



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**MODELOS ANALÍTICOS REPRESENTATIVOS
DE UN EDIFICIO INSTRUMENTADO
CERCA DE LA ESTACIÓN DE SCT**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

JOSÉ JAVIER FERRETIZ HERRERA

TUTOR:
DR. DAVID MURIÀ VILA

Agosto 2007

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue llevado a cabo en la Coordinación de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM al cual reconozco el apoyo y las facilidades otorgadas. Así mismo, expreso mi más sincero agradecimiento al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico proporcionado durante mis estudios de maestría.

Deseo expresar mi gratitud a mi tutor de tesis, el Dr. David Murià Vila por dedicar parte de su tiempo en el desarrollo de este trabajo, agradezco su guía, su consejo, su profesionalismo, así como su calidad humana y amistad.

También deseo agradecer los inapreciables comentarios hechos a este trabajo por parte de los sinodales de tesis, el Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. José Alberto Escobar Sánchez, M.I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez y Dr. Orlando Javier Díaz López.

Mi más sincero agradecimiento al Dr. Ricardo González Alcorta, al M.I. Jorge H. Chávez Gómez y al M.C. Isaías Robles Montemayor por su interés en mis estudios de maestría, así como por su consejo y su invaluable amistad.

Es un honor contar con la amistad de Emma Nereida Soto Barraza, Lizbeth Mendoza Reséndiz, Maritza Galiote Juárez, Daniel Baruo Aldama Sánchez, José Camargo Pérez, Carlos Alonso Cruz Noguez, Carlos Huerta Carpizo, Roberto Carlos Mendoza Carvajal, Jonathan Rodea Miranda, José Luís Díaz Alcántara, Mauro Alexis Díaz, Sergio Márquez Domínguez, Alexander Abreu Dirocie, Giovanni Pinzón, Antonio Taveras Montero y Mauricio Zenteno Casas. A todos ellos y a los que pudiera omitir inadvertidamente, mi más sincero agradecimiento por hacer más amena mi instancia durante mis estudios de maestría y por las experiencias que hemos convivido juntos.

Agradezco y dedico este trabajo especialmente a mis padres, José Luís Ferretiz y Mélida Herrera Segura por todo el apoyo brindado, sus enseñanzas, su cariño y por ser el mejor ejemplo a seguir, agradezco a mi hermano Luís Daniel y a mis hermanas Lluvia Elizabeth y Rocío por su apoyo y ánimo brindado, siempre.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN

1	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	7
1.1	Localización.....	7
1.2	Estructura original.....	7
1.2.1	Descripción estructural	7
1.2.2	Sistema estructural.....	14
1.3	Estructura después de la rehabilitación	18
1.4	Propiedades del concreto en el edificio	20
2	PROPIEDADES DINÁMICAS IDENTIFICADAS	23
2.1	Pruebas de vibración ambiental (VA)	23
2.2	Registros sísmicos	28
3	MODELOS ANALÍTICOS DE LA ESTRUCTURA REHABILITADA	35
3.1	Consideraciones generales de análisis.....	35
3.2	Modelos del edificio	37
3.2.1	Modelo calibrado para las condiciones de VA	37
3.2.2	Modelos para sismos de pequeña intensidad.....	51
3.2.3	Modelos para sismos de moderada y gran intensidad.....	55
3.2.4	Modelos ingenieriles.....	63
3.2.4.1	Modelos ingenieriles para el caso de VA.....	63
3.2.4.2	Modelos ingenieriles para el caso de sismos de diseño	67
4	COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES.....	67
APÉNDICE A	MASAS DEL EDIFICIO TC	73
APÉNDICE B	MODELADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	77
APÉNDICE C	DESACOPLAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO MC-V	91
APÉNDICE D	RESPUESTA DE MODELOS DEL EDIFICIO TC CONSIDERANDO ZONAS RÍGIDAS (ZR) DE CERO Y 50 POR CIENTO EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA	93
APÉNDICE E	RESPUESTA EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA EN TÉRMINOS DE PERIODOS (s).....	95
REFERENCIAS.....		103

INTRODUCCIÓN

Los edificios están sometidos a diferentes acciones de carga para los cuales han sido diseñados, como lo son cargas por peso propio, cargas vivas, fuerzas dinámicas producidas por equipo electromecánico, el empuje del viento, aceleraciones debidas al efecto de sismos, etc.

En ciudades con elevada actividad sísmica, como lo es la ciudad de México, las estructuras están sometidas a mayores variaciones en los niveles de esfuerzo de sus elementos estructurales, así como a un mayor número de ciclos de carga, lo que con el transcurso del tiempo y los subsecuentes eventos sísmicos que experimenten, genera una degradación gradual de su rigidez lateral, resistencia, capacidad de desplazamiento o disipación de energía, lo que trae como consecuencia el debilitamiento de la estructura.

El criterio actual de diseño de edificios permite que en los sistemas estructurales ocurra daño durante sismos de gran magnitud, por lo que es necesario entender el comportamiento de las estructuras más allá de su límite elástico. Los métodos de cálculo actuales para estimar la respuesta dinámica de las estructuras que se diseñan, se basan en el uso de programas de computadora desarrollados comercialmente, en donde se incorporan los elementos estructurales que participan en la rigidez y masa del edificio, suponiendo un comportamiento lineal (Murià-Vila *et al*, 2000). En las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-concreto, 2004), en la sección de análisis y aspectos generales, se prescribe que las estructuras de concreto se analizarán con métodos que supongan comportamiento elástico, para el cual, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento.

La experiencia que se ha tenido en México, al estudiar el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos de gran magnitud e intensidad, ha generado nuevas interrogantes sobre las consideraciones de análisis que normalmente se tienen en cuenta en los despachos de cálculo de estructuras, así como mayores esfuerzos para ampliar el conocimiento sobre las excitaciones a las que son sometidas, su naturaleza y propiedades y la manera en la que las estructuras responden a ellas.

Actualmente, se realizan en México, pruebas de vibración ambiental, pruebas de tracción y de registros sísmicos para determinar la respuesta dinámica de los edificios ante diferentes niveles de esfuerzo. La información generada con estas pruebas, es de gran utilidad para el desarrollo de modelos matemáticos para condiciones de bajos y altos niveles de esfuerzo, con los cuales se pueden evaluar las consideraciones de análisis utilizadas en los despachos de ingeniería, evaluar la importancia de aquellas que normalmente se omiten en el diseño y cuales pueden ser prescindibles, esto con la finalidad de generar mayor conciencia en el diseño de estructuras ya que se trata de generar modelos matemáticos representativos de la respuesta real que podría tener el edificio ante las acciones o fuerzas a las que estará sometido.

Por lo anterior, los modelos matemáticos se pueden dividir en dos grupos, los modelos calibrados y los modelos ingenieriles. Los modelos calibrados se construyen con base en las consideraciones análisis necesarias para determinar con mayor aproximación la respuesta de la estructura, en tanto que los modelos ingenieriles se construyen considerando las hipótesis más comunes en la práctica profesional para el desarrollo de modelos con fines de diseño estructural.

Antecedentes

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han desarrollado investigaciones para evaluar la validez de los distintos criterios de análisis en la elaboración de modelos matemáticos con fines de diseño estructural.

Se desarrollaron modelos matemáticos calibrados de un edificio instrumentado (edificio SIS) localizado en el puerto de Acapulco, Guerrero, destinado al alojamiento habitacional y desplantado sobre terreno de arcillas compresibles (Morales, 2005). En este trabajo se realizó un estudio de la importancia que tienen en la respuesta dinámica de los modelos los diferentes elementos estructurales que aportan rigidez al edificio.

En Murià-Vila *et al* 2000, se estudiaron cinco edificios con diferente tipo de estructuración de los cuales se conoce su respuesta dinámica para condiciones de bajos niveles de esfuerzo por medio de pruebas de vibración ambiental y en dos de ellos se conoce su respuesta para condiciones de altos niveles de esfuerzo por medio de pruebas de registros sísmicos. Se desarrollaron modelos calibrados y modelos ingenieriles de los edificios, evaluando las incertidumbres en la estimación de las frecuencias naturales comparando las frecuencias experimentales con las analíticas. Los resultados de este estudio muestran que para la determinación analítica de las frecuencias naturales de vibrar de los edificios se tienen grandes dispersiones, las cuales se reducen en caso de considerar los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) y el deterioro que podrá sufrir la estructura durante su vida útil.

En Fuentes, 2000 se desarrollaron modelos matemáticos calibrados e ingenieriles para condiciones de bajos y altos niveles de esfuerzo de un edificio instrumentado en la ciudad de México (edificio JAL), desplantado sobre terreno blando. Las frecuencias analíticas de los modelos se comparan con las frecuencias experimentales. Una de las aportaciones más importantes de este trabajo fue establecer y validar criterios para construir modelos analíticos calibrados del edificio instrumentado, otra de las aportaciones fue la de validar la propuesta del empleo de factores de reducción de rigidez en elementos estructurales para tomar en cuenta, de manera simplificada, el deterioro sufrido en la estructura por el efecto de los eventos sísmicos experimentados por el edificio.

Objetivos

En este trabajo, se tiene como objetivo desarrollar modelos matemáticos para reproducir la respuesta dinámica del edificio TC ante condiciones de bajos y altos niveles de esfuerzo. Al comparar la respuesta dinámica experimental del edificio con la de los modelos desarrollados, se evalúa la importancia de ciertas consideraciones de análisis que son imprescindibles para lograr reproducir la respuesta dinámica del edificio instrumentado.

Se hará especial énfasis en la importancia que tienen en la respuesta dinámica del edificio, algunos elementos estructurales, así como los efectos ISE y el daño acumulado en los elementos estructurales. Así mismo, se estudiará el efecto que se tiene en la respuesta de los modelos, el empleo de diferentes propuestas para la estimación de los efectos ISE y diferentes criterios para considerar el deterioro de los elementos estructurales.

RESUMEN

Se construyeron modelos analíticos representativos de un edificio instrumentado desplantado en suelo blando de la ciudad de México. Con los modelos desarrollados se reprodujo la respuesta del edificio, en términos de frecuencias y desplazamientos, para condiciones de vibración ambiental, sismos de pequeña intensidad y se estudió la posible respuesta del edificio ante un sismo de gran intensidad. También se desarrollaron modelos ingenieriles, los cuales tienen en cuenta las consideraciones de análisis comúnmente empleadas en los despachos de cálculo de estructuras.

En los modelos desarrollados se estudió la importancia que tienen algunos elementos estructurales como la mampostería, rampas de escaleras, niveles de descanso de escaleras y pretilas; así como considerar los efectos de interacción suelo-estructura, el agrietamiento de elementos estructurales y el empleo de zonas rígidas en las uniones viga-columna.

En todos los modelos desarrollados se realizó un análisis elástico-lineal.

ABSTRACT

Analytical representative models of an instrumented building founded in soft soil from Mexico City were built. With the developed models, the building response in terms of frequencies and displacements were reproduced for conditions of environmental vibrations, earthquakes of small intensity and was studied the possible building response for an earthquake of great intensity. Also were developed "modelos ingenieriles", which have into account the analysis considerations commonly used in the offices of calculation of structures.

On the developed models, was studied the importance that have some structural elements like masonry, stairs, resting story of stairs and parapets; as well as to consider the soil-structure interaction effects, the cracking of structural elements and the use of rigid zones in the joints of beam-column.

In all the developed models an elastic-linear analysis was made.

1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

1.1 Localización

El edificio TC se ubica en la delegación Benito Juárez, del Distrito Federal, de acuerdo a la zonificación propuesta por las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTC-sismo, 2004), el edificio se encuentra localizado en la zona III-b. De acuerdo a información geotécnica disponible, el suelo se caracteriza por la presencia de una costra endurecida en la superficie producto del secado solar, seguida de arcillas blandas de alta compresibilidad ligeramente preconsolidadas en la superficie y normalmente consolidadas conforme se profundizan.

1.2 Estructura original

1.2.1 Descripción estructural

El edificio TC es una construcción que tiene como destino alojar personal e instalaciones estratégicas de comunicación y aeronavegación de diversa índole. La construcción se inició el 31 de marzo de 1967 y se terminó en marzo de 1968, se inauguró en ese mismo año. El diseño se realizó conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en su versión de 1966.

La cimentación original se propuso para compensar parcialmente el peso de la estructura mediante un cajón de cimentación, el cual se proyectó para transmitir el 40 por ciento de la carga de la superestructura al suelo, el 60 por ciento de la descarga restante la toman 272 pilotes de fricción y punta, con tramo inferior de acero, hincados hasta la primera capa dura del suelo compresible (aproximadamente 33.50 m de profundidad).

El cajón de cimentación está conformado por una losa de cimentación (CIM) en forma de bóveda invertida formada por cascarones semicilíndricos, contratrabes, tímpanos y muro perimetral de concreto. Tiene forma rectangular con una longitud en el sentido longitudinal (dirección norte-sur) de 36.30 m, en el sentido transversal (dirección oriente-poniente) de 30.0 m.

Los pilotes fueron diseñados para trabajar tanto por fricción como por punta, definidos por dos segmentos, el primero de ellos de concreto reforzado, con una longitud de 21.50 m, sección transversal cuadrada de 40 x 40 cm; el segundo segmento es un tubo de acero con una longitud de 5.0 m, con diámetro de 10.16 cm, cedula 40, (figura 1.1), fueron diseñados para penetrar la capa resistente y así seguir el hundimiento regional.

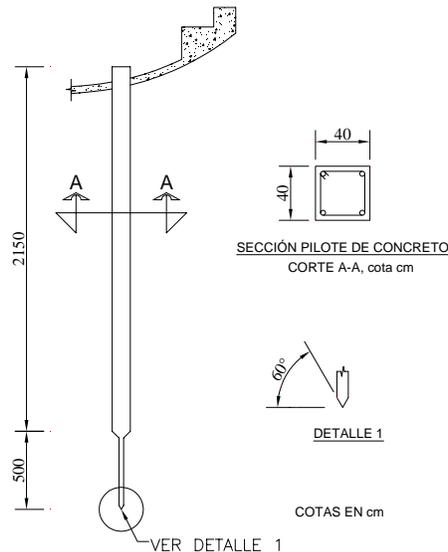


Figura 1.1 Pilotes, características geométricas

El edificio está constituido por un solo cuerpo que consta de veintidós plantas: cimentación, CIM; sótano, SOT; planta baja, PB; niveles 1 y 2, N1 y N2; nivel 3, N3; doce niveles tipo, N4 a N15; nivel 16, N16 o azotea; nivel de maquinaria, N16'; nivel 17, N17; y nivel 18, N18. La mayoría de los niveles tienen plantas con forma en H. En las figuras 1.2 a 1.11 se muestran las plantas de los niveles mencionados.

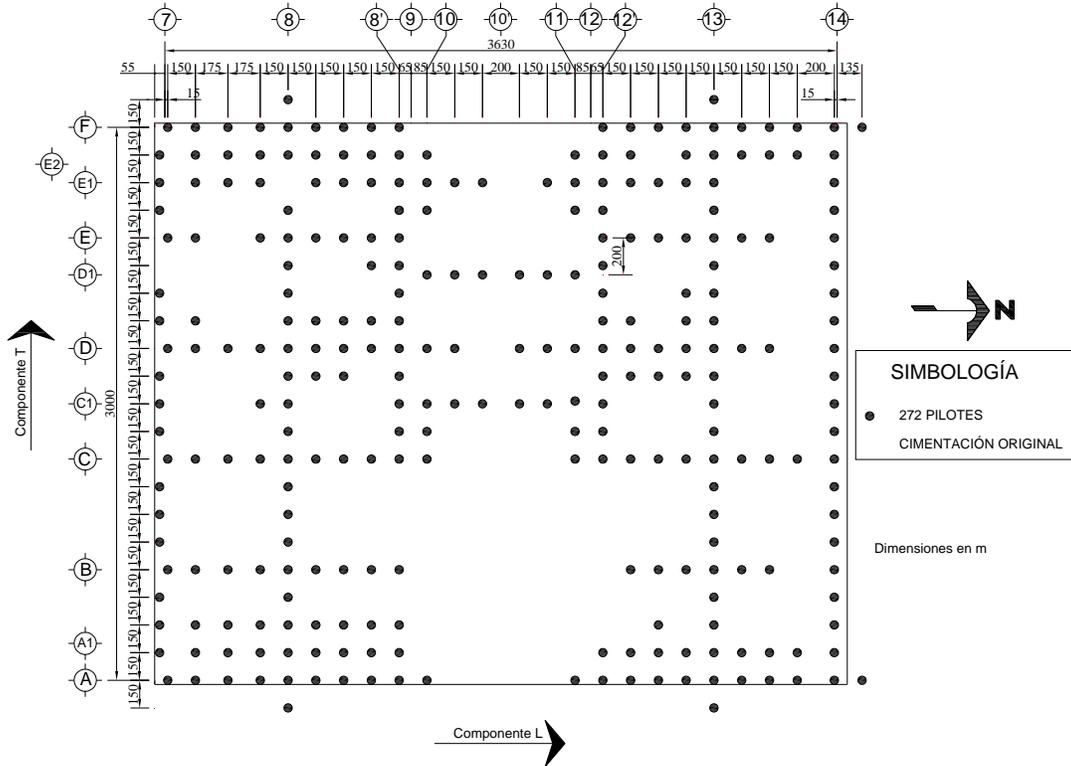


Figura 1.2 Planta Losa de Cimentación (CIM)

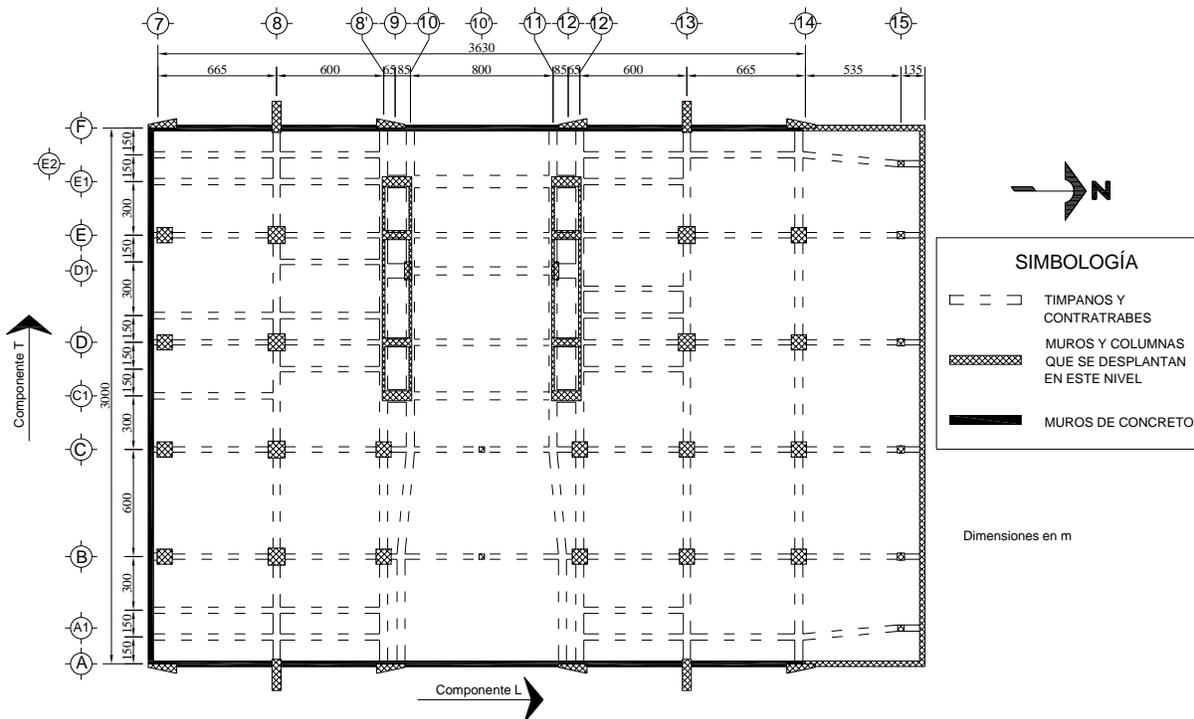


Figura 1.3 Planta nivel Sótano (NS1)

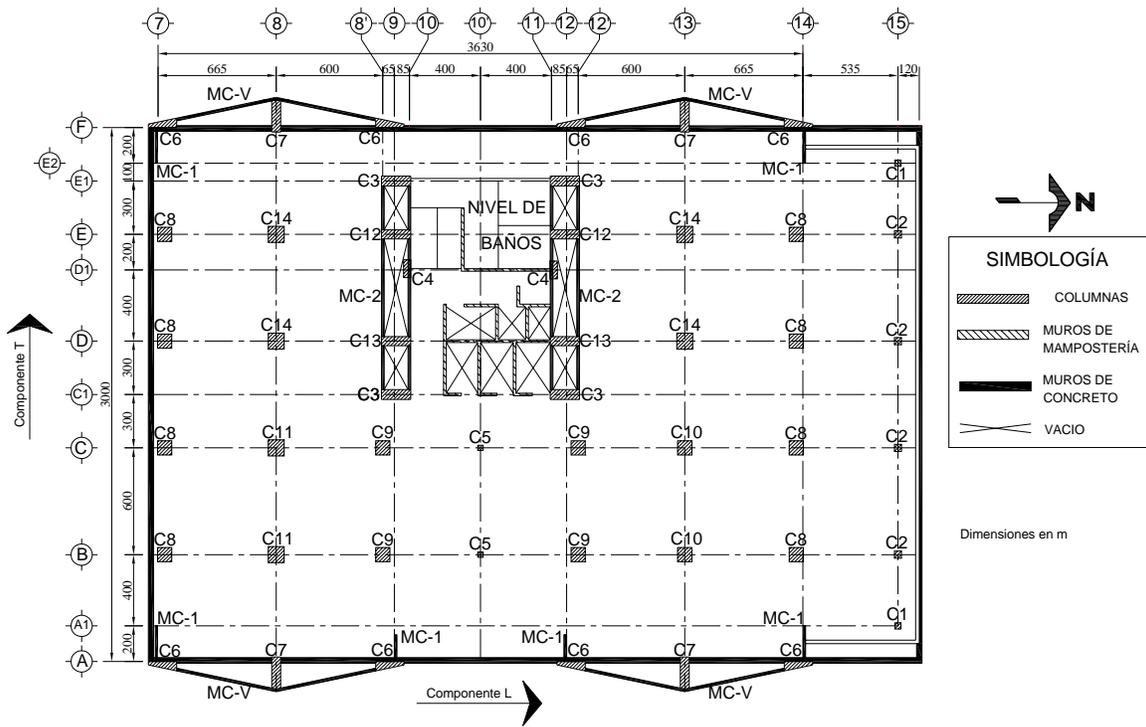


Figura 1.4 Planta Baja (PB)

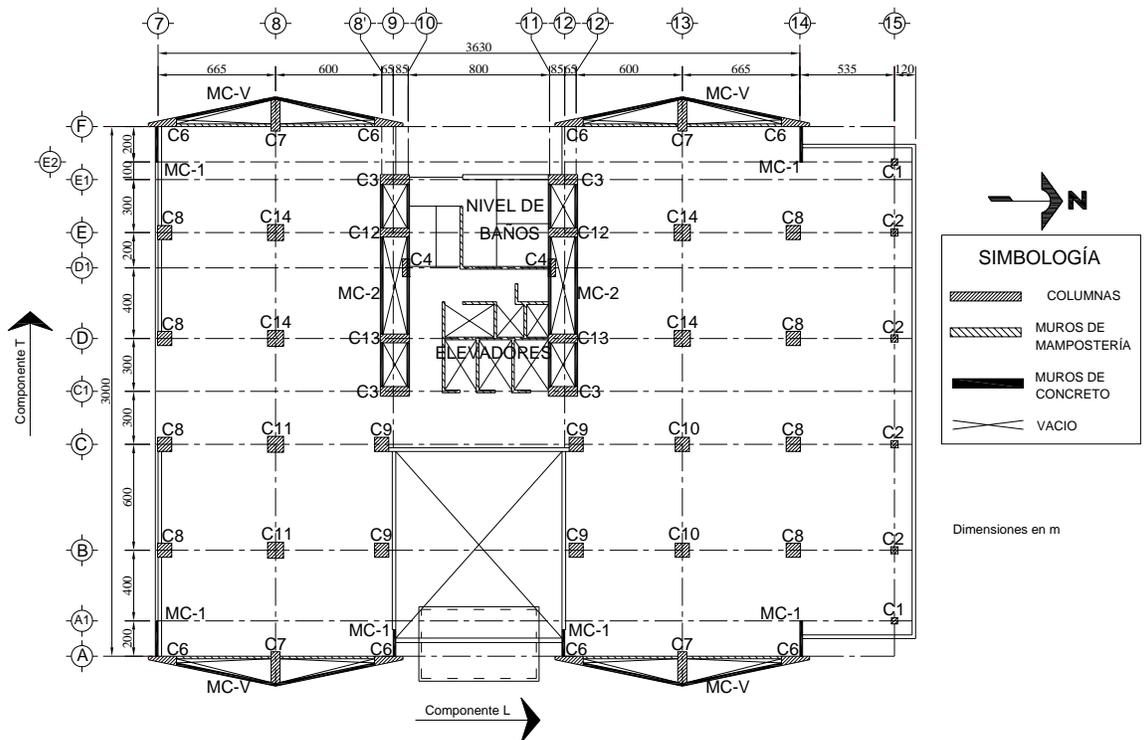


Figura 1.5 Planta niveles N1 y N2

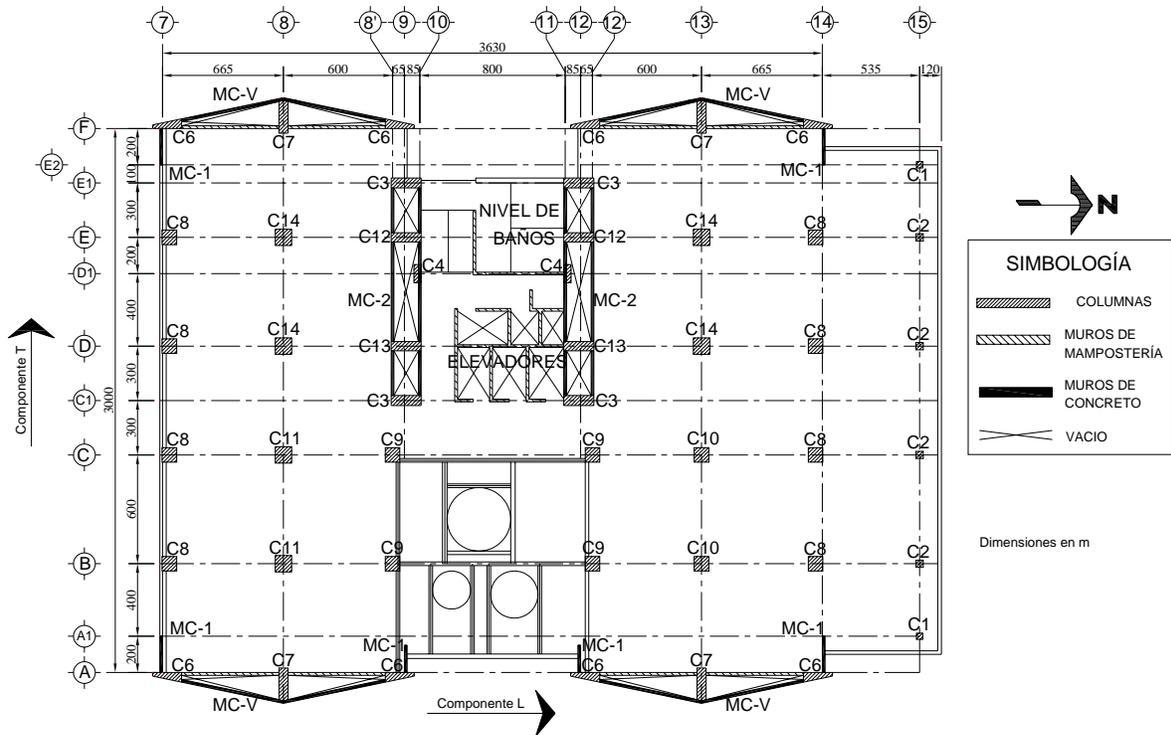


Figura 1.6 Planta nivel N3

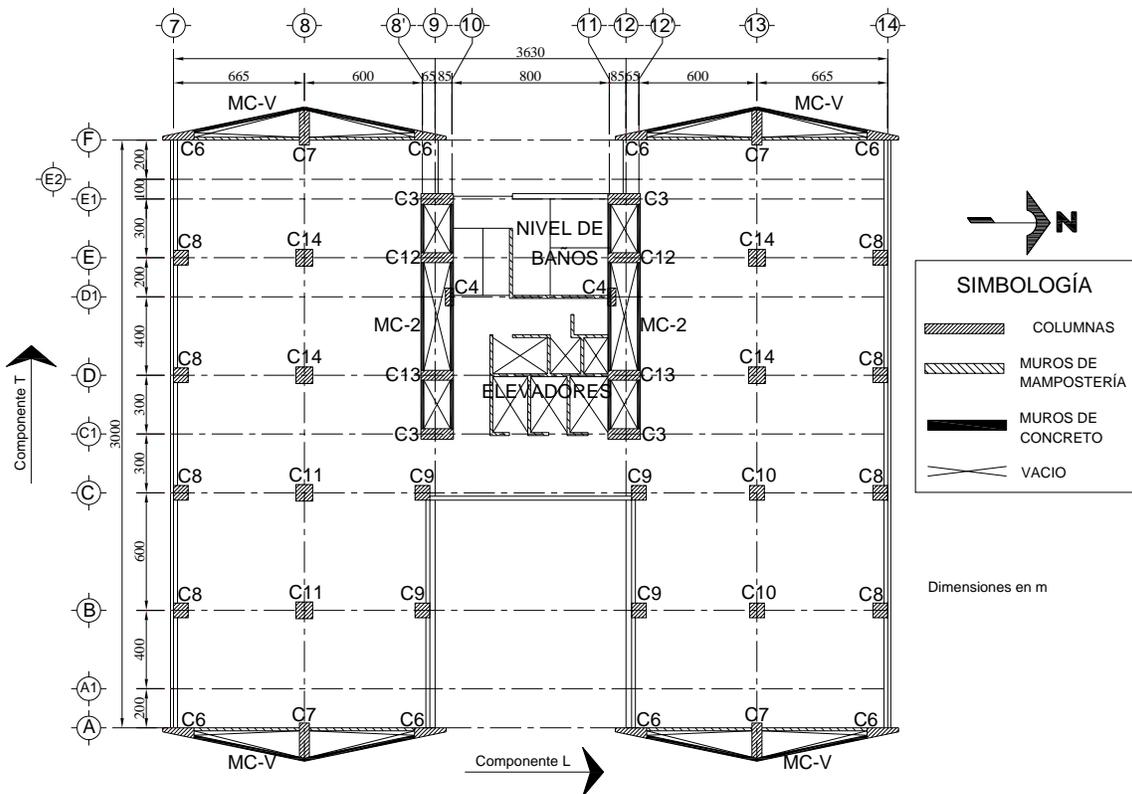


Figura 1.7 Planta tipo (N4-N15)

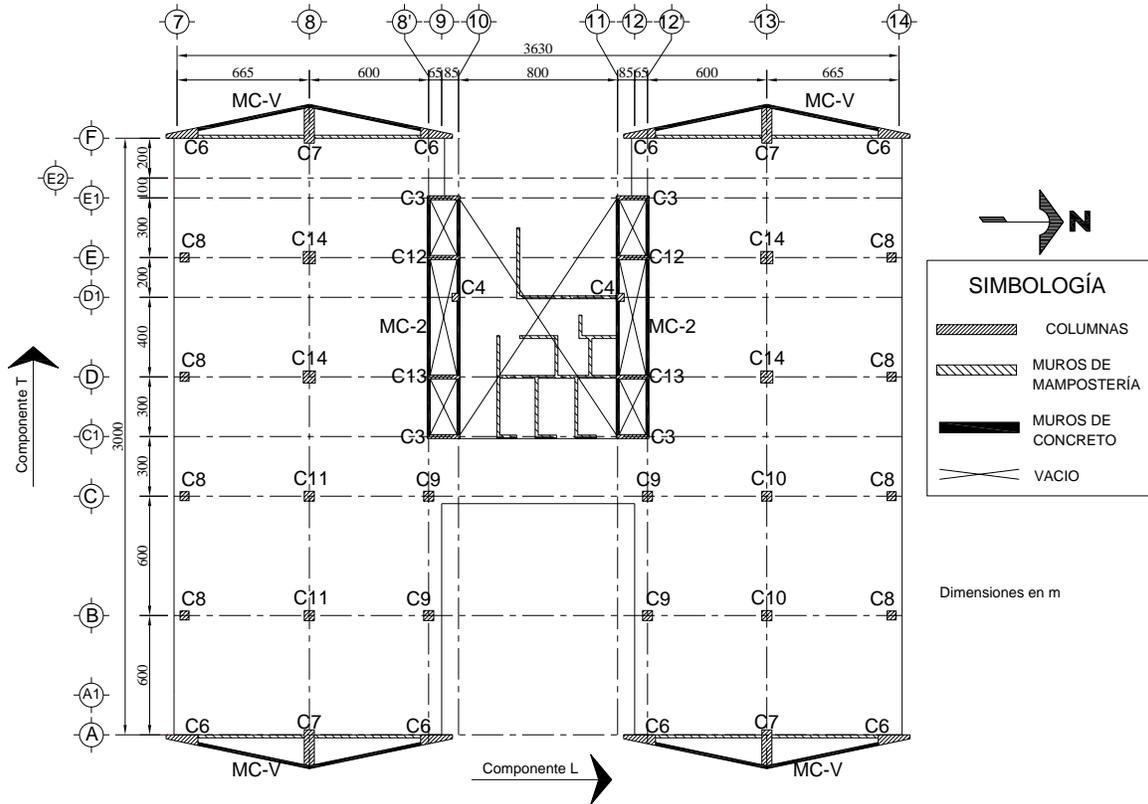


Figura 1.8 Planta nivel N16

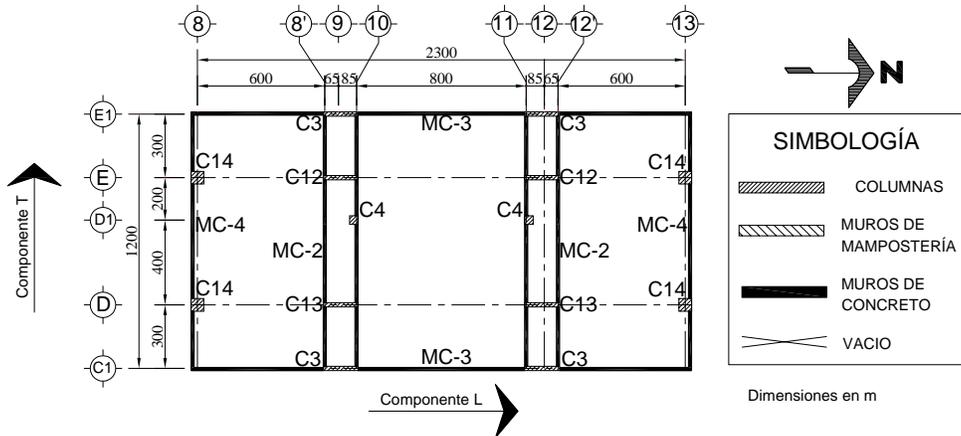


Figura 1.9 Planta nivel N16'

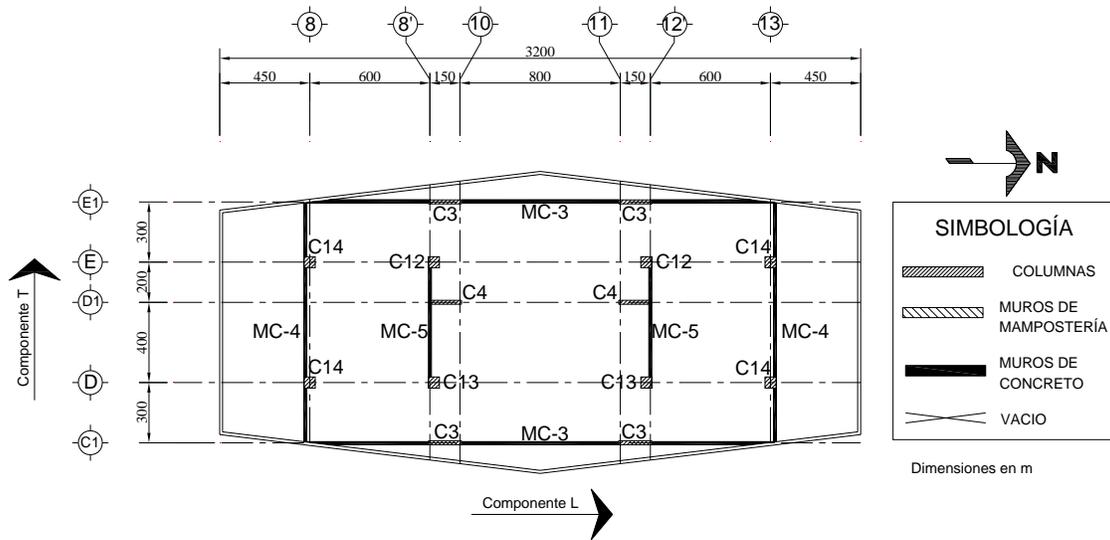


Figura 1.10 Planta nivel N17

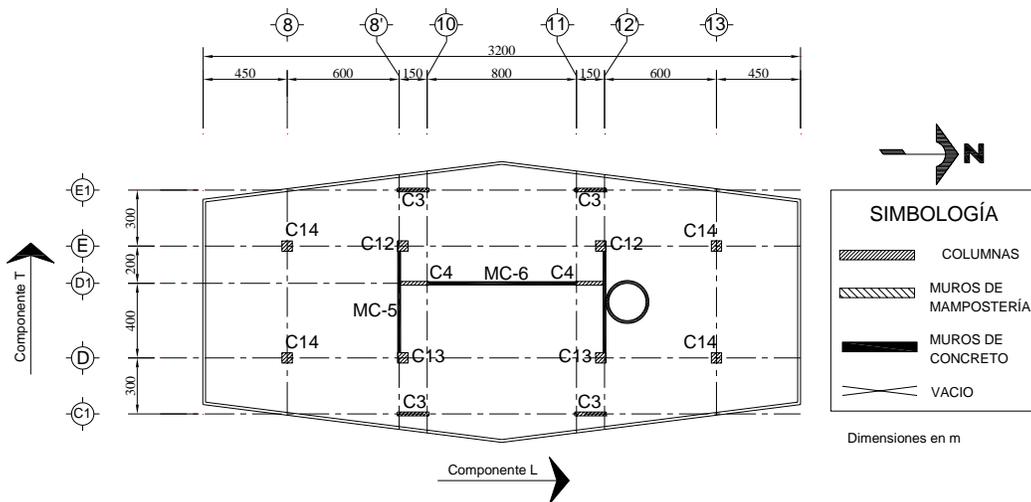


Figura 1.11 Planta nivel N18

Los últimos tres niveles (N16', N17 y N18) conforman el apéndice del edificio.

En el componente L, del nivel de sótano al nivel N3, se tienen 6 crujías con longitudes a eje de columna que varían de los 5.35 m a 9.70 m. A partir del nivel N4 hasta el nivel N16 el número de crujías se reduce a 5 con longitudes a ejes de columna que varían de los 6.65 m a los 9.70 m.

En el componente T, del nivel de sótano al nivel N16, se tienen 5 crujías con una longitud de eje de columnas a eje de columnas de 6.00 m.

Las alturas de entrepiso son variables para los primeros niveles y para los que conforman el apéndice del edificio, los niveles intermedios tienen una altura de entrepiso de 4.40 m, las alturas de entrepiso y las alturas acumuladas se indican en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Altura de los niveles del edificio

Nivel	Altura (m)	Altura acumulada (m)
N18	9.20	93.60
N17	4.30	84.40
N16'	1.70	80.10
N16	4.40	78.40
N15	4.40	74.00
N14	4.40	69.60
N13	4.40	65.20
N12	4.40	60.80
N11	4.40	56.40
N10	4.40	52.00
N9	4.40	47.60
N8	4.40	43.20
N7	4.40	38.80
N6	4.40	34.40
N5	4.40	30.00
N4	4.40	25.60
N3	4.40	21.20
N2	4.40	16.80
N1	4.40	12.40
PB	5.50	8.00
NS	2.50	2.50
CIM	0.00	0.00

Las alturas de entpiso de la tabla 1.1 se ilustran en las figuras 1.12 a 1.15 que muestran las fachadas Norte, Sur, Oriente y Poniente del edificio.

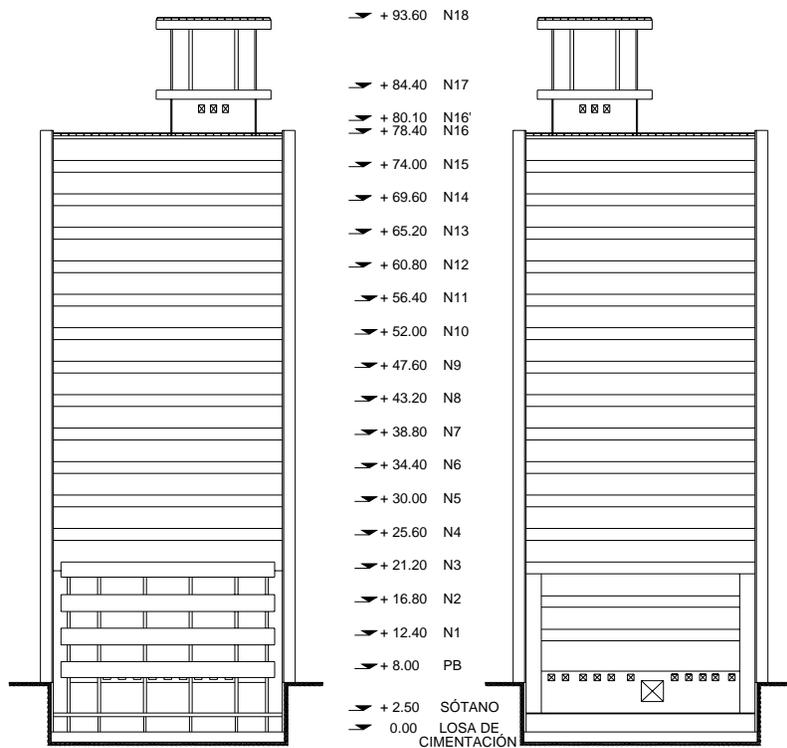


Figura 1.12 Fachada Norte

Figura 1.13 Fachada Sur

El nivel de terreno se ubica a una altura de 6.50 m desde la base de la cimentación, que corresponde a la misma profundidad del cajón de cimentación del edificio.

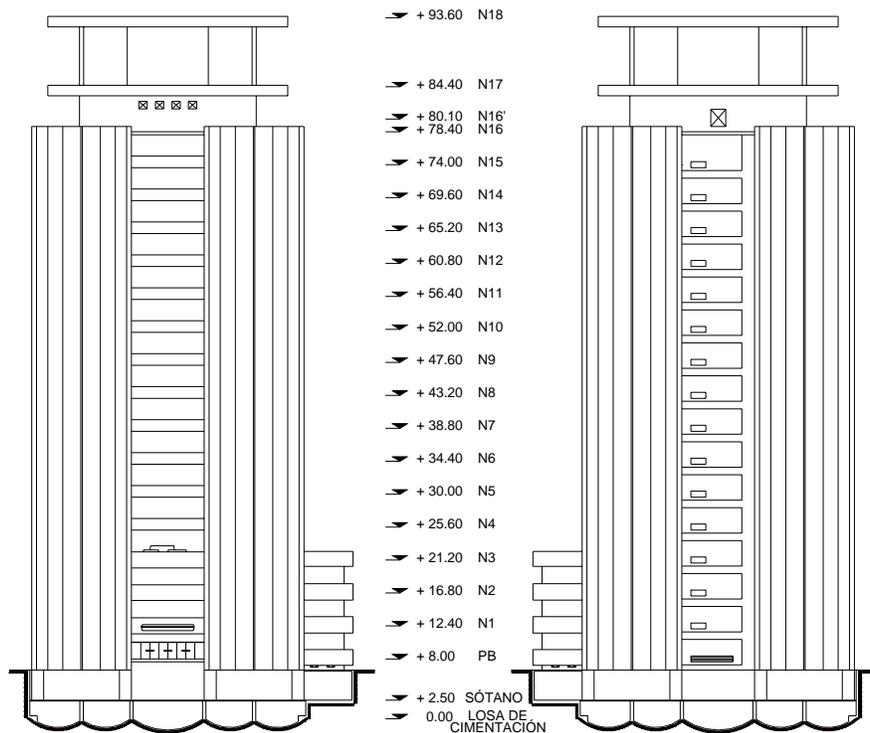


Figura 1.14 Fachada Oriente

Figura 1.15 Fachada Poniente

Las fachadas Norte y Sur son paralelas al componente T, en tanto que las fachadas Oriente y Poniente son paralelas al componente L.

1.2.2 Sistema Estructural

El sistema estructural está compuesto por columnas, muros de concreto reforzado y sistema de piso a base de losa plana aligerada.

Las columnas del edificio son en su mayoría cuadradas, existiendo algunas columnas con forma de trapecio, sus dimensiones así como las cuantías del acero de refuerzo varían con respecto a la altura del edificio (tabla 1.2a y 1.2b)

Los muros de concreto reforzado se desplantan desde el nivel de sótano hasta el nivel N16, algunos muros definen con forma de "V" las fachadas Oriente y Poniente (ejes extremos A y F) y muros que en conjunto con algunas columnas forman un muro en forma de cajón, localizados en los ejes 8', 10, 11 y 12'. También existen algunos muros de concreto reforzado que se desplantan en los niveles N16 y N17 (tabla 1.3a y 1.3b).

En el edificio también existen muros de mampostería con dos tipos de piezas: de barro recocido en el cubo de elevadores y zona de baños y bloques de concreto en los ejes A y F, ambos tipos de piezas unidas con mortero.

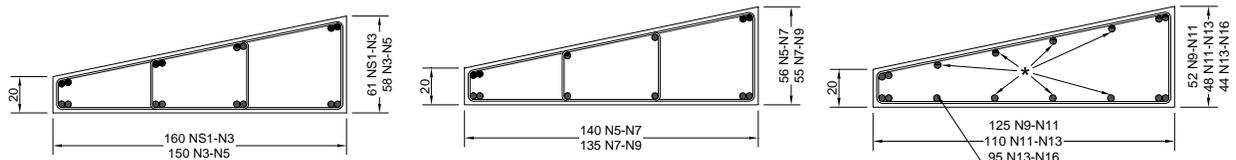
El sistema de piso es a base de losas nervadas aligeradas con bloques de concreto cuyas dimensiones varían de 40 x 40 cm, 40 x 60 cm, 60 x 60 cm con pesos de 28, 39 y 58 kg, respectivamente, colados *in situ*, que forman marcos rígidos en dos direcciones ortogonales entre sí. El ancho de las nervaduras varía de 12 a 26 cm.

Tabla 1.2a Secciones transversales de las columnas del edificio

ID	C O N C R E T O $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$															
	sótano-N1				N1 - N3				N3 - N5				N5 - N7			
	Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo	
	a	b	Longitudinal	Estribos	a	b	Longitudinal	Estribos	a	b	Longitudinal	Estribos	a	b	Longitudinal	Estribos
C1	35	35	4 # 8	E#2.5@30	35	35	4 # 6	E#2.5@30								
C2	40	40	4 # 10	E#3@30	40	40	4 # 8	E#2.5@30								
C3	165	55	20 # 12	3E#4@30	165	50	8 # 12	3E#4@30	165	40	8 # 12	E#4@30	165	35	8 # 12	3E#3@30
C4	45	100	12 # 10	E#4@30	40	100	8 # 10	E#4@30	40	90	8 # 10	E#4@30	40	75	4 # 10	E#4@30
C5	30	30	4 # 8	E#2.5@30												
C6	ver sección	16	12 # 12	2E#4@30	ver sección	8	12 # 10	2E#4@30	ver sección	16	10 # 10	2E#4@30	ver sección	12	10 # 8	2E#4@30
C7	160	45	16 # 12	2E#4@30	160	40	8 # 12	2E#4@30	160	35	16 # 10	2E#4@30	160	30	8 # 10	E#4@30
C8	85	85	12 # 12	E#4@30	80	80	12 # 12	E#4@30	75	75	8 # 12	E#4@30	70	70	8 # 12	E#4@30
C9	85	85	12 # 12	2E#4@30	80	80	12 # 12	E#4@30	75	75	12 # 12	E#4@30	70	70	12 # 12	E#4@30
C10	85	85	12 # 12	E#4@30	80	80	12 # 12	E#4@30	75	75	12 # 12	E#4@30	70	70	8 # 12	E#4@30
C11	95	95	12 # 12	2E#4@30	90	90	12 # 12	2E#4@30	85	85	12 # 12	E#4@30	75	75	12 # 12	E#4@30
C12	165	45	8 # 12	E#4@30	165	40	8 # 12	E#4@30	165	35	8 # 12	E#4@30	165	30	12 # 10	3E#3@30
C13	165	55	20 # 12	3E#4@30	165	50	8 # 12	3E#4@30	165	40	8 # 12	E#4@30	165	35	8 # 12	E#4@30
C14	95	95	16 # 12	2E#4@30	90	90	12 # 12	2E#4@30	85	85	12 # 12	E#4@30	80	80	8 # 12	E#4@30

Tabla 1.2b Secciones transversales de las columnas del edificio

ID	C O N C R E T O $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$																			
	N7 - N9				N9 - N11				N11 - N13				N13 - N16				N16 - N18			
	Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo	
	a	b	Longitudinal	Estribos	a	b	Longitudinal	Estribos	a	b	Longitudinal	Estribos	a	b	Longitudinal	Estribos	a	b	Longitudinal	Estribos
C1																				
C2																				
C3	165	30	12 # 10	3E#3@30	165	25	8 # 10	3E#3@30	165	20	8 # 10	E#4@30	165	20	4 # 10	E#4@30	165	20	8 # 8	E#3@30
C4	40	75	4 # 10	E#4@30	40	60	4 # 10	E#4@30	40	50	4 # 10	E#3@30	40	40	4 # 10	E#3@30	165	20	8 # 8	E#3@30
C5																				
C6	ver sección	12	10 # 10	E#4@30	ver sección	8	10 # 8	E#4@30	ver sección	8	10 # 10	E#4@30	ver sección	4	10 # 8	E#4@30				
C7	160	30	8 # 10	E#4@30	160	20	8 # 10	E#4@30	160	20	8 # 10	E#4@30	160	20	4 # 10	E#4@30				
C8	65	65	12 # 10	E#4@30	60	60	12 # 10	E#4@30	55	55	8 # 10	E#4@30	45	45	4 # 10	E#3@30				
C9	70	70	8 # 12	E#4@30	65	65	4 # 12	E#4@30	60	60	12 # 10	E#4@30	50	50	4 # 10	E#3@30				
C10	70	70	8 # 10	E#4@30	65	65	12 # 10	E#4@30	55	55	8 # 10	E#4@30	50	50	4 # 10	E#4@30				
C11	75	75	8 # 12	E#4@30	70	70	12 # 10	E#4@30	60	60	8 # 10	E#4@30	50	50	4 # 10	E#4@30				
C12	165	30	12 # 10	3E#3@30	165	25	8 # 10	3E#3@30	165	25	8 # 10	3E#3@30	165	20	8 # 10	E#4@30	55	55	8 # 8	E#3@30
C13	165	35	8 # 12	E#4@30	165	30	12 # 10	3E#3@30	165	25	8 # 10	3E#3@30	165	20	8 # 10	E#4@30	55	55	8 # 8	E#3@30
C14	80	80	8 # 12	E#4@30	75	75	8 # 12	E#4@30	65	65	8 # 12	E#4@30	60	60	4 # 12	E#4@30	55	55	8 # 8	E#3@30



16 Varillas
2 Estribos

12 Varillas
2 Estribos

12 Varillas
2 Estribos

* Varillas # 4 colocadas cuando la dimensión de la columna sea mayor de 40 cm.

Tabla 1.3a Secciones transversales de muros de concreto reforzado

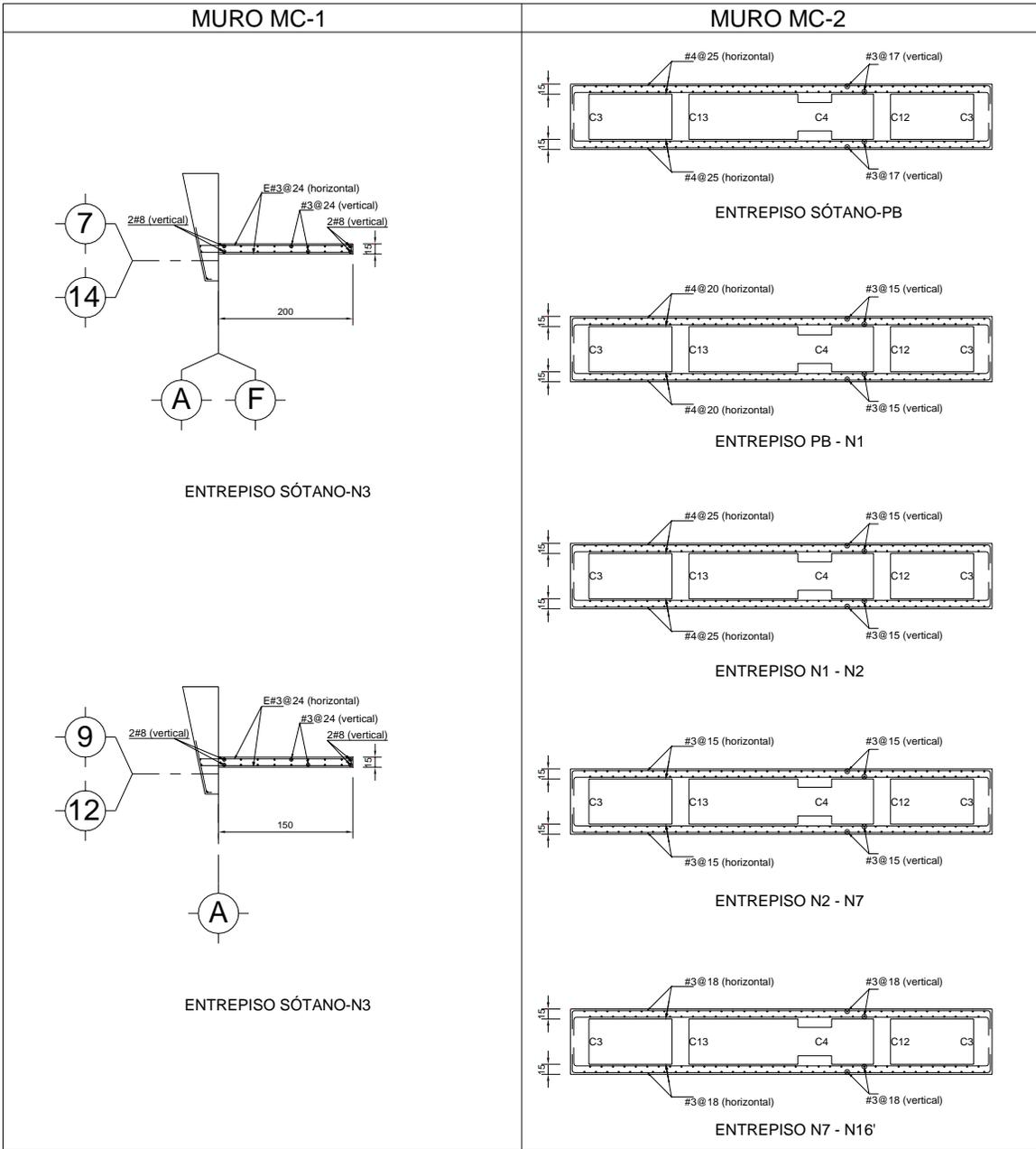
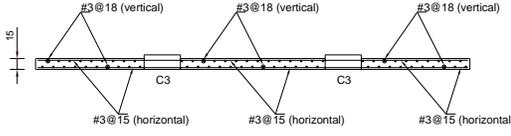
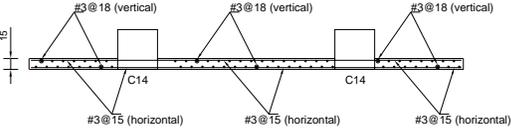
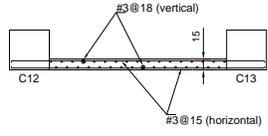
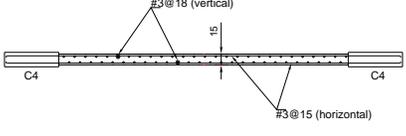
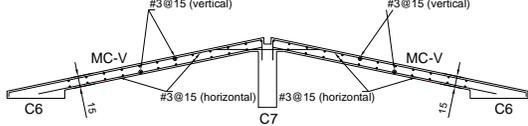
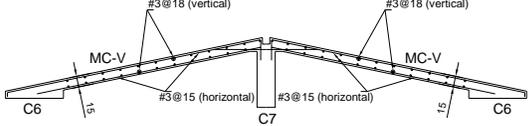


Tabla 1.3b Secciones transversales de muros de concreto reforzado

<p style="text-align: center;">MURO MC-3</p>  <p style="text-align: center;">ENTREPISO N16 - N17</p>	<p style="text-align: center;">MURO MC-4</p>  <p style="text-align: center;">ENTREPISO N16 - N17</p>
<p style="text-align: center;">MURO MC-5</p>  <p style="text-align: center;">ENTREPISO N16' - N18</p>	<p style="text-align: center;">MURO MC-6</p>  <p style="text-align: center;">ENTREPISO N17 - N18</p>
<p>MURO MC-V</p>	
 <p style="text-align: center;">ENTREPISO PB-N7</p>	 <p style="text-align: center;">ENTREPISO N7-N16</p>

1.3 Estructura después de la rehabilitación

Debido a la evidencia de hundimientos experimentados por el edificio, se proyectó una recimentación entre los años 1979 y 1982. La recimentación consistió en una ampliación del cajón de cimentación, la colocación de 51 pilotes adicionales de características y profundidad de desplante similares a los 272 pilotes originales, para un total de 323 pilotes.

Los elementos que componen actualmente la cimentación son: un cajón de cimentación conformado por una losa de cimentación en forma de bóveda invertida formada por cascarones semicilíndricos; contratraves, tímpanos, muro de contención perimetral y 323 pilotes de concreto precolado con tramo inferior tubular metálico de longitud igual a 5.00 m.

La ampliación del cajón de cimentación se llevó a cabo no en la losa de cimentación original (CIM), sino ampliando la losa de base del nivel de sótano (NS1), en la figura 1.16 se muestra la planta de ubicación de los 51 pilotes que integran la recimentación del edificio.

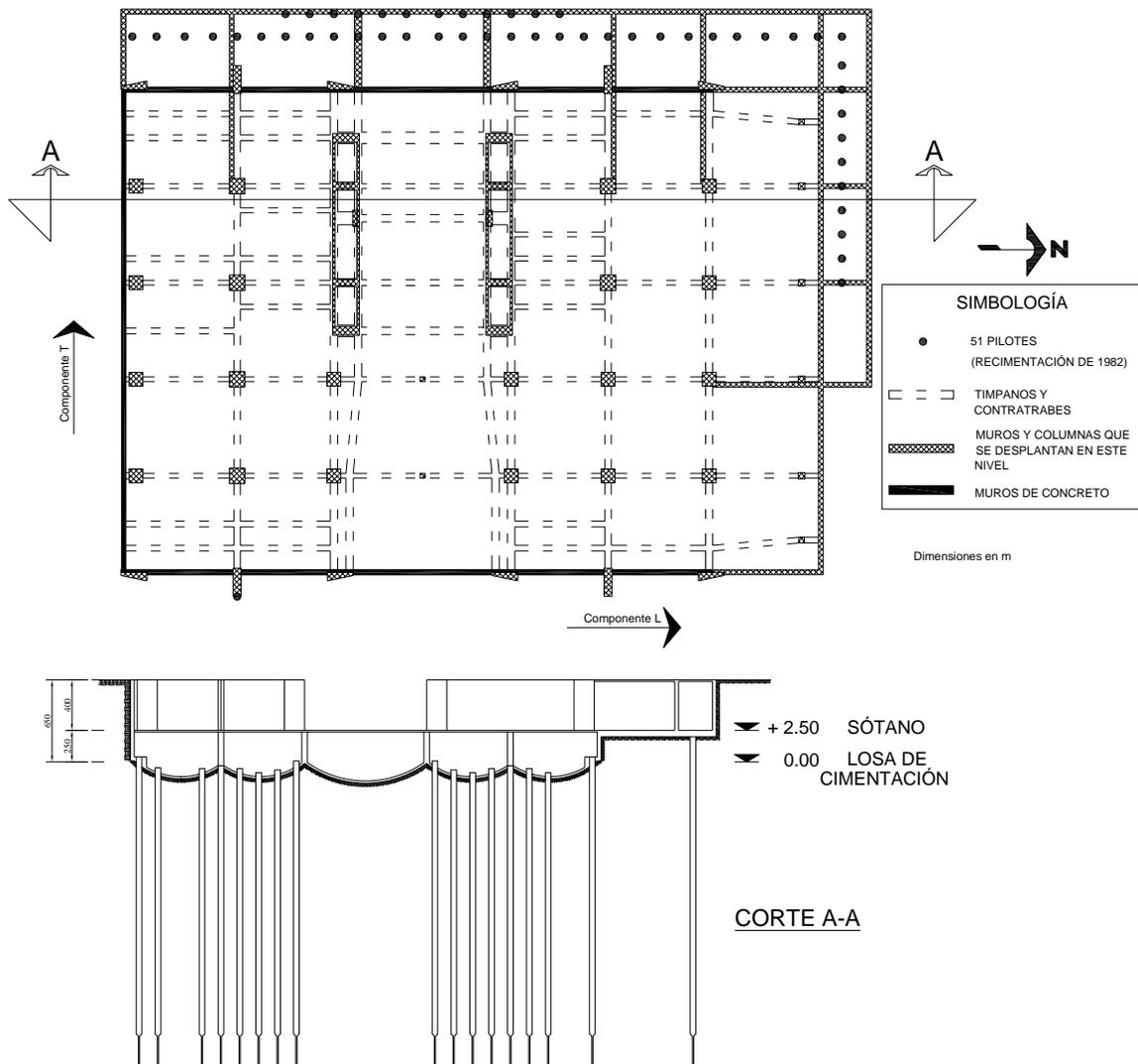


Figura 1.16 Ubicación de los 51 pilotes de la recimentación del edificio

La posición teórica de la punta de los pilotes en 1967 se ubicó en 33.5 m de profundidad respecto al nivel original del terreno, en el proyecto se estipuló penetrar 50 cm en la primera capa dura, por lo tanto, la profundidad del estrato resistente se ubico en 33.0 m. Se tiene evidencia del hundimiento regional del orden de 3.0 m ocurrido entre los años 1967 a 1998, el cual se corrobora con la profundidad detectada en la primera capa dura de 30.0 m con respecto al nivel de banqueta. Por otra parte, el nivel de planta baja, con respecto al nivel de banqueta en 1967 era de 1.5 m y en la actualidad es de 2.3 m, lo cual significa una emersión del edificio del orden de 8 cm.

De acuerdo con los documentos de la recimentación de 1980, los pilotes se llevaron a la misma profundidad que tenían los pilotes originales de 1967. En 1979 se detectó la profundidad de la capa dura a 32.0 m. Actualmente existe un hundimiento diferencial promedio del orden de 10 cm del costado poniente con respecto al oriente, esto sumado a la emersión promedio de 80 cm detectada en el costado oriente resulta en una emersión total del orden de 90 cm en el costado oriente.

Actualmente la construcción tiene una longitud en la dirección L de 46.55 m entre caras exteriores de muros y en la dirección T una longitud de 35.10 m entre paños exteriores de muros.

En la figura 1.17 se muestra la planta baja actual, en esta vista se puede identificar la ampliación del cajón de cimentación en el lado norte y poniente del edificio, también se puede observar el cambio de nivel entre el nivel de piso terminado de la planta baja y el de la ampliación del cajón de cimentación en 1982.

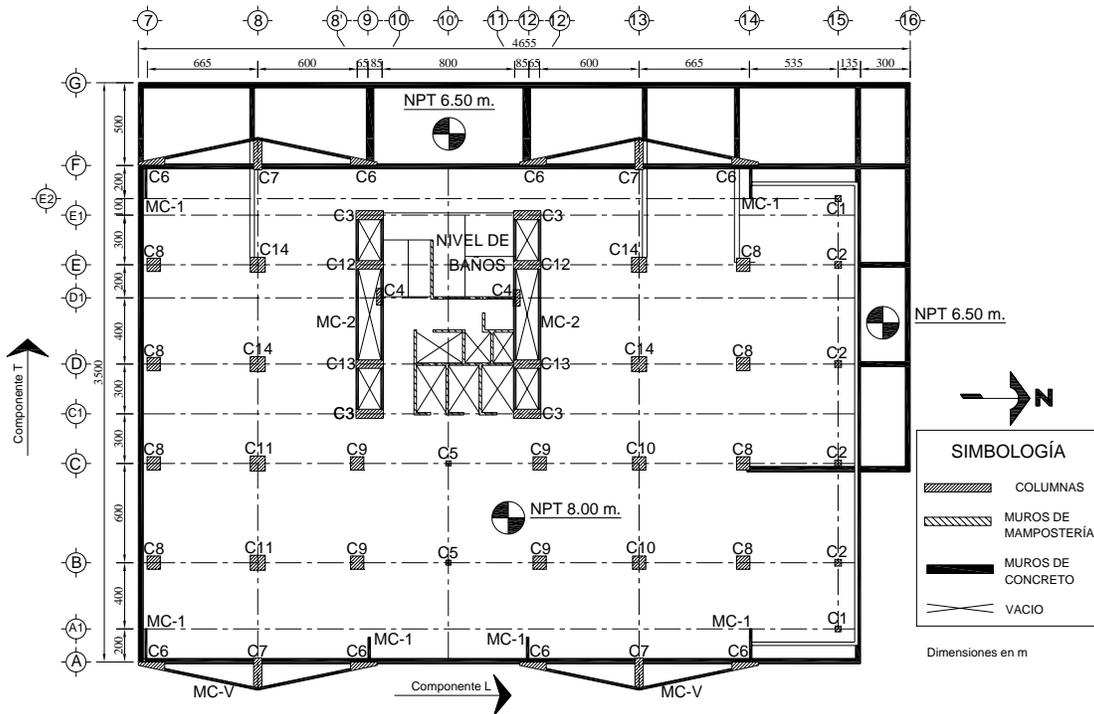


Figura 1.17 Planta Baja rehabilitada

Es necesario mencionar que pese a la recimentación del edificio, los problemas de hundimiento no han sido completamente resueltos y sabiendo que el suelo inmediato al inmueble continúa hundiéndose, la cimentación y su interacción con el suelo, juega un papel importante en el desempeño y comportamiento estructural del edificio TC.

1.4 Propiedades del concreto en el edificio

En los planos estructurales para el diseño del edificio, se indican tres resistencias a la compresión en el concreto (tabla 1.4).

Tabla 1.4 Resistencia a la compresión especificada en los planos estructurales del edificio

Nivel	Elementos estructurales	f'c kg/cm ²
Cimentación	cascarones cilindricos, contratrabes, tímpanos, muros de contención, losa tapa y losa de cimentación	210
Sótano-N7	columnas y muros de concreto reforzado	350
N7 - N18	columnas, muros de concreto reforzado y sistemas de piso	280

Después de la rehabilitación del edificio, en 1986 se realizó un estudio de concreto *in situ* para determinar las resistencias nominales a la compresión que tienen los diferentes elementos estructurales. El estudio comprende un programa de muestreos y ensayos combinando el método de pruebas no destructivas (uso del método del martillo de Schmidt o esclerómetro) y la extracción de núcleos de concreto que posteriormente fueron sometidos a pruebas de compresión axial (Trigos, 1998).

En dicho estudio se escogieron 203 sitios para ensaye con esclerómetro y se extrajeron 40 núcleos o corazones de concreto de los cuales 23 corresponden a columnas, 7 a muros de concreto, 2 a los sistemas de piso y 8 a trabes de concreto, distribuyéndolos desde el nivel de sótano hasta el nivel 17.

En la tabla 1.5 se resumen los resultados de resistencia a la compresión (f_c) y peso volumétrico (PCV) obtenidos de los núcleos de concreto extraídos en los diferentes niveles del edificio.

Tabla 1.5 Resultados de núcleos de concreto

Nivel	No. Muestras	fc, kg/cm ²	PVC, kg/m ³
S1	2	425	2147
S1		543	2127
PB	3	339	2130
PB		374	2067
PB		475	2179
1	6	420	2176
1		292	2151
1		353	2205
1		418	2215
1		411	2131
1		409	2128
3	3	394	2120
3		341	2175
3		463	2260
4	2	377	2127
4		533	2130
5	3	430	2178
5		391	2120
5		340	2151
6	2	321	2114
6		518	2146
7	2	217	2266
7		251	2099
8	3	268	2150
8		338	2130
8		279	2130
10	3	*194	2055
10		263	2126
10		303	1919
12	1	297	2072
13	2	236	2145
13		330	2133
14	5	401	2183
14		353	2056
14		323	2023
14		278	2103
14		281	2081
17	3	360	2055
17		271	2088
17		393	2093

* Valor omitido en los análisis por no considerarse representativo

En la tabla 1.5 se pueden identificar dos tipos de concreto, el existente del nivel de sótano al nivel N6 y el existente del nivel N7 al nivel N17 que concuerda con lo especificado en los planos estructurales, los concretos son de clase 2 ya que su peso volumétrico es menor de 2200 kg/m³ (NTC-concreto, 2004).

Para determinar la resistencia nominal a compresión del concreto se debe tener en cuenta que la resistencia obtenida de los núcleos de concreto es menor que la resistencia que se obtiene de ensayos de cilindros de concreto. De acuerdo a estudios de Mendoza, 1991, en ensayos de núcleos de concreto, se asume la siguiente relación:

$$f_{c_{\text{corazones}}} = 0.8 f_{c_{\text{cilindros}}}$$

y la resistencia especificada para un concreto clase 2 se puede estimar con la siguiente expresión:

$$f'c_{\text{especificada}} = \frac{f'c_{\text{corazones}}}{0.8} - 0.84\sigma_{\text{corazones}}$$

Donde $\sigma_{\text{corazones}}$ es la desviación estándar de los corazones de concreto.

De acuerdo a la expresión anterior, la resistencia especificada a la compresión en el concreto del edificio TC es la que se indica en la tabla 1.6

Tabla 1.6 Resistencia especificada a la compresión en el concreto

Nivel	Muestras	f'c promedio kg/cm ²	PVC prom kg/m ³	σ corazones kg/cm ²	VA	CV	f'c kg/cm ²
S1-N6	21	407.95	2151.29	67.27	4524.62	0.16	453
N7-N17	19	302.33	2100.37	50.53	2553.22	0.17	335

Con la resistencia especificada a la compresión en el concreto del edificio, es posible determinar su módulo de elasticidad con base en las NTC-concreto, 2004; los valores obtenidos se resumen en la tabla 1.7 para los dos concretos identificados en el edificio.

Tabla 1.8 Resistencia especificada a la compresión y módulo de elasticidad del concreto

Nivel	Elementos estructurales	f'c kg/cm ²	Ec, kg/cm ²
Sótano-N7	columnas y muros de concreto reforzado	453	170270
N7 - N18	columnas, muros de concreto reforzado y sistemas de piso	335	146424

2 PROPIEDADES DINÁMICAS IDENTIFICADAS

En el edificio TC se han estimado las frecuencias naturales de vibrar para condiciones de vibración ambiental y sismos de pequeña intensidad, se conocen sus formas modales, así como las historias de distorsiones durante dos eventos sísmicos. La información anterior es posible estimarla gracias a los registros de vibración ambiental y registros sísmicos obtenidos por medio de la instrumentación del edificio.

2.1 Pruebas de vibración ambiental

Las pruebas de vibración ambiental son un método experimental que consisten en medir las vibraciones de las estructuras, producidas principalmente por la actividad humana, funcionamiento de equipo industrial y por excitaciones de carácter ambiental, como lo son las producidas por el tránsito de vehículos, el empuje del viento, entre otros, por lo que es un método simple y rápido en la obtención de datos, con la ventaja de no interferir en las actividades normales que se realizan de forma cotidiana en el inmueble.

Pese a que las vibraciones de origen ambiental son muy pequeñas, pueden ser utilizadas para estimar las propiedades dinámicas de las estructuras como son las frecuencias naturales de vibración, porcentajes de amortiguamiento y efectos ISE. Para el registro de las vibraciones ambientales se utilizan aparatos conocidos como servo-acelerómetros en puntos seleccionados de la estructura, según una orientación previamente convenida.

En el edificio TC se han llevado a cabo tres registros de vibración ambiental, la VA04-1 que fue realizada con un equipo portátil durante la etapa de planeación de la instrumentación sísmica permanente, tuvo como objetivos la estimación de las propiedades dinámicas del edificio así como establecer la ubicación de dicha instrumentación; la VA04-2 se realizó con una instrumentación provisional, solo que la calidad de los registros fue escasa; en la VA04-3 los registros ya fueron realizados con la instrumentación permanente del edificio.

Las mediciones de vibración ambiental que se desarrollaron en el proyecto del edificio TC, una vez realizada la rehabilitación, (Murià-Vila *et al*, 2004) aportaron la información requerida para la estimación de las propiedades dinámicas del edificio en condiciones de pequeñas amplitudes de movimiento y bajos niveles de esfuerzo. Los detalles de la instrumentación permanente, llevada a cabo, se presentan en Alcántara *et al*, 2004.

Las frecuencias de vibración de la estructura, identificadas con la información generada durante las pruebas de vibración ambiental, se resumen en la tabla 2.1 (Camargo, 2007).

Tabla 2.1 Frecuencias de VA realizadas en el edificio TC

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias, en Hz		
			Componente		
			L	T	R
VA04-1	30-marzo-2004	1	0.391	0.342	0.537
		2	1.660	1.221	1.953
		3	3.711	2.979	3.369
		4	4.980	4.443	
VA04-2	01-abril-2004	1	0.385	0.38	0.550
		2	1.650	1.039	1.945
		3	3.495	2.975	3.180
VA04-3	06-octubre-2004	1	0.415	0.366	0.562
		2	1.709	1.270	1.929
		3	3.931	3.101	3.320 a 3.564
		4		4.199	

En Trigos, 1998 se mencionan pruebas de vibración ambiental realizadas en el edificio TC en los años 1987 y 1998, se resumen en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Frecuencias de VA realizadas en el edificio en 1987 y 1998

Fecha	Modo	Frecuencias, en Hz		
		Componente		
		L	T	R
marzo, 1987	1	0.400	0.320	0.520
	2	1.590	1.120	2.000
	3	2.630	2.380	3.850
octubre, 1998	1	0.39-0.40	0.35-0.36	0.51-0.56
	2	1.54-1.55	1.15-1.20	1.95-1.99
	3			

Para identificar las frecuencias naturales de vibrar es importante utilizar las funciones de transferencia y coherencia, de lo contrario podrían cometerse errores si se analizan exclusivamente los espectros de Fourier debido a la presencia de otras ordenadas espectrales que pueden ser significativas pero ajenas a las frecuencias naturales del edificio, como son por ejemplo las ordenadas asociadas a vibraciones de estructuras vecinas y de equipo electromecánico (Murià Vila y González, 1995).

Para identificar las frecuencias de vibrar del edificio en los componentes de traslación L y T para las vibraciones ambientales VA04-1 y VA04-3, se realizó la función de transferencia entre los espectros de Fourier de azotea centro geométrico (Az CG) y terreno. En la figura 2.1 y 2.2 se muestran las funciones de transferencia en el componente L y T, respectivamente.

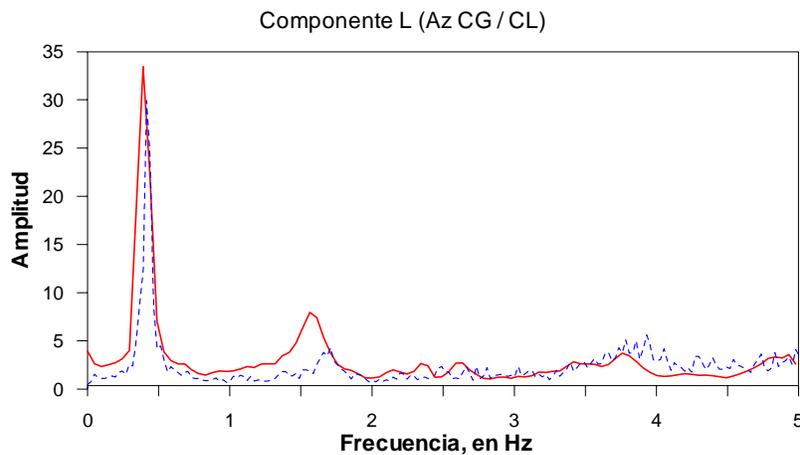


Figura 2.1 Función de transferencia entre azotea centro geométrico y terreno en componente L, para las vibraciones ambientales VA04-1 (línea continua) y VA04-3 (línea discontinua)

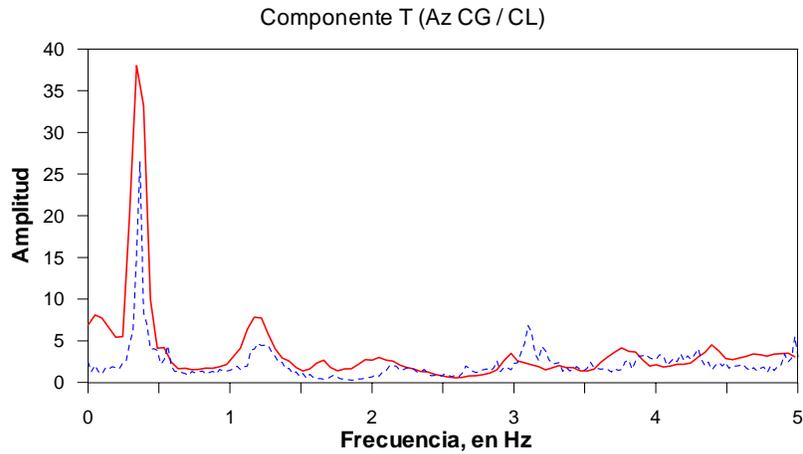


Figura 2.2 Función de transferencia entre azotea centro geométrico y terreno en componente T, para las vibraciones ambientales VA01 (línea continua) y VA03 (línea discontinua)

En la figura 2.3 se muestra la función de transferencia entre azotea norte y azotea centro geométrico (Az Norte / Az CG) en el componente T para identificar las frecuencias en el componente de torsión R. Las frecuencias identificadas con estos cocientes fueron comprobadas con las funciones de transferencia de niveles intermedios (Camargo, 2007).

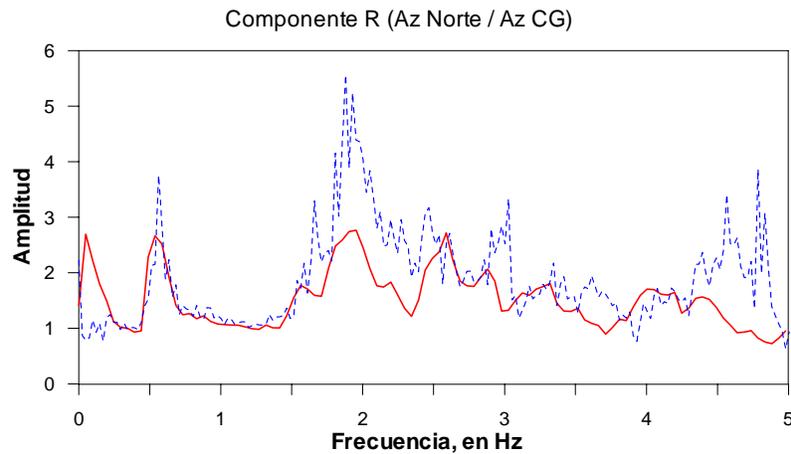


Figura 2.3 Función de transferencia entre azotea norte y azotea centro geométrico en componente T, para las vibraciones ambientales VA04-1 (línea continua) y VA04-3 (línea discontinua)

Las formas modales determinadas con base en los registros de vibración ambiental se graficaron con y sin el apéndice del edificio, se muestran en las figuras 2.4 y 2.5, respectivamente.

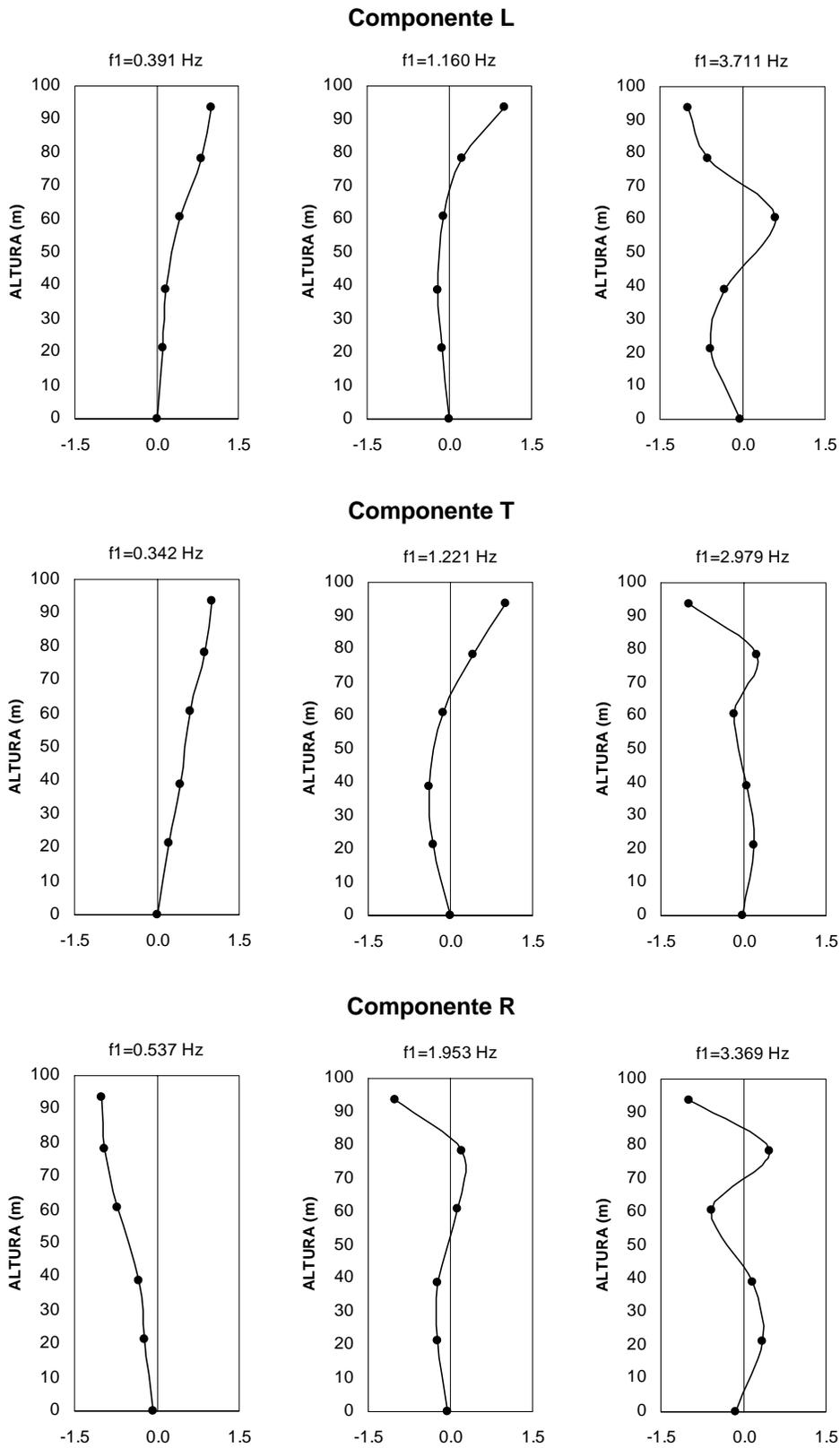


Figura 2.4 Formas modales con apéndice para condiciones de vibración ambiental

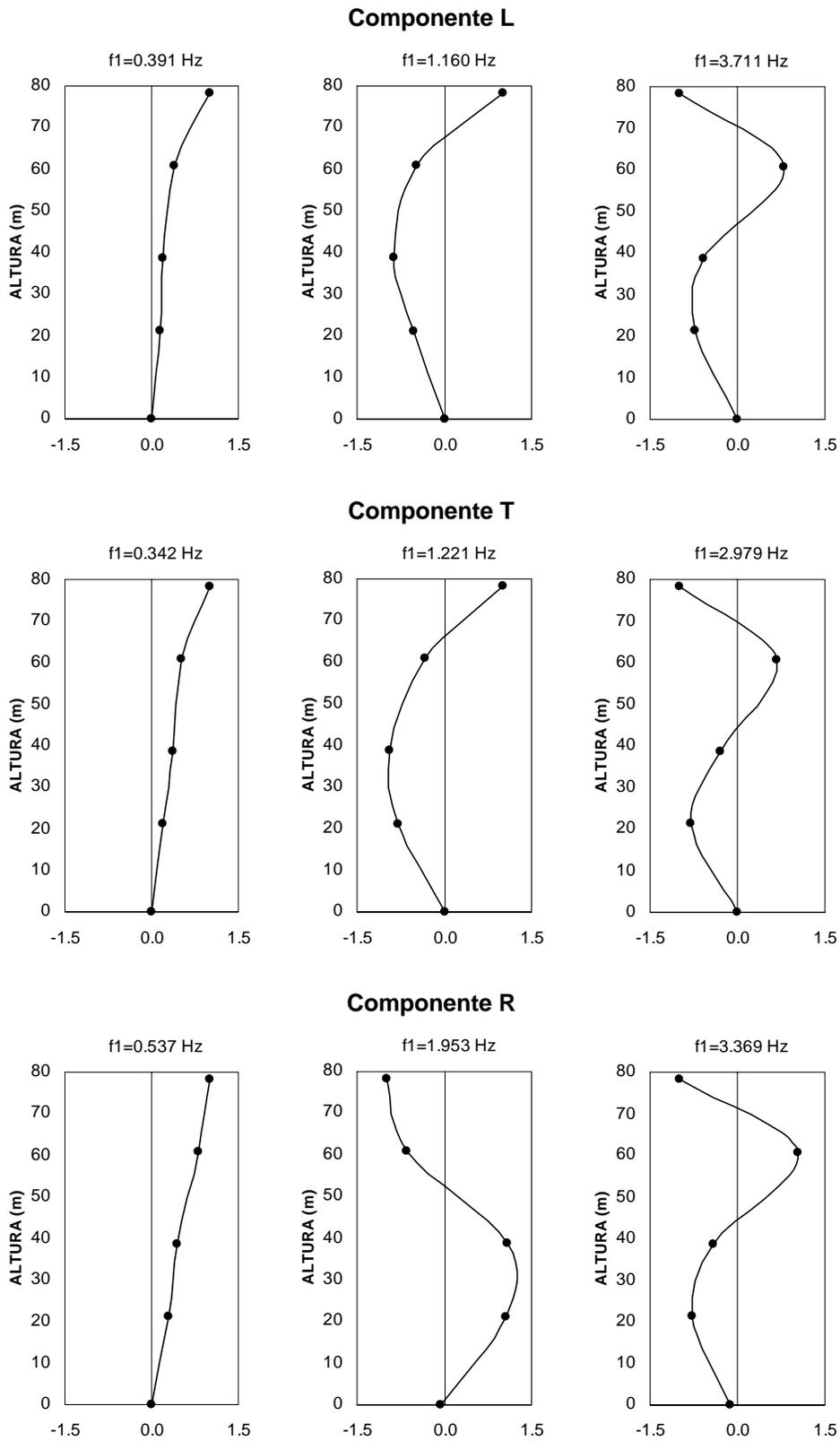


Figura 2.5 Formas modales sin apéndice para condiciones de vibración ambiental

2.2 Registros sísmicos

El análisis de registros sísmicos es un método experimental que consiste en registrar los movimientos provocados por los sismos, por lo que tiene la ventaja de poder estudiar el comportamiento dinámico de edificios cuando estos se someten a amplitudes de excitación mucho mayores que las que se presentan con vibración ambiental. La realización de este tipo de pruebas experimentales requieren una inversión mayor en tiempo y costo de equipo, por lo que su aplicación es sensiblemente más restringida que las pruebas de vibración. El criterio para elegir los puntos de medición es similar al seguido en las pruebas de vibración ambiental, pero surge una limitante económica que impide cubrir todos los puntos de interés.

En el edificio TC se tienen registrados tres eventos sísmicos, las frecuencias identificadas durante estos eventos se resumen en la tabla 2.2.

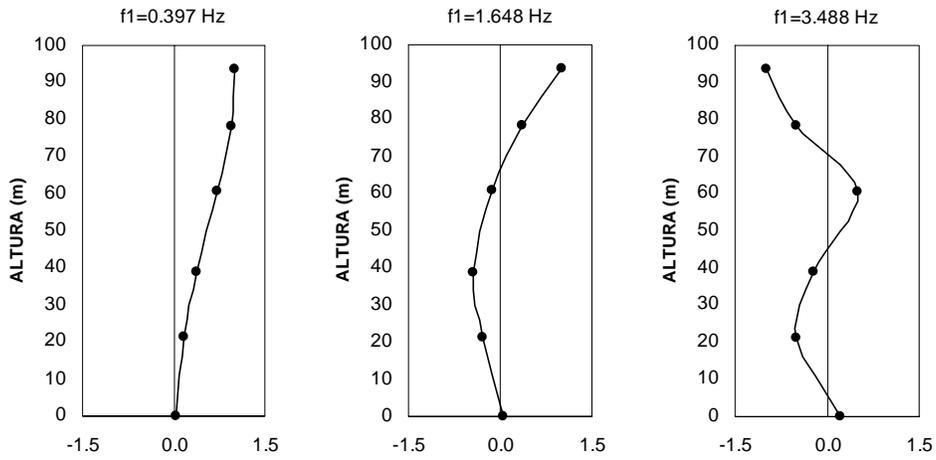
Tabla 2.2 Sismos y respuesta dinámica experimentada por el edificio

Evento	Modo	Frecuencia experimental, Hz			Magnitud	Intensidad de Arias (cm/s)	Ubicación	Fecha
		L	T	R				
TT04-1	1	0.354	0.293	0.482	5.8	1.040	Pinotepa, Oaxaca	14/06/2004
	2	1.428	1.074	1.703				
	3	3.241	2.271					
TT04-2	1	0.385	0.33	0.531	5.7	0.076	Salina Cruz, Oaxaca	18/08/2004
	2	1.617	1.178	1.965				
	3	3.558	2.93	3.284				
TT04-3	1	0.397	0.336	0.531	4.6	0.045	Iguala, Guerrero	28/10/2004
	2	1.648	1.196	1.91				
	3	3.488	2.93	3.241				

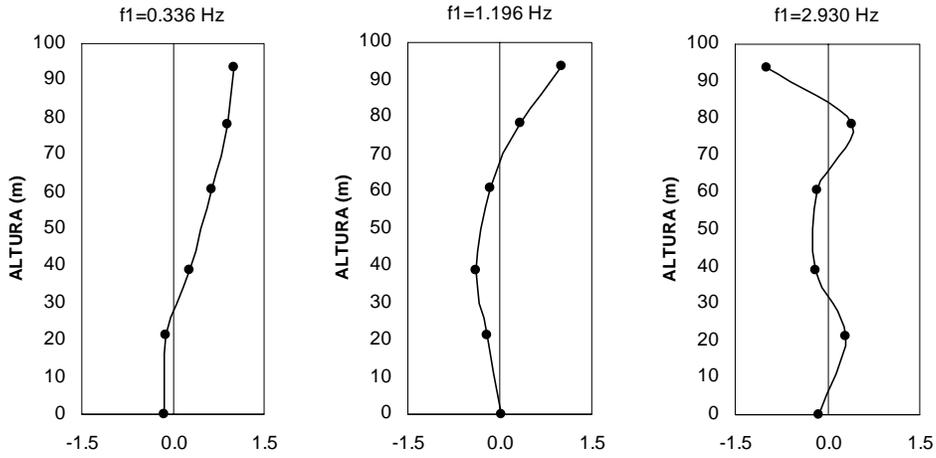
El evento sísmico TT04-1 fue registrado con una instrumentación provisional, en tanto que los eventos TT04-2 y TT04-3 se registraron con una instrumentación permanente.

En la figura 2.6 se muestran las formas modales del edificio identificadas por Camargo, 2007 para el evento sísmico TT04-3.

Componente L



Componente T



Componente R

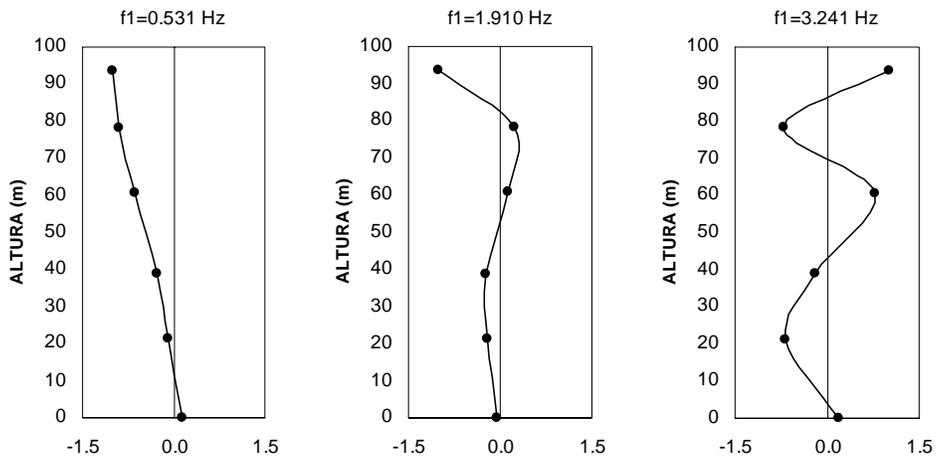


Figura 2.6 Formas modales con apéndice durante el evento sísmico TT04-3

En las figuras 2.7 y 2.8 se observan las aceleraciones de terreno registradas en la vecindad del edificio durante los eventos sísmicos TT04-1 y TT04-3, respectivamente.

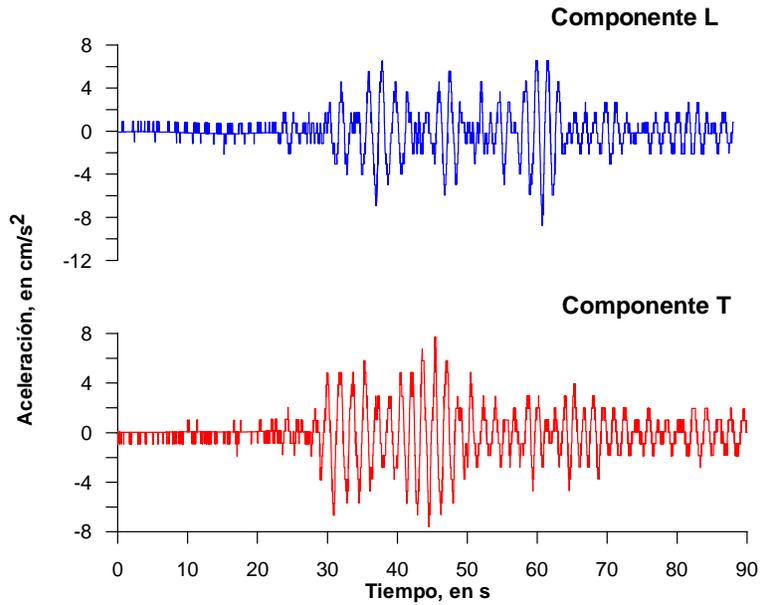


Figura 2.7 Aceleraciones experimentales de terreno registradas durante el evento sísmico TT04-1 en los componentes L y T

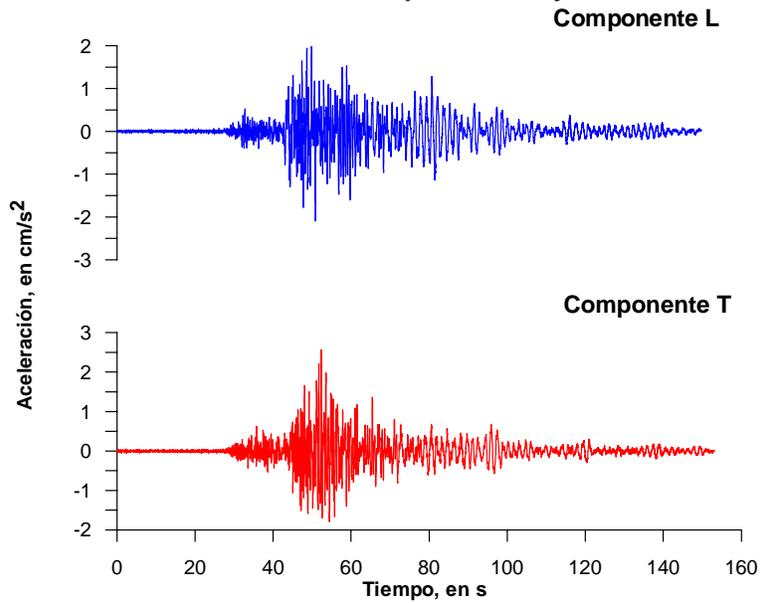


Figura 2.8 Aceleraciones experimentales de terreno registradas durante el evento sísmico TT04-3 en los componentes L y T

Los acelerogramas de los eventos sísmicos TT04-1 y TT04-3 fueron sometidos a correcciones para su uso en los modelos desarrollados, tales correcciones consistieron en:

- Corrección de línea base
- Filtrado de frecuencias pasa altas a 0.1 Hz

En las figuras 2.9 y 2.10 se muestran las aceleraciones de la azotea del edificio en los componentes L y T durante los eventos sísmicos TT04-1 y TT04-3, respectivamente.

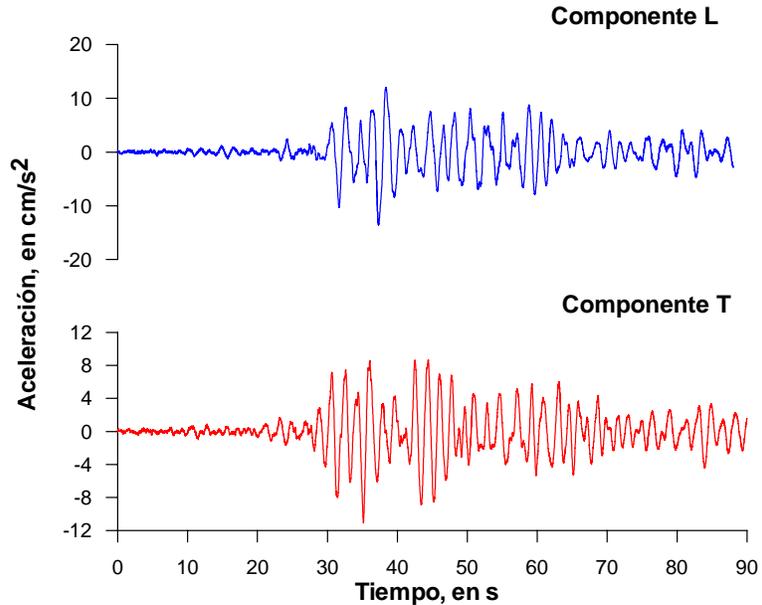


Figura 2.9 Aceleraciones experimentales de azotea registradas durante el evento sísmico TT04-1 en los componentes L y T

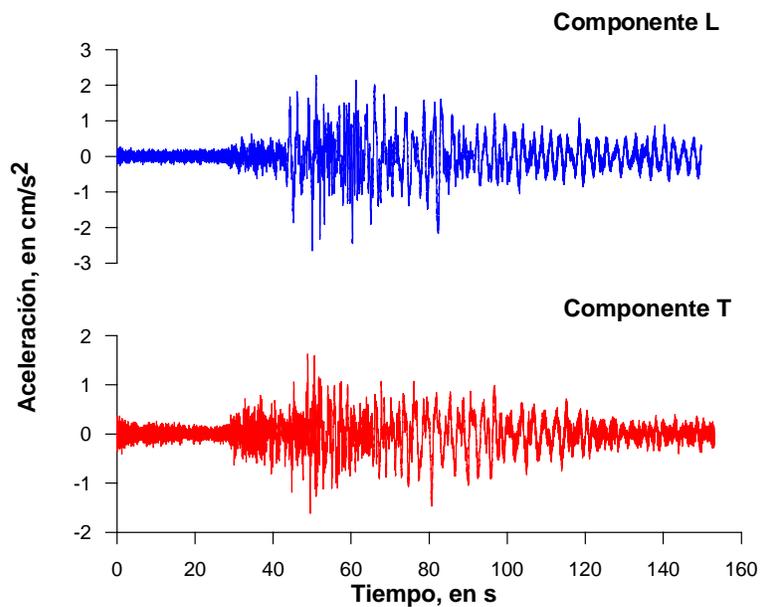


Figura 2.10 Aceleraciones experimentales de azotea registradas durante el evento sísmico TT04-3 en los componentes L y T

Durante el evento sísmico TT04-1, la máxima aceleración de terreno en el componente L fue de 6.57 cm/s^2 , en tanto que en la azotea se registró una aceleración de 11.98 cm/s^2 , lo que representa un factor de amplificación del orden de 1.8. En el componente T, la máxima aceleración del terreno se registró con un valor de 7.58 cm/s^2 y en la azotea se registró de 11.05 cm/s^2 , lo que representa un factor de amplificación de 1.46. Se puede observar que en los componentes L y T existe una ligera amplificación de las aceleraciones de azotea del edificio respecto a las del terreno, la cual es mayor en el componente L.

Durante el evento sísmico TT04-3, la máxima aceleración de terreno en el componente L fue de 2.09 cm/s^2 en tanto que en la azotea fue de 2.65 cm/s^2 lo que significa un factor de amplificación de 1.27. En el componente T la máxima aceleración registrada en el terreno fue de 2.57 cm/s^2 , en tanto que la de la azotea fue de 1.62 cm/s^2 lo que representa un factor de reducción de 0.63. Como se puede ver, en el componente L hubo una ligera amplificación de la respuesta del edificio en términos de aceleraciones, en tanto que en el componente T existe una reducción.

En la figura 2.11 se muestra la historia de distorsiones experimentales entre la azotea (AZ) y el sótano (NS1) del edificio en los componentes de traslación L y T durante el evento sísmico TT04-1.

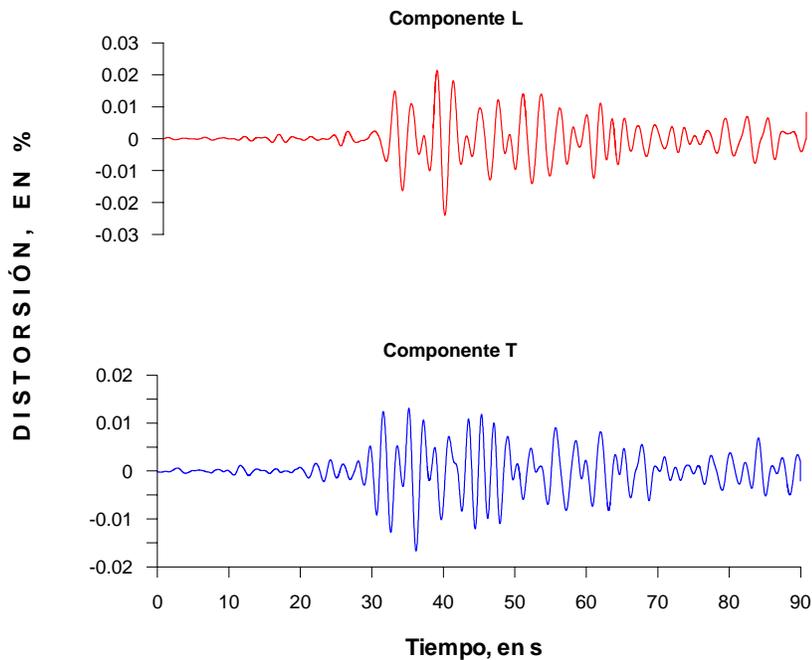


Figura 2.11 Historia de distorsiones experimentales entre azotea (AZ) y sótano (NS1) durante el evento sísmico TT04-1

En la figura 2.12 se muestran las historias de distorsión en los componentes L y T, entre los niveles instrumentados del edificio, durante el evento sísmico TT04-3.

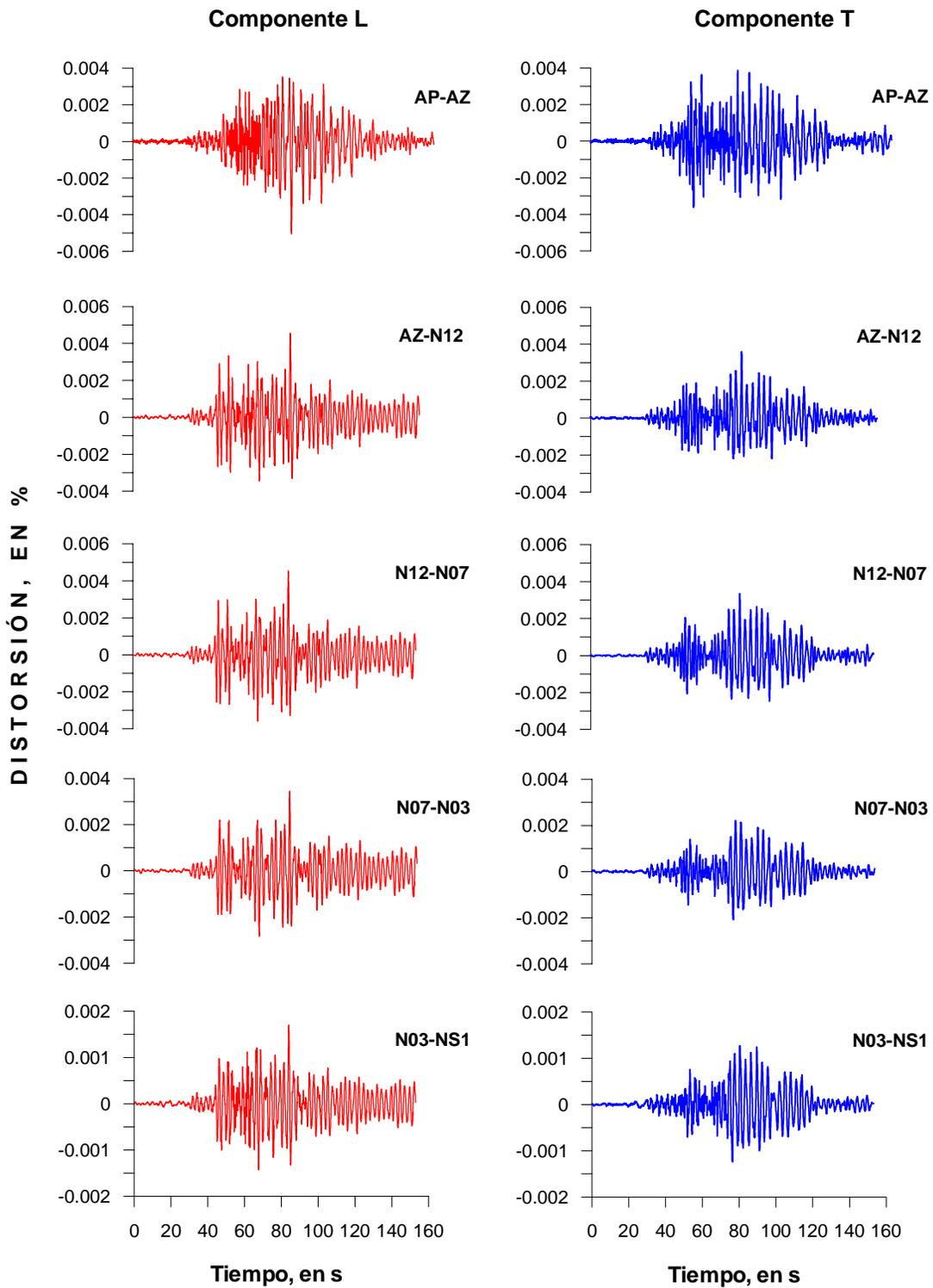


Figura 2.12 Historia de distorsiones de entrepiso durante el evento sísmico TT04-3

En la tabla 2.3 y 2.4 se muestran los máximos valores de distorsión de entrepiso, en porcentaje, experimentados por el edificio durante el evento sísmico TT04-1 y TT04-3, respectivamente.

Tabla 2.3 Porcentajes de distorsiones experimentales del edificio TC durante el evento sísmico TT04-1

Niveles	L	T
N16-NS1	0.024	0.017

En la tabla 2.3 se presenta distorsión existente entre el nivel de azotea y el nivel de sótano, lo anterior es debido a que este registro sísmico se llevó a cabo con la instrumentación provisional, solo se tenían instrumentados esos dos niveles.

Tabla 2.4 Porcentajes de distorsiones experimentales del edificio TC durante el evento sísmico TT04-3

Niveles	L	T
N18-N16	0.005	0.004
N16-N12	0.005	0.004
N12-N07	0.005	0.003
N07-N03	0.003	0.002
N03-NS1	0.002	0.001

Los porcentajes de distorsión de la tabla 2.4 son muy pequeños, en ninguno de ellos se exceden los valores límite para el caso de estructuras de concreto reforzado según las NTC-concreto, 2004.

3 MODELOS ANALÍTICOS DE LA ESTRUCTURA REHABILITADA

Los modelos matemáticos se utilizan para estimar las propiedades dinámicas de la estructura con distintas configuraciones de masa y rigidez; son elegidos, con base en la mayor representatividad de las condiciones de carga y deterioro de elementos estructurales; también son utilizados para estudiar el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos de pequeña y moderada intensidad.

Para el desarrollo de los modelos se empleó un programa de uso común en la práctica profesional, orientado al análisis y diseño de edificios, capaz de efectuar el análisis lineal tridimensional de estructuras ante solicitaciones estáticas y dinámicas (Wilson, 2000). Los modelos desarrollados del edificio TC fueron sometidos a un análisis elástico-lineal, usando un coeficiente de amortiguamiento crítico de 5 por ciento.

3.1 Consideraciones generales de análisis

Las consideraciones generales de análisis para la estimación de las propiedades dinámicas de los modelos son:

- Estimación de masas debidas a cargas muertas y vivas reales del edificio (Apéndice A) de acuerdo a las condiciones que se presentaban en el momento en que se realizaron las mediciones de vibración ambiental (VA).
- En las uniones viga-columna se consideró un factor de zona rígida de 50 por ciento de su longitud ($ZR=0.5$) para la estimación de las deformaciones a flexión y cortante. Este criterio se adoptó de los análisis realizados por Horvilleur y Cheema, 1994.
- Se emplearon módulos de elasticidad del concreto estimados con base en los resultados obtenidos del ensaye de núcleos de concreto extraídos de los elementos estructurales del edificio (tabla 1.6). El módulo de elasticidad empleado en los modelos para las condiciones de VA se asoció a un estado de bajos niveles de esfuerzo; es decir, se adoptó un valor igual a 1.30 veces el valor del módulo de elasticidad estático dado por las NTC-concreto, 2004. En el edificio JAL (Aire y Murià, 1993) se determinó en 1.37 y 1.28 la relación entre el módulo de elasticidad calculado con pruebas de velocidad de propagación de pulso y el obtenido con ensayes cuasi estáticos (extracción de núcleos de concreto) para los dos tipos de concreto identificados en el edificio. También se ha observado en concretos típicos del área metropolitana de la ciudad de México, que para bajos números de ciclos y niveles de esfuerzo cercanos a 0.5 de resistencia a la compresión, la relación del módulo de elasticidad estimado en función de la velocidad de propagación de pulso y el determinado de manera estática llega a ser del orden de 1.30 (Mendoza *et al*, 1992). Por su parte, los módulos de elasticidad empleados en los modelos para sismos moderados, condición en la que se alcanzan grandes amplitudes de movimiento, se asociaron a un estado de altos niveles de esfuerzo, empleando los valores de módulo de elasticidad dados por las NTC-concreto, 2004.
- El sistema de piso del edificio es a base de losas aligeradas, por lo que fue modelado como vigas equivalentes según se indica en las NTC-concreto, 2004. En ellas se especifica usar una viga equivalente con un ancho igual a $C_2 + 3h$, donde C_2 es la dimensión de la columna normal a la dirección de análisis y h el espesor de la losa.
- Al sistema de piso se asignó un diafragma rígido (DR); es decir, todos los nudos ubicados en el plano correspondiente al sistema de piso tienen el mismo desplazamiento horizontal.
- Los muros de concreto fueron modelados como elementos tipo cascarón.

- En el edificio existen muros de mampostería construidos con tabiques de barro recocido y bloques de concreto, el módulo de elasticidad de estos materiales se calculó con las NTC-mampostería, 2004 para el caso de cargas sostenidas. Los muros de mampostería de los ejes A y F se representaron con diagonales equivalentes para tomar en cuenta su aportación en la rigidez lateral del edificio (Crisafulli, 1997). Se estudiaron seis criterios para el modelado de la mampostería por medio de diagonales equivalentes en marcos planos de tres crujías y tres niveles, optando por usar el criterio de Liauw y Kwan por ser una propuesta sencilla que arroja resultados similares al de otras propuestas (Apéndice B-Mampostería). Los muros de mampostería del cubo de elevadores fueron modelados con elementos tipo cascarón, no se modelaron como diagonales equivalentes ya que no existe la información necesaria para aplicar éste criterio de modelado.
- En vigas rectangulares coladas monolíticamente con la losa, se consideraron las recomendaciones de las NTC-concreto, 2004 para tener en cuenta la contribución de la losa, siendo modeladas como secciones T o secciones L con un ancho de patín a cada lado del alma igual al menor de los tres valores siguientes:
 - a. La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma
 - b. La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano
 - c. Ocho veces el espesor del patín.
- Para modelar los efectos de interacción suelo-estructura (ISE), se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:
 - a. Cimentación infinitamente rígida
 - b. Resorte con rigideces de traslación horizontal y cabeceo de la cimentación calculadas con el programa de cómputo Dyna5 tomando en cuenta los efectos de grupo de pilotes (Novak *et al*, 1995) estimadas por Camargo, 2007 (tabla 3.1).
 - c. Rigidez de traslación en la dirección vertical con un valor muy grande (9.1×10^{35} kg/m)
 - d. El resorte se ubicó en el centro de masas del edificio.

Tabla 3.1 Rigideces para el modelado de los efectos ISE

	P A R Á M E T R O (DYNA-EG)	RIGIDEZ
Componente L	K traslación (kg/m)	3.2110E+08
	K cabeceo (kg·m/rad)	1.81448E+11
Componente T	K traslación (kg/m)	3.1702E+08
	K cabeceo (kg·m/rad)	1.34557E+11
Componente R	K torsión (kg·m/rad)	2.14067E+11

- Los efectos P- Δ son considerados en los modelos.
- Las rampas de escaleras se modelaron como elementos tipo cascarón discretizados. Para conocer la forma más apropiada en la que deben ser modeladas las rampas de escaleras del edificio en los modelos analíticos, se realizaron modelos tridimensionales sencillos en los cuales las rampas de escaleras se modelaron de cuatro formas diferentes, llegando a la conclusión de que una manera práctica en la que su aportación de rigidez puede ser tomada en cuenta en el modelo, es por medio de elementos tipo “cascarón” discretizados definidos de nivel de piso a nivel de descanso (Apéndice B-Escaleras).

- Los pretilos fueron modelados como parte de las propiedades de las vigas a las que están ligados. No se asignaron extremos rígidos en las columnas. Se realizaron modelos sencillos de marcos planos en los que los pretilos fueron modelados de cuatro formas diferentes, llegando a la conclusión de que una manera práctica de modelarlos es por medio de vigas en las que se incluyan entre sus propiedades las aportaciones de rigidez de los pretilos, sin asignar extremos rígidos en las columnas (Apéndice B-Pretilos).

3.2 Modelos del edificio

Para reproducir la respuesta del edificio TC, por medio de modelos analíticos, es necesario considerar el evidente deterioro de elementos estructurales, el cual es debido a que el edificio ha experimentado eventos sísmicos moderados y de gran intensidad, aunado al hundimiento regional que provoca esfuerzos adicionales en los elementos estructurales y también debido al intemperismo ambiental al que se encuentran expuestos.

3.2.1 Modelo calibrado para las condiciones de VA

Se elaboró el modelo TC-VA (figura 3.1), para reproducir la respuesta del edificio para las condiciones de vibración ambiental (VA). Tiene en cuenta las consideraciones generales de análisis enunciadas en la sección 3.1, módulos de elasticidad del concreto para bajos niveles de esfuerzo, deterioro de los elementos estructurales por medio de factores de reducción de inercias que se enuncian a continuación, resumidas en la tabla 3.2.

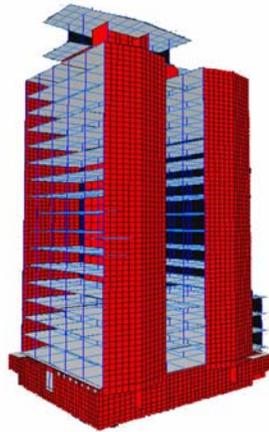


Figura 4.1 Modelo TC-VA calibrado para las condiciones de VA

Criterios para considerar el deterioro de elementos estructurales en el modelo:

- En columnas y muros de concreto se consideran inercias agrietadas por medio de factores de reducción de acuerdo a los criterios del ACI-318, 2002, salvo en el caso del muro MC-1.
- Los factores de reducción de inercias del conjunto formado por el muro de concreto MC-1 y la columna C6 (figura 3.2a) se calcularon dividiendo la inercia de la sección transformada-agrietada, I_{agr} , entre la inercia de la sección transformada de la sección total, I_T . Lo anterior es debido a que la relación de módulos de elasticidad entre acero y concreto es alto y el armado del conjunto proporcionan altas inercias transformadas. Para la estimación de la inercia transformada, se recurrió a una simplificación de la sección (figura 3.2b) con la finalidad de facilitar los cálculos. Los factores de reducción de inercias calculados fueron comparados con los obtenidos rigurosamente con el uso de un programa de cómputo (Blanco, 2006), y los resultados fueron parecidos. En este

modelo del edificio TC, se emplearon los factores de reducción de inercias obtenidos con dicho programa. Sin embargo, los factores de reducción de inercias calculados utilizando la sección simplificada son válidos y pueden usarse en el modelo.

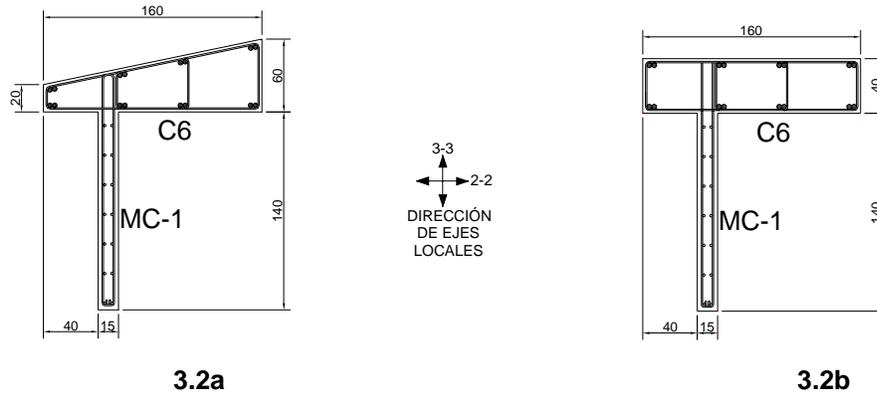


Figura 3.2 Sección y armado de acero transversal del conjunto MC-1 y C6

- En las vigas equivalentes definidas para el modelado del sistema de piso se consideran inercias agrietadas. Se utilizó un factor de reducción de inercias de 0.3, es decir, $I_a = 0.3 I_g$, dicho factor es de acuerdo a la experiencia que se ha tenido en el estudio de otros edificios en el que el sistema de piso es similar al del edificio en estudio, Fuentes y Murià-Vila, 2001.
- En muros de mampostería se consideran inercias agrietadas por medio de un factor de reducción de 0.2. De acuerdo a estudios realizados por Alcocer *et al*, 1999 los muros de mampostería confinada al ser sometidos a cargas laterales sufren una degradación importante de rigidez en función del porcentaje de distorsión de entrepiso alcanzado. Para conocer los porcentajes de distorsión que pudo alcanzar el edificio durante el sismo de septiembre de 1985, el más intenso que ha experimentado, se construyó el modelo TC-S2 (sección 3.2.3) el cual tiene en cuenta las consideraciones generales de la sección 3.1, módulo de elasticidad para altos niveles de esfuerzo y considera además, el agrietamiento de los elementos estructurales de concreto, la mampostería no fue modelada, se considera también el desacoplamiento parcial de los muros de concreto de las fachadas oriente y poniente del edificio (muros MC-V). El modelo fue sometido a las excitaciones de terreno registradas en la estación SCT debidas al sismo de septiembre de 1985, alcanzando distorsiones de entrepiso del orden de 1 por ciento en el componente L (donde la mampostería tiene su mayor participación), para dicho porcentaje de distorsión, corresponden reducciones de rigidez del orden de 80 por ciento.

Tabla 3.2 Factores de reducción de inercias en elementos estructurales

Elemento Estructural		% I_g
Columna		70
Viga		35
Muros de concreto		35
Vigas equivalentes, sistema de piso		30
Mampostería		20
Conjunto Muro de concreto MC-1 y columna C6	Eje local 2-2	11
	Eje local 3-3	44

Con objeto de evaluar la incertidumbre que se tiene al usar un modelo analítico para estimar las propiedades dinámicas del edificio, se calculan las diferencias o porcentajes de frecuencias de

vibración obtenidas del modelo con respecto a las experimentales, las cuales se calculan con la siguiente expresión:

$$e(\%) = \frac{f_{\text{experimental}} - f_{\text{analítica}}}{f_{\text{experimental}}} 100$$

En general, resulta idóneo que las diferencias de frecuencias, entre las frecuencias analíticas y experimentales del modo fundamental, resulte menor a 10 por ciento, ya que con este valor no se influye de manera importante en la respuesta del modelo en términos de desplazamientos laterales. Para los modos superiores, una diferencia menor de 20 por ciento resulta conveniente ya que se ha observado en este edificio (Camargo, 2007) y en otros edificios altos instrumentados (Fuentes, 2000; Morales, 2005) que la participación de los modos superiores es pequeña, sin tener importancia significativa en la respuesta del modelo.

En la tabla 3.3 se presenta la respuesta del modelo en términos de frecuencias y las diferencias de frecuencias al compararse con la respuesta experimental del edificio respecto a la VA04-3.

Tabla 3.3 Respuesta dinámica del modelo TC-VA

Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) respecto a VA04-3		
	L	T	R	L	T	R
1	0.386	0.352	0.596	7.0	3.8	-6.1
2	1.475	1.249	1.957	13.7	1.7	-1.5
3	2.492	2.300	2.747	36.6	25.8	20.2

Nota: El signo negativo en la tabla 3.3 indica que la frecuencia analítica es mayor a la experimental

El modelo TC-VA logró reproducir de manera aproximada las frecuencias experimentales del edificio para las condiciones de VA, las diferencias de frecuencias en los modos fundamentales son menores de 10 por ciento considerado como idóneo para reproducir la respuesta del edificio.

Las formas modales analíticas en los componentes L, T y R se muestran en las figuras 3.3, 3.4 y 3.5, respectivamente, normalizadas respecto a la azotea, no se grafica la parte correspondiente al apéndice.

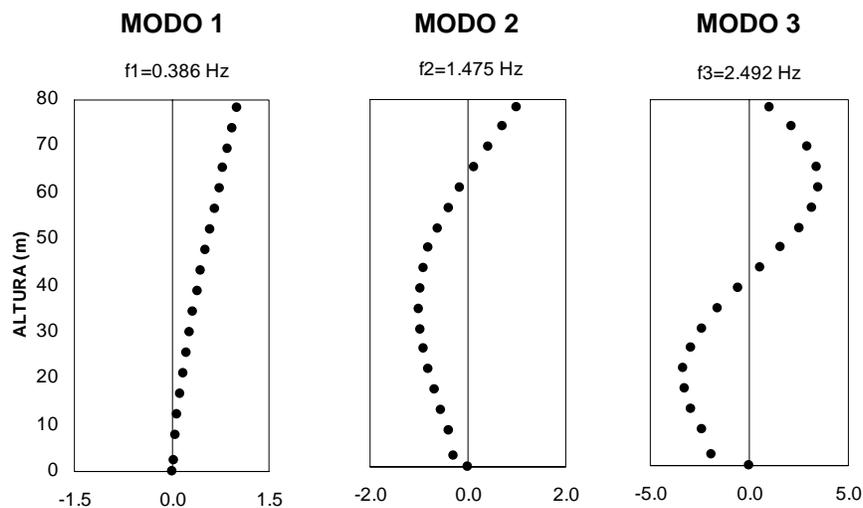


Figura 3.3 Formas modales analíticas del componente L

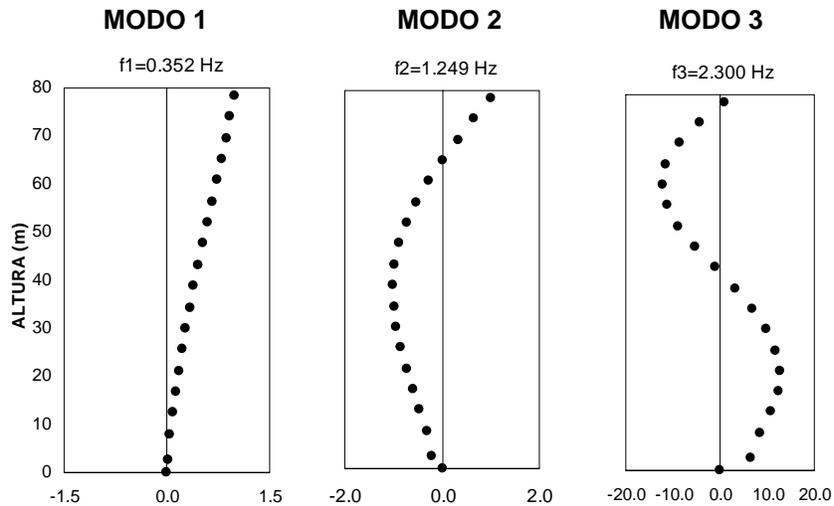


Figura 3.4 Formas modales analíticas del componente T

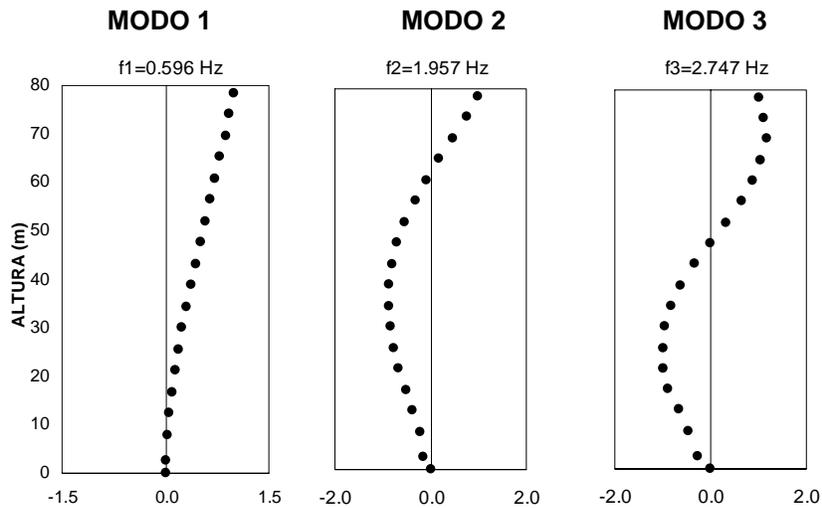


Figura 3.5 Formas modales analíticas del componente R

El modelo TC-VA se empleó para reproducir la respuesta dinámica que experimentó el edificio durante el evento sísmico TT04-3. Es válido usar este modelo como referencia ya que por tratarse de un evento sísmico de baja intensidad, los desplazamientos experimentados en el edificio son muy pequeños y los niveles de esfuerzo generados en los elementos estructurales también lo son, por tanto, las consideraciones de análisis empleadas en el modelo son válidas para reproducir la respuesta del edificio ante dicha excitación.

Para la identificación de frecuencias analíticas durante el evento sísmico TT04-3, se construyeron espectros de Fourier de la respuesta de aceleraciones en el centro geométrico de la azotea para los componentes horizontales L y T y se comparan con los espectros de Fourier experimentales de las historias de aceleración generadas en el centro geométrico de la azotea del edificio (se habla de historias de aceleración generadas ya que éstas no fueron medidas directamente con la instrumentación del edificio, sino que gracias a ésta se puede conocer la historia de aceleraciones en cualquier punto de la losa suponiendo diafragma rígido, siendo uno de esos puntos por conveniencia el centro geométrico de la azotea).

En la figura 3.6 se muestran los espectros de Fourier analíticos y experimentales.

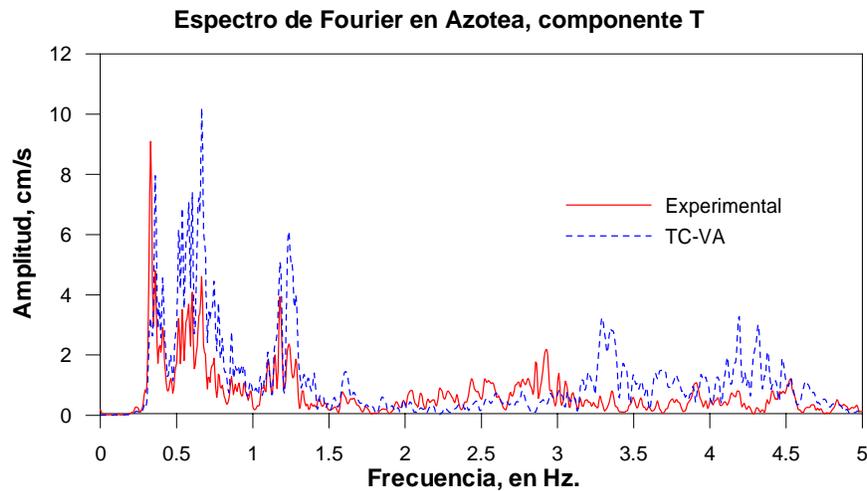
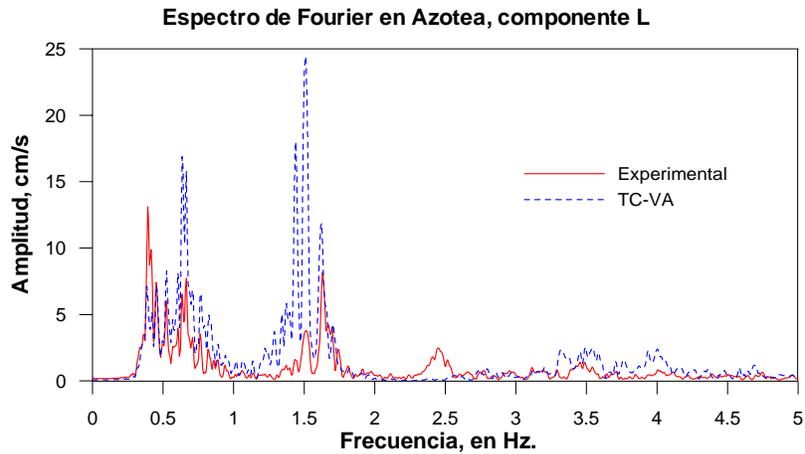


Figura 3.6 Comparación de espectros de Fourier, analítico y experimental de los componentes horizontales L y T

Como se muestra en la figura 3.6, con los espectros de Fourier por si solos es complicado identificar las frecuencias del sistema debido a la presencia de otras ordenadas espectrales que pueden ser significativas pero ajenas a las frecuencias naturales del edificio, como son por ejemplo las ordenadas asociadas a vibraciones de estructuras vecinas y de equipo electromecánico (Murià-Vila y González, 1995), por lo que se recurre a un análisis espectral convencional en el que se involucran entre otras, las funciones de transferencia; en este caso las funciones de transferencia experimentales (Camargo, 2007) corresponden a la relación entre los espectros de Fourier de azotea y terreno. Las funciones de transferencia experimental y analítica para los componentes L y T se muestran en la figura 3.7.

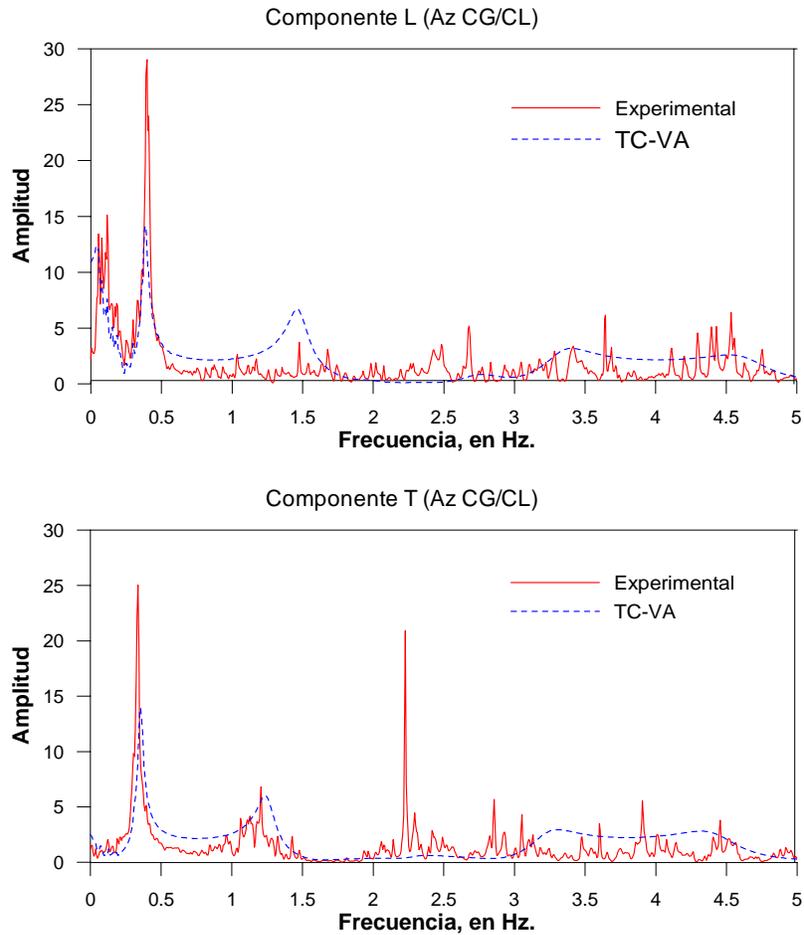


Figura 3.7 Funciones de transferencia entre Azotea y Terreno, analítica y experimental de los componentes horizontales L y T

Con las funciones de transferencia que se muestran en la figura 3.7, se puede concluir que el modelo logra reproducir con buena aproximación las frecuencias fundamentales del sistema identificadas para el evento sísmico TT04-3 ya que las máximas ordenadas de la función de transferencia, tanto experimentales como analíticas para frecuencias bajas, coinciden en valores muy próximos entre si; para el caso del segundo modo, existe un ligero corrimiento. Las frecuencias identificadas para este evento en los componentes L y T se resumen en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Frecuencias experimentales y analíticas identificadas para el evento TT04-3

Modo	Frecuencias, en Hz			
	Experimentales		Analíticas	
	L	T	L	T
1	0.397	0.336	0.354	0.385
2	1.648	1.196	1.471	1.245
3	3.488	2.93	2.795	2.454

La respuesta del modelo en términos de distorsiones de entrepiso al ser sometido a la excitación sísmica TT04-3 también es comparada con la historia de distorsiones experimentales para dicho evento, teniendo en cuenta únicamente los niveles instrumentados. Las historias de distorsiones se muestran en las figuras 3.8 y 3.9 para los componentes L y T, respectivamente.

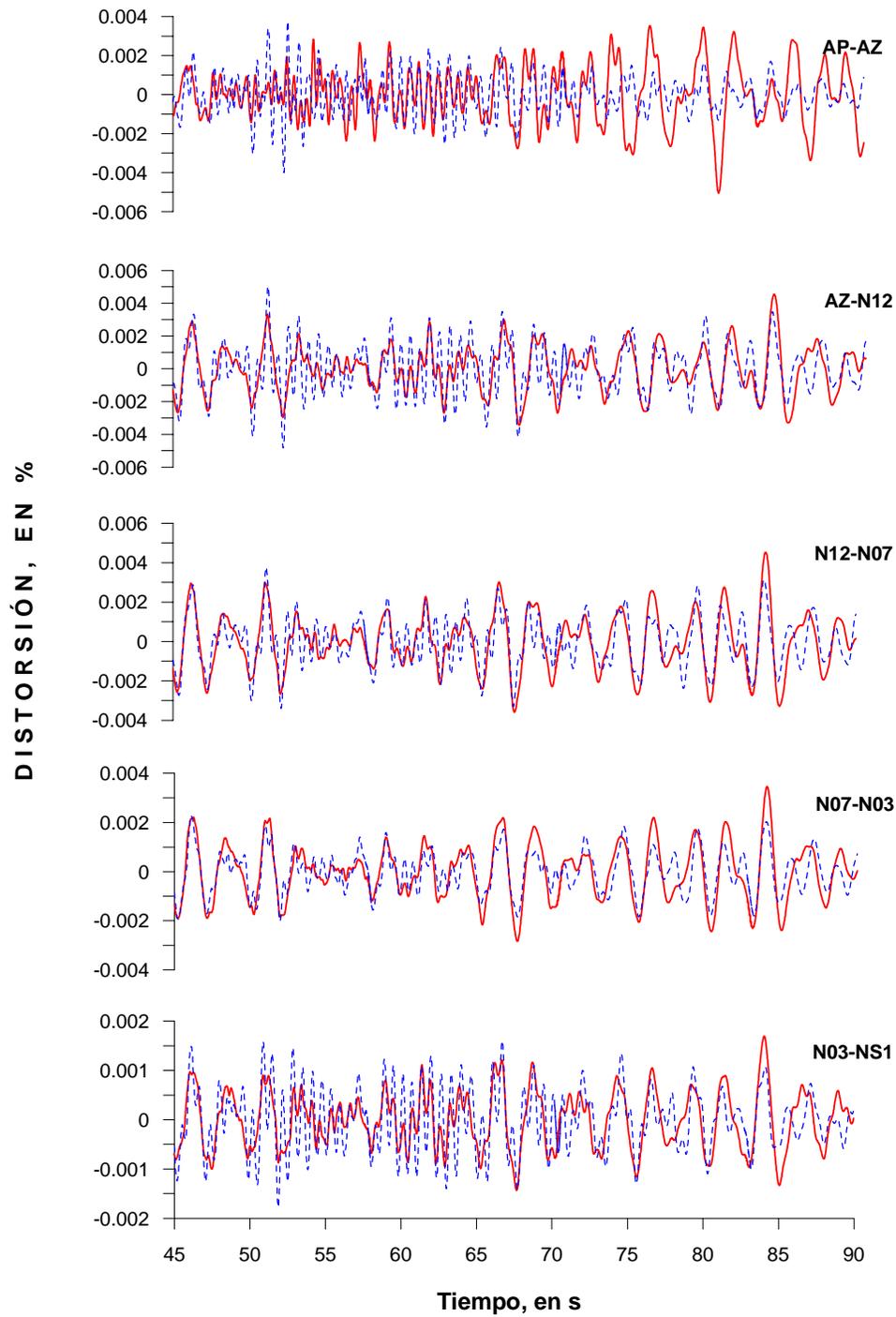


Figura 3.8 Historia de distorsiones experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en el componente L durante la fase intensa del evento sísmico TT04-3, entre los niveles instrumentados

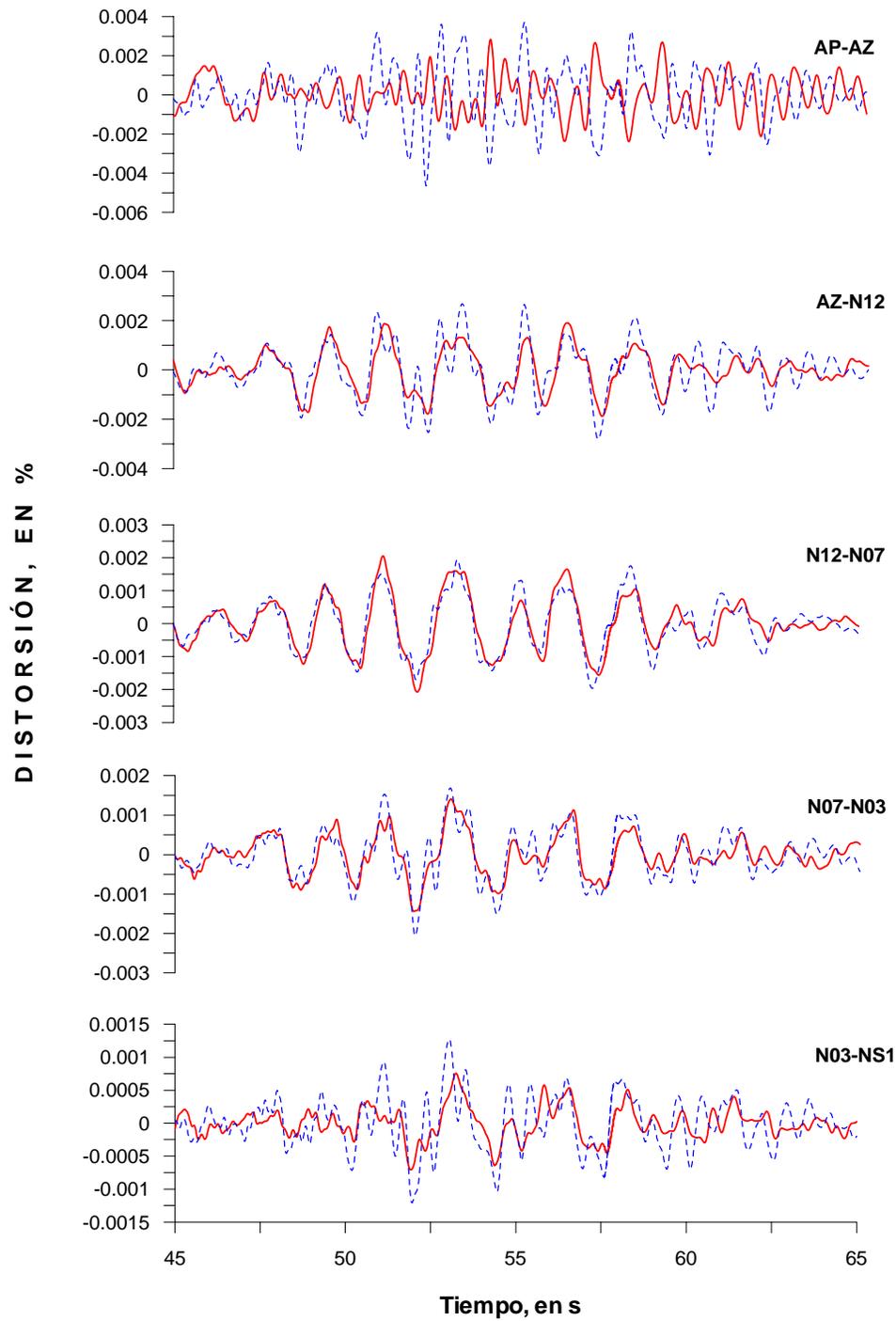


Figura 3.9 Historia de distorsiones experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) en el componente T durante la fase intensa del evento sísmico TT04-3, entre los niveles instrumentados

El modelo TC-VA logra reproducir con buena aproximación las historias de distorsiones experimentales del edificio durante el evento sísmico TT04-3, las amplitudes de distorsión, contenido de frecuencias y fase coinciden con los experimentales en la mayor parte del registro.

Las distorsiones de entrepiso entre el nivel N18 y la azotea Az (distorsiones del apéndice o subsistema) son las que muestran la mayor variación respecto a los resultados experimentales, por tal motivo se determinaron sus frecuencias de manera analítica y se comparan con las experimentales. Para conocer las frecuencias del apéndice se realizaron los cocientes entre los espectros de Fourier de la aceleración del nivel N18 y Az en los componentes de traslación L y T.

Las frecuencias analíticas del apéndice se compararon con las identificadas para este subsistema durante la vibración ambiental VA04-1. Se comparó con ésta, debido a que no se tienen resultados experimentales para el caso de la VA04-3; sin embargo, resulta válida la comparación ya que las frecuencias globales del edificio con una u otra vibración ambiental son muy parecidas, por lo que se asume que la respuesta del subsistema también lo es. Las funciones de transferencia, analíticas y experimentales, se muestran en la figura 3.10

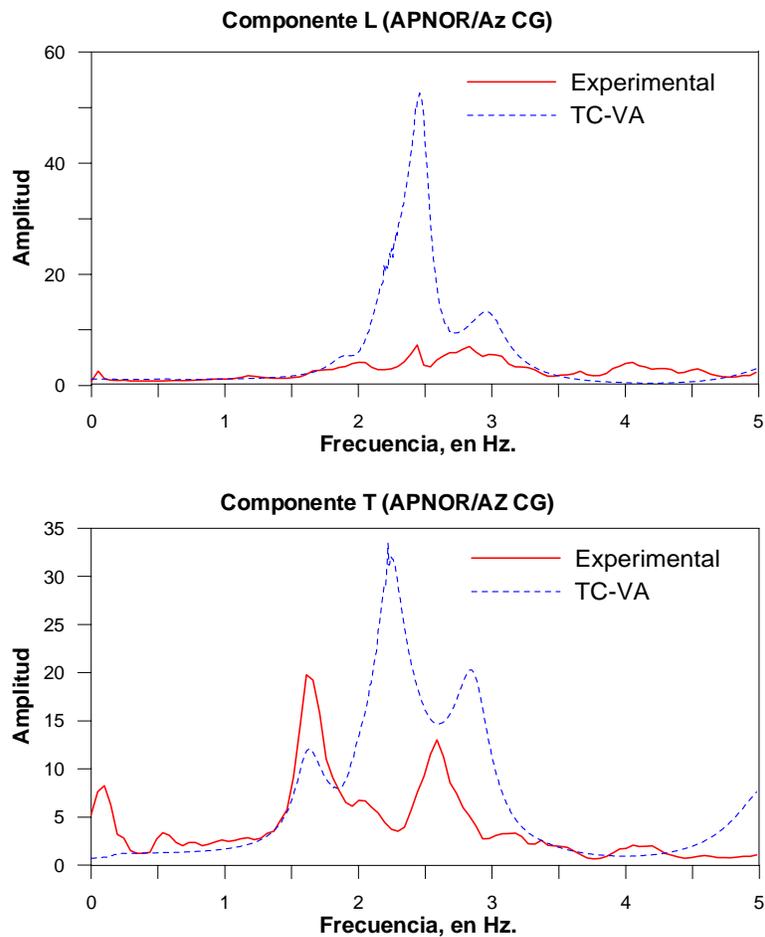


Figura 3.10 Funciones de transferencia entre apéndice y azotea (N18NN/Az CG), experimental y analítica de los componentes L y T

La identificación de la frecuencias tanto experimental y analíticas del subsistema se resumen en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Frecuencias fundamentales en el apéndice

Modelo	Frecuencias, en Hz	
	L	T
VA04-01	2.441	1.611
TC-VA	2.472	1.636

Como se puede observar, las frecuencias identificadas en el apéndice del modelo son muy aproximadas a las experimentales, por lo que es posible que las diferencias de distorsiones existentes se deba a las incertidumbres en el agrietamiento de los elementos estructurales del apéndice, el efecto que la excitación sísmica genera en la estructura y en consecuencia en el apéndice, así como desventaja de considerar un comportamiento elástico lineal en los materiales del modelo.

Modelos con agrietamiento de elementos estructurales con base en los criterios del ACI-318, 2002; las NTC-concreto, 2004; y el reglamento de Nueva Zelanda, 1992.

Se construyeron tres variantes del modelo TC-VA, en el que el deterioro de todas las vigas, columnas y muros se llevó a cabo con los criterios del ACI-318, 2002; las NTC-concreto, 2004 y el reglamento de Nueva Zelanda (NZ, 1992) para una ductilidad global de tres ($m=3$), que es lo más aproximado al diseño del edificio; es decir, en estos casos no se tomaron en cuenta la segunda y tercera consideración de la sección 3.2.1, por lo tanto, las frecuencias del modelo TC-VA y TC-VAa son diferentes. Estos modelos se realizaron con el objeto de conocer la influencia de diferentes criterios de agrietamiento en los elementos estructurales. En la tabla 3.6 se resumen las frecuencias de los modelos y se comparan con la experimental.

Tabla 3.6 Frecuencias de modelos con diferentes criterios de agrietamiento de elementos estructurales

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) respecto a VA04-3		
		L	T	R	L	T	R
TC-VAa Agiertamiento ACI-318, 2002	1	0.390	0.359	0.605	6.0	2.0	-7.6
	2	1.484	1.264	1.971	13.2	0.4	-2.2
	3	2.496	2.315	2.754	36.5	25.3	20.0
TC-VAb Agiertamiento NTC, 2004	1	0.418	0.389	0.675	-0.8	-6.4	-20.1
	2	1.603	1.382	2.180	6.2	-8.8	-13.0
	3	2.744	2.517	3.017	30.2	18.8	12.4
TC-VAc Agiertamiento NZ, 1992 para $m=3$	1	0.427	0.389	0.679	-2.9	-6.2	-20.8
	2	1.643	1.390	2.233	3.9	-9.4	-15.8
	3	2.811	2.552	3.097	28.5	17.7	10.0

Nota: el signo negativo en la tabla indica que la frecuencia de análisis es superior respecto a la que se compara

De acuerdo a los resultados de la tabla 3.6, el modelo que emplea los criterios de agrietamiento de elementos estructurales del ACI-318, 2002 logra reproducir de manera aproximada las frecuencias de traslación y torsión. Con este criterio de agrietamiento se obtuvieron diferencias de frecuencias menores de 8 por ciento, respecto a las frecuencias experimentales de los modos fundamentales.

Los modelos que emplean los criterios de agrietamiento de las NTC-concreto, 2004 y el reglamento NZ, 1992 logran reproducir con buena aproximación las frecuencias de traslación, en las cuales se presentaron diferencias menores de 7 por ciento en los modos fundamentales y en el componente de torsión diferencias del orden de 20 por ciento.

Importancia del módulo de elasticidad del concreto y agrietamiento de elementos estructurales

El modelo TC-VA se tomó como referencia para conocer la importancia que tienen del módulo de elasticidad del concreto y el agrietamiento de elementos estructurales en la respuesta del sistema.

Se desarrolló el modelo TC-01 en el que a diferencia del modelo TC-VA, el módulo de elasticidad del concreto corresponde al estimado con las NTC-concreto, 2004. En el modelo TC-02 se considera la inercia total de la sección transversal de los elementos estructurales del edificio. Las frecuencias de vibrar de los modelos TC-01 y TC-02 se presentan en la tabla 3.7 y se comparan con las del modelo calibrado TC-VA.

Con el propósito de conocer las diferencias de rigidez entre los modelos desarrollados, éstas se calculan con la siguiente expresión:

$$PK(\%) = \left[1 - \left(\frac{f_{\text{analítica1}}}{f_{\text{analítica2}}} \right)^2 \right] 100$$

Donde:

f analítica1 frecuencia analítica en estudio
 f analítica2 frecuencia analítica usada como patrón de comparación

Tabla 3.7 Importancia del módulo de elasticidad del concreto y agrietamiento de elementos estructurales

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) respecto a TC-VA			PK (%) respecto a TC-VA		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-01	1	0.349	0.318	0.524	9.6	9.8	12.1	18.3	18.7	22.7
	2	1.330	1.114	1.740	9.8	10.8	11.1	18.7	20.5	21.0
	3	2.458	2.061	2.210	1.4	10.4	19.6	2.8	19.7	35.3
TC-02	1	0.476	0.430	0.780	-23.2	-22.1	-30.8	-51.7	-49.0	-71.0
	2	1.847	1.591	2.561	-25.2	-27.4	-30.9	-56.8	-62.4	-71.3
	3	3.307	2.918	3.611	-32.7	-26.9	-31.4	-76.1	-60.9	-72.8

Nota: el signo negativo en la tabla indica que la frecuencia de análisis es superior respecto a la que se compara

De acuerdo a los resultados de la tabla 3.7, usar el módulo de elasticidad dado por las NTC-concreto, 2004 genera un modelo más flexible respecto al modelo TC-VA en el que es empleado para condiciones de bajos niveles de esfuerzo; es decir, incrementado un 30 por ciento. Las diferencias de rigidez entre el modelo TC-01 y el TC-VA varían entre 18 y 23 por ciento en los modos fundamentales.

Al no considerar el agrietamiento de elementos estructurales en el modelo TC-VA se genera un modelo más rígido. El incremento de rigidez en los modos fundamentales de los componentes de traslación llega a ser del orden de 50 por ciento y en torsión de 71 por ciento.

Se puede concluir que es de suma importancia tener presente el nivel de esfuerzo al que se encuentran sometidos los materiales de los elementos estructurales del edificio, ya que de éste dependerá el módulo de elasticidad que se emplee en los modelos, también se concluye que se debe considerar el agrietamiento de los elementos estructurales en los modelos construidos para tratar de reproducir la respuesta de los edificios que se diseñan, ya que se acepta que éstos sufrirán daño durante su vida útil al asumir un factor de comportamiento sísmico.

Importancia de elementos estructurales en la rigidez del modelo calibrado

El modelo TC-VA se empleó como referencia para conocer la importancia que tienen, en la rigidez del sistema, los muros de mampostería, rampas de escaleras, nivel de descanso de escaleras y pretilos. En la tabla 3.8 se presentan los resultados de frecuencias de los modelos realizados, así como las diferencias de frecuencias y de rigidez respecto al modelo calibrado TC-VA.

Tabla 3.8 Importancia de elementos estructurales en la respuesta del modelo calibrado

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) respecto a TC-VA			PK (%) respecto a TC-VA		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-VA sin mampostería	1	0.378	0.351	0.595	2.0	0.2	0.3	4.0	0.4	0.6
	2	1.454	1.242	1.948	1.5	0.5	0.5	2.9	1.1	0.9
	3	2.438	2.288	2.695	2.2	0.5	1.9	4.3	1.1	3.7
TC-VA sin rampas de escaleras	1	0.385	0.352	0.596	0.2	0.0	0.1	0.4	0.0	0.2
	2	1.474	1.248	1.957	0.1	0.1	0.0	0.2	0.1	0.0
	3	2.491	2.299	2.745	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
TC-VA sin rampas de escaleras y sin niveles de descanso de escaleras	1	0.381	0.352	0.591	1.5	0.0	1.0	2.9	0.0	1.9
	2	1.466	1.248	1.951	0.6	0.1	0.3	1.2	0.2	0.6
	3	2.485	2.298	2.736	0.3	0.1	0.4	0.6	0.2	0.8
TC-VA sin pretilos	1	0.373	0.315	0.509	3.4	10.6	14.7	6.6	20.0	27.2
	2	1.455	1.192	1.869	1.4	4.5	4.5	2.8	8.8	8.8
	3	2.487	2.242	2.732	0.2	2.5	0.6	0.5	5.0	1.1

De acuerdo a los resultados obtenidos, la mampostería tienen mayor participación en el componente L con una aportación de rigidez de 4 por ciento, en los componentes T y R su participación es menor a 1 por ciento.

La máxima aportación de rigidez de las rampas de escaleras es menor de 1 por ciento y la del nivel de descanso de escaleras es del orden de 3 por ciento.

Los pretilos son elementos estructurales que por sus dimensiones y material de construcción juegan un papel importante en la aportación de rigidez del edificio, la mayoría de ellos están orientados en la dirección del componente de traslación T, en el que su aportación de rigidez es de 20 por ciento. La aportación de rigidez en el componente de traslación L es menor de 7 por ciento, en tanto que la aportación de rigidez más importante suministrada por los pretilos es en el componente R con un valor del orden de 27 por ciento.

En los edificios, la aportación de rigidez de los elementos estructurales considerados difiere dependiendo del tipo de material del que estén contruidos, sus dimensiones, sistema estructural, la densidad de muros, etc. Así por ejemplo, en cinco edificios analizados con diferente tipo de estructuración (Murià-Vila *et al*, 2000), la aportación de rigidez de la mampostería varía entre 2 y 20 por ciento; en el edificio SIS-Acapulco (Morales, 2005), las rampas de escaleras tienen una aportación de rigidez cercana al 10 por ciento y los pretilos una aportación de apenas 4 por ciento, que son valores diferentes a las aportaciones de rigidez que se han obtenido del edificio en estudio.

Importancia de los efectos ISE

El modelo TC-VA sirvió como referencia para conocer la importancia que tienen los efectos ISE al utilizar diferentes propuestas en la estimación de las rigideces que representan el terreno sobre el cual se desplanta el edificio. Los modelos realizados consideran las siguientes propuestas:

- a) DYNA5 considerando los efectos de grupo de pilotes.
- b) DYNA5 sin considerar los efectos de grupo de los pilotes.
- c) NTC-sismo, 2004.
- d) Modelo simplificado de Luco, 1980.

El programa DYNA5, es un programa comercial de análisis de cimentaciones que permite incluir los efectos de grupo de pilotes; las propuestas de las NTC-sismo, 2004 estiman las rigideces del terreno con base en la simulación de una cimentación equivalente; la propuesta del modelo simplificado de Luco es una propuesta semi empírica que utiliza los registros sísmicos para determinar las rigideces del sistema suelo-cimentación.

También se desarrolló una variación del modelo TC-VA en el que no se incluyen los efectos ISE; es decir, la base del modelo se considera empotrada.

Los valores de rigideces de las diferentes propuestas fueron estimados por Camargo, 2007; se resumen en la tabla 3.9 y en la tabla 3.10 se muestran las frecuencias de vibrar de los modelos desarrollados.

Tabla 3.9 Valores de rigidez de las diferentes propuestas para simular los efectos ISE

Parámetro		DYNA5		NTC-2004	Luco
		Con efectos de grupo	Sin efectos de grupo		
Componente L	K traslación (kg/m)	3.2110E+08	1.5994E+09	1.3761E+09	9.8561E+07
	K cabeceo (kg·m/rad)	1.8145E+11	8.0326E+11	1.4424E+12	1.5698E+11
Componente T	K traslación (kg/m)	3.1702E+08	1.5994E+09	1.3761E+09	1.0683E+08
	K cabeceo (kg·m/rad)	1.3456E+11	6.1672E+11	1.1152E+12	3.5140E+11
Componente R	K torsión (kg·m/rad)	2.1407E+11	5.3619E+11	4.4954E+11	9.4334E+10

Tabla 3.10 Influencia de los efectos ISE en el modelo calibrado

Propuesta	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) respecto a TC-VA			PK (%) respecto a TC-VA		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
DYNA5 Efectos de Grupo (TC-VA)	1	0.386	0.352	0.596						
	2	1.475	1.249	1.957						
	3	2.492	2.300	2.747						
DYNA5 Sin efectos de grupo	1	0.429	0.396	0.601	-11.0	-12.4	-0.9	-23.2	-26.3	-1.7
	2	1.610	1.326	2.022	-9.1	-6.2	-3.3	-19.1	-12.8	-6.8
	3	2.896	2.474	2.543	-16.2	-7.6	7.4	-35.0	-15.7	14.3
NTC-2004	1	0.434	0.401	0.601	-12.3	-14.0	-0.8	-26.2	-29.9	-1.5
	2	1.610	1.327	2.015	-9.1	-6.3	-3.0	-19.1	-13.0	-6.0
	3	2.895	2.472	2.543	-16.2	-7.5	7.4	-34.9	-15.5	14.3
Base empotrada	1	0.443	0.411	0.605	-14.8	-16.6	-1.4	-31.7	-35.9	-2.8
	2	1.649	1.350	2.061	-11.8	-8.1	-5.3	-25.0	-16.8	-10.9
	3	2.939	2.518	2.558	-17.9	-9.5	6.9	-39.1	-19.9	13.3
Luco	1	0.365	0.368	0.586	5.5	-4.5	1.7	10.7	-9.2	3.3
	2	1.216	1.116	1.819	17.6	10.6	7.0	32.0	20.1	13.6
	3	2.309	2.014	2.582	7.4	12.4	6.0	14.2	23.3	11.7

Nota: el signo negativo en la tabla indica que la frecuencia de análisis es superior respecto a la que se compara

En el estudio de las diferentes propuestas para considerar los efectos ISE, se tomó como referencia de comparación la propuesta DYNA5 con efecto de grupo de pilotes, misma que es utilizada en el modelo calibrado TC-VA.

Al considerar los efectos ISE con las propuestas DYNA5 sin efectos de grupo de pilotes y la propuesta de las NTC-sismo, 2004 las frecuencias de los modelos resultaron mayores a las del modelo TC-VA; los modelos son más rígidos en porcentajes que varían entre 23 y 30 por ciento en los modos fundamentales de los componentes de traslación, en el componente de torsión las diferencias de rigidez resultaron poco significativas.

Las propuestas de las NTC-sismo, 2004 no consideran el efecto de grupo de pilotes, es por ello que las frecuencias resultantes son muy parecidas a las de la propuesta DYNA5 que tampoco consideran tales efectos de grupo.

El modelo de base empotrada resultó el más rígido, las diferencias de rigidez en los modos fundamentales de traslación varían entre 31 y 36 por ciento respecto al modelo TC-VA, en el componente de torsión la diferencia de rigidez es menor de 3 por ciento.

Las frecuencias del modelo que considera los efectos ISE con la propuesta del modelo simplificado de Luco son parecidas a las del modelo calibrado TC-VA. Las diferencias de rigidez entre estos modelos varían entre 9 y 11 por ciento en los modos fundamentales de los componentes de traslación, en torsión la diferencia es de 3.3 por ciento.

3.2.2 Modelos para sismos de pequeña intensidad

En el edificio se tienen registrados tres eventos sísmicos considerados de pequeña intensidad, el TT04-1, TT04-2 y el TT04-3 (ver capítulo 2); el primero de ellos con una magnitud M_w de 5.8 grados y con una intensidad horizontal de Arias de 1.04 cm/s, siendo el más intenso de los registrados en el edificio.

Al comparar la respuesta experimental del edificio durante el evento sísmico TT04-1 respecto a la de VA, se presentan diferencias de rigidez de 27, 36 y 26 por ciento en los componentes L, T y R, respectivamente para los modos fundamentales. Estas diferencias de rigidez son grandes pese a que el sismo es de pequeña intensidad, lo anterior puede ser posible ya que se trata de un edificio en el que existe un daño acumulado por el efecto de diversos sismos destacando los de septiembre de 1985 ocurridos en la ciudad de México.

Se desarrollaron modelos con el propósito de representar la respuesta dinámica del edificio, en términos de frecuencias y desplazamientos, experimentada durante el evento sísmico TT04-1.

Modelo TC-S1a

Dado que se trata de reproducir la respuesta del edificio ante un evento sísmico de pequeña intensidad, se consideran niveles de esfuerzo muy parecidos a los de VA; es por ello que para el desarrollo del modelo TC-S1a se tomó como referencia el modelo calibrado TC-VA.

De la revisión de elementos estructurales del edificio TC llevada a cabo por Trigos, 1998 con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en su versión de 1993 (RCDF, 1993) se dedujo que un porcentaje importante de columnas requeriría de cantidades de acero mayores a las suministradas en el diseño original, algo similar se dedujo en trabes y nervaduras del sistema de piso aunque en menor porcentaje. Conocido el detalle constructivo de la unión de los muros longitudinales de las fachadas oriente y poniente (muros MC-V), se llegó a la hipótesis de que el acero de refuerzo suministrado no es suficiente para mantenerlos totalmente acoplados, considerándose una unión débil susceptible de haber sufrido daño ante las excitaciones sísmicas que ha experimentado el edificio.

Por lo anterior, las consideraciones de análisis adicionales a las del modelo TC-VA, son:

- No se consideran la mampostería y rampas de escaleras ya que sus aportaciones de rigidez (7 y 4 por ciento, respectivamente) son muy pequeñas que no influyen de manera significativa en la respuesta del edificio
- Los muros MC-V se consideran parcialmente desacoplados como se indica en la figura 3.11, tal configuración se adoptó por ser representativa de las condiciones en que se encuentran dichos muros. En el apéndice C se analizaron seis configuraciones diferentes para lograr el desacoplamiento de los muros MC-V por medio de elementos articulados tipo barra.

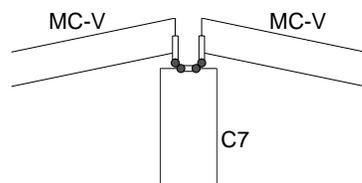


Figura 3.11 Desacoplamiento de los muros MC-V en el modelo TC-S1a

Modelo TC-S1b

Teniendo en cuenta que se trata de un edificio con daño acumulado por la acción de excitaciones sísmicas, se considera la existencia de planos de ruptura que ante condiciones normales de servicio no se encuentran activos, pero una vez excitado el edificio ante un evento sísmico, tales planos de ruptura pueden activarse, provocando que el edificio sufra una reducción importante de rigidez, tal como se ha estimado al comparar la respuesta experimental del edificio para condiciones de VA y para el sismo de pequeña intensidad TT04-1.

En el modelo TC-S1b se consideran desacoplados los pretiles de las columnas, siendo la única diferencia respecto al modelo TC-S1a. Esta consideración, en rigor, no es factible que ocurra porque hay un armado que las une; es decir, sería una situación extrema.

Las frecuencias de vibrar de los modelos TC-S1a y TC-S1b se resumen y comparan con las experimentales en la tabla 3.11.

Tabla 3.11 Frecuencias de vibrar de modelos para sismos pequeños

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e(%), respecto a TT04-1		
		L	T	R	L	T	R
TC-S1a	1	0.361	0.351	0.568	-1.9	-19.9	-17.9
Muros MC-V desacoplados, figura 3.11	2	1.316	1.242	1.771	7.8	-15.6	-4.0
Con Pretiles	3	2.320	2.284	2.570	28.4	-0.6	
TC-S1b	1	0.349	0.314	0.485	1.5	-7.1	-0.5
Muros MC-V desacoplados, figura 3.11	2	1.298	1.185	1.676	9.1	-10.4	1.6
Sin Pretiles	3	2.311	2.227	2.556	28.7	1.9	

Nota: el signo negativo en la tabla indica que la frecuencia analítica es mayor a la experimental

De acuerdo a los resultados de la tabla 3.11, el modelo TC-S1b logra reproducir con buena aproximación las frecuencias experimentadas en el edificio durante el evento sísmico TT04-1. En los modos fundamentales de traslación se presentaron diferencias de frecuencias del orden de 7 por ciento y en torsión menores a 1 por ciento.

Las historias de distorsiones de entrepiso del modelo TC-S1b y las experimentales, existentes entre el nivel de azotea (Az) y el nivel de sótano (NS1), se muestran en la figura 3.12 para los componentes de traslación.

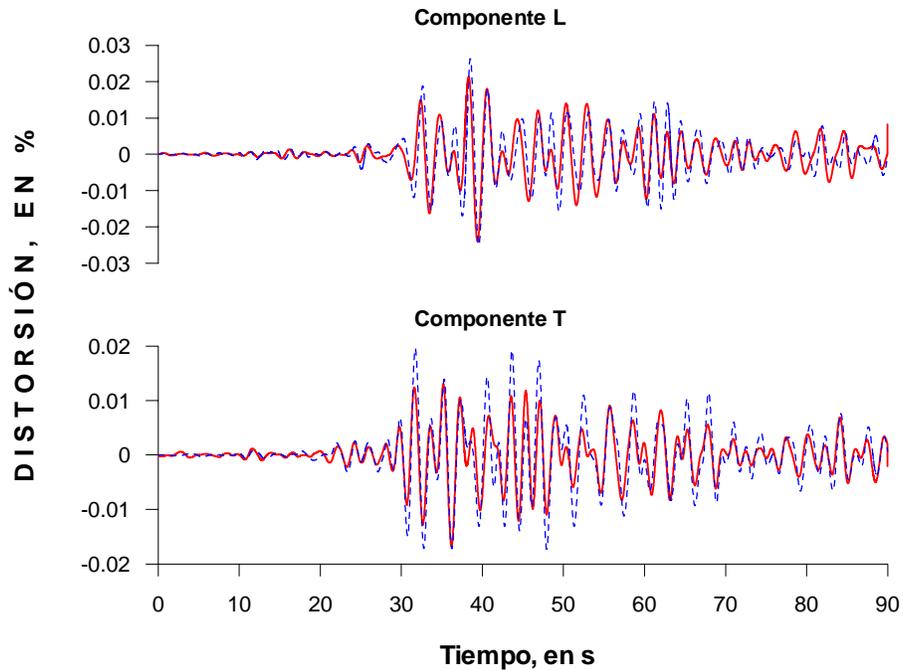


Figura 3.12 Historias de distorsiones de entrepiso experimental (línea continua) y analítica (línea discontinua) durante el evento sísmico TT04-1, entre azotea y nivel de sótano

Las historias de distorsiones del modelo TC-S1b, en los componentes L y T, logran reproducir de manera satisfactoria a las experimentales, solo se presentan ligeras variaciones de amplitud, el contenido de frecuencias y fase coinciden en la mayor parte del registro.

Modelos para sismos de pequeña intensidad con agrietamiento de elementos estructurales con base en los criterios del ACI-318, 2002; las NTC-concreto, 2004 y reglamento NZ, 1992

Se construyeron variantes del modelo TC-S1b, en los que el agrietamiento de todas las columnas, vigas y muros se llevó a cabo con los criterios del ACI-318, 2002; las NTC-concreto, 2004 y el reglamento NZ, 1992 para una ductilidad global de tres ($m=3$). Así mismo, se estudió la respuesta de cada uno de los modelos al emplear zonas rígidas (ZR) de cero y 50 por ciento en las uniones viga-columna.

Las frecuencias de los modelos desarrollados se presentan en la tabla 3.12.

Tabla 3.12 Frecuencias de modelos para sismos de pequeña intensidad con diferentes criterios de agrietamiento de elementos estructurales y ZR de 50 por ciento

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%), respecto a TC-S1b			P.K. %, respecto a TC-S1b		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-S1b ACI-318, 2002	1	0.353	0.321	0.492	-1.3	-2.4	-1.5	-2.5	-4.8	-3.1
	2	1.308	1.201	1.691	-0.7	-1.4	-0.9	-1.5	-2.7	-1.8
	3	2.319	2.242	2.562	-0.3	-0.7	-0.2	-0.6	-1.3	-0.5
TC-S1b NTC-concreto, 2004	1	0.381	0.347	0.540	-9.2	-10.5	-11.4	-19.2	-22.0	-24.2
	2	1.424	1.308	1.862	-9.7	-10.4	-11.1	-20.4	-21.8	-23.4
	3	2.553	2.436	2.854	-10.4	-9.4	-11.7	-22.0	-19.6	-24.7
TC-S1b NZ, 1992 para m=3	1	0.390	0.353	0.557	-11.8	-12.5	-14.8	-24.9	-26.5	-31.9
	2	1.452	1.333	1.907	-11.9	-12.5	-13.7	-25.2	-26.5	-29.4
	3	2.597	2.485	2.930	-12.3	-11.6	-14.6	-26.2	-24.5	-31.4

Nota: Un signo negativo en la tabla indica que la frecuencia de análisis es superior respecto a la que se compara

Con los criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002 se generó un modelo con frecuencias muy parecidas a las del modelo TC-S1b, las diferencias de frecuencias son menores de 2.5 por ciento. Con los criterios de las NTC-concreto, 2004 y el reglamento NZ, 1992 resultaron frecuencias mayores, las diferencias varían de 9 a 15 por ciento en los modos fundamentales, lo que representa diferencias de rigidez entre 19 y 32 por ciento.

Se demostró que las frecuencias entre modelos con ZR de cero y 50 por ciento en las uniones viga-columna son muy parecidas entre sí; se calcularon diferencias de frecuencias del orden de 2 por ciento entre estos modelos. En el apéndice D se pueden consultar los resultados de los modelos desarrollados en la tabla D.1.

3.2.3 Modelos para sismos de moderada y gran intensidad

En el edificio TC no se dispone de registros sobre su respuesta dinámica ante eventos sísmicos de moderada o gran intensidad; sin embargo, si los ha experimentado. En esta sección se desarrollaron modelos analíticos para estimar la respuesta del edificio ante tales condiciones.

Modelo TC-S2

Para el desarrollo del modelo TC-S2 se tomó como referencia el modelo TC-S1b por ser el que mejor reproduce la respuesta del edificio ante un evento sísmico de pequeña intensidad; a diferencia de éste, el modelo TC-S2 considera módulos de elasticidad para condiciones de altos niveles de esfuerzo, es decir, los valores de diseño. Las frecuencias de vibrar del modelo se presentan en la tabla 3.13 y se comparan con las del modelo TC-S1b para conocer las diferencias de frecuencias entre ambos modelos.

Tabla 3.13 Frecuencias de vibrar del modelo TC-S2

Modo	Frecuencias, en Hz			e(%), respecto a TC-S1b			P.K. %, respecto a TC-S1b		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R
1	0.312	0.281	0.425	10.6	10.6	12.3	20.1	20.0	23.2
2	1.158	1.057	1.483	10.8	10.8	11.6	20.4	20.5	21.8
3	2.056	1.996	2.256	11.1	10.4	11.7	20.9	19.7	22.1

Tales diferencias de frecuencias varían entre 10 y 12.5 por ciento, que representan una reducción de rigidez del orden de 20 por ciento.

El modelo TC-S2 fue sometido a las excitaciones de terreno registradas por la estación SCT en las cercanías del edificio durante el sismo de septiembre de 1985. Las excitaciones se muestran en la figura 3.13 en las direcciones N00 y N90E que prácticamente coinciden con la orientación de los componentes L y T establecidos en el edificio.

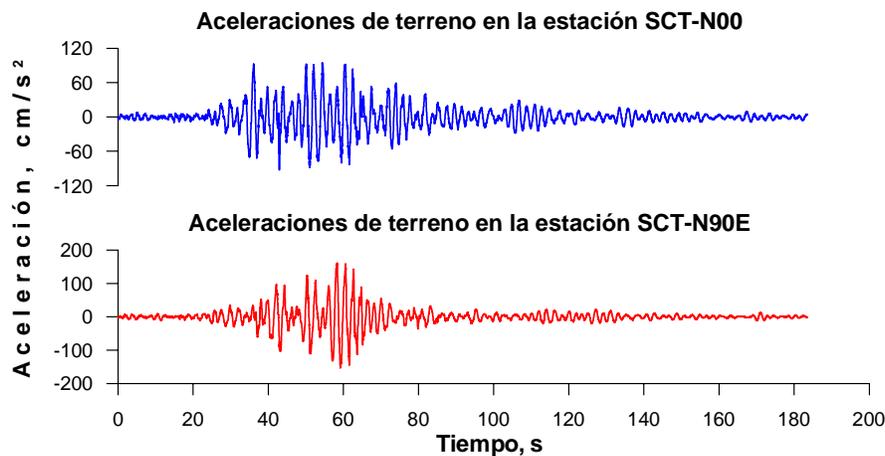


Figura 3.13 Aceleraciones de terreno en la estación de SCT, debidas al sismo ocurrido en la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985

Las historias de distorsiones experimentadas por el modelo TC-S2 en los componentes L y T se muestran en las figuras 3.14 y 3.15, respectivamente.

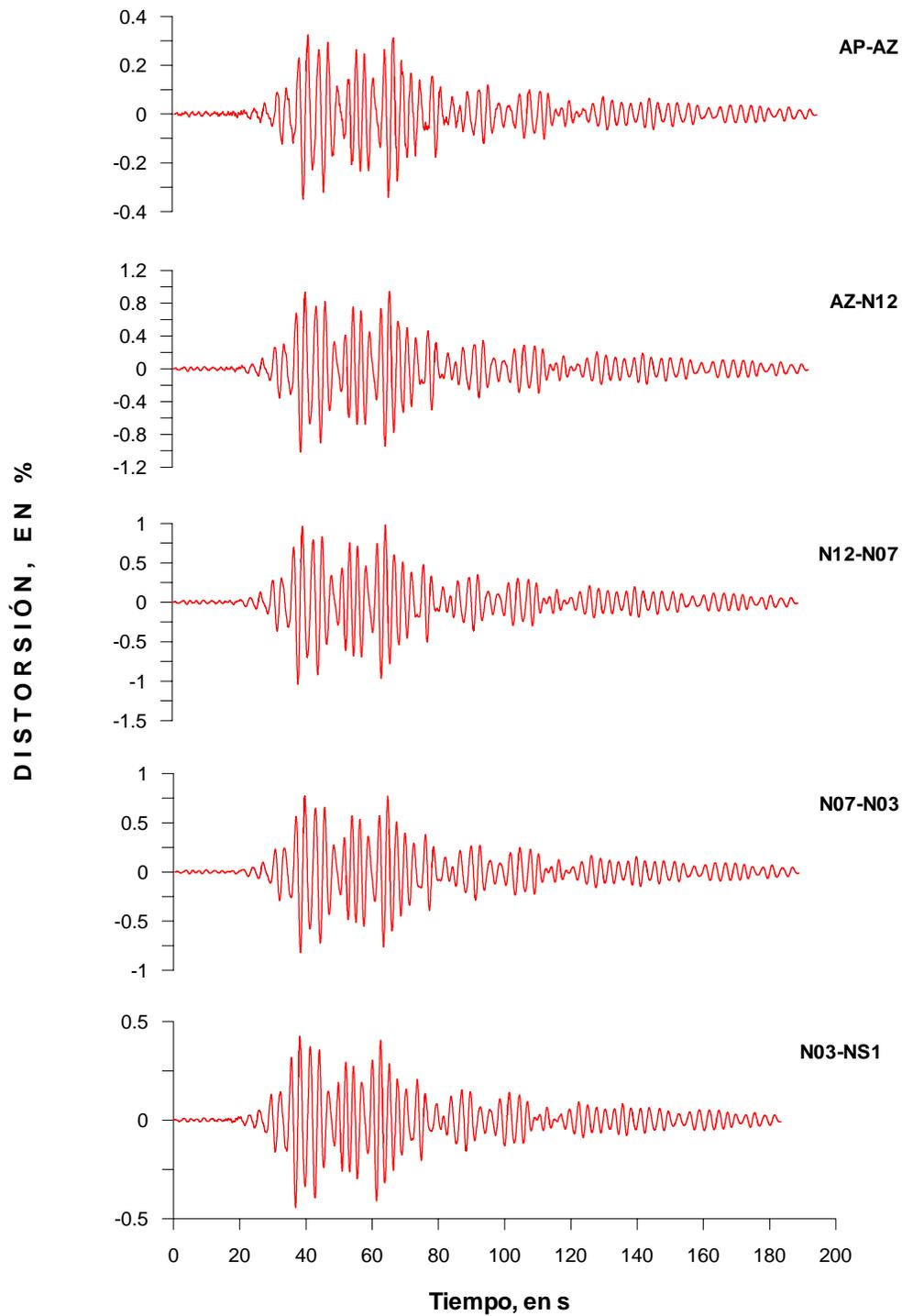


Figura 3.14 Historia de distorsiones en el componente L del modelo TC-S2, al ser sometido a las excitaciones del sismo de septiembre de 1985 ocurrido en la ciudad de México

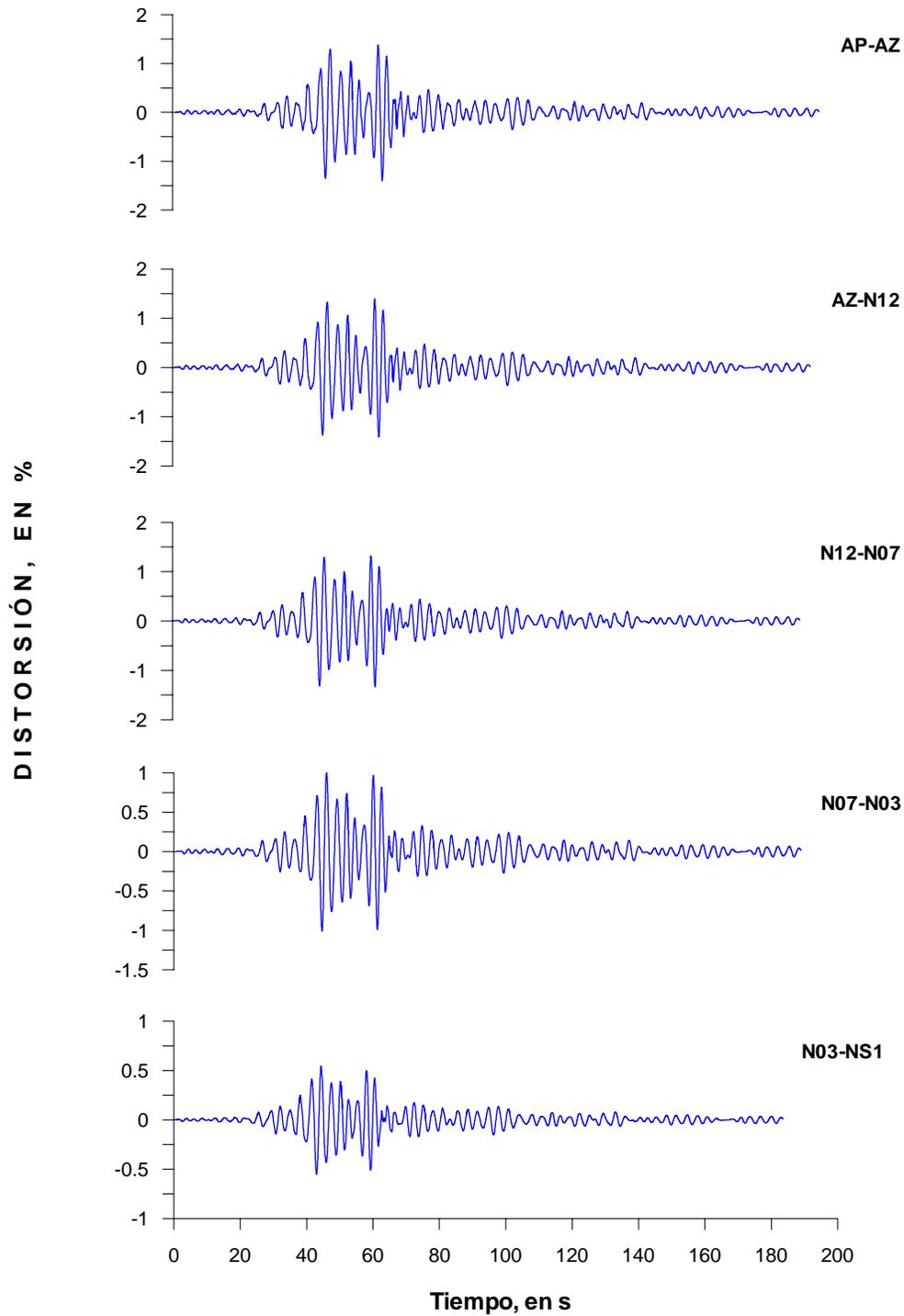


Figura 3.15 Historia de distorsiones en el componente T del modelo TC-S2, al ser sometido a las excitaciones del sismo de septiembre de 1985 ocurrido en la ciudad de México

En la tabla 3.14 se resumen los valores máximos del porcentaje de distorsión alcanzados en el modelo TC-S2. Los porcentajes de distorsión se obtuvieron entre los niveles que fueron instrumentados en el edificio.

Tabla 3.14 Máximas distorsiones de entrepiso del modelo TC-S2 al ser sometido a las excitaciones del sismo de septiembre de 1985 ocurrido en la ciudad de México

MODELO	NAP-N16		N16-N12		N12-N07		N07-N03		N03-NS1	
	L	T	L	T	L	T	L	T	L	T
TC-S2	0.35	1.40	1.01	1.41	1.04	1.33	0.82	1.01	0.44	0.55

De acuerdo a las NTC-concreto, 2004, se permiten alcanzar porcentajes de distorsión de 0.6 para el caso en que no existan elementos estructurales capaces de soportar deformaciones apreciables y 1.2 si son capaces de sufrir deformaciones apreciables sin experimentar un daño severo, de acuerdo a lo anterior, en el modelo TC-S2 las distorsiones de entrepiso sobre pasan dicho límite por lo que se puede considerar que el edificio experimentar un daño estructural importante.

Modelos para sismos con agrietamiento de elementos estructurales con base en los criterios del ACI-318, 2002; las NTC-concreto, 2004 y reglamento NZ, 1992

Se construyeron variantes del modelo TC-S2, en los que el agrietamiento de todas las columnas, vigas y muros se llevó a cabo con los criterios del ACI-318, 2002; las NTC-concreto, 2004 y el reglamento NZ, 1992 para una ductilidad global de tres ($m=3$) y seis ($m=6$). Así mismo, se estudió la respuesta de cada uno de los modelos al emplear ZR de cero y 50 por ciento en las uniones viga-columna. Las frecuencias de los modelos se resumen en la tabla 3.15.

Tabla 3.15 Frecuencias de modelos para sismos con diferentes criterios de agrietamiento de elementos estructurales y ZR de 50 por ciento

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%), respecto a TC-S2			P.K. %, respecto a TC-S2		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-S2 ACI-318, 2002	1	0.316	0.288	0.431	-1.3	-2.5	-1.6	-2.7	-5.1	-3.1
	2	1.167	1.071	1.496	-0.7	-1.4	-0.9	-1.5	-2.8	-1.8
	3	2.062	2.009	2.262	-0.3	-0.7	-0.3	-0.6	-1.3	-0.5
TC-S2 NTC-concreto, 2004	1	0.342	0.312	0.474	-9.7	-11.2	-11.5	-20.4	-23.6	-24.4
	2	1.276	1.170	1.651	-10.2	-10.7	-11.4	-21.4	-22.6	-24.0
	3	2.282	2.193	2.522	-11.0	-9.9	-11.8	-23.2	-20.8	-24.9
TC-S2 NZ, 1992 para $m=3$	1	0.351	0.318	0.488	-12.5	-13.4	-15.0	-26.6	-28.5	-32.2
	2	1.303	1.194	1.691	-12.5	-13.0	-14.1	-26.5	-27.6	-30.1
	3	2.325	2.243	2.589	-13.1	-12.4	-14.8	-27.9	-26.3	-31.7
TC-S2 NZ, 1992 para $m=6$	1	0.313	0.278	0.425	-0.3	1.1	-0.1	-0.7	2.2	-0.3
	2	1.147	1.023	1.470	0.9	3.2	0.8	1.9	6.3	1.6
	3	1.994	1.925	2.213	3.0	3.6	1.9	5.9	7.0	3.7

Nota: Un signo negativo en la tabla indica que la frecuencia de análisis es superior respecto a la que se compara

En la tabla 3.15 se observa que los modelos con los criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002 y el reglamento NZ, 1992 para una ductilidad global de 6 experimentan prácticamente las mismas frecuencias que el modelo TC-S2.

Con los criterios de agrietamiento de las NTC-concreto, 2004 y el reglamento NZ, 1992 para una ductilidad global de 3 se generan modelos con frecuencias mayores a las del modelo TC-S2. Las diferencias de frecuencias alcanzan valores de 15 por ciento, lo que representa una mayor rigidez que llega a ser del orden de 30 por ciento.

Las frecuencias de los modelos con ZR de cero por ciento en las uniones viga-columna fueron omitidas en la tabla 3.15 ya que son parecidas a las de los modelos con ZR de 50 por ciento. La máxima diferencia de frecuencias entre considerar ZR de cero y 50 por ciento no excedió de 2 por ciento. En el apéndice D se pueden consultar los resultados de los modelos desarrollados en la tabla D.2

Las frecuencias de los modelos TC-S2 se comparan con la experimental identificada durante el evento sísmico TT04-1, esto con el propósito de conocer cuanto difieren las frecuencias de los modelos de las que se tienen para un sismo de pequeña intensidad. Los resultados se presentan en la tabla 3.16.

Tabla 3.16 Comparación de las frecuencias de los modelos TC-S2 con ZR de 50 por ciento, respecto a las identificadas en el edificio durante el evento sísmico TT04-1

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e(%), respecto a TT04-1			e(%), respecto a VA04-3		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-S2 ACI-318, 2002	1	0.316	0.288	0.431	10.8	1.8	10.5	23.9	21.4	23.2
	2	1.167	1.071	1.496	18.3	0.3	12.2	31.7	15.7	22.5
	3	2.062	2.009	2.262	36.4	11.5		47.6	35.2	34.3
TC-S2 NTC-concreto, 2004	1	0.342	0.312	0.474	3.4	-6.5	1.7	17.6	14.8	15.7
	2	1.276	1.170	1.651	10.6	-8.9	3.0	25.3	7.9	14.4
	3	2.282	2.193	2.522	29.6	3.4		41.9	29.3	26.7
TC-S2 NZ, 1992 para m=3	1	0.351	0.318	0.488	1.0	-8.6	-1.3	15.5	13.1	13.1
	2	1.303	1.194	1.691	8.8	-11.1	0.7	23.8	6.0	12.3
	3	2.325	2.243	2.589	28.3	1.2		40.8	27.7	24.8
TC-S2 NZ, 1992 para m=6	1	0.313	0.278	0.425	11.7	5.3	11.8	24.7	24.2	24.3
	2	1.147	1.023	1.470	19.7	4.7	13.7	32.9	19.4	23.8
	3	1.994	1.925	2.213	38.5	15.3		49.3	37.9	35.7

Nota: Un signo negativo en la tabla indica que la frecuencia de análisis es superior respecto a la que se compara

En la tabla 3.16 se observa que las frecuencias de los modelos con los criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002 y el reglamento NZ, 1992 con ductilidad global de seis, son menores a las del evento sísmico TT04-1. En los modos fundamentales las diferencias varían de 2 a 12 por ciento.

Las frecuencias de los modelos con los criterios de agrietamiento de las NTC-concreto, 2004 y NZ, 1992 con ductilidad global de tres, resultaron mayores a las experimentales en los componentes T y R. Las diferencias de frecuencias en los modos fundamentales son menores de 9 por ciento.

Cortante (Vb), coeficiente sísmico (Cs) y ordenada espectral

Las historias de cortante basal de los modelos TC-S2 con los criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002; las NTC-concreto, 2004 y el reglamento de NZ, 1992 con ductilidad global de tres (m=3) y seis (m=6) con ZR de 50 por ciento se muestran en la figura 3.16 para los componentes L y T.

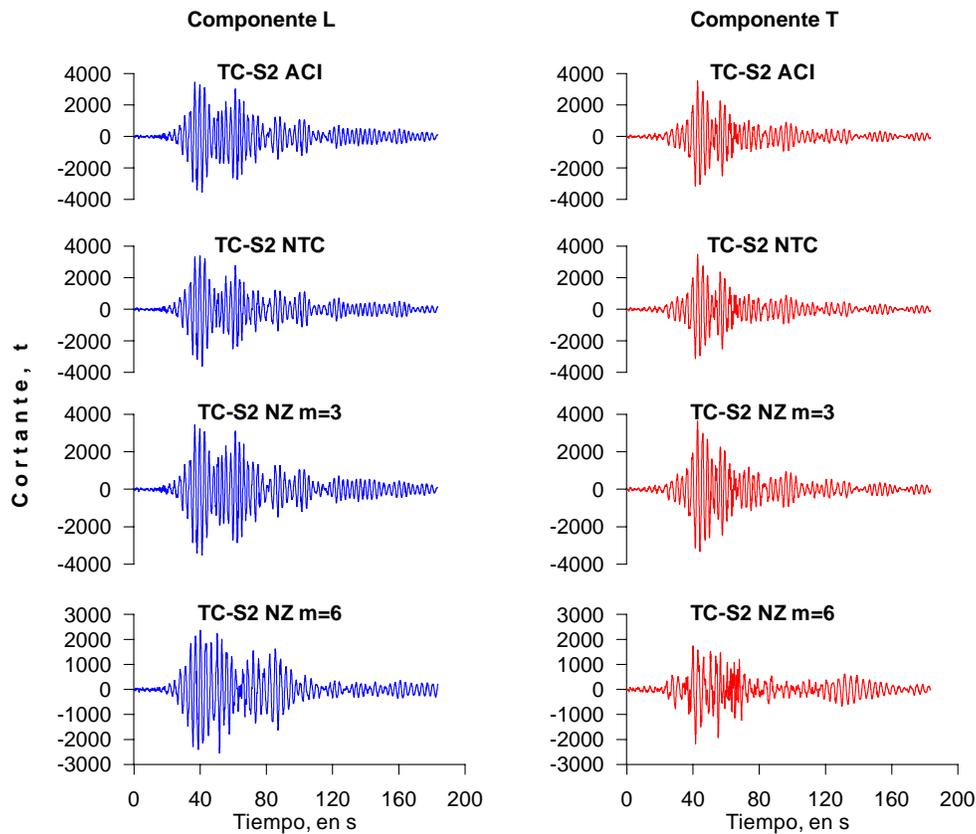


Figura 3.16 Cortante basal en los componentes L y T de los modelos TC-S2 con ZR de 50 por ciento

Los cortantes máximos en la base de los modelos TC-S2 con ZR de 50 por ciento se resumen en la tabla 3.17

Tabla 3.17 Cortante basal máximo en modelos TC-S2 con ZR de 50 por ciento

Modelo	CORTANTE BASAL, t	
	Componente	
	L	T
TC-S2 ACI	3,544	3,529
TC-S2 NTC	3,602	3,476
TC-S2 NZ m=3	3,496	3,648
TC-S2 NZ m=6	2,550	2,171

Se observa que el cortante basal entre los modelos varía al considerar diferentes criterios de agrietamiento. En la mayoría de los modelos el cortante basal entre los componentes de traslación son parecidos, en L el máximo valor alcanzado es de 3,602 t y en el componente T es de 3,648 t.

De acuerdo con las NTC-sismo, 2004, el edificio se clasifica como una estructura del grupo A y se localiza en la zona III-b. Con esta información y considerando un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, se estimó el coeficiente sísmico de diseño (C_s) y se construyó el espectro de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad, el cual fue reducido por un factor de 1.6 ($Q' \times$ Factor de Irregularidad, 2×0.8) como se indica en la misma norma (figura 3.17). Se identificaron las ordenadas espectrales para cada uno de los modelos realizados para el caso de sismos pequeños o moderados y de gran intensidad, teniendo en cuenta el periodo fundamental de los componentes de traslación L y T. Estos resultados se resumen en la tabla 3.18.

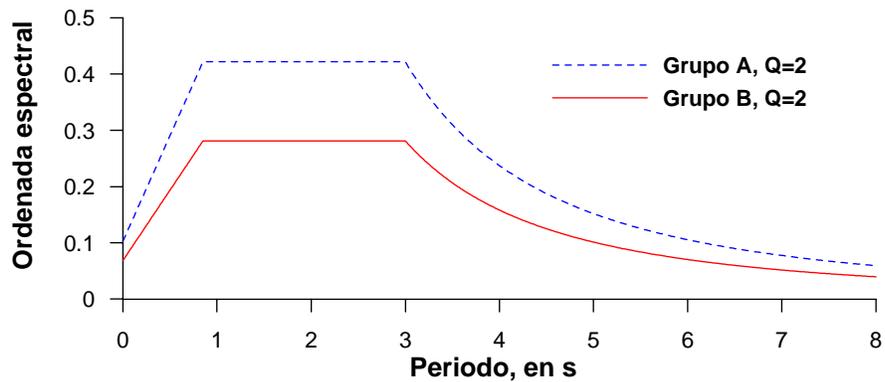


Figura 3.17 Espectro de aceleraciones de diseño del edificio, de NTC-sismo, 2004

Haciendo uso del apéndice A de las NTC-sismo, 2004 se construyó el espectro de aceleraciones de diseño como fracción de la gravedad (figura 3.18). Para la construcción del espectro, se consideró un periodo fundamental del terreno de 1.8s ($T_s=1.8s$); el espectro fue reducido por el factor de ductilidad Q' y el factor de sobrerresistencia R, los cuales están en función de ciertos parámetros que se indican en el mismo apéndice. Se identificaron las ordenadas espectrales para el caso de los modelos de sismos moderados y de gran intensidad teniendo en cuenta el periodo fundamental de los componentes L y T. Estos resultados se resumen en la tabla 3.18.

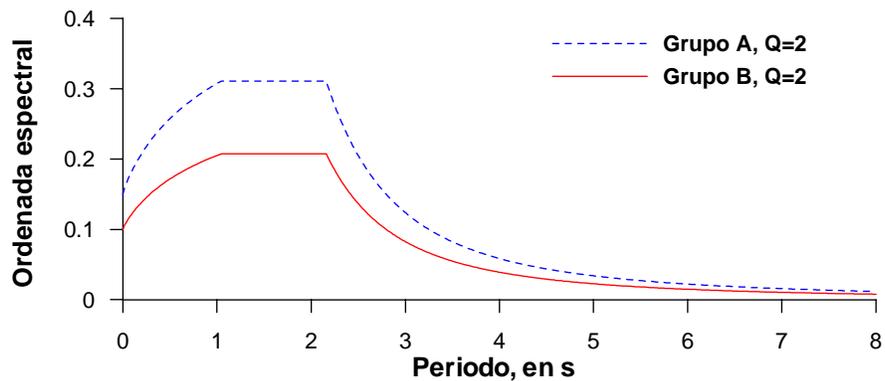


Figura 3.18 Espectro de aceleraciones de diseño del edificio, apéndice A de NTC-sismo, 2004

Con los cortantes máximos de la tabla 3.17, se estimó la ordenada espectral en los modelos para sismos moderados y de gran intensidad con la siguiente expresión:

$$O.\text{espectral} = \frac{V_{b_{\max}}}{W}$$

Donde:

$V_{b_{\max}}$ cortante basal máximo
 W Peso total del edificio

Las ordenadas espectrales calculadas con la expresión anterior se resumen en la tabla 3.18.

Tabla 3.18 Coeficiente sísmico y ordenadas espectrales en modelos para sismos de moderada y gran intensidad con ZR de 50 por ciento

Modelo	Cuerpo principal NTC-sismo, 2004			Apéndice A, NTC-sismo, 2004			Analítico Etabs	
	Cs	Ordenada espectral		Cs	Ordenada espectral		Vmax / W total	
		L	T		L	T	L	T
TC-S2 ACI	0.422	0.38	0.32	0.311	0.11	0.08	0.12	0.12
TC-S2 NTC	0.422	0.42	0.37	0.311	0.13	0.10	0.13	0.12
TC-S2 NZ m=3	0.422	0.42	0.39	0.311	0.14	0.11	0.12	0.13
TC-S2 NZ m=6	0.422	0.37	0.29	0.311	0.11	0.08	0.09	0.08

El coeficiente sísmico del edificio de acuerdo con las NTC-sismo, 2004 es de 0.422 en tanto que con el uso del apéndice A de dichas normas es de 0.311. Lo anterior equivale a una reducción de las fuerzas sísmicas del orden de 35 por ciento.

Las ordenadas espectrales de los modelos de la tabla 3.18 estimadas con la relación $V_{b_{\max}} / W$ son menores a las que se obtuvieron con el cuerpo principal de las NTC-sismo, 2004; sin embargo, son muy aproximadas las estimadas con el apéndice A contenido en las mismas NTC-sismo, 2004.

3.2.4 Modelos ingenieriles

Los modelos ingenieriles se construyen considerando las hipótesis más comunes en la práctica profesional para el desarrollo de modelos con fines de diseño estructural. Murià-Vila *et al*, 1997 realizaron una encuesta a despachos de cálculo de estructuras cuyos resultados permitieron recopilar un conjunto de consideraciones de análisis para el modelado estructural.

Las encuestas revelaron que los muros de mampostería, las zonas rígidas en las uniones viga-columna y las rampas de escaleras, son considerados por menos de la mitad de los despachos. En cuanto al deterioro de los elementos estructurales, solo uno de ellos lo toma en cuenta y solo dos consideran la distribución real de las masas por carga muerta.

Teniendo en cuenta lo anterior, se desarrollaron modelos ingenieriles para los casos de vibración ambiental y sismos de gran intensidad, cuyas consideraciones de análisis se mencionan en cada modelo.

3.2.4.1 Modelos ingenieriles para el caso de VA

En la práctica profesional no se realizan modelos para condiciones de VA; sin embargo, fueron realizados teniendo en cuenta las consideraciones de análisis comúnmente utilizadas en los despachos de cálculo, con un módulo de elasticidad del concreto para bajos niveles de esfuerzo es decir, el de diseño amplificado en un 30 por ciento.

Modelo TC-ING1-VA

Este modelo se desarrolló teniendo en cuenta las consideraciones generales de análisis enunciadas en la sección 3.1, solo que a diferencia de éstas se tienen:

- Las masas debidas a la carga viva son la recomendadas por las NTC-criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, 2004 para el caso de cargas instantáneas
- La mampostería del edificio y las rampas de escaleras no son consideradas en el modelo
- Los efectos ISE no fueron modelados; es decir, la base del modelo se considera perfectamente empotrada
- Módulo de elasticidad del concreto para bajos niveles de esfuerzo

Modelo TC-ING2-VA

Es una variante del modelo TC-ING1-VA, se incluyen los efectos ISE con la propuesta de las NTC-sismo, 2004.

Modelo TC-ING3-VA

Es una variante del modelo TC-ING1-VA, se incluyen los efectos ISE con la propuesta de las NTC-sismo, 2004 y el agrietamiento de elementos estructurales con los criterios de las NTC-concreto, 2004.

Modelo TC-ING4-VA

A diferencia del modelo TC-ING1-VA, los efectos ISE son tomados en cuenta con la propuesta DYNA5 con efectos de grupo de pilotes.

Modelo TC-ING5-VA

En este modelo, además de las consideraciones de análisis del modelo TC-ING1-VA, se tienen en cuenta los efectos ISE con la propuesta DYNA5 con efectos de grupo de pilotes y el agrietamiento de elementos estructurales con los criterios del ACI-318, 2002.

Las frecuencias de los modelos realizados se presentan en la tabla 3.19.

Tabla 3.19 Frecuencias de vibración de modelos ingenieriles para VA

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) respecto a VA04-3		
		L	T	R	L	T	R
TC-ING1-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras	1	0.552	0.529	0.768	-33.0	-44.4	-36.7
	2	2.162	1.751	2.737	-26.5	-37.9	-41.9
	3	3.881	3.333	3.291	1.3	-7.5	4.4
TC-ING2-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras	1	0.533	0.509	0.761	-28.5	-39.0	-35.3
	2	2.065	1.698	2.621	-20.8	-33.7	-35.9
	3	3.763	3.199	3.264	4.3	-3.2	5.2
TC-ING3-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras	1	0.454	0.442	0.657	-9.5	-20.8	-17.0
	2	1.709	1.434	2.181	0.0	-12.9	-13.1
	3	3.060	2.651	2.688	22.1	14.5	21.9
TC-ING4-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras	1	0.448	0.414	0.752	-7.9	-13.2	-33.8
	2	1.761	1.530	2.472	-3.1	-20.4	-28.2
	3	3.124	2.807	3.427	20.5	9.5	0.4
TC-ING5-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras	1	0.369	0.336	0.581	11.1	8.1	-3.4
	2	1.411	1.169	1.891	17.4	7.9	2.0
	3	2.315	2.157	2.577	41.1	30.4	25.1

Nota: el signo negativo en la tabla indica que la frecuencia de análisis es superior respecto a la que se compara

Teniendo en cuenta las consideraciones de análisis comúnmente utilizadas en los despachos de cálculo (modelo TC-ING1-VA), resultaron frecuencias mayores a las experimentales, las diferencias en los modos fundamentales de los componentes de traslación varían entre 33 y 44 por ciento, en torsión son menores de 40 por ciento.

Al considerar los efectos ISE con la propuesta NTC-sismo, 2004 las frecuencias del modelo resultaron prácticamente las mismas que las del modelo con base empotrada. Con los efectos ISE y el agrietamiento con los criterios de las NTC-concreto, 2004 las frecuencias mejoran, las diferencias de frecuencias en traslación varían entre 9 y 21 por ciento y también se mejoran las frecuencias en torsión con diferencias menores a 17 por ciento.

Si se consideran los efectos ISE con efectos de grupo de pilotes, las frecuencias del modelo mejoran significativamente que si se considera la base empotrada. Respecto a las frecuencias

experimentales de traslación, se tienen diferencias menores de 13 por ciento en los modos fundamentales de los componentes de traslación. Al emplear los efectos ISE con efectos de grupo de pilotes y el agrietamiento con los criterios del ACI-318, 2002 las frecuencias son muy aproximadas a las experimentales, en traslación se tienen diferencias en los modos fundamentales menores de 11 por ciento y en torsión menores de 4 por ciento.

El modelo que incluye los efectos ISE y agrietamiento de elementos estructurales con los criterios de las NTC, 2004 (TC-ING03-VA); y el modelo con efectos ISE con efectos de grupo de pilotes y los criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002 (TC-ING05-VA) fueron sometidos a la excitación sísmica de pequeña intensidad TT04-3. Las historias de distorsiones de entrepiso ante dicha excitación se presentan en las figuras 3.19 y 3.20 para los componentes L y T, respectivamente.

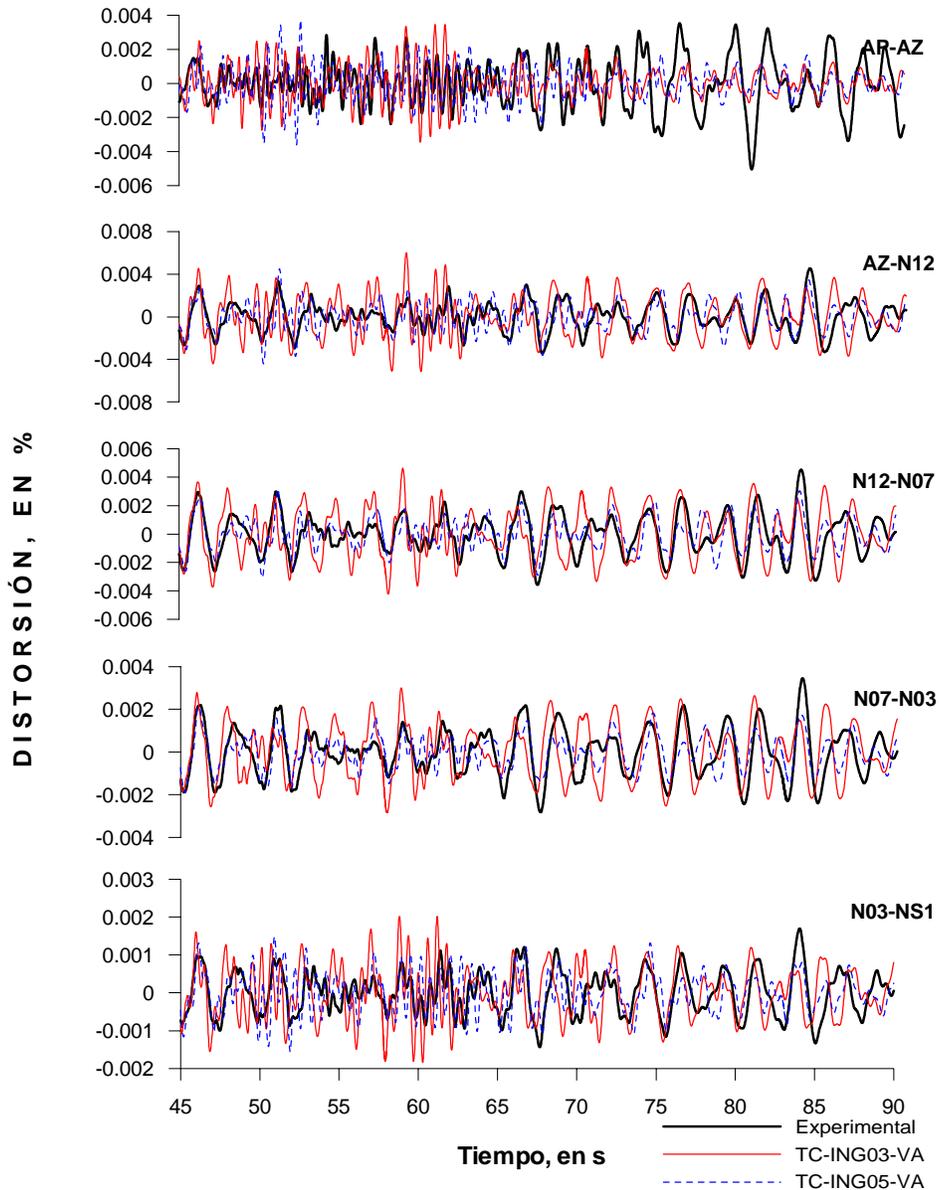


Figura 3.19 Historia de distorsiones en el componente L durante la fase intensa del evento sísmico TT04-3, modelos ingenieriles para vibración ambiental

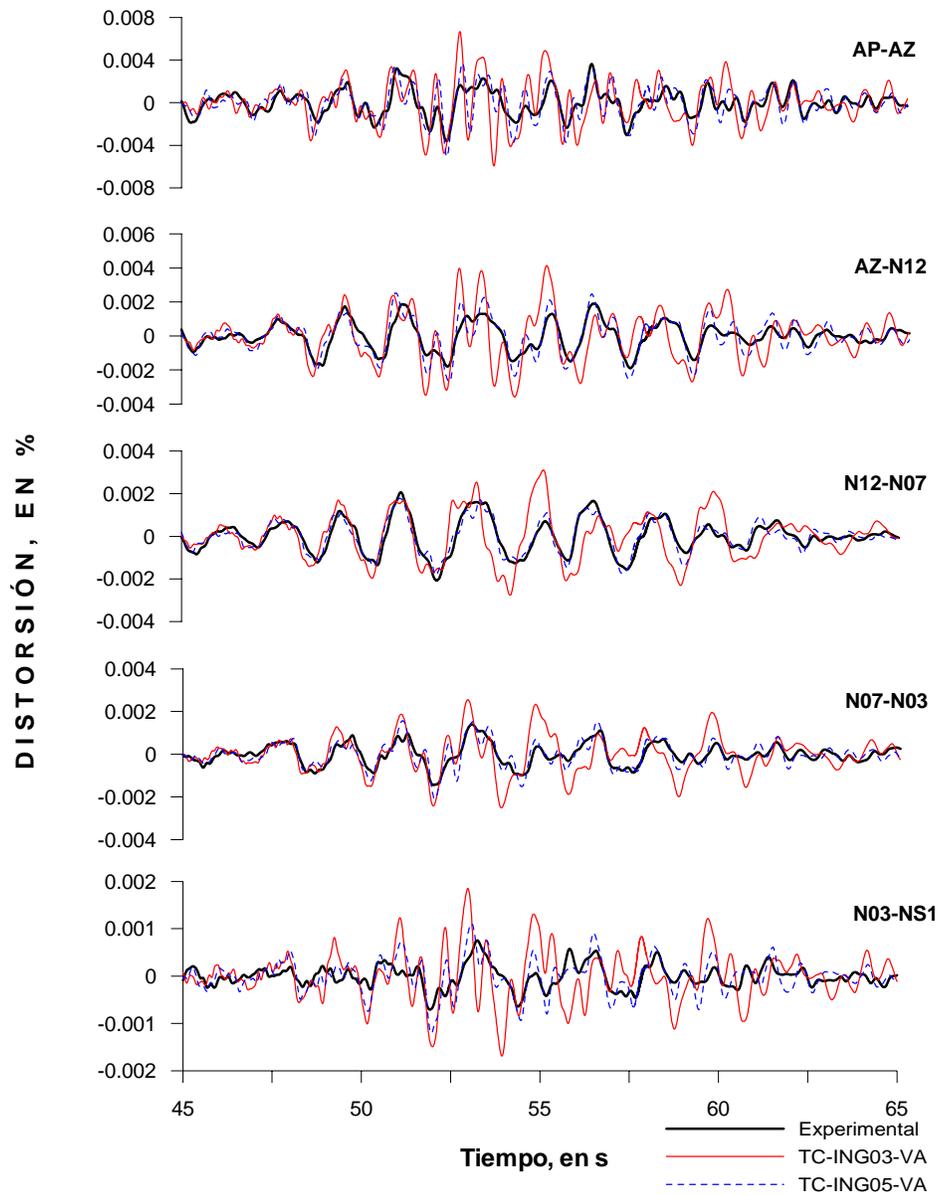


Figura 3.20 Historia de distorsiones en el componente T durante la fase intensa del evento sísmico TT04-3, modelos ingenieriles para vibración ambiental

Los modelos ingenieriles presentan porcentajes de distorsión muy parecidos a los experimentales, en el componente T es en el que se presentan las mayores diferencias.

Se puede apreciar que el modelo que mejor reproduce las historias de distorsión del edificio es el que considera los efectos ISE con efectos de grupo de pilotes y el agrietamiento con los criterios del ACI-318, 2002 que es el modelo que tienen una mejor aproximación a las frecuencias experimentales del edificio.

3.2.4.2 Modelos ingenieriles para sismos de diseño

Se desarrollaron modelos ingenieriles para reproducir la respuesta del edificio para las condiciones de sismos de gran intensidad. En estos modelos se emplearon módulos de elasticidad para altos niveles de esfuerzo; es decir, los valores de diseño, siendo la única diferencia respecto a los modelos ingenieriles para las condiciones de VA.

Se analizaron los mismos casos de estudio de los modelos ingenieriles para VA; es decir, efectos ISE con las propuestas NTC-sismo, 2004 y DYNA5 con efectos de grupo de pilotes así como criterios de agrietamiento con los criterios de las NTC-concreto, 2004 y ACI-318, 2002. Las frecuencias de los modelos desarrollados se presentan en la tabla 3.20 y se comparan con la respuesta del edificio identificada durante el sismo TT04-1, el más intenso de los registrados.

Tabla 3.20 Frecuencias de modelos ingenieriles para sismos de diseño

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e(%), respecto a TT04-1			e(%), respecto a VA04-3		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-ING1-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Sin efectos ISE Sin agrietamiento	1	0.482	0.463	0.672	-36.2	-58.1	-39.4	-16.2	-26.6	-19.6
	2	1.891	1.537	2.398	-32.4	-43.1	-40.8	-10.7	-21.0	-24.3
	3	3.402	2.926	2.886	-5.0	-28.8		13.4	5.6	16.2
TC-ING2-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE NTC-2004 Sin agrietamiento	1	0.482	0.461	0.673	-36.3	-57.4	-39.6	-16.3	-26.0	-19.7
	2	1.891	1.532	2.393	-32.4	-42.6	-40.5	-10.6	-20.6	-24.1
	3	3.399	2.917	2.882	-4.9	-28.4		13.5	5.9	16.3
TC-ING3-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE NTC-2004 Agiertamiento NTC-2004	1	0.407	0.397	0.580	-15.1	-35.6	-20.4	1.9	-8.6	-3.2
	2	1.541	1.282	1.963	-7.9	-19.3	-15.3	9.8	-0.9	-1.7
	3	2.732	2.390	2.363	15.7	-5.2		30.5	22.9	31.4
TC-ING4-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE DYNA5-2004 Sin agrietamiento	1	0.408	0.380	0.662	-15.4	-29.7	-37.3	1.6	-3.8	-17.8
	2	1.610	1.377	2.223	-12.8	-28.3	-30.5	5.8	-8.5	-15.3
	3	2.779	2.546	3.070	14.3	-12.1		29.3	17.9	10.8
TC-ING5-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE DYNA5-2004 Agiertamiento ACI-2004	1	0.332	0.303	0.510	6.3	-3.3	-5.8	20.1	17.3	9.2
	2	1.266	1.040	1.678	11.3	3.1	1.5	25.9	18.1	13.0
	3	2.044	1.929	2.286	36.9	15.1		48.0	37.8	33.6

Nota: el signo negativo en la tabla indica que la frecuencia de análisis es superior respecto a la que se compara

Con el modelo TC-ING1-S resultaron frecuencias mayores a las experimentales, en los modos fundamentales de traslación varían de 36 a 58 por ciento y en torsión menos de 40 por ciento.

Al tener en cuenta los efectos ISE con los criterios de las NTC-sismo, 2004 resultaron frecuencias parecidas a las del modelo en el que la base está empotrada; sin embargo, considerando los efectos de grupo de pilotes las frecuencias mejoran respecto a la experimental, las diferencias de frecuencias en los modos fundamentales de los componentes de traslación varían entre 15 y 30 por ciento.

Con los efectos ISE y criterios de agrietamiento de las NTC, 2004 se mejoraron las frecuencias respecto a las experimentales, las diferencias en los modos fundamentales varían de 15 a 36 por ciento y en torsión es del orden de 20 por ciento.

Considerando los efectos ISE con los efectos de grupo de pilotes y los criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002 las frecuencias se aproximan más a las experimentales, las diferencias de frecuencias en los modos fundamentales de los componentes de traslación y torsión son menores de 10 por ciento.

Los modelos ingenieriles para sismo (TC-ING3-S y TC-ING5-S) fueron sometidos a las aceleraciones de terreno registradas en la estación SCT durante el sismo ocurrido en la ciudad de México en septiembre de 1985. En las figuras 3.21 y 3.22 se muestran las historias de distorsiones de entrepiso de los componentes L y T, respectivamente.

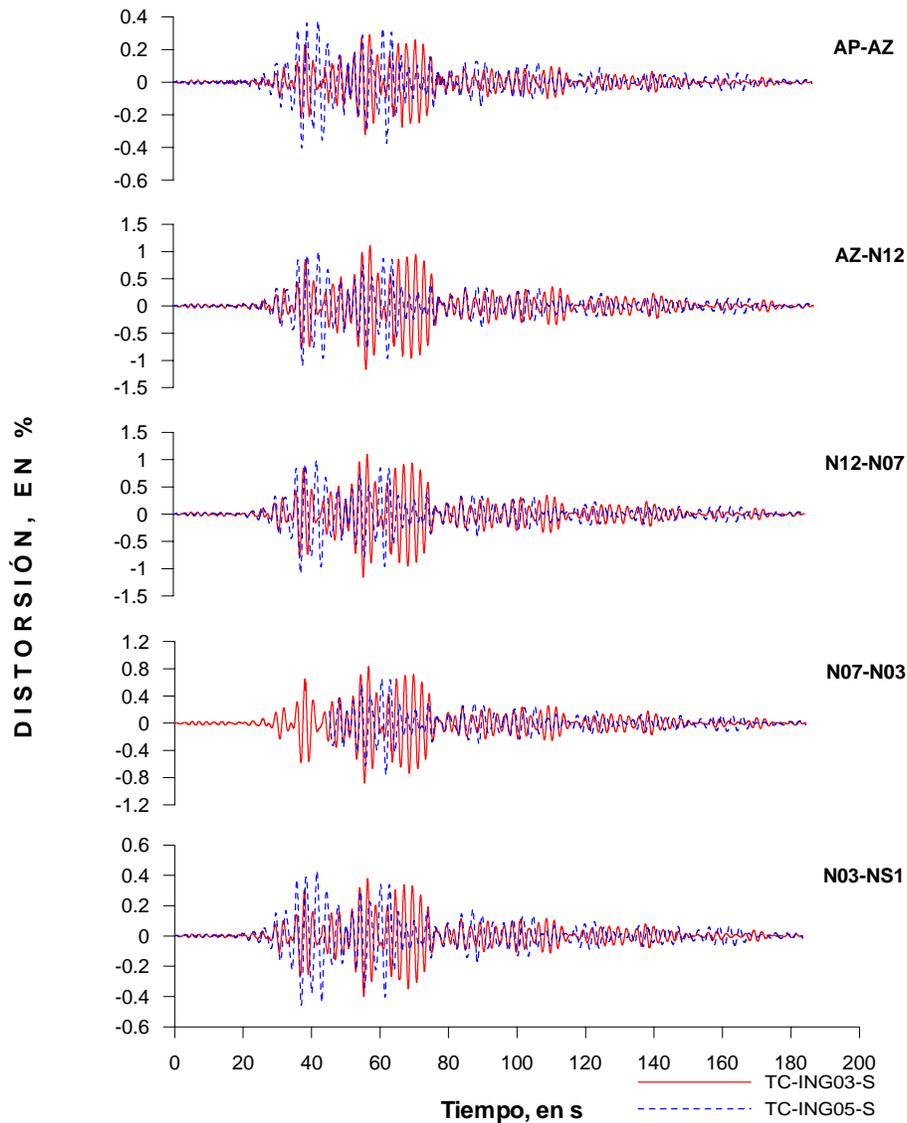


Figura 3.21 Historia de distorsiones en el componente L de modelos ingenieriles para sismo al ser sometidos a las excitaciones del sismo de septiembre de 1985

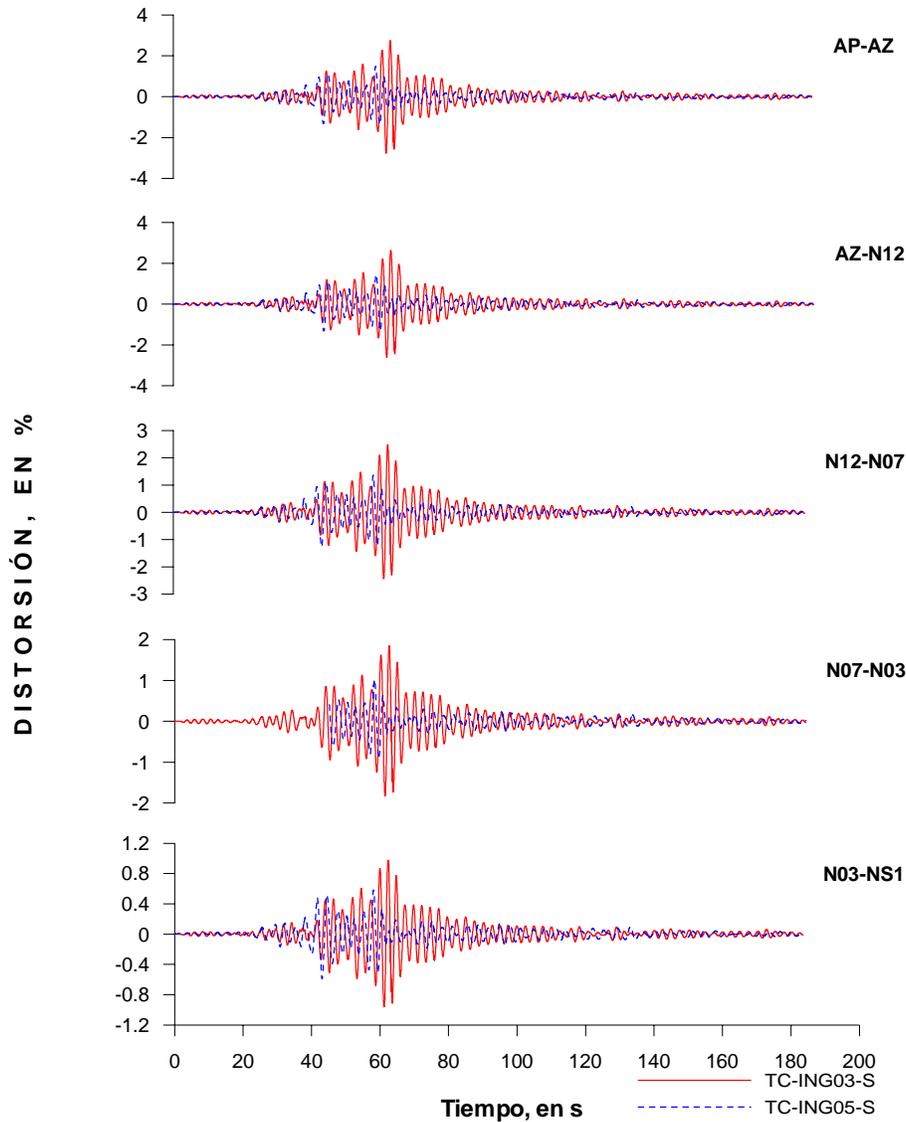


Figura 3.22 Historia de distorsiones en el componente T de modelos ingenieriles para sismo al ser sometidos a las excitaciones del sismo de septiembre de 1985

En la tabla 3.21 se muestran las máximas distorsiones de entrepiso de los modelos ingenieriles para sismos de gran intensidad.

Tabla 3.21 Distorsiones máxima de modelos ingenieriles para sismos de gran intensidad

MODELO	NAP-N16		N16-N12		N12-N07		N07-N03		N03-NS1	
	L	T	L	T	L	T	L	T	L	T
TC-ING3-S	0.32	2.76	1.17	2.64	1.16	2.47	0.88	1.86	0.40	0.98
TC-ING5-S	0.40	1.50	1.10	1.45	1.09	1.36	0.85	1.03	0.46	0.59

Las distorsiones de entre piso del modelo con efectos ISE y criterios de agrietamiento con los criterios de las NTC, 2004 generalmente son mayores a las del modelo con efectos ISE considerando los efectos de grupo de pilotes y criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002. Con cualquiera de los modelos analizados se exceden las distorsiones permitidas en las NTC-sismo, 2004.

4 COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES

Se realizaron modelos analíticos del edificio TC para reproducir su respuesta experimental ante condiciones de vibración ambiental (VA) y registros sísmicos; así mismo, se desarrollaron modelos ingenieriles para tales condiciones, éstos modelos tienen en cuenta las consideraciones de análisis comúnmente empleadas en los despachos de cálculo de estructuras.

Modelo para condiciones de vibración ambiental

Con el modelo calibrado para las condiciones de VA (TC-VA) se logró reproducir con buena aproximación la respuesta dinámica del edificio, tanto en términos de frecuencias como en desplazamientos. En los modos fundamentales se presentó una diferencia de frecuencias menor de 7 por ciento respecto a la experimental. Las historias de distorsiones de este modelo lograron reproducir con buena aproximación a las experimentales, tanto en amplitud así como en fase y contenidos de frecuencias.

Consideraciones de análisis como el módulo de elasticidad del concreto, los efectos ISE, el agrietamiento de elementos estructurales y el modelado de los pretilos fueron de suma importancia para reproducir la respuesta experimental del edificio. Otros elementos estructurales como la mampostería, rampas de escaleras y su nivel de descanso no tuvieron una participación significativa.

No sólo resultó importante conocer cuales fueron las consideraciones de análisis de mayor importancia para reproducir la respuesta dinámica del edificio, sino también, conocer cuales fueron los criterios de modelado de dichas consideraciones que permitieron tener una respuesta analítica más aproximada a la experimental.

En el modelo calibrado para VA se utilizó un módulo de elasticidad del concreto para bajos niveles de esfuerzo; es decir, un 30 por ciento mayor al de diseño.

En los modelos analíticos desarrollados se estudió la influencia de los efectos ISE analizando cuatro criterios diferentes para la estimación de las rigideces que representan el terreno sobre el cual se desplanta el edificio, llegando a las siguientes conclusiones:

- Con la propuesta del modelo simplificado de Luco, que es una propuesta semi empírica que utiliza los registros sísmicos para determinar las rigideces del sistema suelo-cimentación, se logró reproducir con buena aproximación la respuesta experimental del edificio, lo mismo sucedió con el uso del programa comercial DYNA5 considerando los efectos de grupo de pilotes. Ésta última propuesta ha demostrado ser una buena opción para considerar los efectos ISE en el desarrollo de modelos analíticos de edificios.
- La respuesta de los modelos con las propuestas DYNA5 sin efecto de grupo de pilotes y NTC-sismo, 2004 es similar a la de un modelo en el que no se consideran los efectos ISE; es decir, que la base del modelo se considera perfectamente empotrada.
- Al no considerar los efectos ISE se generó un modelo más rígido, cuyas frecuencias en los componentes de traslación difieren hasta 17 por ciento de las obtenidas con el modelo calibrado, lo que representa una diferencia de rigidez del orden de 36 por ciento.

El modelo calibrado para VA se utilizó para estudiar tres criterios de agrietamiento por medio de factores de reducción de inercias y se estudió la respuesta de un modelo que no considera agrietamiento, de lo anterior se concluye:

- Los modelos con los criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002; las NTC-concreto, 2004; y el reglamento de Nueva Zelanda (NZ, 1992) para una ductilidad global de tres; logran reproducir con buena aproximación las frecuencias de VA identificadas en el edificio. Con el criterio del ACI-318, 2002 se estimaron las menores diferencias respecto a las frecuencias experimentales.
- Al no considerar el agrietamiento de los elementos estructurales, se generó un modelo con frecuencias mayores a las del modelo calibrado, tales diferencias son del orden de 20 por ciento en los componentes de traslación y superior a 30 por ciento en torsión.

Los pretilos, por sus dimensiones y material de construcción, son elementos estructurales con una participación muy importante en la respuesta del edificio. La mayor aportación de rigidez en los componentes de traslación es del orden de 20 por ciento, en tanto que en el de torsión es superior a 27 por ciento.

Modelos para registros sísmicos

Se desarrollaron dos modelos para reproducir la respuesta del edificio ante el evento sísmico de pequeña intensidad TT04-1, en los cuales se empleó un módulo de elasticidad del concreto para bajos niveles de esfuerzo, el mismo utilizado en el modelo calibrado para VA.

Se consideró el desacoplamiento parcial en la unión de los muros de concreto de las fachas oriente y poniente del edificio (modelo TC-S1a), tal desacoplamiento se debió a la escasa cantidad de acero de refuerzo existe en dicha unión. Con este modelo se estimaron diferencias de frecuencias del orden de 20 por ciento en traslación y menores de 18 por ciento en torsión.

Al considerar el desacoplamiento parcial de los muros y el desacoplamiento de los pretilos con las columnas (modelo TC-S1b), se reprodujeron con mejor aproximación las frecuencias experimentales, las diferencias en traslación fueron del orden de 7 por ciento y en torsión menor de 1 por ciento.

Este último modelo sirvió como referencia para el análisis de diferentes criterios de agrietamiento. Con el ACI-318, 2002 se obtuvieron prácticamente las mismas frecuencias; con el criterio de las NTC, concreto 2004 y el reglamento NZ, 1992 para una ductilidad global de tres se obtuvieron frecuencias mayores, las diferencias en traslación fueron menores de 13 por ciento y en torsión menores de 15 por ciento. También se analizó el uso de zonas rígidas de cero y 50 por ciento en las uniones viga-columna, de lo cual se dedujo que uno u otro valor no implica diferencias significativas en las frecuencias de los modelos, pues estas fueron del orden de 2 por ciento.

Para el caso de estudio de la respuesta del edificio ante un evento sísmico de diseño, se desarrolló el modelo TC-S2, en el cual se consideró un módulo de elasticidad de diseño en el concreto, siendo la única diferencia respecto al modelo TC-S1b. Respecto a éste, las frecuencias tuvieron una reducción de 10 por ciento, lo que representa una reducción de rigidez del orden de 20 por ciento.

El modelo TC-S2 sirvió como referencia para el estudio de diferentes criterios de agrietamiento. Con el ACI-318, 2002 y el reglamento NZ, 1992 para una ductilidad global de seis, se obtuvieron frecuencias muy parecidas a las del modelo TC-S2, las diferencias fueron menores de 2.5 por ciento; con los criterios de las NTC-concreto, 2004 y NZ, 1992 para una ductilidad global de tres se generaron modelos con frecuencias mayores, las diferencias son del orden de 15 por ciento, lo que significa que son más rígidos en un porcentaje de 32 por ciento.

Al estimar las ordenadas espectrales de los modelos para sismos de diseño con la relación cortante basal entre peso del edificio, se obtuvieron valores muy aproximados a los que resultan con el apéndice A de las NTC-sismo, 2004 y difieren significativamente de los calculados con el cuerpo principal de dichas normas.

Modelo ingenieriles

Al desarrollar un modelo para las condiciones de VA sin considerar los efectos ISE y el agrietamiento de elementos estructurales, las diferencias de frecuencia respecto a las experimentales de traslación variaron entre 33 y 44 por ciento en los modos fundamentales. Al tener en cuenta los efectos ISE con las NTC-sismo, 2004 la respuesta del modelo prácticamente no varía; sin embargo, con los efectos de grupo de pilotes las frecuencias mejoran respecto a las experimentales, las diferencias varían entre 8 y 13 por ciento en los modos fundamentales.

Con los criterios de agrietamiento y efectos ISE con las NTC, 2004 resultó un modelo con frecuencias mayores a las experimentales; las diferencias en traslación varían entre 9 y 21 por ciento en los modos fundamentales y en torsión es de 17 por ciento. En cambio, con los criterios de agrietamiento del ACI-318, 2002 y los efectos ISE con efectos de grupo de pilotes se tienen frecuencias con mejor aproximación; las diferencias en los modos fundamentales de traslación varían entre 8 y 11 por ciento y en torsión son menores de 4 por ciento.

Se generaron modelos ingenieriles para el caso de sismos de diseño, en los cuales se emplea un módulo de elasticidad de diseño, siendo la única diferencia respecto a los modelos ingenieriles para VA.

Al considerar los efectos ISE y el agrietamiento de elementos estructurales con los criterios de las NTC, 2004 resultó un modelo con frecuencias mayores a las que experimentó el edificio durante el evento sísmico de pequeña intensidad; es decir, se sobrestima la respuesta del modelo. Las diferencias de frecuencias en los modos fundamentales varían entre 15 y 36 por ciento. Con los efectos ISE con efectos de grupo de pilotes y el agrietamiento con los criterios del ACI-318, 2002 resultaron frecuencias similares a las experimentadas en el edificio durante el evento sísmico TT04-1, las diferencias fueron menores a 10 por ciento; sin embargo, con estas consideraciones también se sobrestima la respuesta del modelo pues es de esperarse que las frecuencias de los modelos ingenieriles para sismos de diseño resulten menores a las que experimentó el edificio durante el sismo de pequeña intensidad.

APÉNDICE A

MASAS DEL EDIFICIO TC

A.1 Masas en modelo calibrado para las condiciones de vibración ambiental y sismo

Las masas de entrepiso se estimaron a partir de los valores de cargas muertas y cargas vivas. Las masas debidas al peso propio de la estructura se calcularon teniendo en cuenta el peso de los elementos estructurales, así como el peso de acabados, instalaciones y sobrecargas por defectos constructivos.

Los pesos volumétricos de los materiales, así como las cargas muertas por concepto de acabados, instalaciones y sobrecargas por defectos constructivos se indican en las tablas A.1 y A.2, respectivamente.

Tabla A.1 Pesos volumétricos de los materiales empleados en el edificio

Material	γ , kg/m ³
Concreto Niveles Sótano-N7	2151
Concreto Niveles N7-N18	2100
Mampostería tabiques de barro recocido	1500
Mampostería bloques de concreto	1700

Tabla A.2 Cargas muertas estimadas para el edificio

CONCEPTO	Sótano kg/m ²	PB-N15 kg/m ²	N16 kg/m ²	N16' kg/m ²	N17 kg/m ²	N18 kg/m ²
Loseta aligerada		629.5	629.5			
Loseta de cerámica		35		35		
Mortero cemento-arena (t=3 cm)		63		63		
Falso plafón		12.5	12.5			
Instalaciones eléctricas		40	40	40	40	40
Loseta sólida	252			315	252	210
Relleno e impermeabilización			150		150	150
Sobrecarga por defectos de construcción	20	20	20	20	20	20
TOTAL (kg/m ²)	272	800	852	473	462	420

La masa debida a la carga viva "real" se estimó conforme a las condiciones que presentaba el edificio en el momento en que se realizaron los registros de señales para vibración ambiental (VA), que son típicas de un día de trabajo en el edificio. La estimación de las cargas; la cual se basó en un archivo fotográfico producto de una inspección realizada en cada uno de los niveles, se resume en la tabla A.3.

Tabla A.3 Cargas vivas "reales"

CONCEPTO	Carga viva real kg/m ²
Azotea	5
Áreas comunes (pasillos)	15
Área de baños	15
Áreas comunes de trabajo	80
Sótano	80

A.1.1 Masa traslacional

Conocido el peso volumétrico de los materiales en el edificio, así como las cargas vivas “reales”, se calcularon las masas traslacionales en cada nivel del edificio, el procedimiento fue el siguiente:

1. Se estimó el peso en la losa debido a las cargas existentes por unidad de área (a este peso, por conveniencia, se le llamará peso del diafragma rígido y en su defecto, masa traslacional del diafragma rígido)
2. En la planta de cada nivel se asignaron puntos de control que coinciden con los ejes de columnas o muros y que forman parte o no del diafragma rígido asignado al sistema de piso en cada nivel
3. El peso de las columnas y muros así como el peso de sus acabados, se asignó en los puntos de control. El peso asignado a cada punto de control fue el correspondiente a la mitad del peso del elemento estructural del nivel inferior y la mitad del peso del elemento estructural del nivel superior (a este peso, por conveniencia, se le llamará peso puntual y en su defecto, masa traslacional puntual).

Conocido el peso total de cada nivel, se estimó la masa traslacional, la cual se resume en la tabla A.4

A.1.2 Masa Rotacional

El procedimiento para la estimación de la masa rotacional en cada nivel del edificio TC, fue el siguiente:

Masa rotacional debido a la masa traslacional del diafragma rígido

1. Se estimaron las propiedades geométricas de centro geométrico (CG) y momento de inercias respecto al CG de los diafragmas rígidos asignados en cada nivel
2. Conocida la masa traslacional total de cada nivel, se estimó su centro de masas
3. La masa rotacional del diafragma rígido respecto al centro de masas (CM), se estimó con la siguiente expresión (Etabs Manual del usuario, 1999):

$$MMI_{CM} = \frac{M_{trasl}(I_{x_{CM}} + I_{y_{CM}})}{A}$$

Donde	M_{trasl}	Masa traslacional del diafragma rígido
	$I_{x_{CM}}$	Momento de inercia del diafragma rígido respecto al centro de masas del eje X (componente L)
	$I_{y_{CM}}$	Momento de inercia del diafragma rígido respecto al centro de masas del eje Y (componente T)
	A	área del diafragma rígido

Los momentos de inercia respecto al centro de masas en X o Y, se calcularon con la siguiente expresión:

$$I_{(x,y)_{CM}} = I_{(x,y)_{CG}} + Ae^2_{(y,x)}$$

Donde	$I_{(x,y)_{CG}}$	Momento de inercia del diafragma rígido respecto a su centro geométrico en el eje X o Y
	e	excentricidad entre el centro de masas y el centro geométrico del diafragma rígido en X o Y

Masa rotacional debido a las masas traslacionales puntuales

1. Conocidas las masas traslacionales puntuales y el centro de masas de cada nivel, se calculó la distancia entre dichas masas y el centro de masas
2. La masa rotacional se calculó con la siguiente expresión (Etabs Manual del usuario, 1999):

$$MMI_{CM} = M_{\text{trasl puntual}} D^2$$

Donde $M_{\text{trasl puntual}}$ Masa traslacional puntual de los puntos de control
 D Distancia entre la masa puntual y el centro de masas

La masa rotacional total de cada nivel, fue la suma de la masa rotacional debida a las masas traslacionales del diafragma y a la masa rotacional debida a las masas traslacionales puntuales.

De acuerdo a lo anterior, las masas rotaciones de cada uno de los niveles del edificio TC se resumen en la tabla A.4

Tabla A.4 Masas estimadas en el edificio

NIVEL	MASAS		CENTRO DE MASAS	
	TRASLACIONAL kg s ² /m	ROTACIONAL kg s ² m	X (L) m	Y (T) m
N18	43407	2543092	18.14	21.06
N17	56309	3930954	18.16	21.04
N16'	26054	789487	18.11	20.97
N16	106108	23588909	18.25	15.80
N15	132155	28488307	18.18	15.82
N14	131584	28487636	18.18	15.82
N13	134477	29238830	18.05	15.81
N12	134641	29215428	18.17	15.79
N11	136203	29611337	17.98	15.79
N10	137195	29994653	18.16	15.78
N9	139164	30342533	18.16	15.78
N8	140569	30688552	18.16	15.78
N7	141452	30947837	18.16	15.79
N6	142363	31205296	18.16	15.80
N5	145221	31579731	18.16	15.79
N4	157819	34265588	18.97	15.74
N3	174785	42442974	19.98	15.36
N2	171998	43006601	20.50	15.69
N1	184601	43339157	20.58	15.58
PB	233566	60978776	20.78	16.33
NS1	238365	71878387	23.24	19.14

A.2 Masas en modelos ingenieriles

A.2.1 Masa Traslacional y Rotacional

Las masas traslacionales y rotacionales para los modelos ingenieriles se calculó de la misma manera como se hizo para el caso de los modelos calibrados para las condiciones de vibración ambiental y sismo, solo que las masas vivas que se consideran son las recomendadas por las NTC-Criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, 2004 para el caso de cargas instantáneas.

Las masas traslacionales y rotaciones, así como los centros de masas se resumen en la tabla A.5.

Tabla A.5 Masas en modelos ingenieriles

NIVEL	MASAS		CENTRO DE MASAS	
	TRASLACIONAL kg s ² /m	ROTACIONAL kg s ² m	X (L) m	Y (T) m
N18	46169	2800438	18.14	21.05
N17	60557	4326853	18.16	21.04
N16'	27441	821055	18.11	20.97
N16	112281	25035122	18.26	15.78
N15	141991	30470378	18.17	15.81
N14	141421	30469700	18.17	15.81
N13	144314	31220671	18.05	15.80
N12	144477	31197260	18.16	15.78
N11	146039	31592811	17.99	15.78
N10	147031	31976409	18.16	15.77
N9	149001	32324301	18.16	15.78
N8	150405	32670332	18.16	15.78
N7	151289	32929669	18.16	15.78
N6	152199	33187173	18.16	15.79
N5	155058	33561580	18.16	15.79
N4	167655	36240847	18.92	15.73
N3	186517	45171067	20.00	15.34
N2	183725	45861286	20.57	15.68
N1	196328	46193361	20.63	15.57
PB	252805	64616257	20.77	16.21
NS1	252327	75736339	23.14	19.02

APÉNDICE B

MODELADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

B.I Modelado de mampostería

Debido a la existencia de muros de mampostería en el edificio TC, se realizó un estudio de varias propuestas existentes en la literatura para tener en cuenta en los modelos su aportación de rigidez por medio de diagonales biarticuladas con un ancho equivalente.

Hoy en día, el modelo de diagonal con ancho equivalente es ampliamente aceptado para representar la aportación de rigidez de muros de mampostería por ser un método simple y racional que describe la influencia de la mampostería confinada. Las propuestas estudiadas son:

- Holmes
- Paulay y Priestley
- Mainstone
- Liauw y Kwan
- Decanini y Fanin
- Bazán y Meli

Propuesta por Holmes.

La primera aproximación para calcular el ancho de la diagonal equivalente fue propuesta por Holmes en 1961, la cual asume:

$$w = \frac{d_m}{3}$$

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

Propuesta por Paulay y Priestley.

Paulay y Priestley, 1992, llegaron a la conclusión de que un valor alto de w resultará en una estructura más rígida y por tanto potencialmente con una respuesta sísmica más alta. Sugirieron un valor conservador útil para propósito de diseño, dado por:

$$w = 0.25d_m$$

Esta ecuación es recomendada para un nivel de fuerza lateral del 50 por ciento de la capacidad última.

Mainstone.

Mainstone, 1971, condujo una serie de pruebas usando muros de mampostería confinada por marcos de acero. La mayoría de las pruebas fueron conducidas en especímenes pequeños diagonalmente cargados en compresión. La siguiente expresión fue obtenida de esas pruebas:

$$w = 0.16\lambda_h^{-0.3}d_m$$

Donde λ_h un parámetro adimensional el cual toma en cuenta la rigidez relativa del muro de mampostería respecto al marco confinante, está dado por la expresión:

$$\lambda_h = h^4 \sqrt{\frac{E_m t \text{seno}(2\theta)}{4E_c I_c h_m}}$$

Donde:

h	altura de entrepiso.
hm	altura del muro de mampostería
t	espesor del muro de mampostería
θ	ángulo de inclinación de la diagonal del muro de mampostería
Em	módulo de elasticidad de la mampostería
Ec	módulo de elasticidad del concreto
Ic	momento de inercia de las columnas

Liauw y Kwan.

Liauw y Kwan, 1984, analizaron datos experimentales previos, obtenidos de mampostería confinada por marcos de acero y encontraron que los resultados de las pruebas podrían ser aproximados por la expresión siguiente:

$$w = \frac{0.95h_m \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}}$$

Decanini y Fanin.

Basados en resultados obtenidos de pruebas de mampostería confinada sometidas a fuerzas laterales, Decanini y Fanin, 1986, propusieron dos expresiones considerando diferentes estados de la mampostería confinada:

Muros sin agrietamiento:

$$w = \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d_m \quad \text{si } \lambda_h \leq 7.85$$

$$w = \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) d_m \quad \text{si } \lambda_h > 7.85$$

Muros agrietados:

$$w = \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.010 \right) d_m \quad \text{si } \lambda_h \leq 7.85$$

$$w = \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.040 \right) d_m \quad \text{si } \lambda_h > 7.85$$

Decanini y Fanin indicaron que el módulo Em a ser usado en el parámetro λ_h es el módulo correspondiente al estado considerado. La principal ventaja de la propuesta de Decanini y Fanin es la distinción entre estados agrietados y no agrietados. Este factor ha sido raramente considerado por otros investigadores.

Bazán y Meli

Bazán y Meli, 1980, propusieron una expresión empírica para calcular el ancho equivalente de la mampostería confinada, está dado por:

$$w = (0.35 + 0.022\lambda)h$$

Donde λ es un parámetro adimensional definido por la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

Donde:

- E_c módulo de elasticidad del concreto
- A_c área de las columnas
- G_m módulo de cortante de la mampostería
- A_m área del muro de mampostería

La expresión de ancho equivalente es aplicable para valores de λ entre 0.9 y 11 y para relaciones de aspecto ζ entre 0.75 y 2.5. La relación de aspecto ζ se define como el cociente entre la longitud del muro de mampostería y su altura ($\zeta = b/h_m$).

Con el propósito de estimar el ancho de la diagonal equivalente, se generó un modelo de marco plano con las dimensiones que se indican en la figura B.1

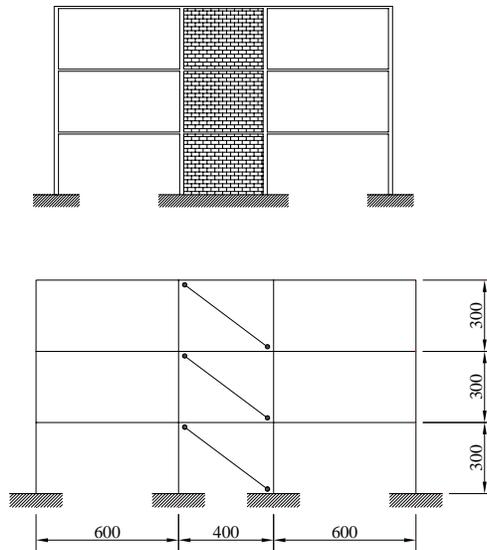


Figura B.1 Modelo de marco plano para el análisis de propuestas para el modelado de muros de mampostería por medio de diagonales equivalentes.

Columnas de 30cm x 30cm y vigas de 25cm x 50cm, concreto de $E_c=140000 \text{ kg/cm}^2$, muros de tabique recocido de 15cm de espesor con $G_m=2400 \text{ kg/cm}^2$.

En la tabla B.1 se resumen los resultados de los anchos de las diagonales equivalentes del modelo de la figura B.1.

Tabla B.1 Anchos de diagonales equivalentes

Propuesta	w equivalente, cm
Holmes	149
Paulay y Priestley	112
Mainstone	52
Liauw y Kw an	115
Decanini y Fanin	153
Bazán y Meli	169

Con los anchos de las diagonales de la tabla B.1 se obtuvo la respuesta de frecuencias de los modelos, se resumen en la tabla B.2.

Tabla B.2 Frecuencias de modelos

Propuesta	Frecuencias Hz		
	modo 1	modo 2	modo 3
Holmes	4.62	13.28	20.01
Paulay & Priestley	4.33	12.46	18.82
Mainstone	3.76	10.94	16.69
Liau w & Kw an	4.35	12.53	18.92
Decanini & Fanin	4.65	13.36	20.13
Bazán & Meli	4.77	13.69	20.62

Se puede ver que los modelos tienen frecuencias parecidas, los modelos que tienen mayor diferencia son los que se construyeron con las propuestas de Mainstone y con la propuesta de Bazán y Meli, lo anterior a consecuencia de que los anchos de las diagonales equivalentes calculan el ancho menor y el ancho mayor, respectivamente.

Para el modelado de la mampostería de los ejes A y F del edificio, se seleccionaron las propuestas de Bazán y Meli y la propuesta de Liauw y Kwan por la facilidad en la estimación del ancho de la diagonal equivalente con el propósito de conocer las variaciones que se tienen en la respuesta de los modelos al considerar anchos de diagonales equivalentes con las dos propuestas.

Estimación del ancho de la diagonal equivalente en el edificio TC

Propiedades de los materiales

Para la estimación del ancho de la diagonal equivalente para el modelado de la mampostería, se presentan en la tabla B.3 los datos de las propiedades del concreto y la mampostería en el edificio TC.

Tabla B.3 Propiedades de materiales

Material	Peso Volumétrico kg/m ³	f'c kg/cm ²	Ec kg/cm ²	f* kg/cm ²	Em kg/cm ²	Gm kg/cm ²
Concreto NS1-N7	2151	350	149666			
Concreto N7-N18	2100	280	133866			
Mampostería	1700			20	7000	2800

Las resistencias a compresión y módulos de elasticidad del concreto que se indican en la tabla C.5 corresponden a los que se especifican en los planos estructurales, la mampostería son bloques de concreto unidos con mortero.

Propuesta de Bazán y Meli.

Con los criterios de la propuesta de Bazán y Meli, se estimó el ancho de la diagonal equivalente que se resume en la tabla B.4.

Tabla B.4 Anchos de la diagonal equivalente con la propuesta de Bazán y Meli

Nivel	Altura hm cm	Columna 6		Columna 7		b cm	ζ	válido ζ ?	Esp muro t cm	Ac cm ²	Am cm ²	λ	válido λ ?	w cm
		a1 cm	a2 cm	a1 cm	a2 cm									
PB	400	180	66	45	160	552.5	1.381	si	15	7470	8288	48	no	564
N1	400	160	60.9	45	160	562.5	1.406	si	15	6836	8438	43	no	521
N2	400	160	60.9	40	160	565	1.413	si	15	6436	8475	41	no	497
N3	400	160	60.9	40	160	565	1.413	si	15	6436	8475	41	no	497
N4	400	150	58.35	35	160	572.5	1.431	si	15	5738	8588	36	no	454
N5	400	150	58.35	35	160	572.5	1.431	si	15	5738	8588	36	no	454
N6	400	140	55.79	30	160	580	1.450	si	15	5053	8700	31	no	413
N7	400	140	55.79	30	160	580	1.450	si	15	5053	8700	31	no	413
N8	400	135	54.51	30	160	582.5	1.456	si	15	4915	8738	27	no	377
N9	400	135	54.51	30	160	582.5	1.456	si	15	4915	8738	27	no	377
N10	400	125	51.95	25	160	590	1.475	si	15	4248	8850	23	no	342
N11	400	125	51.95	25	160	590	1.475	si	15	4248	8850	23	no	342
N12	400	110	48.12	20	160	600	1.500	si	15	3473	9000	18	no	302
N13	400	110	48.12	20	160	600	1.500	si	15	3473	9000	18	no	302
N14	400	95	44.29	20	160	607.5	1.519	si	15	3127	9113	16	no	284
N15	400	95	44.29	20	160	607.5	1.519	si	15	3127	9113	16	no	284
N16	400	95	44.29	20	160	607.5	1.519	si	15	3127	9113	16	no	284

En la columna Ac (área de concreto), se tomó el promedio del área de las secciones transversales de las columnas C6 y C7.

Para considerar el ancho de la diagonal equivalente como válido, se deben cumplir los intervalos de relación de esbeltez $0.75 \leq \zeta \leq 2.5$, así como con $0.9 \leq \lambda \leq 11$. Los valores de ζ están dentro de los valores indicados, pero no ocurre lo mismo con los valores de λ , por tanto, los anchos estimados con esta propuesta para el modelado de la mampostería con diagonal equivalente no puede ser aplicados en el modelo del edificio TC.

Propuesta de Liauw y Kwan

Con los criterios de la propuesta de Liauw y Kwan, se estimó el ancho de la diagonal equivalente que se resumen en la tabla B.5.

Tabla B.5 Anchos de la diagonal equivalente con la propuesta de Liauw y Kwan

Nivel	C6		C7		hm cm	dm cm	θ		Ic C6 ²⁻² cm ⁴	Ic C7 ²⁻² cm ⁴	λ C6 cm ⁴	λ C7 cm ⁴	λ_h promedio	w cm
	a cm	b cm	a cm	b cm			grados	radianes						
	PB-N1	60.9	160	45			160	400						
N1-N3	60.9	160	40	160	400	692	30.02	0.5239	12515556	853333	1.033	2.021	1.527	266
N3-N5	58.38	150	35	160	400	698	29.80	0.5201	10100962	571667	1.088	2.232	1.660	256
N5-N7	55.79	140	30	160	400	705	29.59	0.5164	8039439	360000	1.151	2.502	1.827	245
N7-N9	54.51	135	30	160	400	707	29.51	0.5151	7130531	360000	1.219	2.572	1.896	240
N9-N11	51.95	125	25	160	400	713	29.30	0.5114	5473573	208333	1.301	2.946	2.123	227
N11-N13	48.12	110	20	160	400	721	29.02	0.5064	3558033	106667	1.447	3.477	2.462	212
N13-N16	44.29	95	20	160	400	727	28.81	0.5028	2179161	106667	1.634	3.473	2.553	208

Con los resultados de la tabla B.5 se puede observar que los anchos de la diagonal equivalente para el modelado de la mampostería resultan menores a los que se estimaron con la propuesta de Bazán y Meli.

Los anchos equivalentes estimados con esta propuesta serán los que se utilicen en el modelo del edificio TC para el modelado de la mampostería existente en los ejes A y F del edificio.

B.II Modelado de rampas de escaleras

Con la finalidad de conocer la manera más apropiada en la que deben ser modeladas las rampas de escaleras del edificio TC en los modelos matemáticos, se realizaron modelos tridimensionales de tres crujeas y tres niveles, en donde las rampas de escaleras, nivel de descanso, alturas de entrepiso tienen las mismas dimensiones que las que se tienen en el edificio. En la estructuración de los modelos se incluyen la existencia de muros de concreto en el área de escaleras, tal como es el caso del edificio TC. En la figura B.2 se muestran la planta tipo de los modelos y el nivel de descanso de escaleras.

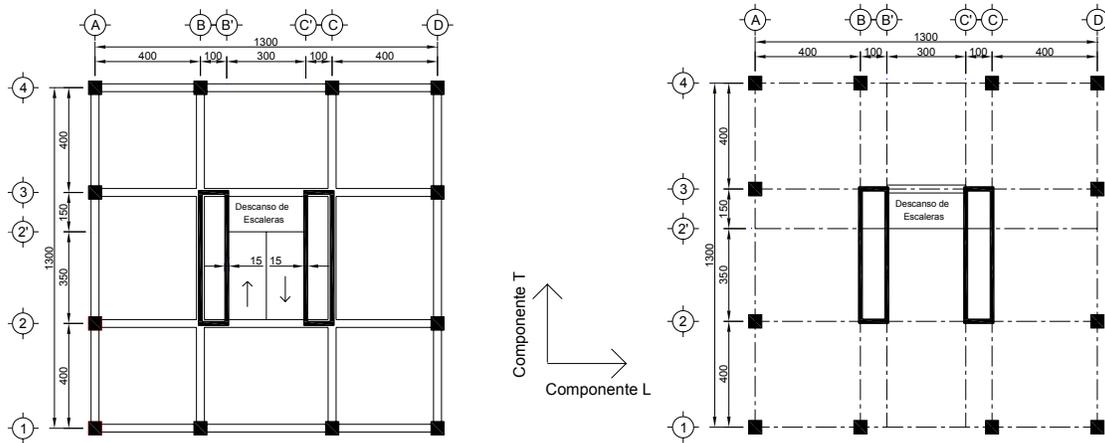


Figura B.2 Planta tipo y nivel de descanso de escaleras en los modelos.

Las dimensiones de las columnas, vigas, rampas de escaleras se muestran en la figura B.3

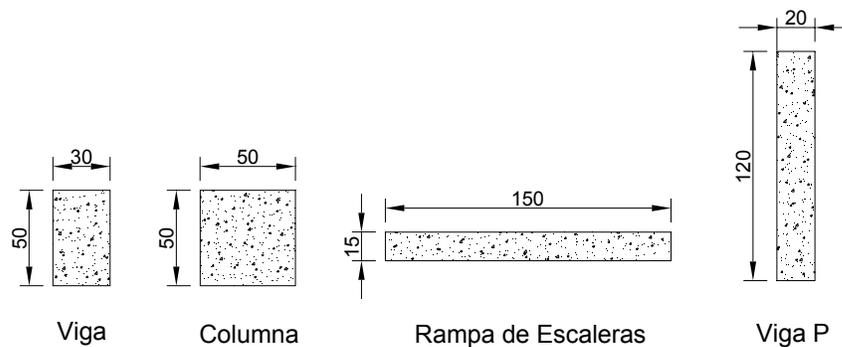


Figura B.3 Dimensiones de elementos estructurales

El módulo de elasticidad del concreto empleado en los modelos es de 133866 kg/cm^2 , las masas se mantienen constantes para que las variaciones en las frecuencias se deban exclusivamente a cambios en la rigidez por el efecto del modelado de las rampas de escaleras, las masas asignadas en los modelos se indican en la tabla B.6.

Tabla B.6 Masas y centros de masas en los modelos

Nivel	Masa Traslacional kg s ² /m	Masa Rotacional kg s ² m	Centro de Masa	
			X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)
N3	14706	504838	6.5	6.549
N2	18259	622918	6.5	6.539
N1	18259	622918	6.5	6.539

En la figura B.4 se muestra el modelo tridimensional básico realizado en Etabs para el modelado de las rampas de escaleras, se presenta la configuración de los muros de concreto, columnas, vigas y rampas de escaleras.

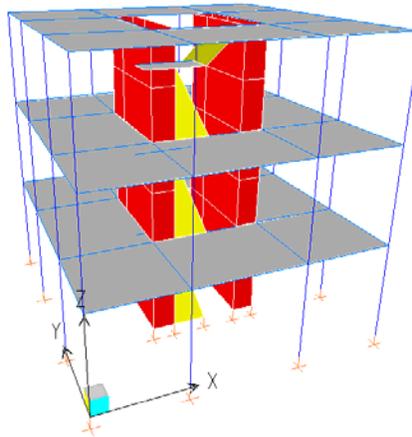


Figura B.4 Vista de modelo tridimensional elaborado en Etabs

En forma general, las rampas de escaleras en los modelos desarrollados fueron modeladas de la siguiente manera:

- Con elementos tipo cascarón sin discretizar, definidos de nivel de piso a nivel de descanso de escaleras
- Con elementos tipo cascarón discretizados, definidos de nivel de piso a nivel de descanso de escaleras
- Con diagonales equivalentes definidas de nivel de piso a nivel de piso
- Con diagonales equivalentes definidas de nivel de piso a nivel de descanso de escaleras

Los errores relativos o porcentajes de frecuencias entre los modelos se estiman con la siguiente expresión:

$$e(\%) = \frac{f_{\text{analítica1}} - f_{\text{analítica2}}}{f_{\text{analítica1}}}$$

Los modelos desarrollados se indican en la tabla B.7

Tabla B.7 Modelos desarrollados para el modelado de rampas de escaleras

Modelo / Características	Modo	Frecuencias, Hz			e(%) respecto a Mod 01-a			e(%) respecto a Mod 01-b		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
Mod 01-a Escaleras modeladas con elementos tipo "cascarón" NO DISCRETIZADOS, definidas de nivel de piso a nivel de descanso. En el modelo no se consideran extremos rígidos en las uniones viga-columna.	1 2 3	2.88 9.17 16.00	4.79 19.98 36.65	3.25 10.30 17.48	Modelo usado para comparación					
Mod 01-b Modelo de Referencia: Mod 01-a Cambios: rampas de escaleras DISCRETIZADAS.	1 2 3	2.69 8.87 15.76	4.78 19.92 36.72	3.25 10.29 17.47	6.76 3.30 1.55	0.07 0.28 -0.21	0.04 0.04 0.05	Modelo usado para comparación		
Mod 02-a Modelo de Referencia: Mod 01-a Cambios: rampas de escaleras modeladas con elementos tipo "barra" como diagonales equivalentes localizadas en los ejes B y C definidas de nivel de piso a nivel de piso.	1 2 3	2.53 8.73 15.82	4.85 20.35 37.54	3.35 10.59 17.98	12.23 4.84 1.18	-1.39 -1.86 -2.44	-3.04 -2.80 -2.88	5.87 1.60 -0.37	-1.46 -2.14 -2.22	-3.08 -2.84 -2.93
Mod 02-b Modelo de Referencia: Mod 02-a Cambios: rampas de escaleras definidas en los ejes B' y C'.	1 2 3	2.53 8.68 15.69	4.84 20.20 37.05	3.26 10.34 17.57	12.39 5.36 1.95	-1.10 -1.10 -1.10	-0.45 -0.42 -0.56	6.04 2.13 0.41	-1.17 -1.38 -0.89	-0.49 -0.47 -0.61
Mod 02-c Modelo de Referencia: Mod 02-b Cambios: rampas de escaleras definidas de nivel de piso a nivel de descanso de escaleras.	1 2 3	2.57 8.70 15.67	4.79 19.98 36.77	3.25 10.31 17.51	10.73 5.09 2.11	-0.01 -0.01 -0.33	-0.11 -0.11 -0.17	4.25 1.85 0.57	-0.08 -0.28 -0.11	-0.15 -0.15 -0.22
Mod 02-d Modelo de Referencia: Mod 01-a Cambios: No se modelaron las rampas de escaleras	1 2 3	2.50 8.55 15.52	4.77 19.78 36.23	3.24 10.28 17.44	13.39 6.70 3.03	0.28 1.02 1.14	0.28 0.21 0.23	7.10 3.52 1.51	0.20 0.75 1.35	0.24 0.17 0.18
Mod 03-a Modelo de Referencia: Mod 02-a Cambios: No se modeló el nivel de descanso de escaleras.	1 2 3	2.27 8.17 15.14	4.85 20.35 37.54	3.18 10.33 17.81	21.34 10.85 5.43	-1.38 -1.85 -2.44	1.93 -0.31 -1.90	15.64 7.81 3.94	-1.45 -2.14 -2.22	1.89 -0.36 -1.95
Mod 03-b Modelo de Referencia: Mod 02-b Cambios: No se modeló el nivel de descanso de escaleras.	1 2 3	2.26 8.13 15.01	4.84 20.20 37.05	3.11 10.08 17.39	21.65 11.37 6.20	-1.09 -1.09 -1.10	4.18 2.07 0.47	15.96 8.35 4.73	-1.17 -1.37 -0.88	4.15 2.03 0.43
Mod 04 Modelo de Referencia: Mod 01-a Cambios: No se modelaron las rampas de escaleras y no se modeló el nivel de descanso de escaleras	1 2 3	2.22 7.98 14.82	4.77 19.77 36.23	3.09 10.02 17.26	22.94 12.99 7.40	0.28 1.02 1.14	4.87 2.67 1.23	17.35 10.02 5.94	0.21 0.75 1.35	4.83 2.63 1.18

El modelo 01-a y el modelo 01-b son tomados como modelos de comparación por ser modelos en los que no se hace ninguna simplificación en el modelado de las rampas de escaleras. La única diferencia entre estos dos modelos es la discretización de los elementos tipo cascarón empleados para definir las rampas de escaleras; los errores relativos de frecuencias son del orden de 6 por ciento en el componente de traslación L, en los componentes T y R los errores relativos son prácticamente nulos, lo cual indica que la participación de las rampas de escaleras es exclusivamente en el componente de traslación L.

En los modelos 02-a y 02-b las rampas de escaleras fueron modeladas como diagonales equivalentes (elementos tipo barra con propiedades de inercias en los componentes L y T que igualan la rigidez aportada por los elementos tipo cascarón definidos en los modelos 01-a y 01-b), en el primero están definidas en los ejes B y C; en el segundo en los ejes B' y C', en ambos casos,

fueron definidas de nivel de piso a nivel de piso. De acuerdo a los resultados de la tabla C.2, los modelos son más flexibles en el componente L respecto a los modelos 01-a y 01-b, y se incrementó ligeramente la rigidez en los componentes T y R. Los errores relativos en el componente L son del orden de 12 por ciento si se comparan con el modelo 01-a y del orden de 6 por ciento respecto al modelo 01-b.

En el modelo 02-c, en el que las rampas de escaleras se definieron como diagonales equivalentes en los ejes B' y C' de nivel de piso a nivel de descanso, los errores relativos en el componente L son del orden de 10 y 4 por ciento respecto a los modelos 01-a y 01-b, respectivamente; los errores relativos en los componentes T y R son prácticamente nulos.

En el modelo 02-d, las rampas de escaleras no fueron modeladas, sólo se considera el nivel de descanso. De acuerdo a los resultados de la tabla C.2 los errores relativos son del orden de 13 y 7 por ciento respecto a los modelos 01-a y 01-b, respectivamente. Los porcentajes de frecuencias obtenidos con este modelo, indican que el modelar las rampas de escaleras con diagonales equivalentes subestima su participación en la respuesta de los modelos.

En los modelos 03-a y 03-b, el nivel de descanso de escaleras no fue modelado, las rampas de escaleras fueron definidas de nivel de piso a nivel de piso en los ejes B y C; y B' y C', respectivamente. Los errores relativos de frecuencias en el componente L, en ambos modelos, son del orden de 20 y 15 por ciento respecto a los modelos 01-a y 01-b, respectivamente. Los errores relativos de frecuencias en los componentes T y R son menores de 2 por ciento. Con lo anterior, se puede concluir que el nivel de descanso de escaleras juega un papel importante en la respuesta de los modelos ya que de no ser considerados se genera un modelo que resulta más flexible respecto a aquel en el que si se consideran, lo cual se debe a que el nivel de descanso reduce la altura efectiva del muro, incrementando con ello su rigidez.

En el modelo 04, no se modelaron las rampas de escaleras y tampoco el nivel de descanso, es un tipo de modelo muy frecuente en la práctica profesional, los resultados de la tabla C.2 constatan que los niveles de descanso tienen una participación importante en la respuesta de los modelos y que el modelar las rampas de escaleras como diagonales equivalentes con elementos tipo barra, subestima su participación en la respuesta, generando modelos más flexibles.

Por los resultados de los modelos analíticos realizados, se puede llegar a las siguientes conclusiones:

1. En los modelos en los que las rampas de escaleras son modeladas con elementos tipo cascarón discretizados, los errores relativos de frecuencias se encuentran en un valor intermedio entre los modelos en los que no son discretizadas y aquellos en los que son modeladas como diagonales equivalentes o bien, no son tomadas en cuenta en el modelo.
2. El modelar las rampas de escaleras como diagonales equivalentes, con elementos tipo barra cuyas propiedades de inercias igualan la rigidez lateral de los elementos tipo cascarón, genera modelos con frecuencias muy parecidas al caso en el que no son modeladas, por tanto, modelar las rampas con diagonales equivalentes no resulta la manera más adecuada para considerar su aportación de rigidez en los modelos ya que se subestima su participación.
3. Se mostró que los niveles de descanso de escaleras aportan rigidez a los modelos ya que al estar ligados a muros de concreto, reducen su longitud efectiva y con ello aumentan la rigidez del sistema.

Debido a que no se tienen datos experimentales con los cuales se puede comparar la respuesta estimada en los modelos analíticos realizados, la forma en la que serán modeladas las rampas de escaleras en los modelos del edificio TC será con base en la modelación con la que se obtenga un resultado en el que los errores relativos sean menores respecto a otra forma de modelación.

Por lo tanto, la manera en la que la aportación de rigidez de las rampas de escaleras y su nivel de descanso serán tomadas en cuenta en los modelos del edificio TC, será por medio de elementos tipo cascarón discretizados, definidos de nivel de piso a nivel de descanso.

B.III Modelado de pretilos

En el edificio TC, existen pretilos o parapetos de dimensiones considerables, construidos de concreto reforzado, definidos en toda la altura del cuerpo principal del edificio, la mayoría de ellos están orientados en el componente T (sobre los ejes 7, 9, 12 y 14) y otros más en el componente L (sobre eje C), por lo anterior, los pretilos deben ser considerados en los modelos matemáticos y ya que su aportación de rigidez es importante en el comportamiento estructural del edificio.

Se desarrollaron modelos de marcos planos de tres niveles y tres crujeas con el objeto de conocer la manera más apropiada en la que se debe tener en cuenta la aportación de rigidez de los pretilos en el modelo del edificio TC; en la figura B.5 se muestra la elevación del modelo de marco plano usado como referencia y en la figura B.6 se muestran las dimensiones de los elementos estructurales que participan en los modelos. Las dimensiones de columnas, vigas y vigas+pretil son similares a las existentes en el edificio TC.

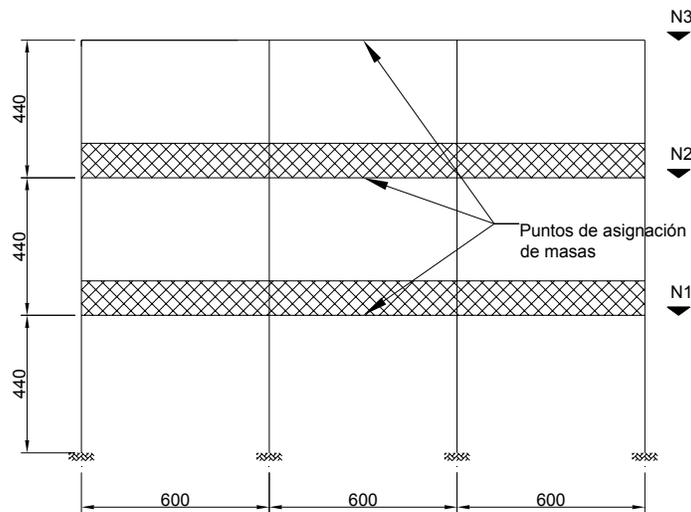
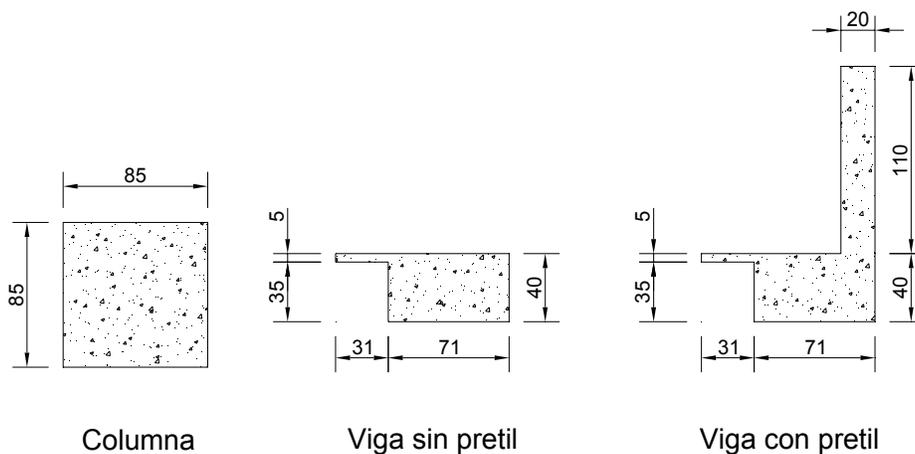


Figura B.5 Dimensiones de marco plano



Columna

Viga sin pretil

Viga con pretil

Figura B.6 Dimensiones de elementos estructurales definidos en el modelo de marco plano

El módulo de elasticidad del concreto usado en los modelos es de 133866 kg/cm^2 , las masas asignadas se mantienen constantes para que las variaciones de frecuencias se deban exclusivamente a cambios en la rigidez por el efecto del modelado de los pretiles; las masas de los modelos se indican en la tabla B.8.

Tabla B.8 Masas asignadas en los modelos de marcos planos

Nivel	Modelo con pretiles	
	Peso kg	Masa $\text{kg s}^2/\text{m}$
N3	28198	2874
N2	52961	5399
N1	52961	5399

En forma general, los pretiles en los modelos desarrollados fueron modelados de la siguiente manera:

- Con elementos tipo cascarón sin discretizar
- Con elementos tipo cascarón discretizados
- Con vigas cuyas propiedades incluyen la aportación de rigidez de los pretiles asignando extremos rígidos a las columnas debido al peralte de los pretiles
- Con vigas cuyas propiedades incluyen la aportación de rigidez de los pretiles sin asignar extremos rígidos a las columnas

Los errores relativos o porcentajes de frecuencias entre los modelos se estiman con la siguiente expresión:

$$e(\%) = \frac{f_{\text{analítica1}} - f_{\text{analítica2}}}{f_{\text{analítica1}}}$$

Los modelos desarrollados, su respuesta y comparación con otros modelos se resumen en la tabla B.9.

Tabla B.9 Respuesta de modelos desarrollados

Modelo / Características	Modo	Frec. Hz	e(%) respecto a modelo que se indica		
Modelo 01 Las vigas no contemplan la participación de pretiles (propiedades correspondientes al caso de Viga). Se utilizó un factor de zona rígida ZR= 0.5 en el extremo superior de las columnas y en los extremos de las vigas.	1 2 3	2.46 9.33 19.52			
Modelo 02 Modelo de Referencia: Modelo 01 Cambios: Se definieron pretiles como elementos tipo cascarón sobre las vigas de los niveles N1 y N2 con una altura de 110 cm. Los elementos tipo cascarón No están discretizados.	1 2 3	5.85 14.30 22.25	Modelo 01 -137.32 -53.28 -14.02		
Modelo 03 Modelo de Referencia: Modelo 01 Cambios: Las vigas de N1 y N2 contemplan en sus propiedades la participación de los pretiles (viga+pretil), el extremo inferior de las columnas tienen un extremo rígido de 110 cm debido al efecto de los pretiles, con ZR = 1.0. El extremo superior de las columnas así como los extremos de las vigas consideran un ZR = 0.5.	1 2 3	5.23 14.09 26.66	Modelo 01 -112.24 -51.07 -36.56	Modelo 02 10.57 1.44 -19.77	
Modelo 04 Modelo de Referencia: Modelo 03 Cambios: Se utilizó una altura efectiva de columnas, para los entresijos 2 y 3 de 310 cm y para el entresijo 1 de 420 cm. No fueron asignados extremos rígidos en las columnas. Las vigas si conservan ZR = 0.5 (ver figura A.3).	1 2 3	5.80 15.89 28.68	Modelo 02 0.88 -11.14 -28.89	Modelo 03 -10.83 -12.77 -7.61	
Modelo 05 Modelo de Referencia: Modelo 01 Cambios: Los extremos inferiores de las columnas de los entresijos 2 y 3 consideran un extremo rígido de 110 cm con ZR=1.0, los extremos superiores de las columnas, así como los extremos de las vigas consideran un ZR = 0.5.	1 2 3	2.51 10.42 24.69	Modelo 01 -1.72 -11.75 -26.51		
Modelo 06 Modelo de Referencia: Modelo 01 Cambios: Las vigas de los niveles N1 y N2 contemplan en sus propiedades la aportación de los pretiles (viga+pretil).	1 2 3	4.81 11.57 20.24	Modelo 01 -95.35 -24.08 -3.68	Modelo 03 7.96 17.86 24.08	
Modelo 07 Modelo de Referencia: Modelo 02 Cambios: Los pretiles fueron modelados como elementos tipo "cascarón" discretizados. La forma en que se discretizan es la siguiente (Longitudinal X Altura)	Modo 1 2 3	6 X 2 4.62 12.16 21.17	12 X 2 4.62 12.16 21.27	Modelo 02 20.93 14.97 4.42	Modelo 03 11.59 13.73 20.20

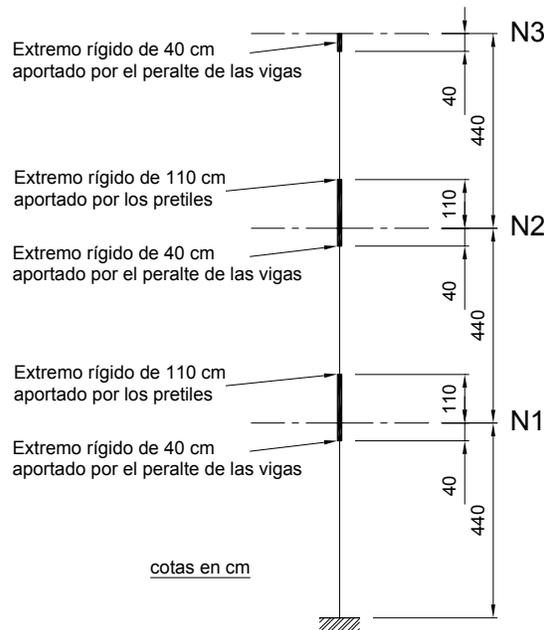
Como primer paso, se pretendió conocer la respuesta del marco sin tener en cuenta el efecto de los pretiles, es por eso que se desarrolló el modelo 01.

En el modelo 02, los pretiles fueron modelados con elementos tipo cascarón sin discretizar, las frecuencias de este modelo son mayores que las del modelo 01, el error relativo de frecuencias en el modo fundamental es del orden de 130 por ciento, en los modos superiores el error relativo se reduce.

En el modelo 03, los pretiles fueron modelados como parte de las propiedades de las vigas a las que están ligados, en las columnas fueron asignados extremos rígidos con una altura de 110cm

(misma altura que el peralte de los pretiles), la respuesta de este modelo se comparó con la del modelo 01 y el 02. Esta manera de modelar los pretiles generó un modelo con frecuencias menores a las del modelo 02, con un error relativo en el modo fundamental del orden de 10 por ciento.

Un modelo equivalente al modelo 03 es el modelo 04, los pretiles son modelados como parte de las propiedades de las vigas a las que están ligados, la diferencia entre estos dos modelos es que en el modelo 04 las columnas consideran una altura efectiva (figura B.7), sin que se asignen extremos rígidos por efecto del peralte de los pretiles, por esta razón su respuesta se comparó con la de los modelos 02 y 03. Las frecuencias de este modelo son muy parecidas a las del modelo 02 con un error relativo menor a 1 por ciento.



La altura efectiva en los entrepisos N2 y N3 queda definida por:

$$H_{\text{efect}} = 440 - (110 + 40) = 290 \text{ cm}$$

Como en los modelos de comparación 03 y 04 se emplea un $ZR=0.5$ en el extremo superior de la columna, entonces el extremo rígido superior de cada una de las columnas es de 20 cm, por tanto, la altura efectiva de las columnas de los entrepisos N2 y N3 está dado por:

$$H_{\text{efect}} = 440 - (110 + 20) = 310 \text{ cm.}$$

Para las columnas del entrepiso N1, la altura efectiva está dado por:

$$H_{\text{efect}} = 440 - 20 = 420 \text{ cm}$$

Figura B.7 Esquema para determinar la altura efectiva de las columnas en el modelo 04

El único fin del modelo 05, es conocer la influencia en la respuesta de los modelos al asignar extremos rígidos a las columnas; la respuesta de este modelo se compara con la del modelo 01, de acuerdo a los resultados de la tabla C.9, la respuesta es prácticamente la misma, el error relativo es inferior al 2 por ciento en el modo fundamental, este error se incrementa hasta un 26 por ciento para el tercer modo, lo cual indica que el asignar extremos rígidos en las columnas tiene su mayor efecto en los modos superiores.

En el modelo 06, los pretiles se modelaron como parte de las propiedades de las vigas a las que están ligados, con la única diferencia respecto al modelo 03 que no se asignaron extremos rígidos en las columnas por efecto del peralte de los pretiles. Las frecuencias de este modelo son menores a las obtenidas del modelo 03, con un error relativo cercano al 8 por ciento en el modo fundamental; respecto al modelo 02, el error relativo es del orden de 18 por ciento.

Los pretiles del modelo 07 fueron modelados con elementos tipo cascarón, en un primer modelo los pretiles fueron discretizados en 12 partes cada uno, y en un segundo modelo fueron discretizados en 24 partes, sin que existieran diferencias apreciables en la respuesta entre estos modelos. Tomando como referencia al modelo con pretiles discretizados en 24 partes, se comparó su respuesta con la del modelo 02 y el modelo 03. El discretizar los pretiles genera un modelo más flexible que aquel en el que no se discretizan, con un error relativo del orden de 20 por ciento; el modelo también es más flexible que el 03 con un error relativo del orden de 11 por ciento. La

frecuencia fundamental del modelo 07 es ligeramente menor a la del modelo 06 en el que solo se considera el pretil sin asignar extremos rígidos a la columna.

De acuerdo a los resultados de la tabla B.9, se puede concluir:

1. Las frecuencias de los modelos con pretil modelados con elementos tipo cascarón sin discretizar son mayores respecto a los modelos en los que si se discretizan y también son mayores respecto a los modelos en los que fueron modelados como parte de las propiedades de las vigas a las que están ligados.
2. Los errores relativos o porcentajes de frecuencias son menores entre los modelos con pretil modelados con elementos tipo cascarón discretizados y los modelos con pretil modelados como parte de las propiedades de las vigas a las que están ligados.
3. Se comprobó que la aportación de rigidez de los extremos rígidos asignados en las columnas es pequeña, teniendo su mayor participación en los modos superiores, siendo evidente que la aportación de rigidez más importante es la aportada por las vigas que contienen las propiedades de los pretils

Como no se tienen resultados experimentales con los cuales se pueden comparar los resultados de los modelos estudiados, no se puede concluir cuál de todas las formas de modelar los pretils es la más idónea; es decir, no se puede asegurar que el modelar los pretils con elementos tipo cascarón sin discretizar genera modelos que sobreestiman la rigidez del sistema o bien que el discretizarlos la subestima, por lo que el criterio para modelar los pretils del edificio TC es con base en la modelación con la que se obtenga un resultado intermedio entre los dos casos extremos ya estudiados (elementos cascarón sin discretizar y discretizados).

Una manera de considerar la aportación de los pretils en los modelos del edificio TC es por medio de vigas cuyas propiedades incluyen las aportaciones de los pretils, asignando extremos rígidos en las columnas a las que están ligados; sin embargo, de acuerdo a los resultados de la tabla C.9, la mayor participación en la respuesta de los modelos es debida a las propiedades de las vigas que consideran las aportaciones de los pretils, por lo tanto, una manera práctica en la que se considerará la aportación de rigidez de los pretils en los modelos del edificio TC es modelarlos por medio de vigas que incluyan sus propiedades sin asignar extremos rígidos a las columnas a las que están ligados.

APÉNDICE C

DESACOPLAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO MC-V DE COLUMNA C7

En este apéndice, se muestran los resultados de los modelos realizados para lograr el desacoplamiento de los muros de concreto MC-V en su unión con la columna C7.

El modelo calibrado para las condiciones de vibración ambiental se utilizó de referencia para el desarrollo de modelos con desacoplamiento de los muros de concreto de las fachadas oriente y poniente (muros MC-V). Se estudiaron seis configuraciones de desacoplamiento, se muestran en la figura C.1.

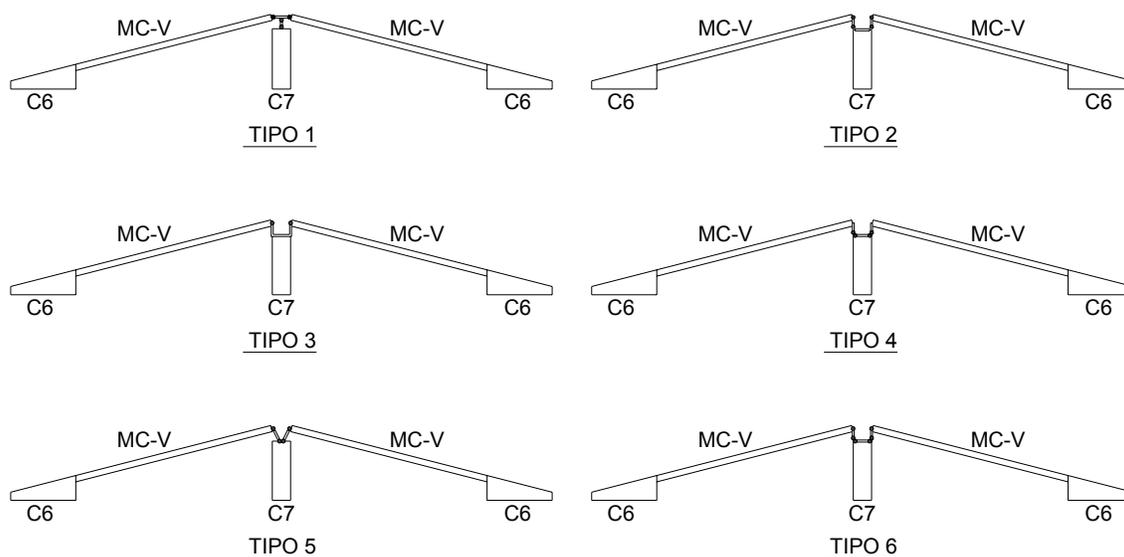


Figura C.1 Propuestas de desacoplamiento

Se estudiaron varias dimensiones de las vigas empleadas para lograr el desacoplamiento de los muros de concreto MC-V:

- 1) vigas de (h x a) 200 x 15 cm
- 2) vigas de (h x a) 200 x 15 cm aplicando grandes factores de amplificación de inercias
- 3) vigas de (h x a) 400 x 15 cm (corresponden al peralte y espesor de los muros MC-V)

La respuesta de los modelos fue prácticamente la misma al usar cualquiera de las tres dimensiones de vigas, por lo que en los modelos desarrollados se emplearon las dimensiones del inciso 1.

Las frecuencias de los modelos con los seis tipos de desacoplamiento se presentan en la tabla C.1 y se comparan con las frecuencias del modelo calibrado TC-VA.

Tabla C.1 Respuesta de modelos

Tipo de desacoplamiento	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) respecto a TC-VA		
		L	T	R	L	T	R
TIPO 1	1	0.375	0.351	0.577	3.0	0.4	3.2
	2	1.374	1.249	1.822	6.9	0.0	6.9
	3	2.411	2.298	2.631	3.3	0.1	4.2
TIPO 2	1	0.248	0.350	0.381	35.9	0.6	36.2
	2	0.932	1.228	1.269	36.8	1.7	35.2
	3	1.963	2.288	2.460	21.2	0.5	10.4
TIPO 3	1	0.378	0.352	0.585	2.0	0.0	1.9
	2	1.412	1.249	1.871	4.3	-0.1	4.4
	3	2.451	2.300	2.670	1.7	0.0	2.8
TIPO 4	1	0.371	0.352	0.571	4.0	0.0	4.2
	2	1.349	1.249	1.786	8.6	0.0	8.7
	3	2.387	2.298	2.613	4.3	0.1	4.9
TIPO 5	1	0.248	0.350	0.380	35.9	0.6	36.2
	2	0.932	1.228	1.269	36.9	1.7	35.2
	3	1.963	2.288	2.460	21.2	0.5	10.4
TIPO 6	1	0.247	0.350	0.380	35.9	0.6	36.2
	2	0.931	1.228	1.269	36.9	1.7	35.2
	3	1.963	2.288	2.460	21.3	0.5	10.4

Con el desacoplamiento TIPO 1, TIPO 3 y TIPO 4 se logra la reducción de las frecuencias del modelo TC-VA, el desacoplamiento es mayor en los componentes L y R en los cuales las diferencias de frecuencias de los modos fundamentales es menor de 4.2 por ciento, en el componente de traslación T prácticamente no existen cambios en las frecuencias de vibrar.

En los modelos en los que el desacoplamiento de los muros de concreto MC-V se lleva a cabo con los TIPO 2, TIPO 5 y TIPO 6 se logra una reducción mayor de frecuencias, estos desacoplamientos son un caso extremo poco factible de que ocurra en el edificio TC. Las diferencias de frecuencias respecto al modelo TC-VA son del orden de 36 por ciento en los componentes L y R, en el componente T las reducciones de frecuencias son prácticamente nulas.

El desacoplamiento TIPO 4 es el que se empleará en los modelos para reproducir la respuesta del edificio para sismos de pequeña intensidad ya que con éste, se logra un desacoplamiento acorde a las condiciones que puede llegar a presentar el edificio.

APÉNDICE D

RESPUESTA DE MODELOS DEL EDIFICIO TC CONSIDERANDO ZONAS RÍGIDAS (ZR) DE CERO Y 50 POR CIENTO EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA

D.1 Modelos para sismos de pequeña intensidad

Se desarrollaron modelos para sismos de pequeña intensidad, en los cuales se estudiaron los criterios de agrietamiento de elementos estructurales del ACI-318, 2002; NTC-concreto, 2004; y el reglamento de Nueva Zelanda (NZ, 1992) para una ductilidad global de tres ($m=3$). También se estudió como afecta la respuesta de los modelos el emplear zonas rígidas (ZR) de cero y 50 por ciento en las uniones viga-columna. El modelo fue nombrado TC-S1b y se utilizó para reproducir la respuesta del edificio identificada durante el evento sísmico TT04-1.

En la tabla D.1 se resume la respuesta de los modelos desarrollados.

Tabla D.1 Frecuencias de modelos para sismos de pequeña intensidad

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) Diferencias de frecuencias		
		L	T	R	L	T	R
TC-S1b ACI-318, 2002 ZR = 50 %	1	0.353	0.321	0.492			
	2	1.308	1.201	1.691			
	3	2.319	2.242	2.562			
TC-S1b ACI-318 ZR = 0 %	1	0.350	0.315	0.487	0.9	1.8	1.0
	2	1.300	1.189	1.682	0.6	1.1	0.5
	3	2.298	2.227	2.535	0.9	0.7	1.0
TC-S1b NTC-concreto, 2004 ZR = 50 %	1	0.381	0.347	0.540			
	2	1.424	1.308	1.862			
	3	2.553	2.436	2.854			
TC-S1b NTC-concreto, 2004 ZR = 0 %	1	0.377	0.340	0.534	1.0	1.9	1.2
	2	1.415	1.293	1.852	0.6	1.1	0.6
	3	2.531	2.418	2.821	0.9	0.7	1.2
TC-S1b NZ, 1992 para $m=3$ ZR = 50 %	1	0.390	0.353	0.557			
	2	1.452	1.333	1.907			
	3	2.597	2.485	2.930			
TC-S1b NZ, 1992 para $m=3$ ZR = 0 %	1	0.386	0.346	0.550	1.0	1.9	1.2
	2	1.443	1.318	1.896	0.6	1.1	0.6
	3	2.577	2.468	2.900	0.8	0.7	1.0

Las diferencias de frecuencias que se indican en la tabla D.1 corresponden a la comparación de frecuencias de los modelos con ZR de cero y 50 por ciento para un mismo criterio de agrietamiento de elementos estructurales.

Al comparar las frecuencias de los modelos con ZR de cero y 50 por ciento en las uniones viga-columna para cualquiera de los tres criterios de agrietamiento, las diferencias de frecuencias fueron menores de 2 por ciento en los modos fundamentales, para los modos superiores las diferencias se reducen.

D.2 Modelos para sismos de moderada intensidad

Los modelos desarrollados en esta sección fueron nombrados TC-S2, consideran un módulo de elasticidad del concreto para altos niveles de esfuerzo; es decir, los valores de diseño, siendo la única diferencia respecto a los modelos para sismos de pequeña intensidad.

Se estudiaron los mismos criterios de agrietamiento y las zonas rígidas en las uniones viga-columna, las frecuencias de los modelos se resume en la tabla D.2.

Tabla D.2 Frecuencias de modelos para sismos de moderada intensidad

Modelo	Modo	Frecuencias, en Hz			e (%) Diferencias de frecuencias		
		L	T	R	L	T	R
TC-S2 ACI-318, 2002 ZR = 50 %	1	0.316	0.288	0.431			
	2	1.167	1.071	1.496			
	3	2.062	2.009	2.262			
TC-S2 ACI-318, 2002 ZR = 0 %	1	0.313	0.282	0.427	1.0	1.9	1.0
	2	1.160	1.060	1.488	0.6	1.1	0.5
	3	2.041	1.995	2.239	1.0	0.7	1.0
TC-S2 NTC-concreto, 2004 ZR = 50 %	1	0.342	0.312	0.474			
	2	1.276	1.170	1.651			
	3	2.282	2.193	2.522			
TC-S2 NTC-concreto, 2004 ZR = 0 %	1	0.338	0.306	0.468	1.1	2.0	1.2
	2	1.268	1.156	1.642	0.6	1.2	0.6
	3	2.260	2.177	2.494	1.0	0.7	1.1
TC-S2 NZ, 1992 para m=3 ZR = 50 %	1	0.351	0.318	0.488			
	2	1.303	1.194	1.691			
	3	2.325	2.243	2.589			
TC-S2 NZ, 1992 para m=3 ZR = 0 %	1	0.347	0.312	0.483	1.1	2.0	1.2
	2	1.294	1.180	1.681	0.7	1.2	0.6
	3	2.306	2.226	2.563	0.8	0.7	1.0

De acuerdo a los resultados de la tabla D.2, las diferencias de frecuencias al emplear ZR de cero y 50 por ciento no tienen una influencia significativa en las frecuencias de los modelos, tales diferencias no exceden de 2 por ciento sin importar el criterio de agrietamiento aplicado.

APÉNDICE E

RESPUESTA DE MODELOS DEL EDIFICIO TC EN TÉRMINOS DE PERIODO (s)

En el cuerpo principal de esta tesis, la respuesta dinámica de los modelos desarrollados se presentó en términos de frecuencias, en este apéndice se muestran las mismas tablas pero en términos de periodos.

Las tablas que aquí se muestran tienen el mismo número con el que se identifican en el cuerpo principal.

Tabla 3.1 Periodos del edificio TC identificados durante las pruebas de vibración ambiental

Evento	Fecha	Modo	Periodos		
			Componente		
			L	T	R
VA04-1	30-Mar-04	1	2.56	2.92	1.86
		2	0.60	0.82	0.51
		3	0.27	0.34	0.30
		4	0.20	0.23	
VA04-2	01-Abr-04	1	2.60	2.63	1.82
		2	0.61	0.96	0.51
		3	0.29	0.34	0.31
VA04-3	06-Oct-04	1	2.41	2.73	1.78
		2	0.59	0.79	0.52
		3	0.25	0.32	0.30-0.28
		4		0.24	

Tabla 3.2 Periodos del edificio TC identificados durante las pruebas de vibración ambiental realizadas en 1987 y 1998

Fecha	Modo	Periodos, en s		
		Componente		
		L	T	R
marzo, 1987	1	2.50	3.13	1.92
	2	0.63	0.89	0.50
	3	0.38	0.42	0.26
octubre, 1998	1	2.56-2.5	2.86-2.78	1.96-1.79
	2	0.65-0.64	0.87-0.83	0.51-0.50
	3			

Tabla 3.2 Sismos y respuesta dinámica experimentada por el edificio

Evento	Modo	Periodos, en s			Magnitud	Intensidad de Arias (cm/s)	Ubicación	Fecha
		L	T	R				
TT04-1	1	2.82	3.41	2.07	5.800	1.040	Pinotepa, Oaxaca	14/06/2004
	2	0.70	0.85	0.59				
	3	0.31	0.34					
TT04-2	1	2.60	3.03	1.88	5.700	0.076	Salina Cruz, Oaxaca	18/08/2004
	2	0.62	0.85	0.51				
	3	0.28	0.34	0.30				
TT04-3	1	2.52	2.98	1.88	4.600	0.045	Iguala, Guerrero	28/10/2004
	2	0.61	0.84	0.52				
	3	0.29	0.34	0.31				

Tabla 4.3 Respuesta dinámica del modelo TC-VA

Modo	Periodos, en s			e (%) respecto a VA04-3		
	L	T	R	L	T	R
1	2.590	2.839	1.677	7.0	3.8	-6.1
2	0.678	0.801	0.511	13.7	1.7	-1.5
3	0.401	0.435	0.364	36.6	25.8	20.2

Tabla 4.4 Periodos experimentales y analíticos identificados para el evento TT04-3

Modo	Periodos, en s			
	Experimentales		Analíticos	
	L	T	L	T
1	2.52	2.98	2.82	2.60
2	0.61	0.84	0.68	0.80
3	0.29	0.34	0.36	0.41

Tabla 4.5 Periodos fundamentales en el apéndice

Modelo	Periodos, en s	
	L	T
VA04-01	0.41	0.62
TC-VA	0.40	0.61

Tabla 4.6 Periodos de vibrar de modelos con diferentes criterios de agrietamiento de elementos estructurales

Modelo	Modo	Periodos, en s			e (%) respecto a VA04-3		
		L	T	R	L	T	R
TC-VAa Arietamiento ACI-318, 2002	1	2.562	2.787	1.654	6.0	2.0	-7.6
	2	0.674	0.791	0.507	13.2	0.4	-2.2
	3	0.401	0.432	0.363	36.5	25.3	20.0
TC-VAb Arietamiento NTC, 2004	1	2.391	2.569	1.481	-0.8	-6.4	-20.1
	2	0.624	0.724	0.459	6.2	-8.8	-13.0
	3	0.364	0.397	0.331	30.2	18.8	12.4
TC-VAc Arietamiento NZ, 1992	1	2.342	2.573	1.474	-2.9	-6.2	-20.8
	2	0.609	0.720	0.448	3.9	-9.4	-15.8
	3	0.356	0.392	0.323	28.5	17.7	10.0

Tabla 4.7 Importancia del módulo de elasticidad del concreto y agrietamiento de elementos estructurales

Modelo	Modo	Periodos, en s			e (%) respecto a TC-VA			PK (%) respecto a TC-VA		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-01	1	2.865	3.148	1.908	9.6	9.8	12.1	18.3	18.7	22.7
	2	0.752	0.898	0.575	9.8	10.8	11.1	18.7	20.5	21.0
	3	0.407	0.485	0.453	1.4	10.4	19.6	2.8	19.7	35.3
TC-02	1	2.103	2.325	1.283	-23.2	-22.1	-30.8	-51.7	-49.0	-71.0
	2	0.541	0.628	0.390	-25.2	-27.4	-30.9	-56.8	-62.4	-71.3
	3	0.302	0.343	0.277	-32.7	-26.9	-31.4	-76.1	-60.9	-72.8

Tabla 4.8 Importancia de elementos estructurales en la respuesta del modelo calibrado

Modelo	Modo	Periodos, en s			e (%) respecto a TC-VA			PK (%) respecto a TC-VA		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-VA sin mampostería	1	2.643	2.845	1.682	2.0	0.2	0.3	4.0	0.4	0.6
	2	0.688	0.805	0.513	1.5	0.5	0.5	2.9	1.1	0.9
	3	0.410	0.437	0.371	2.2	0.5	1.9	4.3	1.1	3.7
TC-VA sin rampas de escaleras	1	2.595	2.839	1.678	0.2	0.0	0.1	0.4	0.0	0.2
	2	0.678	0.801	0.511	0.1	0.1	0.0	0.2	0.1	0.0
	3	0.401	0.435	0.364	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
TC-VA sin rampas de escaleras y sin niveles de descanso de escaleras	1	2.628	2.839	1.693	1.5	0.0	1.0	2.9	0.0	1.9
	2	0.682	0.801	0.513	0.6	0.1	0.3	1.2	0.2	0.6
	3	0.402	0.435	0.366	0.3	0.1	0.4	0.6	0.2	0.8
TC-VA sin pretilas	1	2.680	3.175	1.965	3.4	10.6	14.7	6.6	20.0	27.2
	2	0.687	0.839	0.535	1.4	4.5	4.5	2.8	8.8	8.8
	3	0.402	0.446	0.366	0.2	2.5	0.6	0.5	5.0	1.1

Tabla 4.10 Influencia de los efectos ISE en el modelo calibrado

Propuesta	Modo	Periodos			e (%) respecto a TC-VA			PK (%) respecto a TC-VA		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
DYNA5 Efectos de Grupo (TC-VA)	1	2.590	2.839	1.677						
	2	0.678	0.801	0.511						
	3	0.401	0.435	0.364						
DYNA5 Sin efectos de grupo	1	2.333	2.526	1.663	-11.0	-12.4	-0.9	-23.2	-26.3	-1.7
	2	0.621	0.754	0.495	-9.1	-6.2	-3.3	-19.1	-12.8	-6.8
	3	0.345	0.404	0.393	-16.2	-7.6	7.4	-35.0	-15.7	14.3
NTC-2004	1	2.305	2.491	1.664	-12.3	-14.0	-0.8	-26.2	-29.9	-1.5
	2	0.621	0.753	0.496	-9.1	-6.3	-3.0	-19.1	-13.0	-6.0
	3	0.345	0.404	0.393	-16.2	-7.5	7.4	-34.9	-15.5	14.3
Base empotrada	1	2.257	2.435	1.654	-14.8	-16.6	-1.4	-31.7	-35.9	-2.8
	2	0.606	0.741	0.485	-11.8	-8.1	-5.3	-25.0	-16.8	-10.9
	3	0.340	0.397	0.391	-17.9	-9.5	6.9	-39.1	-19.9	13.3
Luco	1	2.741	2.716	1.705	5.5	-4.5	1.7	10.7	-9.2	3.3
	2	0.822	0.896	0.550	17.6	10.6	7.0	32.0	20.1	13.6
	3	0.433	0.497	0.387	7.4	12.4	6.0	14.2	23.3	11.7

Tabla 4.11 Periodos de vibrar de modelos para sismos pequeños

Modelo	Modo	Periodos, en s			e(%), respecto a TT04-1		
		L	T	R	L	T	R
TC-S1a	1	2.772	2.846	1.760	-1.9	-19.9	-17.9
Muros MC-V desacoplados, figura 4.10 Con Pretiles	2	0.760	0.805	0.565	7.8	-15.6	-4.0
	3	0.431	0.438	0.389	28.4	-0.6	0.0
TC-S1b	1	2.869	3.188	2.063	1.5	-7.1	-0.5
Muros MC-V desacoplados, figura 4.10 Sin Pretiles	2	0.770	0.844	0.597	9.1	-10.4	1.6
	3	0.433	0.449	0.391	28.7	1.9	0.0

Tabla 4.12 Periodos de modelos para sismos de pequeña intensidad con diferentes criterios de agrietamiento de elementos estructurales y ZR de 50 por ciento

Modelo	Modo	Periodos, en s			e (%), respecto a TC-S1b			P.K. %, respecto a TC-S1b		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-S1b ACI-318, 2002	1	2.833	3.114	2.032	-1.3	-2.4	-1.5	-2.5	-4.8	-3.1
	2	0.765	0.833	0.591	-0.7	-1.4	-0.9	-1.5	-2.7	-1.8
	3	0.431	0.446	0.390	-0.3	-0.7	-0.2	-0.6	-1.3	-0.5
TC-S1b NTC-concreto, 2004	1	2.628	2.886	1.852	-9.2	-10.5	-11.4	-19.2	-22.0	-24.2
	2	0.702	0.765	0.537	-9.7	-10.4	-11.1	-20.4	-21.8	-23.4
	3	0.392	0.410	0.350	-10.4	-9.4	-11.7	-22.0	-19.6	-24.7
TC-S1b NZ, 1992	1	2.567	2.834	1.797	-11.8	-12.5	-14.8	-24.9	-26.5	-31.9
	2	0.689	0.750	0.524	-11.9	-12.5	-13.7	-25.2	-26.5	-29.4
	3	0.385	0.402	0.341	-12.3	-11.6	-14.6	-26.2	-24.5	-31.4

Tabla 4.13 Periodos de vibrar del modelo TC-S2

Modo	Periodos, en s			e (%), respecto a TC-S1b ACI-318, 2002			P.K. %, respecto a TC-S1b ACI-318, 2002		
	L	T	R	L	T	R	L	T	R
1	3.210	3.564	2.354	10.6	10.6	12.3	20.1	20.0	23.2
2	0.863	0.946	0.675	10.8	10.8	11.6	20.4	20.5	21.8
3	0.486	0.501	0.443	11.1	10.4	11.7	20.9	19.7	22.1

Tabla 4.15 Periodos de modelos para sismos con diferentes criterios de agrietamiento de elementos estructurales y ZR de 50 por ciento

Modelo	Modo	Periodos, en s			e (%), respecto a TC-S2			P.K. %, respecto a TC-S2		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-S2 Muros MC-V desacoplados fig 4.9 ACI-318, 2002	1	3.167	3.476	2.318	-1.3	-2.5	-1.6	-2.7	-5.1	-3.1
	2	0.857	0.934	0.669	-0.7	-1.4	-0.9	-1.5	-2.8	-1.8
	3	0.485	0.498	0.442	-0.3	-0.7	-0.3	-0.6	-1.3	-0.5
TC-S2 Muros MC-V desacoplados fig 4.9 NTC-concreto, 2004	1	2.925	3.205	2.111	-9.7	-11.2	-11.5	-20.4	-23.6	-24.4
	2	0.784	0.855	0.606	-10.2	-10.7	-11.4	-21.4	-22.6	-24.0
	3	0.438	0.456	0.397	-11.0	-9.9	-11.8	-23.2	-20.8	-24.9
TC-S2 Muros MC-V desacoplados fig 4.9 NZ $\mu=3$, 1992	1	2.852	3.144	2.047	-12.5	-13.4	-15.0	-26.6	-28.5	-32.2
	2	0.768	0.838	0.591	-12.5	-13.0	-14.1	-26.5	-27.6	-30.1
	3	0.430	0.446	0.386	-13.1	-12.4	-14.8	-27.9	-26.3	-31.7
TC-S2 Muros MC-V desacoplados fig 4.9 NZ $\mu=6$, 1992	1	3.199	3.603	2.351	-0.3	1.1	-0.1	-0.7	2.2	-0.3
	2	0.872	0.977	0.680	0.9	3.2	0.8	1.9	6.3	1.6
	3	0.501	0.520	0.452	3.0	3.6	1.9	5.9	7.0	3.7

Tabla 4.16 Comparación de periodos de los modelos TC-S2 con ZR de 50 por ciento, respecto a los identificados en el edificio durante el evento sísmico TT04-1

Modelo	Modo	Periodos, en s			e(%), respecto a TT04-1			e(%), respecto a VA04-3		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-S2 Muros MC-V desacoplados fig 4.9 ACI-318, 2002	1	3.167	3.476	2.318	10.8	1.8	10.5	23.9	21.4	23.2
	2	0.857	0.934	0.669	18.3	0.3	12.2	31.7	15.7	22.5
	3	0.485	0.498	0.442	36.4	11.5		47.6	35.2	34.3
TC-S2 Muros MC-V desacoplados fig 4.9 NTC-concreto, 2004	1	2.925	3.205	2.111	3.4	-6.5	1.7	17.6	14.8	15.7
	2	0.784	0.855	0.606	10.6	-8.9	3.0	25.3	7.9	14.4
	3	0.438	0.456	0.397	29.6	3.4		41.9	29.3	26.7
TC-S2 Muros MC-V desacoplados fig 4.9 NZ $\eta=3$, 1992	1	2.852	3.144	2.047	1.0	-8.6	-1.3	15.5	13.1	13.1
	2	0.768	0.838	0.591	8.8	-11.1	0.7	23.8	6.0	12.3
	3	0.430	0.446	0.386	28.3	1.2		40.8	27.7	24.8
TC-S2 Muros MC-V desacoplados fig 4.9 NZ $\eta=6$, 1992	1	3.199	3.603	2.351	11.7	5.3	11.8	24.7	24.2	24.3
	2	0.872	0.977	0.680	19.7	4.7	13.7	32.9	19.4	23.8
	3	0.501	0.520	0.452	38.5	15.3		49.3	37.9	35.7

Tabla 4.19 Periodos de vibración de modelos ingenieriles para VA

Modelo	Modo	Periodos, en s			e (%) respecto a VA04-3		
		L	T	R	L	T	R
TC-ING1-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras Sin efectos ISE Sin agrietamiento	1	1.812	1.890	1.302	-33.0	-44.5	-36.7
	2	0.463	0.571	0.365	-26.5	-37.9	-41.9
	3	0.258	0.300	0.304	1.3	-7.5	4.4
TC-ING2-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE NTC-2004 Sin agrietamiento	1	1.876	1.965	1.314	-28.4	-39.1	-35.4
	2	0.484	0.589	0.382	-20.8	-33.7	-35.9
	3	0.266	0.313	0.306	4.3	-3.2	5.2
TC-ING3-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE NTC-2004 Arietamiento NTC-2004	1	2.203	2.262	1.522	-9.4	-20.8	-16.9
	2	0.585	0.697	0.459	0.0	-12.9	-13.1
	3	0.327	0.377	0.372	22.2	14.5	21.9
TC-ING4-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras Con efectos ISE Sin agrietamiento	1	2.232	2.415	1.330	-8.0	-13.1	-33.8
	2	0.568	0.654	0.405	-3.0	-20.5	-28.1
	3	0.320	0.356	0.292	20.5	9.5	0.4
TC-ING5-VA Sin mampostería Sin rampas de escaleras Con efectos ISE Con agrietamiento	1	2.710	2.976	1.721	11.1	8.2	-3.4
	2	0.709	0.855	0.529	17.4	8.0	2.0
	3	0.432	0.464	0.388	41.1	30.4	25.1

Tabla 4.20 Periodos de modelos ingenieriles para sismos de diseño

Modelo	Modo	Periodos, en s			e(%), respecto a TT04-1			e(%), respecto a VA04-3		
		L	T	R	L	T	R	L	T	R
TC-ING1-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Sin efectos ISE Sin agrietamiento	1	2.073	2.159	1.488	-36.2	-58.1	-39.4	-16.2	-26.6	-19.6
	2	0.529	0.651	0.417	-32.4	-43.1	-40.8	-10.7	-21.0	-24.3
	3	0.294	0.342	0.346	-5.0	-28.8		13.4	5.6	16.2
TC-ING2-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE NTC-2004 Sin agrietamiento	1	2.073	2.168	1.486	-36.3	-57.4	-39.6	-16.3	-26.0	-19.7
	2	0.529	0.653	0.418	-32.4	-42.6	-40.5	-10.6	-20.6	-24.1
	3	0.294	0.343	0.347	-4.9	-28.4		13.5	5.9	16.3
TC-ING3-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE NTC-2004 Arietamiento NTC-2004	1	2.455	2.516	1.724	-15.1	-35.6	-20.4	1.9	-8.6	-3.2
	2	0.649	0.780	0.509	-7.9	-19.3	-15.3	9.8	-0.9	-1.7
	3	0.366	0.418	0.423	15.7	-5.2		30.5	22.9	31.4
TC-ING4-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE DYNA5-2004 Sin agrietamiento	1	2.449	2.632	1.511	-15.4	-29.7	-37.3	1.6	-3.8	-17.8
	2	0.621	0.726	0.450	-12.8	-28.3	-30.5	5.8	-8.5	-15.3
	3	0.360	0.393	0.326	14.3	-12.1		29.3	17.9	10.8
TC-ING5-S Sin mampostería Sin rampas de escaleras Efectos ISE DYNA5-2004 Arietamiento ACI-2004	1	3.016	3.303	1.960	6.3	-3.3	-5.8	20.1	17.3	9.2
	2	0.790	0.961	0.596	11.3	3.1	1.5	25.9	18.1	13.0
	3	0.489	0.518	0.437	36.9	15.1		48.0	37.8	33.6

REFERENCIAS

ACI Committee 318 (2002), "Building code requirements for reinforced concrete", American Concrete Institute, Detroit.

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

Alcántara L., Sandoval H., Torres M., Velasco J., Macías M., Almora D., Vázquez R. y Ayala M. (2004), "Estudio de la respuesta dinámica del edificio TC. Implementación del sistema de registro sísmico, puesta en marcha, operación, mantenimiento y procesamiento de datos." Informe final Instituto de Ingeniería, UNAM.

Alcocer S., Murià Vila D., Peña J. (1999), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Azul, No. 615.

Bazán T., Meli R. (1982), "Diseño sísmico de edificios", Limusa, México.

Blanco, J. (2006), "Programa de cómputo para cálculo de propiedades de secciones transversales en elementos estructurales", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Camargo J. (2007), "Análisis de registros sísmicos en un edificio alto cercano a la estación SCT", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Crisafulli F. (1997), "Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, July, pp 162-172.

ETABS (1999), "Three dimensional Analysis and Design of Building Systems", Etabs user's manual, Vol. 1 and Vol. 2, December.

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

Fuentes L., Murià Vila D. (2001), "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", Revista Digital Universitaria, UNAM, Vol. 2, No. 3, septiembre.

Godines E., Tena A., Pérez L. (2005), "Vulnerabilidad de estructuras con base en marcos de concreto reforzado en el valle de México ante un escenario similar al sismo de septiembre de 1985", Revista de Ingeniería sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., No. 73, pp. 71-101.

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, 29 de octubre al 1 de noviembre, Vol. 1, pp. 244-259.

Luco J. (1980), "Soil-structure interaction and identification of structural models", Memories of the 2nd ASCE Speciality Conference in Civil Engineering and Nuclear Power, Knoxville, Tennessee, Art No. 10-1, pp. 10-1-1 - 10-1-31.

Mendoza J. (1991), "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio de ensaye de corazones", Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol III, No. 34, marzo.

Mendoza J., Celestino H., Fuentes A. (1992), "Deterioro de las propiedades del concreto sujeto a ciclos de carga de compresión", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Morales W. (2005), "Análisis de la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, junio.

Murià Vila D., González R. (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 51, México, D.F., pp. 25-45.

Murià Vila D., Torres J., Fuentes L., González R. (1997), "Incertidumbre en la estimación de las frecuencias naturales de vibración en edificio", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 7517, octubre.

Murià Vila D., Fuentes L., González R. (2000), "Incertidumbre en la estimación de las frecuencias naturales de vibración de edificios de la ciudad de México", Información Tecnológica, Vol. 11, No. 3, Chile, pp. 177-184.

Murià-Vila D., Rodríguez G., Cruz C., Macias M. (2004), "Pruebas de vibración ambiental en la torre central de telecomunicaciones", Instituto de Ingeniería, UNAM, junio.

Novak M., Sheta M., El-Hifnawi L., El-Marsafawi H., El-Naggar H., Ramadan O., El-Sawy K. (1995), "Dyna5 para Windows 95", Geotechnical Research Centre, University of Western Ontario.

NTC-concreto (2004), Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo I, No. 103-BIS, México, D.F., octubre 06.

NTC-mampostería (2004), Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo I, No. 103-BIS, México, D.F., octubre 06.

NTC-sismo (2004), Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo II, No. 103-BIS, México, D.F., octubre 06.

Nueva Zelanda (1992), "Concrete Structures Standard".

Trigos J. (1998), "Dictamen de seguridad estructural del edificio TC", Memoria descriptiva, diciembre 18.

Wilson E. (2000), "Three dimensional static and dynamic analysis of structures, a physical approach with emphasis on Earthquake engineering", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, april.