



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

SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN EDIFICIO
INSTRUMENTADO EN ACAPULCO

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

PRESENTA:
KAREN PÉREZ LIÉVANA

TUTORES PRINCIPALES
ORIO L ARNAU DELGADO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DAVID MURIÀ VILA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD.MX. AGOSTO 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Roberto Meli Piralla

Secretario: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez De Castro

Vocal: Dr. David Murià Vila

1^{er.} Suplente: Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano

2^{do.} Suplente: Dr. Oriol Arnau Delgado

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

TUTORES DE TESIS:

Dr. Oriol Arnau Delgado

Dr. David Murià Vila

FIRMA

FIRMA

El precio del éxito debe pagarse totalmente por adelantado.

-Brian Tracy

El futuro pertenece a aquellos que creen en la belleza de sus sueños.

-Eleanor Roosevelt

Fuerza, paciencia, amor y sabiduría.

RESUMEN

Los datos registrados en edificios permanentemente instrumentados durante eventos sísmicos representan una oportunidad única para evaluar las capacidades de las técnicas de simulación numérica para reproducir la respuesta inelástica de las estructuras. Esta tesis aborda la simulación de la respuesta no-lineal de un edificio instrumentado en la ciudad de Acapulco ante eventos sísmicos de moderada y alta intensidad. El presente trabajo se focaliza en el uso de modelos de daño distribuido (programa DIANA), los cuales requieren esencialmente conocer las propiedades de los materiales constituyentes y de los efectos de interacción suelo-estructura, pero a cambio de un alto costo computacional. Se describen las consideraciones de modelación y análisis, y se comparan con modelos previos elaborados en un programa de cómputo que hacen uso de daño concentrado (programa Ruaumoko). Se realizan análisis con la aplicación de carga monotónica creciente para obtener las curvas de capacidad representativas del comportamiento no-lineal de la estructura. Posteriormente, mediante un análisis paso a paso se reproduce la respuesta del edificio ante el sismo de mayor intensidad registrado hasta el momento que provocó a la estructura incursionar en comportamiento inelástico. Finalmente, con uso de un sismo simulado de magnitud 8.2 elaborado para el sitio de estudios, se realiza un análisis paso a paso que permite identificar zonas de posible daño ante un sismo de gran intensidad. Se presentan y discuten los resultados obtenidos en las simulaciones numéricas en términos de propiedades dinámicas y de las respuestas de aceleración y desplazamiento.

CONTENIDO

1	Introducción	3
1.1	Objetivos y alcances	4
2	Antecedentes	5
2.1	Descripción del edificio	6
2.1.1	Localización	6
2.1.2	Sistema estructural	7
2.1.3	Tipo de suelo y consideraciones de diseño	14
2.2	Instrumentación del edificio	15
2.2.1	Registros sísmicos	17
2.2.2	Identificación de propiedades dinámicas	23
2.2.3	Efectos de interacción suelo-estructura	26
3	Modelos numéricos lineales	27
3.1	Modelos previos	27
3.2	Modelización adoptada en DIANA	30
3.3	Comparación de propiedades dinámicas	38
3.4	Análisis paso a paso	42
3.5	Influencia de consideraciones de modelado	47
4	Modelos numéricos no-lineales	53
4.1	Modelos previos	53
4.2	Comportamiento de materiales para modelo no-lineal DIANA	54
4.3	Análisis estático no-lineal (Carga monotónica creciente)	60
4.4	Análisis paso a paso del sismo SI-131	74
4.4.1	Historias de aceleraciones y distorsiones	75
4.4.2	Cambios de frecuencia durante análisis de SI-131	78
4.4.3	Comportamiento de materiales durante análisis de SI-131	81
4.5	Análisis paso a paso con sismo sintético SIM 81	85
4.5.1	Aceleraciones, distorsiones y máximos desplazamientos	87
4.5.2	Cambios de frecuencia durante análisis de SIM-81	92
4.5.3	Comportamiento de los materiales durante análisis con SIM-81	93
5	Conclusiones y comentarios	99
	Referencias	103
	Agradecimientos	108

Introducción

La oportunidad de contar con datos reales obtenidos de la instrumentación y monitoreo de un edificio puede ser aprovechada para validar modelos, determinar el desempeño de la estructura, su situación actual e incluso estimar el comportamiento ante un evento sísmico de gran magnitud. En México son unas cuantas decenas los edificios instrumentados. Actualmente tres de ellos son atendidos por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Murià-Vila, 2007).

Mantener un sistema de monitoreo no resulta tarea sencilla ya que se requiere de personal capacitado y especializado en el área, además de que los presupuestos que se destinen a este tipo de investigaciones resultan en ocasiones poco atractivos para quien invierte en ellos. Gracias al esfuerzo del Instituto de Ingeniería de la UNAM ha sido posible continuar con el monitoreo de edificios como el seleccionado en este trabajo.

Por otro lado, representar el comportamiento y evolución de una estructura ante eventos sísmicos mediante simulaciones numéricas es una opción que se ha logrado desarrollar debido al avance tecnológico de los últimos años. Se han creado programas de cómputo que permiten analizar sistemas estructurales cada vez más complejos, con mejores características y modelos de comportamiento que dejen definir los elementos estructurales del modelo y su comportamiento en el sistema.

Con programas comerciales empleados comúnmente para diseño estructural se crean modelos lineales que representen el daño mediante la reducción de inercias. Programas más avanzados hacen uso de modelos de plasticidad concentrada, los cuales ubican el comportamiento inelástico en los extremos de los elementos haciendo uso de rótulas o resortes a los cuales se les asignan propiedades histeréticas que simulen el daño. También se han desarrollado nuevos programas que hacen uso de modelos de daño distribuido. En este tipo de programas es necesario definir el comportamiento de los materiales que constituyen al elemento estructural mediante leyes de comportamiento y sus curvas de esfuerzo-deformación.

Las técnicas de simulación de vanguardia para la investigación estructural dan posibilidades de reproducir el comportamiento de elementos y materiales, así como de la pérdida de rigidez del sistema, pero a cambio de un alto costo computacional. Esto los vuelve poco fáciles de emplear para el diseño tradicional de edificaciones en la práctica profesional. Sin embargo, seguir desarrollando y mejorando estas técnicas coloca a los investigadores en una posición crucial para reducir los problemas que se enfrentan durante el uso de programas de cómputo complejos y permite encontrar parámetros más generalmente aplicables a las edificaciones. Además, contar con pruebas y datos experimentales da la posibilidad de validar y decidir sobre las mejores técnicas y consideraciones de modelado. La gama de programas de cómputo disponibles para análisis de estructuras da diferentes posibilidades dependiendo del uso que se le dé. De cualquier manera, es indispensable tener conocimiento sobre el comportamiento estructural para poder identificar errores en la introducción de los datos que definen a los elementos, así como en la interpretación de resultados.

El conocimiento e implementación de un programa de cómputo complejo es mejor mediante el análisis de pequeños ejemplos de prueba o de elementos aislados, donde se puedan interrogar de manera más controlada los efectos de comportamiento. El grupo de investigación al que se agrega

este trabajo, ha desarrollado estrategias numéricas que han demostrado ser adecuadas para cierto tipo de análisis y respuesta de los elementos estructurales. Para el modelo elaborado en el programa de cómputo DIANA que aquí se desarrolla se incluyen y comentan dichas consideraciones de modelado para finalmente mostrar su influencia ante análisis con carga monotónica creciente y análisis dinámicos paso a paso de un edificio.

Para el edificio que se estudia en esta tesis, se han desarrollado investigaciones previas con el uso de programas comerciales lineales y de daño concentrado. En esta ocasión, se presentarán las capacidades de los modelos de fisuración distribuida para la reproducción del comportamiento dinámico no-lineal ante eventos sísmicos de moderada y gran intensidad. La comparación de comportamientos obtenidos de un mismo caso de estudio con diferentes programas de cómputo puede darnos la posibilidad de comprender mejor las capacidades y limitaciones que presenta cada opción.

1.1. Objetivos y alcances

El objetivo de esta tesis es representar el comportamiento no-lineal de un edificio instrumentado desplantado sobre suelo blando en las costas de Guerrero con el uso de un modelo no-lineal elaborado en un programa de cómputo con modelos de fisuración distribuida, mostrar las ventajas y desventajas de consideraciones de modelado, así como los modelos más adecuados que representen el comportamiento de los materiales. Además, caracterizar el comportamiento e identificar posibles zonas de daño en el edificio en caso de presentarse un sismo de gran intensidad.

En el modelo se incluyen los efectos de interacción suelo-estructura y se asigna a los materiales constituyentes leyes de comportamiento inelásticas. El amortiguamiento se considera tomando como referencia valores obtenidos experimentalmente en investigaciones previas.

Se desarrollan primeramente modelos considerando el comportamiento lineal de sus materiales con el uso del programa DIANA, los cuales son validados comparando las propiedades dinámicas, las formas modales obtenidas con los valores de registros sísmicos y el comportamiento de la estructura frente a sismos de pequeña intensidad. Posteriormente, los mismos modelos se utilizaron para simular el comportamiento no-lineal con la introducción de las leyes inelásticas de comportamiento de los materiales. Se realizó un análisis no lineal con aplicación de carga lateral monotónica creciente para obtener la curva de capacidad de la estructura. Seguidamente, se realizó un análisis paso a paso del evento sísmico más intenso registrado a fin de comparar las respuestas real y numérica e identificar cambios de rigidez en el sistema. Finalmente, se empleó un acelerograma sintético representativo de un sismo de magnitud 8.2 creado para las características de la zona realizando un análisis paso a paso con el modelo no-lineal. Con este análisis numérico se identificaron los elementos más demandados, sus deformaciones máximas y las variaciones de frecuencias asociadas al cambio de rigidez.

Todos los análisis se compararon con lo obtenido de modelos previos, mostrando las ventajas, desventajas y capacidades del modelo aquí desarrollado.

2. Antecedentes

La presencia de comportamiento no lineal en edificaciones se debe a la combinación de distintos factores. Algunos de ellos son el suelo de desplante, la intensidad y cercanía de los eventos sísmicos y la configuración estructural que definen el comportamiento dinámico de la estructura.

Se ha visto en distintos trabajos (Papageorgiou y Lin, 1992; Ordaz *et al.*, 1996) que las estructuras desplantadas en suelos blandos arenosos facilitan una respuesta no lineal incluso ante intensidades moderadas y que, al estar cerca de la fuente de generación de los movimientos sísmicos, las excitaciones poseen un amplio contenido de frecuencias.

La selección de un edificio para instrumentación y monitoreo no es algo trivial. El edificio en estudio se eligió en la ciudad de Acapulco debido a que la probabilidad de ocurrencia sísmica es de las más altas del país, y porque se espera ocurra un sismo de magnitud elevada en la brecha de Guerrero. De un grupo de 30 opciones, el edificio en estudio (SIS en adelante) fue seleccionado debido a que es de concreto reforzado, se encuentra en una zona de suelo blando y sus frecuencias fundamentales de vibración son cercanas a las primeras frecuencias características del sitio. Además de que, al tratarse de una construcción reciente, se podría contar con la documentación completa y se otorgarían los permisos de acceso para instalación y operación de la red acelerométrica (Escobar *et al.*, 2001; Murià-Vila, 2007) desde el inicio de su operación. El edificio SIS se diseñó y construyó en el año 1997 terminando su construcción en diciembre del 2000. La operación de la red se inició en septiembre del 2001 por el personal del Instituto de Ingeniería de la UNAM y se cuenta con gran cantidad de registros hasta la fecha.

El edificio SIS ha sido caso de estudio para distintos aspectos como el análisis de datos obtenidos por la instrumentación (Murià-Vila *et al.*, 2002; Alcántara *et al.*, 2002; Tabora *et al.*, 2002; Correa, 2003; Murià-Vila *et al.*, 2004) en donde se han determinado sus propiedades dinámicas, los efectos de interacción suelo-estructura y amortiguamiento durante eventos sísmicos.

También se han hecho investigaciones que comparan los resultados obtenidos con modelos numéricos creados en distintos programas de cómputo (Morales-Avilés *et al.*, 2012; Ochoa *et al.*, 2015). Se tiene un modelo tridimensional desarrollado en el programa de común uso en despachos de diseño estructural ETABS (CSI, 2000) y tres más en el programa de análisis no lineal por daño concentrado Ruaumoko (Carr 1998, 2007); dos de ellos elaborados en el plano (en dirección longitudinal y transversal) por Morales (2005) y uno tridimensional (3D) elaborado por Ochoa (2015).

En el presente trabajo se ha optado por evaluar las ventajas y desventajas en costo computacional y determinación de daño estructural al emplear un programa de análisis no-lineal basado en modelos de daño distribuido en comparación con los modelos realizados anteriormente. El programa DIANA (2019) ofrece la posibilidad del uso de modelos de daño distribuido permitiendo considerar la respuesta frágil presentada en el concreto a través de sofisticadas estrategias de modelación. Para el análisis, estos modelos requieren ser definidos por el comportamiento inelástico de los materiales constituyentes, en lugar del comportamiento de los elementos estructurales, como es el caso de modelos lineales con rigideces reducidas y modelos no lineales con daño concentrado. Únicamente será necesario conocer y definir las propiedades de los materiales (acero, concreto, mamposterías). Este proceso requiere del uso de modelos de

comportamiento que caracterizan los materiales (acero y concreto) por separado y en su interacción. Sin embargo, la tarea no es precisamente más sencilla ya que obtener los valores de comportamiento que definan a los materiales requiere conocer su comportamiento en diferentes circunstancias. Por ejemplo, se requiere definir características del concreto, como las resistencias máximas o la energía de fractura, y considerar las particularidades numéricas derivadas de la aplicación de la técnica de fisuración distribuida. Esto es necesario tanto para el comportamiento del concreto simple, así como del concreto confinado, el cual se verá influenciado por la configuración de acero que se encuentre en la sección.

Por otro lado, la combinación del comportamiento de los elementos con las características de materiales junto con los métodos de solución numérica que se empleen puede generar problemas de convergencia por lo que en ocasiones es necesario cambiar el tamaño de paso en el tiempo o de sollicitación de carga. Esto con el propósito de que el modelo numérico sea capaz de interpretar los cambios rápidos en las deformaciones o esfuerzos de los materiales que definen a los elementos.

Si todos estos detalles son bien observados y controlados, se estima que los modelos complejos con fisuración distribuida podrían conformar una valiosa herramienta para reproducir el comportamiento real de las estructuras y mostrarnos la evolución del daño que ocurre en todo el sistema y en sus elementos.

2.1. Descripción del edificio

2.1.1. Localización

El edificio SIS se encuentra ubicado en la costa del estado de Guerrero, en el municipio de Acapulco, cerca del aeropuerto internacional de la ciudad. Esta región es reconocida por su gran actividad sísmica debido al efecto de subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica.

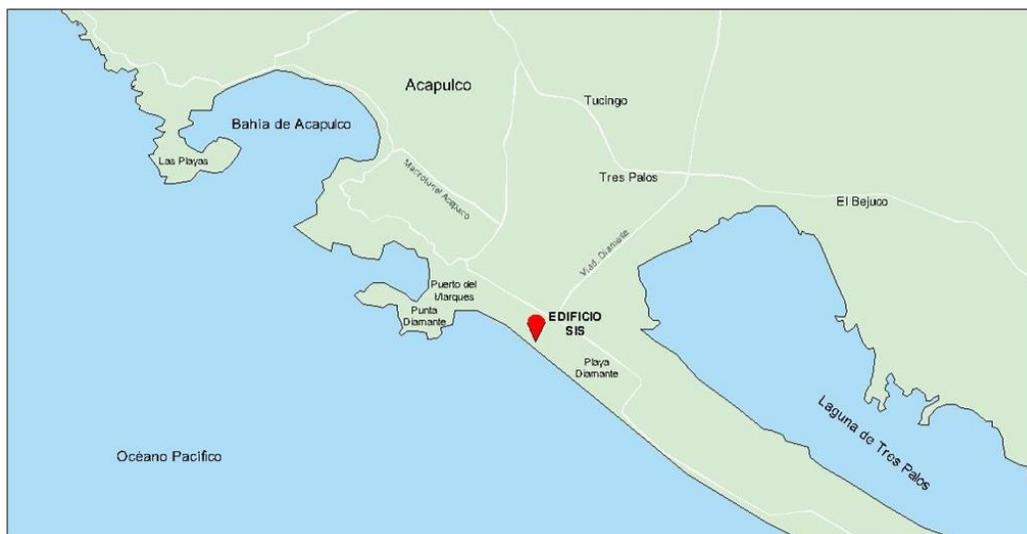


Fig. 2.1 Localización del edificio

El edificio se ubica en la zona conocida como “La brecha de Guerrero” (fig. 2.2) que corresponde a la porción sureste en donde no se han registrado eventos de importancia después de los sismos de 1957 (M 7.8) y 1962 (M 7.2, 7.1).

De acuerdo con el tamaño de la brecha, el momento sísmico acumulado puede llegar a generar un sismo de magnitud 8.6 (Suárez y Albini, 2009); sin embargo, existe la posibilidad que, en vez de un sismo grande, sucedan de 2 a 4 de magnitud 7.8 (Singh y Ordaz, 1994).

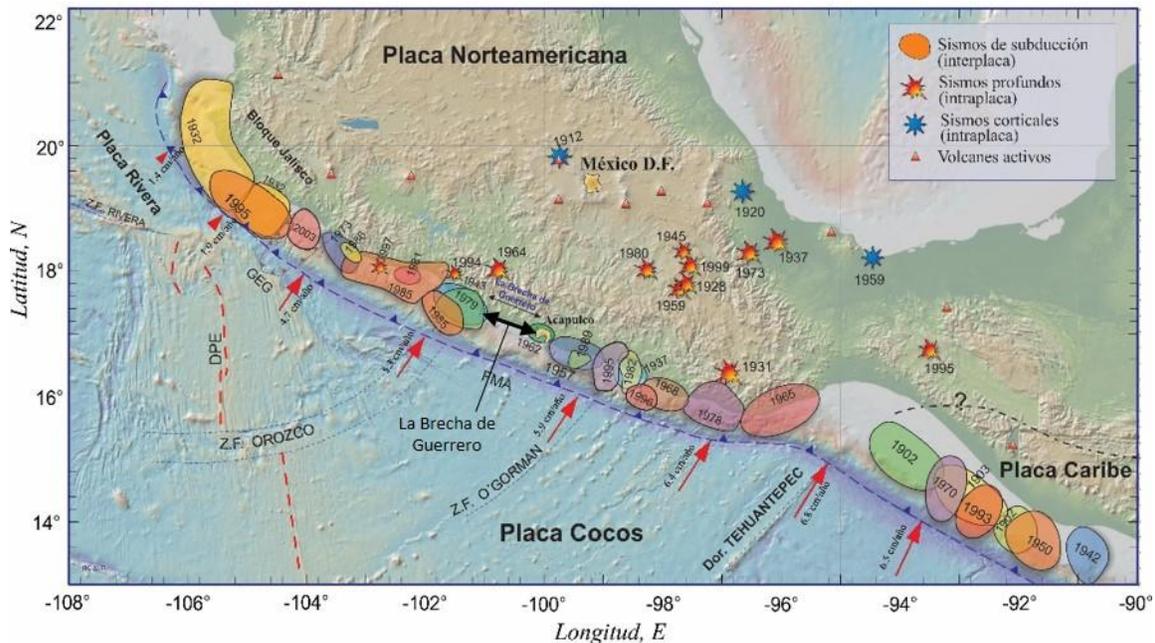


Fig. 2.2 Brecha sísmica de Guerrero (Kostoglov y Pacheco, 1999)

2.1.2. Sistema estructural

El diseño del edificio se realizó en el año 1997 siguiendo los lineamientos del Reglamento de Construcciones para los municipios del Estado de Guerrero (RC-GRO, 1994), las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-GRO-Concreto, 1989) y las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para los municipios del Estado de Guerrero (NTC-GRO-Sismo, 1989).

El edificio cuenta con 17 niveles y un sótano; 16 de los niveles están destinados a departamentos y uno de planta baja para recepción y áreas comunes. La altura total es de 66.15 m, con entresijos típicos a ejes de vigas de 3.60 m para los niveles N1 a N15, 3.80 m en el último nivel, 4.23 m en planta baja y 3.10 para semisótano (fig. 2.6 y 2.7)

En las figs. 2.3 a 2.5 se pueden observar las dimensiones en planta del edificio. La dirección denominada longitudinal (L) es de 32.42 m y de 36.43 m para la dirección transversal (T) en la planta de sótano y cimentación. Para la planta tipo la dirección L es de 23.41 m y de 24.59 para la dirección T.

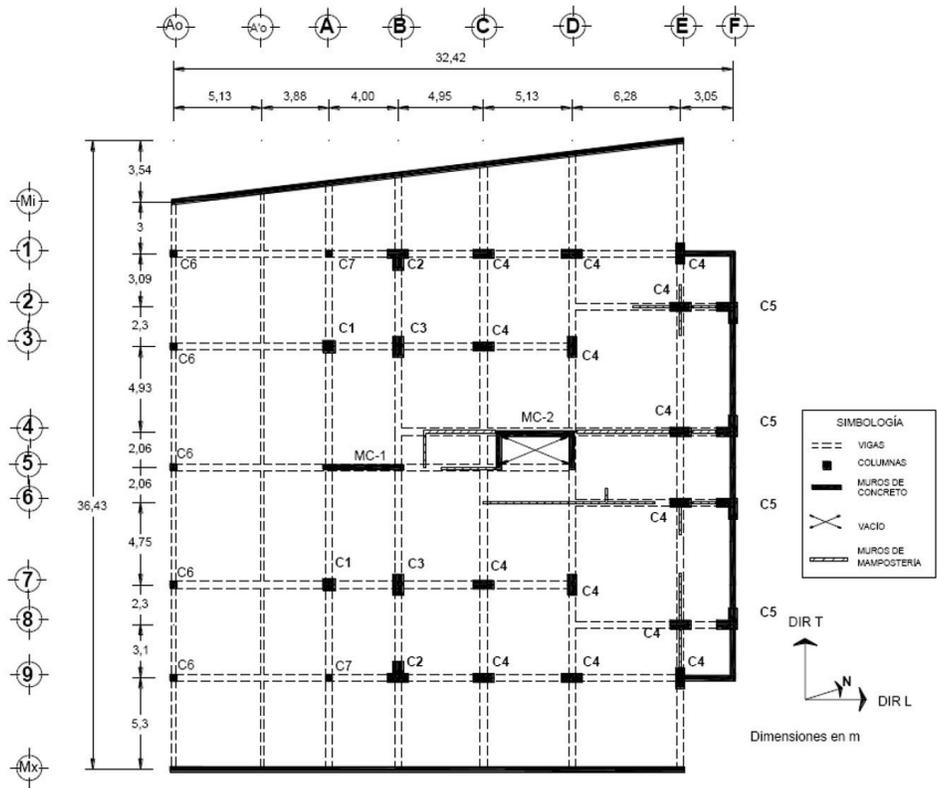


Fig. 2.3 Planta de sótano

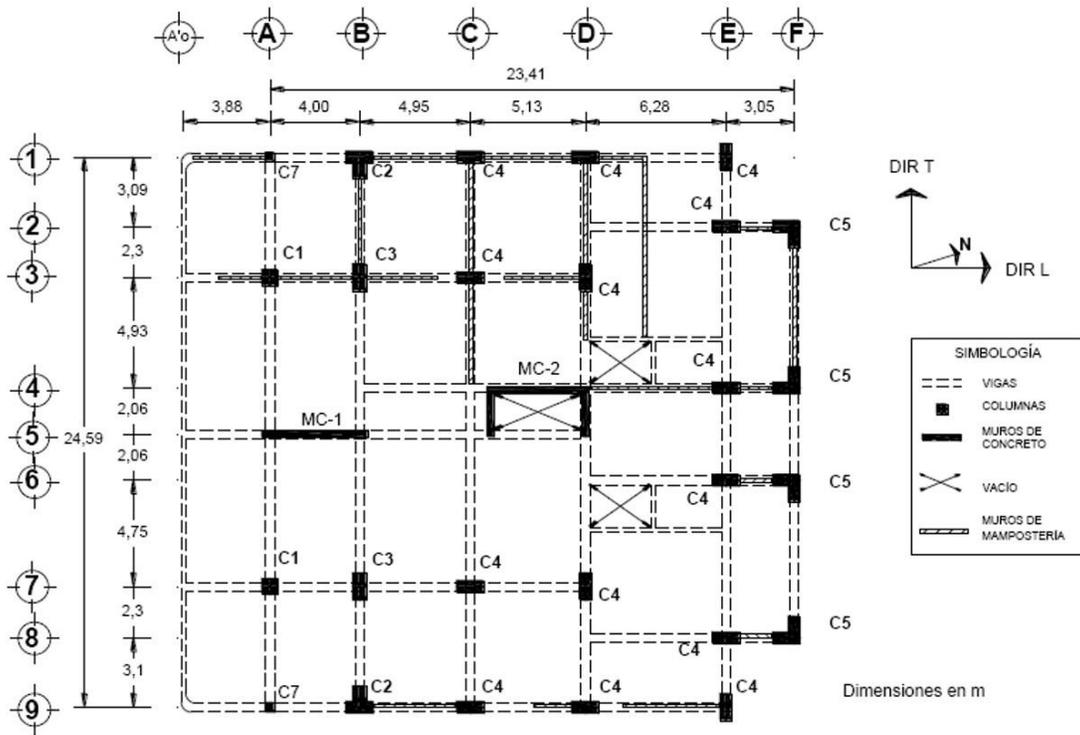


Fig. 2.4 Planta baja

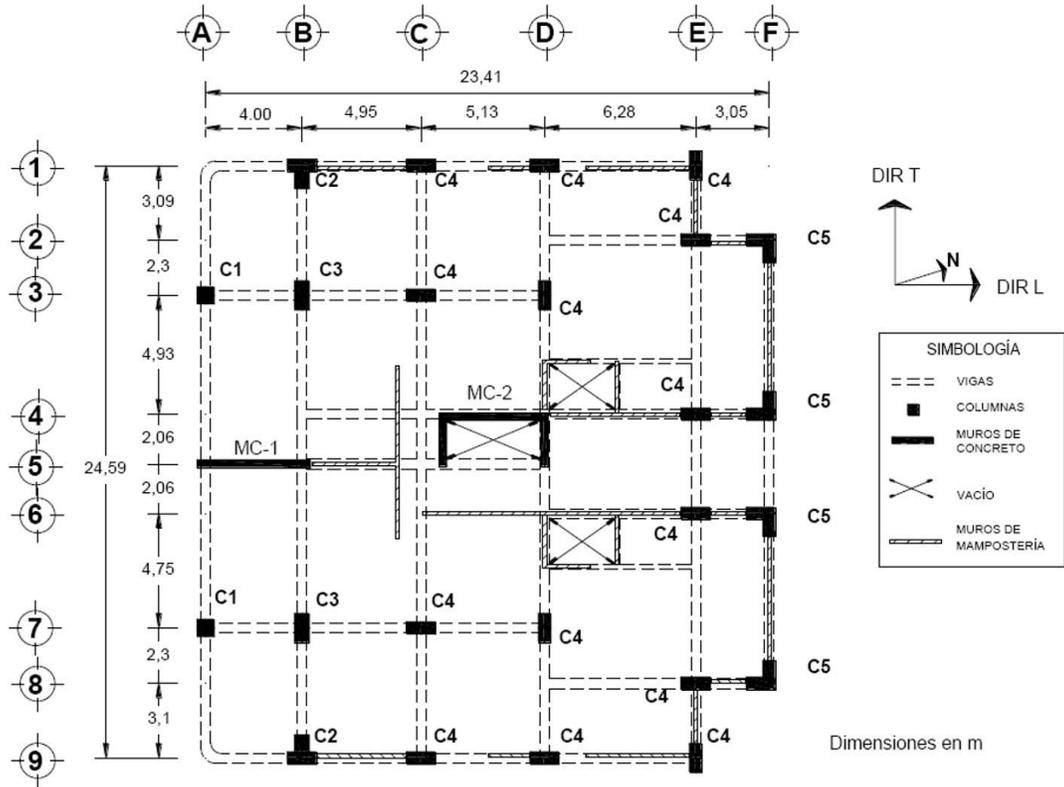


Fig. 2.5 Planta tipo

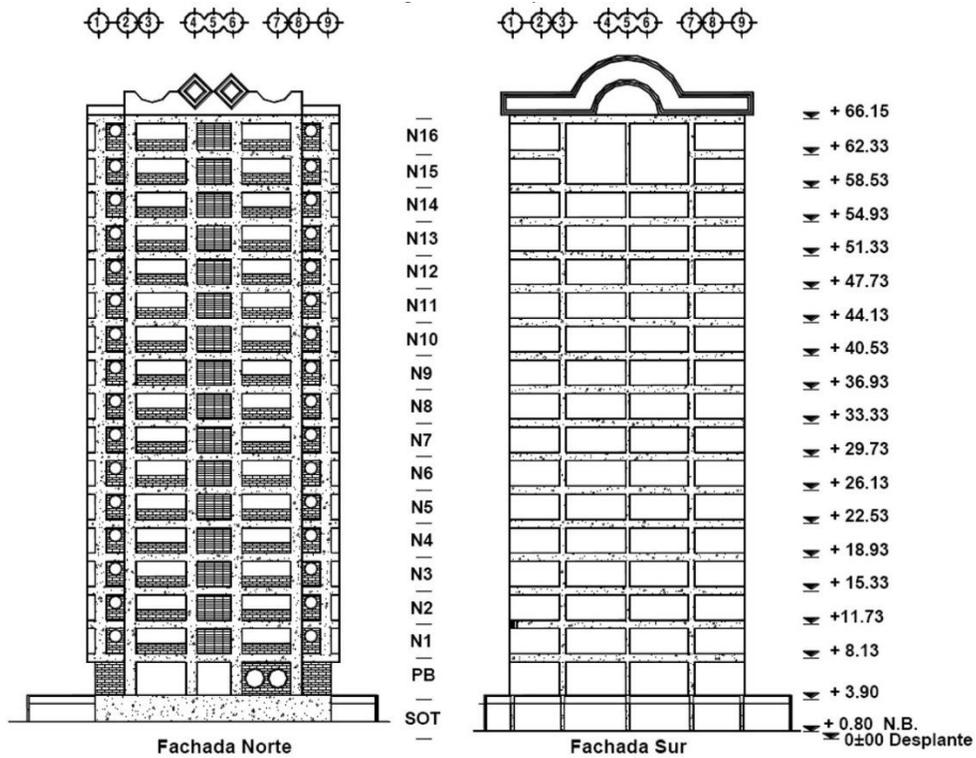


Fig. 2.6 Fachadas del edificio

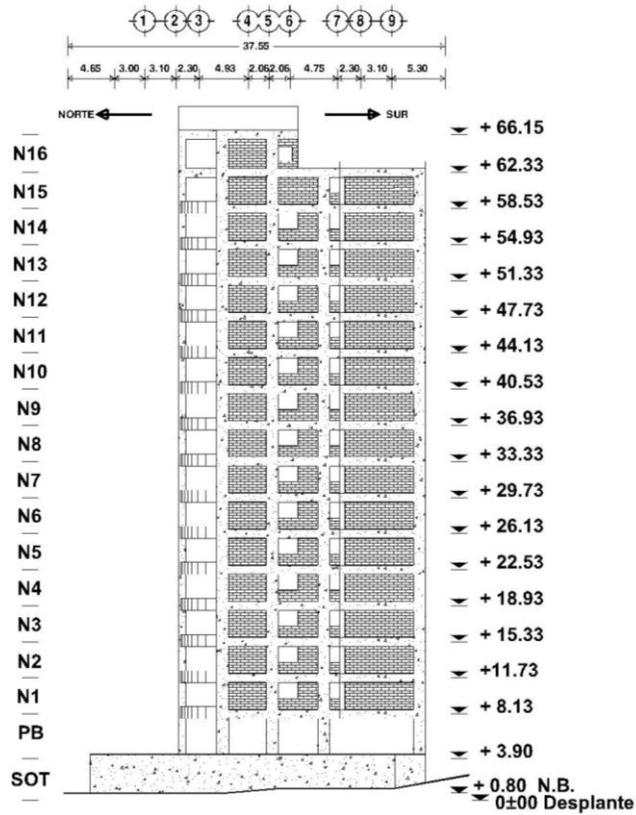


Fig. 2.7 Fachada lateral

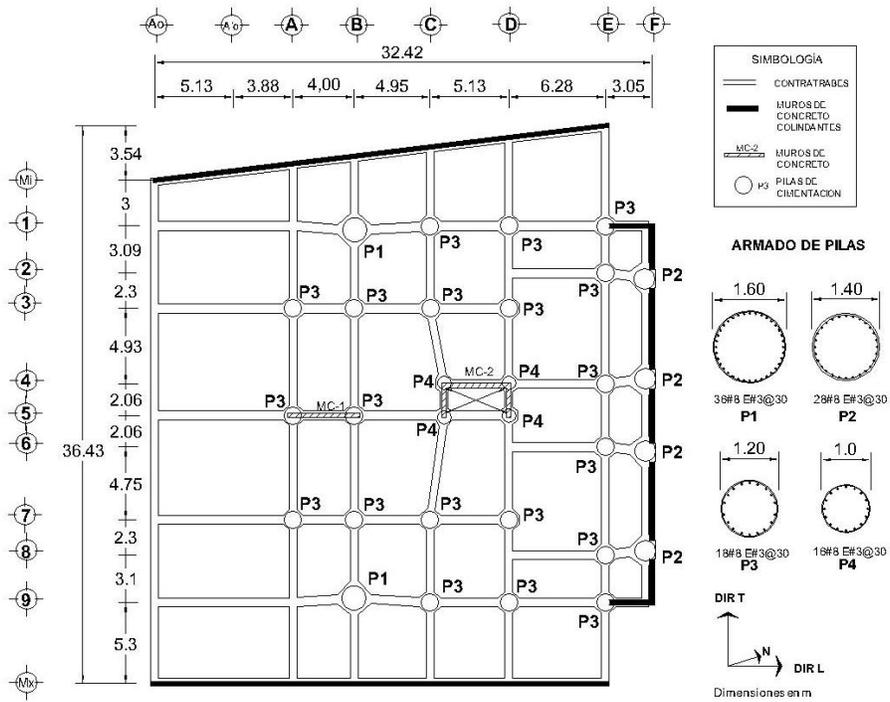


Fig. 2.8 Planta de cimentación del edificio

La cimentación consta de un cajón de cimentación formado por muros de concreto reforzado de 20 cm de espesor, desplantado 80 cm por debajo del nivel de banqueteta, apoyado sobre 30 pilas que trabajan por fricción, de 12.5 m de longitud coladas en sitio, de sección circular con diámetros de 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 m, ligadas mediante contratraveses de 2.0 m de peralte, como se indica en la planta de cimentación del edificio en la fig. 2.8.

El sistema estructural es a base de marcos y muros de concreto reforzado, así como una losa maciza de 12 cm de espesor. Todos los elementos estructurales fueron diseñados para un concreto clase I con resistencia a compresión de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ y con acero de refuerzo longitudinal y transversal de resistencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

La mayoría de las vigas principales son de 90 cm de peralte por 40 cm de ancho. Los cambios en la cantidad de acero longitudinal y separación de estribos de las secciones dan una variedad de más de 20 secciones diferentes. La variación de secciones se presenta conforme la altura del edificio, teniendo cuantías de acero mayores en los niveles inferiores y menores en niveles superiores. Existen secciones que van desde los armados más sencillos de dos varillas del número 6 (19.1 mm de diámetro) para cada lecho (inferior y superior) con estribos de barras de acero del número 4 (12.7 mm de diámetro) a cada 20 cm, hasta armados de mayor densidad de acero con hasta 12 barras del número 8 (25.4 mm de diámetro) en cada lecho y estribos a cada 10 cm. Las vigas más pequeñas con 90 cm de peralte y 20 cm de ancho, se encuentran en planta baja y sótano sobre los ejes A'0 y A''0 como se muestra en la fig. 2.3 y en el área de escaleras sobre los ejes 4, 5 y 6 de todos los niveles.

Las columnas varían con la altura en geometría y armado teniendo secciones en "L", "T", rectangulares y cuadradas. Como se puede ver en la tabla 2.1, los cambios de sección no ocurren en el mismo nivel para todas las secciones. Los niveles N3, N5, N7, N9 y N11 son los que presentan estas variaciones de sección.

Los muros de concreto reforzado se encuentran desplantados desde la cimentación hasta azotea, teniendo dos muros por cada nivel; uno de sección rectangular denominado MC1 y otro con forma de "C", para conformar el cubo de elevadores denominado MC2. Ambos presentan cambios de espesor y de armado longitudinal y transversal en la altura del edificio como se ve en la tabla 2.2. El muro MC1 presenta cambios en los niveles N4, N9 y N13 mientras que el muro MC2 los presenta en los niveles N2, N5 y N11.

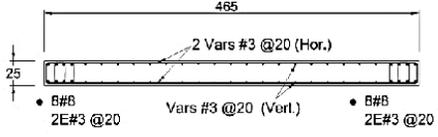
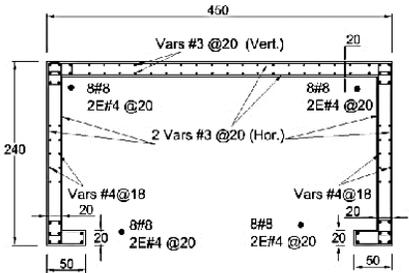
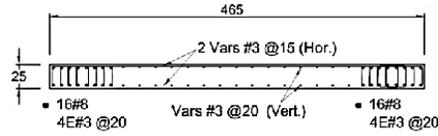
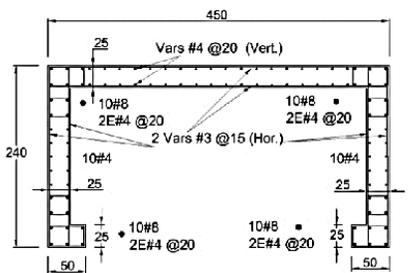
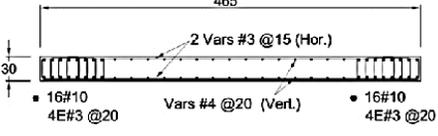
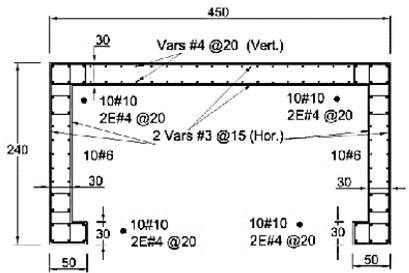
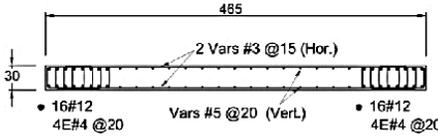
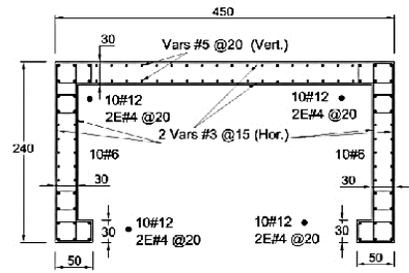
Como muros divisorios, el edificio cuenta con muros de mampostería de tabique rojo recocido de 15 cm de ancho colocados a paño de vigas y columnas, orientados en su mayoría en la dirección longitudinal para los niveles de departamento y en dirección transversal en fachada norte. En las figs. 2.3 a 2.5 se pueden identificar con las áreas sombreadas.

Tabla 2.1 Sección transversal de las columnas del edificio

Tipo de columna	Entrepisos																		
	Semisótano	PB	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11	N12	N13	N14	N15	N16	
C1	<p>• 12#12 E#4 @25</p>			<p>• 12#10 E#3 @25</p>			<p>• 12#8 E#3 @25</p>												
C2	<p>• 36#12 E#4 @25 ○ 4#6</p>			<p>• 34#12 E#4 @25 ○ 4#6</p>			<p>• 24#10 E#4 @25 ○ 4#6</p>												
C3	<p>• 20#12 E#4 @25</p>			<p>• 20#10 E#4 @25</p>			<p>• 20#8 E#3 @25</p>												
C4	<p>• 24#8 E#3 @25</p>			<p>• 16#8 E#3 @25</p>			<p>• 12#8 E#3 @20</p>												
C5	<p>• 24#12 E#4 @25</p>			<p>• 24#10 E#4 @25</p>			<p>• 24#8 E#3 @25</p>			<p>• 16#8 E#3 @25</p>									
C6	<p>• 8#6 E#3 @25</p>																		
C7	<p>• 4#8 + 4#6 E#3 @25</p>																		

*Dimensiones en cm y diámetro de las barras en octavos de pulgada.

Tabla 2.2 Sección transversal de muros de concreto reforzado del edificio

MURO MC1	MURO MC2
	
Entrepisos N14-N16	Entrepisos N12-N16
	
Entrepisos N10-N13	Entrepisos N6-N11
	
Entrepisos N5-N9	Entrepisos N3-N5
	
Entrepisos Semisótano-N4	Entrepisos Semisótano-N2

*Dimensiones en cm y diámetro de las barras en octavos de pulgada.

2.1.3. Tipo de suelo y consideraciones de diseño

Cuando se realizó el diseño del edificio, de acuerdo con el artículo 205 del RC-GRO (1994), se consideró a la ciudad de Acapulco dentro de la zona de mayor sismicidad en el país, contemplada como zona sísmica “D” y según este mismo apartado el suelo es tipo III. Sin embargo, para el diseño del edificio, mediante un estudio de mecánica de suelos, el proyectista determinó que el suelo de desplante correspondía a un terreno de transición tipo II.

Se ha identificado en estudios previos (Murià-Vila *et al.*, 2002) la frecuencia dominante del suelo mediante el análisis de los primeros sismos registrados en el edificio SIS y pruebas de vibración ambiental (VA), donde las frecuencias se encuentran entre 0.71 y 0.79 Hz. Esto confirmó que el tipo de suelo es tipo III.

En otros estudios, mediante el uso de registros de vibración ambiental, también determinó una frecuencia dominante promedio del suelo correspondiente a 0.75 Hz ($T_s=1.33$ s) en el predio colindante al edificio, concluyendo que se trata de un suelo blando tipo III (Lermo, 2002). El estudio geotécnico consistió en la estimación de la estratigrafía del lugar de desplante de la estructura y del periodo dominante del suelo. En la tabla 2.3 se muestra un resumen de los resultados obtenidos de la estratigrafía.

Tabla 2.3 Estratigrafía de la zona de desplante

Profundidad, en m	Descripción geotécnica del material	Contenido de agua, en %	Contenido de finos, en %
0.00 – 3.00	Arena poco limosa de color café claro	10	15
3.00 – 5.70	Arena fina de color café claro	10	15
5.70 – 8.20	Arena limosa de color café claro	10	15
8.20 – 9.00	Arena de color café claro, con granos	20	37
9.00 – 10.80	Arena graduada con granos redondeados, de color café claro	20	37
10.80 – 27.00	Arena fina sílica parcialmente limpia, de color gris olivo, con contenido variable de conchas.	25	30

La determinación del tipo de suelo es importante ya que cuando se diseñó el edificio se estimó, erróneamente, que el suelo correspondía al tipo II por lo que de acuerdo con el RC-GRO (1994), le correspondía un coeficiente sísmico (C_s) asociado a la meseta del espectro de diseño con un valor $C_s=0.86$. Después de lo determinado con los estudios experimentales (Murià-Vila *et al.*, 2002), para el mismo reglamento, le correspondería un C_s de 1.08 para un suelo tipo III.

Años después del diseño y construcción del edificio entró en vigor un nuevo reglamento. En el artículo 209 del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Acapulco de Juárez (RC-ACA, 2002) se especifica que los valores de coeficientes sísmicos en una zona D para los tipos de terreno tipo II y III, corresponde a 0.86.

En la fig. 2.9 se muestra la comparación de los espectros elásticos de diseño para la zona sísmica “D” con tipos de suelo II y III según el RC-GRO (1994), así como los del RC-ACA (2002).

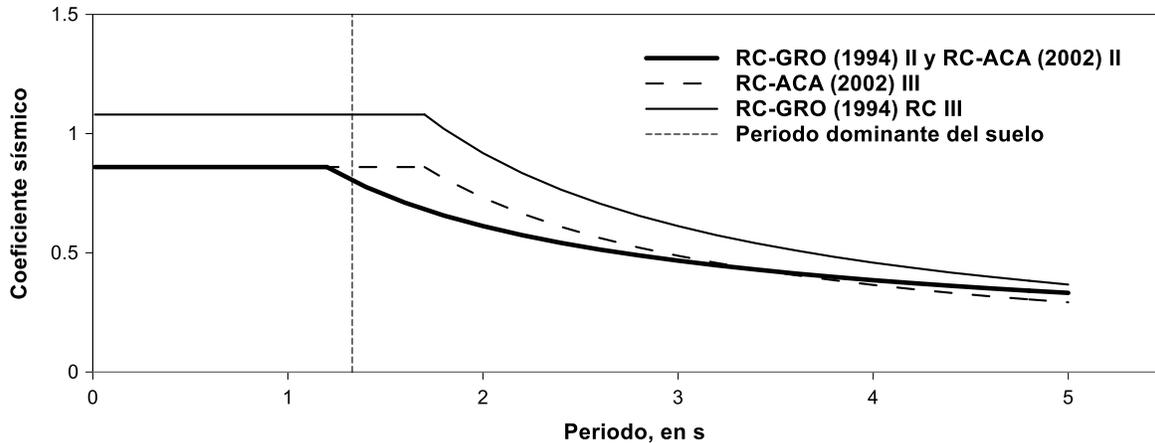


Fig. 2.9 Comparación de espectros de diseño

Como se puede ver, en la curva definida por los valores del RC-ACA (2002) existe una reducción en las ordenadas espectrales para terreno III, por lo que desaparece la diferencia de coeficientes sísmicos para los valores en la meseta del espectro respecto al tipo II que existía con las versiones anteriores del reglamento (RC-GRO, 1994). Sin embargo, ocurre una diferencia para los valores correspondientes al periodo dominante del suelo ya que el espectro de las RC-GRO (1994) para terreno tipo II y RC-ACA (2002) para terreno II comienza a descender a partir del periodo 1.20 s. Por lo tanto, utilizando el espectro del RC-GRO (1994) para terreno tipo II o el RC-ACA (2002) para terreno tipo II el coeficiente correspondiente es de 0.8 mientras que para el uso del espectro del RC-ACA (2002) terreno tipo III el coeficiente se mantiene de 0.86. Esta diferencia de coeficientes es de 7%. La diferencia es pequeña en comparación con la que se tenía respecto del espectro RC-GRO (1994) para terreno tipo III donde el coeficiente incrementaba en un 26%.

En los reglamentos del estado de Guerrero y de la ciudad de Acapulco no se incluye el diseño de elementos estructurales de concreto y de mampostería, así como la revisión para diseño por sismo, sólo se hace referencia a las normas de la Ciudad de México. Por esta razón, para algunos de los parámetros que se utilizan para los modelos previos y los presentados en esta tesis se hace referencia a lo propuesto en la normativa de la Ciudad de México.

En la memoria de cálculo del edificio se menciona que el factor de comportamiento sísmico (Q), empleado en el análisis de ambas direcciones ortogonales de la estructura es de 2. Sin embargo, existe una incongruencia al respecto, ya que según con la información disponible, en los resultados del análisis sísmico que aparece en cálculos del proyecto involucran un $Q=4$ (Morales, 2005).

2.2. Instrumentación del edificio

En la fig. 2.11 se muestra el esquema de la distribución de los servoacelerómetros en el edificio diseñado por Muria-Vila (2007). El sistema consiste en un sensor triaxial en jardín (JN), un sensor triaxial en la esquina oeste del semisótano (SO-O), dos sensores uniaxiales al oeste del semisótano orientados en dirección transversal (T) y vertical (V) (SO-N), un sensor uniaxial en vertical en el lado este del semisótano (SO-E), en cada uno de los niveles 4, 8 y 12 se instalaron dos acelerómetros uniaxiales en el lado norte del edificio orientados en L y T (4-N, 8-N y 12-N) y uno en el centro de

cada entrepiso orientado en la dirección transversal (4-C, 8-C y 12-C), dos sensores uniaxiales en la azotea orientados en V en las esquinas oeste y este (AZ-O y AZ-E), dos acelerómetros uniaxiales en el lado sur de la azotea orientados en L y T (AZ-S) y finalmente dos uniaxiales en el lado norte de la azotea orientados en T y V (AZ-N).

Las características de la instrumentación son tales que permiten obtener un número suficiente de registros para visualizar la respuesta tridimensional del sistema suelo-estructura y poder así estudiar los aspectos estructurales y de interacción suelo estructura (ISE). Además, registra con suficiente resolución como para captar la vibración ambiental, así como sismos de pequeña a gran intensidad. Con la información obtenida se pueden determinar las propiedades dinámicas del sistema, los efectos de torsión, las propiedades de ISE, el cambio de los parámetros estructurales y los efectos de sitio (Murià Vila *et al.* 2004; Murià Vila, 2007).

La operación de la red se inició en septiembre de 2001 con 18 servoacelerómetros uniaxiales y dos triaxiales distribuidos en diferentes niveles instalados por Alcántara *et al.* (2002).

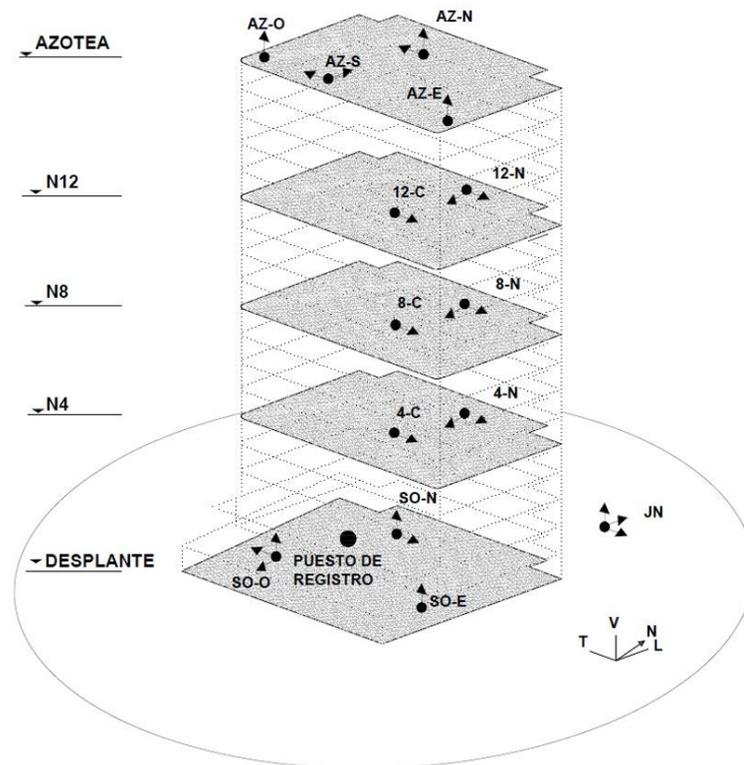


Fig. 2.11 Distribución de acelerómetros en el edificio SIS

2.2.1. Registros sísmicos

Resultado de la operación de la red de acelerómetros del edificio en estudio, se han registrado gran cantidad de eventos sísmicos y tres pruebas de vibración ambiental. Con esto, se han identificado las propiedades dinámicas del edificio, las cuales se usan para comparar con los resultados de los modelos numéricos generados.

Desde el inicio de operaciones de la red de instrumentación se tiene una gran cantidad de registros sísmicos. En la tabla 2.5 se presentan los eventos registrados y analizados de los sismos que se abordarán en esta tesis (Aldama *et al.* 2019). El primero de ellos (SI-011) se registró el 8 de octubre del 2001 con epicentro en el poblado de Coyuca de Benítez, a 30 km al noroeste de la ciudad de Acapulco con una magnitud de 6.1. Los valores máximos de aceleración registrados en el edificio fueron de 166, 58 y 102 cm/s^2 en la azotea, el sótano y el jardín, respectivamente (Murià Vila, 2007; Murià Vila *et al.*, 2004; Taborda, 2003). El sismo del 13 de marzo del 2007 (SI-071), con una magnitud de 6.3, tuvo su epicentro 13 km al sur de Atoyac de Álvarez, Guerrero, ubicando al edificio a una distancia epicentral de 76 km y generando aceleraciones en azotea de 178 cm/s^2 en el componente T y de 107 cm/s^2 en el componente L.

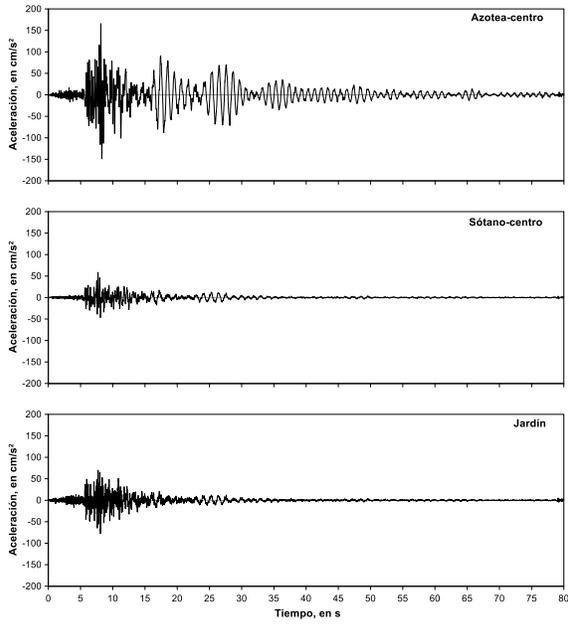
El sismo registrado el 21 de agosto del 2013 (SI-131), 18 km al oeste de San Marcos, Guerrero es el que ha producido mayor demanda en la estructura hasta el momento. Aunque su magnitud no es la mayor, su distancia de 26 km al epicentro generó aceleraciones en azotea de 598 cm/s^2 en dirección T y de 371 cm/s^2 en dirección L.

En las figs. 2.12 a 2.14 se muestran los registros de aceleraciones en ambas direcciones para los acelerómetros de azotea, sótano y jardín.

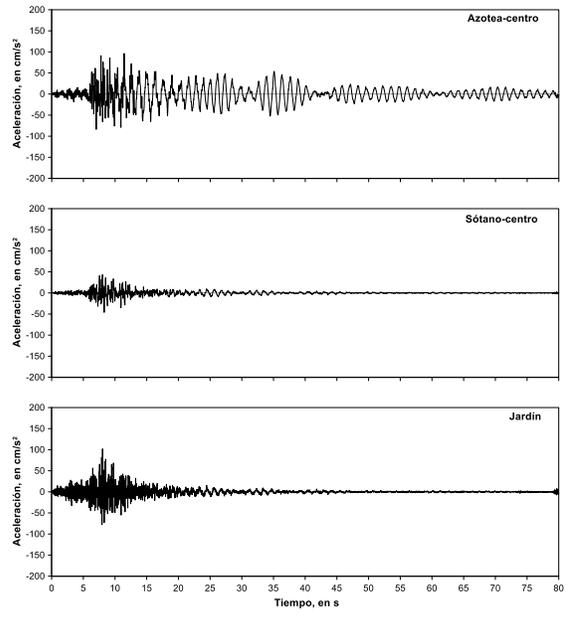
Tabla 2.5 Características de algunos eventos sísmicos registrados

Evento y fecha	M _w	Distancia epicentral, en km	Componente T				Componente L				I _{Arias} (L+T), en cm/s
			A _{max} , en cm/s^2		I _{Arias} , en cm/s	f, en Hz	A _{max} , en cm/s^2		I _{Arias} , en cm/s	f, en Hz	
			Terreno	Azotea			Terreno	Azotea			
SI-011 08/10/2001	6.1	44	102	165	9.4	0.80	77	166	7.1	1.02	16
SI-071 13/04/2007	6.3	76	98	178	5.6	0.77	66	107	3.6	1.02	9
SI-131 21/08/2013	6.0	26	324	598	75.9	0.65	289	371	43.2	0.92	119

Como se puede observar, el evento que ha presentado mayores aceleraciones y una mayor intensidad de Arias es el SI-131. Esto muestra que, aunque no es el de mayor magnitud registrada, la cercanía al epicentro generó mayores demandas a la estructura que sismos de mayores magnitudes. La segunda mayor intensidad de Arias se presenta para el evento SI-011 que, aunque su magnitud es mayor que el SI-131, su lejanía al epicentro reduce en 14% la intensidad de Arias, así como las aceleraciones máximas en azotea en un 28% para la dirección T y 45% en L. La relevancia de este sismo se debe a que fue el primero de intensidad moderada registrado en el edificio.

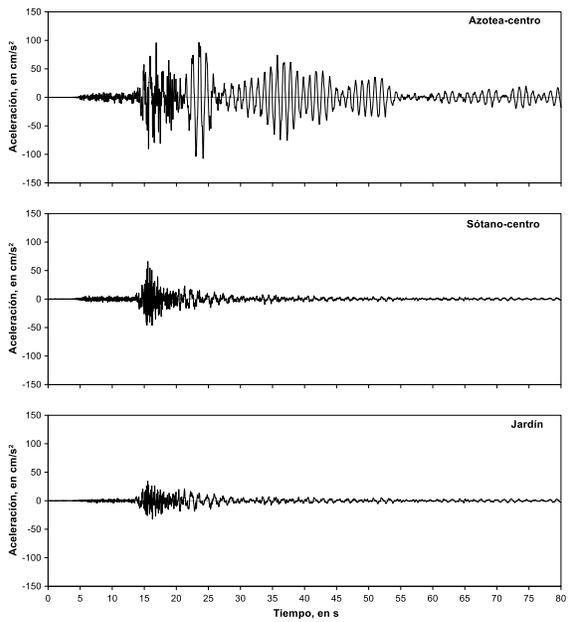


a) Longitudinal

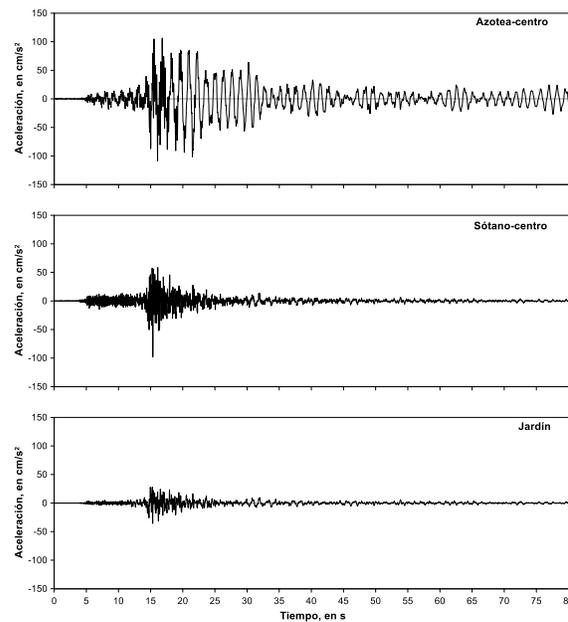


b) Transversal

Fig. 2.12 Historia de aceleraciones absolutas registradas en terreno del evento SI-011

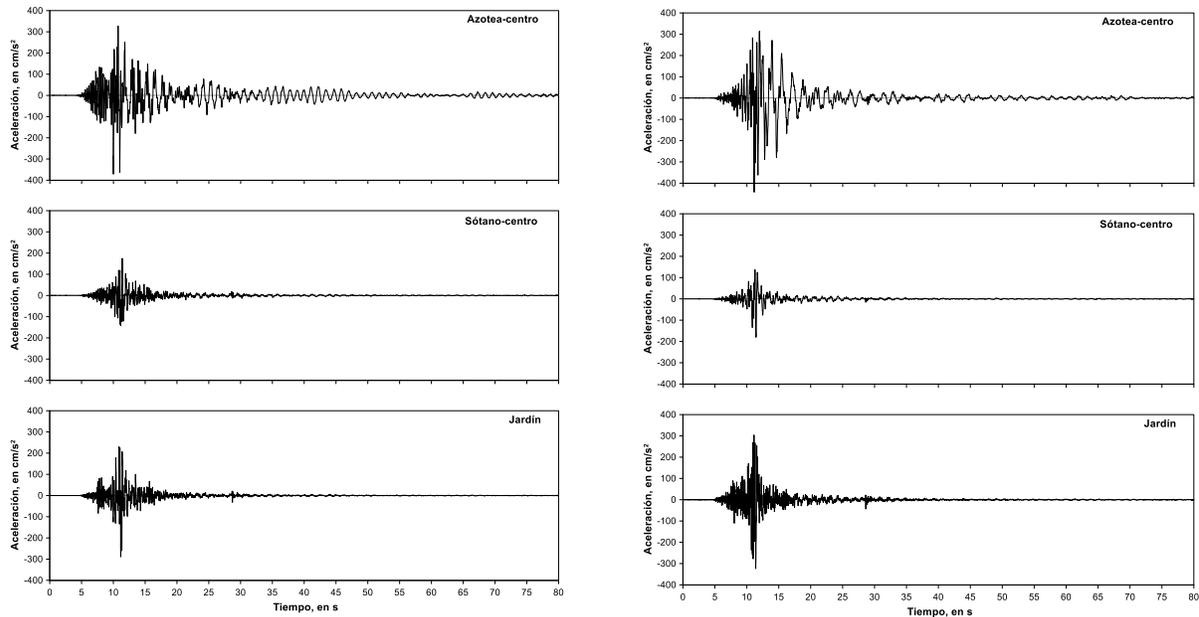


a) Longitudinal



b) Transversal

Fig. 2.13 Historia de aceleraciones absolutas registradas en terreno del evento SI-071



a) Longitudinal

b) Transversal

Fig. 2.14 Historia de aceleraciones absolutas registradas en terreno del evento SI-131

La instrumentación también ha permitido calcular las distorsiones de entrepiso a partir de los registros del centro de los entrepisos instrumentados para cada evento como se puede ver en las figs. 2.15 a 2.20. En el evento SI-131, para obtener las historias de distorsiones se optó por calcular en la dirección L las distorsiones entre Azot-N8, N8-SOT y Azot-SOT, ya que, durante el sismo, algunos sensores presentaron problemas y no fue posible tener todos los registros intermedios en el centro de los entrepisos. Los registros de azotea y sótano si corresponden a los generados en el centro del entrepiso, mientras que los del nivel 8 son los ubicados en el acelerómetro 8-N (fig. 2.11). Las distorsiones en dirección T se obtienen calculando los desplazamientos con una doble integración de la aceleración registrada por los sensores del norte del edificio.

Durante el evento SI-011, la distorsión máxima entre niveles instrumentados en dirección L ocurre entre Azot y N12 con un 0.03%, y entre N8 y N4 en dirección T con un 0.04%. Estos valores equivalen a un 20% de la distorsión límite permisible en condiciones de servicio según lo estipulado NTC-RCGRO. Esta limitación es de 0.2% para edificaciones ubicadas en zonas con sismos frecuentes con muros de mampostería que no están debidamente separados de la estructura.

Para el evento SI-071, ocurre un incremento de las distorsiones máximas en ambas direcciones. En dirección L alcanza 0.05% entre Azot y N12, mientras que para la dirección T entre N8 y N4 aumenta a un 0.07%, equivalente a un 33% de la distorsión límite permisible en condición de servicio.

Finalmente, en el sismo SI-131 la mayor distorsión que se presenta es en la dirección L, entre Azotea y N8, con un valor de 0.1%. En dirección T, para el caso de las distorsiones calculadas con los instrumentos ubicados en el norte, el máximo se presenta entre los entrepisos N8 y N4, con un valor de 0.18%. Al realizar el cálculo de las distorsiones con los instrumentos al centro, el máximo se presenta también en niveles intermedios (N12 y N4) pero el valor máximo alcanza un 0.23%, superando en 0.15 % el límite permisible en condición de servicio.

Posterior a este evento se realizó una inspección visual del edificio (Ochoa, 2015). Se observaron daños relacionados con la formación de grietas en la interfaz de los muros de mampostería con las trabes y muros que los rodea. Estos daños se observaron en los niveles N3 a N13 en el área de cubo de escaleras, en el cuarto de ventilación y en muros de semisótano.

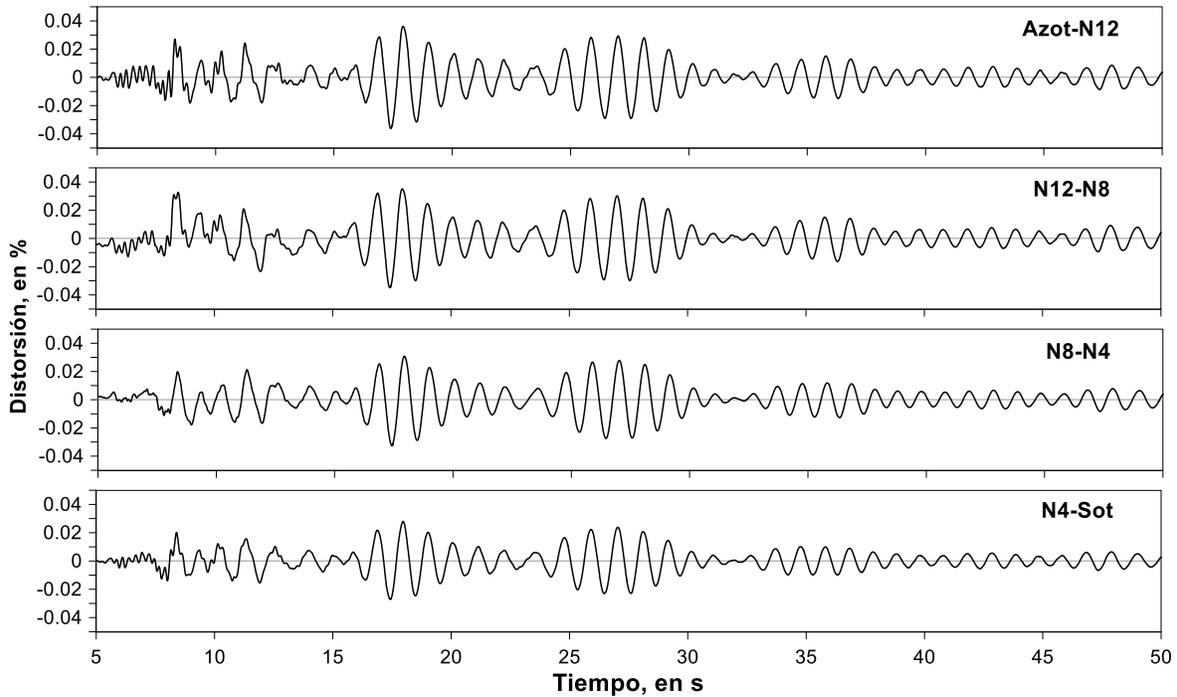


Fig. 2.15 Historia de distorsiones de entrepiso calculadas del evento SI-011 en dirección L

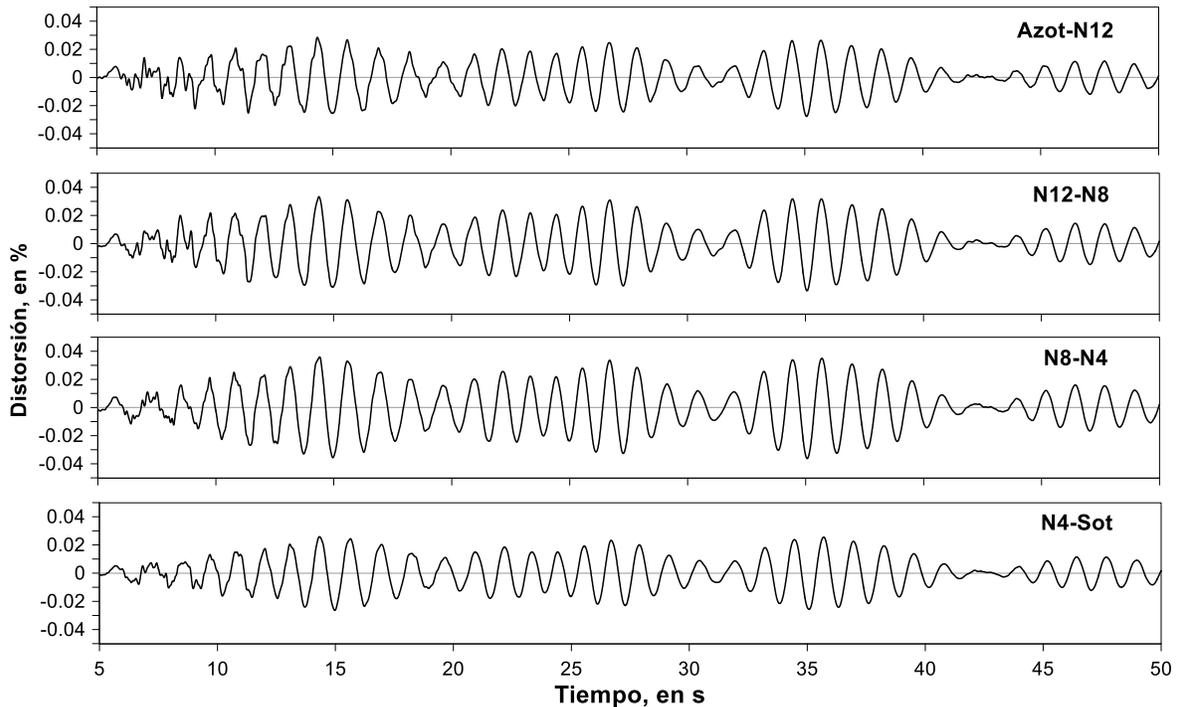


Fig. 2.16 Historia de distorsiones de entrepiso calculadas del evento SI-011 en dirección T

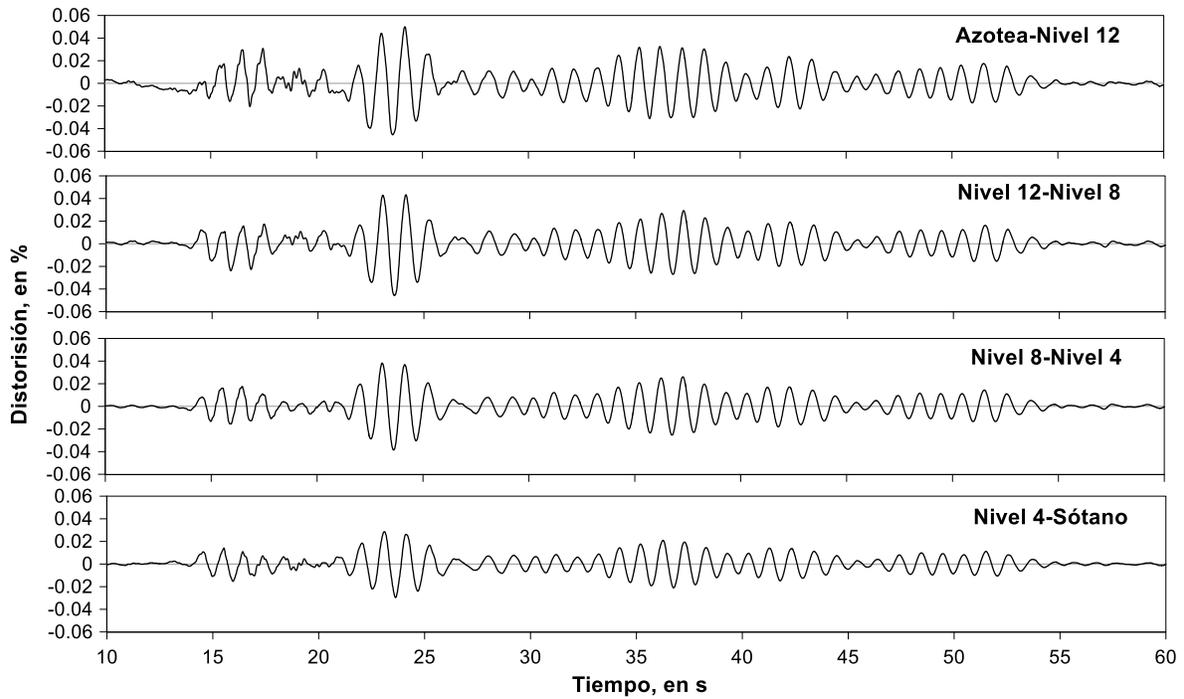


Fig. 2.17 Historia de distorsiones de entrepiso calculadas del evento SI-071 en dirección L

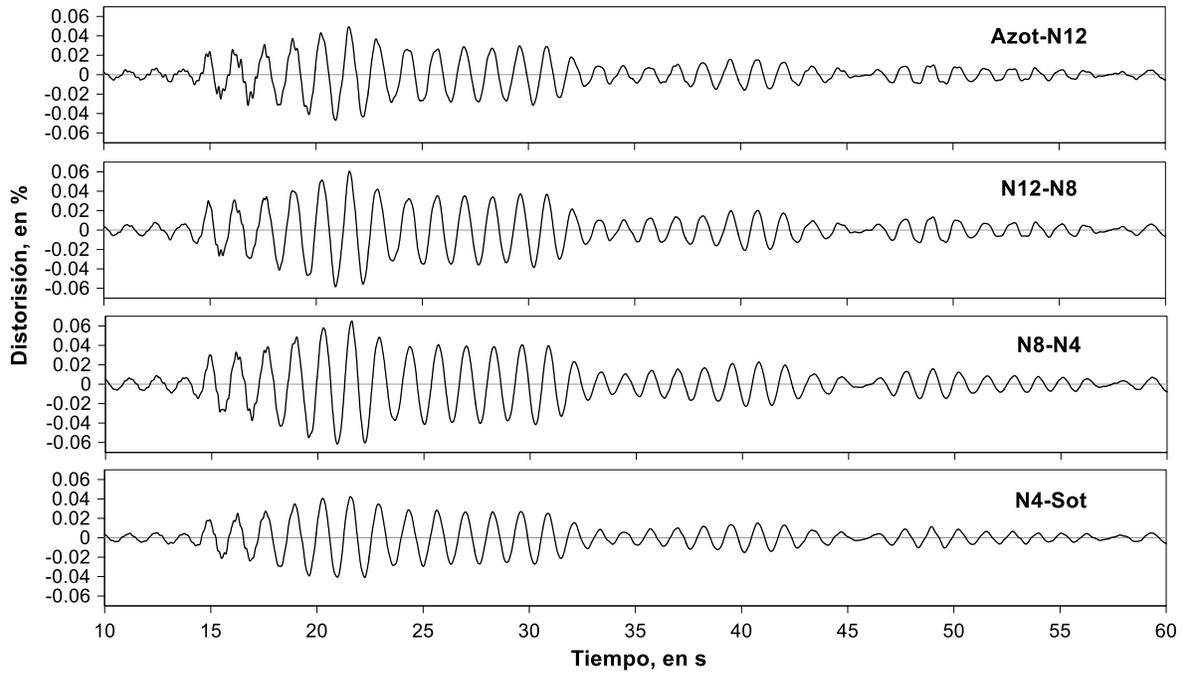


Fig. 2.18 Historia de distorsiones de entrepiso calculadas del evento SI-071 en dirección T

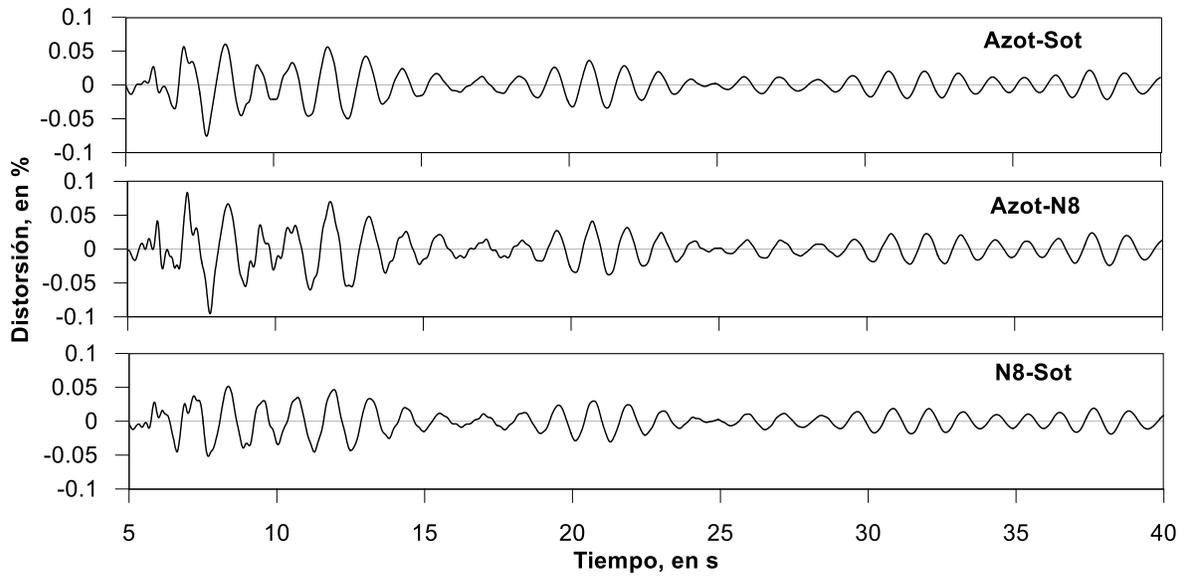


Fig. 2.19 Historia de distorsiones de entrepiso calculadas del evento SI-131 en dirección L

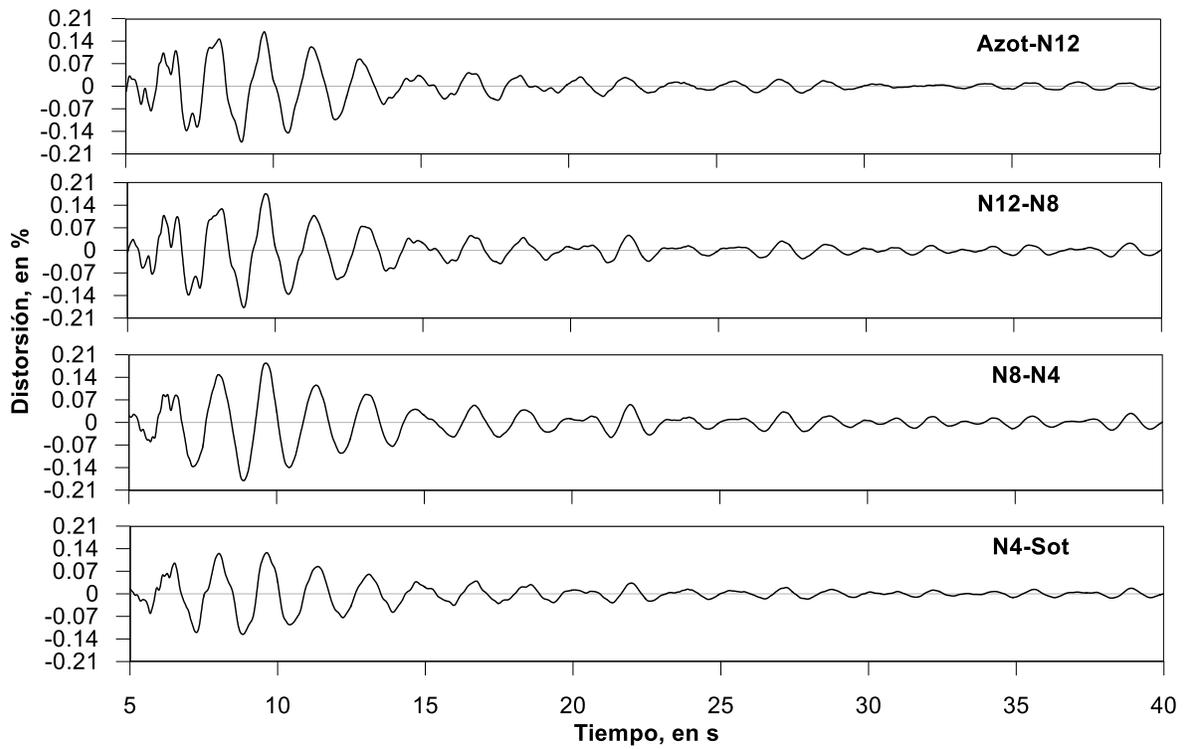


Fig. 2.20 Historia de distorsiones de entrepiso calculadas del evento SI-131 en dirección T

2.2.2. Identificación de propiedades dinámicas

En la tabla 2.6 se muestran las frecuencias de vibrar identificadas en los sismos de estudio, además de tres pruebas de vibración ambiental (VA) realizadas el 16 de septiembre del 2001 (VA-011), el 24 de febrero del 2002 (VA-021) y el 19 de marzo de 2018 (VA-181). Los valores obtenidos de pruebas de vibración ambiental y del sismo SI-011 corresponden a los obtenidos de un análisis espectral empleando la señal completa. Para los eventos sísmicos SI-031 (21/01/2003) SI-071 y SI-131 se obtuvieron valores preliminares de la frecuencia de los modos fundamentales de traslación con el programa de cómputo “AlertE” (Aldama, 2009; Murià-Vila *et al.*, 2010; Aldama *et al.*, 2019).

Al comparar las frecuencias identificadas con las dos primeras pruebas de vibración (VA-011 y VA-021) es posible establecer que en este periodo el edificio no sufrió daño significativo más allá del reacondicionamiento natural de los materiales, del sistema estructural y su cimentación, así como de los elementos no estructurales como muros divisorios, cancelerías y ventanas. Lo cual es posible constatar al comparar las frecuencias de los primeros modos de cada dirección en los cuales la mayor reducción es aproximadamente de 4% en L, mientras que en los modos superiores la máxima diferencia es de 5% en el segundo modo de torsión (Ochoa, 2015).

Tabla 2.6 Frecuencias de vibrar identificadas para eventos sísmicos registrados y pruebas de vibración ambiental

Evento	Frecuencias en Hz								
	Modos								
	Longitudinal (x)			Transversal (y)			Torsión		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
VA-011	1.03	4.10	8.50	0.88	2.98	5.42	1.42	4.59	6.84
SI-011	0.99	3.75	8.00	0.78	2.66	4.75	1.30	4.00	6.61
VA-021	1.07	3.98	8.19	0.85	2.83	5.02	1.44	4.21*	6.71
SI-031**	1.06	-	-	0.84	-	-	-	-	-
SI-071**	1.00	-	-	0.76	-	-	-	-	-
SI-131**	0.92	-	-	0.65	-	-	-	-	-
VA-181	1.00	3.54	7.42-7.55	0.73	2.45	4.39-4.43	1.27	2.90-3.96	-

* Promedio de la banda de frecuencias observada.

**Programa “AlertE” (Murià-Vila *et al.*, 2010).

Una comparación de valores obtenidos de VA antes (VA-021) y después del evento sísmico más intenso registrado SI-131 (VA-181) permite suponer una pérdida de rigidez en la estructura. Para la dirección L se presentaron cambios de frecuencias de 6.54% en el primer modo, de 11% en el segundo y de 9% en el tercero. Para la dirección T se aprecian cambios un poco más altos, teniendo una diferencia de 14% en el primero modo, de 13% en el segundo y de 12% en el tercero. Las frecuencias en torsión tuvieron un cambio de 12% en el primer modo y de 18% en el segundo.

Con el evento SI-131 existen cambios significativos mayores al 20% en las frecuencias de vibrar identificadas en ambos componentes lo cual indicaría la presencia de no linealidad. Por esta razón se realizó el análisis espectral para la señal completa y de la fase final con el programa “AlertE”

(Murià-Vila *et al.* 2010) de los registros sísmicos SI-031, SI-071 y SI-133. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 2.7

Tabla 2.7 Frecuencias de vibración identificadas con la señal completa y fase final

Evento	Fecha	Frecuencia fundamental, en Hz				Variación de frecuencia, en %			
		Señal completa		Fase final		Señal completa		Fase final	
		T	L	T	L	T	L	T	L
SI-031**	29/10/2001	0.84	1.06	0.84	1.06	-	-	-	-
SI-071**	13/04/2007	0.76	1.00	0.77	1.02	9.52	5.10	8.33	3.77
SI-131**	21/08/2013	0.63	0.84	0.65	0.92	24.91	20.75	22.62	13.21

**Programa "AlertE" (Murià-Vila *et al.*, 2010)

Si observamos los valores en la dirección T, el evento SI-131 presenta una pérdida de frecuencia del 22% respecto de la identificada en la fase final del evento SI-131 y de 13% en la dirección L. En ambas direcciones se observa una reducción de las frecuencias conforme la ocurrencia de los eventos sísmicos. Esto indica una reducción de rigidez permanente y no es necesariamente atribuible a un daño en elementos estructurales, pero podría deberse al daño de elementos no estructurales como es el caso de los muros divisorios de mampostería.

Se han realizado estudios paramétricos modales para determinar los porcentajes de amortiguamiento crítico que se presentan en el edificio durante los eventos registrados (Taborda, 2003). En la tabla 2.8 se muestra el promedio de los porcentajes de amortiguamiento crítico identificados con el evento SI-011.

Tabla 2.8 Porcentajes de amortiguamiento crítico del sistema identificados con un análisis paramétrico modal con el evento SI-011 (Taborda, 2003)

Evento	Modo	Porcentaje de amortiguamiento crítico					
		Dirección T		Dirección L		Torsión	
		ξ_p	ξ_{DE}	ξ_p	ξ_{DE}	ξ_p	ξ_{DE}
SI-011	1	1.54	0.61	1.50	0.74	1.60	0.65
	2	1.83	1.00	2.54	1.05	2.18	1.18
	3	2.29	0.99	5.23	2.02	4.65	2.71

ξ_p Porcentaje de amortiguamiento crítico promedio

ξ_{DE} Desviación estándar de los valores de amortiguamiento

Finalmente, en la fig. 2.21 se muestran las tres primeras formas modales de torsión y traslación en T y L obtenidas de las pruebas de vibración ambiental y el evento sísmico SI-011.

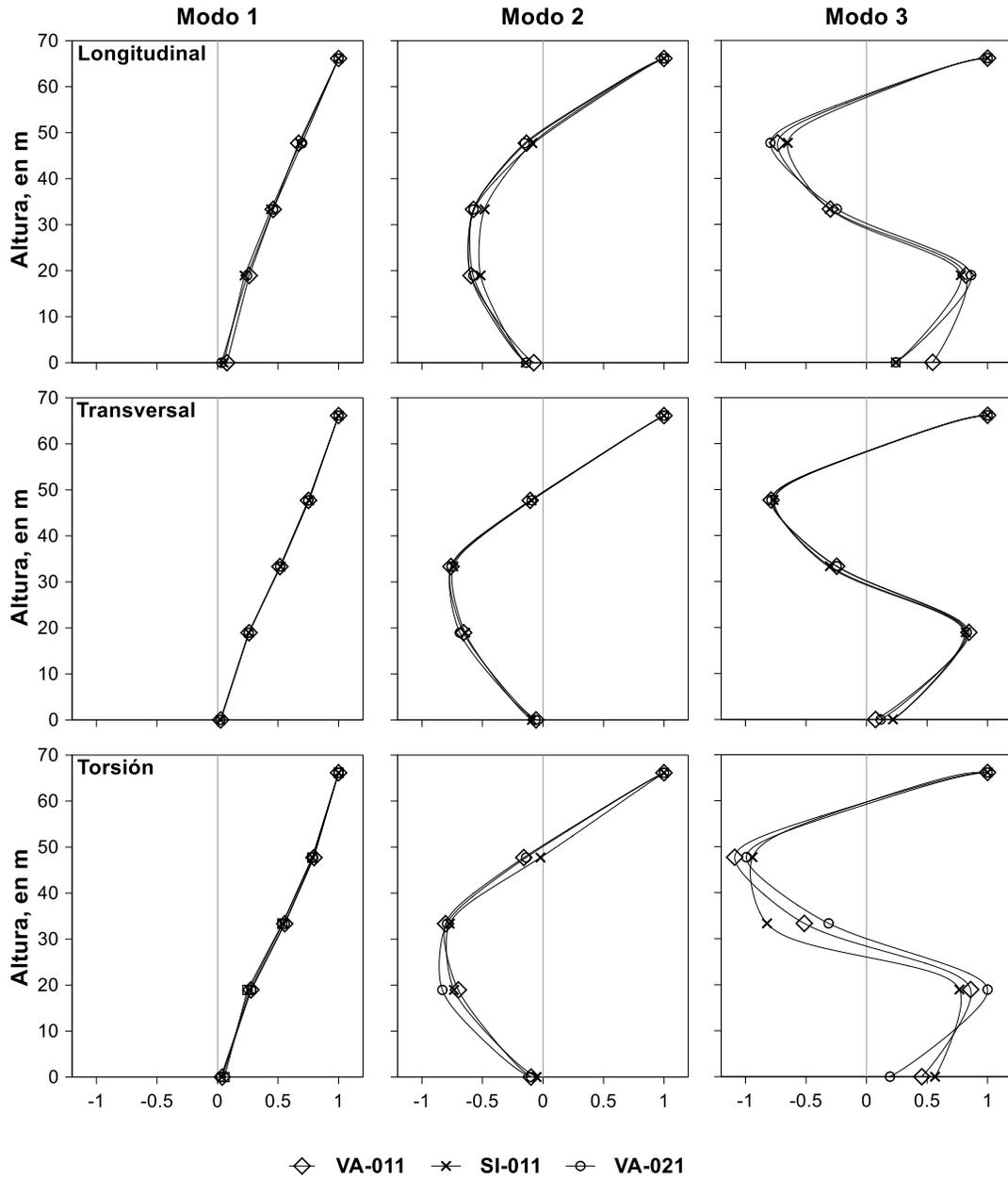


Fig. 2.21 Formas modales estimadas experimentalmente con las pruebas VA-011, VA-021 y el evento SI-011 (Morales, 2005)

2.2.3. Efectos de interacción suelo-estructura

La localización del edificio de estudio sobre un suelo blando destaca la importancia de considerar los efectos de ISE y estimar su influencia en la respuesta dinámica del edificio. Se realizó una estimación de los efectos dinámicos de ISE (Murià-Vila *et al.*, 2004) donde se compararon las rigideces de cimentación estimadas de manera analítica con las NTC-Sismo (2004), con el programa Dyna5 (Novak *et al.*, 1995) y de manera experimental con el método simplificado de Luco (1980).

En la tabla 2.9 se muestran los valores de rigideces de traslación y cabeceo en cada dirección obtenidos con diferentes métodos; de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-Sismo, 2000), procedimiento planteado por Luco (1980) y analíticamente con el programa Dyna5 en donde se incluyen la contribución del cajón y las pilas.

Tabla 2.9 Rigideces de interacción suelo-estructura (ISE) (Murià-Vila *et al.*, 2004).

Método	T		L		R
	K _{traslación}	K _{cabeceo}	K _{traslación}	K _{cabeceo}	K _{rotación}
	(kg/m x10 ⁹)	(kg-m/rad x10 ¹¹)	(kg/m x10 ⁹)	(kg-m/rad x10 ¹¹)	(kg-m/rad x10 ¹¹)
NTC (estático)	1.72	3.79	1.72	4.37	3.99
NTC (dinámico)	1.71	3.49	1.71	4.14	3.75
Luco	0.5	2.61	0.47	2.38	2.65
Dyna5 (EG)	1.11	2.68	1.11	2.76	3.15

Para los análisis presentados en este trabajo se compara el uso de valores de ISE obtenidos con normativas (NTC-Sismo-2000) y analíticamente con el programa Dyna5 (Novak *et al.*, 1995) método con el cual se toma en cuenta el efecto de grupo de pilas.

3. Modelos numéricos lineales

En este capítulo se muestran y comparan los resultados de análisis lineales paso a paso obtenidos con modelos elaborados en distintos programas de cómputo con los eventos sísmicos registrados de mayor importancia registrados entre 2000 y 2013 (SI-011 y SI-131). En el capítulo 4 se abordará lo referente al análisis no-lineal.

3.1. Modelos previos

Previo a este trabajo se elaboraron dos tipos de modelos:

- Modelos lineales: donde se hace uso de propiedades en etapa elástica lineal en los programas de ETABS y Ruaumoko (2D y 3D).
- Modelos no lineales: Se crearon modelos con el programa Ruaumoko (2D y 3D) con base en los modelos elásticos lineales calibrados y con consideraciones de análisis adicionales que se muestran en el capítulo 4 para estudiar el comportamiento inelástico del edificio.

Los modelos lineales del edificio SIS que se tiene anteriores a este trabajo son:

- Modelo ETABS: Un modelo tridimensional elástico lineal desarrollado en el programa de cómputo de uso común en despachos de diseño estructural ETABS (Wilson, 2000).
- Modelo Ruaumoko 2D: Se tienen modelos planos de comportamiento elástico lineal para ambas direcciones (L y T) del edificio. Estos modelos fueron elaborados por Morales (2005) en Ruaumoko 2D (Carr, 1998).
- Modelo Ruaumoko 3D: Un modelo tridimensional con comportamiento elástico lineal (Ochoa, 2015) elaborado en Ruaumoko3D (Carr, 2007).

Consideraciones generales de modelos lineales previos:

Las siguientes consideraciones fueron hechas para modelos que se refieren a condiciones de VA.

1. Cargas: tomadas en cuenta mediante una estimación realista de masas por cargas muertas, cargas vivas, instalaciones y pesos volumétricos de elementos no estructurales como se muestra en las tablas 3.1 a 3.3. Esta estimación realista disminuye los valores de carga viva especificados en normativa y que fueron utilizados originalmente para diseño del edificio (tabla 3.4). Las masas traslacionales y rotacionales calculadas en función de la distribución de masas existentes en el edificio fueron aplicadas de forma concentrada en el centro de masa de cada entrepiso.

Tabla 3.1 Cargas muertas estimadas en el edificio para azotea.

Concepto	Peso volumétrico y espesor, en kg/m ³ y m	Peso unitario, en kg/m ²
Impermeabilizante asfáltico	---	10.0
Enladrillado	1500, 0.02	30.0
Mezcla cemento-arena	2100, 0.03	63.0
Relleno de tezontle seco	1250, 0.08	100.0
Losa maciza de concreto reforzado	2400, 0.12	298.0
Falso plafón de yeso	---	12.5
Total		503.5

Tabla 3.2 Cargas muertas estimadas para niveles intermedios en el edificio.

Concepto	Peso volumétrico y espesor, en kg/m ³ y m	Peso unitario, en kg/m ²
Losa de cerámica 30 x 30 cm	---	25.00
Mezcla cemento-arena	2100, 0.03	63.00
Losa maciza de concreto reforzado	2400, 0.12	288.00
Falso plafón de yeso	---	12.50
Total		388.50

Tabla 3.3 Cargas muertas de instalaciones estimadas para el edificio.

Concepto	Peso unitario, en kg/m ²
Equipo de aire acondicionado	80
Elevador	1040
Tanque del equipo hidroneumático	77
Jacuzzi vacío	68

Tabla 3.4 Estimación realista de cargas vivas para el edificio.

Concepto	Peso unitario, en kg/m ²
Azotea	5
Áreas comunes	15
Departamentos, planta baja y cuartos de almacén	50

2. Peso volumétrico: En el caso de elementos estructurales de concreto reforzado se empleó el peso volumétrico del concreto clase I equivalente a 2,400 kg/m³, para los elementos de concreto pobre se empleó un peso volumétrico de 2,200 kg/m³, y para el caso de la mampostería el peso volumétrico se estimó en 1,800 kg/m³.
3. Módulo de elasticidad del concreto: Para el concreto clase I empleado en elementos estructurales se considera un valor equivalente a 1.3 veces el módulo de elasticidad estático indicado en las NTC-Concreto (2004) del RCDF para este tipo de concreto, con agregado grueso calizo ($14,000 \sqrt{f'c}$) correspondiente a 283,500 kg/cm². Este incremento de 1.3 veces se debe a que no se han realizado pruebas para determinar las propiedades y características del concreto usado para la construcción del edificio en estudio y existen investigaciones experimentales (Aire y Murià-Vila, 1993; Mendoza *et al.*, 1992; Neville, 1990) que concluyen adecuado este incremento en el módulo de elasticidad respecto al determinado en la normativa.
4. Módulo de elasticidad de la mampostería: Se tomó un valor equivalente a la ecuación de las NTC-Mampostería (2004) para tabiques de barro rojo recocido con cargas de corta duración correspondiente a 9,000 kg/cm² (900 MPa).
5. Uniones de traveses y columnas: Se considera un factor de zona rígida de 50% (ZR=0.5).
6. Entrepisos con comportamiento de diafragma infinitamente rígido.

7. Para vigas rectangulares coladas monolíticamente con la losa, se modelaron como secciones T o L, con un ancho de patín a cada lado del alma igual al menor de los tres valores siguientes (NTC-Concreto, 2004):
 - La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma.
 - La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano.
 - Ocho veces el espesor del patín.
8. Momentos de inercia: Para las secciones transversales de vigas, columnas y muros de concreto reforzado se han tomado secciones brutas no transformadas, características de un estado inicial del edificio.
9. Porcentaje de amortiguamiento crítico: Con un valor constante de 5% para todos los modos, valor considerado por las NTC-Sismo (2004).
10. Efectos de interacción suelo-estructura: Se toman en cuenta las rigideces estáticas de traslación y cabeceo obtenidas de acuerdo a las NTC-Sismo (2004) que se muestran en la tabla 2.9.

Consideraciones particulares de modelos previos con comportamiento elástico lineal

- Modelo ETABS (tridimensional):

La ISE fue representada por un resorte con seis grados de libertad (desplazamiento longitudinal, dos desplazamientos transversales, giro y rotaciones sobre los dos ejes transversales) ubicado en el centro de masas de la cimentación del edificio, al cual se ligaron todos los nodos de las contratrabes consideradas como infinitamente rígidas. El modelo se creó a base de elementos tipo barra para las vigas y columnas y elementos tipo membrana para los muros de concreto reforzado, muros de mampostería y rampas de escaleras (CSI, 2000).

- Modelo Ruaumoko (plano):

La ISE se modeló con un resorte de dos grados de libertad (desplazamiento horizontal y rotación alrededor del plano) ubicado en el centro de masas de la base del edificio. Para garantizar que estos efectos se consideraran de manera adecuada se obligó a que todos los nodos de la base del edificio tengan el mismo giro y desplazamiento horizontal que el nodo al que se conectan los resortes. Se hizo uso de elementos tipo barra para vigas y columnas y elementos planos cuadrilaterales "QUAD" con tres grados de libertad en cada nodo (desplazamientos horizontales en X y Y, rotación sobre el eje Z) para muros de concreto reforzado, muros de mampostería y rampas de escaleras (Carr, 1998). Por ser un modelo en dos dimensiones, se incluye el aporte de la rigidez que le proporciona los elementos fuera del plano en los casos de muros y vigas. En el caso de muros se incluye en el cálculo de las propiedades geométricas, y en el caso de vigas ortogonales al modelo, se hace uso de resortes verticales con rigidez axial colocados en diferentes nodos (Morales, 2005).

- Modelo Ruaumoko (tridimensional):

Los efectos de ISE fueron tomados en cuenta con el uso de un resorte de seis grados de libertad (desplazamiento longitudinal, transversal y vertical, y rotaciones sobre los ejes transversal, longitudinal y torsión) ubicado en el centro de masa de la base del modelo. Para darle a la cimentación comportamiento infinitamente rígido en todas las direcciones se

esclavizaron todos los nodos al centro de masa en sus seis grados de libertad. Las vigas y columnas se modelaron con elementos tipo barra y los muros de concreto, muros de mampostería y rampas de escaleras con elementos cuadriláteros tipo cascarón “QUADRILATERAL” con seis grados de libertad en cada uno de sus cuatro nodos (Carr, 2007).

3.2. Modelización adoptada en DIANA

Haciendo uso del programa de cómputo DIANA en la versión 10.3 (2019) se han creado modelos en etapa lineal que inicialmente se han validado mediante las propiedades dinámicas y las formas modales, y que posteriormente se han empleado para realizar un análisis dinámico paso a paso de tres de los sismos registrados, dos de baja intensidad (SI-011 y SI-071) y el más intenso registrado hasta el momento (SI-131). De las consideraciones mostradas en el apartado anterior utilizadas en modelos previos, se conserva lo explicado en los puntos 1, 2, 3, 5 y 7.

El modelo elaborado en DIANA se encuentra constituido por diferentes tipos de elementos: elementos barra, cascarón, membrana y resortes para la ISE. En este apartado se presentan los detalles de los elementos seleccionados, los parámetros para definirlos y la razón de su uso en este modelo.

Para que cada elemento sea capaz de representar el comportamiento es necesario que cuente con una cantidad mínima de puntos de integración. Estos puntos se conforman mediante una regla de integración a lo largo del eje de la viga o en el plano de la losa, y a través de su espesor. Dependiendo del tipo de elemento utilizado es la sugerencia que se da por parte de la RTD (2017) “Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis for Concrete Structures” para los puntos mínimos de integración.

Elementos barra (columnas y vigas)

Los elementos barra utilizados para representar las columnas y vigas tienen la posibilidad de desarrollar deformación axial, deformación a cortante, curvatura y torsión, por lo que son capaces de representar fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos. Se emplean elementos cuadráticos Clase III que hacen uso de la integración de Mindlin-Reissner con lo cual la deformación normal varía linealmente sobre el área de la sección transversal y las deformaciones transversales de corte son forzadas a ser constantes (DIANA, manual 2019). Este tipo de elemento no es capaz de reproducir el efecto de pandeo.

Para poder representar adecuadamente el comportamiento de los elementos, es necesario definirlos de forma que reproduzcan e identifiquen el daño de acuerdo con el tamaño de la zona afectada al incursionar en la no linealidad. En este caso se ha decidido definir la longitud de los elementos barra de forma que cada grupo de puntos de integración distribuidos a lo largo del elemento represente la longitud plástica de la sección. En Park *et al.* (1982) se sugiere una relación simple para determinar la longitud plástica; equivalente a 0.4 veces el peralte total de la sección. Se hace uso de elementos cuadráticos tipo CL18B (DIANA, 2019) con tres nodos de interpolación a lo largo del eje y siete puntos de integración de Simpson a través de la profundidad y el espesor según lo recomendado en las RTD (2017). Cada elemento cuenta con dos puntos de integración a lo largo del elemento por lo que el tamaño nodo a nodo de cada elemento barra será dos veces la longitud plástica de cada sección, como se muestra en la fig. 3.1.

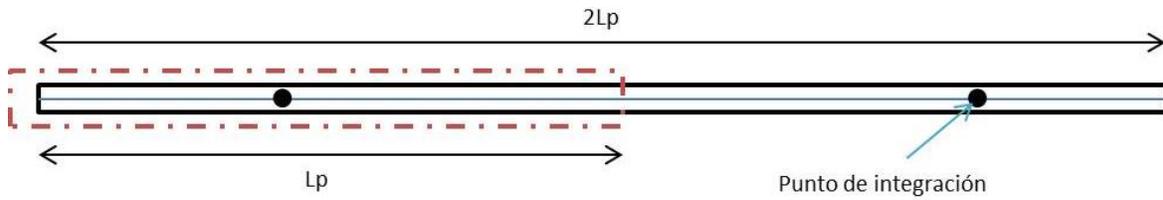


Fig. 3.1 Esquema de elemento tipo barra.

La distribución de los puntos de integración en la sección para elementos tipo barra da una similitud a los elementos fibra que utilizan otros programas como Perform y OpenSees, considerados elementos capaces de distribuir la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de la sección transversal del elemento y a lo largo de la longitud del mismo. En la fig. 3.2 se muestra el esquema con los puntos de integración que se utilizaron para cada tipo de sección en vigas y columnas. Las vigas se han modelado como secciones T o L, con un ancho de patín a cada lado del alma igual al menor de los tres valores mencionados previamente en el apartado 3.1 inciso 7. Con la distribución que se muestra en la fig. 3.2 se buscó mantener al menos los siete puntos de integración sugeridos en las RTD (2017) para conformar la sección en su largo y ancho.

Por lo tanto, cada elemento barra tendrá en total un número de puntos de integración que definan su comportamiento (fig. 3.2). Teniendo elementos en vigas con 64 puntos de integración y en columnas con 96 o 98 puntos cada uno.

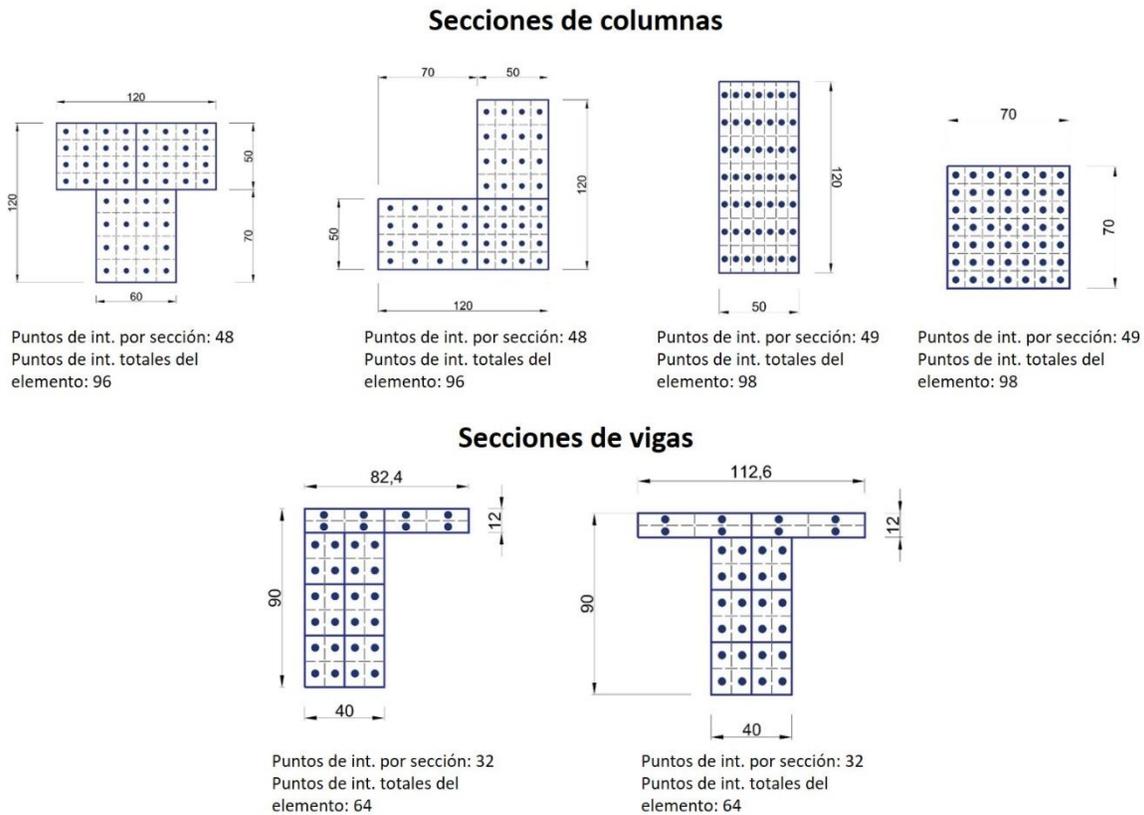
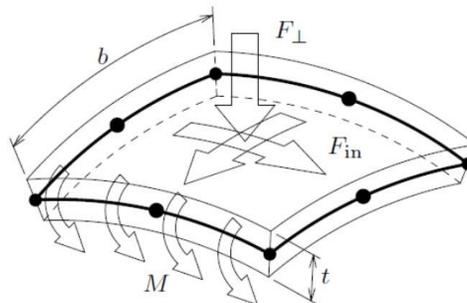


Fig. 3.2 Puntos de integración en secciones de vigas y columnas.

Para la generación de las zonas rígidas (ZR) en las uniones viga-columna, los elementos tanto de vigas como de columnas se han dividido en segmentos que respeten la distancia entre cara libre y el centro de conexión equivalente a 50% del peralte de la sección con el uso de ligas rígidas.

Elementos cascarón (Muros de concreto y muros de mampostería).

Para los elementos cascarón que conforman los muros de concreto y muros de mampostería se siguió la recomendación de la RTD (2017), asignándole 3 x 3 puntos de integración de Gauss en el plano y siete puntos de Simpson en su espesor, dejando así a cada elemento con 63 puntos de integración. Se hace uso de elementos cascarón curvos rectangulares de ocho nodos de interpolación cuadrática nombrados como CQ40S (DIANA, 2019). Cada elemento cuenta con cinco grados de libertad en cada nodo del elemento: tres traslaciones y dos rotaciones. Una de las condiciones de uso es que deben ser delgados, es decir que su grosor debe ser más pequeño en relación con las dimensiones que definen al elemento en el plano. Las fuerzas pueden actuar en cualquier dirección perpendicular a la superficie y sobre la superficie. Las cargas de momento deben actuar alrededor de un eje que esté en la cara del elemento.



3.3 Características de elemento cascarón curvo (DIANA 10.3, 2019)

El tamaño de elemento para los muros de concreto se basó en lo observado en Arias *et al.* (2017) quedando con 6 elementos en el centro del muro en "C" (MC2), cuatro en sus laterales y siete elementos para el ancho en muros rectangulares; en su altura ambos se han dividido en seis segmentos. Se han dividido los elementos a manera de tener separadas las zonas de concreto confinado en los bordes de los muros para otorgarle las propiedades correspondientes en el posterior análisis no lineal. Los espesores se definieron con las correspondientes a las secciones que se muestran en la tabla 2.2 que van de 30 a 20 cm.

Los muros de mampostería se han mallado cuidando la unión con los elementos viga y columna ya discretizados, a los que están conectados de forma continua. Por consiguiente, quedan de menor tamaño en las zonas superior e inferior y más grandes en las zonas centrales. Los espesores son los correspondientes al ancho de las mamposterías de 15 cm.

Elementos membrana (Losas)

A diferencia de modelos previos (ETABS, Ruaumoko) en donde se hizo uso de diafragmas rígidos en vez de losas, para los modelos elaborados en DIANA se decidió modelarlas con elementos membrana debido a que el programa no cuenta con una herramienta que simule de forma sencilla la hipótesis de diafragma rígido.

El cambio de elementos cascarón a tipo membrana para las losas se hizo a razón de que requieren menor costo computacional, que no se le colocarán elementos de refuerzo y al decidir usarlos con propiedades lineales para todos los análisis, es el tipo de elemento más adecuado. Las losas de entrepiso se han modelado con un mallado aproximado de 800 mm por lado a excepción de las zonas que continúan a las zonas rígidas. En estas zonas el mallado se ha hecho más pequeño para dar continuidad entre los elementos barra de las ZR. El espesor es de 12 cm para entrepisos y 20 para el sótano.

El único esquema de integración posible para estos elementos es de 2 x 2 en el plano. No cuenta con la posibilidad de generar puntos de integración en el grosor del elemento por lo que sólo trabaja con la integración en el plano.

Los elementos de cascarón plano (membrana) deben cumplir las siguientes condiciones con respecto a la forma y la carga: deben ser planos, es decir, las coordenadas de los nodos del elemento deben estar en el plano del elemento; deben ser delgados, es decir, el grosor debe ser más pequeño en relación con las dimensiones en el plano del elemento, las cargas de fuerza pueden actuar en cualquier dirección entre el plano perpendicular al plano y en el plano; el momento debe actuar en el plano del elemento. Su configuración hace que las normales del plano del elemento permanezcan rectas después de la deformación, pero no tienen que ser perpendiculares al plano del elemento. A diferencia de los cascarones, para estos elementos el desplazamiento perpendicular al plano no varía en la dirección del espesor.

Las masas adicionales de entrepiso se han colocado sobre los nodos de las mallas creadas en estos elementos. En el caso de modelos sin muros de mampostería se han asignado las masas adicionales correspondientes en la ubicación de los elementos no modelados.

Elementos de refuerzo

El acero de refuerzo se ha modelado embebido en las secciones de concreto para los elementos columna, viga y muros de concreto con elementos tipo "TRUSS" (DIANA, 2019). Este tipo de elementos embebidos no tiene grados de libertad por sí mismos, pues las deformaciones que desarrollen serán debido a los desplazamientos que se presenten en el elemento principal que los contiene (elemento barra o cascarón) lo cual implica una perfecta adherencia entre el elemento de refuerzo y el material del elemento principal de concreto (fig. 3.4).

Para estos elementos es necesario definir su localización en el modelo, las propiedades del material, propiedades físicas como su sección transversal y su esquema de integración. La contribución de rigidez hacia el elemento es automáticamente calculada siempre y cuando el elemento quede dentro de las dimensiones que definen la sección en barras o el espesor en el caso de los cascarones.

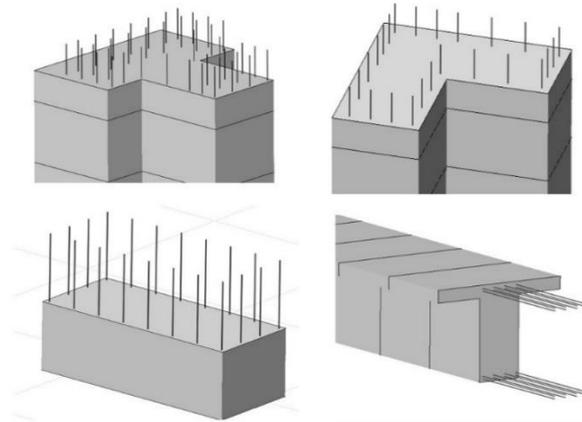


Fig. 3.4 Elementos de acero de refuerzo embebidos en secciones de concreto de vigas y columnas.

Para comprobar el correcto uso de estos elementos y observar la influencia de los aceros de refuerzo en la rigidez de las secciones de concreto se hicieron pruebas en las columnas rectangulares, T y L. Se modelaron segmentos que respetaran las geometrías de las columnas más grandes que se encuentran en los niveles inferiores y se incluyeron los refuerzos embebidos. Se aplicó una carga puntual en dirección L y T de 10,000 N en el nodo superior de la columna y se obtuvieron los resultados que se muestran en la fig. 3.5.

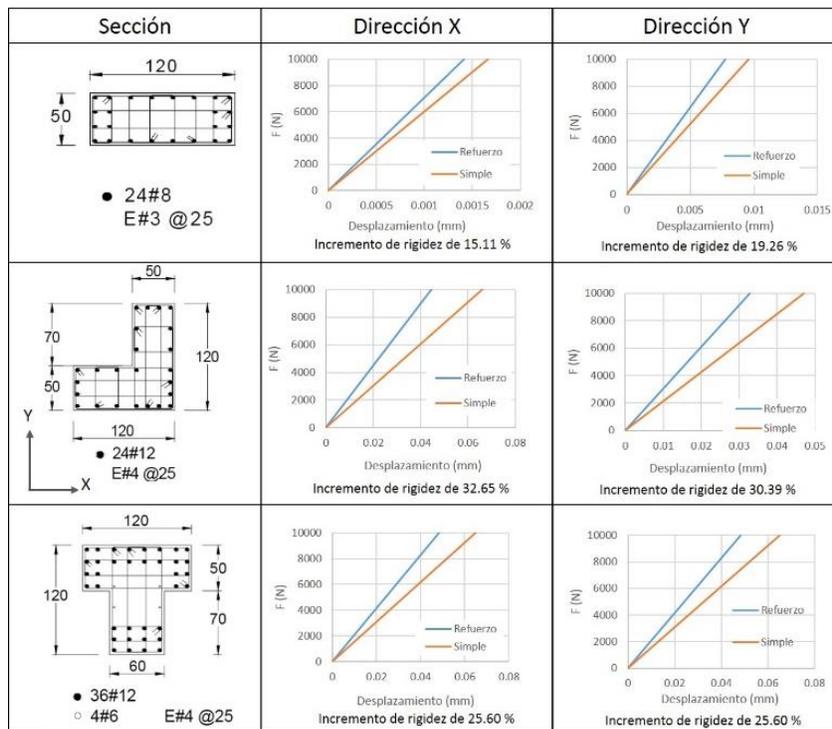


Fig. 3.5 Incremento de rigidez por acero de refuerzo en columnas.

Se aprecia que existe una influencia significativa en término de rigidez al incluir en las secciones los elementos de refuerzo embebido. Este incremento llega a ser de hasta 32% para las secciones tipo L de las columnas, de 19% en secciones rectangulares y de 25% en secciones tipo T.

Elementos resorte (ISE)

Para representar los efectos de ISE se hace uso de elementos tipo resorte de translación, presentados en DIANA como elementos SP2TR, los cuales están compuestos de dos nodos, uno sujeto a la base de la cimentación y el otro como un apoyo fijo. A estos elementos además de su rigidez también se les puede asignar un coeficiente de amortiguamiento, por lo que serán utilizados también para darle valores de amortiguamiento a la ISE. Para poder simular una losa rígida en cimentación se le asignó a la losa de la base un espesor grande y un módulo de elasticidad alto.

El uso de un solo punto en donde se concentran los valores de rigideces para dar los efectos de ISE en traslación y cabeceo generó problemas de índole numérico, por lo que se optó por hacer uso de varios puntos distribuidos en la cimentación (fig. 3.6). Para que el efecto de rotación y cabeceo se representara de manera adecuada se calcularon valores de rigidez verticales y se determinaron posiciones estratégicas respecto al centro de masa del edificio, de forma que reprodujeran las rigideces rotacionales y de traslación globales deseadas.

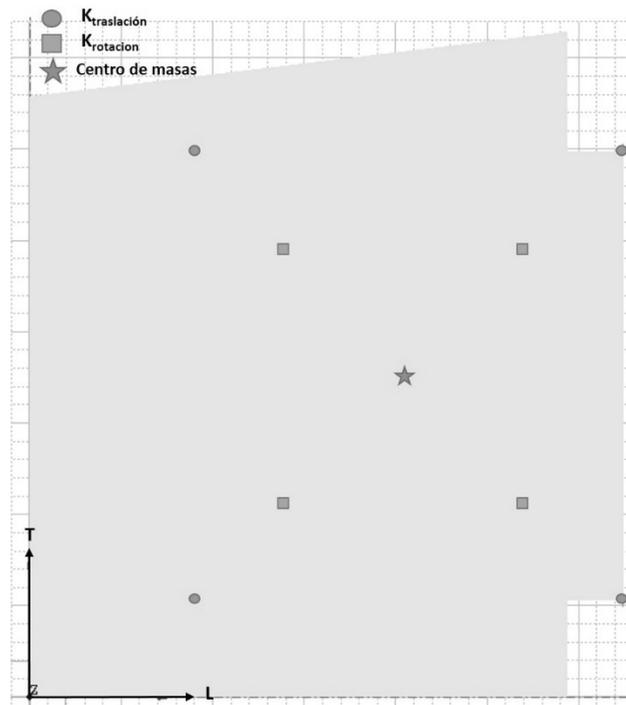


Fig. 3.6 Ubicación de elementos para ISE en planta de cimentación.

Para hacer uso de estos elementos resorte, DIANA tiene la capacidad de definir rigideces de muelle con modelos no lineales, hecho que sería útil en el caso de incluir un tipo de comportamiento no lineal en el suelo. Sin embargo, este aspecto queda fuera de los alcances de este trabajo.

Finalmente, los valores para las propiedades de los materiales adoptados en la etapa lineal para concreto y acero de refuerzo son los mismos que en modelos previos. Se hace un resumen de ellos en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Resumen de valores para materiales de elementos estructurales.

Material	Módulo de elasticidad, en MPa	Peso volumétrico, en N/m ³
Concreto clase I	27,802	23,536
Acero de refuerzo	210,000	-

Algunos estudios experimentales (Meli, 1994; Alcocer, 1997) han mostrado que los valores especificados en las normativas mexicanas para el módulo de elasticidad de la mampostería son bajos en comparación con datos experimentales. En la tabla 3.6 se muestra el módulo de elasticidad propuesto para diseño en las NTC-Mampostería (2004) y dos casos experimentales.

Las NTC-Mampostería (2004, 2017) proponen una ecuación que multiplica 600 veces la resistencia de diseño a compresión de la mampostería (f'_m) para determinar el módulo de elasticidad. Para las piezas de tabique macizo de arcilla artesanal, el f'_m correspondiente es de 1.5 MPa. Por lo tanto, el módulo de elasticidad es de 900 MPa. Mediante pruebas experimentales en pilas de mampostería con piezas elaboradas en tabiquerías mexicanas se obtuvo un módulo correspondiente al valor promedio de 2,100 MPa con un coeficiente de variación del 18% (Arias, 2005). La diferencia de este valor con el indicado en las NTC-Mampostería (2004) y utilizado en modelos anteriores es de 57%.

Por otro lado, se realizaron ensayos en especímenes de mampostería de tabique rojo recocido comúnmente utilizados para la construcción de muros de mampostería en Chilpancingo (estado de Guerrero, México) municipio colindante con Acapulco (Arias, 2005). Se determinó el módulo de elasticidad y se obtuvo un valor promedio de 2,540 MPa con un coeficiente de variación de 40%. Este módulo resulta 65% mayor que el propuesto en las NTC-Mampostería (2004, 2017).

Tabla 3.6 Resumen de valores para materiales de elementos estructurales

	Módulo de elasticidad propuesto, en MPa	Coefficiente de variación, en %
NTC-Mampostería (2004, 2017)	900	
Arias (2005)	2,100	18
Flores et al. (2012)	2,540	40

A diferencia de análisis anteriores, se opta por hacer uso de un módulo de elasticidad propuesto en Arias (2005) obtenido del promedio de resultados experimentales y con un coeficiente de variación más pequeño en comparación en la obtenido por Flores (2012) para los análisis siguientes de modelos DIANA se asignará a la mampostería un módulo de elasticidad con valor de 2,100 MPa.

Los modelos previos hicieron uso del módulo de diseño propuesto en las NTC-Mampostería (2004) por lo que el efecto que genera este cambio de valor para el módulo de elasticidad en los modelos elaborados para esta tesis se presenta más adelante en el apartado 3.3 (tabla 3.7) al comparar las propiedades dinámicas con modelos elaborados en DIANA que hacen uso del módulo de elasticidad indicado por las NTC-Mampostería (2004) y el propuesto en Arias (2005). El peso volumétrico de este material se considera de 1,800 kg/m³ para todos los modelos.

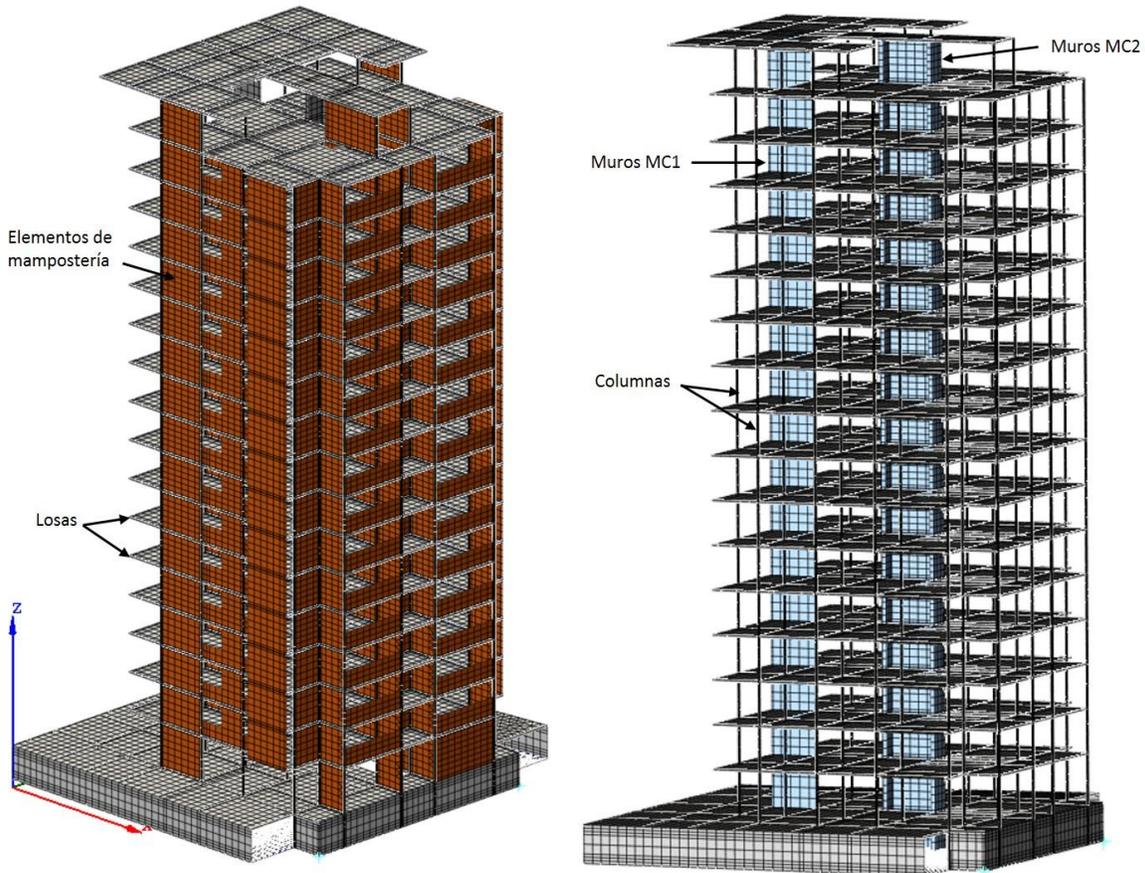


Fig. 3.7 Modelo numérico tridimensional elaborado en DIANA.

Tabla 3.7 Cantidad de elementos en el modelo numérico elaborado en DIANA.

Elemento	Tipo de elem.	Cantidad de elementos
Columnas	Barra	3,326
Vigas	Barra	8,733
Muro MC1	Cascarón	623
Muro MC2	Cascarón	2,380
Losas	Cascarón	30.636
Mampostería	Cascarón	20,638
Refuerzos	Barra	30,697
Cargas Muertas	Nodo	21,948
Muro cimentación	Cascarón	1,392
ISE en 8 puntos	Resorte	12
Amortiguamiento ISE	Amortiguador	5
Total		120,390

En la fig. 3.7 se muestran las imágenes del modelo elaborado en DIANA, en donde se pueden apreciar los elementos de mampostería, las losas, muros de concreto y columnas. También se logra apreciar el mallado que se asignó en los elementos cascarón.

En la tabla 3.7 se muestra un resumen de la cantidad de elementos que se tiene de cada tipo. Se obtiene un total de 120,390 elementos para los modelos que incluyen los elementos de mampostería. Para los modelos en los que no se incluyen, el total es de 99,752 elementos. Por lo que se tiene una diferencia de 17.14% entre la cantidad de elementos que tiene un modelo que toma en cuenta elementos de mampostería y uno que no.

3.3. Comparación de propiedades dinámicas.

Con las consideraciones de modelado mencionadas previamente se han creado seis modelos lineales con las siguientes características específicas:

- **Di-L-NTC:** Secciones brutas de concreto (sin acero de refuerzo), con valores de ISE calculados con las NTC-Sismo (2004) y elementos de mampostería tipo cascarón con módulo de elasticidad de 2,100 MPa.
- **Di-L-Dyna:** Secciones brutas de concreto (sin acero de refuerzo), con valores de ISE calculados con Dyna5 y elementos de mampostería tipo cascarón con módulo de elasticidad de 2,100 MPa.
- **Di-L-NTC-ref:** Acero de refuerzo embebido en elementos de concreto (excepto losas), con valores de ISE calculados con las NTC-Sismo (2004) y elementos de mampostería tipo cascarón con módulo de elasticidad de 2,100 MPa.
- **Di-L-Dyna-ref:** Acero de refuerzo embebido en elementos de concreto (excepto losas), con valores de interacción suelo-estructura calculados con Dyna5 y elementos de mampostería tipo cascarón con módulo de elasticidad de 2,100 MPa.
- **Di-L-Dyna-ref-MNTC:** Acero de refuerzo embebido en elementos de concreto (excepto losas), con valores de interacción suelo-estructura calculados con Dyna5 y elementos de mampostería tipo cascarón con módulo de elasticidad de 900 MPa (NTC-Mampostería, 2004).
- **Di-L-NTC-ref-SM:** Acero de refuerzo embebido en elementos de concreto (excepto losas), con valores de ISE calculados con las NTC-Sismo (2004) y sin elementos de mampostería (sólo se considera la carga correspondiente a su peso).
- **Di-L-Dyna-ref-SM:** Acero de refuerzo embebido en elementos de concreto (excepto losas), con valor de ISE calculados con Dyna5 y sin elementos de mampostería (sólo se considera la carga correspondiente a su peso).

Estos modelos fueron creados para ver y comparar la influencia que tenían los parámetros de valores de ISE, elementos de acero de refuerzo y elementos de mampostería en el comportamiento de la estructura.

En la tabla 3.8 se muestra la comparación de frecuencias de vibrar obtenidas de manera experimental con las obtenidas de los modelos numéricos, tanto en modelos de trabajos previos, como los elaborados para esta tesis.

De los valores de modelos previos aquí presentados, el modelo Ruaumoko 3D* modela los muros de concreto reforzado con elementos curvos tipo cascarón, mientras que el modelo Ruaumoko 3D** los modela con un modelo macroscópico equivalente a base de vigas y resortes (Ochoa, 2015).

Una comparación entre las frecuencias de los modelos Di-L-NTC y Di-L-Dyna muestra la influencia que tienen los valores de ISE; para los primeros modos en T y L las frecuencias disminuyen ligeramente cuando se utiliza la ISE de Dyna5, sin embargo, para los segundos y terceros modos en dirección L las frecuencias son más elevadas en este mismo modelo, lo cual reduce diferencias de valores respecto del sismo SI-011. Las frecuencias de torsión para los tres modos resultan más elevadas en el modelo Di-L-Dyna que en el Di-L-NTC, acercándose más a los valores de referencia tomados del sismo SI-011, lo cual indicaría que Dyna5 nos da valores más cercanos a los experimentales en cuanto a rotaciones de torsión.

Tabla 3.8 Comparación de frecuencias experimentales con las obtenidas de modelos numéricos.

Evento o modelo	Frecuencias en Hz								
	Modos								
	Longitudinal (x)			Transversal (y)			Torsión		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
VA-011	1.12	4.1	8.45	0.88	2.93	5.18	1.42	4.44	6.79
SI-011	0.99	3.75	8.00	0.78	2.66	4.75	1.30	4.00	6.61
VA-021	1.07	3.98	8.19	0.85	2.83	5.02	1.44	4.21	6.71
SI-071	1.00	--	--	0.77	--	--	--	--	--
SI-131	0.92	--	--	0.65	--	--	--	--	--
VA-181	1.00	3.54	7.48*	0.73	2.45	4.41*	1.27	3.93*	--
ETABS	0.99	3.31	6.40	0.79	2.52	4.47	1.16	3.53	5.65
Ruaumoko 2D-L	1.00	3.3	6.27	--	--	--	--	--	--
Ruaumoko 2D-T	--	--	--	0.78	2.45	4.39	--	--	--
Ruaumoko 3D*	0.98	3.45	6.46	0.76	2.49	4.65	1.57	3.82	6.03
Ruaumoko 3D**	0.96	3.29	6.22	0.78	2.59	4.76	1.36	3.74	6.14
Di-L-NTC	0.95	3.17	5.64	0.78	2.49	4.41	1.15	3.40	5.82
Di-L-Dyna	0.94	3.24	5.78	0.75	2.43	4.30	1.17	3.48	5.91
Di-L-NTC-ref	1.02	3.40	6.04	0.96	2.75	4.83	1.27	3.73	6.10
Di-L-Dyna-ref	0.99	3.54	6.55	0.82	2.64	4.65	1.27	3.74	6.30
Di-L-Dyna-ref-MNTC	0.92	3.17	5.65	0.79	2.55	4.48	1.19	3.48	5.87
Di-L-NTC-ref-SM	0.95	3.17	5.48	0.85	2.71	4.72	1.22	3.56	5.71
Di-L-Dyna-ref-SM	0.87	2.98	5.49	0.78	2.60	4.48	1.13	3.38	5.58

La consideración de los elementos de acero de refuerzo en las secciones de elementos estructurales de concreto reforzado aumentan entre un 5 a un 8% las frecuencias debido al incremento de rigidez de las secciones. Además, en combinación con los valores de ISE calculados con Dyna5 (modelo Di-L-Dyna-ref), las frecuencias resultan ser las más cercanas con las obtenidas del sismo SI-011 con excepción del primer modo en dirección T el cual resulta más cercano a valores de VA.

Las frecuencias obtenidas para modos superiores (tercer modo en L) con el modelo Di-L-Dyna-ref distan hasta en 18% con los experimentales (SI-011), al igual que modelos previos como es el caso del modelo Ruaumoko 3D* con una diferencia de 20%. En general, tanto modelos previos como los que se presentan en este trabajo nos muestran que no son capaces de simular con menores diferencias los modos superiores en comparación con los primeros dos modos para cada dirección.

En la tabla 3.8 se muestran las frecuencias obtenidas de los modelos numéricos elaborado en DIANA con dos diferentes módulos de elasticidad para la mampostería. El modelo Di-L-Dyna-ref tiene un módulo experimental promedio de 2,100 MPa comentado anteriormente en el apartado 3.2. El modelo Di-L-Dyna-ref-M-NTC tiene el módulo sugerido por las NTC-Mampostería (2014 y 2017) equivalente a 900 MPa y utilizado en modelos previos.

El modelo Di-L-Dyna-ref-M-NTC presenta frecuencias menores con una diferencia de 7.5% para la dirección L, 3.5% en la dirección T y de 6.5% para torsión. La dirección L es la que se ve más influenciada por las consideraciones hechas en los elementos de mampostería debido a que en esta dirección es en la que se encuentran orientados la mayoría de estos elementos. Por lo tanto, comparando el modelo Di-L-Dyna-ref-M-NTC con las frecuencias obtenidas en VA-011, VA-021 y el evento SI-011, los valores de propiedades dinámicas en dirección L y de torsión se alejan más de los experimentales. En consecuencia, se decide hacer uso del valor promedio de 2,100 MPa para los elementos de mampostería en los modelos lineales para realizar los análisis paso a paso que se presentan más adelante.

Como último parámetro se encuentra la consideración de modelar los elementos de mampostería, un aspecto importante debido a que, al representar la quinta parte del total de elementos del modelo, incluirlos aumenta en gran medida el costo computacional. No considerarlos reduce en un 12% las frecuencias para la dirección L, dirección en la que se orienta la mayoría de las mamposterías. Para la dirección T, este cambio de rigidez es en promedio de 3%. Comparando las frecuencias del modelo DIANA con las obtenidas experimentalmente para el sismo SI-131 (el sismo más intenso registrado) el modelo sin elementos de mampostería (Di-L-Dyna-ref-SM) tendría mejor respuesta para los primeros modos en T y L. Sin embargo, el cambio de frecuencias entre los sismos indica cierto daño en la estructura o en elementos no estructurales, por lo que la inclusión de los elementos de mampostería en el modelo es un factor que se compara y analiza más adelante mostrando la influencia y efecto que genera durante los eventos sísmicos.

En la fig. 3.8 se muestra la comparación de formas modales obtenidas del análisis de los modelos elaborado en DIANA utilizando valores de ISE calculados con Dyna5 con las obtenidas con el sismo SI-011.

Contrastando las formas modales experimentales respecto de las numéricas, se observa que las formas del primer modo para direcciones T, L y de torsión son bastante similares a la forma modal experimental. Para el segundo modo, se ve un buen comportamiento de los modelos para la dirección T, pero comienza a haber diferencias para la dirección L y de torsión. En dirección L, todos los modelos tienen mayor desplazamiento para niveles intermedios mientras que, en el caso de la forma modal en torsión, el que más se acerca es el modelo Di-L-Dyna-ref, a diferencia del modelo Di-L-Dyna-ref-SM que no logra alcanzar los desplazamientos en los niveles inferiores. Para los modos superiores de cada dirección la adecuación de comportamiento de todos los modelos no es tan cercana a la obtenida experimentalmente como en los primeros y segundos modos.

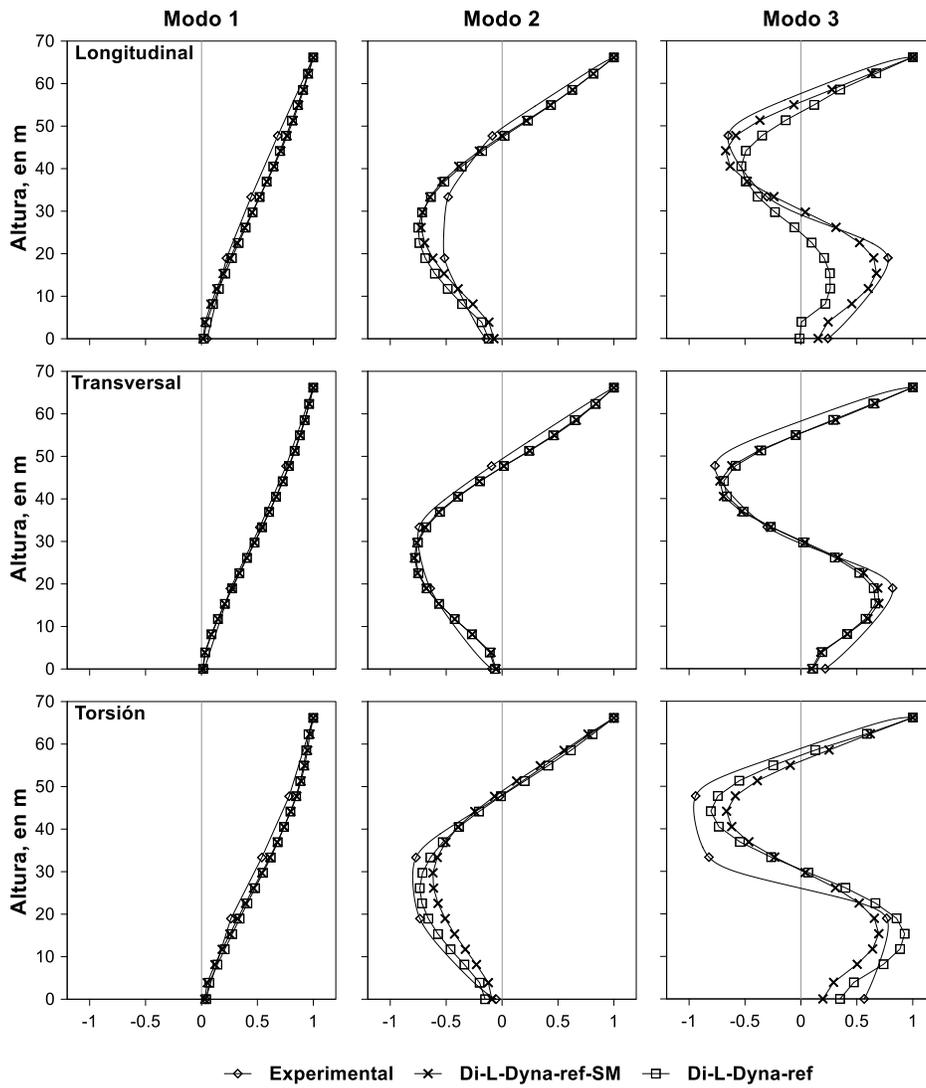


Fig. 3.8 Comparación de formas modales de modelos DIANA con la experimental obtenida del evento SI-011.

3.4. Análisis paso a paso

Al contar con registros sísmicos del edificio es posible hacer una comparación de historias de aceleraciones absolutas y distorsiones de entrepiso con lo obtenido de un análisis paso a paso con los modelos numéricos. En este apartado se muestran estas comparaciones para los eventos SI-011 y SI-131.

En este tipo de análisis debe tomarse en cuenta el amortiguamiento de la estructura. Para considerar este parámetro, se optó por hacer uso del amortiguamiento clásico de Rayleigh, el cual se determina mediante la ecuación 3.1 (PEER/ATC-72-1, 2010), donde las constantes de proporcionalidad de masa y rigidez son los valores que se definen para definir la curva de amortiguamiento.

$$\zeta_n = \frac{a_M T_n}{4\pi} + \frac{a_k \pi}{T_n} \quad (3.1)$$

Donde:

a_M : constante de proporcionalidad de masa.

a_k : constante de proporcionalidad de rigidez.

ζ_M : porcentaje de amortiguamiento crítico.

N : modo de vibración del T_n periodo.

$$a_M = \frac{4\pi\zeta}{T_i + T_j} \quad (3.2)$$

$$a_k = \frac{\zeta T_i T_j}{\pi(T_i + T_j)} \quad (3.3)$$

Es importante mencionar que, para los modelos hechos en DIANA, el amortiguamiento es asignado a los materiales, y no de manera global a la estructura como en otros programas de cómputo, por lo cual se necesita definir las constantes de proporcionalidad.

Para el cálculo de las constantes de proporcionalidad se tomaron los valores de periodos $T_i=1.28$ s y $T_j=0.77$ s correspondientes al primer modo en L y de torsión identificados experimentalmente para el SI-011, mismo con el que se comparan los valores de amortiguamiento (tabla 3.9). El valor de amortiguamiento crítico ζ se asignó con un valor de 0.0154, correspondiente al promedio de amortiguamiento crítico experimental de la suma del primer modo para cada dirección.

En la fig. 3.9 puede verse que el uso de estos valores para crear la curva de amortiguamiento de Rayleigh se ajustan muy bien a los valores experimentales obtenidos del SI-011. Finalmente, los valores asignados a los materiales de los modelos DIANA serán de 0.0183 para la constante de proporcionalidad de masa y 0.0105 para la constante de proporcionalidad de rigidez.

Se ha incluido el amortiguamiento para efectos de interacción suelo-estructura con un elemento para cada grado de libertad situado en el centro de masas (fig. 3.6). Los valores asignados fueron estimados con Dyna5 para el mismo evento sísmico SI-011 y se muestran en la tabla 3.10. No se cuenta aún con datos de amortiguamiento para la componente vertical.

Tabla 3.9 Porcentajes de amortiguamiento crítico del sistema identificados en el evento SI-011 (Taborda, 2003).

Modo	Porcentaje de amortiguamiento crítico promedio, ξ_p		
	Dirección L	Dirección T	Torsión
1	1.50	1.54	1.60
2	2.50	1.83	2.18
3	5.23	2.29	4.65

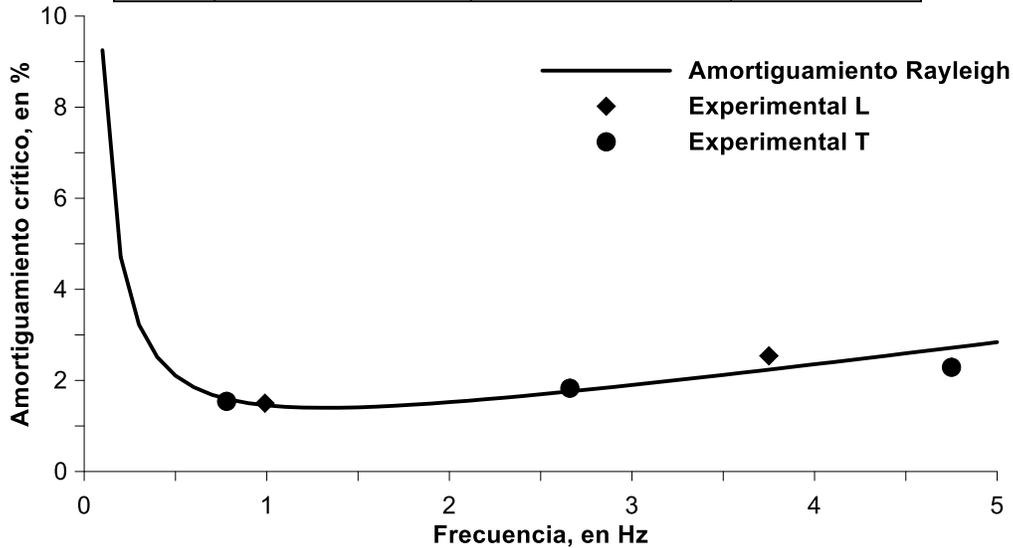


Fig. 3.9 Curva de Rayleigh para valores de amortiguamiento en DIANA y valores experimentales con sismo SI-011

Tabla 3.10 Valores de amortiguamiento para efectos de interacción suelo-estructura.

Dirección	Amortiguamiento
Traslación L (Cx)	5.99×10^8 N/m/s
Traslación T (Cy)	6.00×10^8 N/m/s
Rotación en L (Crx)	3.18×10^{10} N.m/rad/s
Rotación en T (Cry)	4.42×10^{10} N.m/rad/s
Torsión (Crz)	4.36×10^{10} N.m/rad/s

Siendo estos los valores que definen el amortiguamiento de los materiales y de la interacción suelo-estructura, se realizó un análisis de vibración libre que muestre el amortiguamiento global de la estructura. Para esto se ha calculado, mediante decremento logarítmico, el porcentaje de amortiguamiento, asumiendo que es equivalente a la ecuación 3.4.

$$\zeta \approx \frac{\delta}{2\pi} \tag{3.4}$$

Donde δ se obtiene calculando el logaritmo natural del cociente de dos puntos máximos de amplitudes. En la fig. 3.10 se ven los desplazamientos máximos en azotea para cada dirección al hacer un análisis paso a paso con una prueba de vibración libre.

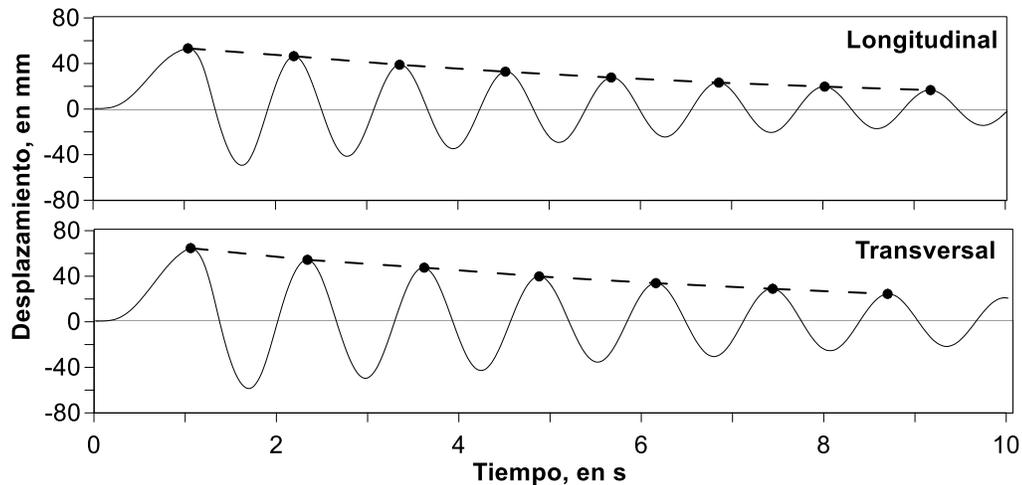


Fig. 3.10 Análisis con prueba de vibración libre en modelo numérico

Tomando los puntos de desplazamientos máximos en azotea de cada dirección, el promedio de valores de porcentaje de amortiguamiento obtenido mediante decremento logarítmico es de 2.72% en dirección L y de 2.58% en dirección T. Si obtenemos el promedio de los valores de amortiguamiento experimentales obtenidos de los tres primeros modos de cada dirección (tabla 3.8) calculados en Taborda (2003), el amortiguamiento corresponde a un 2.59% de amortiguamiento crítico que, al compararlo con los obtenidos de la prueba de vibración libre del modelo actual en DIANA, los valores son muy cercanos por lo que se consideran válidos para un análisis dinámico paso a paso.

Con todos los parámetros necesarios ya definidos, se realizaron análisis lineales paso a paso con los modelos DIANA, comparándolos con los modelos previos y los registros experimentales.

Una comparación adecuada entre los modelos numéricos previos (ETABS y Ruaumoko 2D y 3D) y los creados para esta tesis ocurre con el modelo Di-L-NTC; un modelo con secciones brutas de concreto, sin acero de refuerzo, con elementos de mampostería y valores de ISE calculados con las NTC-2004. En la fig. 3.11 y 3.12 se muestra la comparación de aceleraciones máximas de azotea en modelos previos, Di-L-NTC y los valores experimentales.

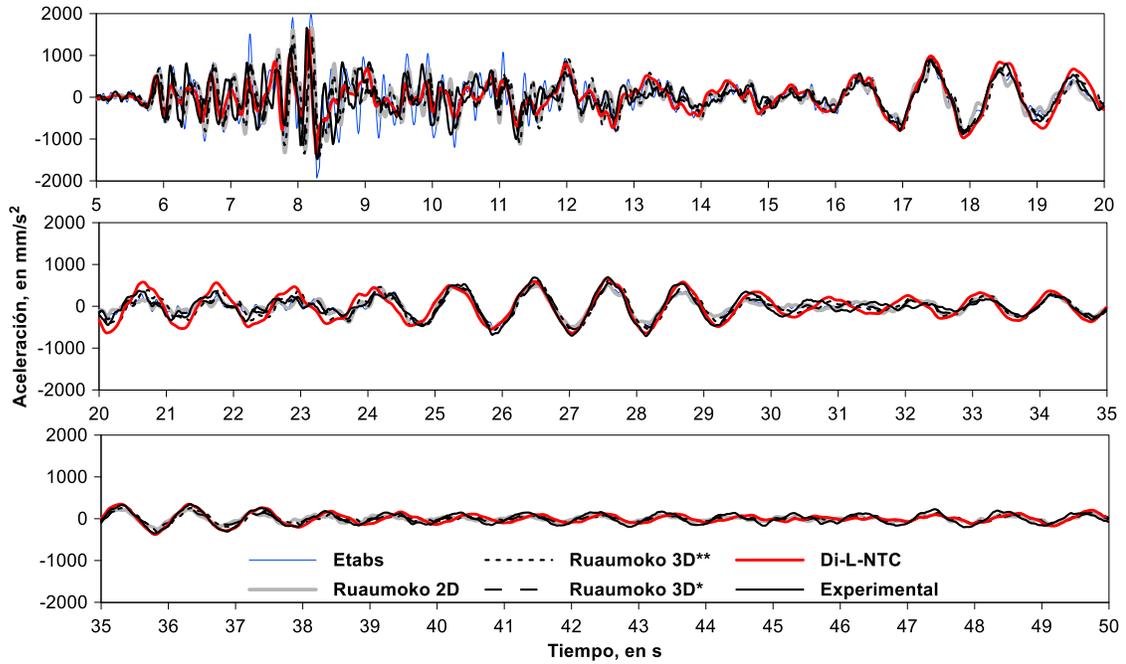


Fig. 3.11 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea en dirección L de modelos previos y Di-L-NTC con la experimental del sismo SI-011

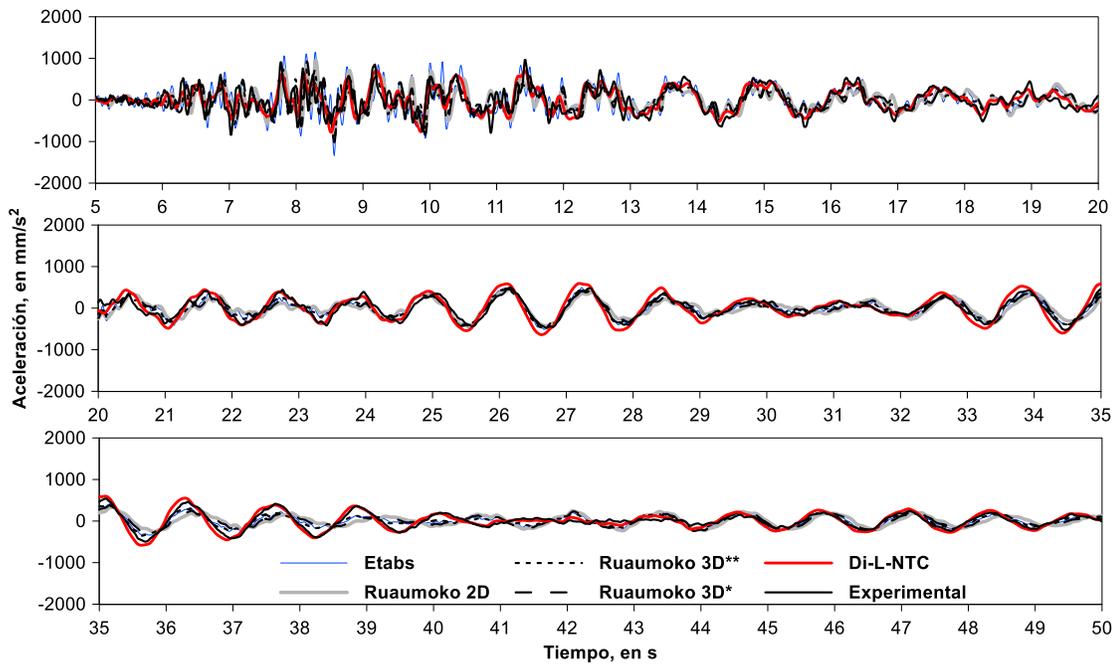


Fig. 3.12 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea en dirección T de modelos previos y Di-L-NTC con la experimental del sismo SI-011

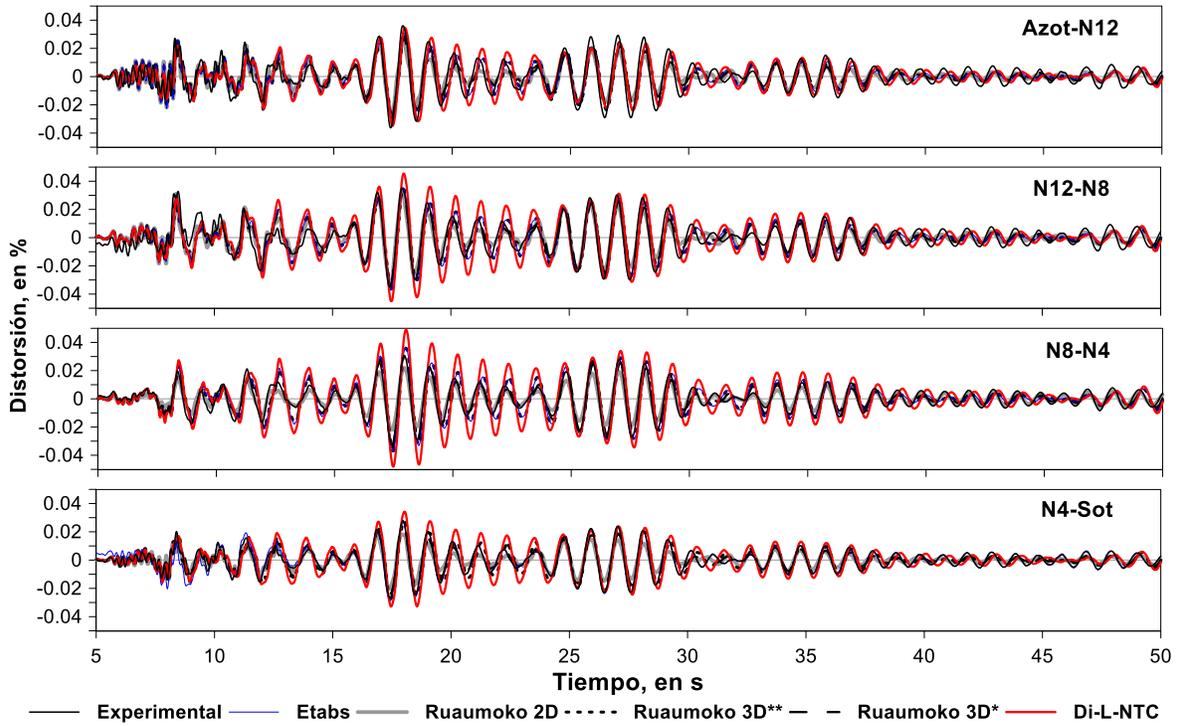


Fig. 3.13 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección L calculadas con los modelos previos, Di-L-NTC, y las experimentales del evento SI-011

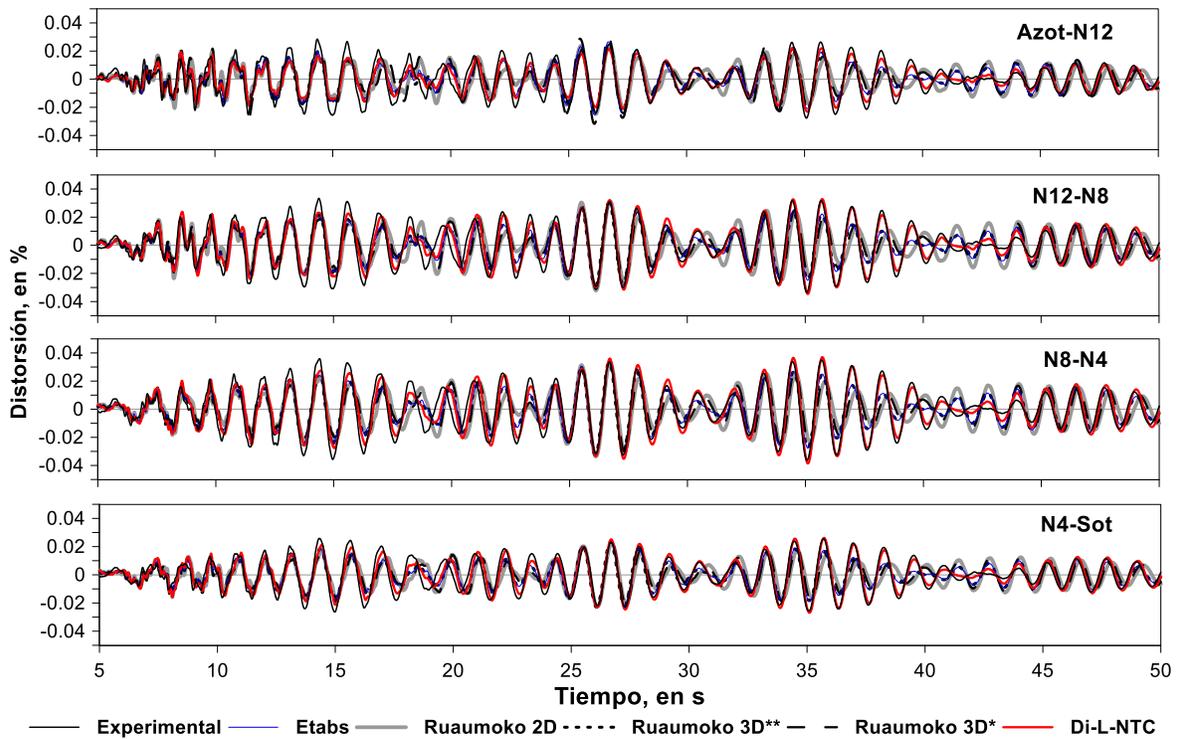


Fig. 3.14 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección T calculadas con los modelos previos, Di-L-NTC, y las experimentales del evento SI-011

Observando las comparaciones de aceleraciones en azotea en las figs. 3.11 y 3.12, el modelo Di-L-NTC muestra un buen comportamiento para la reproducción de aceleraciones del sismo SI-011 en ambas direcciones. Así mismo, la comparación de distorsiones entre niveles instrumentados (figs. 3.13 y 3.14) nos indica que las consideraciones hechas para estos modelos lineales expuestos a un sismo de baja intensidad son suficientes.

Para validar el modelo Di-L-NTC, se hicieron las mismas comparaciones para aceleraciones y distorsiones con los registros del evento SI-071. Los resultados se muestran en el Anexo A.1 y comprueban el buen desarrollo del sismo con este modelo.

Para los siguientes modelos (DIANA) se desea hacer uso los valores experimentales que caracterizan los efectos de ISE calculados en Dyna5. Por esta razón se crearon modelos con valores de efectos de ISE obtenidos con Dyna5 y así ver la influencia que genera en la respuesta de la estructura.

Otro aspecto que se vio involucrado es la inclusión de los elementos de acero de refuerzo en los elementos estructurales de concreto reforzado, ya que, al pensar en un modelo no lineal, estos elementos son necesarios. Además, en la tabla 3.6 se observó que en combinación con el uso de valores de ISE calculados con Dyna5 se obtiene una mejor similitud con las propiedades dinámicas medidas durante el sismo SI-011.

3.5. Influencia de consideraciones de modelado

En la fig. 3.15 se muestran las aceleraciones absolutas de azotea para los modelos Di-L-NTC y Di-L-Dyna para cada dirección comparadas con las experimentales. Ambos modelos numéricos tienen secciones brutas de concreto, el acero de refuerzo no ha sido considerado. Se puede ver un aumento de aceleraciones en la dirección L entre los segundos 20 y 35 con el modelo que utiliza los valores de ISE de Dyna5 (Di-L-Dyna). En cambio, para la dirección T ambos se comportan de manera muy similar. Comparando las distorsiones (Véase Anexo A.2) también se observa este aumento en la respuesta con el modelo Di-L-Dyna en la dirección L. Este cambio puede atribuirse a los valores utilizados para definir la ISE ya que la diferencia más grande de magnitudes de rigidez en esta dirección ocurre con el efecto de cabeceo. Como se ve en la tabla 2.9 los valores calculados con NTC da un valor 64% mayor que el obtenido en Dyna5.

En la fig. 3.16 se muestra la comparación de aceleraciones absolutas de azotea entre los modelos Di-L-Dyna y Di-L-Dyna-ref donde se nota la influencia de incluir los elementos de acero de refuerzo en los elementos de concreto reforzado (muros, vigas y columnas).

En la dirección L, con el modelo Di-L-Dyna-ref, se presentan menores aceleraciones que con el modelo sin refuerzos (DI-L-Dyna), por lo que se logra una excelente reproducción del comportamiento ante el sismo SI-011. En cambio, para la dirección transversal, aunque la magnitud de aceleración máxima del análisis completo no se ve excedida a la registrada, se observa un desfase en la respuesta y un incremento de aceleraciones entre los segundos 25 a 34. En el anexo A.2 se puede ver la comparación de distorsiones donde, así como en las aceleraciones, la respuesta mejora en mucho para la dirección L al incluir el acero de refuerzo en el modelo que hace uso de valores de Dyna5 para la ISE.

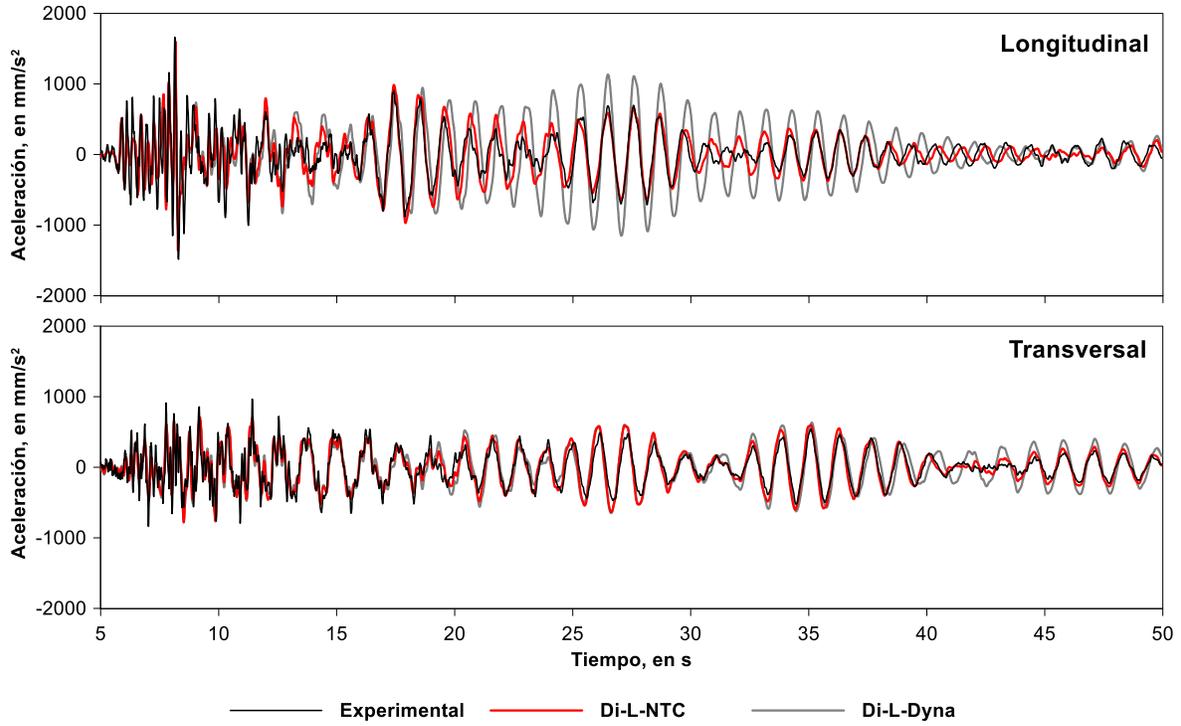


Fig. 3.15 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea de modelos Di-L-NTC, Di-L-Dyna y experimental del sismo SI-011

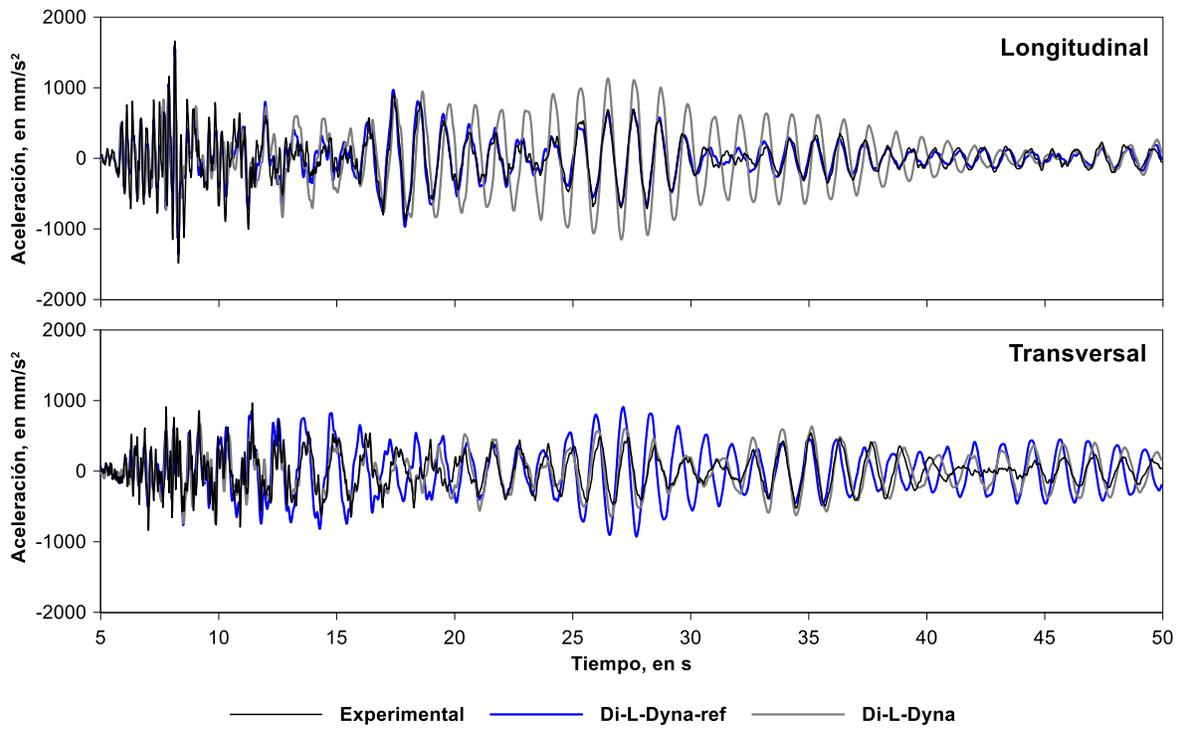


Fig. 3.16 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea modelos Di-L-Dyna y Di-L-Dyna-ref del sismo SI-011

Un último parámetro a comparar es el modelado de los elementos de mampostería. En la fig. 3.17 se muestra la comparación de los modelos Di-L-Dyna-ref y Di-L-Dyna-ref-SM donde se ve la influencia de los elementos de mampostería en la dirección L, mientras que en la dirección T su influencia es prácticamente nula. Este cambio se debe a la gran cantidad de muros de mampostería en dirección L y poca presencia de ellos en dirección T.

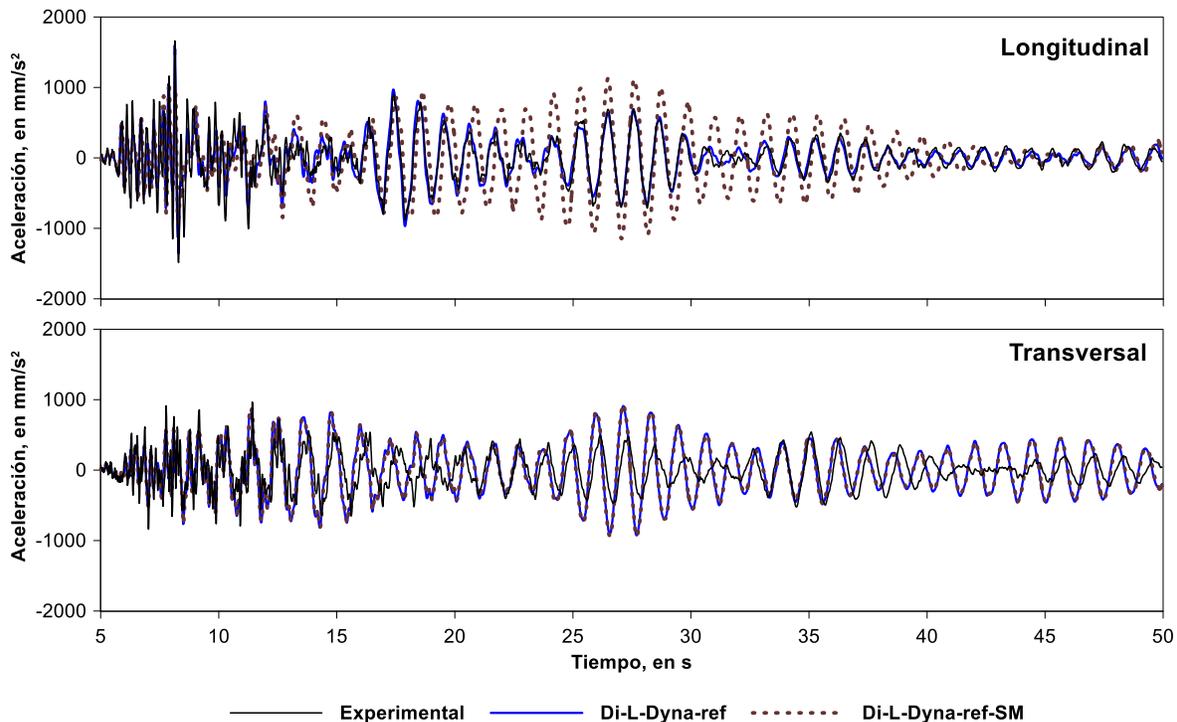


Fig. 3.17 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea de modelos Di-L-Dyna-ref y Di-L-Dyna-ref-SM del sismo SI-011.

Como se mostró en la tabla 3.6 donde se observan las frecuencias obtenidas de estos dos modelos, la diferencia de frecuencias para la dirección L en el primer modo es de 12%, para el segundo de 13% y el tercero de 10%. Con esto podemos ver la sensibilidad que existe en el análisis paso a paso ante un cambio de propiedades dinámicas de 12% ya que esto provocó un aumento de 39% en el valor de aceleraciones máximas en el tramo de 25 a 30s en el modelo Di-L-Dyna-ref-SM respecto del Di-L-Dyna-ref.

De las comparaciones anteriores se concluye que el modelo Di-L-Dyna-ref es el que reproduce mejor el comportamiento lineal ante sismos de moderada y baja intensidad. Además de que incluye los valores calculados con Dyna5 para la ISE y los elementos de acero de refuerzo necesarios para el análisis no lineal que se presenta más adelante.

Otro de los eventos sísmicos registrados de interés con el que se quieren comparar las historias de aceleraciones y distorsiones es el sismo de mayor intensidad registrado hasta el momento (SI-131). En las figs. 3.18 y 3.19 se comparan las historias de aceleraciones obtenidas en azotea con el modelo Di-L-Dyna-ref comparadas con los registros experimentales y en las figs. 3.20 y 3.21 las distorsiones en niveles instrumentados.

Para ambas direcciones, el modelo logra reproducir aceleraciones máximas en fase intensa. Sin embargo, se presenta un desfase en la respuesta a partir de alcanzar dichos valores. Comparando las distorsiones en ambas direcciones, el modelo no logra alcanzar los valores máximos registrados.

Dentro de los resultados solicitados para este modelo, es posible conocer los esfuerzos y deformaciones máximas alcanzados por los distintos elementos que conforman la estructura. Los esfuerzos máximos a tensión en elementos de concreto alcanzan valores de 13.50 MPa en vigas, 12.50 MPa en columnas y de 26.32 MPa en muros. Estos valores exceden hasta en un 92% la resistencia a tensión del concreto por lo que algunos elementos ya habrían agrietado. En cuanto a valores máximos a compresión para vigas se alcanzaron valores de 9.93 MPa, 18.5 MPa en columnas y de 25.21 MPa en muros.

Por otro lado, los elementos de mampostería han alcanzado esfuerzos a tensión de 3.55 MPa y a compresión de 3.93 MPa. Estos valores indican que las mamposterías ya habrían sido dañadas a tensión y posiblemente a compresión de acuerdo con valores mostrados experimentalmente para mamposterías elaboradas en el estado de Guerrero que promedian en 3.50 MPa para valores máximos a compresión con un coeficiente de variación de 21% (Sánchez-Tizapa, 2017). Por lo tanto, los valores obtenidos en el análisis paso a paso sugieren que algunos elementos ya habrían agrietado y presentado daños. Esto concuerda con lo reportado en Ochoa (2015) al realizar una inspección visual al edificio posterior al evento SI-131 donde el más común de los daños fue la formación de grietas en la interfaz de los muros de mampostería con las trabes y columnas que los rodea. Fue observado en los niveles intermedios y superiores en el área de cubo de escaleras y en el cuarto de ventilación.

El análisis paso a paso con el modelo lineal Di-L-Dyna-ref tienen un buen desarrollo al inicio hasta llegar a la fase más intensa del evento a partir del segundo 7. Después de este punto se generarían los daños y las consecuentes variaciones de frecuencia por lo que en este análisis deja de existir concordancia con lo registrado. Por lo tanto, agregando a esto lo observado en valores máximos de esfuerzo en los elementos estructurales del modelo, nos indica que para el sismo SI-131 tenemos presencia de un comportamiento no-lineal y el modelo de características lineales limita la respuesta.

Teniendo en cuenta que el modelo Di-L-Dyna-ref ya tiene el acero de refuerzo, requerido para un análisis no lineal en DIANA, se tomará como referencia para incluir las características necesarias en el análisis no-lineal del capítulo 4.

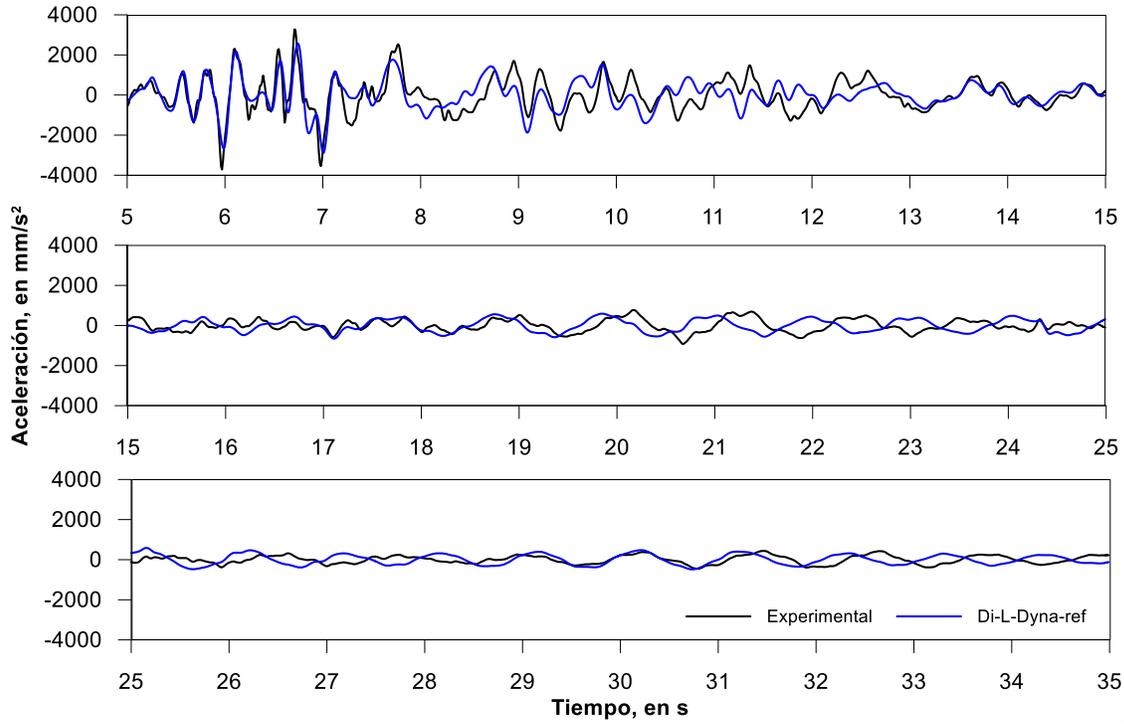


Fig.

3.18 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea en dirección L de modelo DIANA con la experimental del sismo SI-131.

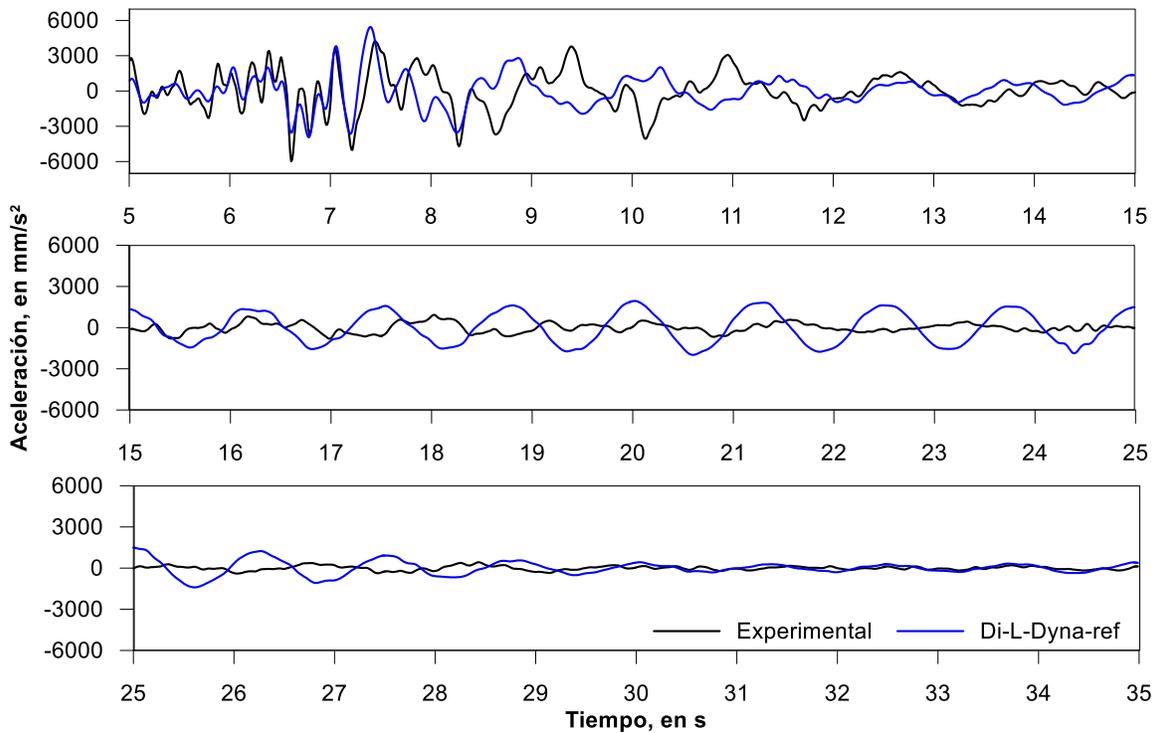


Fig. 3.19 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea en dirección T de modelo DIANA con la experimental del sismo SI-131.

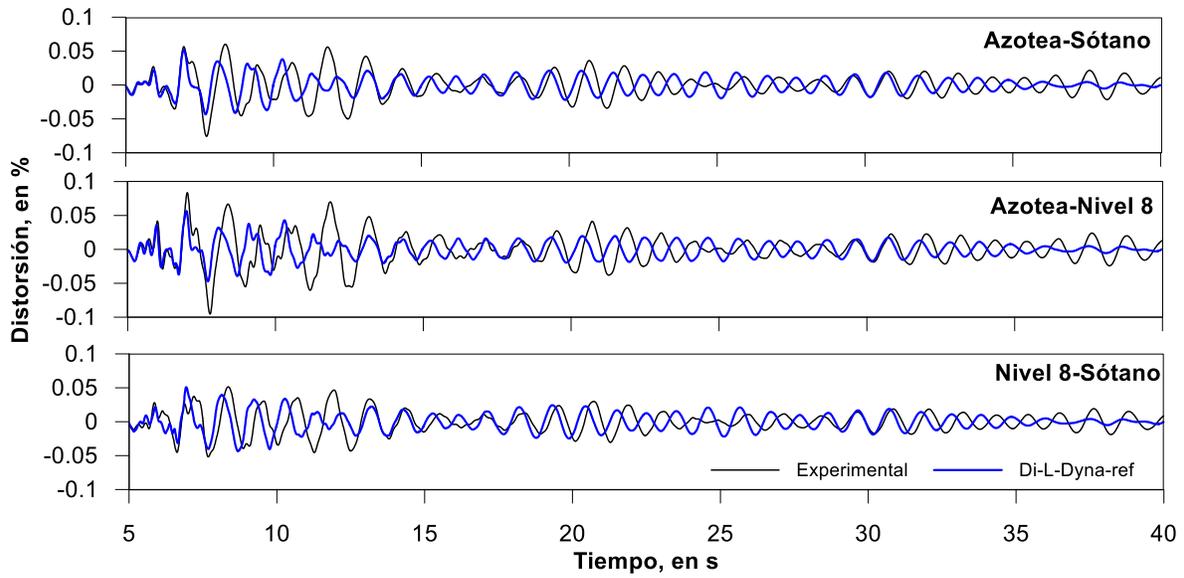


Fig. 3.20 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección L calculadas con el modelo DIANA y las experimentales del evento SI-131.

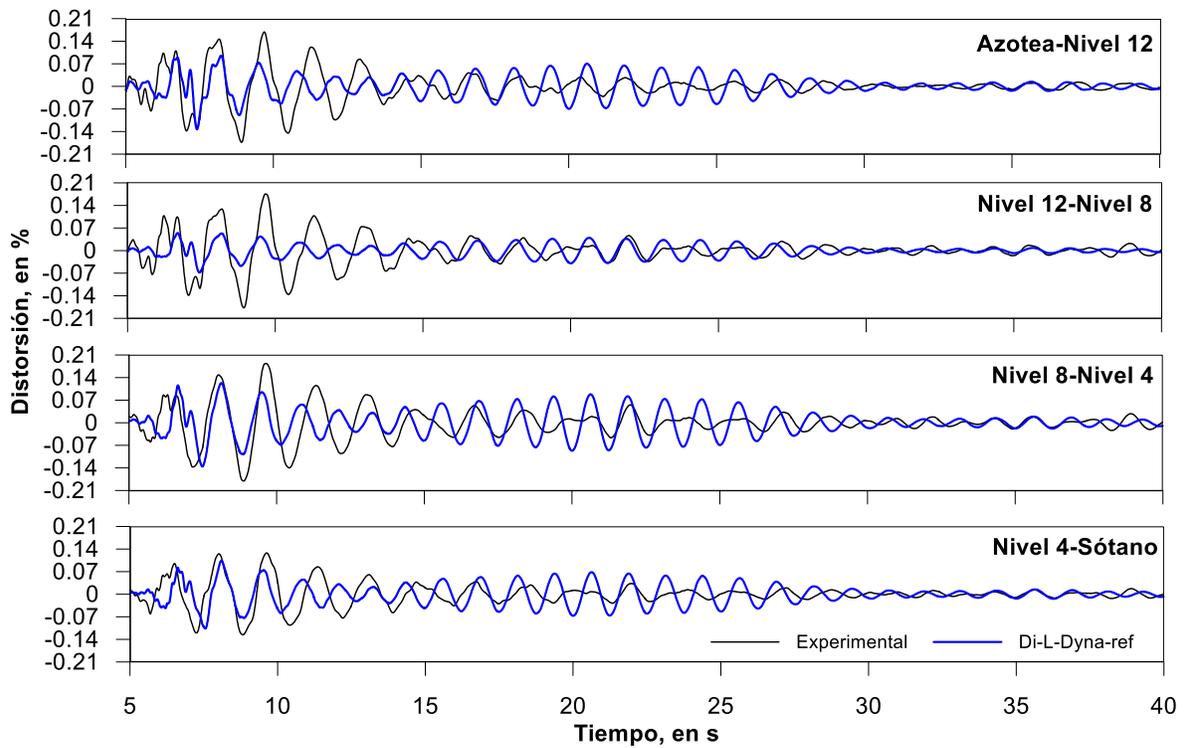


Fig. 3.21 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección T calculadas con el modelo DIANA y las experimentales del evento SI-131.

4. Modelos numéricos no-lineales

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de análisis estáticos no-lineales con aplicación de carga monotónica creciente y dinámicos paso a paso con los modelos no lineales elaborados para esta tesis en el programa DIANA y de los modelos previos elaborados en Ruaumoko 2D y 3D.

Se comparan las curvas de capacidad obtenidas de la aplicación de carga monotónica creciente en la dirección L y se observa el cambio de rigidez de los modelos conforme se incrementa el cortante basal. Después, se comparan las respuestas obtenidas de un análisis paso a paso del modelo no lineal elaborado en DIANA con los registros de aceleraciones y distorsiones del sismo más intenso registrado SI-131. Se muestran los cambios de frecuencias obtenidos y los máximos esfuerzos identificados en los elementos estructurales. Finalmente, con el análisis paso a paso de un sismo simulado de gran intensidad, se comparan las repuestas y comportamientos obtenidos tanto de modelos previos como del modelo no lineal elaborado en DIANA.

4.1. Modelos previos

Para elaborar los modelos previos se incluyó el comportamiento no lineal de los elementos conforme a las posibilidades del programa Ruaumoko. Se presenta a continuación un resumen de consideraciones tanto para el modelo Ruaumoko 2D elaborado por Morales (2005) como del modelo Ruaumoko 3D elaborado por Ochoa (2015).

Consideraciones de análisis Ruaumoko 2D (Morales, 2005):

1. Masas de entrepiso como en modelo elástico lineal.
2. Efectos de ISE: rigideces dinámicas de traslación y cabeceo con valores con el método simplificado de Luco.
3. En la intersección de vigas y columnas no existirá daño y se mantiene el valor de zona rígida en un 50%.
4. Condición de piso rígido.
5. Vigas en L y T considerando el patín como en el modelo elástico lineal
6. Efectos fuera del plano modelados con resortes
7. 5% de amortiguamiento crítico.
8. Acero de refuerzo: parámetros propuestos por Botero (1996) para barras de refuerzo producidos en México con cargas monotónicas y cíclicas.
9. Concreto confinado y no confinado: Modelo de Kent y Park modificado (Scott *et al.*, 1982)
10. Efectos de agrietamiento en vigas, columnas y muros de concreto reforzado: factores de reducción de rigidez para el estado último siguiendo la sugerencia del código de diseño neozelandés (NZS, 2006). (Factores de reducción de la inercia bruta).
11. Comportamiento no lineal de vigas y columnas de concreto reforzado: articulación plástica en ambos extremos de una parte elástica central del elemento.
12. Para las vigas se hace uso de la ley de histéresis de Takeda modificado (Otani, 1974). La ley de histéresis que representa la interacción de momento flexionante-carga axial en las columnas es la propuesta por Li Xinrong (1995).
13. Sin aportación de rigidez de los muros de mampostería.

14. Comportamiento no lineal de muros de concreto reforzado: macromodelo que consiste en dos vigas rígidas en el extremo superior e inferior, dos resortes axiales para las columnas de borde; un elemento central compuesto por un resorte de cortante no lineal, un resorte axial no lineal y uno rotacional al centro del claro. El macromodelo propuesto retoma algunas ideas de Otani *et al.* (1985) y de Linde y Bachmann (1994). Para el elemento central que controla el comportamiento a cortante en los muros se le asigna un comportamiento histerético propuesto por Kato *et al.* (1983).

Consideraciones de análisis Ruaumoko 3D (Ochoa, 2015):

1. Masas de entrepiso como en modelo elástico lineal aplicadas en forma concentrada.
2. Efectos de ISE: rigideces de traslación y cabeceo calculadas analíticamente con Dyna5.
3. Uniones viga columna en las cuales se consideró un factor de zona rígida de 50 % ($ZR=0.5$), en las cuales se considera que no existe daño.
4. Entrepisos con comportamiento de diafragma infinitamente rígido: todos los nodos ubicados en el plano correspondiente al sistema de piso tienen el mismo desplazamiento horizontal.
5. Vigas en L y T considerando el patín como en el modelo elástico lineal.
6. 5% de amortiguamiento crítico.
7. Acero de refuerzo: parámetros propuestos por Botero (1996), para barras de refuerzo producidos en México con cargas monotónicas y cíclicas.
8. Concreto confinado y no confinado: Modelo de Kent y Park modificado (Scott *et al.*, 1992)
9. Efectos de agrietamiento en vigas, columnas y muros de concreto reforzado: factores de reducción de rigidez siguiendo las sugerencias del código de diseño neozelandés (NZS, 2006).
10. Sin aportación de rigidez de los muros de mampostería.
11. Las vigas y columnas siguen el concepto del modelo de un componente de Giberson (Sharpe, 1974), que presenta la posibilidad del desarrollo de una articulación plástica en uno o ambos extremos del elemento estructural. Se adopta la ley de histéresis de Takeda modificada (Otani, 1974), en la cual se emplean valores obtenidos con base en la calibración realizada en Morales *et al.* (2012).
12. Comportamiento no lineal de muros de concreto reforzado: Macromodelo que consiste en dos vigas en el extremo superior e inferior, dos resortes axiales inelásticos para las columnas de borde y un elemento central compuesto por un resorte de cortante, axial y rotacional no lineales (Otani *et al.*, 1985 y Linde y Bachmann, 1994). El elemento central que controla el comportamiento a cortante se le asigna un comportamiento histerético propuesto por Kato *et al.* (1983).

4.2. Comportamiento de materiales para modelo no lineal en DIANA

Los modelos elaborados en DIANA y presentados a continuación mantienen las consideraciones presentadas en el capítulo 3 para los tipos de elementos y sus dimensiones. Para que el modelo sea capaz de desarrollar un comportamiento no lineal se requiere definir en los materiales las leyes y modelos de comportamiento que seguirán. En este apartado se muestran los modelos utilizados para la representación del concreto simple, confinado y el acero de refuerzo. Es importante

mencionar que los elementos de mampostería se mantuvieron con propiedades lineales ya que para los alcances de esta tesis no se han incluido modelos de comportamiento no lineal que caractericen adecuadamente el comportamiento de este material.

Concreto

Cada sección de los elementos estructurales de concreto reforzado tiene características que definen su comportamiento en función del confinamiento que poseen. Se ha considerado este aporte a las secciones de concreto reforzado asignándole valores de resistencia y de deformación correspondientes a la capacidad de la sección. Para los elementos barra en vigas y columnas, se considera toda la sección con las propiedades homogéneas del material.

En cambio, en las secciones de los muros de concreto reforzado (MC1 y MC2) los valores de concreto confinado se asignaron únicamente en las zonas de borde confinadas de estos elementos, tal y como se muestra en la fig. 4.1. Las zonas centrales se han mantenido con propiedades de concreto simple sin confinamiento.

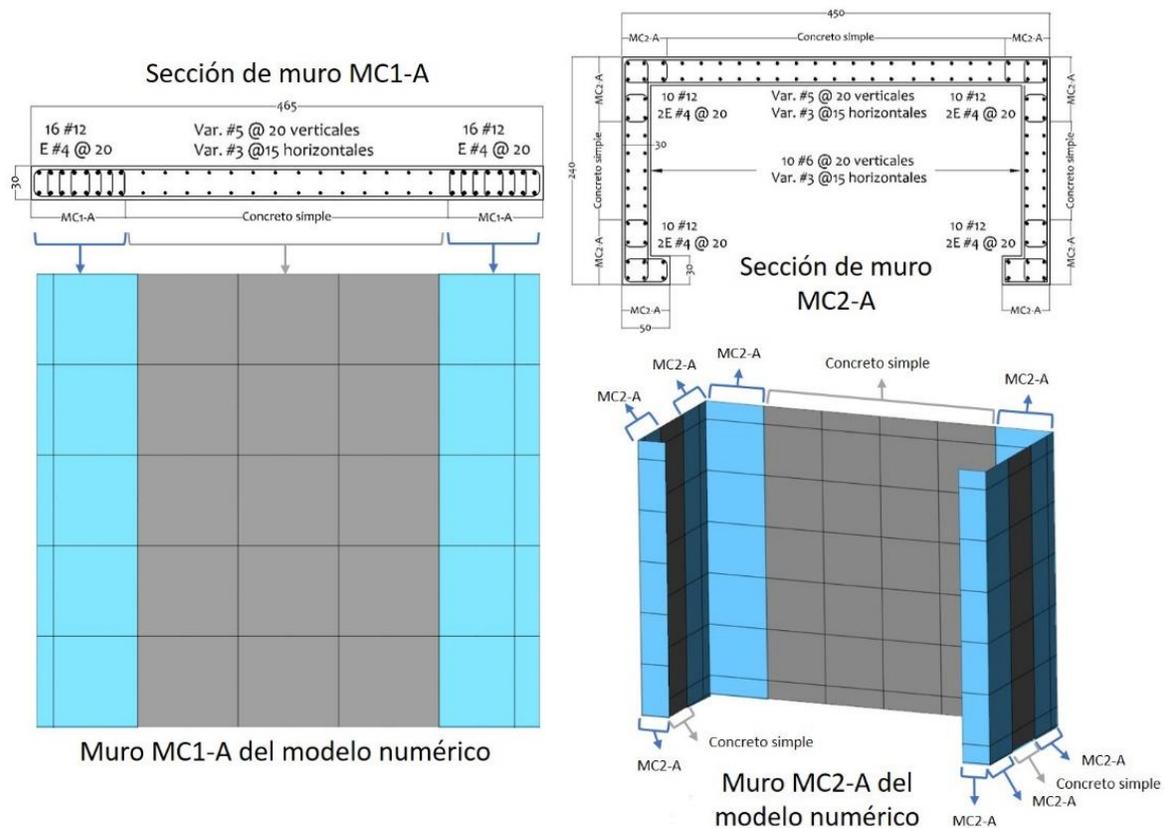


Fig. 4.1. Modelado de zonas confinadas en muros de concreto reforzado.

Para definir el comportamiento no lineal del concreto a compresión, en Jüneman *et al.* (2016) se compara el uso de diferentes modelos de comportamiento para el concreto en el programa DIANA. Muestra que el modelo parabólico que implementa este programa proporciona resultados satisfactorios, con la ventaja de no requerir regularizar parámetros en función del tamaño de malla.

La curva que describe el comportamiento del concreto a compresión queda definida con las ecs. 4.1 a 4.4 (DIANA, 2019), siguiendo el comportamiento que se muestra en la fig. 4.2.

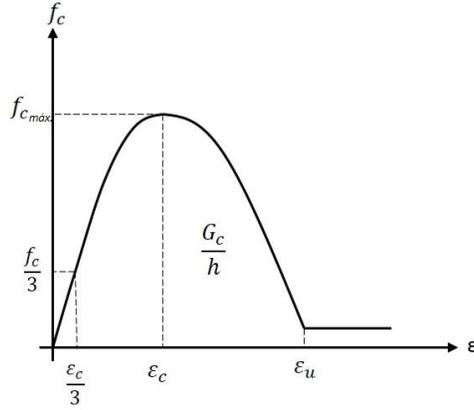


Fig. 4.2. Curva Parabólica a compresión

$$\varepsilon_{c/3} = \frac{1 f_c}{3 E} \quad (ec. 4.1)$$

$$\varepsilon_c = \frac{5 f_c}{3 E} \quad (ec. 4.2)$$

$$\varepsilon_u = \min\left(\varepsilon_c - \frac{3 G_c}{2 h f_c}, 2.5 \varepsilon_c\right) \quad (ec. 4.3)$$

$$f_c = \begin{cases} f_c \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_j}{\varepsilon_{c/3}} & \text{si } \varepsilon_{c/3} < \varepsilon_j \leq 0 \\ f_c \frac{1}{3} \left(1 + 4 \left(\frac{\varepsilon_j - \varepsilon_{c/3}}{\varepsilon_c - \varepsilon_{c/3}} \right) - 2 \left(\frac{\varepsilon_j - \varepsilon_{c/3}}{\varepsilon_c - \varepsilon_{c/3}} \right)^2 \right) & \text{si } \varepsilon_c < \varepsilon_j \leq \frac{\varepsilon_c}{3} \\ f_c \left(1 - \left(\frac{\varepsilon_j - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_c} \right)^2 \right) & \text{si } \varepsilon_c < \varepsilon_j \leq \frac{\varepsilon_c}{3} \\ 0 & \text{si } \varepsilon_j \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (ec. 4.4)$$

Donde:

h : tamaño del elemento

G_c : energía de fractura

f_c : esfuerzo a compresión

E : módulo de elasticidad

Por lo tanto, los valores que deben ser definidos para hacer uso del modelo parabólico en DIANA son f_c , E y G_c ; El módulo de elasticidad (E) adoptado para todos los concretos es de 27,801.85 MPa equivalente a 1.3 veces lo estipulado en las NTC-Concreto (2017) para concretos clase I. Este

incremento de 1.3 veces se debe a que no se han realizado pruebas para determinar las propiedades y características del concreto usado para la construcción del edificio en estudio y existen investigaciones experimentales (Aire y Murià, 1993, Mendoza *et al.*, 1992, Neville, 1990) que concluyen adecuado este incremento en el módulo de elasticidad. El esfuerzo a compresión (f_c) y la energía de fractura (G_c) para las secciones y elementos que presentan confinamiento se muestra en la tabla 4.1.

Para definir estos valores en elementos confinados se adopta el procedimiento que propone Jüneman *et al.* (2016), donde se hace una relación de áreas bajo las curvas esfuerzo-deformación después de alcanzar el esfuerzo máximo entre modelos de concreto confinado y sin confinar para estimar la energía de fractura (G_{cc}) del concreto confinado. Los valores adoptados se obtienen haciendo un promedio de los valores que definen los modelos de concreto confinado de Kent Park modificado (Scott *et al.*, 1982) y Karthik y Mander (Karthik *et al.*, 2011).

En la fig. 4.3 se observa la comparación de curvas esfuerzo-deformación entre concreto confinado y sin confinar tanto de Kent y Park modificado (Scott *et al.*, 1982) como de Karthik y Mander (Karthik *et al.*, 2011). Existen diferencias en los valores que se obtienen de ambos modelos para resistencias máximas, sus deformaciones asociadas a este punto, las deformaciones últimas y la manera en que descende la curva una vez alcanzado el esfuerzo máximo a compresión. Al calcular las relaciones entre cada modelo para obtener las energías de fractura se han tomado los promedios como se indica en la tabla 4.1.

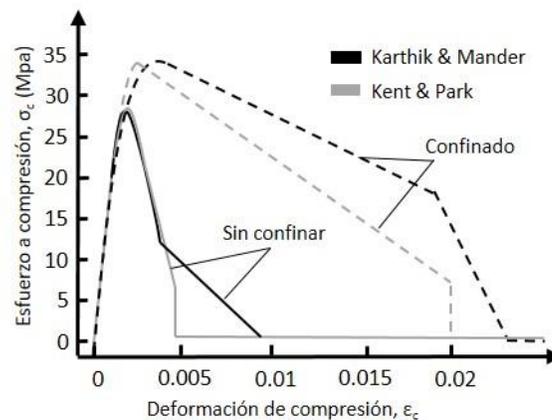


Fig. 4.3 Curva esfuerzo-deformación de modelos para concreto confinado y sin confinar (Jüneman *et al.*, 2016)

El valor de G_c para concreto sin confinar en ambos modelos se ha tomado como el menor obtenido entre el Model Code (2010) con la ec. 4.6 y el propuesto por Nakamura y Higai (2001) que se muestra en la ec. 4.7.

$$G_c = 250 * G_f \quad (ec. 4.6)$$

$$G_c = 8.8 * \sqrt{f_c} \quad (ec. 4.7)$$

El valor para energía de fractura a tensión (G_f), se ha definido para todas las secciones con un valor de 0.14 MPa-mm siguiendo la sugerencia del Modelo Code (2010) (ec. 4.8), donde f_c es el esfuerzo

a compresión característico del concreto simple en MPa, correspondiente a 24.52 MPa para todas las secciones de este modelo.

$$G_f = 73 * (f'_c + 8)^{0.18} \quad (ec. 4.8)$$

Para el comportamiento del concreto a tensión post-agrietamiento se hizo uso del modelo decreciente lineal que propone DIANA (2019) con un valor máximo a tensión (f_{ct}) de 2.08 MPa que se obtiene siguiendo la recomendación del Model Code (2010) con la ec. 4.9. El valor de energía de fractura a tensión (G_f) es el mismo definido anteriormente de la ec. 4.8.

$$f_{ct} = 0.3f_c^{2/3} \quad (ec. 4.9)$$

Acero de refuerzo

El comportamiento de los elementos de acero de refuerzo que se encuentran en las secciones de concreto reforzado ha sido asignado con las características del modelo de Dodd y Restrepo-Posada (1995). Este modelo caracteriza el comportamiento cíclico del acero embebido en compresión y en tensión. El modelo se compone de cuatro regiones: la región elástica lineal, la planicie de fluencia, región de endurecimiento por deformación, la región de tensión última, como se puede ver en la fig. 4.4.

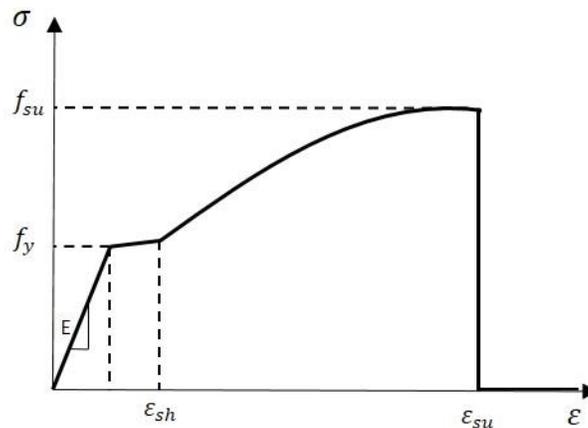


Fig. 4.4. Curva Parabólica a compresión

Los valores que definen las zonas de comportamiento del acero de refuerzo se ha tomado de las pruebas hechas en Rodríguez y Botero (1994) para aceros de refuerzo elaborados en México. La primera región es descrita por el módulo de elasticidad, equivalente en este caso a 210,000 MPa y el esfuerzo de fluencia f_y , es de 449.0 MPa. Para la segunda región, la deformación correspondiente al final de la planicie de fluencia es de 0.0088. El esfuerzo último f_{su} es de 734.6 MPa para una deformación correspondiente ϵ_{su} de 0.117.

Tabla 4.1. Valores de G_{cc} y f'_{cc} para secciones de concreto reforzado confinado.

Elementos	G_{cc} en MPa-mm			f'_{cc} en MPa		
	Kent y Park	Karthik y Mander	Promedio	Kent y Park	Karthik y Mander	Promedio
Columnas						
C1A	205.85	151.48	178.76	29.62	30.19	29.91
C1B	142.37	128.48	135.42	27.91	29.61	28.76
C1C	178.53	139.60	159.07	29.13	30.19	29.66
C2A	345.62	232.20	288.91	32.00	35.32	33.66
C2B	291.09	239.36	265.22	31.08	33.43	32.26
C2C	370.63	247.80	309.22	32.91	34.38	33.65
C2D	221.08	151.93	186.50	29.75	30.26	30.01
C3A	264.04	198.72	231.38	31.58	33.99	32.79
C3B	264.04	198.19	231.12	31.58	33.92	32.75
C3C	210.66	176.84	193.75	29.34	30.97	30.16
C4A	263.79	190.13	226.96	30.37	32.81	31.59
C4B	206.68	154.63	180.66	29.25	30.68	29.97
C4C	224.93	176.50	200.72	29.52	30.93	30.22
C5A	391.46	268.75	330.10	32.86	36.74	34.80
C5B	334.60	242.76	288.68	31.96	33.82	32.89
C5C	179.64	148.81	164.23	28.77	29.78	29.27
C5D	179.64	129.18	154.41	28.77	29.73	29.25
C6	164.54	102.30	133.42	27.54	28.17	27.86
C7	164.54	102.30	133.42	27.54	28.17	27.86
Vigas						
V1	73.88	76.58	75.23	25.57	26.26	25.92
V2	64.29	66.62	65.46	25.22	25.35	25.29
V3	94.23	78.57	86.40	25.92	26.76	26.34
V4	241.63	124.73	183.18	28.82	28.94	28.88
V5	163.41	117.53	140.47	27.55	27.67	27.61
V6	111.97	78.49	95.23	26.56	26.74	26.65
V7	321.46	180.05	250.76	30.65	31.42	31.03
Muros de concreto						
MC1-A	745.88	584.76	665.32	37.99	46.42	42.21
MC1-B	369.98	306.58	338.28	32.05	38.07	35.06
MC1-C	428.87	356.89	392.88	33.77	37.90	35.83
MC1-D	328.28	236.07	282.18	33.20	35.21	34.20
MC2-A	279.58	226.46	253.02	30.34	34.60	32.47
MC2-B	279.58	226.46	253.02	30.34	34.60	32.47
MC2-C	295.11	253.65	274.38	31.15	35.04	33.10
MC2-D	409.19	262.54	335.86	35.10	36.05	35.57

Criterios de iteración y convergencia

En las RTD (2017) se muestran sugerencias para los criterios de convergencia convenientes al realizar análisis no lineales con elemento finito de estructuras de concreto. Se hace uso del método de iteración de Newton-Raphson el cual necesita al menos un criterio, entre fuerza y energía, para alcanzar el equilibrio. Aun cuando no existe un consenso sobre las tolerancias que se deben utilizar, para el tipo de análisis que se plantea en las RTD (2017), sugiere una tolerancia de 0.01 para convergencia por fuerza y de 0.001 para energía. Durante el análisis, se consideran puntos convergidos aquellos que cumpla con al menos uno de los dos criterios.

Los elementos que conforman el modelo mantienen los mismos puntos de integración y características mencionados en el capítulo 3.

4.3 Análisis estático no lineal (Carga monotónica creciente)

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y la deformación máxima de sus componentes individuales. Una curva de capacidad relaciona las fuerzas en la base (cortante basal) con los desplazamientos en el nivel superior de la estructura. El análisis estático no-lineal proporciona una estimación de la resistencia relacionada con la deformación de la estructura bajo una distribución de fuerzas esperada. Este tipo de análisis se realiza aplicando sobre la estructura un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Es usado para evaluar la resistencia de la estructura dejando ver el comportamiento de los elementos y sus modos de falla, identificando las zonas más vulnerables ante cierta demanda. La configuración de carga lateral que se siguió para los análisis que se presentan a continuación es la que define a la primera forma modal para la dirección L. Los efectos de segundo orden son considerados al tomar en cuenta el efecto provocado por las cargas verticales en todos los análisis no lineales.

La dirección L ha sido motivo de estudio en trabajos previos (Morales, 2005; Ochoa, 2015) con los modelos de Ruauumoko 2D y 3D debido a la simetría en planta que presenta y a que en esta dirección se encuentran orientados los dos tipos de muros de concreto reforzado. Por esta razón, en esta sección se muestra únicamente la comparación de análisis con carga monotónica creciente en dirección L.

Se realiza el análisis con distintos modelos para evaluar algunos parámetros importantes que influyen en el comportamiento. Los modelos elaborados en el programa de computo DIANA que se comparan en el análisis de carga monotónica creciente son:

- Di-NL-SM: Modelo con propiedades de materiales no-lineales, sin elementos de mampostería y secciones con propiedades de concreto confinado.
- Di-NL-SM-CS: Modelo con propiedades de materiales no-lineales, sin elementos de mampostería; comportamiento con valores de concreto simple (no confinado) para todas las secciones.
- Di-NL-M: Modelo con propiedades de materiales no-lineales, con elementos de mampostería elástica con módulo de 2,100 MPa y secciones con propiedades de concreto confinado.

- Di-NL-50M: Modelo con propiedades de materiales no-lineales, con elementos de mampostería elástica; módulo de elasticidad de la mampostería al 50% del valor experimental (1,050 Mpa), secciones con propiedades de concreto confinado.
- Di-L-SM: Modelo con propiedades de materiales lineales, sin elementos de mampostería.
- Di-L-M: Modelo con propiedades de materiales lineales, con elementos de mampostería.

En la fig. 4.5 se observan de lado derecho las curvas de capacidad obtenidas mediante la aplicación de la carga monotónica creciente en la dirección L (Norte) y de lado izquierdo el cambio de rigidez que ocurre en la estructura conforme incrementa el cortante basal. Se muestran las curvas obtenidas del modelo previo elaborado en Ruaumoko 3D por Ochoa (2015) y los modelos Di-NL-SM y Di-NL-SM-CS. Nótese que en el eje de las abscisas el valor de la rigidez disminuye de izquierda a derecha. Los valores de rigidez se obtuvieron calculando la pendiente entre puntos generados de los análisis numéricos para las curvas de capacidad.

Comparando el modelo de Ruaumoko 3D con el modelo Di-NL-SM, ambos, dentro de los alcances de cada programa, consideran el comportamiento no-lineal de los elementos de concreto reforzado (vigas, columnas y muros de concreto), pero sin modelar los elementos de mampostería. Es importante recordar que el modelo Ruaumoko 3D emplea la propuesta del código neozelandés (NZS, 2006) que establece factores de reducción de la inercia bruta para estado límite último y para estado límite de servicio. En el caso de las columnas, dado que existe dependencia del factor de reducción de inercia con el nivel de carga axial se realizó una estimación de esta en cada elemento con el modelo tridimensional de ETABS bajo cargas gravitacionales (Ochoa, 2015).

Por lo tanto, el modelo no-lineal de Ruaumoko 3D considera inicialmente secciones agrietadas, por lo que se tiene una rigidez reducida desde el inicio. Esto se puede apreciar de mejor manera en la fig. 4.5 de lado izquierdo, donde la rigidez inicial es de 96,937 N/mm, valor que se mantiene constante hasta alcanzar un incremento de cortante basal de 15,000 kN para el modelo Ruaumoko 3D. En este punto, se ve la intersección con las curvas de rigidez relacionadas al cortante basal de los modelos elaborados en DIANA (Di-NL-SM y Di-NL-SM-CS). Esto nos muestra el punto en el que la consideración inicial que reduce las inercias es alcanzado y equivalente al daño que se logra reproducir gradualmente en los modelos elaborados en esta tesis. La zona de cortante basal entre 0 y 15,000 kN nos da un intervalo en el cual se pueden presentar sismos de baja y moderada intensidad para los cuales la consideración de secciones agrietadas podría colocarnos en resultados no comparables con los registros.

El análisis del modelo Ruaumoko 3D se realizó hasta que en alguno de los entresijos se alcanzara una distorsión de 1.5%; dicha distorsión corresponde al límite permisible de seguridad contra colapso y se encuentra especificado en el apéndice A de las NTC-Sismo (2004) para estructuras con marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada ($Q=2$) (Ochoa, 2015). Esto ocurre cuando alcanza un desplazamiento de 663 mm con un cortante basal de 35,099 kN.

En el modelo Di-NL-SM la distorsión de 1.5% es alcanzada a un desplazamiento de 697 mm para un cortante basal de 44,510 kN entre los niveles N6 y N7. Las distorsiones fueron calculadas al dividir la diferencia de desplazamientos horizontales entre niveles y la altura del entresijo.

Los valores de desplazamiento máximo en azotea alcanzado para una distorsión de entrepiso de 1.5% son cercanos entre ambos modelos. Lo cual nos indica que para alcanzar estas distorsiones de entrepiso el desplazamiento máximo esperado se encuentra entre 663 y 697 mm en la dirección L.

Sin embargo, en las NTC-Sismo (2017) la distorsión límite que se indica para estructuras de concreto con un sistema a base de un sistema dual formado por marcos y muros de concreto con ductilidad baja ($Q=2$) es de 1.0%. Esto nos ubicaría en una distorsión límite entre los niveles N6 y N7 para el modelo Di-NL-SM al llegar a un desplazamiento de 536 mm con un cortante de 41,360 kN como se observa en la fig. 4.5 de lado derecho (rombo).

El modelo Di-NL-SM llega a una distorsión máxima de entrepiso de 2.54% para un cortante basal de 44,790 kN y un desplazamiento de 873 mm antes de la falla. El máximo cortante es de 45,240 kN al llegar a un desplazamiento de 825 mm.

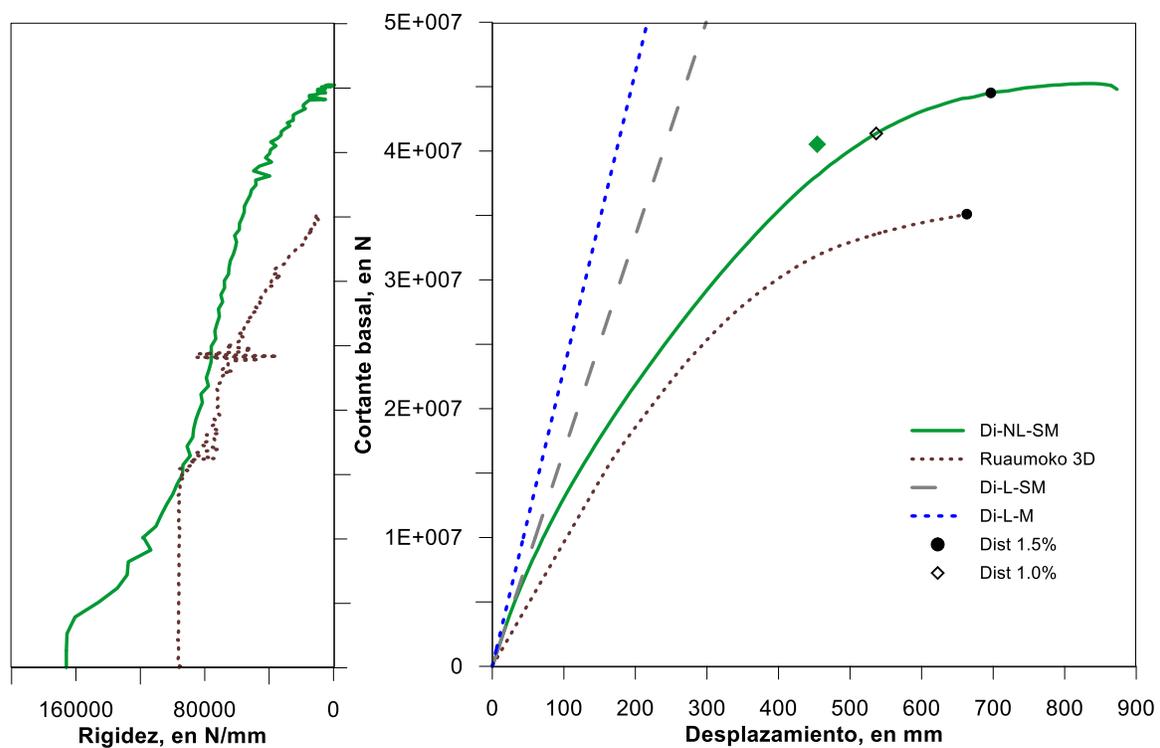


Fig. 4.5 Cambio de rigidez y curvas de capacidad de modelos DIANA y Ruaumoko 3D en dirección L.

Se realizó el análisis del mismo modelo Di-NL-SM en la dirección sur (Di-NL-SM-SUR) como se muestra en la fig. 4.6. Con este modelo la distorsión de entrepiso de 1.0% se alcanza entre los niveles N6 y N7 al llegar a un desplazamiento en azotea de 494 mm asociado a un cortante basal de 38,408 kN. Su distorsión máxima antes de la falla es de 1.66 % entre los niveles N4 y N5 con lo que se llega a un desplazamiento de 846 mm. El cortante basal máximo es de 41,860 kN al llegar a un desplazamiento de 626 mm.

La banda gris uniforme que se muestra en la fig. 4.6 (lado derecho) nos indica el intervalo de desplazamientos y de cortante basal que se identifica para la distorsión de 1.0% entre ambas direcciones de análisis. La diferencia de cortante basal y desplazamiento para los puntos asociados

con una distorsión de entrepiso del 1.0% es de alrededor del 7%, valor similar al que se obtiene de comparar las capacidades máximas en cada dirección. Esto indicaría que existe una diferencia de capacidad estructural entre la dirección norte y sur de la estructura, siendo mayor la positiva.

En la fig. 4.6 de lado izquierdo se puede apreciar una pequeña diferencia en la variación de rigidez al incrementar el cortante basal en la dirección sur (modelo Di-NL-SM-SUR) con respecto del análisis en la dirección norte (modelo Di-NL-SM-NOR). Este cambio de rigidez se debe a la falta de simetría que ocurre en la planta para la dirección L. Al incrementar la carga en dirección positiva, como se observa en las figs. 2.4 y 2.5, la cantidad de elementos en compresión es mayor en comparación con la cantidad de elementos que se encuentran a compresión al realizar el análisis en dirección negativa.

En la fig. 4.6 se incluye también los resultados del análisis de carga monotónica creciente del modelo Di-NL-SM-CS en dirección norte. Este modelo nos muestra el comportamiento que se obtiene en el caso de considerar todas las secciones de concreto con propiedades de concreto simple, es decir, sin confinamiento. Con esto se puede identificar un intervalo de cortante basal entre 35,465 kN y 45,240 kN (banda gris punteada y gris uniforme) para el cual los valores estimados de comportamiento del concreto confinado podrían variar y modificar los valores máximos de la curva de capacidad al llegar a la distorsión de 1.0%. El análisis con este modelo falla antes de llegar a la distorsión límite de 1.5%, pero llega a la distorsión de 1.0% con un cortante basal de 35,465 kN asociado a un desplazamiento máximo en azotea de 459 mm.

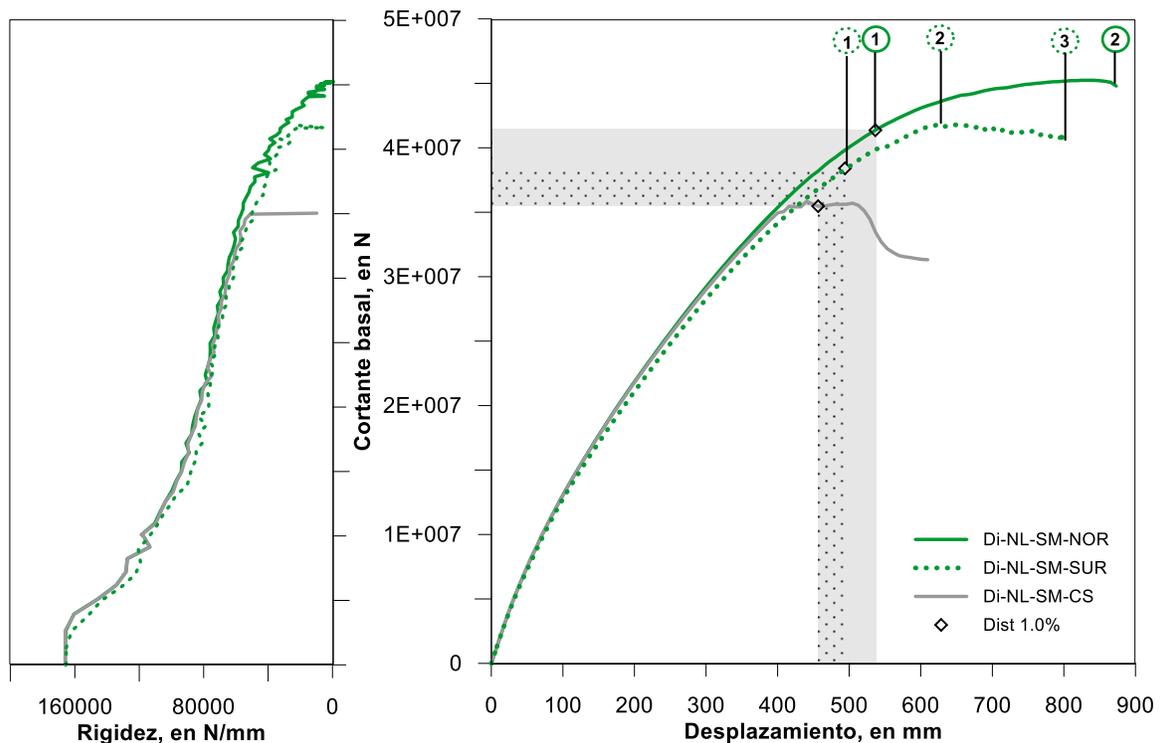


Fig. 4.6 Cambio de rigidez y curvas de capacidad de modelos DIANA en dirección L.

Estos resultados nos muestran un intervalo de desplazamiento entre 459 y 536 mm (banda gris punteada y uniforme) donde se alcanzaría una distorsión de entrepiso de 1.0 % asociada al límite

permisibles de seguridad contra colapso especificado en las NTC-Sismo (2017). Todos los modelos elaborados en DIANA coinciden al mostrar que esta distorsión es alcanzada entre los niveles N6 y N7. Esta zona coincide con el cambio de sección para varios de los elementos estructurales de concreto reforzado. En el nivel N6, los muros de concreto MC2 cambian su espesor de 30 cm a 25 cm (tabla 2.2), cambia el armado para columnas tipo C1 y C3 y las columnas en “L” C5 cambian en armado y dimensiones de la sección (tabla 2.1).

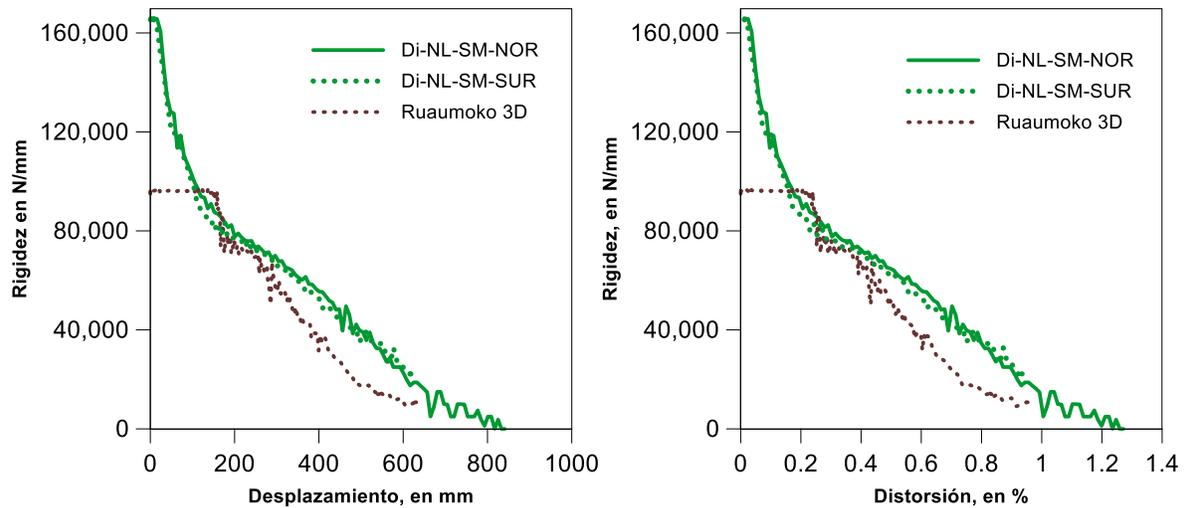


Fig. 4.7 Degradación de rigidez de modelos DIANA y Ruaumoko 3D.

En la fig. 4.7 se muestra la degradación de rigidez respecto del desplazamiento alcanzado (gráfica izquierda) y respecto de la distorsión global (gráfica derecha) calculada del desplazamiento máximo de azotea en relación a su altura sobre el suelo. Nuevamente, se puede observar el intervalo en el que el modelo Ruaumoko 3D omite el efecto de la pérdida de rigidez a diferencia de los modelos DIANA. El modelo Ruaumoko, comienza a mostrar pérdida de rigidez a partir de alcanzar un desplazamiento de 17 cm, aproximadamente, equivalente a una distorsión global de 0.26%. En este intervalo se encuentra la condición de servicio, correspondiente a una distorsión de 0.08 %. Después de alcanzada la distorsión de 0.26%, la tendencia en pérdida de rigidez entre los modelos se observa similar.

Comportamiento de los muros de concreto MC1 y MC2 durante análisis de carga monotónica creciente.

En la fig. 4.6 se indican algunos puntos para las curvas de capacidad obtenidas de los análisis en dirección norte y sur. Del análisis en la dirección norte (Di-NL-SM-NOR) se ubican dos puntos:

- Punto 1: cuando se alcanza la distorsión máxima de entrepiso correspondiente al 1.0% al llegar a un desplazamiento en azotea de 536 mm con un cortante basal de 41,360 kN.
- Punto 2: Punto antes de la falla cuando se llega a un desplazamiento en azotea de 873 mm con un cortante basal de 44,790 kN.

Para el análisis en la dirección sur (Di-NL-SM-SUR) se indican 3 puntos:

- Punto 1: asociado a la distorsión máxima de entrepiso de 1.0% correspondiente a un desplazamiento en azotea de 497 mm con un cortante basal de 38,408 kN.
- Punto 2: donde se alcanza el cortante basal máximo de 41,860 kN, correspondiente a un desplazamiento de 626 mm
- Punto 3: desplazamiento último antes de la falla correspondiente a 805 mm con un cortante basal de 40,162 kN.

En las figs. 4.8 y 4.9 se muestran los esquemas de esfuerzos presentados en los elementos de acero de refuerzo y de concreto más solicitados de los muros de concreto MC1 y MC2 ubicados en los puntos 1 y 2 marcados de la curva de capacidad correspondiente al análisis en dirección norte con el modelo Di-NL-SM-NOR (fig. 4.6). Se muestran únicamente los primeros cuatro niveles inferiores (SOT, PB, N1 y N2) correspondiente a la zona del edificio en donde se identificaron los mayores esfuerzos. Se muestran los esfuerzos presentados en los elementos tanto para la dirección X (horizontal) como para la Z global. Por lo tanto, los esfuerzos de los elementos de acero horizontales son los que se observan en el cuadro superior izquierdo de cada imagen (valores SXX). Los esfuerzos correspondientes a los de los aceros de refuerzo verticales son los que se ubican en el cuadro inferior izquierdo (valores SZZ).

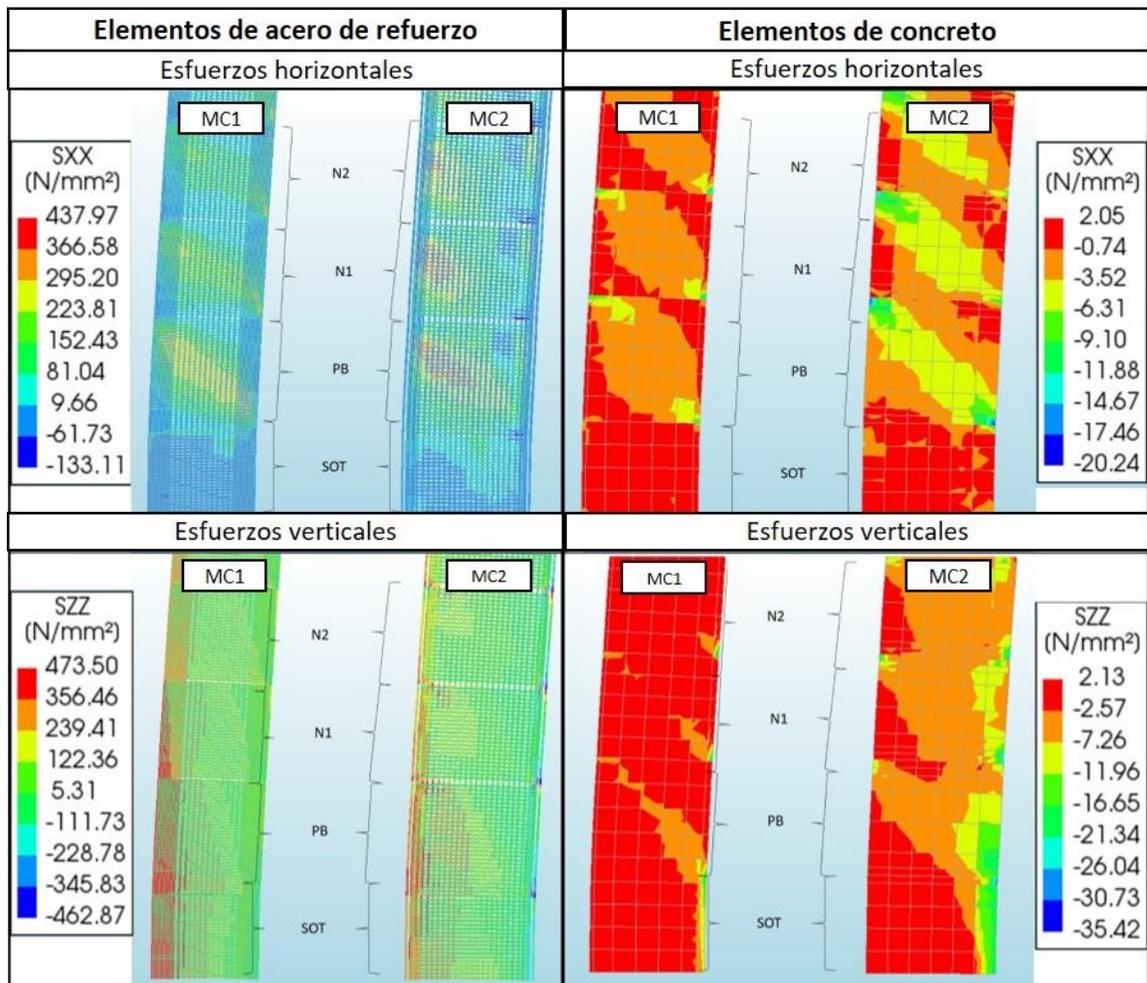


Fig. 4.8 Esfuerzos en elementos de acero de refuerzo de muros MC1 y MC2 al llegar al punto 1 y 2 del análisis con el modelo Di-NL-SM-NOR.

Para el punto 1, con la imagen 4.8, se observa que el mayor esfuerzo a tensión presentado en elementos horizontales de acero es de 438 MPa, valor correspondiente aún a la etapa lineal. En cambio, para los aceros verticales, el valor máximo que se observa es de 473 MPa, que indicaría un comportamiento de plastificación en algunos elementos de acero de los muros MC1 de SOT y PB. Los valores máximos a compresión en el concreto se presentan en las esquinas del muro MC2 de la PB con valores de 35 MPa para tensiones verticales, indicando que no se ha llegado a la resistencia máxima del elemento correspondiente a 42.21 MPa asignada a esa zona confinada.

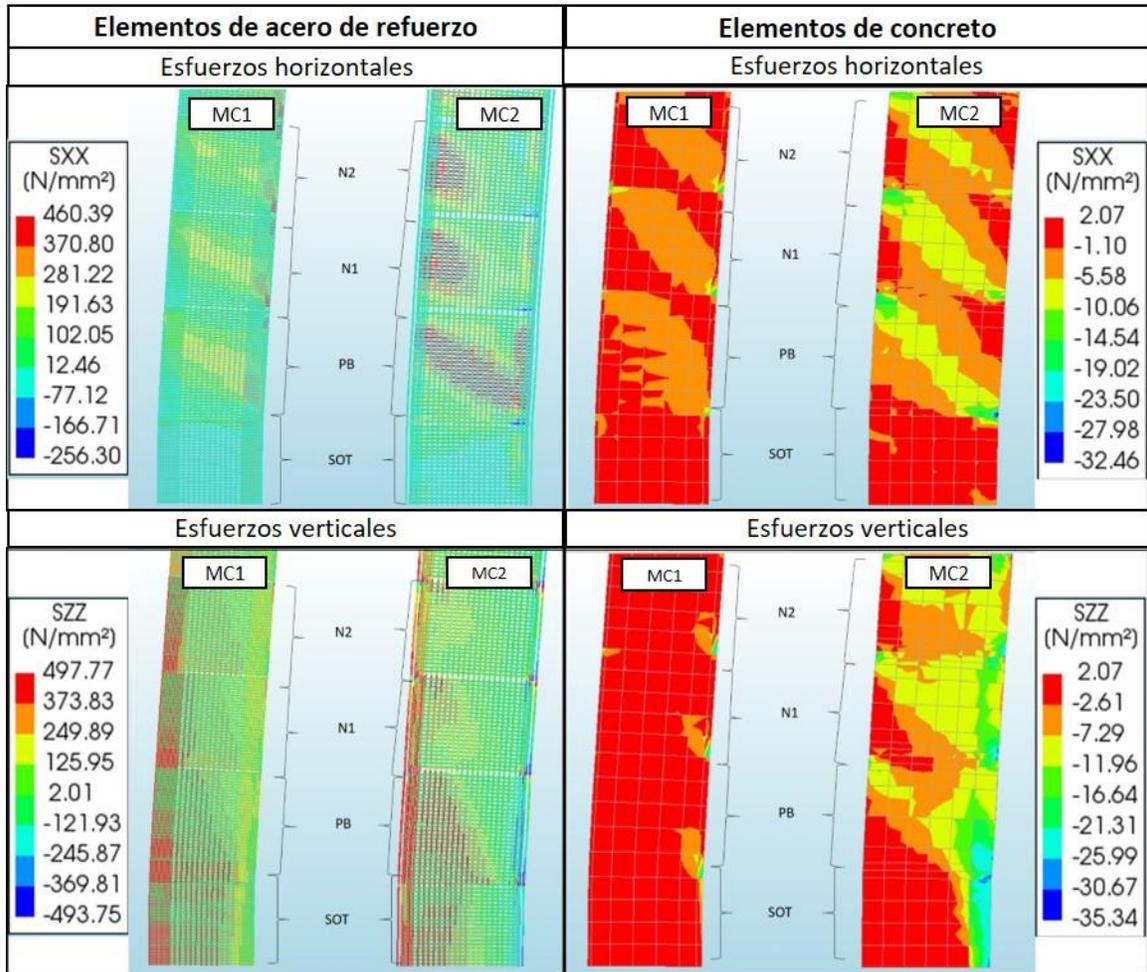


Fig. 4.9 Esfuerzos en elementos de acero de refuerzo y de concreto de muros MC1 y MC2 al llegar al punto 2 del análisis con el modelo Di-NL-SM-NOR.

Para el punto 2 que se muestra en la fig. 4.9, se presentan los esfuerzos de los elementos en un paso de carga antes de la falla. Se logra apreciar que los refuerzos horizontales presentan plastificación en la zona central diagonal del muro MC2 en PB. Los elementos de acero vertical presentan valores de tensión de hasta 497 MPa (plastificación) en los bordes derechos de los muros MC1 y MC2. Los elementos de concreto a compresión son los ubicados en la esquina inferior derecha del muro MC2 de PB y esquina superior derecha de SOT. Posterior a este paso, se identifica que el muro MC2 falla por corte en la zona inferior del muro de PB.

En las figs. 4.10 a 4.12 se muestran los esquemas de esfuerzos que se presentan en los elementos de acero de refuerzo longitudinal y vertical y de los elementos de concreto de los muros MC1 y MC2 en los puntos 1, 2 y 3 indicados en la curva de capacidad del análisis Di-NL-SM-SUR (aplicación de carga en dirección sur).

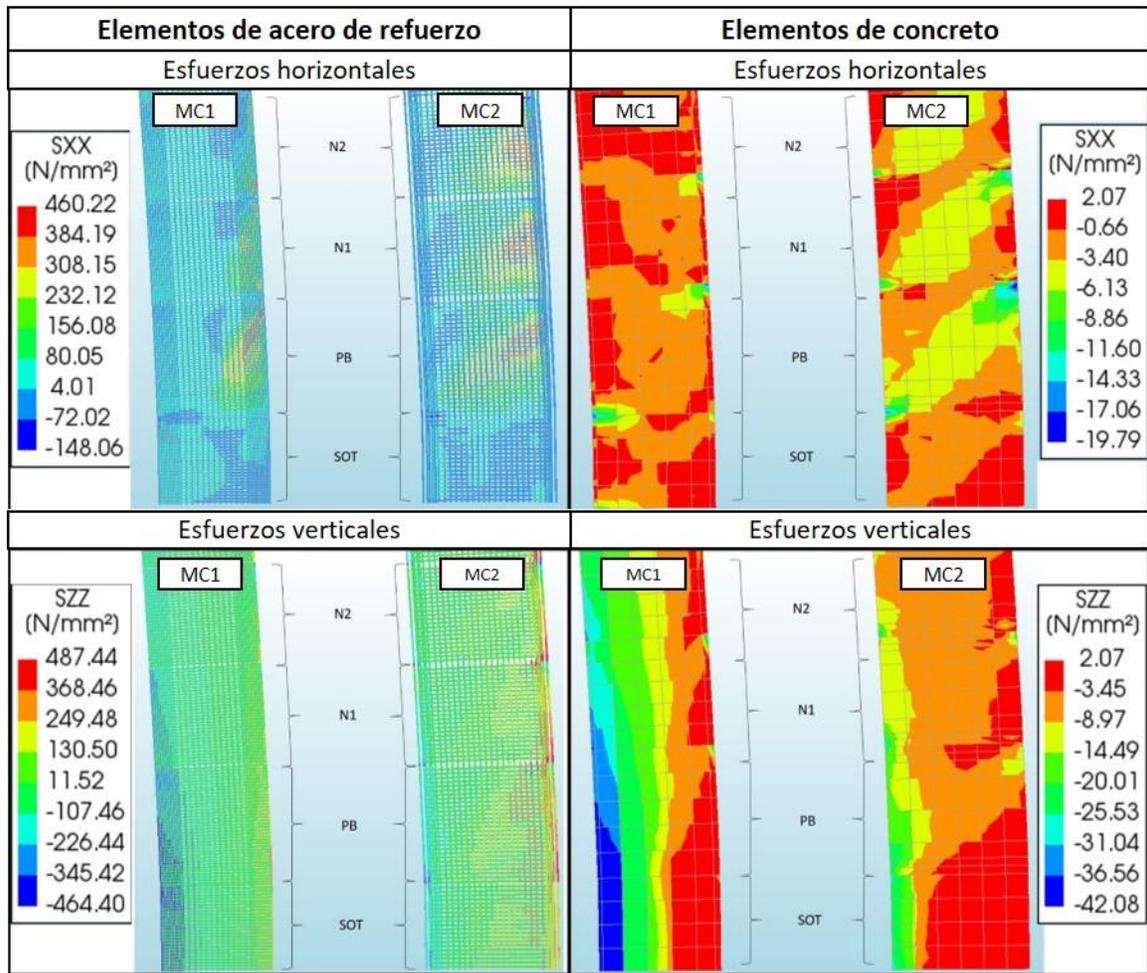


Fig. 4.10 Esfuerzos en elementos de acero de refuerzo y de concreto de muros MC1 y MC2 al llegar al punto 1 del análisis con el modelo Di-NL-SM-SUR.

La fig. 4.10 muestra que los elementos verticales del muro MC1 en su zona lateral izquierda de los niveles SOT y PB llegan a valores de compresión de hasta 464 MPa por lo que estos elementos ya se encuentran plastificando. Esto concuerda con lo observado en el cuadro inferior derecho, donde se muestran los elementos de concreto en la misma zona que han alcanzado la resistencia máxima del material asignado. Este estado de los elementos corresponde al alcanzado en la distorsión de entrepiso de 1.0% para la dirección sur.

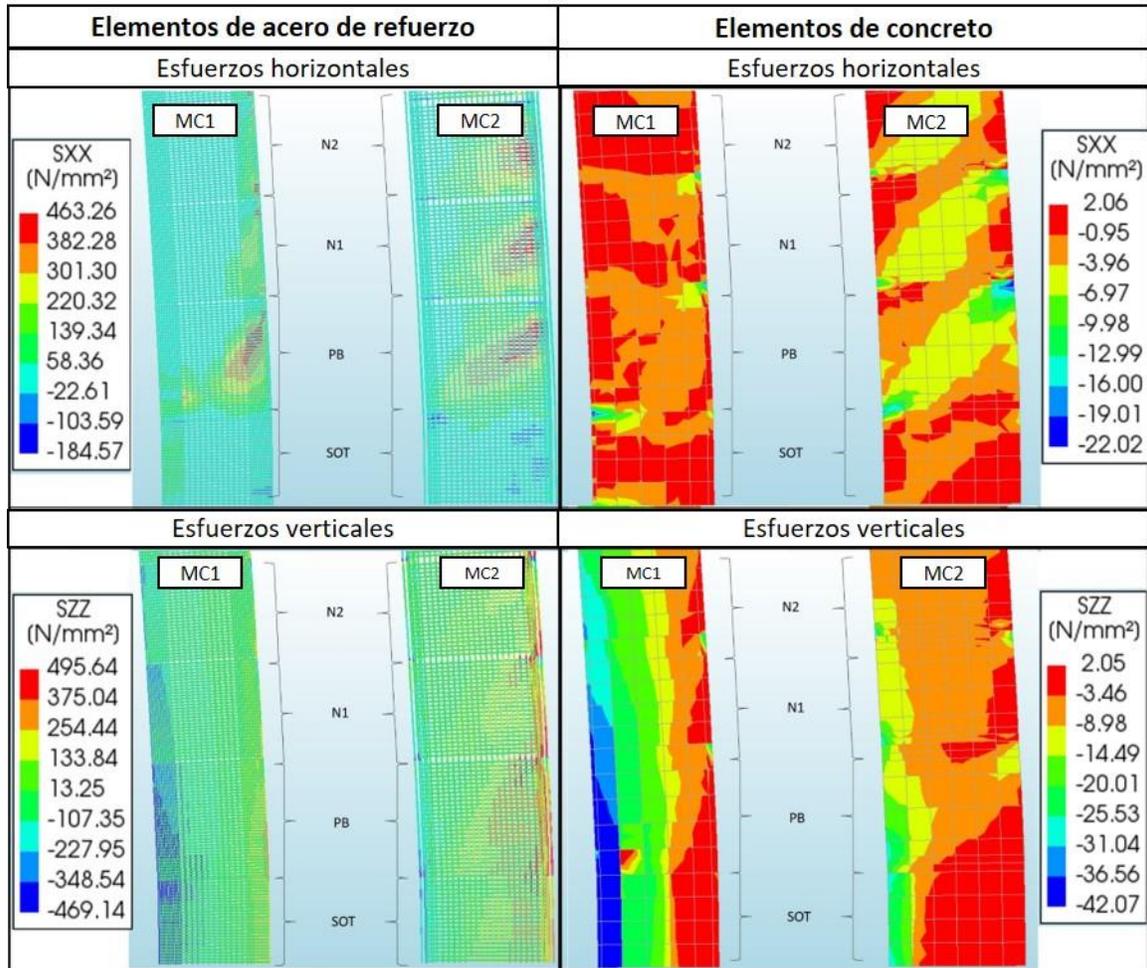


Fig. 4.11 Esfuerzos en elementos de acero de refuerzo y de concreto de muros MC1 y MC2 al llegar al punto 2 del análisis con el modelo Di-NL-SM-SUR.

En la fig. 4.11 se observan los esfuerzos en el punto 2 correspondiente al de capacidad máxima. En esta etapa los elementos de acero de refuerzo horizontales presentan valores que indican plastificación ubicándose en las esquinas superiores derechas del muro MC1 en PB y los muros MC2 de PB, N1 y N2. Se incrementan los valores a compresión identificados en las esquinas diagonales del muro MC2 de PB llegando a valores de 22 MPa.

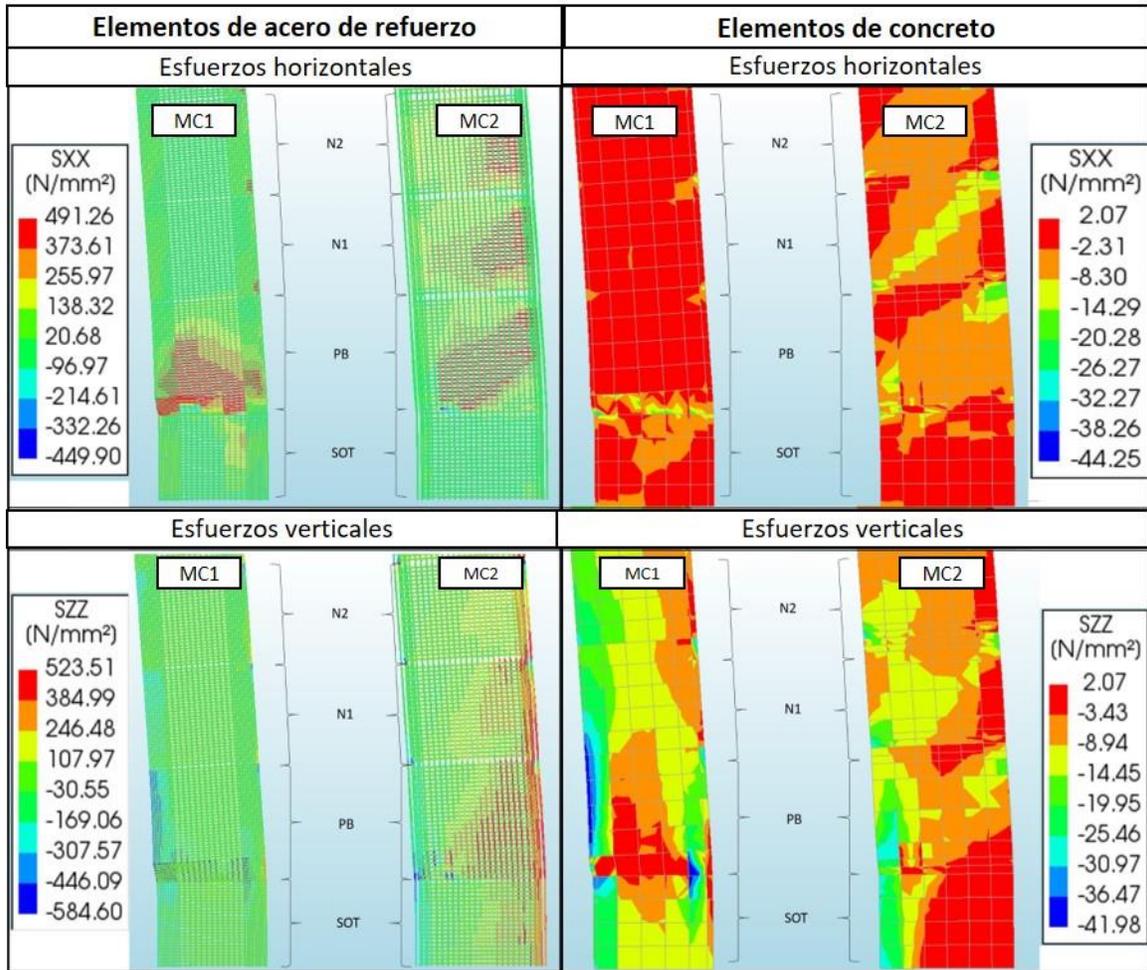


Fig. 4.12 Esfuerzos en elementos de acero de refuerzo y de concreto de muros MC1 y MC2 al llegar al punto 3 del análisis con el modelo Di-NL-SM-SUR.

Finalmente, en la fig. 4.12 con los esquemas correspondientes a esfuerzos en el punto 3 de la curva de capacidad para el análisis en dirección sur, los valores a compresión alcanzados en el acero de refuerzo vertical son de hasta 584 MPa en la zona inferior derecha del muro MC1 de PB. Se llega a valores de esfuerzo a tensión en los refuerzos horizontales del muro MC1 de 491 MPa. Estas imágenes nos muestran que del punto 2 al punto 3, el muro MC1 de PB presenta una falla por corte por lo que el muro MC2 resiste el incremento de desplazamiento hasta llegar al punto 3. En esta etapa, el muro MC2 de PB tiene elementos de refuerzo verticales a tensión con valores de 523 MPa en la esquina inferior derecha, los elementos horizontales plastificados llegan a 491 MPa formando una diagonal en este mismo elemento de PB. El modelo falla en el siguiente incremento de carga presentando una falla de cortante en el muro MC2 de PB.

Comportamiento de columnas durante análisis de carga monotónica creciente.

Para el análisis en dirección norte (Di-NL-SM-NOR) el elemento de columna más solicitado a compresión es el ubicado en el cruce de ejes F-3 (fig. 2.5) de PB. En la fig. 4.13 de lado derecho se muestra la curva de esfuerzo deformación correspondiente al elemento con 528 mm de longitud. Como se mostró en la tabla 4.1, su resistencia máxima es de 34.80 MPa. Su deformación elemental última es de 0.039, la cual, como se mencionó en el apartado 4.2, es definida por el modelo parabólico de DIANA en función del tamaño del elemento y de la energía de fractura calculada para este material confinado. Se identifican los puntos 1 y 2 correspondientes a la curva de capacidad del análisis en dirección norte. En el punto 1 se llegó a valores de compresión de 33.27 MPa, alcanzando el 95% de su resistencia máxima. En el punto dos se obtiene un esfuerzo de 32.81 MPa, en la rama descendente del comportamiento del material. La deformación en este punto es de 0.0081 correspondiente a un 15% de su capacidad de deformación dúctil.

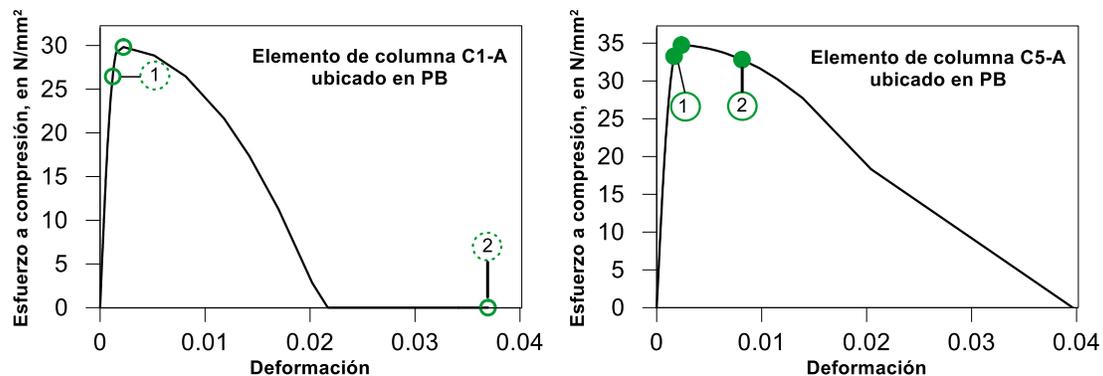


Fig. 4.13 Curvas esfuerzo-deformación del concreto en las secciones C1A y C5A con el análisis Di-NL-SM-SUR (derecha) y Di-NL-SM-NOR (izquierda).

Las columnas que presentan mayor compresión en el análisis de carga monotónica creciente en dirección sur son las ubicadas sobre el eje A, correspondientes a secciones tipo C1-A, en el nivel de PB. En la fig. 4.13 se muestran los puntos en los que se encuentran los valores de esfuerzo-deformación en la sección de columna C1A asociados a los mismos puntos 1,2 y 3 ubicados en la curva de capacidad para este análisis en la fig. 4.6. El elemento del que se obtiene esta curva tiene una longitud de 463 mm con las propiedades de material indicadas en la tabla 4.1. La curva que define su comportamiento es la que se observa en la fig. 4.13 de lado izquierdo. Se puede observar el alargamiento en el descenso de la curva esfuerzo deformación una vez alcanzada la resistencia máxima a compresión hasta llegar a una deformación máxima de 0.021. La resistencia máxima indicada en la fig. 4.13 se obtiene para esta sección cuando se alcanza un desplazamiento en azotea de 545 mm con un cortante de 40,004 kN, correspondiente al incremento de 47 mm más después de haber alcanzado la distorsión máxima de entrepiso de 1.0 %. Cuando se llega al punto 1 se obtiene un esfuerzo a compresión de 26.44 MPa correspondiente al 88% de su resistencia máxima. La deformación máxima es de 0.021 y se obtiene al llegar a un desplazamiento máximo en azotea de 601 mm con un cortante basal de 43,090 kN por lo que este punto de integración identificado habría fallado por compresión antes de llegar al punto 2 de la curva de capacidad (fig. 4.6). Es posible que existan puntos de integración en la sección que aún tengan capacidad de resistencia y

ductilidad. Sin embargo, este es un parámetro importante para indicar que el elemento ya se encuentra muy dañado y en proceso de agotamiento.

En la fig. 4.14 se muestra la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo. Se indican los valores alcanzados correspondientes a los puntos 1 y 2 del análisis en dirección norte para el elemento más solicitado a tensión de columna. Este se ubicó en el elemento C1A en PB en el cruce de ejes A-3. Ambos se localizan en la rama de plastificación con deformaciones de 0.010 en el punto 1 y de 0.017 en el punto 2. Estos valores corresponderían a haber consumido el 7% en el punto 1 y el 13% en el punto 2 de las capacidades de deformación dúctil del elemento de acero.

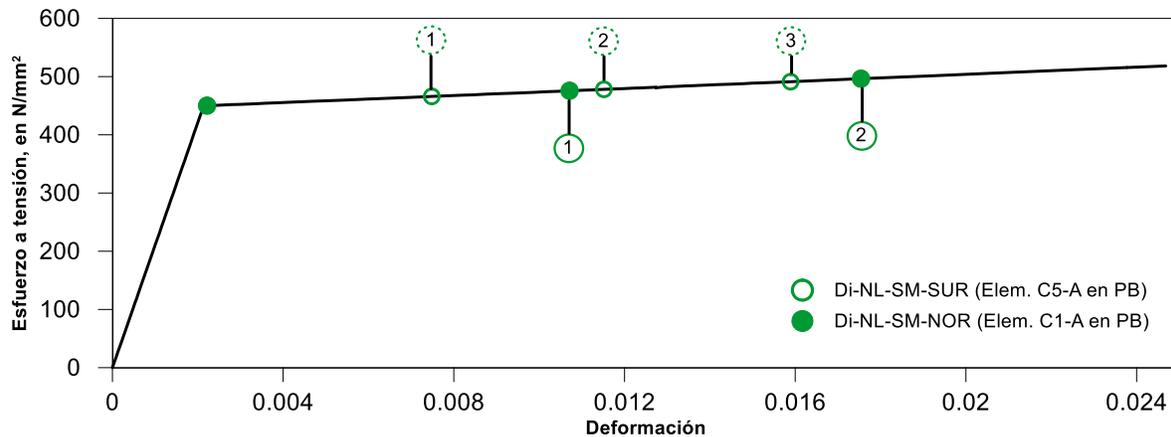


Fig. 4.14 Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

En la fig. 4.14 también se muestra los valores obtenidos con el análisis en la dirección sur. Se indican los tres puntos asociados a los mismos indicados en la curva de capacidad correspondiente de la fig. 4.6. El elemento al que pertenecen estos puntos es el ubicado en una columna con sección C5-A ubicado en el cruce de ejes F-3 en PB. Se llega a deformaciones de 0.0075 en el punto 1, de 0.0115 en el punto 2 y de 0.01589 en el punto 3.

Estos valores de deformación ubicados en los elementos columna más demandados durante el análisis de carga monotónica creciente en dirección norte y sur indicarían que no ocurriría una falla por tensión en elementos de acero de refuerzo de columnas.

En la fig. 4.15 se hace un acercamiento de la parte inicial del análisis, tanto para las curvas de capacidad como para los cambios de rigidez. Se incluyen los puntos en los que, de los datos obtenidos de los registros, se ubica el cortante y su desplazamiento máximo en azotea para los sismos SI-011, SI-071 y SI-131.

Para obtener el cortante basal, se multiplicó el valor de coeficiente sísmico que se estimó experimentalmente durante cada sismo por el peso estimado de la estructura y se relacionó con los desplazamientos máximos registrados en azotea. De los valores experimentales, el SI-011 obtuvo un cortante basal máximo de 6,760 kN para un desplazamiento máximo en azotea de 25 mm (círculo vacío). Durante el sismo SI-071 el cortante fue de 6,767 kN para un desplazamiento de 29 mm (rombo vacío); el sismo SI-131 tuvo un cortante de 9,473 kN para un desplazamiento de 46 mm (cuadrado vacío). Los sismos SI-011 y SI-071 exigieron a la estructura casi lo mismo, mientras que el sismo SI-131 marca un incremento en el cortante basal máximo presentado.

Se ubicaron así mismo los puntos que relacionan el cortante basal máximo con los desplazamientos máximos en azotea obtenidos de los análisis tiempo historia lineales que se mostraron previamente en el capítulo 3. Con el modelo Di-L-M se obtuvieron valores máximos de cortante de 6,883 kN relacionados a un desplazamiento máximo de 29 mm (círculo azul) para el sismo SI-011. Estos valores resultan muy cercanos a los obtenidos de los registros. Para este mismo evento, se realizó el análisis paso a paso con el modelo lineal, pero sin elementos de mampostería, modelo Di-L-SM, obteniendo valores de 6,497 kN para cortante y de 39 mm para desplazamiento (círculo gris). En este caso, los valores se encuentran más lejanos de los relacionados a la respuesta real, lo que confirma que, para este nivel de sollicitación sísmica, la consideración de los elementos de mampostería juega un papel importante en el comportamiento dinámico de la estructura.

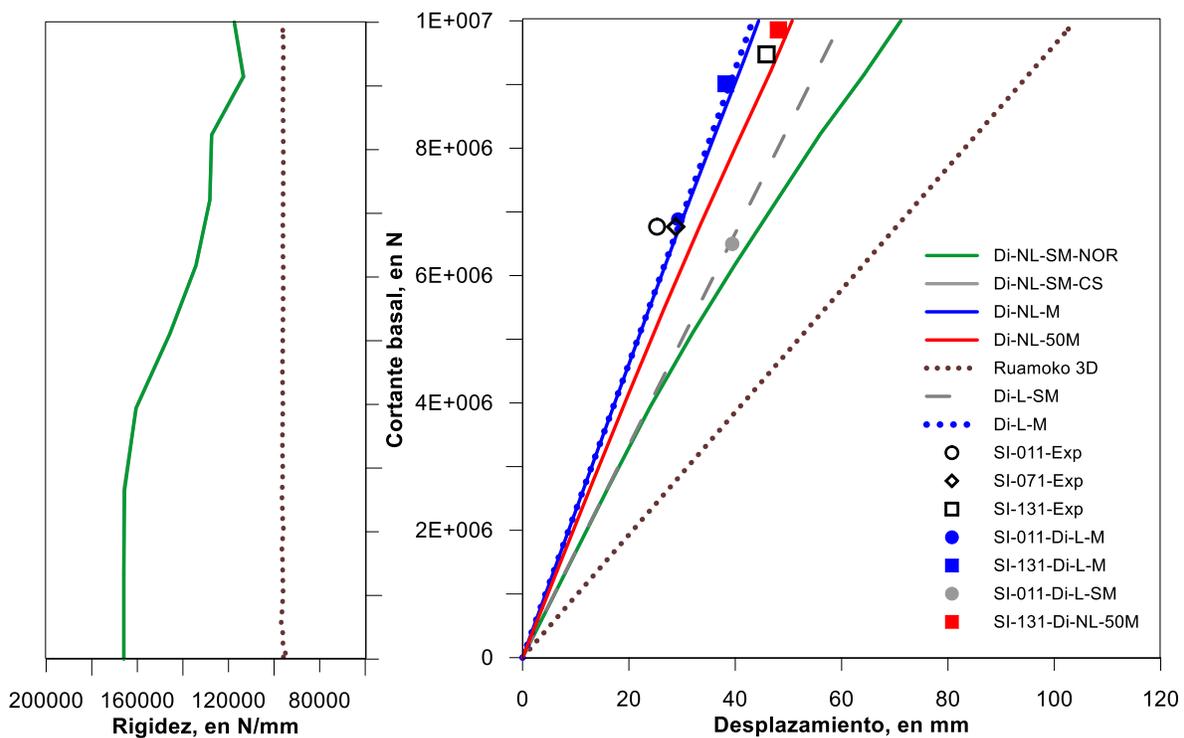


Fig. 4.15 Cambio de rigidez y curvas de capacidad de modelos DIANA y Ruaumoko 3D en dirección L, puntos de sollicitación máxima para sismos registrados SI-011, SI-071 y SI-131.

Se han incluido las pendientes que definen el comportamiento lineal de los modelos elaborados en DIANA; el modelo que incluye elementos de mampostería (Di-L-M) y el modelo que no incluye los elementos (Di-L-SM). Con esta comparación se logra apreciar cómo las curvas de capacidad de los modelos no-lineales van degradando la rigidez poco a poco alejándose de la linealidad.

Para el evento SI-131, el coeficiente sísmico fue de 0.007, por lo que el cortante máximo estimado fue de 9,473 kN relacionado a un desplazamiento máximo de 46 mm (fig. 4.15 derecha, cuadrado vacío). Como se mostró en el capítulo 3, se hizo el análisis paso a paso con el modelo Di-L-M para el evento SI-131. El cortante máximo obtenido de este análisis lineal es de 9,013 kN para un desplazamiento de 38 mm (cuadrado azul). Estos valores no llegan a alcanzar el desplazamiento y cortante máximo obtenido experimentalmente como se observa en la fig. 4.15 (derecha).

Al ver que las curvas de capacidad de los modelos tienen cercanía con los puntos experimentales se entiende que, para niveles de baja demanda, como los sismos SI-011 y SI-071, el modelo que considera las mamposterías al 100% es adecuado para representar su comportamiento. Sin embargo, al incrementar la demanda sísmica es necesario reducir la rigidez para considerar de una forma aproximada los fenómenos de desconexión y/o agrietamiento de la mampostería.

Ya que para los alcances de este trabajo no se incluirá un comportamiento no lineal de las mamposterías, se creó el modelo Di-NL-50M que emplea valores del módulo de la mampostería al 50% como se recomienda en Alcocer *et al.* (1999) y Murià-Vila *et al.* (2000), a fin de observar si esta reducción de rigidez sería la adecuada para reproducir el comportamiento de la estructura durante el sismo SI-131. Además, como se mencionó en el capítulo 3 al observar el comportamiento del análisis paso a paso con el modelo lineal (Di-L-Dyna-Ref), durante la inspección visual realizada posterior al evento SI-131 se observaron grietas en la interfaz de los muros de mampostería con las trabes y columnas que los rodea.

Como se verá en el apartado 4.4, se realiza el análisis paso a paso del sismo SI-131 con un modelo no lineal (Di-NL-50M). En la fig. 4.15 se incluye el cortante basal máximo de 9,857 kN relacionado a su desplazamiento de 48 mm (cuadro rojo) obtenido del análisis numérico paso a paso de este evento (SI-131 Di-NL-50M). Comparándolo con los datos experimentales (SI-131-Exp, cuadro vacío), el comportamiento obtenido resulta más cercano que el que se obtuvo del modelo lineal (cuadro azul). Más adelante se comparan los resultados de aceleraciones y distorsiones obtenidos de este análisis con los registrados.

Como se aprecia en la fig. 4.15, se incluyen las curvas de capacidad para el modelo Di-NL-M (línea azul) y Di-NL-50M (línea roja) hasta un cortante basal de 10,000 kN. Cercano a este cortante basal los elementos de mampostería que se modelaron en estos modelos presentan valores de esfuerzo a tensión y compresiones que indicarían daño. Por lo tanto, los valores obtenidos después de alcanzar este nivel de cortante basal, resultarían en datos no representativos y tenderían a incrementar la capacidad última.

Con estos análisis se estima que para eventos de gran intensidad la mampostería se dañará y dejará de contribuir a al comportamiento del sistema.

4.4 Análisis paso a paso del sismo SI-131

En este apartado se presentan los resultados obtenidos de análisis dinámicos paso a paso con las aceleraciones de suelo registradas durante el sismo más intenso registrado SI-131 y con un acelerograma simulado elaborado para las características de sitio de la estructura.

En estos análisis se empleó el método de iteración de Newton-Raphson, con una tolerancia de 0.01 para convergencia por fuerza y de 0.001 para energía. Para el método de integración en el tiempo se seleccionó el método de Newmark. Durante el análisis, se consideran puntos convergidos aquellos que cumplan con al menos uno de los dos criterios. El paso de tiempo con el que se registran las aceleraciones de los eventos sísmicos en el edificio SIS es de 0.01 s. Sin embargo, se identificó que este paso de tiempo para el análisis no lineal paso a paso no identificaba con la resolución deseada el comportamiento en la zona intensa del evento. Por lo tanto, se redujo el

tamaño de paso a 0.005 s durante el análisis en la fase intensa. Para la parte final del análisis se utiliza un tamaño de paso de 0.01s a manera de reducir el tiempo de cómputo y al no identificar cambios en el comportamiento numérico debidos a este cambio en el tamaño del paso.

4.4.1 Historias de aceleraciones y distorsiones

Con el modelo Di-NL-50M se realiza un análisis dinámico paso a paso con los registros del sismo SI-131 (21 de agosto del 2013). En las figs. 4.16 a 4.19 se observan las aceleraciones y distorsiones obtenidas del análisis numérico y se comparan con los datos experimentales registrados. Tanto las aceleraciones como distorsiones en dirección L son bien reproducidas por el modelo Di-NL-50M siguiendo la modulación de comportamiento y alcanzando los valores máximos de distorsiones para los entresijos instrumentados. Se aprecia una mejoría significativa respecto de modelo lineal comparado en el capítulo 3 donde no se lograban alcanzar las distorsiones reales registradas y ocurría desfase en las aceleraciones a partir del segundo 7, justo después de alcanzados los valores máximos.

Sin embargo, para la dirección T, sigue presentándose un desfase en la respuesta de las aceleraciones de azotea. Por otro lado, aun cuando la respuesta de distorsiones mejora, logrando reproducir los valores máximos en entresijos instrumentados, se observa un decremento más lento en la respuesta del modelo Di-NL-50M con respecto del real registrado. Para el final del evento, cuando la estructura queda en vibración libre, la modulación y el comportamiento resultan similares a lo registrado.

Este efecto puede estar relacionado con la presencia de no-linealidad en el suelo de desplante. Tras analizar aceleraciones horizontales máximas y cocientes espectrales obtenidos de 48 sismos registrados en la ciudad de Acapulco (Lázares, 2003), se identificó un posible comportamiento no-lineal del suelo. Con este estudio se concluye que al ocurrir aceleraciones mayores a los 100 cm/s^2 empieza a presentarse un comportamiento no lineal.

En el caso de este sismo (SI-131), las aceleraciones máximas registradas en jardín fueron de 289 cm/s^2 en dirección L y de 324 cm/s^2 en dirección T, por lo que, tanto este evento como eventos más intensos sugieren que podría presentarse no linealidad en el suelo. Para los fines y alcances de este trabajo, no se tomarán en cuenta este tipo de efectos. Se considera como razonablemente satisfactoria. La respuesta obtenida con el modelo Di-NL-50M para este evento muestra una alta similitud con los datos reales de los registros en dirección L y una aceptable similitud en la dirección T.

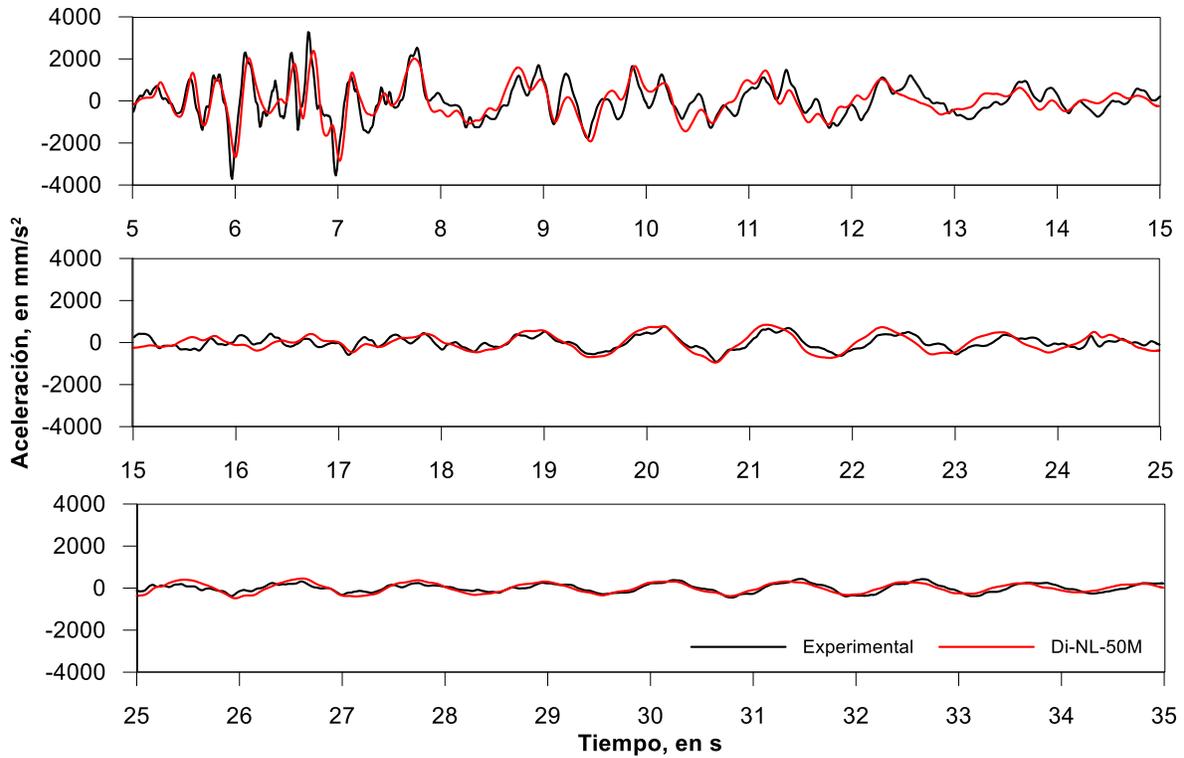


Fig. 4.16 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea en dirección L de modelos DIANA con la experimental del sismo SI-131.

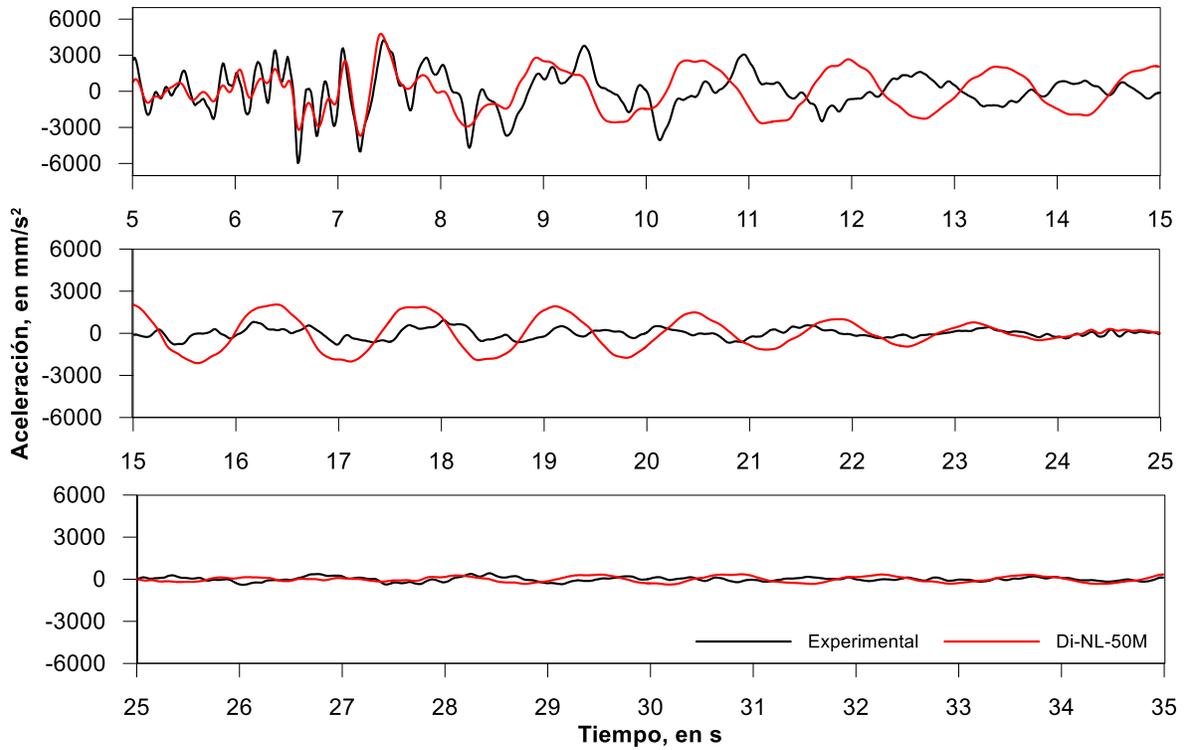


Fig. 4.17 Comparación de aceleraciones absolutas de azotea en dirección T de modelos DIANA con la experimental del sismo SI-131.

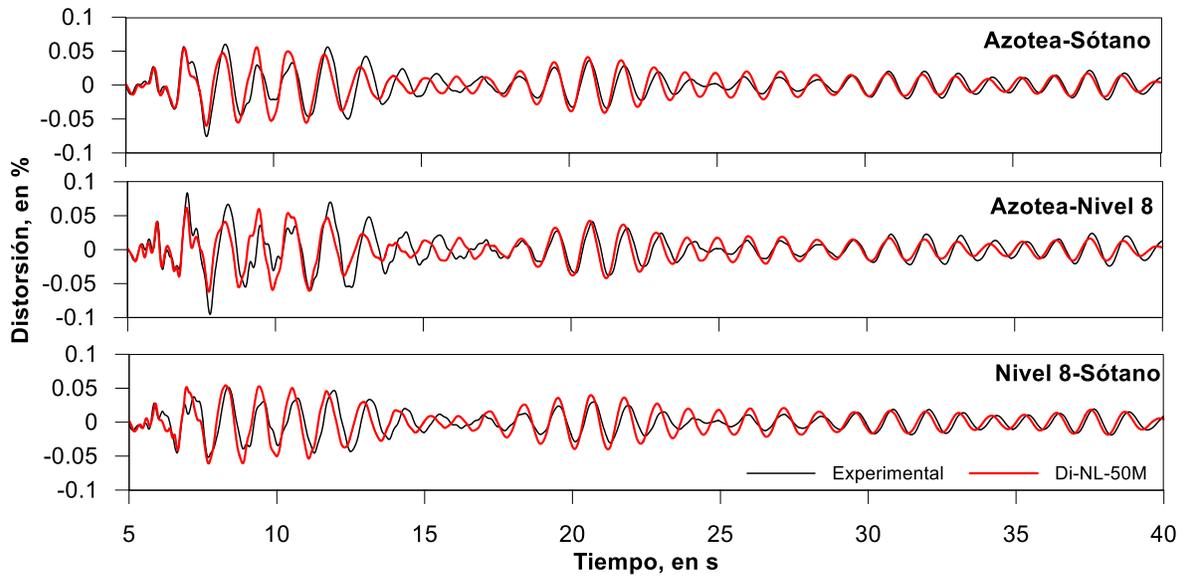


Fig. 4.18 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección L calculadas con los modelos DIANA y las experimentales del evento SI-131.

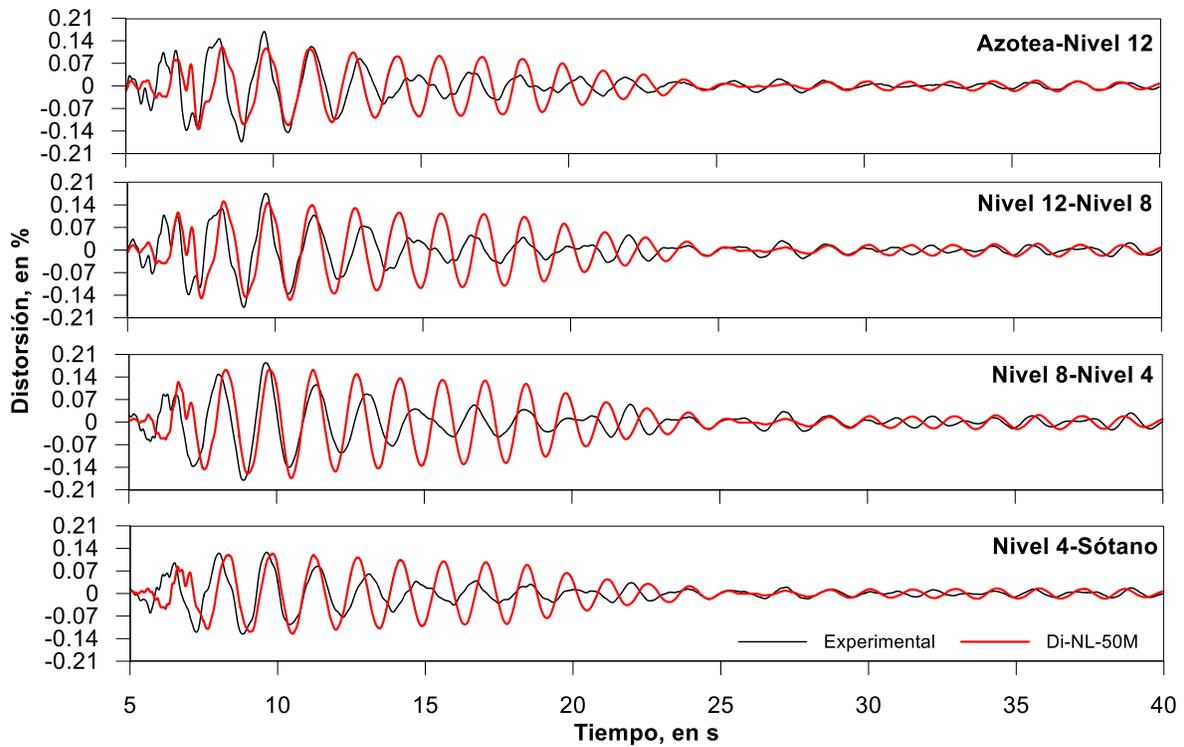


Fig. 4.19 Comparación de distorsiones entre niveles instrumentados en la dirección T calculadas con los modelos DIANA y las experimentales del evento SI-131.

4.4.2 Cambios de frecuencias durante SI-131

Durante el análisis paso a paso con el modelo Di-NL-50M se obtuvieron frecuencias modales en algunos puntos donde se detectó previamente con el modelo lineal (Di-L-M) los valores máximos de aceleraciones o distorsiones, así como las frecuencias al inicio y al final del análisis. Con esto se podría observar la variación de frecuencias a lo largo del registro para ambas direcciones y para los modos de torsión. Cabe mencionar que este tipo de solicitudes al modelo numérico requieren de mucho espacio de almacenamiento por lo que los puntos para analizar son limitados.

En la tabla 4.2 se observan los valores obtenidos tanto de los registros como de los modelos en su fase inicial y al final del evento. En las figs. 4.20 y 4.21 se muestra un esquema donde se comparan las aceleraciones registradas en terreno, las aceleraciones máximas en azotea y las variaciones de frecuencia durante el análisis paso a paso del evento SI-131 en algunos puntos para cada dirección.

La diferencia de frecuencias que existe para el primer modo entre un análisis lineal inicial y el análisis final con el modelo no-lineal (Di-NL-50M) es de 5.3 % en L, de 12.5 % en T y de 10.8% en torsión. En las figs. 4.20 y 4.21 la banda gris representa el intervalo de variación de frecuencias que ocurre para este modelo. Si observamos las frecuencias obtenidas de las VA antes y después del evento SI-131 (VA-021 y VA-181), la variación en el primer modo en L es de 6.5 %, en T es de 14 % y de 11 % en torsión. Estas variaciones de frecuencia son muy similares a las obtenidas entre el inicio y el final del análisis paso a paso no lineal con el modelo Di-NL-50M.

Por otro lado, comparando las frecuencias del primer modo para cada dirección obtenidas del modelo Di-NL-50M con las obtenidas de la VA-021 que se realizó previo al sismo de mayor intensidad (SI-131) la diferencia en L es de 12% y el T de 6%. La diferencia entre las frecuencias obtenidas del análisis numérico Di-NL-50M (final) con lo obtenido experimentalmente del evento SI-131 en fase final (SI-131**) es de 3% para el primer modo en L y de 7 % en T. El mínimo valor de frecuencia obtenido en el análisis numérico es de 0.89 en L y de 0.69 en T (tabla 4.3). Si comparamos estos valores con los obtenidos de la instrumentación del SI-131* (variación máxima), la diferencia es de 5% en L y de 9% en T. Con esto podemos apreciar que al comparar las frecuencias obtenidas del modelo numérico con las calculadas experimentalmente durante el sismo SI-131, las diferencias de frecuencia es relativamente poca (3 y 5%) para la dirección L, misma en la que se parecía una gran similitud de historia de aceleraciones y distorsiones. En el caso de la dirección T, se encuentran diferencias de frecuencias de 7 y 8%, dirección en la que se encuentra mayor diferencia de comportamiento del modelo Di-NL-50M respecto del experimental.

Tabla 4.2 Comparación de frecuencias modales experimentales con las obtenidas de modelos numéricos DIANA.

Evento o modelo	Frecuencias, en Hz								
	Modos								
	Longitudinal (x)			Transversal (y)			Torsión		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
VA-021	1.07	3.98	8.19	0.85	2.83	5.02	1.44	4.21	6.71
SI-131*	0.84	--	--	0.63	--	--	--	--	--
SI-131**	0.92	--	--	0.65	--	--	--	--	--
VA-181	1.00	3.54	7.42-7.55	0.73	2.45	4.39-4.43	1.27	3.90-3.96	--
Di-L	0.99	3.44	6.15	0.82	2.64	4.65	1.27	3.74	6.30
Di-L-SM	0.87	2.98	5.49	0.78	2.60	4.48	1.13	3.38	5.58
Di-NL-50M inicial	0.94	3.21	5.73	0.80	2.56	4.50	1.20	3.52	5.94
Di-NL-50M final	0.89	3.06	5.37	0.70	2.27	4.03	1.07	3.23	5.61

* Variación máxima

** Fase final

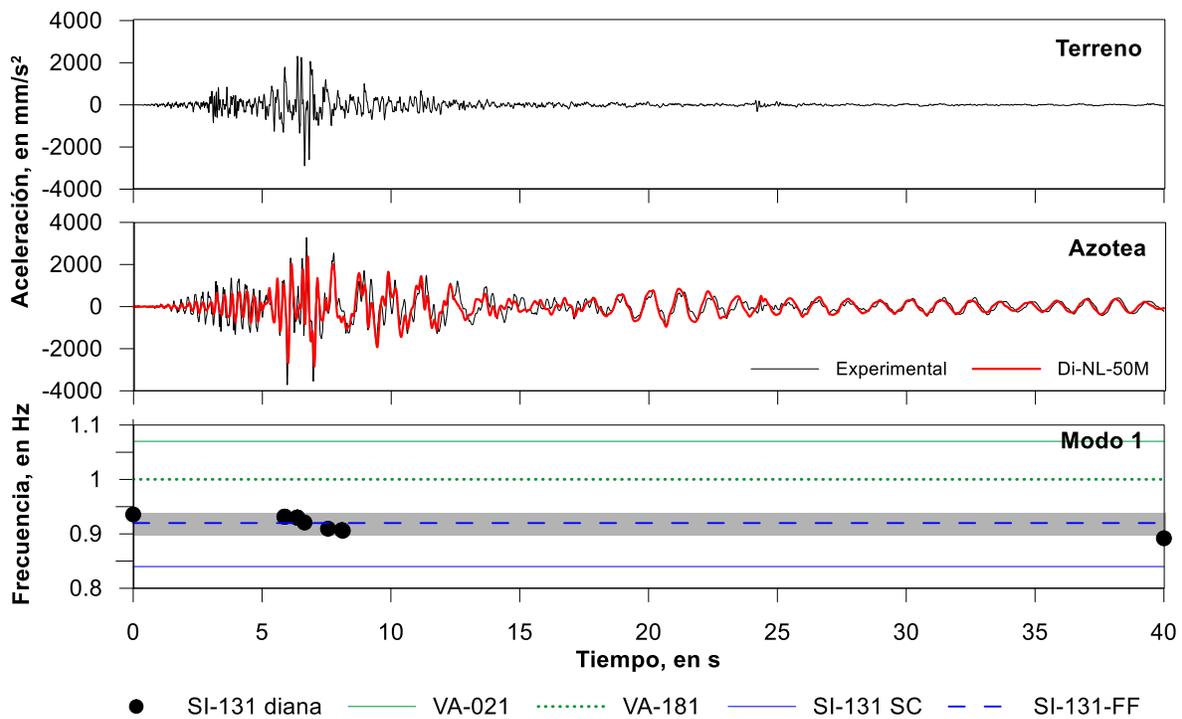


Fig. 4.20 Comparaciones de aceleraciones y frecuencias experimentales en dirección L con modelos DIANA para el sismo SI-131

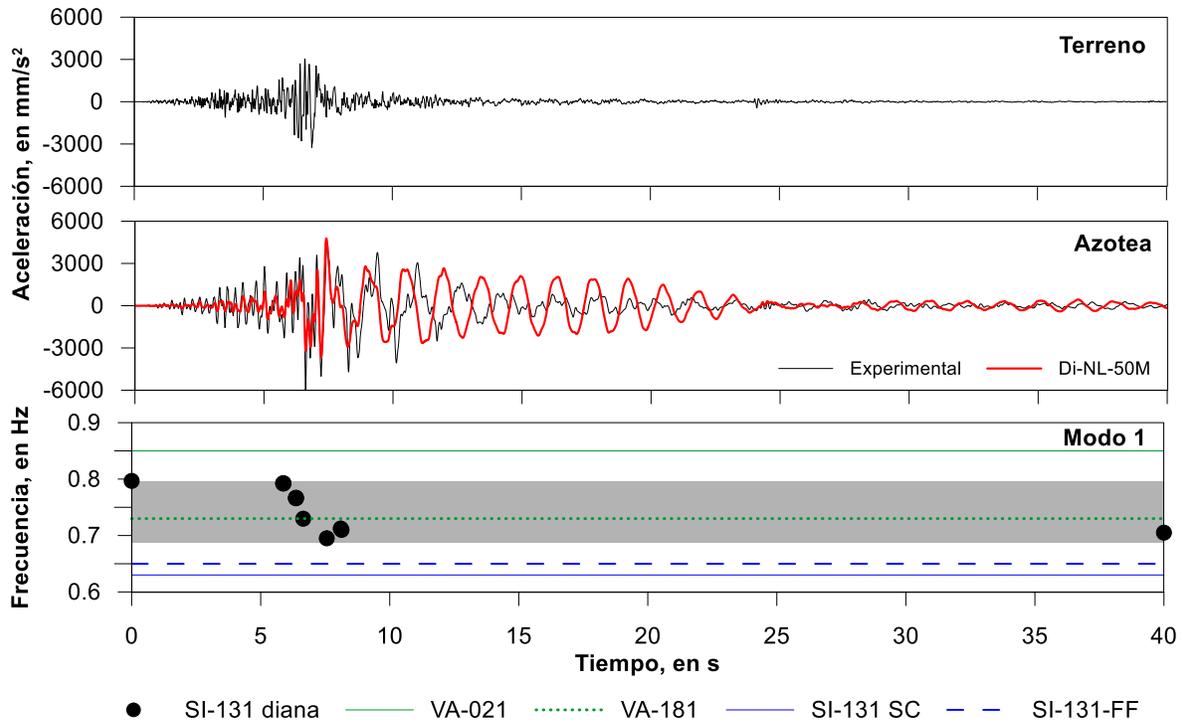


Fig. 4.21 Comparaciones de aceleraciones y frecuencias experimentales en dirección T con modelos DIANA para el sismo SI-131

En las figs. 4.20 y 4.21 se pueden distinguir las zonas que comprenden las variaciones de frecuencia de los valores obtenidos entre VA (VA-021 y VA-181) para cada dirección. La amplitud o variación de frecuencias es de 0.07 Hz en L y de 0.12 Hz en T. De los valores obtenidos del modelo Di-NL-50M inicial y final, la diferencia de frecuencias es de 0.05 Hz en L y de 0.11 en T. Comparando estas amplitudes, la degradación de rigidez es muy similar entre lo calculado con los modelos elaborados en DIANA y lo obtenido experimentalmente de las VA.

Tabla 4.3 Valores de frecuencias obtenidos durante análisis paso a paso de SI-131.

Tiempo, en s	Frecuencia, en Hz								
	Modos								
	Longitudinal (x)			Transversal (y)			Torsión		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Inicial	0.94	3.21	5.73	0.80	2.56	4.50	1.20	3.52	5.94
5.88	0.93	3.20	5.71	0.79	2.55	4.49	1.20	3.51	5.92
6.37	0.93	3.19	5.68	0.77	2.49	4.39	1.17	3.47	5.88
6.65	0.92	3.17	5.60	0.73	2.40	4.22	1.13	3.39	5.78
7.56	0.91	3.12	5.45	0.69	2.25	4.00	1.10	3.27	5.65
8.10	0.91	3.12	5.52	0.71	2.32	4.10	1.09	3.28	5.65
40.00	0.89	3.06	5.38	0.71	2.28	4.03	1.07	3.23	5.61

Si la estructura es sometida a grandes solicitaciones sísmicas, sus elementos estructurales y no estructurales pueden presentar agrietamientos y provocarse que la rigidez de éstos se degrade, lo cual influye en las características dinámicas de la estructura como su frecuencia dominante (Murià Vila, 2007). Al hacer análisis con modelos no-lineales detallados y que consideran la degradación progresiva de la rigidez con el daño, la identificación de este cambio de frecuencias es posible. Por consiguiente, permite realizar una estimación de la degradación de rigidez y relacionarla a la intensidad sísmica que la genera.

El cálculo de la degradación estructural como indicador del daño global ha sido estudiado en el pasado (Dipascuale y Cakmark, 1987). Si la masa del edificio puede considerarse constante después de la excitación sísmica, es posible estimar la pérdida de rigidez durante el mismo evento o entre varios eventos sísmicos con la ec. 4.1.

$$P = \left(1 - \left(\frac{f_2}{f_1} \right)^2 \right) * 100 \quad \text{Ec. 4.1}$$

Dónde

f_1 y f_2 son frecuencias fundamentales en los eventos 1 y 2 respectivamente

P es el porcentaje de pérdida de rigidez global

Ya que no existe pérdida o modificaciones de masa, las variaciones de frecuencias se deben exclusivamente a la pérdida de rigidez. Siguiendo esto, el porcentaje de pérdida de rigidez fue de 10.36% en la dirección L y de 23.44% en la dirección T con los valores obtenidos del modelo Di-NL-50M. En la tabla 4.3 se muestran los valores obtenidos de los análisis modales realizados en algunos de los puntos del análisis paso a paso con el evento SI-131.

Para comprender de mejor manera el desfase que ocurre en la dirección T a partir del segundo 10 hasta el 25 del análisis del evento SI-131, podrían solicitarse en más puntos análisis modales dentro de ese intervalo de tiempo y compararlos con los experimentales. Al ser un proceso que requiere mucho tiempo, se sugiere para trabajos futuros en pos de aclarar las posibles razones de comportamiento en esta dirección.

4.4.3 Comportamiento de los materiales durante análisis con SI-131.

Los valores máximos a tensión presentados en los elementos de mampostería fueron de 2.72 MPa y a compresión de 3.44 MPa. Con estos valores de esfuerzo, los elementos de mampostería ya habrían agrietado y posiblemente alcanzado su capacidad máxima de compresión localmente en algún punto de apoyo. Además, el módulo de elasticidad ya está reducido a la mitad del valor real, por lo que definitivamente, algunos de los elementos de mampostería ya habrían dejado de aportar rigidez al sistema en el caso de incluir su comportamiento no-lineal. En la fig. 4.23 y 4.24 se muestra la planta tipo del edificio y se señalan con triángulos las zonas donde se identificaron los valores de esfuerzos máximos a compresión (fig. 4.23) y a tensión (fig. 4.24). Estas zonas coinciden con lo reportado de las inspecciones en el edificio SIS después del evento S1-131. Se identificó la separación de muros de mampostería de los elementos viga y columna adyacentes en la zona de escaleras, misma zona donde el modelo Di-NL-50M presenta los valores máximos tanto a tensión como a compresión de los elementos de mampostería. En la fig. 4.22 se muestran las fotografías tomadas después del sismo SI-131 donde se observa las grietas que indican la separación del muro

de mampostería con los elementos estructurales de vigas y columnas en el cubo de escaleras del N4.



Fig. 4.22 Grietas de separación del muro de mampostería con elementos estructurales en el cubo de escaleras del nivel N4 tras el sismo SI-131 (Ochoa, 2015).

Gran cantidad de elementos columna llegan a la resistencia máxima a tensión asignada de 2.08 MPa, lo cual indica agrietamiento del concreto. En el paso de tiempo correspondiente a 10.5 s es donde se identifica la mayor cantidad de elementos columna con grietas abiertas del análisis con el modelo Di-NL-50M.

El valor máximo de esfuerzo a compresión identificado es de 25.57 MPa en la columna C4 de ejes 5 y 9 de planta baja en la zona inferior. Este valor de compresión es mayor que el correspondiente a un concreto simple pero el elemento no llega a la falla por la resistencia que otorga el confinamiento. Corresponde a un 80% de su capacidad máxima de resistencia a compresión como se muestra en la tabla 4.4. Los elementos columna que presentaron esfuerzos a compresión que superan el 60% de su resistencia máxima asignada fueron los de secciones C4 y C5 en la ubicación que muestra la fig. 4.24 en los niveles de SOT, PB y N1.

Para los elementos tipo cascarón, los valores obtenidos y presentados a continuación fueron obtenidos en las direcciones globales del modelo (X y Y). En los muros de concreto reforzado MC1, la zona confinada es donde se identifica agrietamiento por llegar al máximo valor a tensión de 2.08 MPa, el cual se localiza en los niveles N3, N12 y N13. Para los elementos de la zona de concreto simple (zona central del elemento) se obtiene un esfuerzo máximo a tensión de 1.81 MPa, por lo

que estos elementos no presentarían agrietamientos. En el nivel N3 se llega a un valor de 30.18 MPa en vertical (Z) en la zona de concreto confinado, lo que corresponde a haber alcanzado un 71% de la resistencia máxima a compresión asignada a este material. Para la zona sin confinamiento, se llega a un valor de 10.96 MPa en PB, correspondiente a un 45% de su resistencia máxima.

Para los muros MC2, en la zona confinada algunos elementos presentarían agrietamiento entre los niveles N3 a N6. El valor máximo de esfuerzo a compresión es de 27 MPa en dirección Z en un elemento del N6, correspondiente al 83% de su resistencia máxima. En la zona sin confinar (concreto simple) se obtiene un valor de 13 MPa a compresión en SOT, que indica haber alcanzado el 53% de su resistencia máxima.

Tabla 4.4 Valores de máximos esfuerzos a compresión en elementos de concreto del modelo Di-NL-50M durante análisis paso a paso del sismo SI-131.

Elementos	Esfuerzo máximo a compresión, en MPa	f'_{cc} asignado a la sección, en MPa	% de resistencia máxima alcanzado
Muros MC1-A confinado	30.18	42.61	70.83
Muros MC1 sin confinar	10.96	24.52	44.70
Muros MC2-B confinado	27.00	32.47	83.15
Muros MC2 sin confinar	13.00	24.52	53.02
Columna C4-A PB	25.57	31.59	80.94
Viga N2	19.21	31.03	61.91

En la tabla 4.4 se muestra el resumen de los máximos esfuerzos a compresión identificados para cada tipo de elemento de concreto, así como el porcentaje de resistencia alcanzado. El periodo de tiempo en el que se encuentran estos esfuerzos es del segundo 7.60 al 11.21.

De los elementos viga, algunos presentan hasta 19.21 MPa a compresión, valor incluso menor que la resistencia máxima asignada a concreto simple sin confinar y correspondiente al 61% de su resistencia máxima a compresión. Los rectángulos en la fig. 4.24 marcan las zonas de vigas con esfuerzos a compresión mayores al 50% de su resistencia máxima en el análisis de tiempo de 10.54 segundos. Los entrepisos en donde se llega a esos esfuerzos de compresión es entre los niveles de PB a N6. Se obtienen valores de esfuerzos a tensión que indican agrietamiento de los elementos en las zonas cercanas a la unión con las columnas. El intervalo de tiempo en el que se presentaron estos valores fue entre el segundo 5.5 y el 7.7. Estos intervalos de tiempo son los mismos en los que se identifican las mayores distorsiones de entrepiso (figs. 4.18 y 4.19).

El máximo valor a tensión que se presentó en los elementos de acero de refuerzo fue de 232.20 MPa en un elemento de zona confinada del muro en C del nivel N4 y a compresión de 194.50 MPa en el mismo elemento columna donde se presentó la mayor compresión en el concreto. Algunos elementos viga llegan a valores de entre 111.50 a 158.90 MPa a compresión y entre 212.20 a 252.20 MPa a tensión en los niveles de PB a N5. Estos niveles de esfuerzo corresponden aproximadamente

al 50% del esfuerzo que resiste el acero de refuerzo antes de llegar a los valores de fluencia. En la fig. 4.25 se presenta la ubicación de estos elementos.

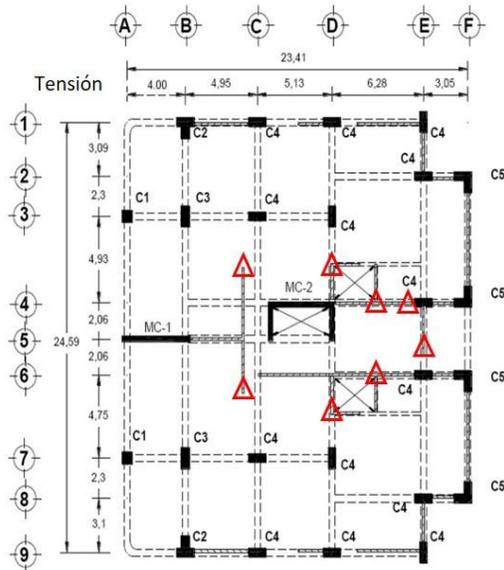


Fig. 4.23 Ubicación de mamposterías con altos valores de esfuerzo a tensión durante simulación de SI-131

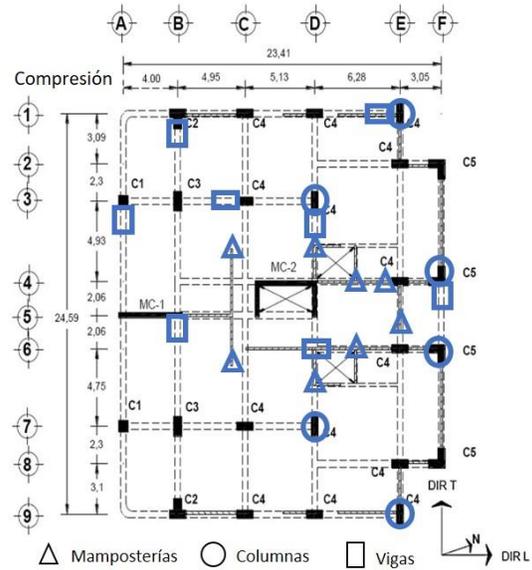


Fig. 4.24 Ubicación de elementos con altos valores de esfuerzo a compresión durante simulación de SI-131

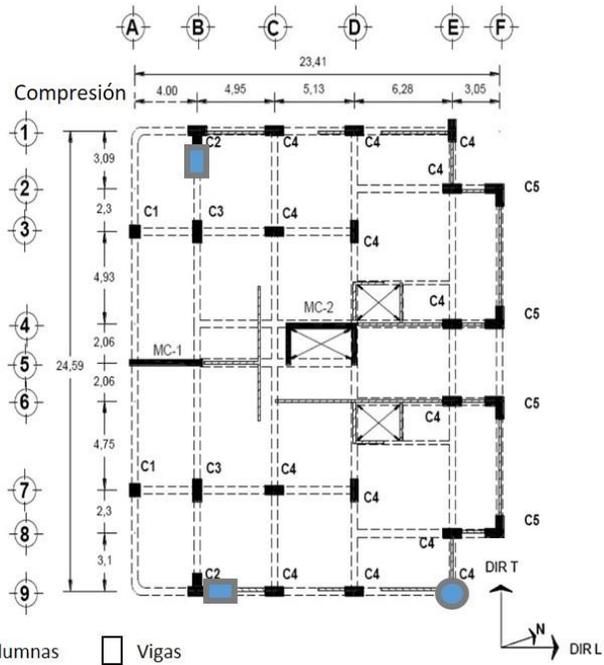
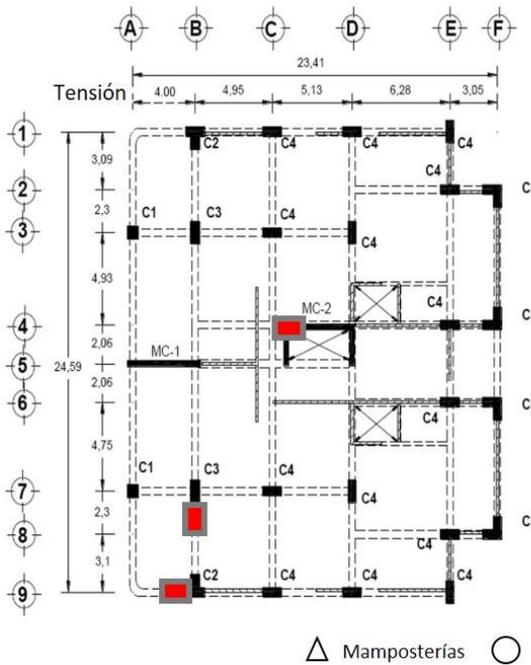


Fig. 4.25 Ubicación de elementos de acero de refuerzo con esfuerzos del superior al 50% de su resistencia máxima antes de la plastificación durante simulación de SI-131.

El conjunto de valores identificados con el análisis paso a paso del sismo SI-131 con el modelo numérico Di-NL-50M permite concluir con algunos puntos importantes:

- Los elementos de concreto que presentaron compresión se encuentran aún en comportamiento lineal o cuasi-lineal. No se ha alcanzado las resistencias máximas a compresión para ningún elemento de concreto.
- Los elementos de acero de refuerzo siguen en su etapa de comportamiento lineal.
- El cambio de frecuencias identificado se debe al agrietamiento de elementos de concreto que alcanzaron la resistencia máxima a tensión y aunque los elementos de refuerzo siguen en etapa lineal, el modelo es capaz de identificar esta pérdida de rigidez.
- El daño y separación de las mamposterías de la estructura sería una de las causas que provocan la pérdida de rigidez en el edificio, lo cual se ve reflejado en el cambio de frecuencias identificadas en las VA realizadas antes y después del evento SI-131.
- En el modelo Di-NL-50M la variación de frecuencias entre el análisis modal inicial y final en la dirección L se ve limitada quizás por la cantidad de elementos de mampostería que se encuentran orientados en esa dirección, que al ser modelados con propiedades lineales, podrían restringir el deterioro de los elementos que están en contacto (columnas y vigas).

4.5 Análisis paso a paso con sismo sintético SIM-81

Las herramientas numéricas que se han desarrollado a través de los años nos permiten realizar simulaciones en donde se identifican zonas de riesgo que pueden presentarse en los edificios ante distintas situaciones. La generación de sismos sintéticos permite a los diseñadores e investigadores hacer estimaciones del desempeño de la estructura ante altas demandas sísmicas ayudando identificar o corregir zonas vulnerables de la estructura. Se han propuesto metodologías que incluyan valores reales del sitio, como características del suelo de desplante, e incluso hacer uso de registros de sismos de baja intensidad que sirven de parámetro para estimar un posible comportamiento en el suelo de estudio.

Se realizaron análisis dinámicos paso a paso con modelos no-lineales previos elaborados en Ruaumoko 2D y 3D. Dichos análisis se hicieron en la dirección L del edificio, por lo que, para poder comparar las respuestas inelásticas estimadas con dichos modelos, se emplea el mismo acelerograma en la misma dirección.

En Morales (2005) se muestra la simulación de 100 acelerogramas para cada dirección del SIS (L y T) para finalmente elegir un acelerograma por cada dirección y evento con base en los espectros esperados de respuesta. Se seleccionó el acelerograma sintético correspondiente a una magnitud de 8.2 denominado SIM-81, que presenta una aceleración máxima de 486 cm/s^2 y una intensidad de Arias de $1,007 \text{ cm/s}$. Esta simulación se obtuvo siguiendo una metodología propuesta por Ordaz *et al.* (1993) para simular acelerogramas de sismos intensos usando registros pequeños como funciones de Green empíricas.

En la fig. 4.26 se muestra el acelerograma de la SIM-81 generado para el sitio de estudio en dirección L y en la fig. 4.27 la comparación del espectro elástico de la SIM-81 con los espectros de diseño del RC-ACA (2002).

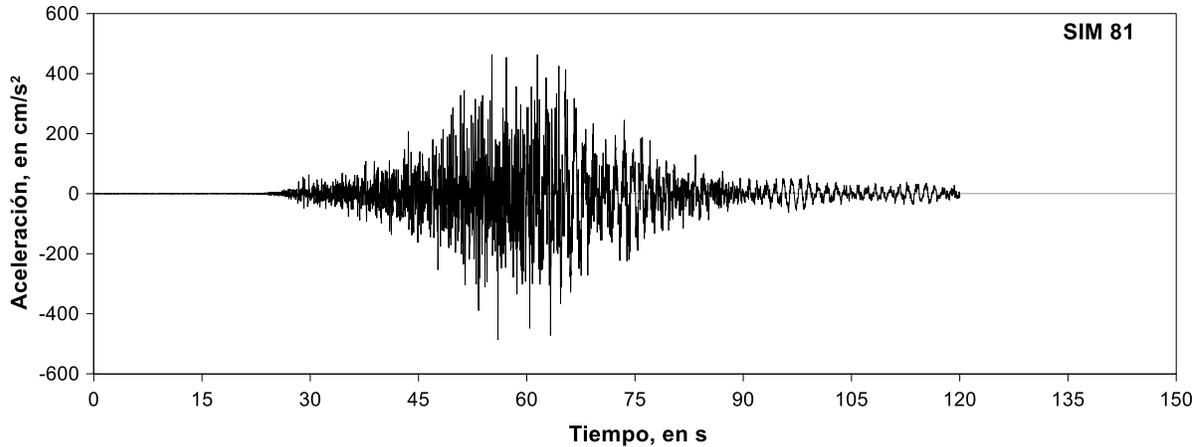


Fig. 4.26 Acelerograma de SIM-81.

En vista de que el análisis para el sismo SI-131, un sismo de moderada intensidad, ya ha deteriorado los elementos de mampostería alcanzando valores considerables a tensión y compresión, para análisis de mayor intensidad una opción razonable es considerar que la mampostería presentaría un elevado daño, y por consiguiente no incluir los elementos en el modelo numérico. Por lo tanto, para el análisis paso a paso del sismo simulado SIM-81, el modelo que se emplea es el Di-NL-SM, el cual no tiene modelado los elementos de mampostería.

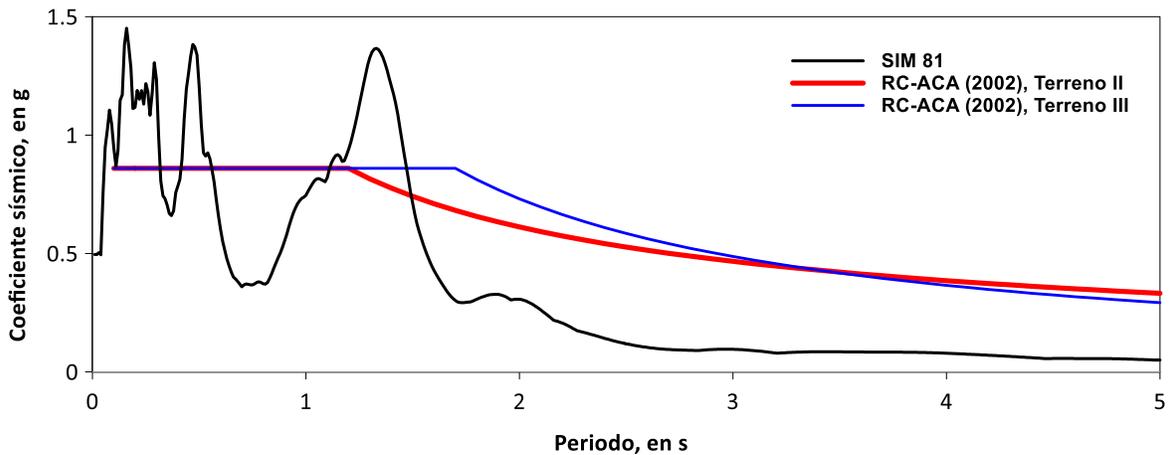


Fig. 4.27 Espectro elástico de la SIM-81 y espectros de diseño del RC-ACA (2002) para terrenos tipo II y tipo III.

El periodo dominante inicial en la dirección L que se tiene del modelo Di-NL-SM es de 1.15 s, el cual se ubica en un coeficiente sísmico aproximado de 0.86 g (fig. 4.26). Sin embargo, debido a la pérdida de rigidez conforme se incremente la intensidad, los periodos se harán más grandes. Este efecto podría ubicar a la estructura ante solicitaciones sísmicas correspondientes a coeficientes sísmicos que son hasta 50% mayores de los valores que definen los espectros de diseño del RC-ACA (2002).

En el apartado 6.2 de las NTC-Sismo (2017) especifica que, si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, deben utilizarse parejas de acelerogramas de temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo de sitio sea menor que 2 s, deben usarse no menos de ocho parejas de movimientos representativos. Estos movimientos

deben ser independientes entre sí, y tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencia similares a las de los movimientos registrados durante sismos con intensidades iguales a las supuestas para el diseño. Para los alcances de esta tesis y el tiempo que toma realizar cada análisis paso a paso no se incluyen en este trabajo.

4.5.1 Aceleraciones, distorsiones y máximos desplazamientos

En la fig. 4.28 se muestra la comparación de respuestas de aceleraciones máximas en azotea obtenidas de los modelos no lineales; el elaborado en Ruaumoko 2D por Morales (2005), en Ruaumoko 3D por Ochoa (2015) y el elaborado para esta tesis Di-NL-SM.

En la fig. 4.29 se hace un acercamiento de la primera mitad de la respuesta de aceleraciones en azotea. Se identifica un desfase en las respuestas de los modelos elaborado en Ruaumoko y el Di-NL-SM. Este desfase se debe a lo mencionado anteriormente en el capítulo 4.3; tanto el modelo de Ruaumoko en 2D como en 3D utilizaron factores de reducción de la inercia bruta que se aplican en el modelo desde el inicio de su comportamiento. Por esta razón, la similitud entre ambos no se alcanzaría hasta que el modelo Di-NL-SM llegue a una sollicitación de cortante basal cercana a 15,000 kN, lo cual ocurre en el tiempo cercano a 55 s. A partir de ese momento la modulación de las respuestas entre los modelos previos y el modelo Di-NL-SM comienza a ser similar.

Otro aspecto importante a destacar es que en los modelos de Ruaumoko (2D y 3D) todas las secciones de los elementos de concreto son reducidas en inercia, lo cual no ocurre de esa manera, y ser solo algunos los elementos que son solicitados de tal manera que pierdan rigidez o lo hagan localmente. En cambio, para el modelo Di-NL-SM la rigidez se degrada progresivamente por la fisuración en distintos elementos. Esto es lo que provoca que para los modelos elaborados en Ruaumoko, tanto las aceleraciones como las distorsiones (fig. 4.31) en la primera mitad del sismo, muestren mayores amplitudes.

Durante la segunda mitad del evento SIM-81 (fig.4.30), la respuesta de aceleraciones es muy similar entre modelos previos y el modelo Di-NL-SM. En la fase más intensa, el modelo Ruaumoko 2D alcanzó aceleraciones máximas de $6,719 \text{ mm/s}^2$, el modelo Ruaumoko 3D de $6,880 \text{ mm/s}^2$ y el modelo Di-NL-SM de $7,459 \text{ mm/s}^2$. La diferencia de aceleraciones máximas entre el modelo elaborado en el programa DIANA y los de Ruaumoko es de 7%.

Durante la segunda mitad del análisis con la SIM-81, las distorsiones entre niveles instrumentados obtenidas con el modelo de DIANA resultan mayores que las obtenidas de modelos previos alcanzando diferencias de 16.7% entre Azot-N12, de 17.9% entre N12-N8, de 18.6% entre N8-N4 y de 18.4% entre N4-Sot. Aun cuando las diferencias más grandes se presentan en los niveles intermedios N8-N4, todos los modelos coinciden al mostrar esta zona como la de mayores distorsiones, por lo que se puede concluir sería la zona donde posiblemente ocurra mayor daño. La distorsión máxima que presenta el modelo Di-NL-SM entre los niveles N8-N4 es de 0.74%.

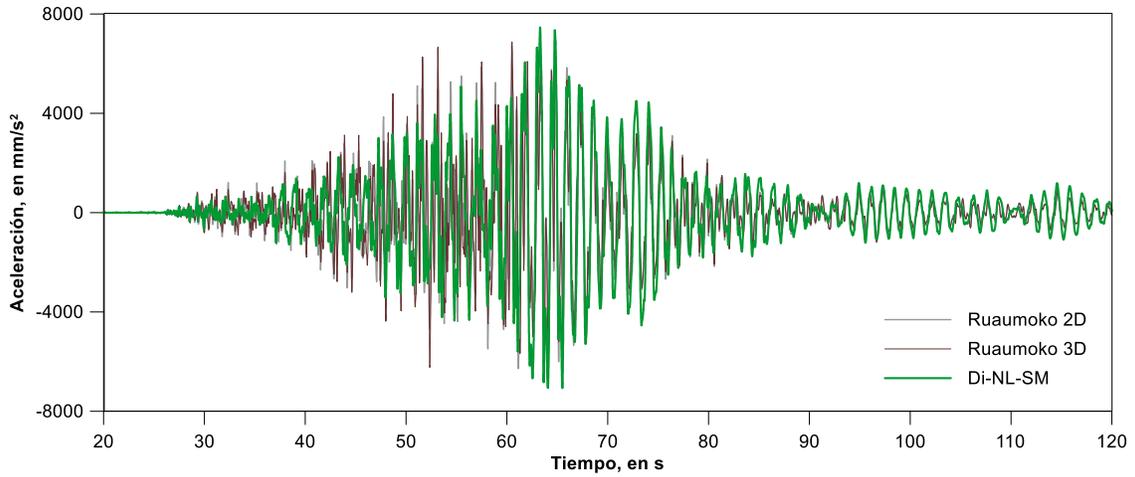


Fig. 4.28 Historias de aceleraciones en azotea con SIM-81 de modelos numéricos no-lineales.

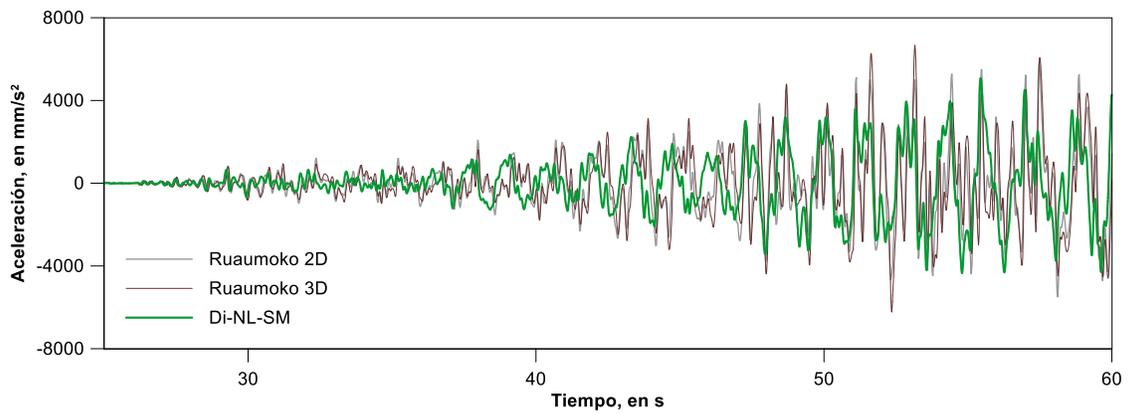


Fig. 4.29 Primera mitad de historias de aceleraciones en azotea con SIM-81 de modelos numéricos no-lineales.

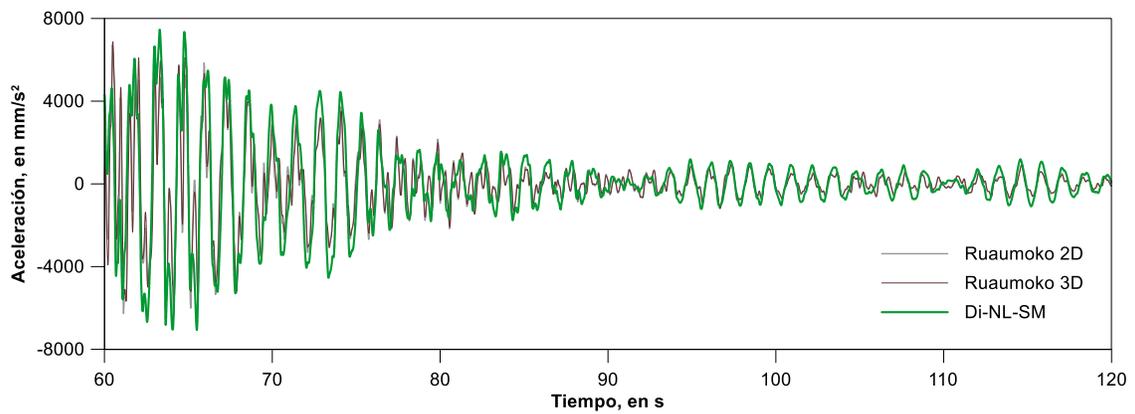


Fig. 4.30 Segunda mitad de historias de aceleraciones en azotea con SIM-81 de modelos numéricos no-lineales.

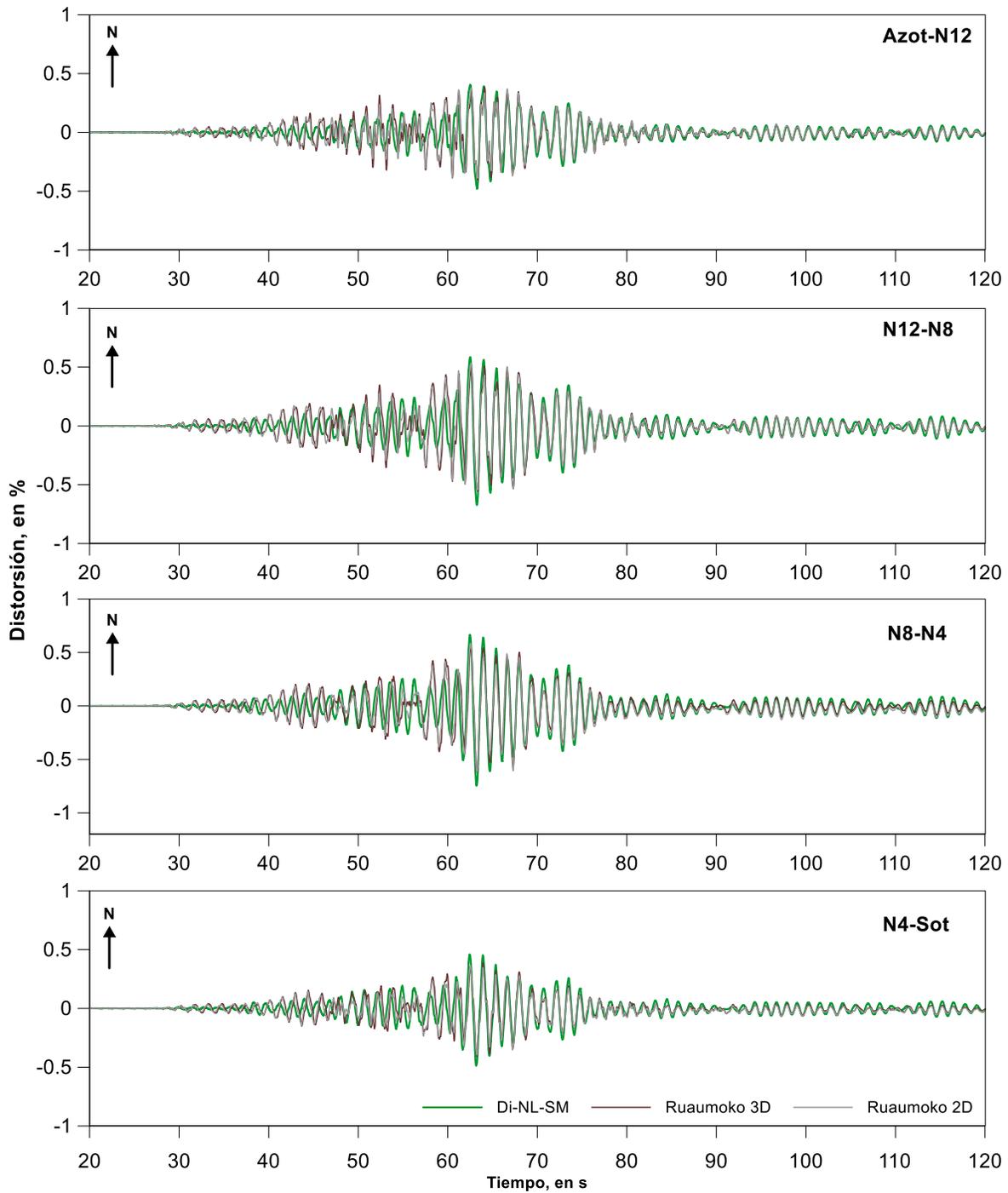


Fig. 4.31 Historias de distorsiones entre niveles instrumentados del edificio con SIM-81.

Se han calculado las máximas distorsiones de entrepiso durante el análisis de la SIM-81 mediante la resta de desplazamientos horizontales de cada entrepiso divididos por la altura entre niveles. La fig. 4.32 muestra las comparaciones de envolventes de distorsiones y los desplazamientos máximos obtenidos del análisis con la SIM-81. En la comparación de distorsiones se ha incluido el límite permisible especificado en el RC-ACA (2002) que corresponde a 1.0% para el caso de edificios con muros de mampostería desligados de la estructura principal. Las distorsiones máximas obtenidas de

los modelos previos en Ruaumoko fueron de 0.57 y -0.65% para el modelo 2D y de 0.55 y -0.65% para el 3D. Para el modelo Di-NL-SM se obtuvieron distorsiones de 0.68 y -0.77%. Los valores y el perfil de distorsiones presentan una elevada similitud, pero puede notarse que el modelo Di-NL-SM tiende a presentar mayores distorsiones en los niveles superiores comparándolo con los modelos previos.

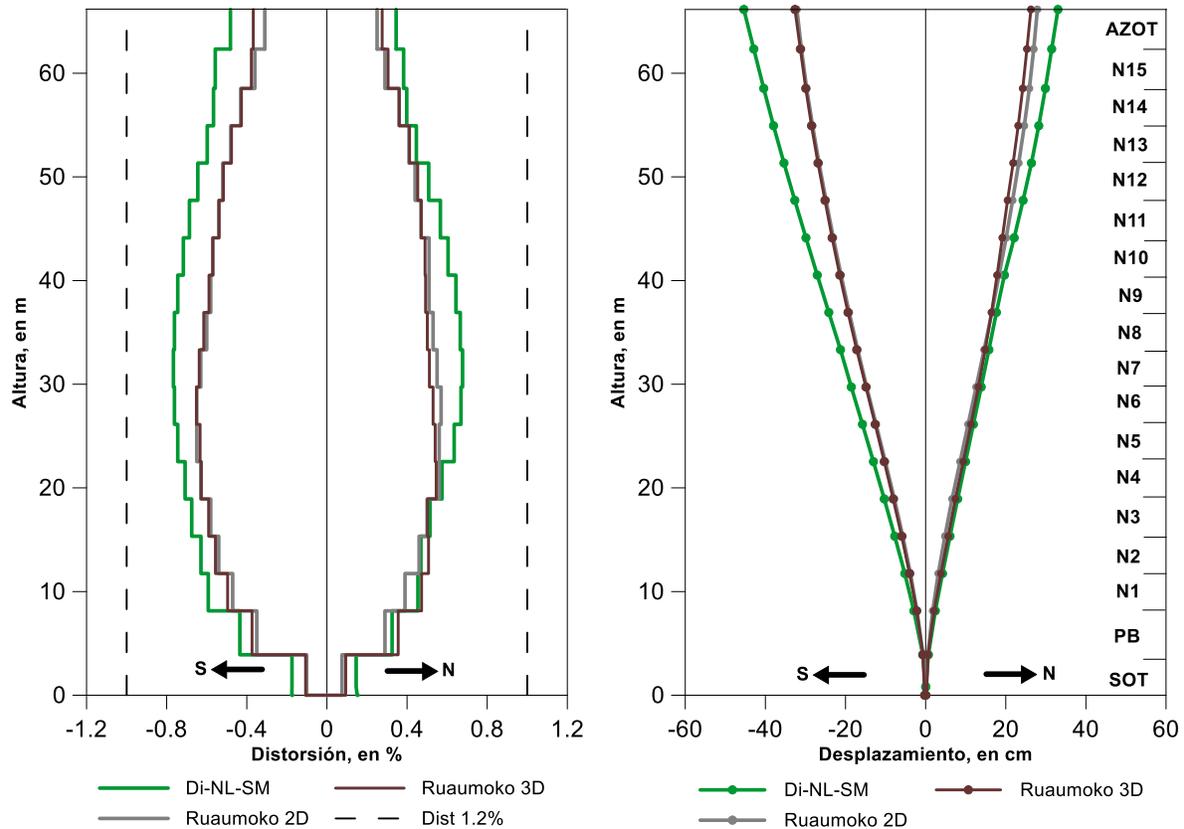


Fig. 4.32 Envolventes de distorsiones y desplazamientos obtenidos con SIM-81 con modelos numéricos.

Es importante recordar que las distorsiones especificadas en las normativas son hechas para análisis de diseño que consideran cargas aumentadas y en el caso de estos modelos se ha hecho uso de cargas con estimación real. Si se incluyeran las cargas especificadas en las normas para este tipo de edificación las distorsiones de entrepiso posiblemente aumentarían.

En la envolvente de desplazamientos (fig.4.32, derecha) los desplazamientos máximos del modelo Ruaumoko 2D fueron de 27.89 cm y -32.37 cm, del modelo Ruaumoko 3D fueron de 26.28 cm y -32.62 cm. El modelo Di-NL-SM presenta mayores desplazamientos, siendo de 33.7 cm y -45.37 cm. La mayor diferencia ocurre en la dirección norte y corresponde a un 29% respecto de los modelos de Ruaumoko. Como se observó previamente en el apartado 4.3 en el análisis de carga monotónica creciente del modelo Di-NL-SM en el sentido norte y sur en dirección L, el sentido sur tiende a perder rigidez antes que en la dirección norte. Esto se debe a la ubicación y configuración en planta de los elementos estructurales verticales de concreto (columnas y muros de concreto reforzado) no es simétrica. Por lo tanto, esto justifica que, en dirección sur, todos los modelos presenten mayores desplazamientos, indicando que esta dirección de análisis tiende a ser más flexible en comparación

con la dirección norte. Además, la menor resistencia para un análisis en dirección de lado sur, puede hacer que el edificio entre antes en la zona plástica del comportamiento, produciéndose así mayores desplazamientos.

En la fig. 4.33 se presentan nuevamente las curvas de capacidad obtenidas de los análisis en dirección norte y sur del modelo DI-NL-SM y se ha incluido el punto de valores máximos de cortante basal asociado al desplazamiento máximo en azotea presentado en el modelo durante el análisis paso a paso de la SIM-81 (rombo verde). Los valores obtenidos son de 40,528 kN de cortante basal y 454 mm de desplazamiento máximo en azotea en dirección sur.

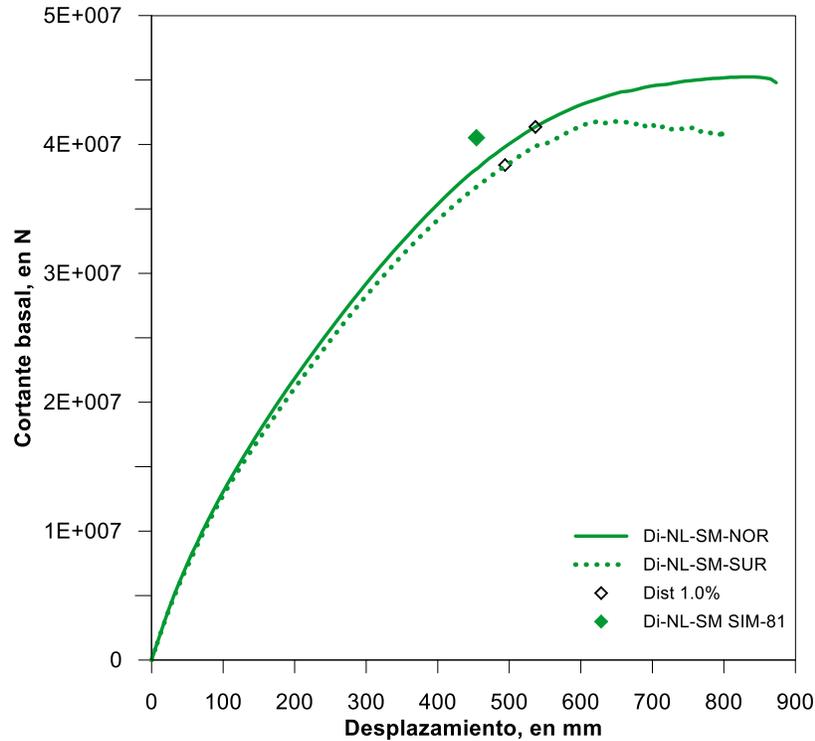


Fig. 4.33 Curvas de capacidad del análisis con modelos Di-NL-SM-NOR y Di-NL-SM-SUR.

El desplazamiento máximo identificado en azotea en dirección sur se encuentra cerca de la distorsión de 1.0% indicada en la curva de capacidad del análisis Di-NL-SM-SUR realizada mediante la aplicación de carga lateral que sigue el primer modo fundamental en dirección L. Este desplazamiento y cortante máximo fueron identificados durante el segundo 63.

4.5.2 Cambios de frecuencias durante análisis SIM-81

Se calcularon los valores de frecuencia fundamental en algunos pasos de tiempo, tal y como se muestran en la fig. 4.34. Se observa en el acelerograma simulado SIM-81 que las aceleraciones máximas se presentan entre el segundo 52 y el 65; las aceleraciones máximas en azotea calculadas por el modelo ocurren entre los segundos 60 a 70. Los valores de variación de frecuencia a través del tiempo se muestran en la tercera gráfica de la fig. 4.34. En la tabla 4.4 se observan los valores de frecuencias en cada paso de tiempo solicitado para los tres primeros modos en dirección L.

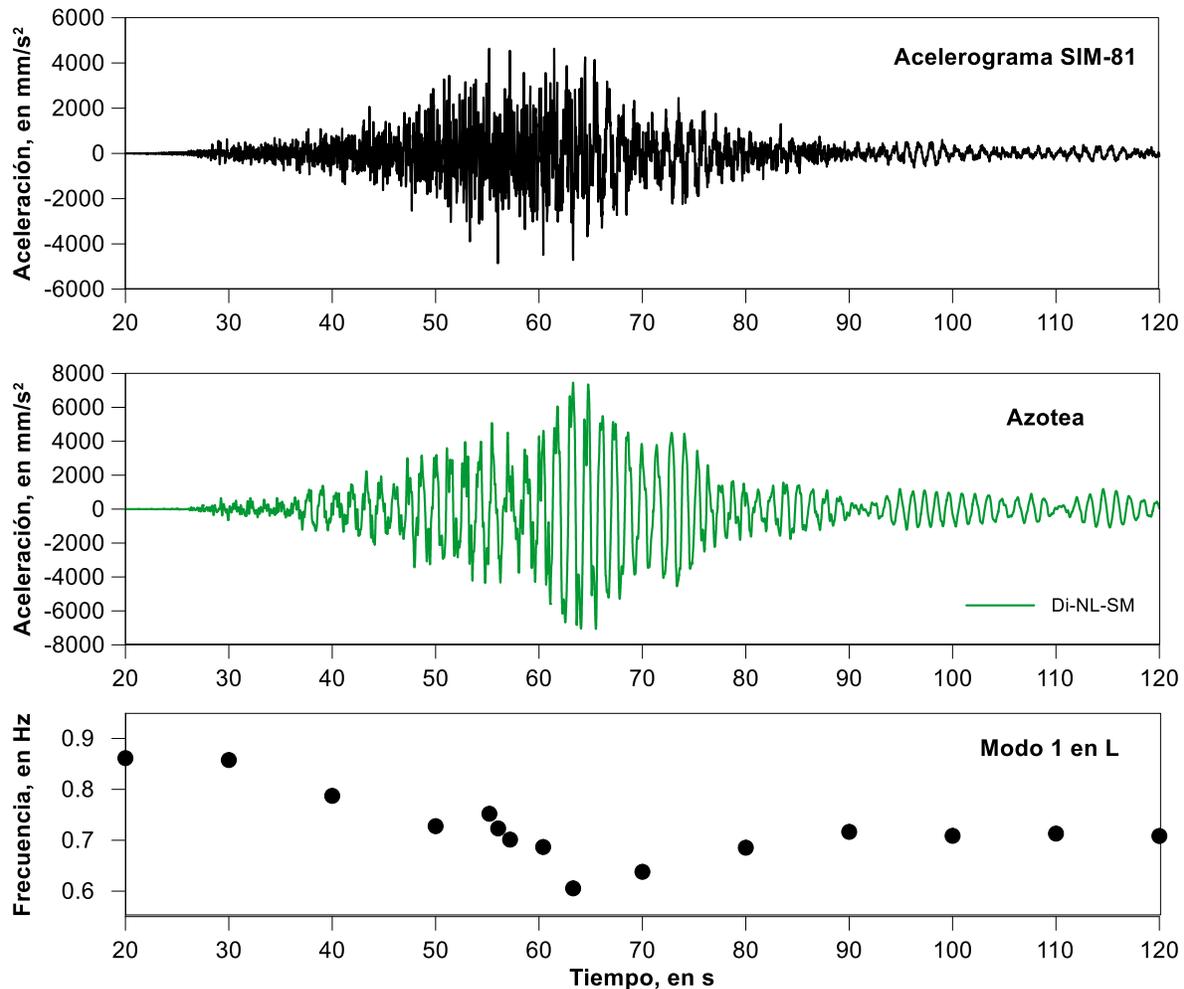


Fig. 4.34 Acelerograma de la simulación SIM-81, historia de aceleraciones obtenidas en azotea de modelo Di-NL-SM e historia de cambios de frecuencias durante SIM-81

La variación de frecuencias entre el valor inicial y el obtenido al final del análisis paso a paso es de 17.44% para el primer modo, de 15.75% en el segundo y de 14.47% para el tercero. Del valor inicial con respecto del valor de frecuencia más bajo identificado en el segundo 63, la variación es de 30.24% para el primer modo, de 33.90% por el segundo y de 33.34% para el tercero.

Esta variación de frecuencias entre el inicio y el final de la simulación indicarían que la estructura tendría una pérdida de rigidez de 31.84% en dirección L, siguiendo la ec. 4.1 (Dipascuale y Cakmark, 1987) para una sollicitación sísmica similar a la de la SIM-81. Si tomáramos como referencia el valor

mínimo de frecuencias obtenido del análisis numérico, la frecuencia es de 0.60 en el segundo 63.30 (tabla 4.4) con lo que la estructura habría llegado a una pérdida de rigidez de 51.32%. Esto indicaría una recuperación de un 20% después de su máxima excitación. Estos bajos valores de frecuencia pueden deberse a que justo en el momento en que se realiza el análisis modal, algunos de los materiales que pueden encontrarse plastificando, y por consiguiente, la respuesta estructural del elemento presente valores bajos de rigidez. Esto provocaría que el modelo numérico calcule bajos valores de frecuencia por lo que, una vez se reduce la exigencia sobre el elemento, los valores tiendan a aumentar de nuevo cuando vuelva a trabajar fuera de su rama plástica.

Es importante recordar que este análisis es hecho sólo en una dirección y que en el caso de incluir un acelerograma en la otra dirección, las variaciones de frecuencia podrían ser diferentes.

Tabla 4.4 Valores de frecuencias obtenidos durante análisis paso a paso de la SIM-81.

Tiempo, en s	Frecuencias, en Hz		
	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Inicial	0.86	2.92	5.25
30.00	0.85	2.92	5.24
40.00	0.79	2.72	4.93
50.00	0.73	2.44	4.49
55.20	0.75	2.53	4.64
56.05	0.72	2.40	4.44
57.20	0.70	2.34	4.30
60.40	0.67	2.29	4.22
63.30	0.60	1.93	3.50
70.00	0.64	2.08	3.80
80.00	0.68	2.37	4.30
90.00	0.72	2.48	4.54
100.00	0.71	2.46	4.50
110.00	0.71	2.47	4.51
120.00	0.71	2.46	4.49

4.5.3 Comportamiento de los materiales durante análisis con SIM-81.

Durante el análisis paso a paso de la SIM-81 se identificaron los valores máximos de esfuerzos y deformaciones de los elementos de concreto reforzado. Se identificaron valores de deformaciones que indican que se ha superado la resistencia máxima a compresión de algunos elementos de concreto. En la fig. 4.35 se presentan las curvas de esfuerzo deformación pertenecientes a algunos de los elementos donde se identificaron las mayores deformaciones.

Se considera que la capacidad de deformación dúctil del elemento es la zona comprendida por el área que se genera del punto donde se alcanza la resistencia máxima hasta el punto donde se alcanza la deformación máxima como se aprecia en la fig. 4.35 con el área sombreada en gris de las curvas esfuerzo-deformación de los elementos. Las líneas verdes de las gráficas indican el nivel de

deformación vertical (en Z) que se identificó en el concreto para el punto de integración más solicitado del elemento indicado. Las curvas esfuerzo-deformación son definidas por DIANA, con el modelo parabólico, en función del tamaño de elemento y de la energía de fractura asignada al material, tal y como se mencionó en el primer apartado de este capítulo. Por esta razón, aun cuando dos materiales tengan resistencias a compresión muy similares las deformaciones últimas pueden ser diferentes debido al tamaño o área del elemento.

Los elementos de concreto más demandados a compresión son los de muros MC2 en el nivel N4. Se obtuvieron los valores de máxima deformación de dos de los elementos, los cuales tienen un área de 45,075 mm² con propiedades de concreto confinado correspondiente a una resistencia máxima de 35.06 MPa. Uno de ellos llega a una deformación máxima vertical de 0.0082, correspondiente a haber hecho uso del 9.55% de su deformación última. Otro de los elementos alcanzó una deformación vertical de 0.01942, el elemento de concreto más deformado de todo el modelo. Este habría usado el 27% de su capacidad de deformación última durante un sismo similar al SIM-81. Ambas curvas de esfuerzo deformación y la máxima deformación alcanzada se muestran en la fig. 4.35.

Se identificó que el elemento de muro MC1-A con un área de 109,980 mm² con propiedades de concreto confinado ubicado en PB llega a una deformación vertical de 0.00415, correspondiente a haber hecho uso del 2.7% de su deformación dúctil. Uno de los elementos sin confinar del mismo muro MC1-A de PB con un área de 676,800 mm² presenta un valor de deformación vertical de 0.0016 por lo que habría llegado al 2.52% de su capacidad de deformación después de alcanzada su resistencia máxima.

Un punto de integración perteneciente a la columna de sección C1-A ubicada en PB con una longitud de elemento de 463 mm tuvo una máxima deformación vertical de 0.06454, correspondiente al 18.7 % de su deformación última disponible.

Un punto de integración del elemento viga ubicado en el nivel N2 presentó deformaciones de 0.0605 por lo que habría llegado al 21.4% de su capacidad de deformación dúctil. Este, sería el elemento de concreto más solicitado identificado durante el análisis paso a paso con la SIM-81.

A pesar de presentar aun cierta capacidad de deformación remanente, es importante resaltar que los puntos de integración descritos en estos elementos se encuentran ya en su rama descendiente de comportamiento, por lo que ya no contribuirían al incremento de resistencia del sistema. Su contribución se reduce de forma irreversible.

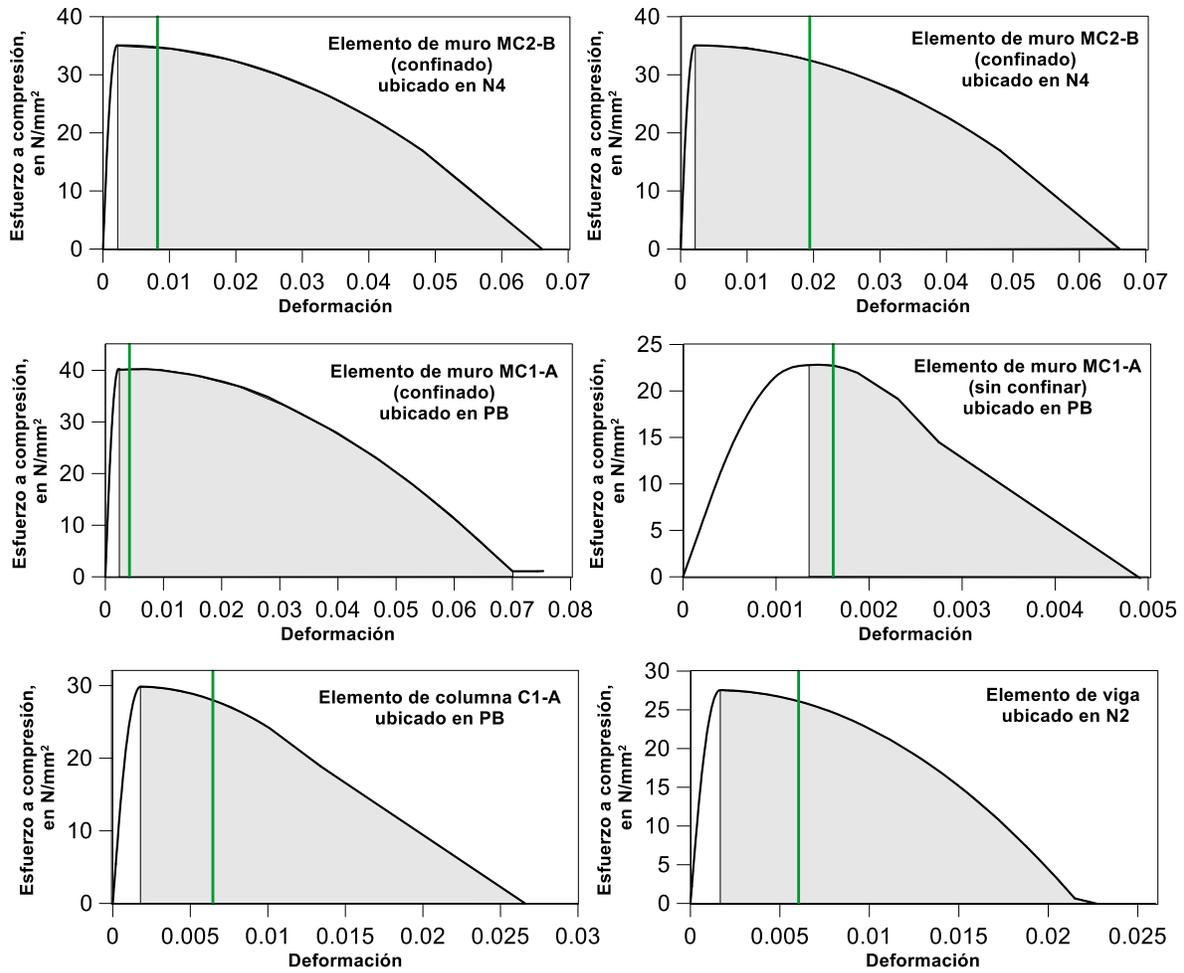


Fig. 4.35 Curvas esfuerzo-deformación de algunos de los elementos de concreto más solicitados durante análisis paso a paso con SIM-81

En la tabla 4.5 se muestra un resumen de los valores máximos de deformación obtenidos para las secciones de concreto de columnas, vigas y muros de concreto, el valor de deformación última identificado para el elemento en su punto de integración más desfavorable, así como su porcentaje de deformación máximo alcanzado.

Tabla 4.5 Valores de máximas deformaciones a compresión en secciones de concreto.

Elemento	Ubicación	Deformación máxima	Deformación última del elemento	Deformación asociada a la resistencia máxima	% de deformación última alcanzada por el elemento
Muro MC2-B (confinado)	N4	0.0082	0.066	0.0021	9.55
Muro MC2-B (confinado)	N4	0.0194	0.066	0.0021	27.07
Muro MC1-A (confinado)	PB	0.004150	0.0700	0.0023	2.69
Muro MC1-A (sin confinar)	PB	0.001615	0.0049	0.00153	2.52
Columna C1-A	PB	0.006454	0.027	0.00173	18.69
Viga	N2	0.006050	0.022	0.0017	21.43

Tabla 4.6 Valores de esfuerzo a compresión y tensión en elementos de acero de refuerzo.

Sección		Ubicación	Esfuerzo máximo a tensión, en MPa	Deformación máxima a tensión	% de deformación dúctil alcanzada	Tiempo, en s
Columna	C4B	EJE D-9 N6	457.50	0.0087	7.40	63.34
MC1	MC1-D	N15	451.20	0.0024	1.91	63.35
	MC1-A	PB	452.20	0.0036	3.00	62.47
MC2	MC2-A	N6	171.10	0.0008	0.52	63.31
	MC2-B	N5	115.60	0.0005	0.26	63.37
	MC2-B	N5	454.90	0.0082	6.96	63.29
Viga	V5	N5 EJE 9-B	457.70	0.0092	7.83	63.30
	V5	N2 EJE D-5	429.40	0.0060	1.56	63.27
Sección		Ubicación	Esfuerzo máximo a compresión, en MPa	Deformación máxima a compresión	% de deformación dúctil alcanzada	Tiempo, en s
Columna	C1A	EJE D-9 PB	448.00	0.0048	4.00	63.25
MC1	MC1-A	SOT	123.80	0.0006	0.34	63.13
	MC1-A	SOT	448.00	0.0037	3.04	63.05
MC2	MC2-C	N1	393.10	0.0019	1.48	63.20
	MC2-B	N5	451.80	0.0031	2.52	63.99
	MC2-B	N4	462.90	0.0117	10.17	62.50
Viga	V5	N2 EJE 9-C	454.30	0.0065	5.48	57.17
	V5	N5 EJE A-7	226.20	0.0011	0.78	39.38

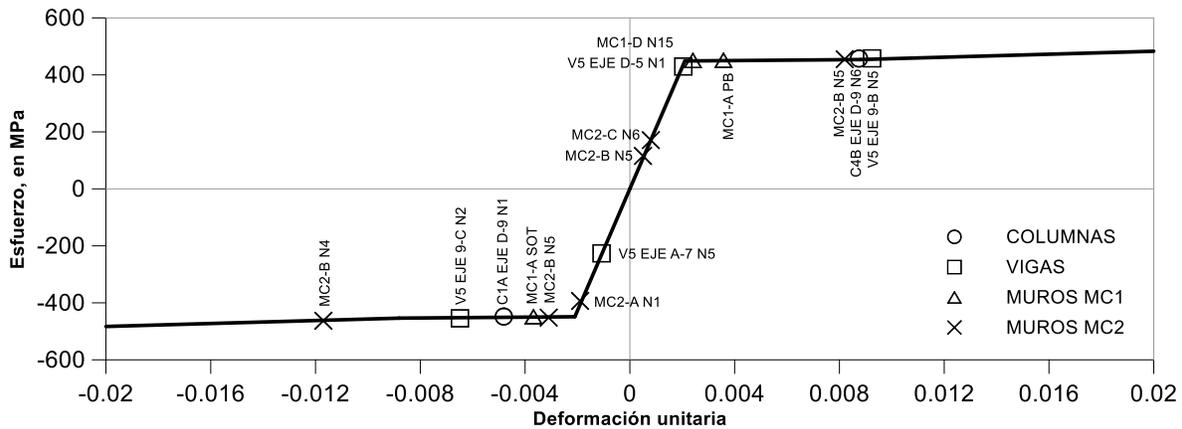


Fig. 4.36 Ubicación de valores máximos en elementos de refuerzo en la curva esfuerzo-deformación del comportamiento del acero.

También se identificaron los máximos esfuerzos y deformaciones en algunos de los elementos de acero de refuerzo más solicitados. Los elementos de acero de refuerzo embebidos en las secciones columna llegan a valores de 457.5 MPa a tensión y 448.0 MPa a compresión. Esto indicaría que algunos de los elementos de acero han plastificado. Las secciones en las que se llega a estas magnitudes a tensión son C4B entre los niveles N4 a N6 y a compresión en secciones C1A de SOT a N1.

Los refuerzos en los muros de concreto tipo MC1 llegan a valores de tensión de 452.20 MPa en el elemento en PB y a compresión de 448.00 MPa en SOT, las deformaciones asociadas a estos esfuerzos fueron de 0.0036 y 0.0037. En los muros de concreto tipo C, MC2, se obtienen valores en compresión de 462. MPa para una deformación de 0.0117 en el nivel N4 y a tensión de 454.90 MPa con una deformación de 0.0082 en el nivel N5.

En los elementos viga, se obtuvieron valores de 457.7 MPa con una deformación de 0.0092 a tensión y de 454.3 MPa con una deformación de 0.0065 a compresión.

El intervalo de tiempo en el que se presentan los mayores esfuerzos en los elementos de acero de refuerzo es entre el segundo 39 y el 64. En la tabla 4.6 se hace un resumen de los valores máximos a tensión y compresión obtenidos en los elementos de acero de refuerzo y el elemento de concreto al que pertenecen. En la fig. 4.36 se muestra la curva de esfuerzo deformación que define el comportamiento de los elementos de acero de refuerzo y la ubicación de los valores correspondientes obtenidos de los elementos.

Con la SIM-81 se ha llegado a valores altos de resistencia para el concreto y valores de plastificación para el acero en algunos de los elementos. Aunque algunos de los elementos de acero han plastificado, aún tienen capacidad de deformación y resistencia ya que sus valores máximos asignado antes de la falla son de 734 MPa con una deformación de 0.117. En la tabla 4.6 se muestran los porcentajes de deformación última alcanzados en los elementos de acero de refuerzo más solicitados. El elemento que hizo mayor uso de la reserva de ductilidad fue el que se encuentra en

el muro MC2-B en el nivel N4, llegando a un porcentaje de 10.17% de su capacidad total asignada a este material.

De los resultados mostrados se pueden dar algunas observaciones

- El sentido de análisis en el que se presentan las mayores solicitaciones de esfuerzos y deformaciones en los elementos es el sur. El nivel de desplazamiento y cortante máximo alcanzado (rombo verde fig. 4.33) indicaría en la curva de capacidad correspondiente (Di-NL-SM-SUR) un acercamiento significativo a los valores máximos de capacidad de la estructura. Esto puede provocar grandes solicitaciones en los elementos, comenzando a hacer uso de su reserva de ductilidad.
- Para el análisis paso a paso de la SIM-81 se ha llegado a una solicitación sísmica alta, provocando que algunos de los elementos de concreto hayan alcanzado su resistencia máxima a compresión y que se encuentren en la parte descendente de la curva esfuerzo-deformación que define su comportamiento.
- Algunos de los elementos de acero han superado la etapa elástica, pero al llegar a la plastificación cuentan aún mucha de su capacidad de deformación dúctil. El elemento más solicitado a compresión tiene aún un 90% de capacidad de deformación última, el elemento más tensionado tiene 93%.
- En muros MC2, los aceros de refuerzo más solicitados se identificaron entre los niveles N1 a N5. En los muros MC1 se identificaron en los niveles de SOT, PB y N15.
- El elemento de concreto más solicitado a compresión se encuentra en el muro MC2 del nivel N4 llegando a hacer uso de un 27% de su reserva de deformación dúctil.
- Las columnas más solicitadas a compresión fueron las de sección C1A, y se identificaron en PB cuando el movimiento del edificio se encuentra en dirección sur. Las vigas más solicitadas se identificaron entre los niveles N1 y N5, donde algunos de los puntos de integración que conforman los elementos habrían superado su resistencia máxima y entrado en plastificación del concreto.
- Existe una elevada similitud con los resultados de historias de aceleraciones, distorsiones y desplazamientos con los modelos previos elaborados en Ruaumoko 3D. Las diferencias entre los resultados han variado aproximadamente un 7, 15 y 28% en términos de aceleración, distorsión y desplazamiento, respectivamente.

5 Conclusiones y comentarios.

Se estudió el comportamiento de un edificio instrumentado en Acapulco ante sismos de baja, moderada y alta intensidad haciendo uso de un modelo no lineal elaborado en un programa de cómputo de fisuración distribuida (DIANA). El modelo toma en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) y hace uso de valores de amortiguamiento basados en lo obtenido experimentalmente en estudios previos.

Se observó la influencia de las consideraciones de modelado mediante análisis paso a paso lineales y no lineales, así como con la aplicación de carga monotónica creciente tanto en sentido norte como sur de la dirección longitudinal (L).

Con los modelos lineales se obtuvieron propiedades dinámicas, formas modales y se realizaron análisis paso a paso de dos de los sismos registrados de baja intensidad, SI-011 y SI-071, para los cuales se calcularon intensidades de Arias de 16 y 9 cm/s, respectivamente. Se observó la influencia que existe al considerar valores de efectos de ISE calculados con lo estipulado en las normativas mexicanas en comparación con lo calculado con el programa Dyna5, el cual toma en cuenta el efecto de grupo de pilas. En este caso, el modelo elaborado en DIANA muestra un mejor comportamiento al hacer uso de valores calculados con Dyna5 en combinación con la inclusión de los elementos de acero de refuerzo embebido en las secciones de concreto (modelo Di-L-Dyna-ref).

Se identificó la influencia de los muros divisorios de mampostería en la respuesta estructural ante sismos de baja intensidad similares al SI-011 y SI-071. Los elementos de mampostería influyen en el comportamiento de la estructura hasta distorsiones bajas de entrepiso como las obtenidas en los sismos de baja intensidad (SI-011 y SI-071) que se encuentran por debajo del 0.05%. Para mayores valores de distorsiones de entrepiso, estos elementos tenderían a agrietarse, por lo que, para sismos de gran intensidad, estos elementos dejarían de aportar rigidez al sistema durante la fase intensa.

Las consideraciones hechas y las técnicas de modelado adoptadas en este trabajo reproducen satisfactoriamente el comportamiento del edificio SIS ante sollicitaciones sísmicas de baja intensidad al suponer una respuesta lineal en los materiales. En cambio, para sollicitaciones sísmicas más intensas, similares o mayores a las del evento SI-131, los modelos lineales ya no serán capaces de reproducir el comportamiento.

Para evaluar y validar el comportamiento no lineal del modelo, primero se realizaron análisis con la aplicación de una carga monotónica creciente en dirección longitudinal (L) tanto en dirección norte como sur. Con las curvas de capacidad se pudieron relacionar algunas características importantes: las distorsiones de entrepiso, el cortante basal en la estructura, el cambio de rigidez conforme el incremento de cortante basal y el estado de esfuerzos y deformaciones de los materiales. Se pudo observar la degradación de rigidez conforme ocurre el daño de los elementos desde un estado inicial, sin secciones agrietadas, hasta el punto máximo en el que la estructura deja de tener la capacidad de incrementar su desplazamiento. Se observó que la consideración de secciones agrietadas desde el inicio, utilizada en modelos previos de daño concentrado, omite un intervalo de rigidez inicial en el que la estructura podría presentar su comportamiento ante eventos de baja y moderada intensidad. Por otro lado, el sistema estructural y la falta de simetría en planta de la

dirección L permitió observar qué tan diferente es la capacidad de resistencia estructural en un sentido con respecto al otro. Se identifica que esta variación es del 7%.

Se identificó un intervalo de valores de desplazamientos máximos en azotea comprendido entre 459 y 536 mm donde se alcanzaría una distorsión máxima de entrepiso del 1.0%, relacionada a la distorsión límite permisible de seguridad contra colapso especificado en las NTC-Sismo (2017). Con el análisis del modelo que considera todas las secciones con propiedades de concreto simple sin confinar (modelo Di-NL-SM-CS), se identificó el intervalo de cortante basal resistido en función de considerar o no el efecto de confinamiento en el concreto.

Del evento SI-131 se había identificado experimentalmente variaciones de frecuencia que indicaban que la estructura había incurrido en la no linealidad por lo que había ocurrido una pérdida de rigidez. Además, en una inspección realizada después del evento, se identificaron grietas en la unión de muros de mamposterías con las columnas y vigas. El modelo no lineal Di-NL-50M, donde se considera la rigidez de la mampostería reducida al 50%, permitió simular el comportamiento de la estructura de este sismo (SI-131). El análisis y comparación con los registros de este sismo no se había realizado con los modelos previos. En esta tesis se obtuvieron resultados satisfactorios que permitieron identificar las zonas más demandadas y los elementos más solicitados. Tal es el caso de las mamposterías, donde se obtienen valores de esfuerzo que indicarían daño en los muros de mampostería en las mismas ubicaciones donde se observaron en la inspección realizada después del evento SI-131. Con los datos obtenidos del modelo numérico, la pérdida de rigidez identificada en pruebas de VA y de registros sísmicos del evento SI-131 se asocia al comportamiento no lineal de las mamposterías y al agrietamiento de algunos elementos de concreto reforzado.

Para observar el comportamiento de la estructura ante un sismo de gran intensidad, se hizo uso de un acelerograma sintético (SIM-81) utilizado en investigaciones previas y elaborado específicamente para el sitio de estudio. Este análisis sólo se realiza en dirección longitudinal (L) y se compara con lo obtenido de modelos previos. Comparando historias de aceleraciones y de distorsiones, hay una elevada similitud entre lo obtenidos de los modelos de Ruaumoko y el elaborado en este trabajo.

La simulación de un sismo de gran intensidad ha permitido estimar intervalos de aceleraciones máximas y distorsiones alcanzadas, los cuales se asocian a daños en zonas específicas del edificio. De esta forma, se identificaron los elementos más demandados y se observó que para un sismo de esta intensidad, algunas de las secciones ya se encontrarían en el uso de su capacidad de ductilidad.

En cuanto a los elementos de concreto reforzado, los muros MC2 juegan un papel fundamental en la resistencia de la estructura durante los análisis de carga monotónica creciente, ya que al llegar su falla provoca la caída de las curvas de capacidad. Esto coincide con lo identificado en los análisis paso a paso no lineales, donde los muros MC2 son los elementos más demandados. El tipo de falla que ocurre antes del colapso de la estructura en el análisis con la aplicación de carga monotónica creciente es de cortante en los muros MC1 y MC2. Estos elementos fallan en el nivel de PB alcanzando un desplazamiento máximo en azotea de 873 mm (1.32% de su altura sobre el suelo) en dirección norte y de 846 mm (1.28% de su altura sobre el suelo) en dirección sur.

La zona entre los niveles N4 y N6 es donde se identifican mayores distorsiones y esfuerzos durante el análisis del sismo sintético de gran magnitud (SIM-81) en todos los modelos, coincidiendo con los

tramos donde se ubicaron las mayores deformaciones en los elementos de muros de concreto MC2. Estos niveles coinciden con la zona donde ocurren los primeros cambios de sección en columnas y muros de concreto. Aunque después del sismo más intenso registrado SI-131 no se identificaron agrietamientos en elementos de concreto donde ocurre el cambio de sección, si es importante monitorear esta zona durante próximos eventos de moderada y alta intensidad. Aun cuando durante el análisis paso a paso del sismo SI-131 no se llegó a valores de esfuerzo en los elementos de concreto que superaran las resistencias máximas o de fluencia calculadas para cada tipo de material, se llegó a valores de hasta 83% de su resistencia máxima en uno de los elementos que componen al muro MC2.

Por otro lado, durante el análisis de la SIM-81 los elementos de muros de concreto MC1 presentaron deformaciones que indican haber llegado a la zona plástica del material. Estos valores se identificaron en la zona de sótano (SOT) y planta baja (PB). Estos niveles son también los más demandados y los primeros en fallar cuando se realiza el análisis de la aplicación de carga monotónica creciente en dirección sur.

El modelo planteado presenta la capacidad de determinar las propiedades dinámicas en distintos puntos de los análisis no lineales paso a paso. Se obtuvieron los cambios de frecuencias fundamentales que se producen por lo que se identificó el porcentaje de pérdida de rigidez global de la estructura. En el análisis tiempo-historia del sismo sintético de gran magnitud (SIM-81) se observó cómo los cambios de frecuencia y la pérdida de rigidez en la estructura fue cambiando la modulación y comportamiento dinámico del edificio, hasta llegar a una sollicitación sísmica y un nivel de daño en la cual se comporta de manera muy similar a la de los modelos previos de plasticidad concentrada y rigideces efectivas. De las variaciones de frecuencia observadas durante este análisis se puede estimar que aun cuando se llega a pérdidas de rigidez globales de hasta el 51.32% los elementos más sollicitados tienen aún capacidad dúctil.

En resumen, los modelos desarrollados en esta tesis para la simulación numérica de la respuesta no lineal del edificio SIS han permitido representar el comportamiento de la estructura con análisis paso a paso para sismos de baja, media y alta intensidad. Estos modelos no lineales se basan en el uso de la técnica de fisuración distribuida, y permiten considerar adecuadamente el comportamiento de los materiales cuando estos superan su resistencia máxima. Esto permite reproducir el fenómeno de la fisuración de los elementos y observar la pérdida de rigidez, identificar las zonas altamente demandadas donde el concreto y el acero ya han alcanzado deformaciones plásticas, y mostrar paso a paso la capacidad remanente que aún tienen los materiales para resistir esfuerzos y deformaciones. El modelo definido en esta tesis es una herramienta que permite estimar numéricamente las variaciones de frecuencia que ocurren durante un evento sísmico, mismas que son posibles de identificar con los registros sísmicos de los edificios permanentemente instrumentados o mediante la técnica de vibración ambiental. Esta identificación de frecuencias supone una ventaja para determinar el estado general de la estructura después de un evento sísmico y relacionarlo con estados de demanda de cortante basal y de desplazamientos máximos. De esta forma es posible estimar hasta qué punto fue demandada la estructura en función de sus propiedades dinámicas medidas. Sin embargo, el costo computacional para conseguirlo es elevado tanto en recursos de modelado, tiempo y potencia de computación necesaria, como de espacio de almacenamiento, por lo que esta es una desventaja que debe tomarse en cuenta al hacer este tipo de análisis. Este modelo detallado, en conjunto con la red de instrumentación permanente del

edificio, ofrece una herramienta de gran utilidad para el monitoreo y el estudio de la estructura frente a sismos.

Trabajos futuros

Los modelos aquí presentados, aun cuando muestran buena reproducción de sismos reales y estimación similar a la de modelos anteriores, pueden y deben ser mejorados tomando en cuenta algunas consideraciones que se detectaron influyentes en el comportamiento evolutivo del daño en la estructura. Tal es el caso de la mampostería y las losas de entrepiso, elementos que fueron incluidos, pero siempre con propiedades lineales. Para sismos de baja intensidad esta hipótesis puede tener poca influencia, pero para movimientos significativos podría llegar a restringirse localmente el comportamiento de los elementos no lineales que se encuentran en contacto. Además, ello permitiría identificar la pérdida de rigidez del edificio por el daño de muros de cerramiento y el agrietamiento de las losas.

Se ha identificado que el efecto de no linealidad en el suelo puede estar influenciando y condicionando el comportamiento de la estructura. Este aspecto supone un reto para investigaciones futuras ya que se tendrá que analizar su influencia en las rigideces y amortiguamientos asociadas a la interacción suelo-estructura para poder ser incluido en el modelo numérico.

Para confirmar el comportamiento no lineal de la estructura se debe realizar el análisis paso a paso con varios sismos sintéticos simultáneos (ambas direcciones), tal y como se establece en las NTC-Sismo (2017). Para esto será necesario estudiar y tomar en cuenta el efecto de no-linealidad en el suelo y así poder identificar de manera adecuada el posible daño ante eventos de gran intensidad.

La adherencia y deslizamiento de las barras de acero de refuerzo en los elementos de concreto es otro aspecto que se debe estudiar e incluir para observar el comportamiento de la estructura en intensidades moderadas, así como poder estimar mejor las aperturas de fisura en elementos de concreto reforzado.

Para corroborar la variación de frecuencias obtenidas de los modelos numéricos durante el evento más intenso registrado (SI-131) se debe comparar con los datos experimentales obtenidos de los registros sísmicos con análisis de ventanas más pequeños. Con esto se podría estudiar que tan representativa es la estimación numérica de la degradación de rigidez realmente ocurrida en el edificio durante un evento sísmico.

Se sugiere realizar estudios para determinar experimentalmente las propiedades reales de los materiales del concreto reforzado, siendo estos los que soportarían la demanda sísmica ante sismos de gran intensidad.

Referencias

Alcántara L., Murià-Vila D., Almora D., Velasci J.M., Torres M., Vázquez E., y Macías M. (2002), "Sistema de monitoreo remoto en un edificio localizado en una ciudad expuesta a un peligro sísmico mayor", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile, 24 al 26 de abril.

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

Alcocer S. (1997), "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: Una revisión" Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.

Alcocer S. Murià-Vila D. Peña J. (1999) "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada" Instituto de Ingeniería UNAM. Serie de Investigación y Desarrollo (SID 616).

Aldama B. D. (2009), "Proceso automatizado para determinar el estado estructural de edificios instrumentados", Tesis de Maestría, Posgrado UNAM, México.

Aldama B., García M., y Murià-Vila D. (2019) "Evolución de las propiedades dinámicas de un edificio instrumentado ante sismos de mediana y baja intensidad" XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Monterrey, Nuevo León, México.

Arias D., Arnau O., Murià-Vila D. (2017) "Simulación de la respuesta cíclica de muros de concreto reforzado mediante modelos de fisuración distribuida". Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco.

Arias J. (2005). "Ensayos de mesa vibradora en un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles" Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Botero J. (1996) "Pandeo en barras de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles" Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Carr A.J. (1998) "RUAUMOKO, COMPUTER PROGRAM LIBRARY", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Carr A.J. (2007) "RUAUMOKO, COMPUTER PROGRAM LIBRARY", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Correa, V.M. (2003), "Identificación de las propiedades dinámicas del edificio SIS por medio de un método paramétrico modal de los eventos SI-011 y SI.021", Trabajo de investigación II, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

DIANA FEA (2019): User manual DIANA. Version 10.3.

Dipascuale E., Y Cakmak A. S., (1987), "Detection and Assessment of Seismic Structural Damage", NCEED-87-0015, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.

Dodd L. L. y Restrepo-Posada J. I. (1995) "Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel" Journal of Structural Engineering, ASCE 121, 3, 433-445.

Escobar J. A., Murià-Vila D., Meli R., Salgado A., Nájera G. y Capistrano A. (2001), "Selección de edificios candidatos a ser instrumentados en la ciudad de Acapulco", Informe técnico, Proyecto 1501, Instituto de Ingeniería, UNAM.

ETABS (2000) Computers and Structures, Inc. (CSI), Structural and earthquake Engineering Software.

Jüneman R., De la Llera J., Hube M., Vázquez J., y Chacón M., (2016) "Study of damage of reinforced concrete shear walls during the 2010 Chile earthquake". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Journal of the International Association for Earthquake Engineering*.

Karthik M., y Mander J. (2011) "Stress block parameters for unconfined and confined concrete based on unified stress-strain model. *Journal of Structural Engineering*.

Kato D., Otani S., Katsumata H., y Aoyama H. (1983), "Effect of wall base rotation behaviour of reinforced concrete buildings", 3rd South Pacific Conference on Earthquake Engineering Wellington, Nueva Zelanda.

Kostoglov V., y Pacheco J. F. (1999), "Cien años de sismicidad en México", Poster, Instituto de Geofísica UNAM.

Lázares F. (2003) "Respuesta sísmica y posible comportamiento no lineal del suelo en la ciudad de Acapulco", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, febrero.

Lermo J. (2002), "Características dinámicas del suelo donde está ubicado el edificio SIS", Informe técnico, Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 1501.

Li Xinrong. (1995), "Reinforced concrete columns subjected to seismic loading", Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Li Y. y S. T. Mau (1990), "A computer program for multiple input and multiple output system identification using building seismic records", Research Report UHCEE 90-07, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Huston.

Linde P., y Bachmann H. (1994), "Dynamic modeling and design of earthquake-resistant walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, pp. 1331-1350.

Luco J. E. (1980), "Soil-structure interaction and identification of structural models" *Proceedings 2nd ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power, Knoxville, Tennessee, September 15.17, Vol. III, Geotechnical Topics N° 10-1, p. 10.1-10.30.*

Meli R. (1994) "mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México", Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cuaderno de Investigación No. 17, México DF, julio.

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

Morales W. (2005), "Análisis de la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Morales-Avilés W., Murià-Vila D., Loera-Pizarro S. (2012), "Nonlinear Response Assessment of Instrumented Building in Acapulco", 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.

Murià Vila D. (2007), "Experiencia Mexicana sobre la Respuesta Sísmica de Edificios Instrumentados", Coloquios de ingreso. Publicaciones de Ingeniería de México.

Murià-Vila D., Aldama BD., Loera S. (2010) "Structural warning for instrumented buildings" Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia, September.

Murià-Vila D., Fuentes L. y González R. (2000) "Incertidumbre en la estimación de las frecuencias naturales de vibración de edificios en la ciudad de México" Información tecnológica, ISSN 0716-8756.

Murià-Vila D., Taborda R. y Zapata-Escobar A. (2004), "Soil-structure interaction effects in two instrumented buildings", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada.

Murià-Vila D., Taborda R., Macías M.A. y Escobar J.A. (2002), "Instrumentación de un edificio alto en la ciudad de Acapulco", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile.

Model Code 2010, "First complete draft", March 2010, fib.

Nakamura H., Higai T., (2001) "Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete" Modeling of inelastic behavior of RC structures under seismic loads.

Nakamura Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface", QR of RTRI, Vol 30, No. 1, p. 25-33.

Neville A.M. (1990), "Properties of concrete", Longman Scientific and Technical, 3ra Edición.

Novak M., Sheta M., El-Hifnawi L., El Marsafawi H., El Naggar H., Ramadan O. y El-Sawy K. (1995), "Dyna5® for Windows95®", Geotechnical Research Centre, University of Western Ontario, Canada.

NTC-Concreto. (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, octubre.

NTC-GRO Sismo. (1989), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción por sismo del reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero", Instituto de Ingeniería UNAM, octubre.

NTC-GRO-Concreto. (1989), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, del reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero", Instituto de Ingeniería UNAM, octubre.

NTC-Mampostería. (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, octubre.

NTC-Sismo. (2000), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Versión Preliminar, VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, E.C., Querétaro, México.

NTC-Sismo. (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, octubre.

NZS, New Zealand Standard (2006). Concrete Structures Standard, "The design of concrete structures". NZS 3101:2006, New Zealand.

Ochoa O. (2015), "Calibración de un modelo no lineal tridimensional de un edificio instrumentado", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Ochoa O., Murià-Vila D., Morales W., (2015), "Comparación de la respuesta sísmica elástica e inelástica de un edificio instrumentado en Acapulco con un modelo plano y otro tridimensional", Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Guerrero.

Ordaz M., Arboleda J., y Singh S.K. (1993), "Un nuevo método para simular acelerogramas usando registros pequeños como funciones de Green empíricas", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, México.

Ordaz M., Reinoso E., Pérez-Rocha L., (1996) "Criterios de diseño sísmico: Consideraciones para suelos blandos" Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS 53, 25-36.

Otani S., Kitayama K., y Aoyama H. (1985), "Beam bar bond stress and behavior of reinforced concrete interior beam-column joints", Second US-NZ-Japan Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-column Joints, Japan.

Otani, S. (1974). Inelastic analysis of RC frame structures. Journal of the Structural Division, ASCE 111, 1433-1449.

Papageorgiou A.S., Lin B. (1992) "Earthquake response of two repaired buildings damaged in past seismic shaking" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 10, Number 5, July.

Park, R., Priestley M. J. N., and Gill W.D. (1982) "Ductility of square confined concrete columns", J. Struct. Div. ASCE, Vol. 108, p. 929-950.

PEER/ATC-72-1 (2010), "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings", Report, PEER & ATC, Redwood City, California.

RC-ACA (2002), "Reglamento de construcciones para el municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero", Honorable Ayuntamiento Constitucional de Acapulco de Juárez 1999-2001, México.

RC-GRO. (1994), "Reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero", Periódico Oficial del Gobierno del Estado de Guerrero, México.

Rijkswaterstaat Technisch Document RTD (2017) "Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis for Concrete Structures", June.

Rodríguez M. y Botero J.C. (1994), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Instituto de Ingeniería UNAM.

Sánchez-Tizapa S. Villaseñor-Franco A., Guinto Herrera E., Barragán-Trinidad R., y Mebarki A., "Proposed reference values for the diagonal compressive strength and compressive strength of masonry design in Guerrero state, Mexico" Revista ALCONPAT, volumen 7, Número 3 p. 231-246.

Scott B., Park R., Priestley M., (1982) "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates.". ACI Journal Proceedings.

Singh S. K. y Ordaz M. (1994) "Sismicidad y movimientos fuertes en México: una visión actual", Cuadernos de investigación, CENAPRED, México.

Suárez G. y Albiní P. (2009) "Evidence for Great Tsunami Genic Earthquakes (M 8.6) along the Mexican Subduction Zone" Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 99, No. 2A, pp. 892-896.

Taborda R. (2003), "Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Taborda R. y Murià-Vila D. (2002), "Extrapolar. Programa para la generación de señales en edificios instrumentados suponiendo un diafragma infinitamente rígido", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Wilson E.L (2000), "Three dimensional static and dynamic analysis of structures, a physical approach with emphasis on earthquake engineering", University of California, Berkeley, EUA.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México por permitirme realizar mis estudios de maestría. Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) y al Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) por el apoyo económico para realizar mis estudios de maestría.

Al Dr. David Murià Vila por la oportunidad, la confianza y todo el conocimiento compartido. Ha sido un gran tutor y profesor.

Al Dr. Oriol Arnau Delgado por la paciencia, tiempo y confianza. Por creer en mi para ser parte de un equipo y aventurarnos en este proyecto. Por todo el conocimiento compartido y mostrarme lo interesante que puede ser la investigación.

A mis padres que siempre me han impulsado a realizar mis sueños y mostrarme que soy capaz de lograr lo que me propongo. Por todo su amor y esfuerzo incondicional.

A mis hermanos, por hacer mi vida dulce y divertida. La felicidad y el éxito es mejor cuando se comparte con ustedes.

A toda mi familia, impulsándome y apoyándome en todo momento. Por su comprensión, amor y paciencia.

A Damaris Arias Lara, una gran compañera y amiga. La investigación y la vida nos tiene preparadas muchas oportunidades para compartir.

A Rene Jiménez que aceptó tomar la aventura de la maestría conmigo, por ser un excelente compañero y aun gran amigo desde hace tantos años.

A Carlos Huerta, José Camargo, Yoatzin López y Omar Ochoa, por los buenos momentos y animarme a entrar a la maestría.

A mis compañeros y amigos de maestría Luis Jerez, Edgar Chimal, Iván González y Michelle Bourguett por haber compartido tantos momentos que nos unieron y nos mostraron lo divertido que es el aprendizaje.

A Marco Santos, Indira Inzunza, Edmundo Amaya, Emilio Berny, amigos, personas especiales que me han acompañado en esta etapa de mi vida.

A mis amigos que a pesar de la distancia son parte importante de mi vida. Aún queda mucho por compartir.