuerdo a lo que indica el RCDF-2004, para cimentaciones apoyadas sobre pilotes de fricción y sobre pilotes de punta. El procedimiento de cálculo se muestra en el apéndice C. Las correspondientes rigideces obtenidas mediante el método de Luco y con el programa DYNA5 fueron extraídas de Murià Vila *et al* (2017b).

Para observar la importancia de la consideración de los efectos ISE en el modelo del edificio, las frecuencias registradas con el modelo con base empotrada y con el modelo con ISE, se compararon con las registradas experimentalmente en pruebas de vibración ambiental y en sismos de intensidad moderada.

En la tabla 13 se presentan los valores de las rigideces estáticas y dinámicas de ISE. El cálculo de estos valores fue realizado considerando a los pilotes actuando como de punta, ya que se cuenta con estudios topográficos que indican que la emersión del edificio desde 1986 hasta 2017 había sido de 936 mm (Murià Vila *et al*, 2017b).

Tabla 13. Rigideces de ISE estáticas (EST) y dinámicas (DIN) calculadas conforme se indica en NTC-2004, método de Luco y con el programa DYNA5, para pilotes de punta (Murià Vila et al, 2017b)

MÉTODO	NTC – 2004				Luco		DYNA5			
PERFIL	1993		2006		1993	2006	1993		2006	
RIGIDEZ	EST	DIN	EST	DIN	DIN	DIN	EST	DIN	EST	DIN
K_{hL} [N/m 10^{10}]	1.22	1.22	1.38	1.38	0.08	0.04	0.28	0.27	0.30	0.28
K_{hT} [N/m 10^{10}]	1.22	1.22	1.38	1.38	0.05	0.04	0.29	0.28	0.31	0.29
K_{rx} [Nm/rad 10^{13}]	0.53	0.59	0.60	0.66	0.46	0.49	0.40	0.39	0.46	0.45
K_{ry} [Nm/rad 10^{13}]	0.28	0.31	0.31	0.34	0.08	0.09	0.22	0.22	0.26	0.25
K_t [Nm/rad 10^{13}]	0	0	0	0	0.05	0.06	0.43	0.41	0.43	0.42

K_{hL} y K_{hT} Son los valores de rigidez de traslación horizontal, K_{rx} y K_{ry} son los valores de rigidez de cabeceo respecto a las direcciones L y T, en tanto que K_t son los valores de rigidez de torsión respecto al eje vertical.

5 INFLUENCIA DE LAS CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS EN LA RESPUESTA DEL MODELO

Para llegar a la calibración de los modelos para vibración ambiental y sismos de intensidad moderada, fue necesario elaborar distintos modelos con las diferentes consideraciones de análisis mencionadas. Con algunos de estos modelos fue posible representar de forma aproximada las condiciones de daño y rigidez actuales del edificio. En esta sección se describen los modelos elaborados y se muestran los resultados obtenidos.

El modelo de referencia para condiciones de vibración ambiental, fue elaborado de acuerdo a la información de los planos estructurales y arquitectónicos del proyecto original y de la restructuración. También se tomaron en cuenta las observaciones realizadas en visitas de inspección, en las cuales se apreciaron cambios en la estructura del edificio, los cuales no están en los planos. Los cambios más significativos son la apertura de huecos ubicados al centro de los muros de concreto paralelos a la dirección L en los dos primeros niveles de oficinas, la presencia de un murete de concreto al interior del cubo de elevadores desde el último nivel de estacionamientos hasta la azotea y el refuerzo de columnas del eje I con soleras de acero de aproximadamente 10 cm de ancho por 6 mm de espesor en los niveles 1' al 4'.

Este primer modelo es denominado A1, en él se consideró el módulo de elasticidad asociado a bajos niveles de esfuerzos, la acción de la carga viva real estimada, factor de zona rígida de 50% en las uniones viga-columna, la participación de los muros de concreto y mampostería, y las losas del edificio se modelaron como se describió en el capítulo 4.

5.1 RIGIDECES EFECTIVAS

Se elaboraron cinco variantes del modelo A1, en los cuales se incluyeron los criterios de rigideces efectivas establecidos en las NTC-2004, el ACI-318-14 y el código de construcciones NZS3101-2 con factor de ductilidad $\mu = 3$ y $\mu = 6$, además de otro en el que se consideró la inercia bruta de los elementos estructurales.

Vale recordar que los criterios de rigidez efectiva de los elementos, son empleados en los modelos como una forma de representar la pérdida de rigidez lateral de la estructura, la cual se manifiesta como la disminución de sus frecuencias naturales de vibración, que en los componentes L y T hasta la prueba de vibración ambiental realizada en 2017 era del 15 y 21 % respectivamente, en comparación con las registradas en la prueba de 1989.

Debido a que el único código de construcción revisado en este trabajo, que hace distinción de la rigidez efectiva con relación al nivel de ductilidad de la estructura es el NZS3101-2, se decidió considerar en el modelo A1 la rigidez efectiva correspondiente al factor de ductilidad de 3 y 6. La rigidez efectiva de los elementos correspondiente al factor de ductilidad de 1.25 no fue tomada en cuenta, ya que esto implicaría suponer los elementos estructurales con inercia bruta, es decir sin daño.

En la tabla 14 se muestran los valores de rigidez efectiva en términos de la inercia bruta de los elementos utilizados en los modelos.

Tabla 14. Valores de rigidez efectiva empleados en la elaboración de los modelos

Reglamento de construcción	Rigidez efectiva			
	Vigas	Vigas de acoplamiento	Columnas	Muros
ACI	0.35lg		0.70lg	0.35lg
NZA $\mu=3$	0.70lg	0.15lg	0.80lg	0.60lg
NZA $\mu=6$	0.40lg	0.15lg	0.66lg	0.40lg
NTC	0.50lg		1.00lg	0.50lg

Como se observa en la tabla 14, en las variantes del modelo A1, se utilizó el mismo criterio para considerar la rigidez efectiva de las vigas de acoplamiento, esto se debió a que ni en el ACI y tampoco en las NTC-2004, se indican valores de rigidez efectiva para este tipo de elementos, por lo que se utilizó el valor sugerido en el reglamento de Nueva Zelanda. Vale hacer notar que los valores de los factores de reducción de rigidez sugeridos en el ACI, son muy similares a los que se proponen en el reglamento Neozelandés con μ igual a 6.

En la tabla 15 se resumen las frecuencias obtenidas con el modelo A1 con rigideces efectivas y considerando la inercia bruta de todos sus elementos. Los cinco modelos fueron elaborados con base empotrada, así mismo se presenta la variación de frecuencias de los modelos con respecto a las frecuencias experimentales de la prueba de vibración ambiental VA4.

Tabla 15. Frecuencias obtenidas con los modelos A1 con base empotrada y rigideces efectivas de acuerdo a NTC-2004, ACI-318-14 y NZA-31012-2006

Modelo	Modo	Frecuencias [Hz]			Variación de frecuencias [%]		
		L	T	R	L	T	R
Frecuencias experimentales VA-17	1	0.475	0.439	0.586			
	2	1.55	1.575	1.795			
	3	2.5	2.975	3.325			
A1 rigideces efectivas NTC-2004	1	0.509	0.476	0.584	-7.16	-8.43	0.34
	2	1.627	1.917	2.053	-4.97	-21.71	-14.37
	3	2.694	3.153	3.137	-7.76	-5.98	5.65
A1 rigideces efectivas ACI-318-14	1	0.489	0.455	0.595	-2.95	-3.64	-1.54
	2	1.509	1.772	1.746	2.65	-12.51	2.73
	3	2.458	3.043	3.145	1.68	-2.29	5.41
A1 rigideces efectivas NZA-3101-2 2006 $\mu=3$	1	0.523	0.485	0.629	-10.11	-10.48	-7.34
	2	1.673	1.972	2.172	-7.94	-25.21	-21.00
	3	2.789	3.404	2.46	-11.56	-14.42	26.02
A1 rigideces efectivas NZA-3101-2 2006 $\mu=6$	1	0.495	0.46	0.6	2.75	3.36	-2.74
	2	1.539	1.808	1.866	5.41	5.69	9.11
	3	2.517	3.116	3.06	6.57	1.17	2.45
A1 con inercia bruta	1	0.655	0.621	0.75	-37.89	-41.46	-27.99
	2	1.977	2.448	2.573	-27.55	-55.43	-43.34
	3	3.55	4.191	4.37	-42.00	-40.87	-31.43

De la tabla 15 se observa que en relación a las frecuencias de vibración ambiental registradas en la prueba de marzo de 2017, se obtuvieron variaciones de frecuencia aceptables, es decir menores al 10, 20 y 30 por ciento para el primer, segundo y tercer modo respectivamente para los modelos con rigideces efectivas de acuerdo a lo que se indica en el reglamento de construcciones de Nueva Zelanda con $\mu=6$ y con el ACI. Con el modelo con rigidez efectiva de los elementos estructurales de acuerdo al reglamento de Nueva Zelanda con $\mu=3$ se tuvieron variaciones mayores al 10 y al 20 por ciento en el primer y segundo modo respectivamente. El modelo A1 con inercia bruta de sus elementos es con el que se obtienen las mayores variaciones de frecuencia.

5.2 EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

De acuerdo a las NTC-2004, se indica que los efectos de interacción suelo-estructura podrán depreciarse siempre que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5$$

Donde T_e es el periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable, H_s es la profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, T_s , el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés y H_e la altura efectiva del edificio.

Para determinar si los efectos ISE pueden o no ser ignorados, los periodos del edificio se calcularon a partir de las frecuencias medidas en la prueba de vibración ambiental VA4, estos fueron de 2.1 s en el componente L, 2.28 s en el componente T y 1.70 s en torsión; la altura efectiva del edificio se tomó como 0.7 de la altura total de 56.55 m, la profundidad de los depósitos firmes se consideró de 40 m, el periodo dominante del suelo fue extraído de Murià Vila *et al* (2017a), en donde se menciona que la frecuencia dominante del sitio en el año 2015 era de 0.51 Hz, lo cual equivale a un periodo de 1.96 s.

Los valores obtenidos fueron de 0.50 en el componente L, 0.55 en el componente T y 0.41 en torsión, lo cual equivale al 20, 22 y 16% en los componentes L, T y torsión respectivamente del valor límite de 2.5. Por lo que de acuerdo con el RCD-2004, no es posible ignorar los efectos ISE.

Para evaluar los efectos ISE en las propiedades dinámicas de los modelos, se ocuparon los modelos A1 con rigideces efectivas y el modelo A1 con inercia bruta. En estos modelos se incluyeron los efectos ISE, tal como se describió en el capítulo 4, los valores de las rigideces de ISE son los de la tabla 13. Es pertinente recordar que para la rigidez de torsión K_t , correspondiente a las NTC-2004, se asignó el valor estimado con DYNA5. Las frecuencias obtenidas con los modelos mencionados se muestran en la tabla 16.

Tabla 16. Frecuencias obtenidas con los modelos A1 con rigideces efectivas y efectos de interacción suelo-estructura

Modo		1L	1T	1R	2L	2T	2R	3L	3T	3R
Frecuencia VA4 [Hz]		0.475	0.439	0.586	1.55	1.575	1.795	2.5	2.975	3.325
Modelo	Rigidez del suelo	Frecuencias [Hz]								
		1L	1T	1R	2L	2T	2R	3L	3T	3R
A1 rigideces efectivas NTC-2004	DYNA5	0.5	0.471	0.58	1.623	1.902	2.024	2.681	3.333	3.132
	LUCO	0.498	0.469	0.575	1.621	1.944	1.864	2.674	3.291	3.107
	NTC 2004	0.505	0.473	0.579	1.626	1.89	1.979	2.686	3.316	3.128
	EMPOTRADO	0.509	0.476	0.584	1.627	1.917	2.053	2.694	3.153	3.137
A1 rigideces efectivas ACI-318-14	DYNA5	0.476	0.449	0.59	1.502	1.756	1.745	2.376	2.898	2.967
	LUCO	0.472	0.446	0.597	1.498	1.795	1.746	2.334	3.043	2.961
	NTC 2004	0.493	0.453	0.613	1.525	1.815	1.746	2.469	3.07	3.081
	EMPOTRADO	0.489	0.455	0.595	1.509	1.772	1.746	2.458	3.043	3.145
A1 rigideces efectivas NZA-3101-2 2006 $\mu=3$	DYNA5	0.515	0.479	0.626	1.665	1.893	2.163	2.774	3.136	2.46
	LUCO	0.524	0.485	0.634	1.675	1.746	2.225	2.782	2.079	2.46
	NTC 2004	0.517	0.481	0.628	1.67	1.941	2.174	2.771	3.39	2.46
	EMPOTRADO	0.523	0.485	0.629	1.673	1.972	2.172	2.789	3.404	2.46
A1 rigideces efectivas NZA-3101-2 2006 $\mu=6$	DYNA5	0.491	0.457	0.6	1.537	1.832	1.866	2.51	3.163	3.247
	LUCO	0.49	0.456	0.599	1.536	1.82	1.866	2.51	3.143	3.245
	NTC 2004	0.488	0.455	0.599	1.532	1.776	1.866	2.5	3.06	3.241
	EMPOTRADO	0.495	0.46	0.6	1.539	1.808	1.866	2.517	3.116	3.06
A1 con inercia bruta	DYNA5	0.643	0.61	0.791	1.978	2.434	1.599	3.542	4.192	2.852
	LUCO	0.639	0.607	0.749	1.976	2.427	2.622	3.531	4.186	4.791
	NTC 2004	0.646	0.613	0.746	1.977	2.434	2.547	3.54	4.19	4.628
	EMPOTRADO	0.655	0.621	0.75	1.977	2.448	2.573	3.55	4.191	4.37

En la tabla 17 se presentan las variaciones de frecuencia con respecto a las de la prueba de vibración ambiental VA4.

Tabla 17. Variación de frecuencias en % de los modelos A1 con rigideces efectivas y efectos ISE con respecto a las frecuencias experimentales VA4

Modo		1L	1T	1R	2L	2T	2R	3L	3T	3R
Frecuencia VA4 [Hz]		0.475	0.439	0.586	1.55	1.575	1.795	2.5	2.975	3.325
Modelo	Rigidez del suelo	Frecuencias [Hz]								
		1L	1T	1R	2L	2T	2R	3L	3T	3R
A1 rigideces efectivas NTC-2004	DYNA5	-5.26	-7.29	1.02	-4.71	-20.76	-12.76	-7.24	-12.03	5.80
	LUCO	-4.84	-6.83	1.88	-4.58	-23.43	-3.84	-6.96	-10.62	6.56
	NTC 2004	-6.32	-7.74	1.19	-4.90	-20.00	-10.25	-7.44	-11.46	5.92
	EMPOTRADO	-7.16	-8.43	0.34	-4.97	-21.71	-14.37	-7.76	-5.98	5.65
A1 rigideces efectivas ACI-318-14	DYNA5	-0.21	-2.28	-0.68	3.10	-11.49	2.79	4.96	2.59	10.77
	LUCO	0.63	-1.59	-1.88	3.35	-13.97	2.73	6.64	-2.29	10.95
	NTC 2004	-3.79	-3.19	-4.61	1.61	-15.24	2.73	1.24	-3.19	7.34
	EMPOTRADO	-2.95	-3.64	-1.54	2.65	-12.51	2.73	1.68	-2.29	5.41
A1 rigideces efectivas NZA-3101-2 2006 $\mu=3$	DYNA5	-8.42	-9.11	-6.83	-7.42	-20.19	-20.50	-10.96	-5.41	26.02
	LUCO	-10.32	-10.48	-8.19	-8.06	-10.86	-23.96	-11.28	30.12	26.02
	NTC 2004	-8.84	-9.57	-7.17	-7.74	-23.24	-21.11	-10.84	-13.95	26.02
	EMPOTRADO	-10.11	-10.48	-7.34	-7.94	-25.21	-21.00	-11.56	-14.42	26.02
A1 rigideces efectivas NZA-3101-2 2006 $\mu=6$	DYNA5	-3.37	-4.10	-2.39	0.84	-16.32	-3.96	-0.40	-6.32	2.35
	LUCO	-3.16	-3.87	-2.22	0.90	-15.56	-3.96	-0.40	-5.65	2.41
	NTC 2004	-2.74	-3.64	-2.22	1.16	-12.76	-3.96	0.00	-2.86	2.53
	EMPOTRADO	-4.21	-4.78	-2.39	0.71	-14.79	-3.96	-0.68	-4.74	7.97
A1 con inercia bruta	DYNA5	-35.37	-38.95	-34.98	-27.61	-54.54	10.92	-41.68	-40.91	14.23
	LUCO	-34.53	-38.27	-27.82	-27.48	-54.10	-46.07	-41.24	-40.71	-44.09
	NTC 2004	-36.00	-39.64	-27.30	-27.55	-54.54	-41.89	-41.60	-40.84	-39.19
	EMPOTRADO	-37.89	-41.46	-27.99	-27.55	-55.43	-43.34	-42.00	-40.87	-31.43

De la tabla 17 nuevamente se observa que los modelos con rigideces efectivas del ACI y con el reglamento de Nueva Zelanda con $\mu=6$ con rigideces de ISE calculadas con el programa Dyna5 y con el método de Luco, son los que presentan menores variaciones de frecuencias con respecto a las experimentales.

Se observa que el modelo A1 con rigidez efectiva de acuerdo al reglamento de Nueva Zelanda con factor de ductilidad de 6, con efectos ISE con el método de Luco, presenta las menores variaciones de frecuencia, con respecto a las experimentales, por tal motivo fue seleccionado como modelo de referencia para condiciones de vibración ambiental, y se le denominó modelo

A2. Vale la pena hacer notar que, al comparar las frecuencias de este modelo, con las que se obtienen al considerarlo con base empotrada se puede notar que la variación entre estas resulta del 1% para los tres primeros modos. Esto contrasta con lo que se indica en las NTC-RCDF-2004, con respecto a la consideración de los efectos ISE. Se debe recordar que en la actualidad los pilotes de la cimentación se encuentran apoyados sobre la capa dura del suelo, restringiendo los movimientos de cabeceo de la base, además, esto puede estar provocando la separación del suelo de las paredes y de la base del cajón, (Murià Vila *et al*, 2017b).

Con los modelos con base empotrada se obtuvieron mayores variaciones de frecuencia, sobre todo para las frecuencias del primer modo. Los mayores valores de variación de frecuencia nuevamente se obtuvieron con el modelo con inercia bruta de sus elementos.

5.3 MUROS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA

Para observar la influencia de los muros de concreto y mampostería en las propiedades dinámicas del modelo, se utilizó el modelo A2 en el cual se incluyen los muros de concreto reforzado y de mampostería. A partir de este modelo se elaboraron tres modelos diferentes, el modelo PC-MC, en el que se incluyen los muros de concreto pero se excluyen los muros de mampostería, el modelo PC-MCSA en el que se consideran los muros de concreto sin aperturas en los muros paralelos a la dirección L de los niveles 5 y 6, y además los muros de mampostería y el modelo PC-MCA, en el que además de incluir los muros de mampostería modelados como se indicó en el capítulo 4, los muros de concreto se consideran perfectamente acoplados en sus cuatro bordes al marco que los confina. En la tabla 18 se presentan los valores de frecuencias y sus variaciones de frecuencia obtenidas con estos modelos, así como las diferencias en rigidez con respecto a las frecuencias experimentales de la prueba VA4. En los modelos A2, PC-MC y PC-MCSA, en los cuales se incluyen muros ya sea de concreto reforzado o de mampostería, estos fueron modelados como se indicó en el capítulo 4.

Las variaciones en la rigidez de los modelos se calcularon de la siguiente forma:

$$\Delta K = \left[1 - \left(\frac{f_{\text{modelo de prueba}}}{f_{\text{experimental}}} \right)^2 \right] \times 100$$

Tabla 18. Frecuencias obtenidas con los modelos con diferentes arreglos de muros y variación de frecuencias y rigideces respecto a las frecuencias de VA4

Frecuencias experimentales VA4			L	T	R	L	T	R	L	T	R
			0.475	0.439	0.586	1.55	1.575	1.8	2.5	2.975	3.325
Modelo	Características	modo	Frecuencias [Hz]			Variación de frecuencias en % respecto de VA4			diferencias en rigidez en % respecto de VA4		
A2	Muros de concreto y mampostería modelados como se indica en el capítulo 4	1	0.490	0.456	0.599	-3	-4	-2	-6	-8	-4
		2	1.536	1.820	1.866	1	-16	-4	2	-34	-8
		3	2.510	3.143	3.245	0	-6	2	-1	-12	5
PC-MC	con muros de concreto sin muros de mampostería	1	0.476	0.447	0.588	0	-2	0	0	-4	-1
		2	1.494	1.784	1.866	4	-13	-4	7	-28	-8
		3	2.434	3.070	1.965	3	-3	41	5	-6	65
PC-MCSA	con muros de concreto sin aperturas en niveles 5 y 6	1	0.492	0.457	0.602	-4	-4	-3	-7	-8	-6
		2	1.538	1.831	1.866	1	-16	-4	2	-35	-8
		3	2.533	3.162	3.248	-1	-6	2	-3	-13	5
PC-MCA	con muros de concreto acoplados en sus 4 lados y con muros de mampostería	1	0.528	0.470	0.638	-11	-7	-9	-24	-15	-19
		2	1.768	1.962	1.867	-14	-25	-4	-30	-55	-8
		3	3.060	1.989	2.221	-22	33	33	-50	55	55

Con el modelo PC-MCA se obtuvieron valores de frecuencia superiores a los experimentales, excepto para las frecuencias del tercer modo en las componentes T y torsión, esto indica que al considerar todos los muros de concreto acoplados en sus cuatro bordes a los marcos que los confinan, se tendría un incremento en la rigidez del modelo entre el 15 y 24%. Las variaciones de frecuencia y rigidez de los demás modelos con respecto a las experimentales no son tan significativas, lo cual es indicativo que ni los muros de mampostería, ni las aperturas en los muros de concreto de los niveles 5 y 6, influyan demasiado en la rigidez lateral del edificio.

En la tabla 19 se muestra la comparación de las frecuencias obtenidas con estos mismos modelos con respecto a las obtenidas con el modelo A2.

Tabla 19. Frecuencias de los modelos con arreglos de muros y variación de frecuencias y rigidez con respecto al modelo A2

Modelo	Características	modo	Frecuencias [Hz]			Variación de frecuencias en % respecto de A2			diferencias en rigidez en % respecto de A2		
A2	Muros de concreto y mampostería	1	0.490	0.456	0.599						
		2	1.536	1.820	1.866						
		3	2.510	3.143	3.245						
PC-MC	con muros de concreto sin muros de mampostería	1	0.476	0.447	0.588	2.9	2.0	1.8	5.6	3.9	3.6
		2	1.494	1.784	1.866	2.7	2.0	0.0	5.4	3.9	0.0
		3	2.434	3.070	1.965	3.0	2.3	39.4	6.0	4.6	63.3
PC-MCSA	con muros de concreto sin aperturas en niveles 5 y 6	1	0.492	0.457	0.602	-0.4	-0.2	-0.5	-0.8	-0.4	-1.0
		2	1.538	1.831	1.866	-0.1	-0.6	0.0	-0.3	-1.2	0.0
		3	2.533	3.162	3.248	-0.9	-0.6	-0.1	-1.8	-1.2	-0.2
PC-MCA	con muros de concreto acoplados en sus 4 lados y con muros de mampostería	1	0.528	0.470	0.638	-7.8	-3.1	-6.5	-16.1	-6.2	-13.4
		2	1.768	1.962	1.867	-15.1	-7.8	-0.1	-32.5	-16.2	-0.1
		3	3.060	1.989	2.221	-21.9	36.7	31.6	-48.6	60.0	53.2

De la tabla 19 se puede observar que la variación del modelo sin muros de mampostería con respecto al modelo A2, fue menor del 3%, por lo tanto en este caso se puede concluir que dichos muros no influyen significativamente en la rigidez global del modelo, esto es debido a que no se tiene gran densidad de muros en el edificio, ya que estos solo se ubican prácticamente en la zona del cubo de escaleras a partir del nivel 5 hasta la azotea. No obstante para el componente de torsión del tercer modo la variación de frecuencia entre estos dos modelos fue de 39%.

Con el modelo PC-MCSA se obtuvieron variaciones de frecuencia menores al 1% en todas las componentes de los tres primeros modos. Lo cual indica que las aperturas en los muros paralelos a la dirección L, de los niveles 5 y 6, tampoco tienen gran afectación en la rigidez global del edificio.

En tanto que con el modelo PC-MCA, si se tuvieron variaciones de frecuencia y diferencias en rigidez importantes, es decir que al ignorar las condiciones de borde existentes en los muros de concreto reforzado, se puede sobre estimar la rigidez global del edificio significativamente.

5.4 CARGA VIVA

Para observar la respuesta del modelo ante diferentes acciones de carga viva nuevamente se ocupó el modelo A2, el cual fue analizado con los siguientes patrones de carga: sin carga viva, con las cargas vivas mínima y máxima de diseño que establece el RCDF-NTC-2004, y con la carga viva real estimada. La tabla 20 resume los valores de las frecuencias obtenidas con estos modelos, así como las variaciones de frecuencias con respecto a las experimentales registradas en la prueba VA4.

Tabla 20. Frecuencias obtenidas con los modelos A2 bajo la acción de los diferentes patrones de carga viva

		Frecuencias VA4								
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
		0.48	0.44	0.59	1.55	1.58	1.98	2.50	2.98	3.33
Modelo	Carga viva	modo	Frecuencias [Hz]			Variación de frecuencias en % respecto de VA4				
			L	T	R	L	T	R		
A2	real	1	0.49	0.456	0.599	-2.1	-3.9	-2.2		
		2	1.536	1.82	1.866	0.9	-15.6	5.5		
		3	2.51	3.143	3.245	-0.4	-5.6	2.6		
A2	mínima	1	0.481	0.448	0.589	-0.2	-2.1	-0.5		
		2	1.519	1.805	1.866	2.0	-14.6	5.5		
		3	2.499	3.128	3.245	0.0	-5.1	2.6		
A2	máxima	1	0.452	0.421	0.555	5.8	4.1	5.3		
		2	1.417	1.68	1.862	8.6	-6.7	5.7		
		3	2.306	2.828	1.879	7.8	4.9	43.6		
A2	sin carga viva	1	0.501	0.466	0.612	-4.4	-6.2	-4.4		
		2	1.573	1.855	1.867	-1.5	-17.8	5.5		
		3	2.573	3.165	3.298	-2.9	-6.4	1.0		

Se observa que con la carga viva mínima de diseño se obtienen menores variaciones de frecuencia con respecto a las experimentales que con la carga viva real estimada. Se debe precisar que para una buena estimación de la carga viva no solamente se debería considerar la magnitud de la misma, sino que también, se debe tener en cuenta su distribución en cada uno de los niveles. También vale recordar que la carga viva es variable en el tiempo, y debido a que las diferencias entre los valores de frecuencias obtenidos con los modelos A2 con carga viva mínima y la carga viva real estimada no son significativas se decidió conservar este último modelo como referencia para condiciones de vibración ambiental.

En la tabla 20 también se puede ver que la variación máxima de frecuencias para el primer modo de los modelos con cargas vivas mínima y máxima de diseño, con respecto de las frecuencias experimentales es aproximadamente del 2% y del 6% respectivamente. Por lo

cual, teniendo en cuenta la complejidad que representa estimar la carga viva real, se podría haber utilizado la carga viva mínima de diseño.

5.5 ZONA RÍGIDA EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA

El modelo A2 fue utilizado para observar la influencia del porcentaje de zona rígida en las uniones viga-columna, en sus propiedades dinámicas, por lo que se elaboraron variaciones del modelo A2 considerando factores de zona rígida de 0, 50 y 100 por ciento, en la tabla 21 se muestran las frecuencias obtenidas con los diferentes modelos y la variación de estas con respecto a las registradas en la prueba de vibración ambiental de 2017.

Tabla 21. Frecuencias obtenidas con los modelos A2 variando el factor de zona rígida de las uniones viga-columna

		Frecuencias VA4 [Hz]						
1L	1T	1R	2L	2T	2R	3L	3T	3R
0.475	0.439	0.586	1.55	1.575	1.795	2.5	2.975	3.325
Modelo	Porcentaje de zona rígida	modo	Frecuencias [Hz]			Variación de frecuencias en % respecto de VA4		
			L	T	R	L	T	R
A2	0%	1	0.476	0.433	0.579	-0.2	1.4	1.2
		2	1.498	1.741	1.853	3.4	-10.5	-3.2
		3	2.44	2.967	2.887	2.4	0.3	13.2
A2	50%	1	0.49	0.456	0.599	-3.2	-3.9	-2.2
		2	1.536	1.82	1.866	0.9	-15.6	-4.0
		3	2.51	3.143	3.245	-0.4	-5.6	2.4
A2	100%	1	0.506	0.485	0.625	-6.5	-10.5	-6.7
		2	1.582	1.937	1.88	-2.1	-23.0	-4.7
		3	2.595	3.403	3.299	-3.8	-14.4	0.8

Se puede ver que con el modelo con factor de zona rígida de 100%, es con el que se tienen mayores variaciones de frecuencia con respecto a las experimentales, excepto para los componentes L y torsión del segundo y tercer modo respectivamente, además de esto, no sería posible considerar este modelo como el modelo calibrado, ya que debido a la cantidad de sismos de intensidad baja y moderada a los que ha estado expuesto el edificio, sería un error pensar en que sus uniones viga-columna fueran totalmente rígidas. Con el modelo con factor de zona rígida de 0%, se obtienen menores variaciones de frecuencia excepto en los componentes L del segundo modo y los componentes L y torsión del tercer modo, con el modelo con zona rígida del 50% se obtuvo una variación de frecuencia en el componente de torsión correspondiente al tercer modo del 2.4% mientras que con el modelo con 0% de zona rígida se obtuvo el 13.2% de variación para ese mismo componente. Es por esta razón que se consideró el modelo A2 con 50% de factor de zona rígida en las uniones viga-columna como el que mejor resultados presentó con respecto a los experimentales.

5.6 MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

Utilizando el modelo A2 como referencia, se observó el cambio en la respuesta dinámica del modelo, si en vez de considerar el módulo de elasticidad para bajos esfuerzos, se hubiera considerado el módulo de elasticidad de diseño para concretos clase II, tal como se indica en las NTC-2004.

En la tabla 22 se incluye la comparación de las frecuencias obtenidas con el modelo A2 con módulo de elasticidad para bajos y altos niveles de esfuerzo.

Tabla 22. Frecuencias obtenidas con los modelos A2 considerando el módulo de elasticidad para bajos niveles de esfuerzo y el módulo de elasticidad de diseño

Modelo	Módulo de Elasticidad	modo	Frecuencias VA4								
			L	T	R	L	T	R	L	T	R
			0.48	0.44	0.59	1.55	1.58	1.98	2.50	2.98	3.33
			Frecuencias [Hz]			Variación de frecuencias en % respecto de VA4			diferencias en rigidez en % respecto de VA4		
			L	T	R	L	T	R	L	T	R
A2-BNE	bajos niveles de esfuerzos	1	0.49	0.456	0.599	-2.1	-3.9	-2.2	-4.2	-7.9	-4.5
		2	1.536	1.82	1.866	0.9	-15.6	5.5	1.8	-33.5	10.7
		3	2.51	3.143	3.245	-0.4	-5.6	2.6	-0.8	-11.6	5.0
A2-ANE	valor de diseño NTC-2004	1	0.432	0.4	0.583	10.0	8.9	0.5	19.0	17.0	1.0
		2	1.358	1.593	1.636	12.4	-1.1	17.2	23.2	-2.3	31.4
		3	2.225	2.806	2.849	11.0	5.7	14.4	20.8	11.0	26.8

Con el modelo A2-ANE se obtuvieron valores de frecuencia menores a los que se obtuvieron con el modelo A2-BNE, esto indica que el modelo con módulo de elasticidad del concreto asociado a altos niveles de esfuerzos, resultó ser más flexible comparado con el de bajos niveles de esfuerzo. La variación de las frecuencias y la diferencia en rigidez de modelo A2-ANE con respecto al modelo A2-BNE es alrededor del 12 y 20% respectivamente.

6 MODELOS CALIBRADOS

6.1 MODELO PARA CONDICIONES DE VIBRACION AMBIENTAL

De acuerdo con los resultados obtenidos con los modelos A1 y A2, es posible establecer que en este caso, las consideraciones más adecuadas para la elaboración del modelo calibrado, que permitieron reproducir de mejor manera la respuesta del edificio en condiciones de vibración ambiental son las siguientes:

- Módulo de elasticidad del concreto asociado a bajos niveles de esfuerzos
- Masas reales del edificio estimadas, debidas al peso propio de los elementos y a la acción de la carga viva real.
- Con los criterios de rigidez efectiva de los elementos, establecidos en los reglamentos de construcciones de Nueva Zelanda con factor de ductilidad de 6, y el ACI se obtienen resultados satisfactorios.
- Participación de las losas reticulares como vigas de ancho equivalente según se indica en el RCDF-NTC-2004, el valor de rigidez efectiva para tales vigas fue del 0.30lg, de acuerdo a Fuentes Olivares y Murià Vila, 2001.
- Muros de concreto modelados con elementos tipo cascaron, discretizados en 16 elementos, en el caso de los muros con los que se reforzó el edificio posteriormente a los sismos de septiembre de 1985, no se tiene continuidad en el borde inferior de estos.
- Muros mampostería modelados con elementos tipo cascaron discretizados en el mismo número de elementos que los muros de concreto reforzado, en los que a excepción de las esquinas, en las condiciones de borde se les liberó la capacidad de resistir fuerza cortante, momento flexionante y torsión.
- Factor de zona rígida en las uniones viga-columna, de 50%.
- Con las rigideces del suelo calculadas con el método de Luco, y las estimadas con DYNA5 para pilotes de punta, se obtuvieron resultados aceptables. Los efectos ISE fueron modelados mediante el empleo de resortes que incluyen las rigideces de traslación horizontal paralelas a las direcciones L y T, las de cabeceo con respecto a las direcciones L y T, la rigidez de torsión respecto al eje vertical, la rigidez vertical no fue considerada. Dichos resortes fueron colocados en el centro geométrico de la cimentación, la cual fue modelada como infinitamente rígida y al igual que a todos los demás niveles se le asignó un diafragma rígido.

En la tabla 23 se presenta una comparativa de las frecuencias obtenidas con los modelos calibrados para vibración ambiental, en los que se consideran los criterios de rigidez efectiva de los elementos, establecidos en los códigos de construcción de Nueva Zelanda con $\mu = 6$ y el ACI. Se observaron las propiedades dinámicas de ambos modelos al variar las siguientes consideraciones:

- Efectos de ISE con rigideces del suelo calculadas con DYNA5, el método de Luco y las NTC-2004.
- Base empotrada
- Factores de zona rígida de 0, 50 y 100 por ciento

En dicha tabla también se incluyen la variación de las frecuencias obtenidas con estos dos modelos con respecto a las frecuencias experimentales de la prueba de vibración ambiental realizada en marzo de 2017.

La variación de las frecuencias se calculó con la siguiente ecuación:

$$V_f = \frac{f_e - f_a}{f_e} \times 100$$

Donde V_f es la variación de frecuencias, f_e es la frecuencia experimental y f_a es la frecuencia obtenida con el modelo.

Tabla 23. Valores de frecuencias obtenidos con el modelo calibrado para vibración ambiental, y el modelo con rigideces efectivas ACI, considerando ISE, base empotrada y factor de zona rígida de 0 a 100%

Rigidez efectiva	Frecuencias [Hz]								Variación de frecuencias [%]								
	Modo	Modelo calibrado (NZA $\mu=6$)				ACI				Modelo calibrado (NZA $\mu=6$)				ACI			
		ISE			Base emp	ISE			Base emp	ISE			Base emp	ISE			Base emp
		DYNAS	Luco	NTC		DYNAS	Luco	NTC		DYNAS	Luco	NTC		DYNAS	Luco	NTC	
Zona rígida = 1	1L	0.507	0.506	0.505	0.512	0.494	0.469	0.501	0.506	-7	-7	-6	-8	-4	1	-5	-7
	1T	0.486	0.485	0.483	0.489	0.476	0.493	0.481	0.485	-11	-10	-10	-11	-8	-12	-10	-10
	1R	0.625	0.625	0.624	0.625	0.616	0.622	0.623	0.621	-7	-7	-6	-7	-5	-6	-6	-6
	2L	1.582	1.582	1.577	1.584	1.546	1.541	1.55	1.553	-2	-2	-2	-2	0	1	0	0
	2T	1.949	1.937	1.889	1.925	1.865	1.919	1.55	1.891	-24	-23	-20	-22	-18	-22	2	-20
	2R	1.88	1.88	1.879	1.88	1.759	1.759	1.759	1.759	-5	-5	-5	-5	2	2	2	2
	3L	2.588	2.595	2.582	2.602	2.507	2.342	2.529	2.542	-4	-4	-3	-4	0	6	-1	-2
	3T	3.405	3.403	3.264	3.378	3.348	3.337	3.353	3.326	-14	-14	-10	-14	-13	-12	-13	-12
	3R	3.299	3.299	3.444	3.299	3.156	3.27	3.276	3.254	1	1	-4	1	5	2	1	2
Zona rígida = 0.5	1L	0.491	0.49	0.488	0.495	0.476	0.472	0.483	0.489	-3	-3	-3	-4	0	1	-2	-3
	1T	0.457	0.456	0.455	0.46	0.449	0.446	0.453	0.455	-4	-4	-4	-5	-2	-2	-3	-4
	1R	0.6	0.599	0.599	0.6	0.59	0.597	0.597	0.595	-2	-2	-2	-2	-1	-2	-2	-2
	2L	1.537	1.536	1.532	1.539	1.502	1.498	1.506	1.504	1	1	1	1	3	3	3	3
	2T	1.832	1.82	1.776	1.808	1.756	1.795	1.803	1.772	-16	-16	-13	-15	-11	-14	-14	-13
	2R	1.866	1.866	1.866	1.866	1.745	1.746	1.746	1.746	-4	-4	-4	-4	3	3	3	3
	3L	2.51	2.51	2.5	2.517	2.376	2.334	2.447	2.458	0	0	0	-1	5	7	2	2
	3T	3.163	3.143	3.06	3.116	2.898	3.043	3.07	3.145	-6	-6	-3	-5	3	-2	-3	-6
	3R	3.247	3.245	3.241	3.06	2.967	2.961	3.143	3.043	2	2	3	8	11	11	5	8
Zona rígida = 0	1L	0.476	0.476	0.474	0.48	0.462	0.456	0.469	0.474	0	0	0	-1	3	4	1	0
	1T	0.434	0.433	0.432	0.436	0.426	0.425	0.429	0.431	1	1	2	1	3	3	2	2
	1R	0.579	0.579	0.578	0.58	0.569	0.573	0.575	0.574	1	1	1	1	3	2	2	2
	2L	1.498	1.498	1.494	1.5	1.464	1.46	1.468	1.471	3	3	4	3	6	6	5	5
	2T	1.75	1.741	1.71	1.732	1.679	1.708	1.714	1.694	-11	-11	-9	-10	-7	-8	-9	-8
	2R	1.853	1.853	1.853	1.853	1.734	1.734	1.734	1.734	-3	-3	-3	-3	3	3	3	3
	3L	2.44	2.44	2.431	2.446	2.363	2.333	2.378	2.388	2	2	3	2	5	7	5	4
	3T	2.98	2.967	2.893	2.952	2.863	2.87	2.881	2.868	0	0	3	1	4	4	3	4
	3R	2.887	2.887	3.034	2.888	2.545	2.879	2.829	2.829	13	13	9	13	23	13	15	15

Frecuencias experimentales VA4 [Hz]	1L	2T	3R	2L	2T	2R	3L	3T	3R
	0.475	0.439	0.586	1.55	1.575	1.795	2.5	2.98	3.3

De la tabla 23 se observa que con ambos modelos se obtienen valores de frecuencia muy similares, y que las variaciones de frecuencia con respecto a las experimentales son aceptables en los tres primeros modos para los modelos con factores de zona rígida en la

unión viga-columna de 50%, la variación de frecuencias para el tercer modo en el componente de torsión es menor con el modelo con rigideces efectivas de acuerdo al reglamento de Nueva Zelanda que con el modelo con rigideces efectivas del ACI. El modelo A2 con rigidez efectiva de los elementos del reglamento de Nueva Zelanda con $\mu = 6$, fue considerado como modelo de referencia para la elaboración de los modelos para sismos de intensidad moderada.

6.2 MODELOS PARA SISMOS DE INTENSIDAD MODERADA

Las consideraciones de análisis para el modelo elaborado para reproducir la respuesta del edificio ante eventos sísmicos de intensidad moderada, fueron las mismas que para el modelo calibrado para vibración ambiental con los cambios siguientes:

- El módulo de elasticidad del concreto fue el asociado a altos niveles de esfuerzo, el valor del módulo de elasticidad empleado fue el de diseño que se indica en las NTC-2004.
- Debido a que las distorsiones máximas de entrepiso para los eventos 99-3 y 14-1 fueron de 0.47% y de 0.38% respectivamente, ambas en el componente T (Murià Vila *et al*, 2017b), únicamente se consideró el peso de los muros de mampostería, la rigidez lateral que podrían haber aportado a la estructura no fue tomada en cuenta.
- Las vigas al interior del cubo de elevadores fueron modeladas como vigas de acoplamiento con sección agrietada según se indica en el reglamento de NZA-3101-2 2006.

Los registros de aceleraciones medidos en el sótano del edificio, fueron asignados al modelo como funciones tiempo historia, el porcentaje de amortiguamiento crítico (ζ) utilizado en el modelo MSM1 fue del 5%, constante para todos los modos y en ambas componentes L y T. Se obtuvieron las historias de aceleraciones y desplazamientos por cada nivel del modelo, así mismo se generaron las distorsiones de entrepiso y las historias de coeficiente sísmico, todas estas se compararon con los datos experimentales.

En la tabla 24 se presentan las frecuencias para las fases inicial, intensa y fase final de los eventos 99-3 y 14-1, además de las frecuencias del modelo MSM1 con interacción suelo estructura con Dyna5 y mediante el método de Luco, y con factor de zona rígida en las uniones viga-columna de 50 y 0%. En la tabla 25 se puede observar la variación de las frecuencias analíticas con respecto a las frecuencias de fase final y fase intensa para estos dos eventos.

Tabla 24. Frecuencias experimentales de los eventos 99-3 y 14-1 y analíticas obtenidas con el modelo para sismos de intensidad moderada con factores de zona rígidas de 0, y 50%

		Frecuencias en [Hz]								
Factor de zona rígida	Evento	Componente L			Componente T			Torsión		
		Fase inicial	Fase intensa	Fase final	Fase inicial	Fase intensa	Fase final	Fase inicial	Fase intensa	Fase final
rígida	99-3	0.412	0.321	0.350	0.395	0.334	0.352	0.508	0.404	0.448
	14-1	0.392	0.311	0.370	0.356	0.310	0.350	0.474	0.379	0.465
0.5	Modelo (Dyna5)	0.394			0.378			0.471		
	Modelo (Luco)	0.393			0.378			0.474		
0	Modelo (Dyna5)	0.379			0.358			0.457		
	Modelo (Luco)	0.379			0.358			0.46		

Tabla 25. Variación de frecuencias de los modelos para sismos de intensidad moderada con respecto a las frecuencias registradas en los eventos 99-3 y 14-1

		Variación de frecuencias en [%] de los modelos respecto a los eventos 99-3 y 14-1					
Factor de zona rígida	Evento	Componente L		Componente T		Torsión	
		Fase intensa	Fase final	Fase intensa	Fase final	Fase intensa	Fase final
0.5	99-3 vs (Dyna5)	-22.74	-12.57	-13.17	-7.39	-16.58	-5.13
	99-3 vs (Luco)	-22.43	-12.29	-13.17	-7.39	-17.33	-5.80
0	99-3vs (Dyna5)	-18.07	-8.29	-7.19	-1.70	-13.12	-2.01
	99-3 Vs (Luco)	-18.07	-8.29	-7.19	-1.70	-13.86	-2.68
0.5	14-1 vs (Dyna5)	-26.69	-6.49	-21.94	-8.00	-24.27	-1.29
	14-1 vs (Luco)	-26.37	-6.22	-21.94	-8.00	-25.07	-1.94
0	14-1 vs (Dyna5)	-21.86	-2.43	-15.48	-2.29	-20.58	1.72
	14-1 Vs (Luco)	-21.86	-2.43	-15.48	-2.29	-21.37	1.08

Se observa que las frecuencias del modelo MSM1 son más aproximadas a las frecuencias de la fase final que a las de la fase intensa para ambos eventos, sobre todo cuando se utilizó en el modelo el factor de zona rígida de las uniones viga-columna de 0%.

Con los registros de aceleración de los eventos 99-3 y 14-1, medidos al centro de la azotea y con las aceleraciones obtenidas con el modelo MSM1 en ese mismo nivel, se generaron los espectros de Fourier en las componentes L y T.

En la figura 41, se muestran los espectros de Fourier generados con los datos analíticos y experimentales para el evento 99-3. Se puede observar que las frecuencias obtenidas del modelo corresponden a las experimentales.

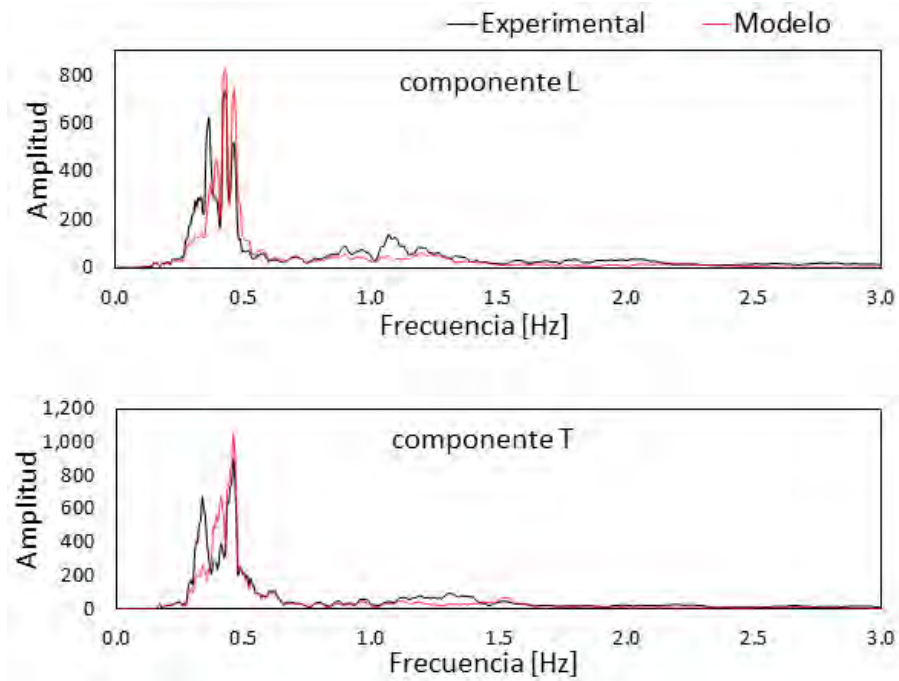


Figura 41. Espectros de Fourier evento 99-3 experimentales y analíticos en azotea centro componentes L y T

En la figura 42 se presenta la comparación de los cocientes espectrales de azotea y sótano de los registros experimentales del evento 99-3, contra la respuesta del modelo.

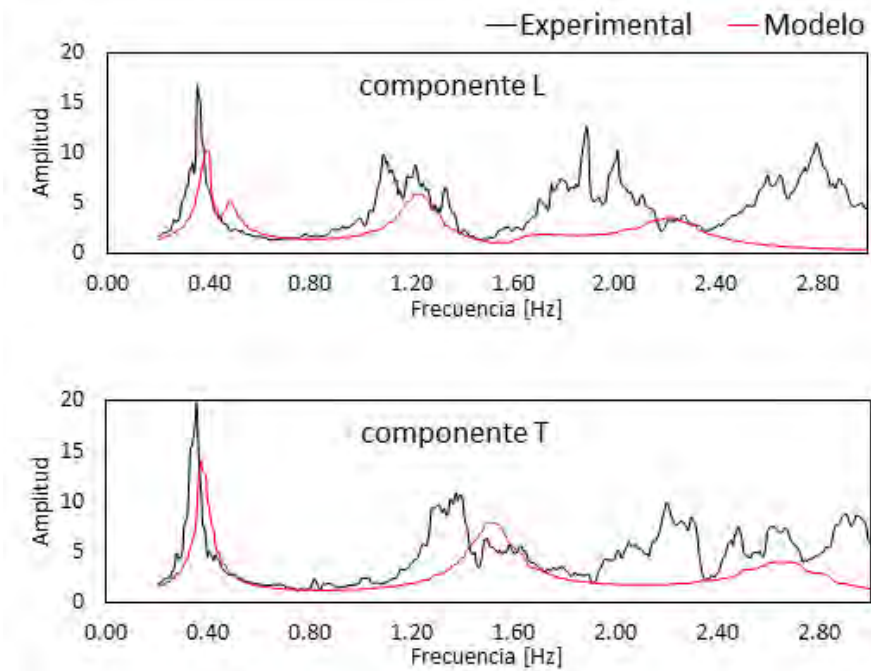


Figura 42. Cocientes espectrales evento 99-3 entre azotea y sótano experimentales y analíticos

De los espectros de Fourier y de los cocientes espectrales se puede concluir que las frecuencias del modelo son cercanas o coinciden con las frecuencias experimentales del evento 99-3.

Del mismo modo para el evento 14-1, se graficaron los espectros de Fourier para los registros de aceleraciones en azotea, y se obtuvieron los cocientes espectrales entre azotea y sótano, los cuales se compararon con la respuesta del modelo. En la figura 43 se presentan las gráficas de los espectros de Fourier de azotea y en la 44 los cocientes espectrales entre la azotea y el sótano, en estas se comparan la respuesta registrada experimentalmente con la del modelo.

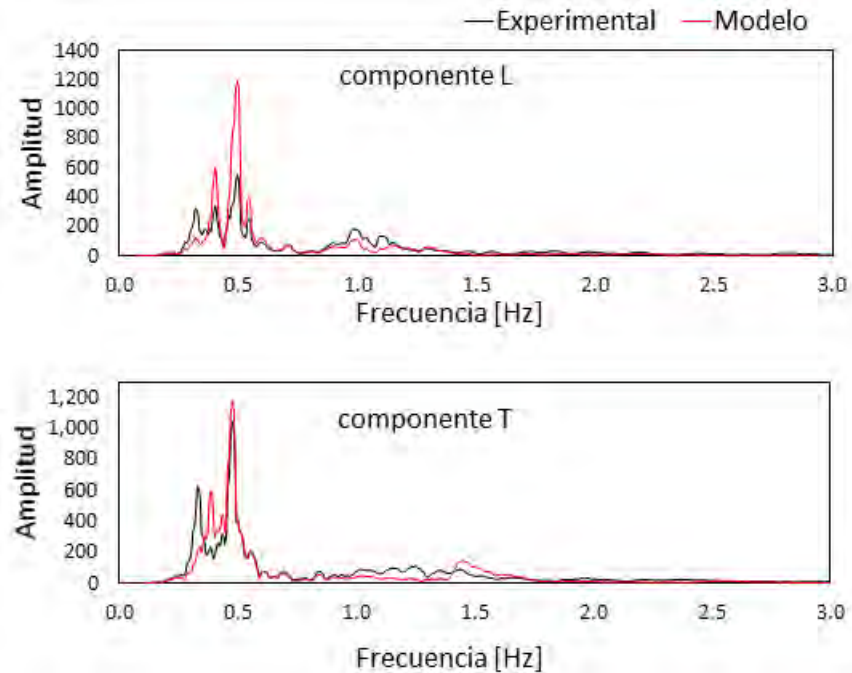


Figura 43. Espectros de Fourier evento 14-1 experimentales y analíticos en azotea centro componentes L y T

En las figuras 41 y 43 se observa que a diferencia de los espectros de Fourier generados con la información del modelo, en los experimentales se tiene un incremento en la amplitud aproximadamente en 0.3 Hz. Esta diferencia entre espectros experimentales y analíticos puede ser atribuida a que los modos fundamentales de los componentes L y T se superponen, debido a la no linealidad de la respuesta dinámica del edificio y a la interacción entre estos modos. Así mismo se debe tener presente que las frecuencias del modelo calibrado son superiores a las frecuencias correspondientes a la fase intensa de los eventos estudiados. En la tabla 24 se puede ver que para los componentes L y T con el modelo calibrado se obtuvieron frecuencias de 0.394 y 0.378 Hz respectivamente, mientras que en la fase intensa del evento 99-3 se registraron frecuencias de 0.321 y 0.334 Hz en los componentes L y T respectivamente y para el evento 14-1 las frecuencias registradas correspondientes a la fase intensa fueron de 0.311 Hz en el componente L y 0.310 en el componente T.

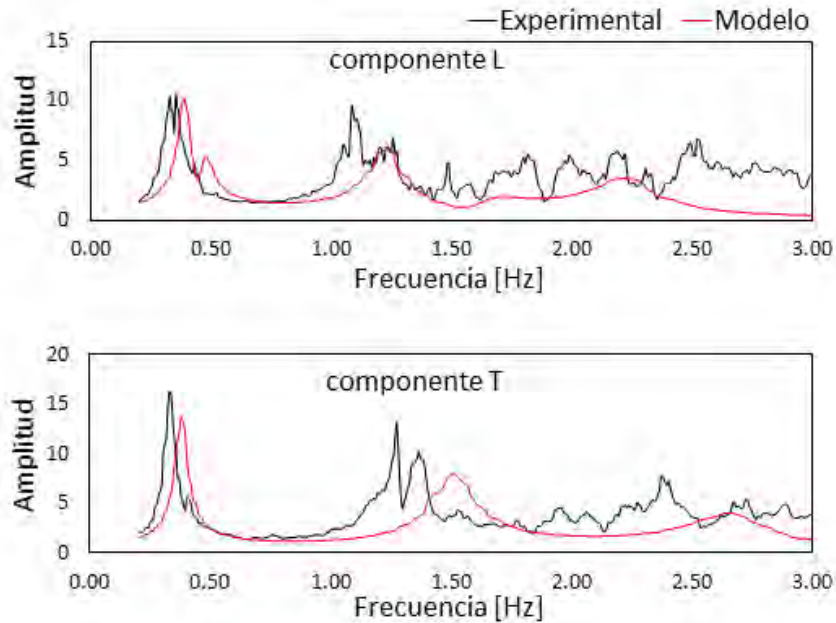


Figura 44. Cocientes espectrales evento 14-1 entre azótea y sótano experimentales y analíticos

De acuerdo a la comparación realizada con los espectros de Fourier y de los cocientes espectrales, para los eventos 99-3 y 14-1, se observa que las frecuencias del modelo MSM1 son cercanas o coinciden con las del edificio. No obstante, de los cocientes espectrales se puede ver que para los modos superiores existen diferencias entre los experimentales y los analíticos. Estas diferencias pueden explicarse debido a que el factor de amortiguamiento crítico asignado al modelo matemático es constante durante todo el análisis. Por el contrario, se ha observado experimentalmente que el amortiguamiento del edificio es variable durante un sismo. Adicionalmente se debe considerar el comportamiento no lineal de la estructura, comparada con la respuesta lineal del modelo.

Dado que la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad está en función de sus frecuencias y de su factor de amortiguamiento (Chopra 2014), se realizó un estudio adicional para comparar el efecto del factor de amortiguamiento crítico (ζ) en la respuesta del modelo. Con esta finalidad se elaboraron diferentes modelos en los que se asignaron distintos valores de ζ , los cuales varían del 1.9 al 5%. El factor de amortiguamiento crítico experimental promedio, calculado para los eventos 99-3 y 14-1, fue incluido en los modelos, sus valores se muestran en la tabla 26. Cabe resaltar la dispersión entre los valores mínimos y máximos, sobre todo para el evento 99-3, en donde los valores calculados para la desviación estándar fueron de 1.8 y 1.4 en los componentes L y T respectivamente, en tanto que el valor de desviación estándar para el evento 14-1, fue de 1 en ambos componentes. La respuesta de cada uno de estos modelos fue comparada con la respuesta experimental registrada en el evento 99-3.

Tabla 26. Factores de amortiguamiento crítico experimental de los eventos 99-3 y 14-1

Evento	Componente L			Componente T		
	ζ mín - ζ máx	ζ medio	ζ desviación estándar	ζ mín - ζ máx	ζ medio	ζ desviación estándar
99-3	2.3 - 8.4	4.9	1.8	2.0 - 8.7	3.2	1.4
14-1	2.5 - 4.5	3.2	1	1.9 - 4.8	3.5	1

En la tabla 27, se presenta en resumen los valores de ζ asignados en los modelos analíticos. Se destaca que al modelo MSM0 se le asignaron los factores de amortiguamiento crítico experimentales correspondientes al evento 99-3, mientras que en el modelo MSM2 se asignaron los valores de ζ mínimos, calculados para ese mismo evento. El factor de zona rígida en las uniones viga-columna empleado en todos los modelos fue de 50%.

Tabla 27. Factores de amortiguamiento crítico asignados a los modelos analíticos

Modelos	ζ [%]		ZR [%]
	L	T	
MSM0	4.9	3.2	50
MSM1	5	5	50
MSM2	2.3	2	50

La tabla 28 muestra las aceleraciones máximas registradas en el evento 99-3 y las obtenidas a partir de los modelos con diferentes factores de ζ .

Tabla 28. Aceleración máxima experimental y analítica para el evento 99-3

		Aceleración máxima [cm/s ²]							
Nivel	Ubicación	Experimental		Analítica					
		L	T	Modelo MSM0		Modelo MSM1		Modelo MSM2	
				L ($\zeta= 4.9\%$)	T ($\zeta= 3.2\%$)	L ($\zeta= 5\%$)	T ($\zeta= 5\%$)	L ($\zeta= 2.3\%$)	T ($\zeta= 2\%$)
sótano	centro	22.6	27.75	22.6	27.74	22.6	27.74	22.6	27.73
nivel 4	centro	34.44	29.54	24.69	22.61	24.53	20.12	32.51	26.39
azotea	centro	114.1	123.41	74.46	108.92	73.76	93.01	100.46	121.99
sótano	este	23.47	27.14	23.47	27.14	23.47	27.14	23.47	27.15
nivel 10	este	59.78	133.66	46.16	45.73	45.81	42.71	61.44	47.89
azotea	este	104.87	220.28	79.23	92.22	78.44	84.33	109.67	95.81
sótano	oeste	22.23	28.73	22.21	28.55	22.21	28.62	22.16	28.45
nivel 4	oeste	46.5	42.91	23.79	29.08	23.64	23.57	41.39	40.4

Se aprecia que con el modelo MSM2, al cual se le asignaron los factores de amortiguamiento crítico experimentales mínimos, se obtienen valores de aceleración más aproximados a los experimentales. En la tabla 29 se muestra la variación entre los valores de aceleración analíticos con respecto a los experimentales.

Tabla 29. Variación de los valores de aceleración analíticos con respecto de los experimentales para el evento 99-3

Nivel	Ubicación	Variación [%]					
		Modelo MSM0		Modelo MSM1		Modelo MSM2	
		L ($\zeta= 4.9\%$)	T ($\zeta= 3.2\%$)	L ($\zeta= 5\%$)	T ($\zeta= 5\%$)	L ($\zeta= 2.3\%$)	T ($\zeta= 2\%$)
sótano	centro	0	0	0	0	0	0
nivel 4	centro	28	23	29	32	6	11
azotea	centro	35	12	35	25	12	1
sótano	este	0	0	0	0	0	0
nivel 10	este	23	66	23	68	-3	64
azotea	este	24	58	25	62	-5	57
sótano	oeste	0	1	0	0	0	1
nivel 4	oeste	49	32	49	45	11	6

Se observa que con el modelo MSM2, en el componente L, se tienen variaciones de 12% en el nivel de azotea centro y de 11% en el nivel 4 oeste; mientras que en el componente T, las mayores variaciones de los valores de aceleración analíticos son de 64% en el nivel 10 este, y de 57% en azotea este.

La tabla 30 muestra los desplazamientos máximos obtenidos a partir de los registros de aceleración experimentales, así como los calculados con los modelos con diferentes factores de amortiguamiento crítico. En la tabla 31 se presentan las variaciones en porcentaje de los desplazamientos analíticos con respecto a los valores experimentales.

Tabla 30. Desplazamientos máximos experimentales y analíticos, evento 99-3

Nivel	Ubicación	Desplazamientos máximos [cm]							
		Experimental		Analíticos					
		L	T	Modelo MSM0		Modelo MSM1		Modelo MSM2	
				L ($\zeta= 4.9\%$)	T ($\zeta= 3.2\%$)	L ($\zeta= 5\%$)	T ($\zeta= 5\%$)	L ($\zeta= 2.3\%$)	T ($\zeta= 2\%$)
nivel 4	centro	4.83	3.36	2.12	2.13	2.1	1.9	3.68	3.14
azotea	centro	13.61	16.45	10.6	15.88	10.51	14.41	14.19	17.28
nivel 10	este	11.35	16.11	6.89	7.4	6.82	7.02	10.13	7.58
azotea	este	16.45	23.46	11.05	13.45	10.95	12.87	16.44	13.71
nivel 4	oeste	5.54	4.97	2.08	2.59	2.06	2.24	3.57	3.93

Se puede ver que los desplazamientos obtenidos con el modelo MSM2 se aproximan bastante a los experimentales, excepto en el nivel azotea este para el componente L y en los niveles 10 y azotea ambos al este para el componente T.

Tabla 31. Variación en porcentaje de los valores de desplazamiento máximo analíticos con respecto a los experimentales, evento 99-3

Nivel	Ubicación	Variación [%]					
		Modelo MSM0		Modelo MSM1		Modelo MSM2	
		L ($\zeta= 4.9\%$)	T ($\zeta= 3.2\%$)	L ($\zeta= 5\%$)	T ($\zeta= 5\%$)	L ($\zeta= 2.3\%$)	T ($\zeta= 2\%$)
nivel 4	centro	56	37	57	43	24	7
azotea	centro	22	3	23	12	-4	-5
nivel 10	este	39	54	40	56	11	53
azotea	este	33	43	33	45	0	42
nivel 4	oeste	62	48	63	55	36	21

Se confirma que con el modelo MSM2 se tienen menores variaciones de los desplazamientos máximos, con respecto de los experimentales. La mayor variación en el componente L fue de 36% en el nivel 4 oeste, mientras que en el componente T fue de 53% en el nivel 10 este.

Es importante recordar que en estructuras reales, existen diversos mecanismos que contribuyen a la disipación de la energía, tales como la fricción en las conexiones de acero, la apertura y cierre de grietas en el concreto y la fricción entre los elementos estructurales y no estructurales, como pueden ser los muros divisorios. Y que con frecuencia más de un mecanismo se encuentra actuando al mismo tiempo.

Se debe tener en cuenta que la estructuración del edificio PC, varía de forma importante con su altura, por ejemplo en los niveles del sótano hasta el último nivel de estacionamientos se tiene mayor densidad de muros de concreto reforzado, con relación a los niveles de la torre de oficinas. También se debe considerar la dispersión entre los valores mínimo y máximo del factor de amortiguamiento crítico experimental, calculado en ambos eventos, y la incertidumbre en la determinación de los valores de amortiguamiento crítico promedio, en los que existieron valores de desviación estándar de 1.8 y 1.4 para los componentes L y T respectivamente con respecto de los valores calculados para el evento 99-3, y de 1 para ambos componentes en los valores calculados para el evento 14-1. Por tales razones se puede justificar que con el modelo MSM0, al que se le asignaron los valores de ζ promedio experimentales, no se hayan tenido los resultados más aproximados a la respuesta experimental del edificio. Adicionalmente se debe tener presente que los modelos aquí presentados son modelos elásticos lineales.

6.2.1 RESPUESTA DEL MODELO PARA EL EVENTO 99-3

Se presenta la respuesta del modelo MSM2 para sismos de intensidad moderada para el evento 99-3. En las figuras 45 a 47 se muestran las historias de aceleración experimental y analítica en los componentes L y T.

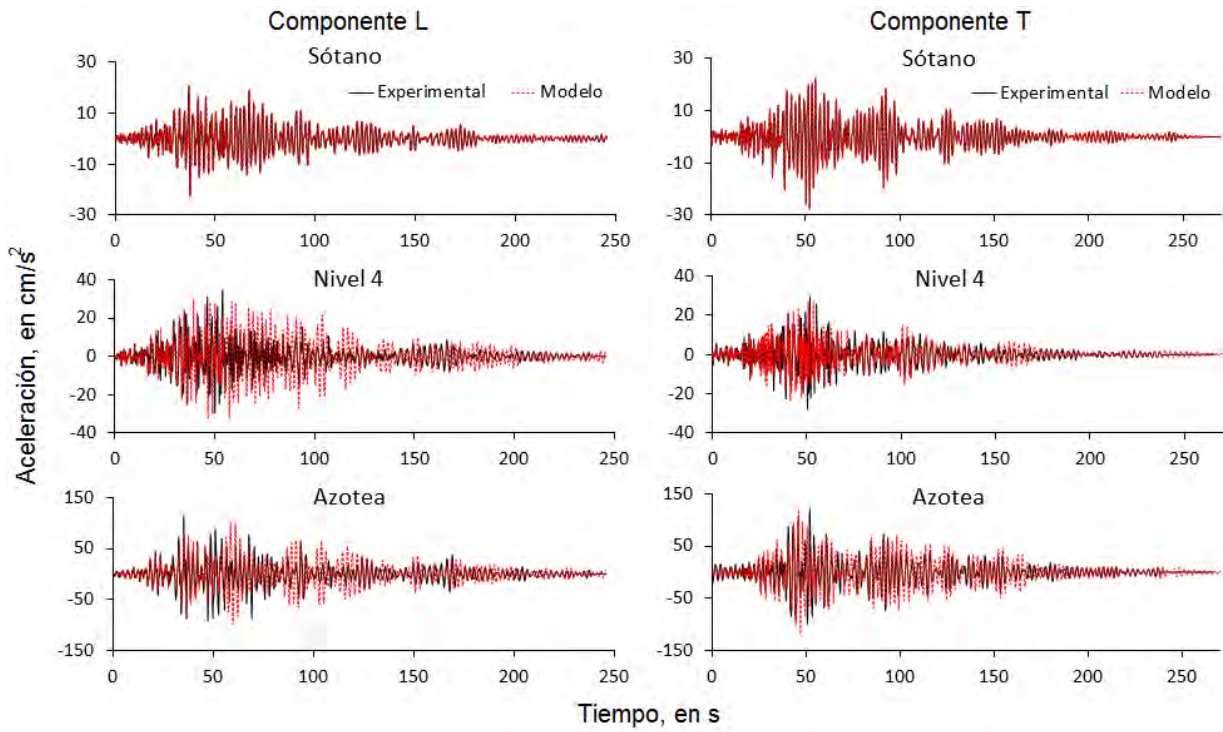


Figura 45. Respuesta experimental y analítica en términos de aceleración al centro, para el evento 99-3

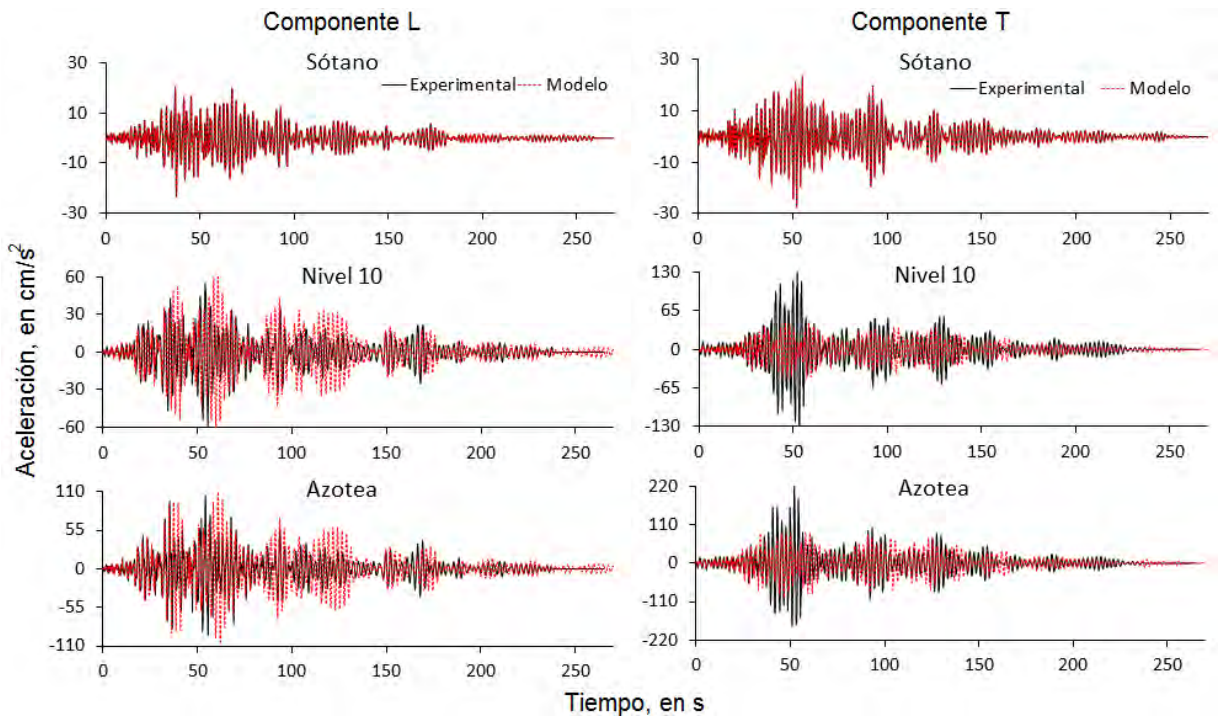


Figura 46. Respuesta experimental y analítica en términos de aceleración al este, para el evento 99-3

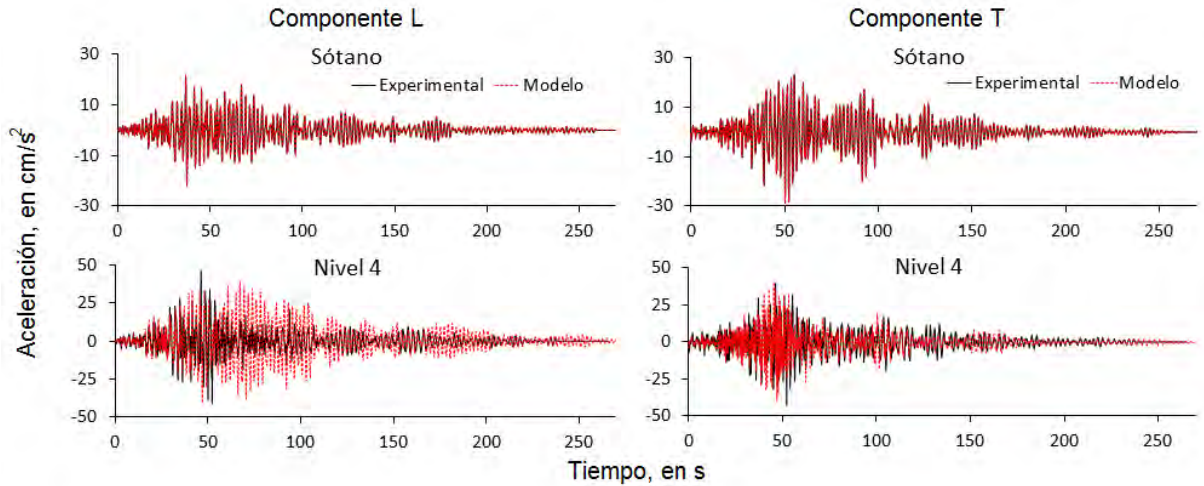


Figura 47. Respuesta experimental y analítica en términos de aceleración al oeste, componente L para el evento 99-3

Se observa que las mayores diferencias entre la respuesta experimental y la del modelo ocurren en las caras este y oeste del edificio, donde los efectos de la respuesta no lineal y la variación del acoplamiento de los modos fundamentales, contrasta más con la respuesta de un modelo lineal. Además no se debe perder de vista que las frecuencias del modelo calibrado son superiores a las que corresponden a la fase intensa de este evento sísmico. Adicionalmente se debe considerar que en el modelo se asignó el mismo factor de rigidez efectiva a cada elemento estructural en todos los niveles. Para todos los demás niveles y ubicaciones la respuesta del modelo se aproxima a la experimental.

En las figuras 48 a 50 se presentan las respuestas experimental y analítica en términos de desplazamientos en los componentes L y T.

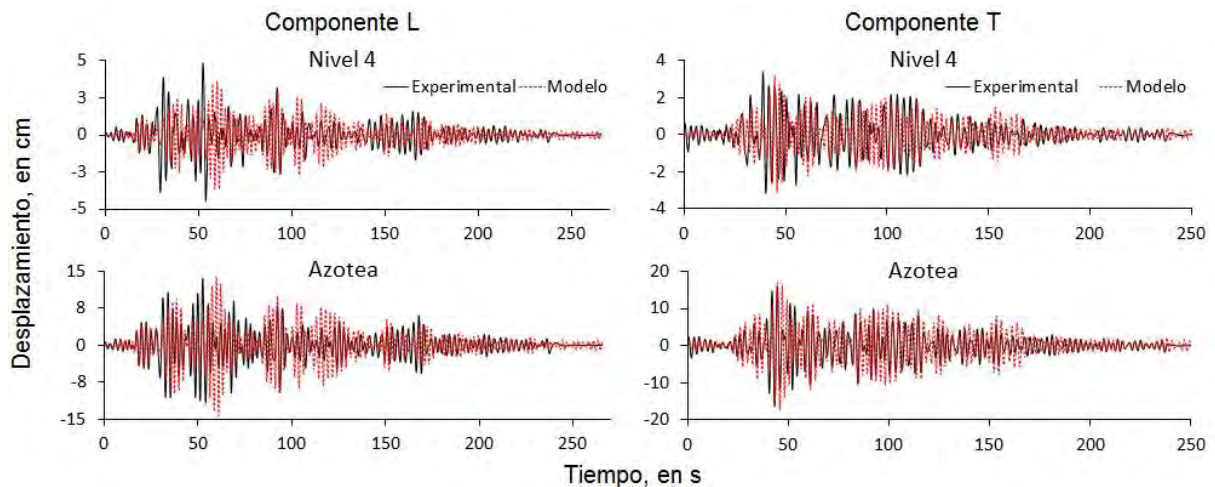


Figura 48. Respuesta experimental y analítica en términos de desplazamiento al centro, para el evento 99-3

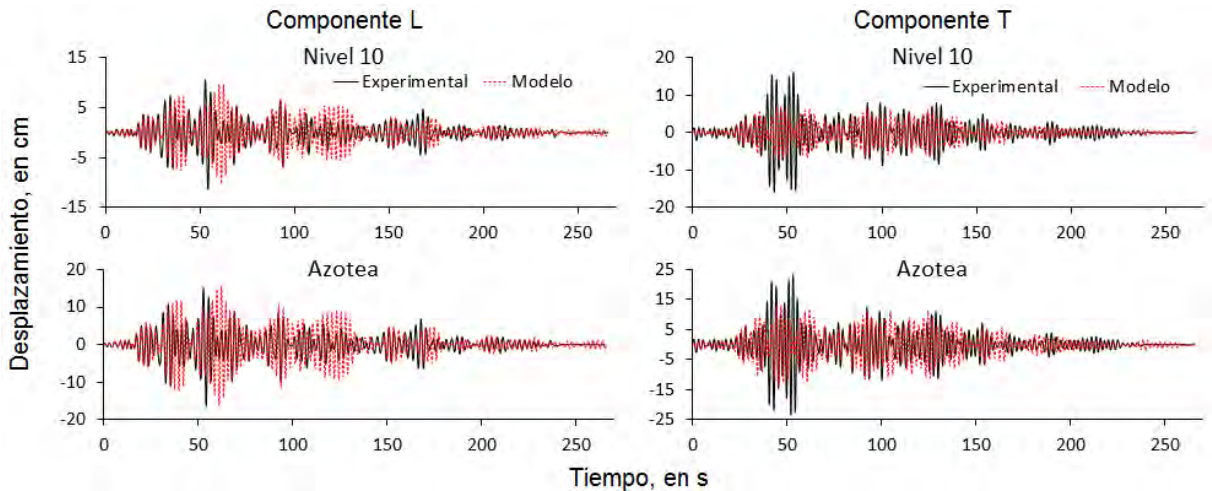


Figura 49. Respuesta experimental y analítica en términos de desplazamiento al este, para el evento 99-3

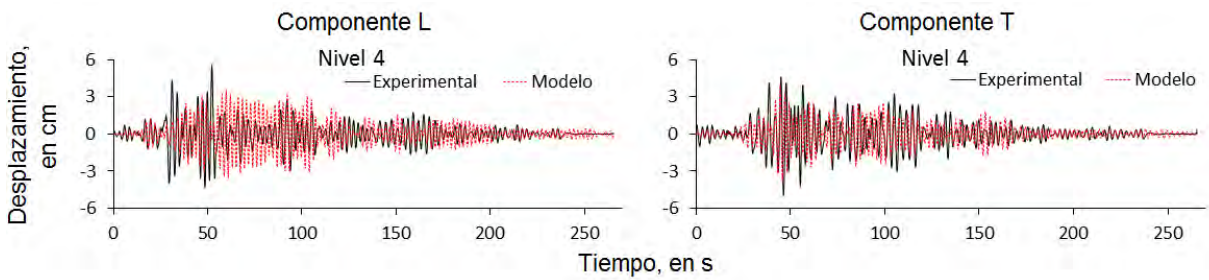


Figura 50. Respuesta experimental y analítica en términos de desplazamiento al oeste, para el evento 99-3

En términos de desplazamiento se observa que en ambos componentes L y T la respuesta del modelo es en general adecuada con respecto a la experimental. No obstante para el nivel cuatro se puede observar que aproximadamente entre el segundo 50 y el 100, los desplazamientos obtenidos con el modelo son mayores a los que se obtuvieron de los registros experimentales. Esto nuevamente se explica por las diferencias entre las frecuencias del modelo respecto a las frecuencias experimentales registradas en la fase intensa de este evento. También se debe considerar que como ya se ha mencionado, el amortiguamiento durante el sismo varía mientras que para el análisis del modelo el factor de amortiguamiento crítico es constante.

También se comparó la respuesta del modelo en términos de distorsiones de entrepiso, con la respuesta experimental, adicionalmente se incluyó la distorsión máxima de entrepiso calculada con los resultados del modelo para niveles consecutivos. En la figura 51 se presentan las historias de distorsión de entrepiso en el componente L, generadas a partir de los datos experimentales y del modelo MSM2 al centro y al este de los niveles de azotea a sótano, y del nivel 8 que es donde se tiene el valor de distorsión máximo para este componente.

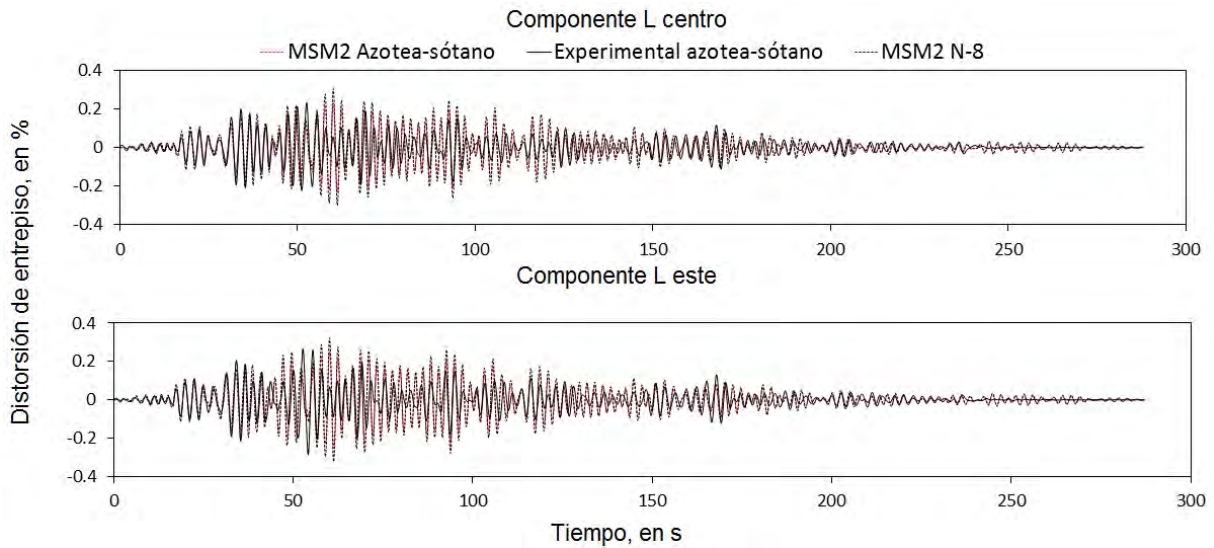


Figura 51. Distorsiones de entrepiso, componente L, evento 99-3

La figura 52 muestra las historias de distorsión de entrepiso en el componente T, generadas a partir de los datos experimentales y analíticos al centro y al este del edificio, entre los niveles de azotea y sótano, de igual forma se presenta la historia de distorsión de entrepiso del nivel 11, en este nivel se obtuvo la distorsión máxima en el componente T.

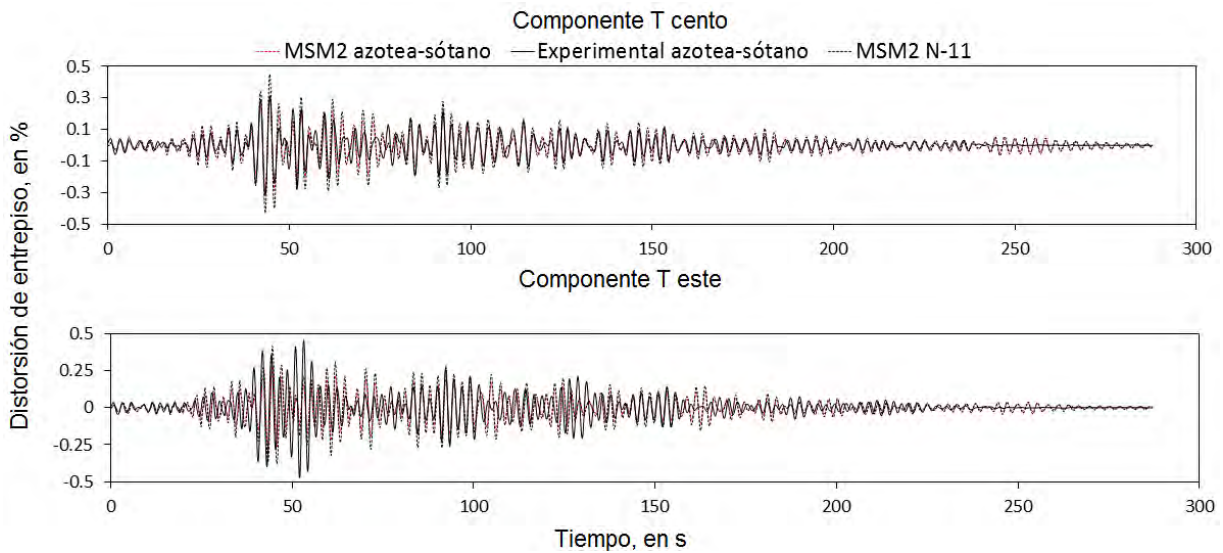


Figura 52. Distorsiones de entrepiso, componente T, evento 99-3

Se aprecia que los valores de distorsión analíticos del modelo MSM2, corresponden a los experimentales, en ambos componentes L y T, así como en ambos puntos de referencia, al centro y al este. En la tabla 32 se presentan los valores de distorsión máximos calculados entre los niveles de azotea y sótano, obtenidos a partir de los modelos MSM0, MSM1 y MSM2, y los calculados a partir de los registros experimentales. También se presentan los valores de distorsión máximos de los niveles 8 y 11 calculados a partir del modelo MSM2 entre niveles consecutivos.

Tabla 32. Distorsiones máximas de entrepiso para el evento 99-3

Modelo	Valores de distorsión de entrepiso máximos				Variación en % de los valores de distorsión analíticos con respecto a los experimentales			
	Componente L		Componente T		Componente L		Componente T	
	centro	este	centro	este	centro	este	centro	este
Modelo MSM0 $\zeta=5\%$ en L y T	0.18	0.19	0.3	0.27	22	34	6	43
Modelo MSM1 $\zeta=5\%$ en L y T	0.19	0.20	0.27	0.24	17	31	16	49
Modelo MSM2 $\zeta=2.3\%$ en L y $\zeta=2$ T	0.23	0.25	0.32	0.29	0	14	0	38
MSM2 nivel 8	0.26	0.28	0.46	0.40	-13	-3	-44	15
MSM2 nivel 11	0.26	0.28	0.48	0.44	-13	-3	-50	6
Experimental	0.23	0.27	0.32	0.47	0	0	0	0

Se puede ver que los valores de distorsión entre la azotea y el sótano, calculados con los modelos analíticos, son en menores que los obtenidos a partir de los datos experimentales. Sin embargo, las distorsiones de entrepiso calculadas con los modelos, entre niveles consecutivos pueden resultar mayores que las experimentales para algunos niveles. No obstante, de las figuras 51 y 52 se puede observar que la modulación de las historias de distorsión máximas, en los niveles 8 y 11, al centro y al este, corresponden a las historias de distorsión generadas con los datos experimentales.

También se aprecia que las variaciones correspondientes al modelo MSM2, son cero para las distorsiones calculadas entre la azotea y el sótano al centro, para ambos componentes L y T, mientras que los que se calcularon al este son del 14 y 38% en los componentes L y T respectivamente.

Utilizando los resultados generados con el modelo MSM2, se calcularon las distorsiones de entrepiso entre niveles consecutivos, desde el sótano hasta la azotea, estos se compararon con el valor máximo permitido (0.6%) de acuerdo a las NTC-2004 y con los valores generados a partir de los resultados experimentales. En las figuras 53 y 54 se muestra dicha comparación.

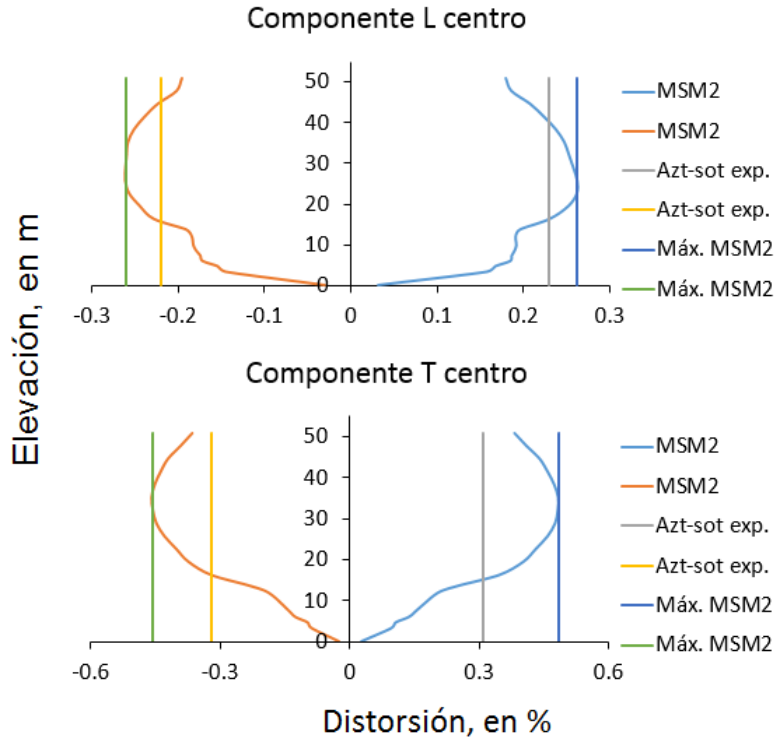


Figura 53. Distorsiones máximas de entrepiso entre niveles consecutivos, modelo MSM2, evento 99-3

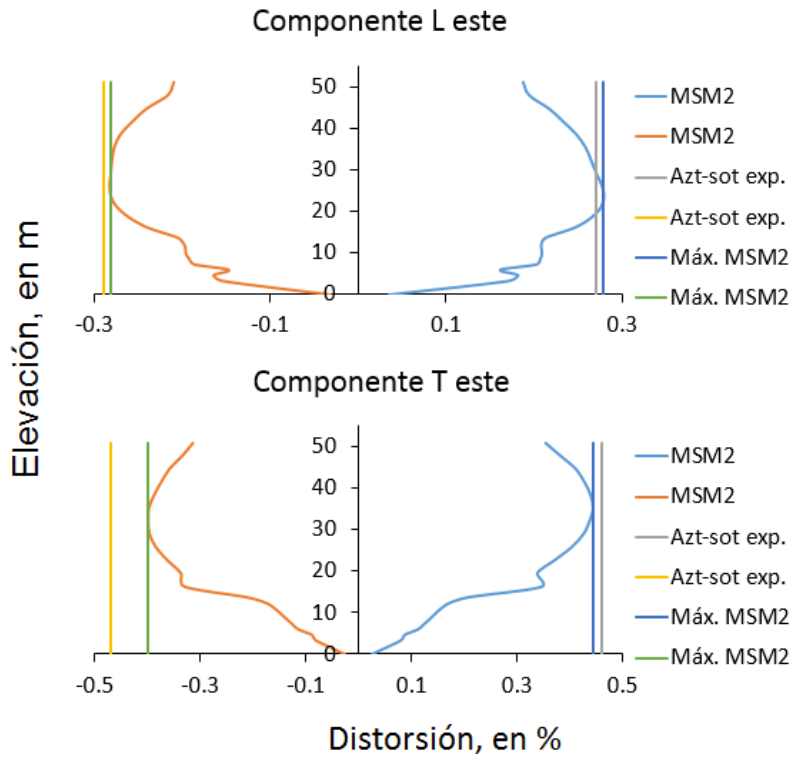


Figura 54. Distorsiones máximas de entrepiso entre niveles consecutivos, modelo MSM2, evento 99-3

De la figura 53 se observa que para las distorsiones de entrepiso entre niveles consecutivos, calculadas al centro con el modelo MSM2, se tienen valores superiores a los calculados con los datos experimentales, desde el nivel 5 hasta el 14 en el componente L, mientras que en el componente T, los valores de distorsión calculados con el modelo, son superiores a los calculados con los datos experimentales desde el nivel 5, hasta la azotea. En la figura 54 se aprecia que las distorsiones entre niveles consecutivos calculadas al este en el componente L, son superiores a las experimentales en los niveles 7,8 y 9, mientras que en el componente T, los valores de distorsión calculados a partir del modelo son menores las que se obtuvieron con los datos experimentales.

Se debe tener en cuenta que las distorsiones generadas con los datos experimentales, son un valor medio entre lo que se desplaza la azotea comparado con lo que se desplaza el sótano, dividido entre un valor muy grande que sería prácticamente la altura total del edificio, la cual si se compara con la altura promedio de entrepiso, esta sería aproximadamente el 6% de la altura entre la azotea y el sótano. Es por esto que se tienen valores mayores de distorsión de entrepiso cuando se consideran las distorsiones entre niveles consecutivos.

Con respecto al valor de distorsión de entrepiso admisible, establecido en el RCDF-NTC-2004, el cual es de 0.60%, se puede apreciar que con el modelo MSM2 no se rebasan los valores de distorsión permitidos por dichas normas.

Para observar con mayor detalle la respuesta del modelo MSM2, en términos de aceleración y desplazamiento, comparada con la respuesta experimental, se muestran ampliadas las historias de aceleración y desplazamientos al centro de la azotea. Las respuestas de aceleraciones y desplazamientos se presentan divididas en las fases inicial, intensa y final del evento 99-3, de acuerdo al criterio de intensidad acumulada de Arias (1970), en el que se omite el 5% al inicio y al final de la intensidad total de los registros sísmicos.

En la figura 55 se muestran las gráficas de intensidad acumulada de Arias, para los registros de aceleraciones al centro de la azotea en los componentes L y T.

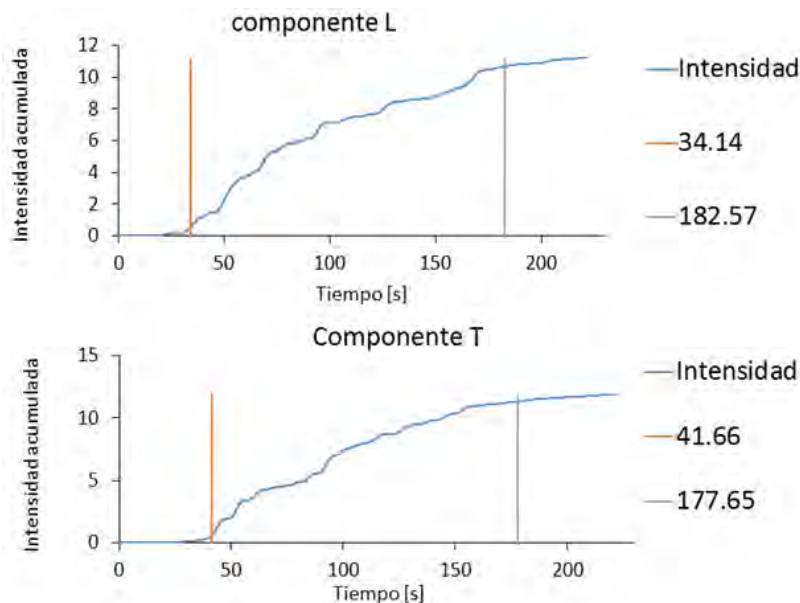


Figura 55. Intensidad de Arias acumulada para los registros de aceleraciones al centro, evento 99-3

La figura 56 presenta las historias de aceleración experimentales y analíticas en el componente L, al centro de la azotea.

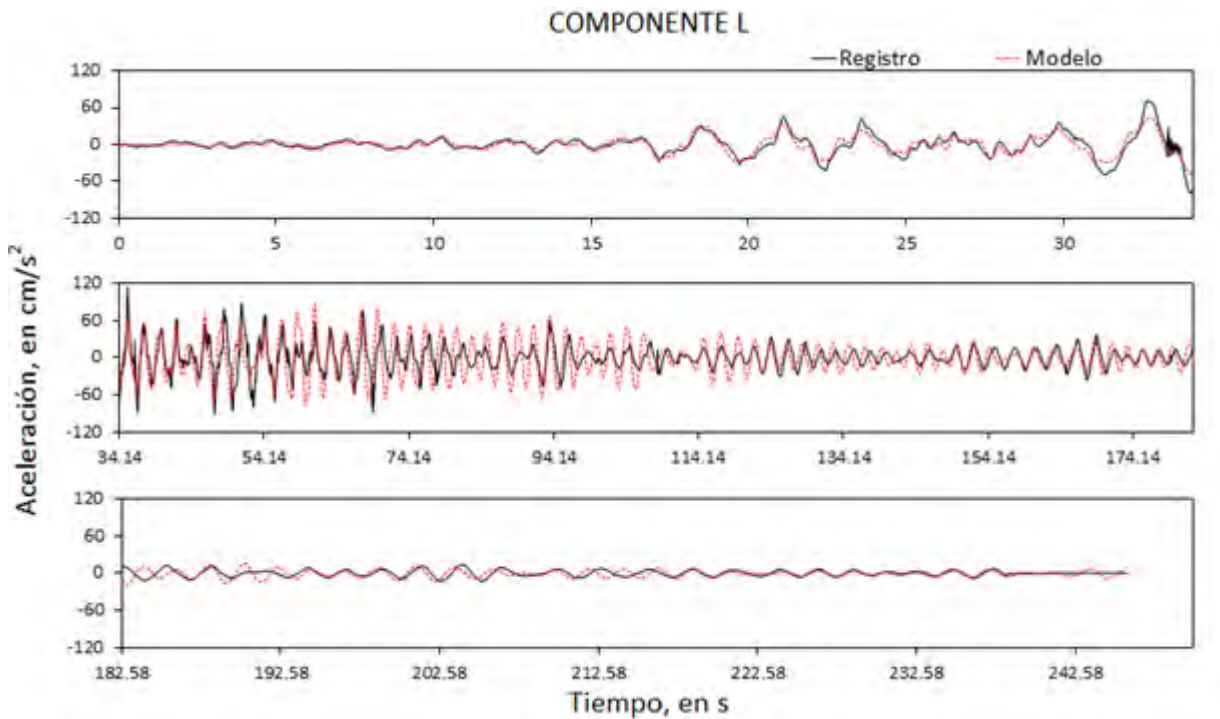


Figura 56. Historias de aceleración experimental y analítica, al centro de la azotea, evento 99-3

Se puede observar que en la fase inicial (0-34.13 s) y en la fase final (182.58-250 s), la respuesta del modelo es prácticamente igual a la respuesta experimental. En el intervalo correspondiente a la fase intensa, aproximadamente a partir del segundo 75 hasta el 115, se observa que los valores de aceleración del modelo son mayores que los experimentales, mientras que en el resto del intervalo los valores del modelo se aproximan bastante a los experimentales.

En la figura 57 se muestran las historias de aceleraciones experimentales y analíticas en el componente T, al centro de la azotea.

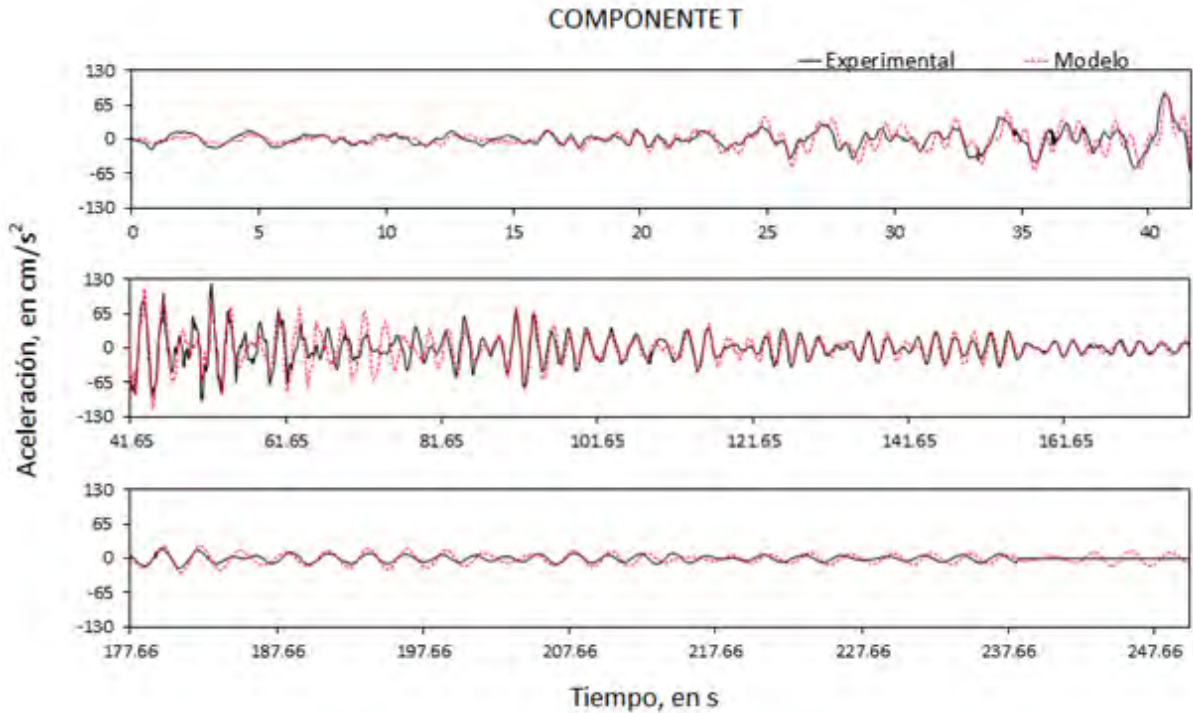


Figura 57. Historias de aceleración experimental y analítica, al centro de la azotea, evento 99-3

Se observa que la señal generada por el modelo coincide con los valores experimentales, excepto en la fase intensa, a partir del segundo 65.2 al 83.1 en donde nuevamente los valores calculados son mayores que los experimentales

En las figuras 58 y 59 se presentan las historias de desplazamiento experimentales y analíticas al centro de la azotea, en los componentes L y T respectivamente.

En la figura 59 se presenta la historia de desplazamientos al centro de azotea en el componente L. Se puede observar que en la fase inicial y final del sismo ambas curvas coinciden tanto en fase como en amplitud. En la fase intensa, se observa que solo al inicio y al final de este intervalo las señales coinciden, pero aproximadamente a partir del segundo 50.18 hasta el 120 las señales pueden coincidir en fase pero no en amplitud.

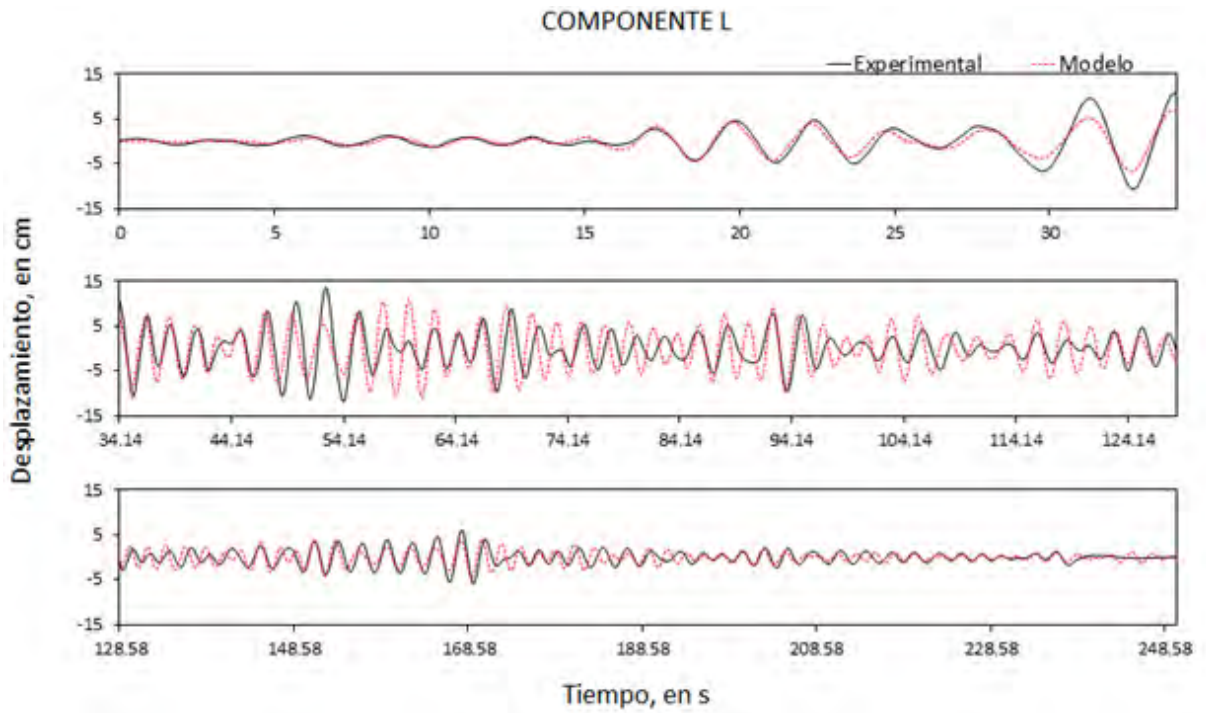


Figura 58. Historias de desplazamiento experimental y analítico, al centro de la azotea, evento 99-3

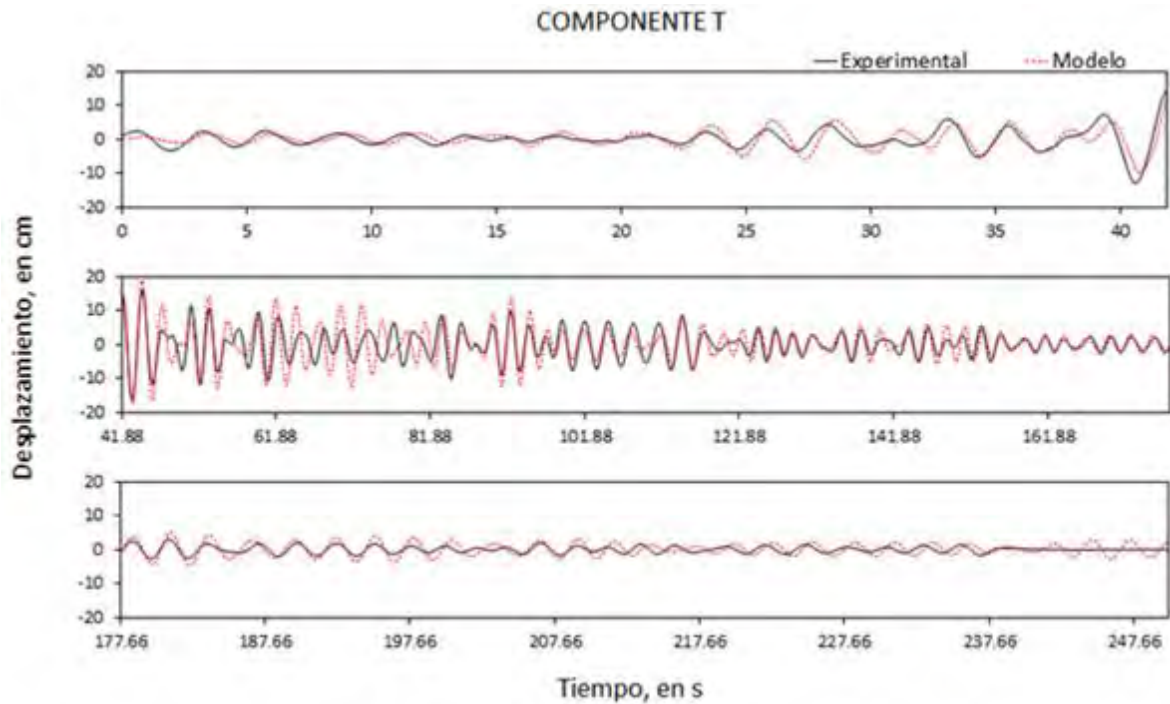


Figura 59. Historias de desplazamiento experimental y analítico, al centro de la azotea, evento 99-3

En la figura 59, se puede ver que para la fase inicial y final del movimiento las gráficas coinciden, mientras que en la fase intensa que es a partir de 41.66 hasta 177.65 segundos, se observa que en algunos lapsos de tiempo los desplazamientos generados por el modelo tienen amplitudes mayores que los experimentales. Se debe recordar que el factor de amortiguamiento crítico asignado al modelo fue constante durante todo el análisis, en tanto que el amortiguamiento que experimenta el edificio durante el sismo varía a lo largo del evento.

6.2.2 RESPUESTA DEL MODELO PARA EL EVENTO 14-1

Para reproducir la respuesta registrada durante el evento 14-1, se utilizó el modelo MSM1, el factor de amortiguamiento crítico asignado fue de 5% en ambos componentes L y T, también se observó la respuesta del modelo asignando los valores de ζ promedio calculados experimentalmente durante dicho evento, es decir $\zeta = 3.2\%$ en el componente L y $\zeta = 3.5\%$ en el componente T. El factor de zona rígida en las uniones viga-columna fue de 50%.

En la tabla 33 se resumen las aceleraciones máximas registradas en el evento 14-1 y las obtenidas con los modelos matemáticos. Así mismo en la tabla 34 se presentan las variaciones en porcentaje, de las aceleraciones obtenidas con los modelos con respecto a las experimentales.

Tabla 33. Aceleraciones máximas experimentales y analíticas, evento 14-1

Nivel	Ubicación	Aceleración máxima [cm/s ²]					
		Experimental		Analítica			
		L	T	L	L	T	T
				$\zeta = 5\%$	$\zeta = 3.2\%$	$\zeta = 5\%$	$\zeta = 3.5\%$
sótano	centro	25.5	42.97	25.6	25.6	42.94	42.91
nivel 4	centro	38.57	43.78	32.17	35.28	43.52	46.66
azotea	centro	107	167.05	112.36	130.63	132.75	143.82
sótano	este	26.3	42.34	26.3	26.3	42.31	42.36
nivel 10	este	47.7	100.21	64.47	76.79	72.33	79.45
azotea	este	103.22	211.45	114.89	133.46	141.42	155.85
sótano	oeste	25.7	46.57	25.7	25.7	46.4	46.71
nivel 4	oeste	36.09	58.8	31.44	34.96	50.63	57.03

Se observa que para el componente L los valores de aceleración obtenidos con ambos modelos son iguales o de mayor magnitud que los experimentales, esta diferencia entre los valores analíticos y experimentales es mayor con el modelo con $\zeta = 3.2\%$. En el componente T las aceleraciones experimentales son mayores que las analíticas, por tal motivo los valores de aceleración obtenidos con el modelo con $\zeta = 3.5\%$ se aproximan más a las experimentales.

Tabla 34. Variación en porcentaje de los valores de aceleración analíticos con respecto a los experimentales, evento 14-1

Nivel	Ubicación	Variación [%]			
		L		T	
		$\zeta = 5\%$	$\zeta = 3.2\%$	$\zeta = 5\%$	$\zeta = 3.5\%$
sótano	centro	0	0	0	0
nivel 4	centro	17	9	1	-7
azotea	centro	-5	-22	21	14
sótano	este	0	0	0	0
nivel 10	este	-35	-61	28	21
azotea	este	-11	-29	33	26
sótano	oeste	0	0	0	0
nivel 4	oeste	13	3	14	3

Se puede ver que en el componente T, se obtienen menores variaciones en los valores de aceleración, cuando se asigna al modelo el factor de amortiguamiento crítico promedio calculado experimentalmente, mientras que en el componente L para los niveles de azotea centro, nivel 10 y azotea este, las variaciones son menores con $\zeta = 5\%$, en el nivel 4 al centro y al este se obtienen menores variaciones con ζ promedio experimental.

Se observó la respuesta del modelo MSM1 en términos de desplazamiento, con los factores de amortiguamiento crítico ya descritos. En la tabla 35 se presentan los desplazamientos máximos obtenidos a partir de los registros de aceleración, junto con los obtenidos con los modelos analíticos, en la tabla 36 se muestran las variaciones en porcentaje de los valores de desplazamientos máximos analíticos, con respecto a los experimentales.

Tabla 35. Desplazamientos máximos experimentales y analíticos, evento 14-1

Nivel	ubicación	Desplazamientos máximos [cm]					
		Experimental		Analíticos			
		L	T	L	L	T	T
		$\zeta = 5\%$	$\zeta = 3.2\%$	$\zeta = 5\%$	$\zeta = 3.5\%$		
nivel 4	centro	3.3	4.36	2.84	3.4	1.94	1.92
azotea	centro	9.91	17.39	12.7	14.32	16.25	16.93
nivel 10	este	6.76	11.55	8.1	9.45	9.63	10.29
azotea	este	11.51	18.78	12.9	14.53	17.63	18.83
nivel 4	oeste	3.45	5.47	2.81	3.38	1.99	2.7

Se puede observar que los desplazamientos obtenidos con el modelo con $\zeta = 5\%$ en el componente L, son más aproximados a los experimentales, mientras que en el componente T, los valores de desplazamiento que más se aproximan a los experimentales se obtuvieron con el modelo con $\zeta = 3.5\%$.

Tabla 36. Variación en porcentaje de los valores de desplazamiento analíticos con respecto a los experimentales, evento 14-1

Nivel	Ubicación	Variación [%]			
		L	L	T	T
		$\zeta = 5\%$	$\zeta = 3.2\%$	$\zeta = 5\%$	$\zeta = 3.5\%$
nivel 4	centro	14	-3	56	56
azotea	centro	-28	-45	7	3
nivel 10	este	-20	-40	17	11
azotea	este	-12	-26	6	0
nivel 4	oeste	19	2	64	51

De la tabla 36 se puede confirmar que con el factor de amortiguamiento crítico del 5%, en el componente L y con 3.5% en T se obtiene la respuesta del modelo más aproximada a la respuesta registrada durante el evento 14-1. Por esta razón se decidió elaborar una variante del modelo MSM1. A este modelo se le denominó MSM4, en el que se asignó un $\zeta = 5\%$ en el componente L y 3.5% en el componente T.

En las figuras 60 a 62 se presenta la comparación de la respuesta de aceleraciones obtenidas con el modelo MSM4 el cual fue elaborado considerando factor de zona rígida en las uniones viga-columna de 50%.

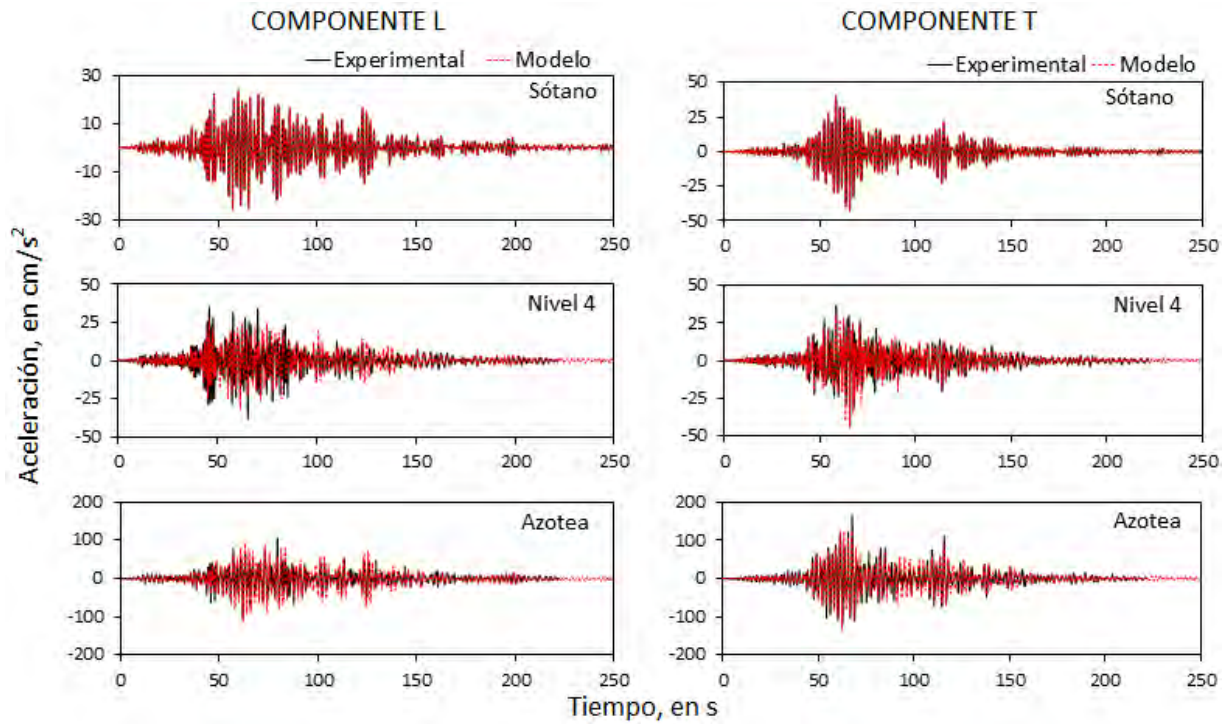


Figura 60. Aceleración experimental y analítica al centro de los niveles sótano, 4 y azotea, evento 14-1

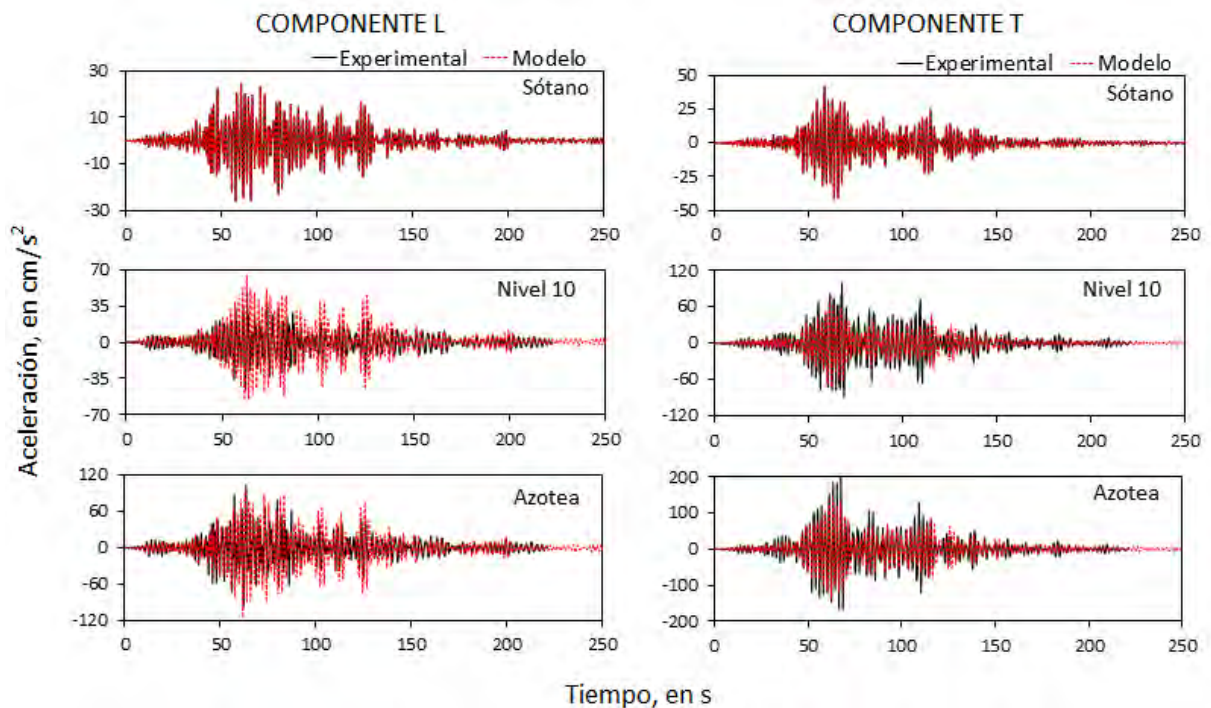


Figura 61. Aceleración experimental y analítica al este de los niveles sótano, 10 y azotea, evento 14-1

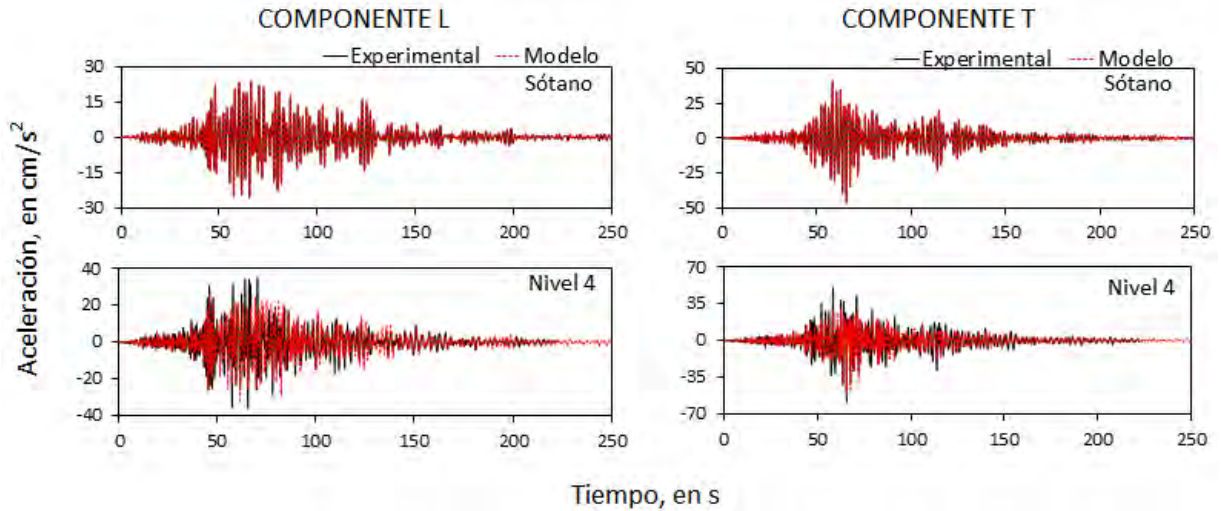


Figura 62. Aceleración experimental y analítica al oeste, de los niveles sótano y 4, evento 14-1

De las figuras anteriores se puede ver que la respuesta del modelo MSM4, es bastante aproximada a la respuesta registrada durante el evento 14-1, en ambas componentes de movimiento y en todas las ubicaciones de medición. No obstante, nuevamente se debe tener presente la diferencia entre las frecuencias del modelo calibrado con respecto a las frecuencias experimentales registradas en la fase intensa de este evento. Sin olvidar que la rigidez efectiva de los elementos estructurales del modelo fue afectada en la misma proporción a toda la altura del edificio.

En las figuras 63 a 65 se observan la comparación de los desplazamientos obtenidos con el modelo MSM4 y los experimentales.

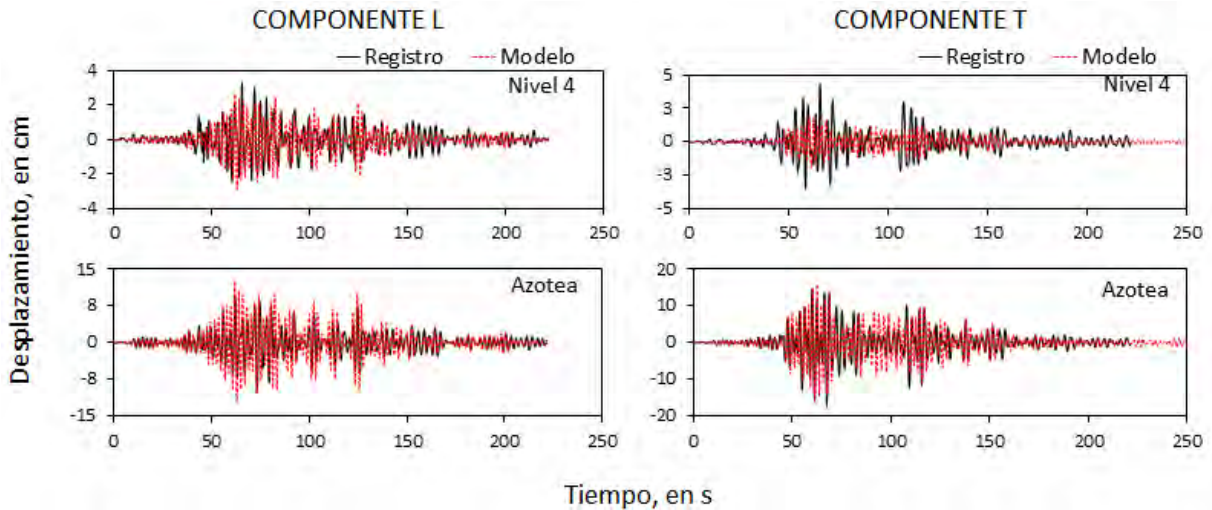


Figura 63. Desplazamiento experimental y analítico del modelo MSM1 al centro de los niveles 4 y azotea, evento 14-1

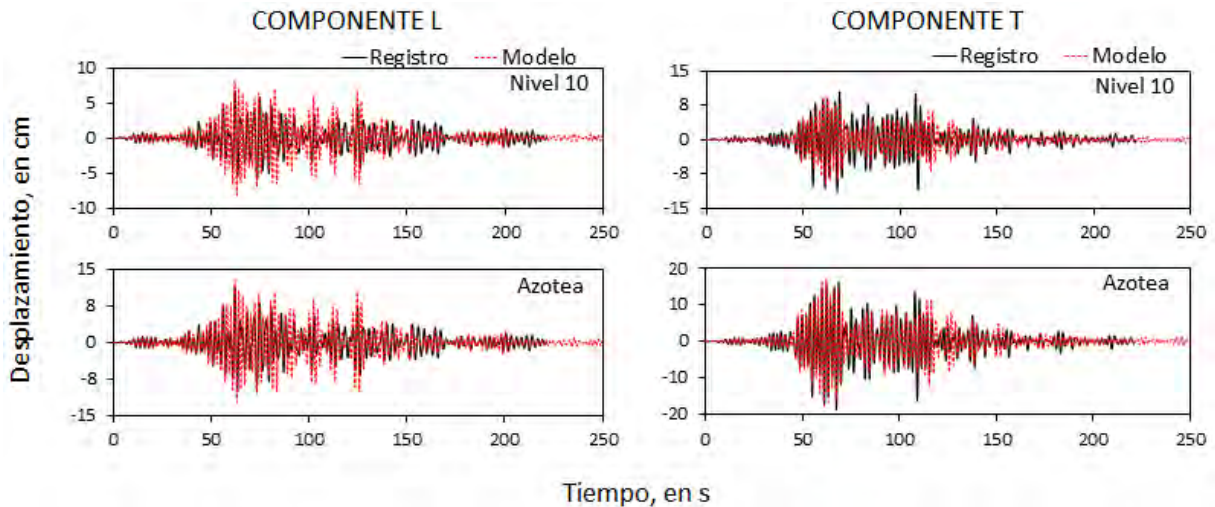


Figura 64. Desplazamiento experimental y analítico del modelo MSM1 al este de los niveles 10 y azotea, evento 14-1

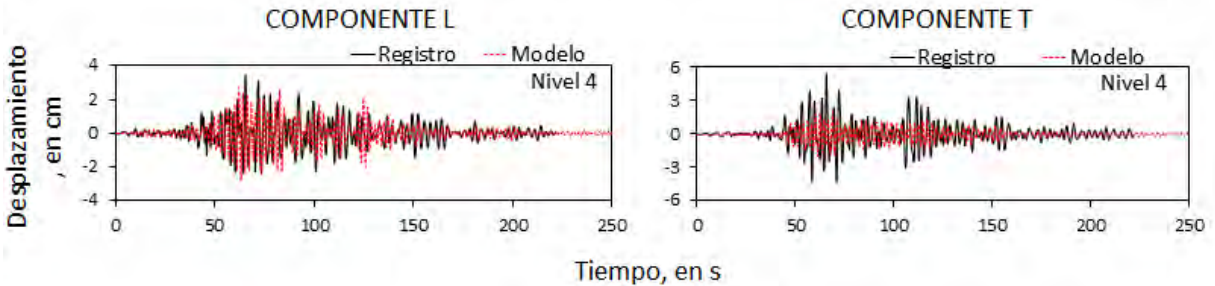


Figura 65. Desplazamiento experimental y analítico del modelo MSM1 al oeste del nivel 4, evento 14-1

De las figuras 63 a 65 se observa que la amplitud de los desplazamientos del modelo MSM4 también se aproxima satisfactoriamente a la de los experimentales, excepto para el componente T en nivel 4 al centro y al oeste.

En las figuras 66 y 67 se muestra la comparación de las distorsiones de entrepiso por grupos de niveles, calculada a partir de los datos experimentales y con los datos del modelo MSM4, entre los niveles de azotea y sótano, para las componentes L y T, también se muestran las historias de distorsiones de entrepiso máximas calculadas entre niveles consecutivos con el modelo MSM4. En este caso la distorsión máxima calculada para entrepisos consecutivos, ocurrió en el nivel 7 en el componente L y en el nivel 11 en el componente T.

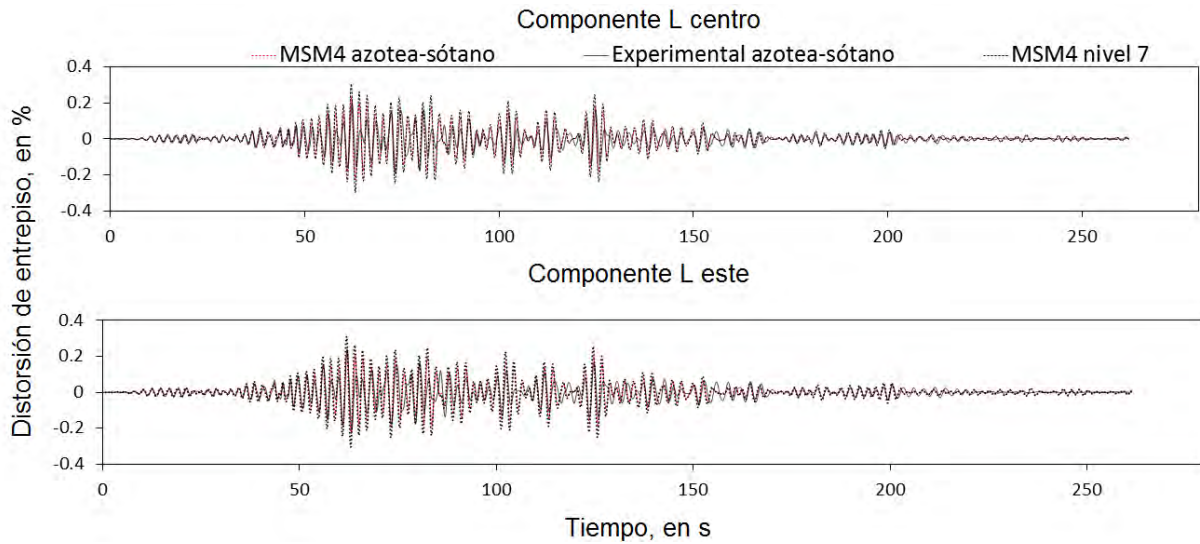


Figura 66. Distorsiones de entrepiso, componente L, evento 14-1

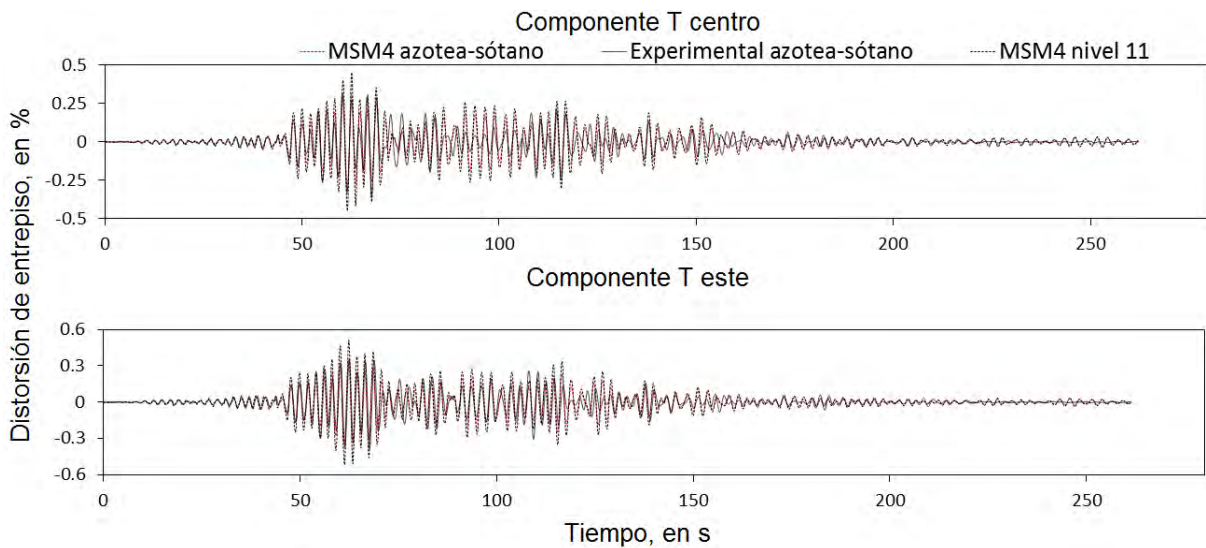


Figura 67. Distorsiones de entrepiso, componente T, evento 14-1

Se observa que con el modelo MSM4 se obtienen valores de distorsión entre azotea y sótano, muy similares a los obtenidos con los datos experimentales. En la tabla 37 se resumen los valores de distorsión máximos experimentales y analíticos, ente los niveles de azotea y sótano. También se presentan los valores de distorsión en los niveles 7 y 11, los cuales corresponden a los valores máximos calculados para niveles consecutivos. Así mismo se muestra la variación en porcentaje de las distorsiones obtenidas con los modelos MSM1 y MSM4, con respecto a los calculados con los datos experimentales.

Tabla 37. Comparación de valores de distorsión máxima de entrepiso experimentales y analíticos para el evento 14-1

Modelo	Valores de distorsión de entrepiso máximos				Variación de los valores de distorsión analíticos con respecto a los experimentales			
	Componente L		Componente T		centro	este	centro	este
	centro	este	centro	este				
MSM1 $z_r=50\%$ $\zeta=5\%$ en L y T	0.24	0.24	0.30	0.33	-18.07	-1	17	15
MSM4 $z_r=50\%$ $\zeta=5\%$ en L y 3.5 en T	0.24	0.24	0.31	0.35	-18.07	-1	14	10
MSM4 nivel 7	0.31	0.31	0.38	0.45	-55	-29	-6	-15
MSM4 nivel 11	0.29	0.30	0.46	0.52	-45	-25	-28	-34
Experimental	0.20	0.24	0.36	0.39				

Nuevamente se puede ver, que cuando se calculan los valores de distorsión entre pisos consecutivos, estos pueden resultar mayores que los calculados entre la azotea y el sótano, sin embargo, también nuevamente se observa de las figuras 66 y 67 que las historias de distorsión de entrepiso para los niveles 7 y 11, concuerdan en cuanto a modulación con las de los datos experimentales.

Con el modelo MSM4 se calcularon las distorsiones de entrepiso de niveles consecutivos desde el sótano a la azotea, para el evento 14-1, y se compararon con los valores de distorsión permisibles indicados en las NTC-2004 y con los valores de distorsión generados a partir de los registros experimentales, en la figuras 68 y 69 se presenta dicha comparación.

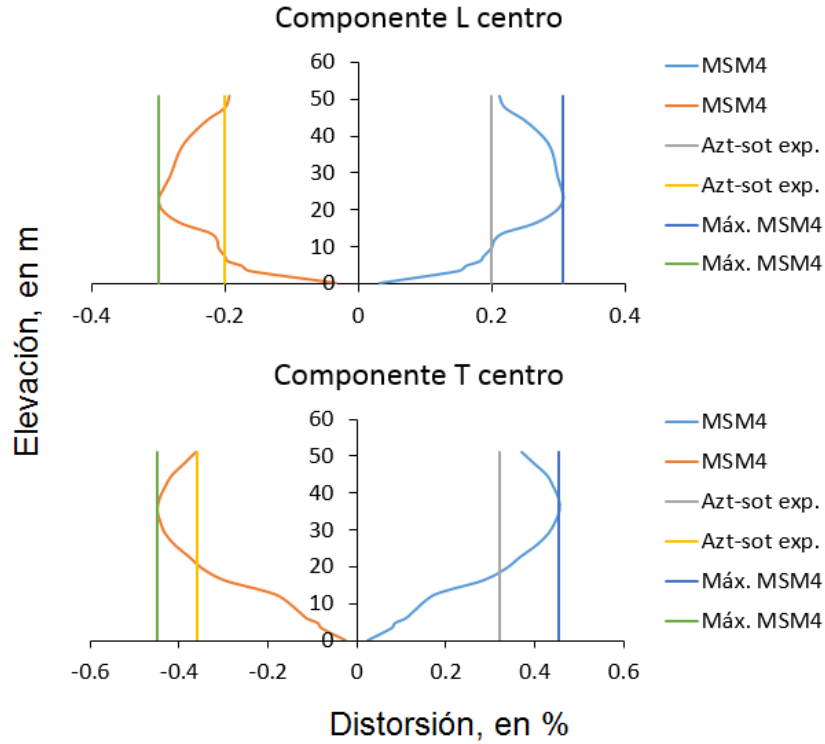


Figura 68. Distorsiones máximas de entrepiso entre niveles consecutivos, modelo MSM4 para el evento 14-1

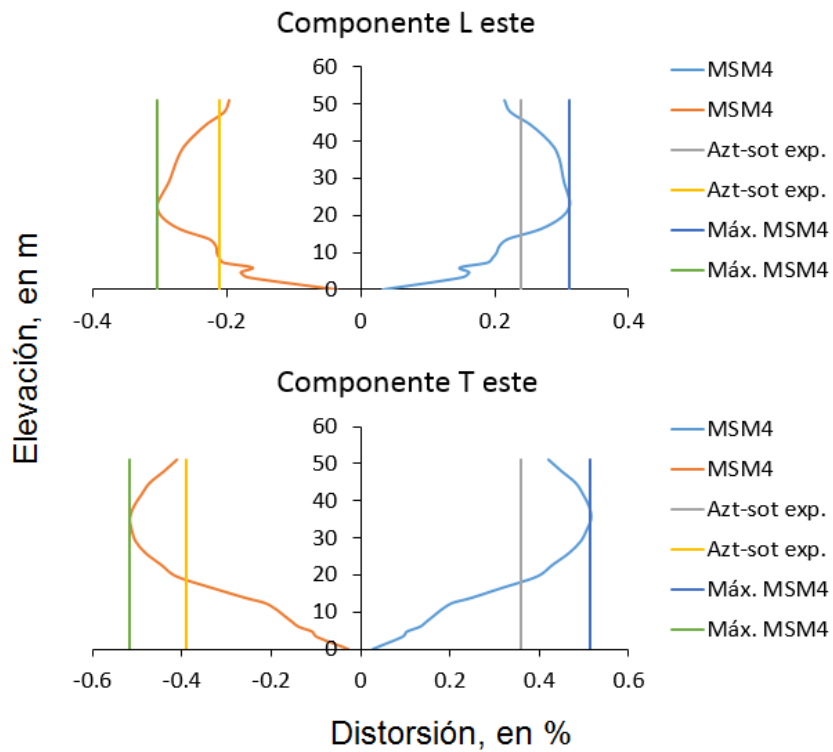


Figura 69. Distorsiones máximas de entrepiso entre niveles consecutivos, modelo MSM4 para el evento 14-1

Se observa que en el componente L a partir del nivel 4 los valores de distorsión analíticos superan a los generados con los datos experimentales, mientras que en el componente T las distorsiones de entrepiso son mayores a las calculadas con los datos experimentales a partir del nivel 6. En ninguna de las dos direcciones se sobrepasan los valores permisibles del RCDF-NTC-2004.

Para el evento 14-1 también se presenta a detalle la respuesta experimental y analítica obtenida con el modelo MSM4, en términos de aceleración y desplazamiento al centro de la azotea. Nuevamente se usó el criterio de intensidad acumulada de Arias, para la identificación de los intervalos correspondientes a las fases inicial, intensa y final de los registros de aceleraciones.

En las figuras 70 y 71 se presentan las historias de aceleraciones experimental y analítica, al centro de la azotea, en los componentes L y T respectivamente.

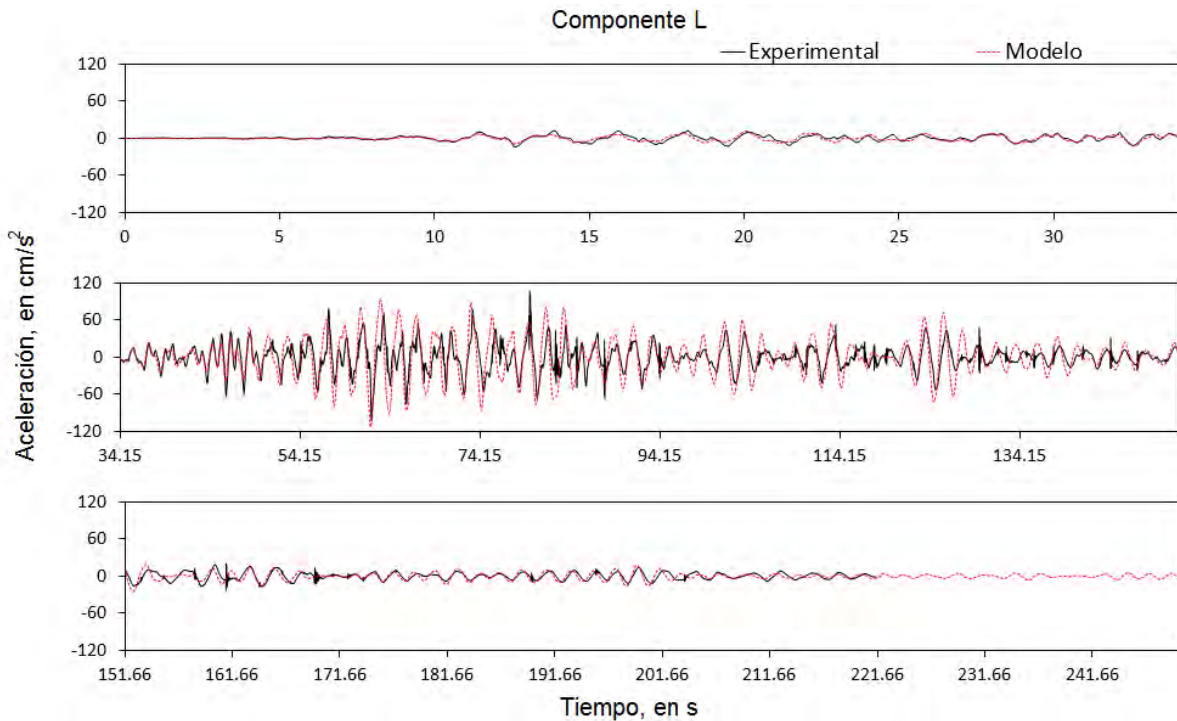


Figura 70. Historias de aceleración experimental y analítica, al centro de la azotea, evento 14-1

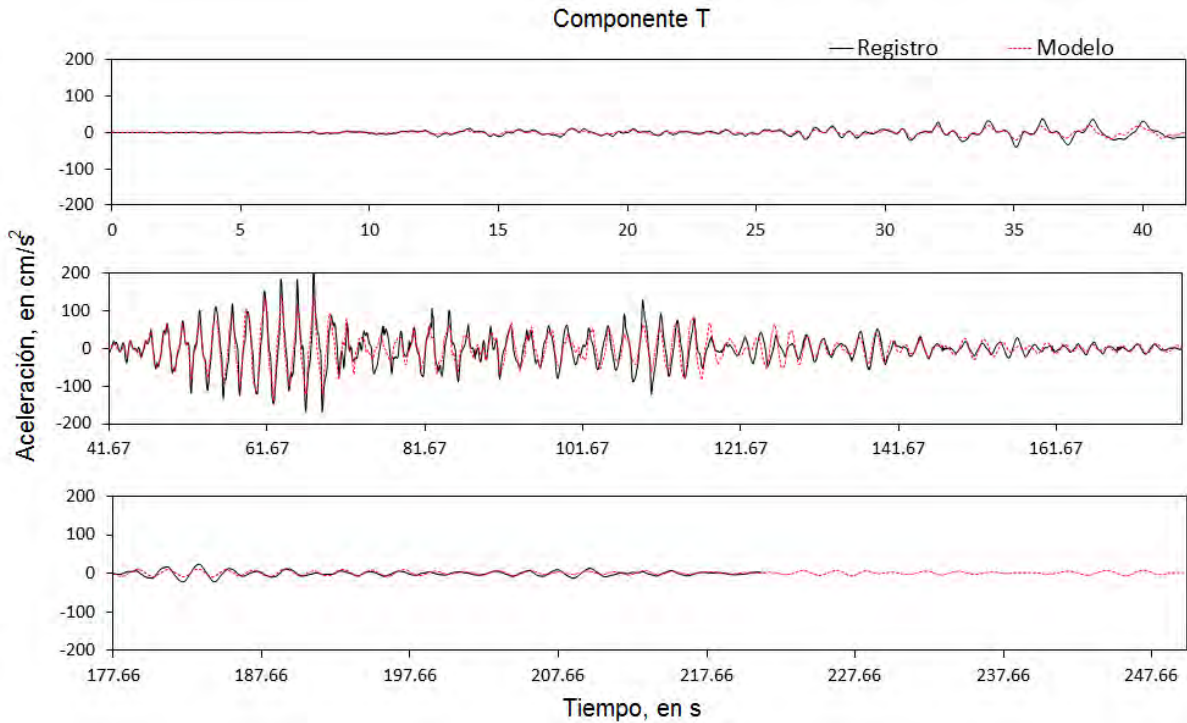


Figura 71. Historias de aceleración experimental y analítica, al centro de la azotea, evento 14-1

De las figuras 70 y 71 se observa que los valores de aceleración obtenidos con el modelo MSM4, corresponden a los experimentales prácticamente en las tres fases del sismo, inicial, intensa y final, para las dos componentes L y T.

En las figuras 72 y 73 se presentan las historias de desplazamiento experimentales y analíticas, al centro de la azotea en los componentes L y T.

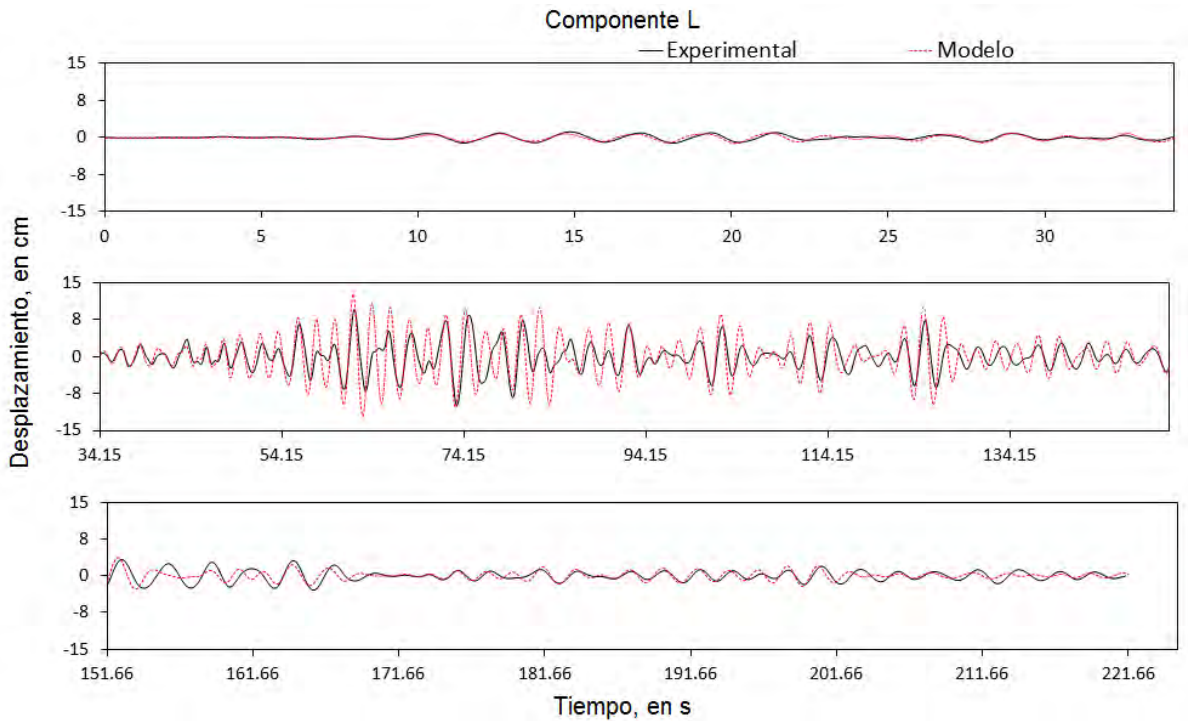


Figura 72. Historias de desplazamientos experimentales y analíticos, al centro de la azotea, evento 14-1

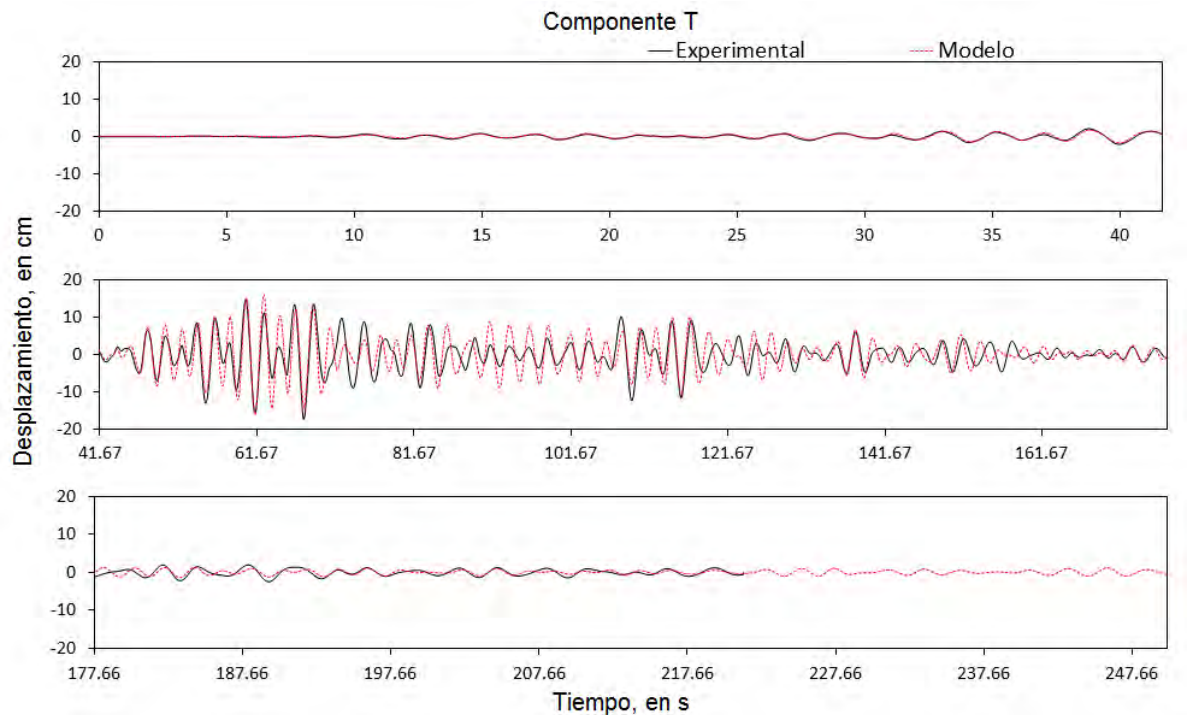


Figura 73. Historias de desplazamientos experimentales y analíticos, al centro de la azotea, evento 14-1

De las figuras 72 y 73 se observa que para ambos componentes L y T, los desplazamientos generados por el modelo MSM4, coinciden con los experimentales en las fases inicial y final del movimiento, mientras que en la fase intensa las señales prácticamente coinciden en fase a todo lo largo del intervalo aunque hay segmentos en que las amplitudes alcanzadas por el modelo superan a las de los datos experimentales.

6.2.3 COMPARACIÓN DE VALORES EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS DEL COEFICIENTE SÍSMICO

Se obtuvieron los valores de los coeficientes sísmicos para los eventos 99-3 y 14-1, considerando un peso total del edificio de 24,016 t, la fórmula empleada para en el cálculo de los coeficientes sísmicos es la siguiente:

$$C_s = \frac{V_o}{W}$$

Donde V_o es el cortante basal en la dirección de estudio y W el peso del edificio.

En las figuras 74 y 75 se muestra la comparación de las historias de coeficiente sísmico registradas experimentalmente con las generadas con los modelos para los eventos 99-3 y 14-1 respectivamente, en los componentes L y T. Se debe mencionar que el modelo empleado para el sismo 99-3 fue el MSM2, mientras que el modelo para el evento 14-1 fue el MSM4.

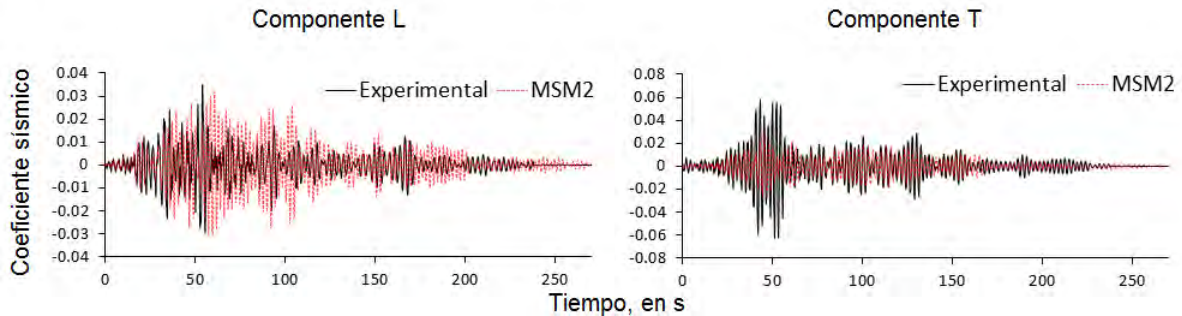


Figura 74. Comparación de las historias de coeficiente sísmico para el evento 99-3

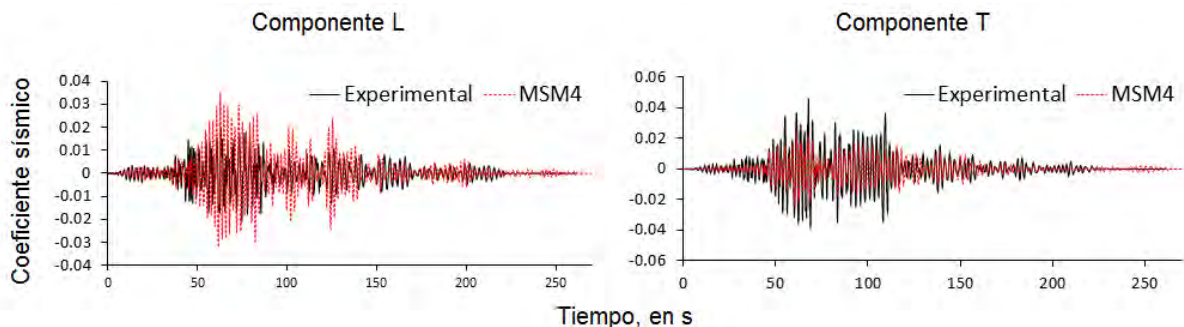


Figura 75. Comparación de historias de coeficiente sísmico para el evento 14-1

Tabla 38. Valores de coeficiente sísmico experimentales y analíticos para los eventos 99-3 y 14-1

Evento	Componente	Coeficiente sísmico		Variación [%]
		Experimental	Analítico	
99-3	L	0.035	0.032	8.6
	T	0.058	0.036	37.9
14-1	L	0.021	0.031	-47.6
	T	0.046	0.036	21.7

Como se puede apreciar en la tabla 38 para ambos eventos se tienen variaciones importantes entre los valores experimentales y los analíticos. Esto puede deberse a diferentes factores, por ejemplo, la diferencia en la rigidez global del modelo, con respecto a la estructura real, la cual puede verse en la variación de las frecuencias experimentales con respecto a las calculadas analíticamente, estas variaciones a pesar de ser mínimas, pueden disminuir o aumentar la magnitud del cortante basal. En la tabla 38 se muestran las frecuencias registradas experimentalmente en la prueba VA4 y las analíticas, correspondientes al primer modo en los componentes L y T, y su variación en porcentaje.

Tabla 39. Variación en las frecuencias analíticas con respecto a las experimentales para el primer modo en los componentes L y T

Frecuencias experimentales [Hz]		Frecuencias analíticas [Hz]		Variación [%]	
L	T	L	T	L	T
0.475	0.439	0.49	0.456	-3	-4

Otro factor que puede influir es el porcentaje de amortiguamiento crítico asignado a los modelos, se sabe que durante un evento sísmico el amortiguamiento de la estructura varía con el tiempo, previamente se ha hecho mención de la dispersión existente entre los valores del factor de amortiguamiento crítico calculados a partir de los registros experimentales, en contraste, los factores de amortiguamiento crítico asignados a los modelos fueron constantes durante todo el análisis.

Adicionalmente se debe considerar el comportamiento no lineal de la estructura durante los eventos sísmicos en estudio, este se refleja en la variación de las frecuencias naturales. En la tabla 40 se presentan las frecuencias correspondientes a las fases inicial, intensa y final de los eventos 99-3 y 14-1. En dicha tabla se puede ver la disminución en los valores de frecuencia correspondientes a la fase intensa, con respecto a las frecuencias de la fase inicial, así mismo se observa la recuperación de los valores de frecuencia correspondientes a la fase final, con relación a las frecuencias de la fase intensa. La información de dicha tabla fue extraída de Murià-Vila *et al*, (2017b).

Tabla 40. Frecuencias correspondientes a las fases inicial, intensa y final de los eventos 99-3 y 14-1

Frecuencias [Hz]						
Evento	Componente L			Componente T		
	fase inicial	fase intensa	fase final	fase inicial	fase intensa	fase final
99-3	0.412	0.321	0.35	0.395	0.334	0.352
14-1	0.392	0.311	0.37	0.356	0.31	0.35

Se aprecia que para en el evento 99-3, existió una disminución en las frecuencias registradas en la fase intensa con respecto de las de la fase inicial del 22% en el componente L, en tanto que en el componente T fue de 15%. La recuperación de los valores de frecuencia medidos en la fase final con respecto a los registrados en la fase intensa fue del 8 y 5% en los componentes L y T respectivamente. En el evento 14-1 la caída en los valores de las frecuencias medidas en la fase intensa con respecto a la fase inicial fue 21% en el componente L y 13% en el componente T. La recuperación de las frecuencias registradas en la fase final con respecto a las de la fase intensa fue de 16 y 11% en los componentes L y T respectivamente. Comparando las frecuencias registradas en la fase final con respecto a las de la fase inicial se observan en el evento 99-3, variaciones de 15 y 11% en los componentes L y T respectivamente, mientras que en el evento 14-1 se tienen variaciones de 6% en el componente L y de 2% en el componente T.

7 CONCLUSIONES

Se elaboraron modelos analíticos lineales, que permitieron reproducir de forma aproximada las propiedades dinámicas de un edificio real, registradas en pruebas de vibración ambiental y su respuesta inelástica en sismos de intensidad moderada. Para lograr la calibración de los modelos, fue necesario atender a diversas consideraciones de análisis, de estas las que más influyeron en los resultados del modelo fueron: rigidez efectiva de los elementos estructurales, módulo de elasticidad del concreto para bajos niveles de esfuerzos, asociado a condiciones de vibración ambiental, mientras que para sismos de intensidad moderada se consideró el módulo de elasticidad para diseño que se establece en las Normas Técnicas Complementarias del 2004; factor de zona rígida en las uniones viga-columna, masa real del edificio estimada a partir del peso propio de los elementos y la acción de la carga viva. Además de las anteriores, en el caso de los modelos para sismos de intensidad moderada, otra consideración que influyó en la respuesta, fue el factor de amortiguamiento crítico.

Se estudió la influencia de las consideraciones de análisis empleadas en la calibración de los modelos. En el caso de la rigidez efectiva de los elementos estructurales, se revisaron los criterios propuestos en las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones del Distrito Federal (NTC-2004), el ACI-318-14 y el código de diseño para estructuras de concreto de Nueva Zelanda (NZS 3101-2 2006). De estos, los que se establecen en el ACI-318-14 y en el NZS 3101-2-2006, fueron con los que se logró reproducir de mejor manera, las propiedades dinámicas del edificio.

De igual forma se revisó la importancia de incluir en los modelos, las condiciones de borde de los muros de concreto reforzado, específicamente los que fueron colocados para dar rigidez a la estructura después de los sismos de 1985, los cuales a diferencia de los que fueron construidos en el proyecto original, no pueden considerarse perfectamente acoplados al marco que los confina, ya que el borde inferior de estos, se encuentra simplemente apoyado al suelo, por lo tanto, los nodos correspondientes a dicho borde, fueron modelados sin continuidad. Se observó que al considerar los muros de concreto reforzado, perfectamente acoplados a los marcos que los confinan, se tienen incrementos en la rigidez global del 24% en el componente L, del 15% en el componente T y 19% en torsión.

La variación entre los resultados obtenidos con los modelos con rigideces de interacción suelo-estructura calculadas con el método de Luco y con el programa DYNA5 fue del 1%. Con estos modelos se obtuvieron los valores de frecuencia más aproximados a las frecuencias experimentales. Se destaca que la diferencia entre las frecuencias de los modos fundamentales, obtenidos con los modelos mencionados y el modelo con base empotrada fue menor al 1%. Esto puede deberse a la condición actual de los pilotes de la cimentación, ya que al estar en contacto con la capa dura del suelo, restringen los movimientos de cabeceo del edificio.

Debido a que las distorsiones máximas de entrepiso calculadas con los datos experimentales para el componente T, en los eventos 99-3 y 14-1 fueron de 0.47% y 0.38% respectivamente, en los modelos para sismos de intensidad moderada se despreció la rigidez lateral que aportan los muros de mampostería, ya que según Meli (1985), para valores mayores a 0.2% los muros presentan agrietamiento. Por lo tanto solamente se consideraron como masa distribuida.

El modelo que mejor reprodujo la respuesta dinámica del edificio durante el evento 99-3, fue el modelo al que se le asignaron los valores mínimos de amortiguamiento crítico calculados experimentalmente, es decir $\zeta = 2.3\%$ en el componente L y $\zeta = 2\%$ en el componente T; mientras que para el evento 14-1, el modelo que mejor reprodujo la respuesta dinámica fue al que se le asignó un amortiguamiento crítico de 5% y 3.5% en los componentes L y T respectivamente.

Las historias de aceleración y desplazamiento generadas al centro de la azotea con dichos modelos, se analizaron en las fases inicial, intensa y final de estos eventos sísmicos. Se pudo observar que las respuestas de ambos modelos son prácticamente iguales a la experimental en las fases iniciales y finales de los sismos en estudio. Esto confirma la observación hecha anteriormente, cuando se mencionó que las frecuencias del modelo son más próximas a las que se registraron durante las fases inicial y final de ambos eventos. En la fase intensa de los sismos, se observó que en algunos lapsos de tiempo, existen variaciones en la amplitud de las respuestas de aceleración y desplazamiento. Esta variación entre la respuesta de los modelos con respecto a la respuesta experimental, puede ser consecuencia del acoplamiento que existe entre los modos de vibrar del edificio, además, se debe resaltar que se está comparando la respuesta de un modelo lineal con la respuesta de la estructura, que puede presentar comportamiento no lineal.

Experimentalmente se cuenta con valores de distorsión de entrepiso calculados entre los niveles de azotea y sótano, generados desde dos ubicaciones distintas, al centro y al este de los niveles mencionados. Las historias de distorsión de entrepiso generadas con los modelos fueron comparadas con las experimentales, en cuanto a las que corresponden al centro de los niveles, se observó que para el evento 99-3 las distorsiones máximas obtenidas con el modelo matemático para los componentes L y T, coinciden con las experimentales. Para el evento 14-1 la variación entre los valores de distorsión máximos obtenidos analíticamente con respecto a los experimentales fue de 18 y 14% en los componentes L y T respectivamente. Para las distorsiones de entrepiso calculadas al este de los niveles de azotea y sótano, en el evento 99-3 se presentaron variaciones entre los valores de distorsión analíticos con respecto de los experimentales de 14% en el componente L y 38% en el componente T. Mientras que para el evento 14-1 resultaron variaciones en los valores de distorsión máxima de entrepiso del 1 y 10% en los componentes L y T.

Adicionalmente, a partir de los resultados obtenidos con ambos modelos, se generaron las distorsiones de entrepiso para niveles consecutivos, los cuales en ciertos niveles son superiores en 30 a 35% a los calculados con los datos experimentales entre la azotea y el sótano. No obstante, se pudo ver que para los dos eventos, las historias de distorsión de entrepiso generadas con los modelos analíticos, para los niveles de azotea y sótano, y para niveles consecutivos, coinciden en fase a las que se calcularon a partir de los datos experimentales. Cabe señalar que los valores de distorsión máximos calculados con los datos experimentales, así como los estimados con la información de los modelos, están dentro de los límites permisibles señalados en las NTC-2004.

A raíz de la información presentada se puede concluir que los modelos desarrollados en el presente trabajo, reproducen de manera aceptable las propiedades dinámicas registradas en la prueba de vibración ambiental realizada en marzo de 2017, así como la respuesta estructural experimentada por el edificio, en los eventos 99-3 y 14-1. Sin embargo se debe precisar que se trata de modelos simplificados, los cuales fueron elaborados mediante un programa comercial, que trabaja en el rango lineal, por lo que la respuesta inelástica del edificio no pudo ser reproducida en su totalidad por dichos modelos. Cabe señalar que a diferencia de un modelo refinado, los modelos simplificados estudiados en este documento, pueden presentar ciertas ventajas tales como: la optimización en el tiempo de elaboración del modelo y en el tiempo requerido para el análisis, además de que pueden ser modificados con cierta facilidad para reproducir las propiedades dinámicas o la respuesta estructural del edificio, ante nuevas condiciones de esfuerzo.

Modelos del tipo de los que se describen en este trabajo, pueden ser utilizados para la revisión estructural de edificios existentes. Además de que las diferentes consideraciones de análisis empleadas, también pueden o deberían ser utilizadas para el diseño de edificios nuevos, dependiendo del tipo de estructura, el nivel de esfuerzos a los que va a ser expuesta y de las condiciones del lugar.

REFERENCIAS

ACI Committee 318-14 "Building Code Requirements for Structural Concrete", American Concrete Institute, Detroit.

Aire, C. y Murià Vila, D., (1993), "Evaluación de las propiedades mecánicas de un edificio de 14 niveles", Informe Interno, Proyecto 2561, Instituto de Ingeniería, UNAM, enero.

Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. Seismic Design for Nuclear Power Plants.

Ávila, J (2000), "Cálculo de la respuesta sísmica de un edificio real (edificio Córdoba, col. Roma) de 16 niveles, instrumentado después de los sismos de 1985", Instituto de Ingeniería UNAM, México.

Bazán E., Meli R., (1984), "Manual de diseño sísmico de edificios", Limusa, México.

Camargo, J., Murià-Vila, D., y Aldama, B. (2015). Analysis of the dynamic properties of two instrumented buildings in Mexico. 7th International Conference of Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure. Torino, Italia.

Chopra, Anil K, Dinámica de estructuras, cuarta edición, Pearson educación, México 2014.

Correa Giraldo V. (2005), "Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura en tres edificios instrumentados en México", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, agosto 2005.

CSI Analysis Refernece Manual, Berkeley, California, Estados Unidos de América, julio, 2016.

ETABS (2016), "Three dimensional analysis design of building systems", ETABS user's manual, julio, 2016.

Fuentes L. (2000), "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, octubre.

Gamboa, V. y Murià Vila, D. (1996), "Cálculo de la respuesta estructural del edificio Jal ante el sismo de Cópala", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, noviembre.

Horvilleur J. Cheema M. (1994), "Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales sísmicas", Memorias del IX Congreso Mexicano de Ingeniería Estructural, SMIE, Zacatecas, México.

Meli R., "Diseño estructural", primera edición, editorial Limusa, México, 1985.

Mendoza C.J., Celestino H., y Fuentes A. (1992), "Deterioro de las propiedades del concreto sujeto a ciclos de carga de compresión", Series del Instituto de Ingeniería UNAM, No. 538.

Mendoza, C. J. (1985). "Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal". (Serie azul del Instituto de Ingeniería. Vol. 495). DF, México: UNAM.

Meymand, J. (1998), "Shaking table scale model test of nonlinear soil-superstructure interaction in soft clay", Tesis de Doctorado, Universidad de California, Berkeley.

Murià Vila, Camargo J., Aldama B., (2017), "Influence of soil-structure interaction and subsoil consolidation in the seismic response of a building", 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017; Santiago de Chile, enero 2017.

Murià Vila, Camargo J., Aldama B., Pérez Liévana Karen, (2017), "Efectos de grupo de pilotes en la interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado", Instituto de Ingeniería de la UNAM, XXI Congreso de Ingeniería Sísmica, Guadalajara Jalisco, septiembre 2007.

Murià Vila, Wilhelm Morales Avilés, Ricardo Taborda Ríos, Verónica Correa Galindo, José Camargo Pérez, Carlos Alonso Cruz Noguez, Gerardo Rodríguez Gutiérrez, Marco Antonio Macías, Santiago Loera Pizarro, Javier Ferretiz Herrera, Efraín Ovando Shelley, "Respuesta sísmica de edificios Instrumentados", Análisis Sísmico, proyecto 1.1.8, Instituto de Ingeniería UNAM, proyectos 2005-2008, México.

NZS-3101-2. (2006). Concrete Structures Standard - Commentary. New Zealand: Standards Council.

Paulay T. Priestley N., (1992), Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley Inc.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004, Normas Técnicas Complementarias, México, D.F.

K. K. Sideris, P. Manita, K. Sideris. (2003), "Estimation of ultimate modulus of elasticity and Poisson ratio of normal concrete", Cement & Concrete Composites 26 (2004).

APÉNDICE A

MODELADO DE LOS MUROS DE CONCRETO

Para determinar la forma más adecuada de representar las condiciones de borde de los elementos tipo cascaron con los que se modelaron los muros de concreto que sirvieron para reforzar el edificio posterior a los sismos de septiembre de 1985, se realizaron dos tipos de modelos de muros en ETABS, en el primer tipo los muros se consideraron acoplados en sus cuatro bordes a los marcos, mientras que en el segundo tipo, el borde inferior de los muros se desligo del marco, en ambos modelos los marcos estuvieron compuestos por columnas de 0.84 por 1.59 m y vigas de 0.45 por 2.12 m. (figura A1). La altura de entrepiso es 2.60 m y la distancia entre ejes de columnas es de 7.80 m, el espesor de los muros es de 0.30 m. Las dimensiones de los elementos que componen a dichos marcos son representativas de los marcos del edificio que se ubican paralelos a la dirección L.

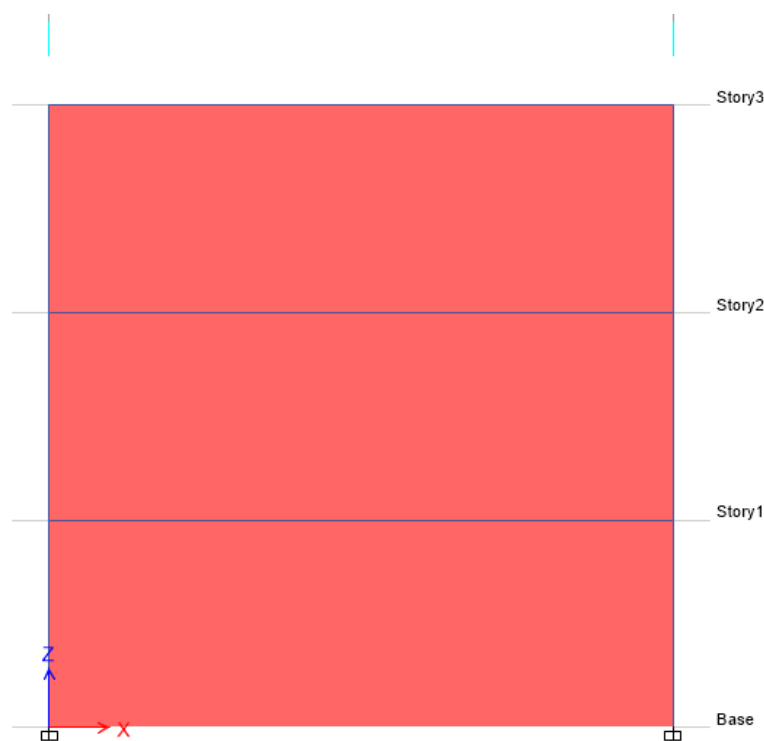


Figura A1. Modelo de muro de tres niveles en ETABS

El número de elementos en que se discretizaron los elementos tipo cascaron, que representan a los muros de concreto reforzado, se fue incrementando de 2 en 2, desde cero hasta 18 X 18 elementos. Las frecuencias para el primer modo, correspondientes a cada modelo fueron registradas, incluyendo las obtenidas con la opción que presenta el programa, para discretizar de forma automática los elementos tipo cascaron. En la tabla A1 se presentan los valores de las frecuencias y su variación respecto al modelo dividido en 18 x 18 elementos, de los modelos con los muros acoplados al marco en sus cuatro bordes y en la tabla A2 los correspondientes valores de frecuencias y su variación, para los muros con el borde inferior desacoplado.

Tabla A1. Valores de frecuencia y su variación respecto al muro dividido en 18x18 elementos, para el modelo con muros acoplados al marco en sus 4 bordes

No. De elementos del muro	ETABS			Variación de frecuencias % respecto al muro dividido en 18x18		
	frecuencias [Hz]					
18x18	22.62	63.74	87.50			
16x16	22.63	63.75	87.50	0.02	0.02	0.01
14x14	22.63	63.76	87.49	0.04	0.04	0.02
12x12	22.64	63.78	87.47	0.08	0.07	0.03
10x10	22.65	63.81	87.45	0.12	0.12	0.05
8x8	22.67	63.86	87.41	0.19	0.19	0.10
6x6	22.70	63.94	87.33	0.33	0.32	0.20
4x4	22.76	64.12	87.07	0.59	0.61	0.49
2x2	22.92	64.75	85.63	1.32	1.60	2.14
sin dividir	22.98	66.00	75.70	1.57	3.55	13.49
división automática	22.83	64.12	87.43	0.90	0.60	0.08

Tabla A2. Valores de frecuencia y su variación con respecto al muro dividido en 18x18 elementos, del modelo con muros desacoplados en el borde inferior

No. De elementos del muro	ETABS			Variación de frecuencias % respecto al muro dividido en 18x18		
	frecuencias [Hz]					
18x18	15.54	46.87	77.42			
16x16	15.51	46.79	77.25	0.18	0.19	0.22
14x14	15.47	46.66	77.00	0.44	0.45	0.54
12x12	15.41	46.48	76.64	0.82	0.84	1.01
10x10	15.32	46.19	76.07	1.40	1.45	1.74
8x8	15.16	45.70	75.09	2.41	2.50	3.01
6x6	14.86	44.74	73.17	4.37	4.56	5.49
4x4	14.11	42.37	68.50	9.15	9.61	11.52
2x2	11.05	33.38	53.62	28.89	28.78	30.74
sin dividir	7.15	22.85	39.04	53.99	51.25	49.57
división automática	13.20	39.64	63.90	15.04	15.43	17.46

Para el modelo con los cuatro bordes acoplados al marco, se aprecia que las variaciones de frecuencia son menores a 0.20 por ciento a partir de que los muros fueron divididos en 8x8 elementos, la variación de frecuencias correspondiente a la división automática fue menor al 1 por ciento. Para el modelo con los bordes inferiores desligados del marco se tienen mayores

variaciones siendo menores al dos por ciento a partir de que los muros se dividieron en 10x10 elementos, la variación de frecuencias correspondiente al modelo con división automática es del 15 por ciento aproximadamente.

Para observar si estos valores en la variación de frecuencias son representativos del modelo del edificio PC, se realizó un modelo del edificio, en el que se consideraron todos los marcos que lo componen y los muros de concreto reforzado que se ubican paralelos al sentido longitudinal y transversal (figura A2). Dichos muros tienen las condiciones de borde reales, es decir que los muros existentes en el proyecto original, están acoplados a los marcos en los 4 bordes, mientras que los muros fueron modelados discontinuos en el borde inferior.

Cabe señalar que los valores de frecuencias obtenidos, fueron con el modelo empotrado en la base y sin considerar rigidez efectiva de los elementos estructurales, tampoco actúo ningún tipo de carga adicional sobre los entresijos, solamente el peso propio.

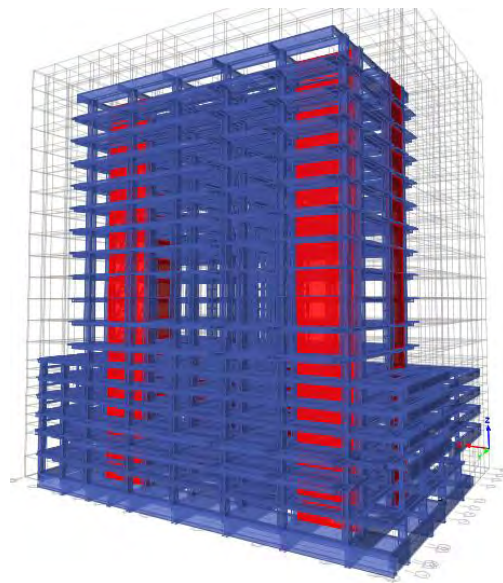


Figura A2. Modelo edificio PC con muros en L y T

Al igual que en los modelos de marcos de 3 niveles, se fueron dividiendo los muros desde cero hasta 18x18 elementos, también se consideró la opción de división automática, en la tabla A3 se resumen las frecuencias para los dos primeros modos y su variación con respecto al modelo con muros divididos en 18x18 elementos.

Tabla A3. Valores y variación de frecuencias con respecto a los muros divididos en 18x18 elementos, del modelo con muros en L y T

No. De elementos del muro	frecuencias [Hz]						Variación de frecuencias % respecto al muro dividido en 18x18					
	1T	1L	1R	2T	2L	2R	1T	1L	1R	2T	2L	2R
18x18	0.67	0.75	0.86	2.59	2.27	2.92						
16x16	0.67	0.75	0.86	2.59	2.27	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14x14	0.67	0.75	0.86	2.59	2.27	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12x12	0.67	0.75	0.86	2.59	2.27	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10x10	0.67	0.75	0.86	2.59	2.27	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8x8	0.67	0.75	0.86	2.60	2.27	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6x6	0.67	0.75	0.86	2.59	2.27	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4x4	0.67	0.75	0.86	2.58	2.25	2.92	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00
2x2	0.67	0.73	0.84	2.55	2.15	2.86	0.00	0.03	0.03	0.02	0.05	0.02
sin dividir	0.66	0.68	0.80	2.46	1.91	2.71	0.01	0.09	0.07	0.05	0.16	0.07
división automática	0.67	0.74	0.85	2.57	2.20	2.90	0.00	0.01	0.02	0.01	0.03	0.01

Se puede observar que para este modelo prácticamente no hubo variación en las frecuencias a partir de que los muros fueron divididos en 6 X 6 elementos, y que la mayor variación de frecuencias para el modelo en el que los muros se dividieron de forma automática es apenas del 0.03 por ciento.

APÉNDICE B

MODELADO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

Para el modelado de muros de mampostería se realizó una prueba con un modelo sencillo, el cual consistió en una estructura rectangular (fig. B1), formada por cuatro marcos en ambos sentidos, con tres crujiás por marco, la distancia entre ejes de columnas es de 8 m y la altura de los entrepisos es de 3 m. El material empleado para modelar los elementos estructurales fue concreto reforzado, con $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad empleado fue de $E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2$, las columnas son de 80 X 80 cm, las vigas fueron de 40 cm de peralte por 20 cm de ancho y la losa es una losa maciza de 12 cm de espesor.

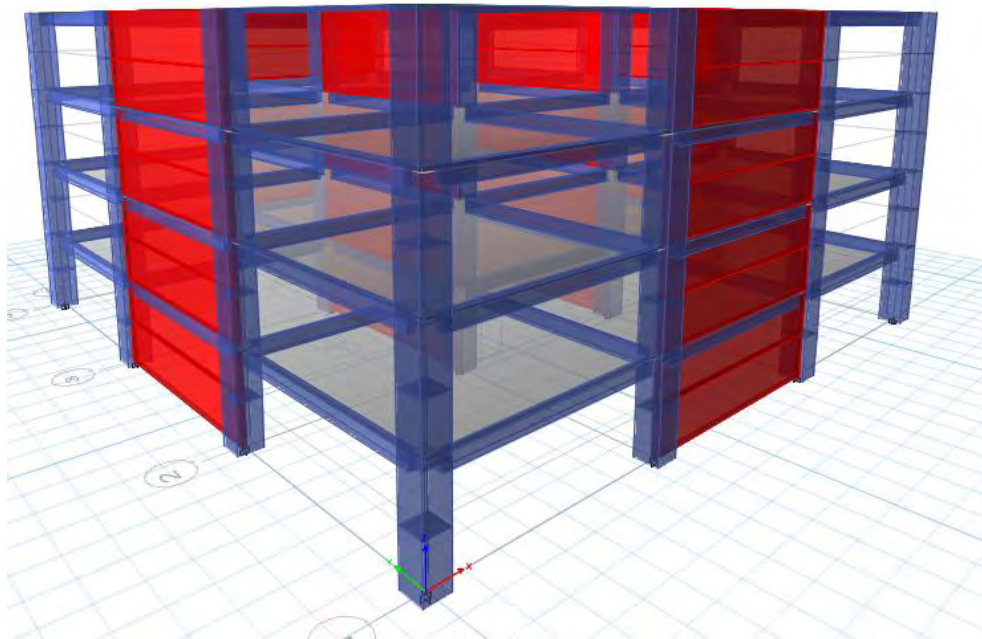


Figura B1. Modelo de la estructura vista en 3D

El edificio cuenta con muros de mampostería en los cuatro marcos centrales del perímetro y en dos de los marcos centrales interiores, como se puede apreciar en la vista en planta (fig. B2), tales muros fueron modelados de dos formas diferentes:

- Como elementos tipo cascaron, en los que en las condiciones de borde a excepción de las esquinas se les liberó la capacidad de resistir fuerza cortante a lo largo del plano, la capacidad de resistir momento flexionante y la de resistir torsión.
- Como diagonales de ancho equivalente de acuerdo a la propuesta de Paulay y Priestley (1992), la cual indica que el ancho de la diagonal equivalente se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$w = 0.25d_m$$

Donde d_m es la longitud de la diagonal del muro de mampostería.

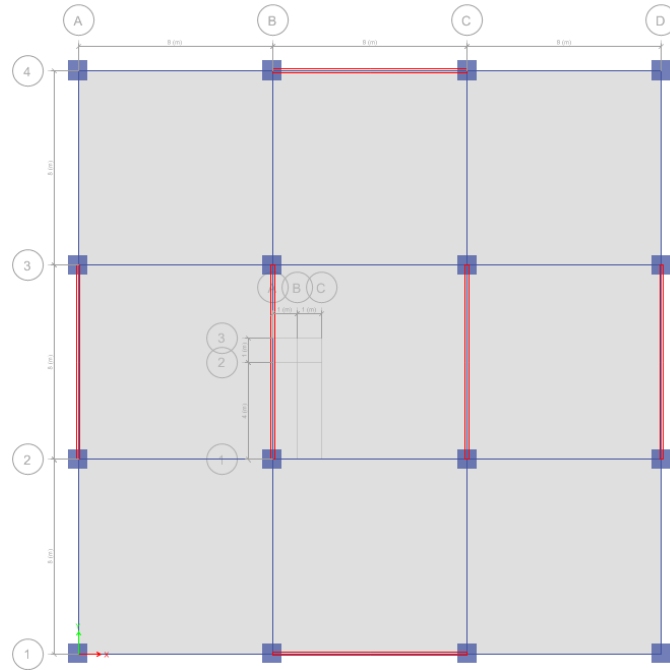


Figura 76

El módulo de elasticidad empleado para el modelado de los muros y de las diagonales fue de $6,000 \text{ kg/cm}^2$, y el módulo de cortante de la mampostería $G_m = 2,400 \text{ Kg/cm}^2$.

Para el modelo en el que los muros de mampostería se modelaron con elementos tipo cascaron, se utilizó la opción del programa de discretizar el elemento tipo cascaron de forma automática, como se puede ver en la figura B3, con esta opción cada muro fue discretizado en 21 elementos (3 verticales por 7 horizontales).

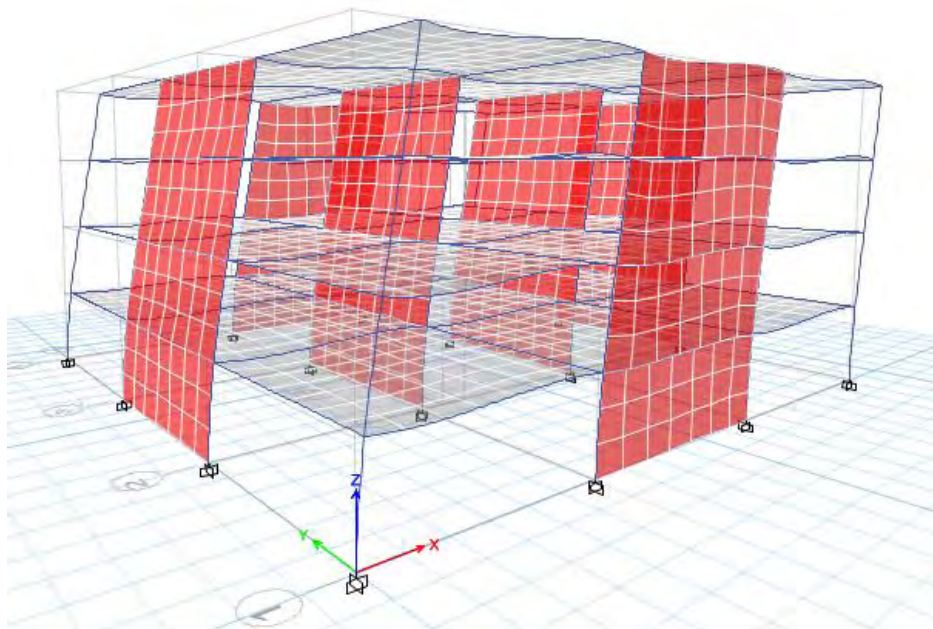


Figura 77

Las condiciones de borde de los muros se detallan con respecto a sus ejes locales en los que la flecha de color rojo es el eje 1, la de color verde es el 2 y la de color azul es el 3 (fig. B4), y son las siguientes:

1. Los muros no trabajan a cortante en ninguno de sus 4 bordes
2. No presentan resistencia al momento flexionante con respecto al eje 3 local
3. Tampoco cuentan con capacidad de resistir el giro con respecto al eje 2 local

Es decir que se trató que estos muros fueran elementos de relleno los cuales aporten cierta rigidez al marco que los confina.

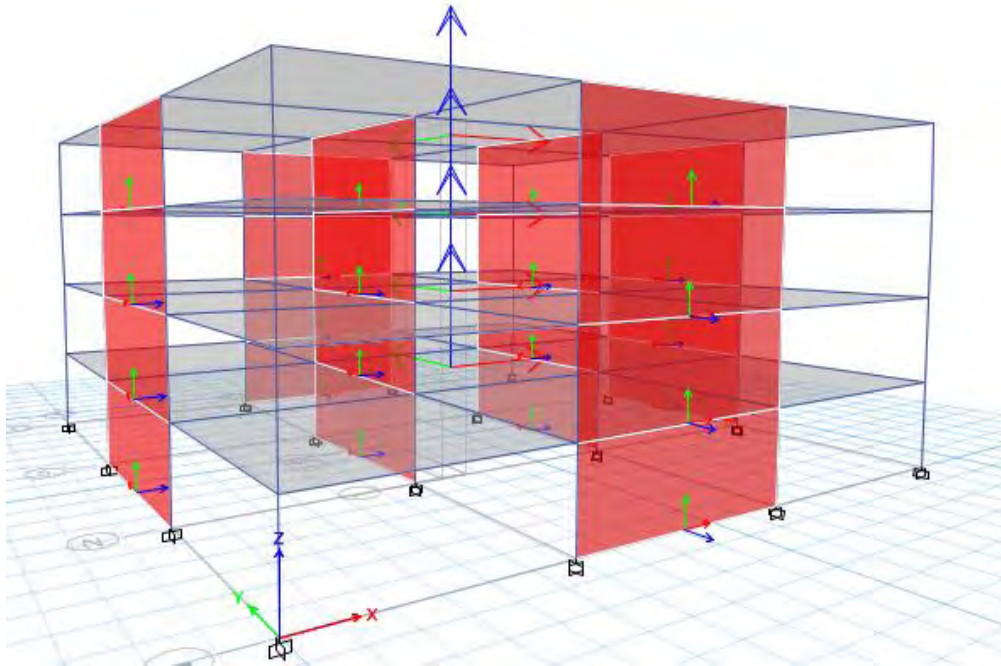


Figura B4. Ejes locales de los muros

En la figura B5 se presenta el diagrama de esfuerzo cortante, en el que se puede observar como la concentración de esfuerzos (color amarillo más oscuro) es en las esquinas opuestas de los muros en forma de diagonal.

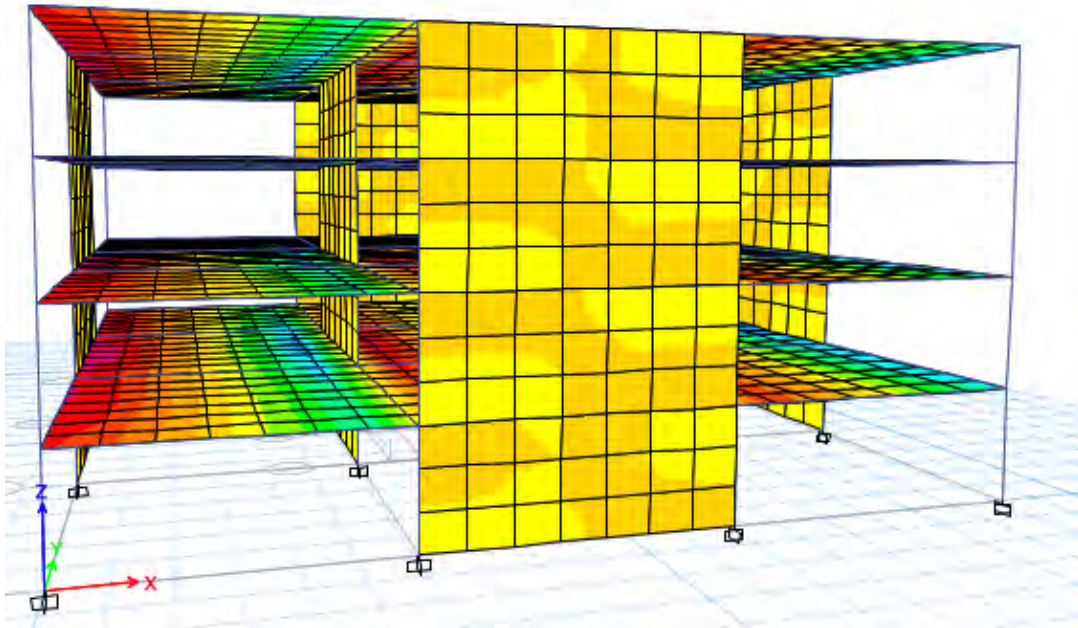


Figura 78. Diagrama de esfuerzos cortantes

Las frecuencias que se obtuvieron con ambos modelos se muestran en la tabla B1, ahí mismo se presentan la variación entre frecuencias en porcentaje.

Tabla B1. Frecuencias obtenidas con los modelos con elementos tipo cascaron y con diagonales de ancho equivalente

Modelo	Frecuencias [Hz]		
	L	T	R
Elementos tipo cascaron	1.52	1.588	1.962
Diagonales de ancho equivalente	1.59	1.709	2.089
Variación [%]	4	7	6

Se observa que aunque por poca diferencia la estructura resulta más rígida cuando se modelan los muros de mampostería con diagonales de ancho equivalente usando el criterio propuesto por Paulay y Priestley.

APÉNDICE C

RIGIDECES DEL SUELO PARA CIMENTACIONES APOYADAS SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN DE ACUERDO A LAS NTC-2004

En las NTC-2004, se indica que para estructuras apoyadas sobre pilotes de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces K_{xi} (rigidez horizontal), y K_{vi} (rigidez vertical) y los amortiguamientos C_{xi} y C_{vi} de los pilotes individuales.

La rigidez estática horizontal de un pilote se obtiene mediante la ecuación:

$$K_x^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$$

El coeficiente de rigidez horizontal es:

$$k_x = 1$$

Y los coeficientes de amortiguamiento son:

$$c_x = 0.8\zeta; \quad \text{si } \eta \leq \eta_s$$

$$c_x = 0.8\zeta + 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} \eta; \quad \text{si } \eta > \eta_s$$

Mientras que la rigidez vertical de pilotes está dada por la ecuación:

$$K_v^o = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67}$$

Los coeficientes de rigidez estarán definidos por las siguientes expresiones:

$$k_v = 1; \quad \text{si } \frac{L}{d} < 15$$

$$k_v = 1 + \sqrt{\eta}; \quad \text{si } \frac{L}{d} \geq 50$$

$$\text{intepolar linealmente para } 15 \leq \frac{L}{d} < 50$$

Los coeficientes de amortiguamiento se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$c_v = \frac{0.413}{1 + \nu} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^{-2}} \right) \eta^{0.8}; \quad \text{si } \eta > \eta_p$$

$$\text{Interpolar linealmente para } \eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$$

La rigidez total y el amortiguamiento del *i*-ésimo pilote en traslación o cabeceo, se obtiene de la siguiente forma:

$$K_m = K_m^o k_m \quad y \quad C_m = 2K_m^o c_m / \omega; \quad m = x, v$$

Donde K_m^o es la rigidez la rigidez individual horizontal o vertical y k_m es el coeficiente de rigidez horizontal o vertical.

Las rigideces totales de traslación y de cabeceo se determinan de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$K_x = \sum K_{xi}$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi}$$

Donde K_x es la rigidez horizontal total y K_r es la rigidez de cabeceo, como se puede observar esta última se obtiene a partir de multiplicar la rigidez vertical de cada pilote por la distancia al cuadrado medida del eje del pilote al centro de gravedad de la cimentación.

En la tabla C1 se presentan las rigideces calculadas con el método descrito, para los perfiles de 1993 y 2006 adicionando la contribución del cajón de cimentación.

Tabla 41 Rigideces considerando pilotes de fricción calculadas de acuerdo a lo que indican las NTC-2004

Rigidez		Estáticas		Dinámicas	
		1993	2006	1993	2006
Kh _L [N/m 10 ¹⁰]	Cajón	0.135 (11.15%)	0.158 (11.45%)	0.135 (11.15%)	0.158 (11.45%)
	Pilotes	1.08 (88.85%)	1.22 (88.55%)	1.08 (88.85%)	1.22 (88.55%)
	Total	1.21	1.38	1.21	1.38
Kh _r [N/m 10 ¹⁰]	Cajón	0.135 (11.15%)	0.158 (11.45%)	0.135 (11.15%)	0.158 (11.45%)
	Pilotes	1.08 (88.85%)	1.22 (88.55%)	1.08 (88.85%)	1.22 (88.55%)
	Total	1.21	1.38	1.21	1.38
Kr _x [Nm/rad 10 ¹³]	Cajón	0.087 (10.20%)	0.106 (10.6%)	0.087 (9.14%)	0.106 (9.55%)
	Pilotes	0.765 (89.8%)	0.896 (89.4%)	0.864 (90.86%)	1.01 (90.45%)
	Total	0.853	1.00	0.952	1.11
Kr _y [Nm/rad 10 ¹³]	Cajón	0.0498 (3.09%)	0.059 (3.14%)	0.0498 (2.75%)	0.059 (2.8%)
	Pilotes	1.56 (96.91%)	1.82 (96.86%)	1.76 (97.25%)	2.05 (97.2%)
	Total	1.61	1.88	1.81	2.11

RIGIDECES DEL SUELO PARA CIMENTACIONES APOYADAS SOBRE PILOTES DE PUNTA DE ACUERDO A LO QUE INDICAN LAS NTC-2004

Para pilotes de punta en las NTC-2004 se indica que para estructuras desplantadas en la zona III, su influencia en el valor de K_r se considerará usando la siguiente expresión:

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43GR_r^3} + \frac{1}{\sum x_i^2 K_{vi}}}$$

En la que K_{vi} es la rigidez axial del i-ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente.

En la tabla C2 se muestran las rigideces axiales para pilotes de punta (Murià Vila, et al 2017) de tres formas distintas, con el programa Dyna5 para suelo homogéneo, con las ecuaciones de Novak y con las figuras de Novak.

Tabla C2. Rigidez vertical de un pilote de punta para diferentes estratigrafías

Rigidez vertical (N/m)		
	Estratigrafía 1993	Estratigrafía 2006
Dyna Suelo Homogéneo	2.127E+08	2.253E+08
Novak ecuaciones	2.751E+08	2.756E+08
Novak figuras	2.677E+08	3.124E+08

En la tabla C3 se resumen las rigideces de cabeceo calculadas conforme se indica en las NTC-2004, usando las rigideces verticales mostradas en la tabla 10.

Tabla C3. Rigideces de cabeceo para pilotes de punta

Estratigrafía	Rigidez	Dyna5 suelo homogéneo		Novak ecuaciones		Novak figuras	
		Krx	Kry	Krx	Kry	Krx	Kry
1993 [N/m] $\times 10^{13}$	estáticas	0.26	0.49	0.28	0.53	0.27	0.52
	dinámicas	0.29	0.55	0.31	0.59	0.30	0.58
2006 [N/m] $\times 10^{13}$	estáticas	0.29	0.57	0.31	0.60	0.32	0.62
	dinámicas	0.32	0.62	0.34	0.66	0.35	0.68

Las tablas C4 y C5 presentan en resumen las rigideces del suelo calculadas con los tres métodos ya mencionados (NTC-2004, Luco y Dyna5), para pilotes de fricción y de punta respectivamente.

Tabla 42. Rigideces del suelo considerando pilotes de fricción, calculadas con 3 diferentes métodos

MÉTODO	NTC – 2004				Luco		DYNA5			
	1993		2006		1993	2006	1993		2006	
RIGIDEZ	EST	DIN	EST	DIN	DIN	DIN	EST	DIN	EST	DIN
K_{hL} [N/m 10^{10}]	1.22	1.22	1.38	1.38	0.08	0.04	0.28	0.27	0.30	0.29
K_{hT} [N/m 10^{10}]	1.22	1.22	1.38	1.38	0.05	0.04	0.29	0.28	0.31	0.30
K_{rx} [Nm/rad 10^{13}]	0.85	0.95	1.01	1.12	0.46	0.49	0.34	0.29	0.43	0.37
K_{ry} [Nm/rad 10^{13}]	1.61	1.81	1.88	2.11	0.08	0.09	0.19	0.16	0.24	0.21
K_t [Nm/rad 10^{13}]					0.05	0.06	0.43	0.41	0.43	0.42

Tabla C5. Rigideces del suelo considerando pilotes de punta, calculadas con 3 diferentes métodos

MÉTODO	NTC – 2004				Luco		DYNA5			
	1993		2006		1993	2006	1993		2006	
RIGIDEZ	EST	DIN	EST	DIN	DIN	DIN	EST	DIN	EST	DIN
K_{hL} [N/m 10^{10}]	1.22	1.22	1.38	1.38	0.08	0.04	0.28	0.27	0.30	0.28
K_{hT} [N/m 10^{10}]	1.22	1.22	1.38	1.38	0.05	0.04	0.29	0.28	0.31	0.29
K_{rx} [Nm/rad 10^{13}]	0.53	0.59	0.60	0.66	0.46	0.49	0.40	0.39	0.46	0.45
K_{ry} [Nm/rad 10^{13}]	0.28	0.31	0.31	0.34	0.08	0.09	0.22	0.22	0.26	0.25
K_t [Nm/rad 10^{13}]					0.05	0.06	0.43	0.41	0.43	0.42

Cabe resaltar que el RCDF-NTC-2004, no toma en cuenta la rigidez de torsión del suelo, por lo que en las tablas 12 y 13 no aparecen valores para dicha rigidez. También es pertinente precisar que las rigideces presentadas calculadas con el programa DYNA5 son considerando los efectos de grupo de pilotes ya que aun cuando se trata del caso de rigidez estática la separación entre pilotes es menor a 6 veces el diámetro de estos, y de acuerdo a (Meymand, 1998; Mokwa, 1999), no es correcto ignorar los efectos de grupo tratándose de análisis dinámicos.