



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

COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE UN EDIFICIO PREFABRICADO DE CONCRETO
REFORZADO

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

PRESENTA:
SAMUEL MARCELO GUTIÉRREZ HERMENEGILDO

TUTOR:
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ..FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, **FEBRERO** 2017



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. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BATIZ
Secretario: DR. DARIO RIVERA VARGAS
Vocal: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
1^{er.} Suplente: DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS
2^{d o.} Suplente: M.I. LEONARDO EMMANUEL FLORES CORONA

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

TUTOR DE TESIS:

DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

FIRMA

DEDICATORIAS

A mis padres Rosalía y José, por darme su amor, confianza y el aliento para seguir adelante.

A América, mi esposa, por brindarme su apoyo y comprensión.

A Jesús Israel, María Fernanda y Rosalía Guadalupe, mis hijos, por llenar de felicidad nuestro hogar.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS, por darme la fuerza, el valor y la fe para poder alcanzar esta meta.

Gracias María Guadalupe por escucharme y siempre interceder por mí ante él.

A mis hermanos Angélica y Javier por ser un ejemplo a seguir y por la confianza que han depositado en mí.

Al Dr. José Alberto Escobar Sánchez, por su amistad, por su paciencia, por compartir sus conocimientos y su gran confianza puesta en mí. Por la dirección de este trabajo y por su gran apoyo que me brindó durante mis estudios de posgrado, sin el cual no me hubiera sido posible realizar esta meta.

Al M.I. Victor Cecilio Romualdo, por su amistad, por su orientación y su voluntad de siempre ayudar a los demás.

A mis maestros y sinodales Dr. Oscar López Batiz, Dr. Dario Rivera Vargas, Dr. Hugo Hernández Barrios y M.I. Leonardo Flores Corona, por dedicar parte de su tiempo, por sus valiosas opiniones y comentarios para mejorar este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por la beca brindada, por permitirme hacer uso de sus instalaciones y por brindarme un sitio y un ambiente agradable de trabajo.

A mis familiares y amigos por ayudarme en innumerables ocasiones.

RESUMEN

Se realizó la calibración de un modelo de un edificio prefabricado de concreto reforzado con comportamiento inelástico, utilizando como herramienta de análisis el programa CANNY. La calibración consistió en igualar los periodos de vibración y la respuesta sísmica (historia de aceleraciones) de un modelo analítico, con uno experimental que fue ensayado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Para el análisis inelástico del modelo, se empleó la componente Este-Oeste del registro obtenido en la estación SCT en 1985.

Se determinó la resistencia equivalente a la tensión del concreto, pues este parámetro es muy importante en la respuesta dinámica del modelo.

Con la obtención de un modelo no lineal calibrado de un edificio prefabricado de concreto reforzado, se determinó que la estructura habría sufrido un daño severo si se hubiera sometido al registro del sismo SCT en un 300%, y también si se hubiera sometido a los sismos de “Loma Prieta”, “Northridge” y “Kobe”.

ÍNDICE

COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE UN EDIFICIO PREFABRICADO DE CONCRETO REFORZADO

RESUMEN	1
1. INTRODUCCIÓN	4
1.1 Antecedentes	
1.2 Objetivos	
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	7
3. ANÁLISIS NO LINEAL DE EDIFICIOS	8
3.1 Modelado de edificios	
3.1.1 Simplicidad del modelo matemático	
3.2 Análisis lineal vs. análisis no lineal	
3.3 Tipos de no linealidades	
3.4 Análisis dinámicos no lineales	
4. MODELO ESTUDIADO	10
4.1 Sistema prefabricado utilizado	
4.1.1 Montaje y construcción del modelo estudiado	
4.1.2 Modelo del edificio prefabricado de concreto reforzado	
4.2 Materiales	
4.2.1 Concreto	
4.2.2 Acero de refuerzo	
4.3 Pruebas experimentales realizadas en el modelo	
4.4 Resultados de pruebas experimentales	
5. ANÁLISIS NO LINEAL DEL MODELO	17
5.1 Herramienta de análisis seleccionada	
5.1.1 Programa de análisis no lineal CANNY-E	
5.2 Consideraciones para la modelación estructural	
5.3 Modelos de los elementos estructurales	
5.3.1 Modelo de vigas	
5.3.2 Modelo de columnas	
5.4 Obtención de las propiedades de la sección de los elementos estructurales	
5.5 Modelos de comportamiento histerético	
5.5.1 Modelo de histerésis para vigas	
5.5.2 Modelo de histerésis para columnas	

5.6 Criterio de análisis no lineal	
5.6.1 Análisis dinámico no lineal	
5.7 Registro sísmico	
5.8 Intensidad de Arias	
6. RESULTADOS	27
6.1 Calibración del modelo en el intervalo elástico	
6.2 Calibración del modelo en el intervalo no lineal	
7. DAÑO ESTRUCTURAL	45
7.1 Daño considerando el sismo SCT- EW 1985	
7.2 Daño considerando otros registros sísmicos	
7.3 Daño considerando el efecto de sismos consecutivos	
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	55
REFERENCIAS	57
APÉNDICE A. ARCHIVO DE ENTRADA PARA LA COLUMNA CON RESORTES MÚLTIPLES EN EL PROGRAMA CANNY	60
APÉNDICE B. ARCHIVO DE ENTRADA PARA EL EDIFICIO PREFABRICADO DE CONCRETO REFORZADO EN EL PROGRAMA CANNY	66
APÉNDICE C. PARÁMETROS PARA LA CALIBRACIÓN DEL MODELO	69
APÉNDICE D. AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO DEL MODELO PREFABRICADO CUANDO SE APLICÓ EL REGISTRO SÍSMICO CONSECUTIVO SCT-SCT	76

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras hechas a base de elementos prefabricados de concreto reforzado, son una solución muy atractiva para los desarrolladores de viviendas debido a su rapidez de ejecución, calidad, y ahorros en cimbra, materiales y mano de obra. Sin embargo, las estructuras prefabricadas han sido vistas, tradicionalmente, con gran escepticismo en zonas consideradas de alto peligro sísmico. En parte, esto se debe a la falta de entendimiento del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, y de cómo los atributos del concreto prefabricado pueden ser explotados para mejorar el desempeño de estos sistemas (Escobar et al., 2015).

En la etapa de análisis y diseño se hace necesario idealizar el problema mediante modelos matemáticos o experimentales.

La observación de estructuras sometidas a sismos intensos y los resultados experimentales en prototipos y elementos estructurales ante solicitaciones cíclicas, permiten afirmar que ciertas construcciones experimentan deformaciones inelásticas cuando la demanda sísmica es importante. Por consiguiente, para representar y estudiar adecuadamente el comportamiento no lineal de dichos sistemas estructurales, es necesario utilizar modelos que reflejen ese comportamiento.

Este trabajo tuvo como fin determinar un modelo analítico que reproduce confiablemente la respuesta sísmica de un modelo de edificio prefabricado de concreto reforzado, ensayado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para realizar estudios como la aplicación de diferentes registros de sismos intensos, y así obtener el daño que tendría el edificio.

En el capítulo 1 se mencionan algunos antecedentes sobre la calibración de modelos estructurales y los objetivos de este trabajo.

En el capítulo 2 se hace una breve descripción del problema que se va a estudiar, haciendo énfasis en la importancia de conocer la influencia de los diversos parámetros que intervienen en la respuesta inelástica de estructuras.

En el capítulo 3 se comenta sobre el análisis no lineal en edificios y se describen las diferencias con un análisis lineal.

En el capítulo 4 se hace una descripción de las características geométricas y estructurales del modelo estudiado.

En el capítulo 5 se presentan las consideraciones que se hicieron para la modelación estructural del edificio estudiado, para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal. Se describen las características más importantes del programa de análisis no lineal utilizado (CANNY) y de los elementos estructurales que forman el modelo. Asimismo, se describen los modelos de comportamiento histerético que se utilizaron y las relaciones idealizadas de las curvas esfuerzo- deformación del concreto y del acero.

En el capítulo 6 se analizan y describen los resultados obtenidos del análisis no lineal para el modelo estudiado, el cual se sometió al registro sísmico obtenido en la estación SCT durante el sismo de 1985. Se compara la respuesta obtenida con la experimental.

En el capítulo 7 se determina el daño que habría tenido el modelo del edificio prefabricado al aplicarle otros registros de sismos intensos.

En el capítulo 8 se presentan las conclusiones y recomendaciones que se derivaron de este trabajo.

En el apéndice A se presenta el archivo de datos empleado en el programa de análisis para la calibración de una columna de concreto reforzado, usando el modelo de resortes múltiples.

En el apéndice B se presenta el archivo de datos empleado en el programa de análisis para la calibración del modelo de edificio prefabricado.

En el apéndice C se presenta información relacionada con la obtención de los parámetros que definen los modelos de histéresis del modelo analítico.

1.1 Antecedentes

Después de un evento sísmico extraordinario como el ocurrido en México en 1985, el cual ocasionó daños materiales y humanos de gran magnitud, se cuestionó fuertemente la normatividad de diseño sísmico existente.

Por otro lado, se despertó el interés de los investigadores por tratar de entender mejor el comportamiento dinámico no lineal de las estructuras. Particularmente, a partir de ese entonces, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han llevado a cabo investigaciones sobre el comportamiento sísmico de estructuras considerando la no linealidad de materiales, ya que hasta antes de 1985, los estudios inelásticos emplearon inicialmente modelos simplificados de edificios de un nivel, cuyo propósito principal ha sido comprender las características del comportamiento sísmico de estructuras e identificar los parámetros estructurales más relevantes que influyen en su respuesta sísmica.

Es importante mencionar que la mayoría de los códigos actuales contemplan el posible comportamiento inelástico de las estructuras con el uso de un factor reductivo de las fuerzas sísmicas, que trata de caracterizar su respuesta no lineal, diseñando para resistencias menores a las que se requieren para mantener a las estructuras en un intervalo de comportamiento elástico.

La información acerca del comportamiento de los edificios sujetos a sismos se ha obtenido colocando instrumentos para medir su aceleración lateral, desde los pequeños movimientos por vibración ambiental, hasta los producidos de los sismos severos (Bertero, 1964).

Para complementar los datos obtenidos de los edificios reales, se han llevado a cabo pruebas experimentales en estructuras de tamaño natural, así como en modelos a escala. Los resultados de estas pruebas se pueden correlacionar con los procedimientos analíticos, para evaluar el comportamiento de los edificios (Otani, 1983).

Por otro lado, en los últimos años se han desarrollado herramientas de análisis dinámico no lineal de estructuras, que reproducen de manera aproximada su comportamiento ante sismos intensos. Al respecto Xianguo (1996), realizó una evaluación entre los programas de análisis no lineal IDARC y CANNY con base en la revisión de la literatura existente. Para esto, hizo simulaciones numéricas de la respuesta sísmica de estructuras típicas.

Encontró que los resultados son comparables y que las diferencias existentes en los resultados, son atribuibles a la modelación estructural y a los modelos de comportamiento hysterético que maneja cada uno de ellos.

En consecuencia, se encontró que los resultados en estos dos programas son similares entre sí (Ortiz, 2001). Además, en esta investigación se concluyó que los dos programas IDARC y CANNY, son las herramientas disponibles más adecuadas para el análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado. En particular, con el programa CANNY es posible realizar análisis tridimensionales lo que lo hace una herramienta poderosa para llevar a cabo la evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado (Xianguo, 1996).

En México se han instrumentado edificios como el edificio “JAL” de 14 pisos, para elaborar y calibrar modelos analíticos y así determinar su respuesta estructural (Gamboa, 1997). También se han realizado estudios en columnas de concreto a escala real en el CENAPRED, para representar y predecir el comportamiento lineal y no lineal de columnas de concreto reforzado (Dionisio, 2011). De esta manera, se ha avanzado en el conocimiento de la influencia de los diversos parámetros que definen los modelos de histéresis en los materiales y en los elementos estructurales, ya que son claves en la obtención de la respuesta de las estructuras.

1.2 Objetivos

Obtener un modelo matemático representativo del comportamiento no lineal observado en un modelo real.

Emplear el modelo de resortes múltiples para analizar columnas de concreto reforzado en un edificio prefabricado.

Conocer la función y nivel de participación de los parámetros que intervienen en la respuesta inelástica de edificios prefabricados de concreto reforzado.

Comparar la respuesta sísmica obtenida de un modelo analítico con la encontrada de un modelo de edificio prefabricado de concreto reforzado, ensayado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, cuando fue sometido al registro del sismo de 1985 de la Ciudad de México.

Estudiar el comportamiento del modelo de una estructura prefabricada de concreto reforzado diseñado de acuerdo con las prácticas habituales para este tipo de estructura, cuando se somete a cargas sísmicas intensas.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A raíz de los sismos de septiembre de 1985, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, ha llevado a cabo estudios del comportamiento de estructuras de concreto reforzado cuando éstas se encuentran sujetas a movimientos sísmicos. Lo anterior con el fin de dar respuesta al porque de las fallas y/o la ausencia de otras, ocurridas en edificios durante las acciones generadas por los temblores.

Gracias a que se han realizado diversos estudios en torno al comportamiento dinámico de las estructuras, se puede decir que cuando una estructura se somete a un movimiento sísmico intenso, la energía que la excitación suministra a la estructura se puede absorber y disipar en la mayoría de los casos a través de las deformaciones inelásticas de la misma. Esto ha llevado a que la mayoría de los reglamentos de construcción actuales tomen en cuenta, en forma anticipada en sus recomendaciones de diseño, un intervalo de comportamiento inelástico.

Basado en lo anterior y debido a que la ciudad de México ha sufrido de innumerables temblores de magnitud importante, como en 1985 (magnitudes 8.1 y 7.7), que tuvieron como consecuencia el que se presentaran daños estructurales de importancia en un buen número de edificios, principalmente en la zona de lago. Es necesario continuar con este tipo de estudios para conocer la influencia de los diversos parámetros que intervienen en la respuesta inelástica de estructuras.

En general, uno de los objetivos en un problema de análisis sísmico consiste en conocer la respuesta máxima que una estructura puede experimentar cuando ésta se somete a una excitación sísmica. Con base en lo anterior, día con día se hace más común la realización de análisis sísmicos no lineales, ya que este es el medio más adecuado para conocer el comportamiento y la respuesta real de las estructuras sujetas a sismos intensos.

Los programas de cómputo para análisis no lineal disponibles, utilizan modelos constitutivos de los materiales y modelos de comportamiento de los elementos estructurales que no han sido suficientemente calibrados con resultados experimentales. Esto con el fin de usarse en aplicaciones reales. Los estudios experimentales han propiciado que cada día los esfuerzos de investigación dedicados a esta actividad aumenten.

3. ANÁLISIS NO LINEAL DE EDIFICIOS

Para evaluar los efectos que un sismo intenso impone a una estructura, se recurre generalmente en el proceso de diseño, a un análisis lineal. En él, la estructura se somete a un sistema de cargas estáticas equivalentes o de cargas dinámicas.

En ocasiones, estos modelos lineales no representan adecuadamente el comportamiento de estructuras ante excitaciones sísmicas intensas, ya que estos no consideran los cambios de rigidez y la disipación de la energía desarrollada en la estructura a través de la formación de articulaciones plásticas en los elementos estructurales. Debido a esto, se han empezado a utilizar procedimientos en los que es posible considerar el comportamiento no lineal en las estructuras (Park, 1984).

A través del análisis no lineal se busca estimar el comportamiento “real” de las estructuras, mediante modelos de histeréisis con posible degradación de rigidez y de resistencia, que experimentan los elementos estructurales bajo acciones sísmicas intensas (Cosenza, 1990).

3.1 Modelado de edificios

Dentro del proceso de análisis sísmico de un edificio, el modelo es la herramienta que facilita la formulación matemática de la geometría y las características de comportamiento del edificio. A este proceso se le conoce como discretización, ya que se usan elementos matemáticos discretos y sus conexiones para describir el comportamiento de la estructura real.

Se pueden usar varios niveles de discretización, desde modelos de parámetros concentrados y modelos de componentes estructurales hasta modelos detallados de elementos finitos (Paultre, 1994).

Los modelos de parámetros concentrados, en los que las características del edificio, como la masa, rigidez y amortiguamiento están concentradas, son simples en su formulación matemática. Pero requieren de conocimiento y experiencia para representar adecuadamente el comportamiento del edificio.

Los modelos de componentes estructurales se basan en subsistemas estructurales idealizados que están conectados para asemejarse a la geometría general del edificio. La caracterización de la respuesta es proporcionada en la forma de relaciones fuerza-desplazamiento para cada subsistema o componente estructural.

Finalmente, los modelos de elementos finitos discretizan la geometría real de la estructura del edificio, en un gran número de elementos pequeños con características de comportamiento derivadas directamente de los materiales que componen la estructura.

3.1.1 Simplicidad del modelo matemático

Para propósitos de análisis, es necesario construir un modelo matemático de la estructura del edificio. Si un modelo matemático simple puede representar adecuadamente el comportamiento real del edificio, esta opción es satisfactoria y no es necesario recurrir a modelos de mayor complejidad.

Por lo tanto, es necesario prestar atención a la selección del modelo matemático, para que esta sea la opción más simple que represente adecuadamente el comportamiento dinámico de la estructura.

3.2 Análisis lineal vs. análisis no lineal

Tradicionalmente, el análisis estructural de edificios se ha basado en la hipótesis de un comportamiento lineal, ya que se piensa que los resultados de este tipo de análisis son suficientemente bien aproximados para su uso en el diseño. Además, el análisis estructural no es el fin sino solamente un paso en el proceso de diseño. Por lo tanto, para determinar los roles tanto del análisis lineal, como del no lineal, es necesario entender las necesidades de diseño (Park, 1984).

En muchos casos, un análisis lineal es suficientemente bien aproximado para un diseño convencional basado en resistencia. Sin embargo, puede no serlo para aquellos procedimientos de diseño en los que se necesitan tomar en cuenta las deformaciones y el daño, como es el caso de los procedimientos de diseño basados en desempeño en los que el análisis no lineal juega un papel importante en ese proceso.

3.3 Tipos de no linealidades

El comportamiento no lineal puede ser debido a comportamiento no lineal de los materiales y por cambio en la forma de la estructura y sus componentes (no linealidad geométrica).

La no linealidad de los materiales se debe a una variedad de causas, como fluencia, agrietamiento y deslizamiento friccional (Cosenza, 1990). La no linealidad geométrica puede ser causada por deformaciones muy grandes, o por cambios de forma relativamente pequeños, como en la mayoría de los marcos.

En el primer caso, el análisis debe hacer uso de la teoría de grandes deformaciones. En el segundo caso, se puede usar un método de análisis más sencillo, basado en la teoría del efecto $P - \Delta$.

3.4 Análisis dinámicos no lineales

En análisis dinámicos lineales, el análisis modal espectral es eficiente para la mayoría de los casos prácticos. Sin embargo, este método está basado en la superposición de las respuestas modales, y por lo tanto no es aplicable a problemas no lineales (Paultre, 1994). Los espectros de respuesta inelástica son útiles conceptualmente, pero ellos aplican solamente a estructuras de un grado de libertad.

En un análisis dinámico no lineal es necesario realizar un análisis de historias en el tiempo, integrando las ecuaciones de equilibrio dinámico paso a paso a través del tiempo para calcular la respuesta de la estructura. Esto es computacionalmente más costoso que un análisis modal espectral, pero al hacerlo se estimará con mayor precisión el comportamiento “real” de la estructura.

4. MODELO ESTUDIADO

Se seleccionó un edificio prototipo que fue diseñado de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) vigente, y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCDS (Escobar et al., 2015). Se supuso que el prototipo estaba ubicado en la zona IIIb (zona del lago) de la ciudad de México y es de uso habitacional. En el diseño se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=2$.

Debido a la capacidad de la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el prototipo seleccionado se escaló a un modelo con un factor geométrico 1 a 3. También se utilizó un factor de masa por unidad de área 2 a 1 y se siguieron las leyes de similitud correspondientes.

4.1 Sistema prefabricado utilizado

La conexión trabe- columna utilizada fue con colados en sitio como se muestra en la figura 4.1. Las trabes prefabricadas se apoyaron en ménsulas metálicas que se colocaron en las columnas y que fueron retiradas una vez que el concreto colado en sitio alcanzó su resistencia de diseño. El sistema de piso se apoyó en ménsulas de las trabes portantes. Esto evitó que el sistema de piso redujera la sección de la trabe y la debilitara.



Figura 4.1. Conexiones trabe- columna (Escobar et al., 2015)

Adicionalmente, en este sistema constructivo se utilizó una conexión columna- columna para poder erigir dos o más pisos consecutivos en edificios. La conexión se realizó a la mitad de la altura de las columnas y se utilizó grout de alta resistencia y varillas de conexión como se muestra en la figura 4.2.



Figura 4.2. Conexión columna- columna (Escobar et al., 2015)

4.1.1 Montaje y construcción del modelo estudiado

En la figura 4.3 se observan los pasos para la construcción del edificio prefabricado de concreto reforzado. Estos fueron:

- a) Se colocaron las columnas prefabricadas del primer piso y los apoyos temporales de las trabes.
- b) Se colocaron las trabes prefabricadas con sus armados de acero de refuerzo longitudinal y transversal. También se colocaron el sistema de piso y el acero de refuerzo del firme superior.
- c) Se vació concreto en los nudos y ventanas de las columnas, la parte superior de trabes y los firmes del primer piso.
- d) Se realizó la conexión columna- columna del piso inmediato superior y se colocaron apoyos temporales para soportar las trabes.
- e) Se repitieron los pasos b, c y d para cada uno de los pisos siguientes hasta que se terminó el montaje completo del edificio.



Figura 4.3. Pasos para montar el edificio prefabricado utilizado (Escobar et al., 2015)

4.1.2 Modelo del edificio prefabricado de concreto reforzado

El edificio estudiado tenía 4 pisos, con altura total de 4.4 m. Las alturas de entrepiso fueron constantes e iguales a 1.1 m. La planta se supuso simétrica de 3.3x3.3 m. El sistema de piso consistió en losas alveolares de 10 cm de espesor y un firme de concreto reforzado de 2 cm de espesor. Las dimensiones de las traveses fueron 15x27 cm y las columnas de 20x20 cm (Figura 4.4).



Figura 4.4. Modelo del edificio prefabricado de concreto reforzado (Escobar et al., 2015)

4.2 Materiales

4.2.1 Concreto

Durante el proceso de construcción del modelo escalado, se obtuvieron muestras del concreto y del grout utilizado. Las muestras correspondientes a columnas, traveses, nudos, conexiones columna-columna y firmes, fueron ensayadas en laboratorio en días cercanos o el día de las pruebas (17 de noviembre de 2014). En la tabla 4.1 se presentan los valores de la resistencia de los principales componentes del modelo escalado.

Tabla 4.1. Resistencia del concreto usado en componentes del modelo escalado (Escobar et al., 2015)

Elemento	Descripción	Ubicación	Resistencia promedio	Fecha de Ensaye	Edad
Traveses	Sólo tramos prefabricados	Todos los pisos	715 kg/cm ²	28-oct-14	28 días
Columnas	Sólo tramos prefabricados	Todos los pisos	570 kg/cm ²	14-nov-14	28 días
Nudos	Conexión trabe-columna	Pisos 1 y 2	281 kg/cm ²	17-nov-14	7 días
		Pisos 3 y 4	490 kg/cm ²	16-nov-14	3 días
Firmes	pisos	Pisos 1 y 2	394 kg/cm ²	17-nov-14	7 días
		Pisos 3 y 4	390 kg/cm ²	16-nov-14	3 días
Grout	Conexiones columna-columna	Entre pisos 2 y 3	613 kg/cm ²	17-nov-14	7 días

El módulo de elasticidad en tramos prefabricados de columnas y traveses se determinó utilizando el método NMX-C-128-ONNCCE-2013 (Escobar et al., 2015). Los resultados se muestran en la tabla 4.2

Tabla 4.2. Módulo de elasticidad del concreto (Escobar et al., 2015)

Elemento	f'c (kg/cm ²)	Módulo Experimental (kg/cm ²)
Traveses prefabricados	715	288772
Columnas prefabricadas	570	240816

4.2.2 Acero de refuerzo

Se utilizó acero disponible comercialmente en México y no se realizaron pruebas. En este estudio se supone que el acero tiene un comportamiento con una curva esfuerzo-deformación típica de los aceros mexicanos. La figura 4.5 muestra la curva esfuerzo-deformación estimada según ecuaciones en las que se usaron los valores medios de los parámetros obtenidos en un sondeo de barras con diámetro menor o igual a 13 mm (Rodríguez, 1994).

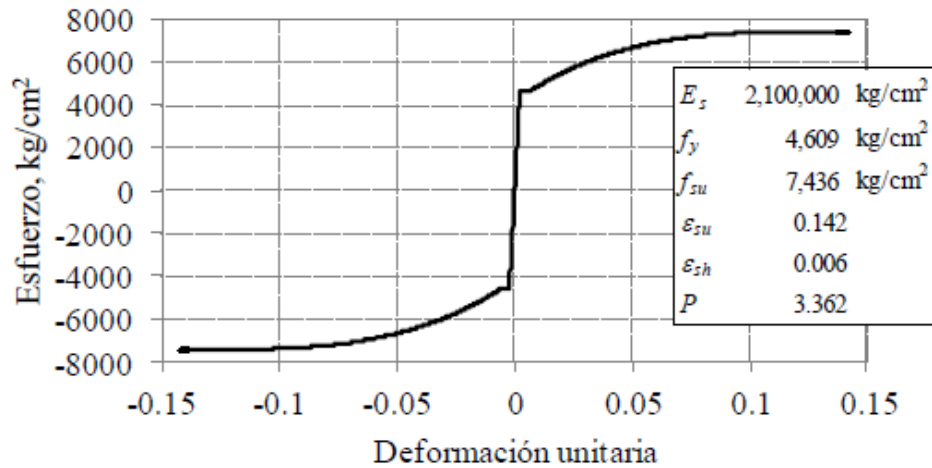


Figura 4.5. Curva esfuerzo- deformación, típica de aceros de refuerzo en México (Escobar et al., 2015)

4.3 Pruebas experimentales realizadas en el modelo

En la base y en todos los pisos del modelo escalado, se colocaron acelerómetros. En los pisos 1 a 3 se colocaron tres acelerómetros por planta. De estos dos estaban orientados en dirección X y uno en dirección Y. Para medir posibles giros de los pisos alrededor de un eje vertical. En el piso de azotea se colocaron siete acelerómetros.

Las pruebas realizadas se muestran en la tabla 4.3. La mayoría consistió en la aplicación de ruido blanco de baja intensidad para determinar las propiedades dinámicas del modelo. El registro del sismo del 19 de septiembre de 1985 obtenido en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, se aplicó al 100, 150 y 200%. Para estudiar algún posible efecto en el cambio de frecuencia de la excitación.

Tabla 4.3. Pruebas realizadas en el modelo (Escobar et al., 2015)

PRUEBA	DESCRIPCIÓN	OBJETIVO
1	Ruido blanco RMS 10 gal	Medición de propiedades dinámicas
2	Ruido blanco RMS 20 gal	Medición de propiedades dinámicas
3	SCT 100%	Medición de la respuesta global
4	Ruido blanco RMS 20 gal	Medición de propiedades dinámicas
5	Ruido blanco RMS 20 gal	Medición de propiedades dinámicas
6	SCT 100% repetición	Medición de la respuesta global
7	SCT 150%	Medición de la respuesta global
8	Ruido blanco RMS 20 gal	Medición de propiedades dinámicas
9	SCT 200%	Medición de la respuesta global
10	Ruido blanco RMS 20 gal	Medición de propiedades dinámicas
11	SCT 50% con dt= 0.002	Medición de la respuesta global
12	SCT 75% con dt= 0.002	Medición de la respuesta global
13	Ruido blanco RMS 20 gal	Medición de propiedades dinámicas

4.4 Resultados de pruebas experimentales

Al llevar a cabo las pruebas se presentaron incrementos en los periodos de vibración del modelo. Esto significa una pérdida de rigidez global de la estructura, lo que sugiere la presencia de daño estructural.

El valor del amortiguamiento se incrementó conforme el del periodo de vibración aumentó; entre más flexible fue el modelo, mayor fue su amortiguamiento. A medida que se incrementó el agrietamiento se disipó una mayor cantidad de energía.

Tabla 4.4. Periodos de vibración y amortiguamiento para las pruebas realizadas (Escobar et al., 2015)

Prueba	Periodos (modelo escalado), s				Amortiguamiento para modo 1 (%)
	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	
1	0.18	0.053	0.03	0.022	0.81
2	0.19	0.054	0.03	0.022	0.76
3	0.19	0.053	0.03	0.022	0.88
3	0.21	0.056	0.032	0.024	2.28
4	0.21	0.058	0.032	0.024	1.4
5	0.21	0.057	0.032	0.024	1.35
6	0.21	0.056	0.033	0.023	1.22
6	0.21	0.058	0.033	0.023	2.11
7	0.22	0.058	0.034	0.024	1.89
7	0.24	0.061	0.035	0.025	3.47
8	0.25	0.062	0.035	0.025	2.73
9	0.24	0.061	0.034	0.025	2.59
9	0.29	0.067	0.038	0.028	5.75
10	0.28	0.068	0.038	0.027	3.91
11	0.29	0.067	0.042	0.028	3.1
12	0.29	0.067	0.04	0.028	3.35
13	0.29	0.069	0.038	0.028	4.4

En la fig. 4.6, se muestra la historia de aceleración absoluta de piso, normalizada respecto a la aceleración de la gravedad (g), en la azotea para el registro SCT 100% (prueba 3). En la tabla 4.5, se presenta el resumen de las aceleraciones máximas absolutas registradas en la azotea para el modelo escalado y a escala completa también normalizadas por g.

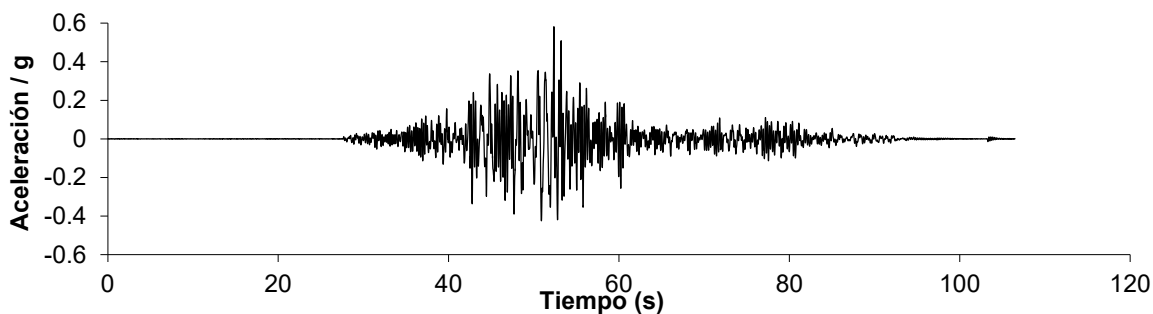


Figura 4.6. Historia de aceleración absoluta máxima en la azotea (Escobar et al., 2015)

Tabla 4.5. Valores de aceleración absoluta máxima registradas en la azotea (Escobar et al., 2015)

Prueba	Registro	Aceleración máxima	Aceleración escala completa
3	SCT 100%	0.55 g	0.28 g
6	SCT 100%	0.58 g	0.29 g
7	SCT 150%	0.76 g	0.38 g
9	SCT 200%	1.21 g	0.61 g

Los resultados mostraron que la estructura estudiada posee un comportamiento adecuado ante la excitación del registro SCT aplicado en la base (pruebas SCT 100%, SCT 100% repetición, SCT 150% y SCT 200%). No se apreció agrietamiento significativo (Figura 4.7) ni daño que pusiera en riesgo la estabilidad de la estructura (Escobar et al., 2015).



a) Conexión trabe- columna en piso 1



b) Desplante de columna



c) Nudo en piso 1



d) Firme en piso 1

Figura 4.7. Agrietamiento en el modelo al finalizar todas las pruebas (Escobar et al., 2015)

5. ANÁLISIS NO LINEAL DEL MODELO

5.1 Herramienta de análisis seleccionada

De los programas de análisis no lineal que existen en el medio, en este trabajo se seleccionó el programa CANNY (Kan Ning, 2006), ya que en investigaciones anteriores (Ye, 1996), se encontró que los resultados que se obtienen con este programa son satisfactorios y que las diferencias que se tienen al compararlos con otros, se le pueden atribuir a la modelación estructural y a los modelos de comportamiento histerético que utilizan cada programa. A continuación se hace una breve descripción de este programa.

5.1.1 Programa de análisis no lineal CANNY

CANNY, es un programa desarrollado en lenguaje C con una forma estructurada, métodos numéricos avanzados, opciones de análisis múltiples y de salida de resultados, caracterizándose por una excelente velocidad de ejecución en computadoras personales.

Este programa fue desarrollado para el análisis de sistemas estructurales hechos a base de marcos de concreto reforzado y acero, los cuales pueden incluir muros de cortante. El programa incluye una variedad de modelos de histeréisis que permiten representar el comportamiento no lineal de varios materiales bajo acciones diversas. De esta manera, los modelos de elementos incluidos en el programa, permiten considerar acciones tales como tensión y compresión uniaxial, flexión uniaxial y biaxial, deformación por cortante, interacción entre flexión biaxial y carga axial, interacción de cortante biaxial y torsión.

El programa es aplicable a estructuras cuyos elementos viga-columna están rígidamente conectados y pueden ser modelados mediante elementos lineales y/o elementos multi-resortes. Permite analizar estructuras de configuración y forma geométrica irregular, por lo que los elementos estructurales pueden ser orientados arbitrariamente.

El programa CANNY puede realizar análisis lineal y no lineal en dos y tres dimensiones, ya sean estáticos, dinámicos, pseudo-dinámicos, así como análisis estáticos bajo carga monótona creciente (pushover). Este último puede llevarse a cabo bajo cargas gravitacionales o bajo cargas laterales gradualmente incrementadas, que pueden ser controlados por desplazamientos y/o cargas, los cuales pueden incluir efectos P-delta. También se incluye el análisis de elementos aislados para simular pruebas de especímenes (Kan Ning, 2009a).

5.2 Consideraciones para la modelación estructural

Para fines de este trabajo, se llevó a cabo un análisis dinámico no lineal del modelo del edificio mencionado. En esta etapa fue necesario hacer algunas consideraciones y suposiciones en el modelo analítico. Este modelo de edificio fue idealizado como un conjunto de elementos discretos conectados a nudos rígidos. Estos elementos son vigas y columnas, en los cuales se toma en cuenta su comportamiento individual.

En el caso de los elementos viga y columna se consideró la formación de articulaciones plásticas solamente en sus extremos, donde ocurre la fluencia, ignorando las variaciones de las propiedades en otros puntos del elemento.

Para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal del modelo estudiado, se consideraron las siguientes hipótesis básicas:

- a) Se supone que el modelo posee base rígida.
- b) Se desprecia la interacción suelo-estructura.
- c) Se desprecian los efectos P-Delta.
- d) En cada nivel de piso se supuso que la losa se comporta como diafragma infinitamente rígido en su plano.
- e) En la realización de las pruebas experimentales, sólo se consideraron cargas sísmicas en una dirección por lo que, en el análisis, no se consideraron efectos bidireccionales.
- f) Las uniones viga-columna se suponen rígidas.
- g) La masa del nivel se supone concentrada en un punto (centro de masas).
- h) Se tomaron los valores experimentales para las propiedades de los materiales.

Para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal, se seleccionó el método de Newmark con $\beta = 0.25$, ya que este método es incondicionalmente estable (Chopra, 1995).

5.3 Modelos de los elementos estructurales

El sistema estructural utilizado, en el modelo del edificio de este trabajo es el marco tridimensional (Figura 5.1). El análisis dinámico no lineal de los elementos que forman este sistema estructural requiere de dos tipos de modelado matemático: (a) de elemento, para distribuir la rigidez a lo largo del elemento, y (b) de histerésis, para representar la relación fuerza-desplazamiento bajo cargas cíclicas (Kan Ning, 2009a). A continuación se describen los diferentes modelos de comportamiento utilizados.

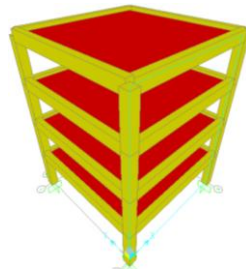


Figura 5.1. Modelo tridimensional del edificio prefabricado de concreto reforzado

5.3.1 Modelo de vigas

El modelo del elemento viga tiene flexión uniaxial. La deformación de flexión inelástica se supone concentrada en sus dos extremos y se representa por la rotación de dos resortes de flexión no lineal, figura 5.2. También se puede representar el comportamiento a cortante y a deformación axial mediante resortes independientes localizados a la mitad del elemento (Kan Ning, 2009a). El modelo no incluye la interacción entre la flexión, el cortante y la deformación axial. La deformación axial de las vigas no es incluida dado que en este trabajo se considera diafragma de piso rígido, la deformación a cortante se considera elástica.

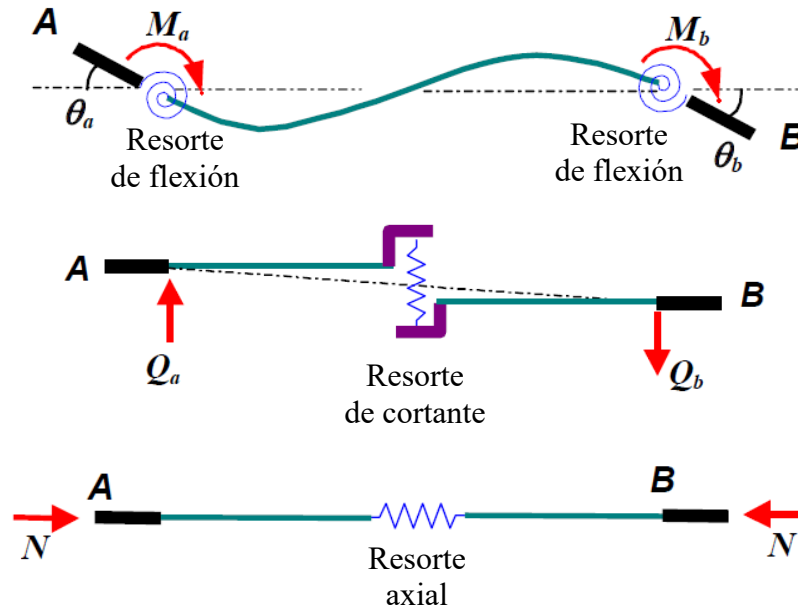


Figura 5.2. Modelo de viga de una componente (Kan Ning, 2009a)

5.3.2 Modelo de columnas

En una estructura de concreto reforzado bajo excitación sísmica intensa, el elemento columna llega a estar sujeto a condiciones severas de flexión bidireccional, fuerza cortante y carga axial. La columna puede ser idealizada por uno de los siguientes tipos de modelo de análisis: (1) modelo de flexión uniaxial, (2) modelo de flexión biaxial y (3) modelo de multi-resortes (Kan Ning, 2009a).

Para representar las columnas en este trabajo, se usó el modelo de multi-resortes. Al segmento lineal entre los dos conjuntos de multi-resortes se le asignaron características elásticas, es decir se consideró que la deformación axial y la de cortante permanecieron elásticas, mientras que la deformación por flexión puede llegar a ser no lineal. No obstante, la deformación axial inelástica existe en la zona de articulación plástica.

La interacción entre carga axial y cargas laterales reversibles es muy compleja, sin embargo, puede ser tomada en cuenta por el modelo de multi-resortes. Para simular el comportamiento de interacción entre carga axial y momento flexionante, el modelo de multi-resortes idealiza a la columna como un elemento lineal con dos conjuntos de resortes en sus extremos, que representan resortes de concreto y acero (figura 5.3).

El modelo de multi-resortes está formado por, al menos, cuatro resortes uniaxiales, cuyo número depende de las propiedades del material y del tamaño de la sección, así como del arreglo de barras longitudinales de refuerzo de la columna. En este trabajo se consideraron 64 resortes para el concreto (36 en el núcleo y 28 en el recubrimiento), mientras que para el acero, se tomó un resorte por cada barra de refuerzo longitudinal existente (8). Cada resorte acepta sólo fuerza y deformación axial. El cálculo de la deformación se basa en la suposición de secciones planas, definida por la rotación a flexión y la deformación axial del conjunto de multi-resortes (Kan Ning, 2009a).

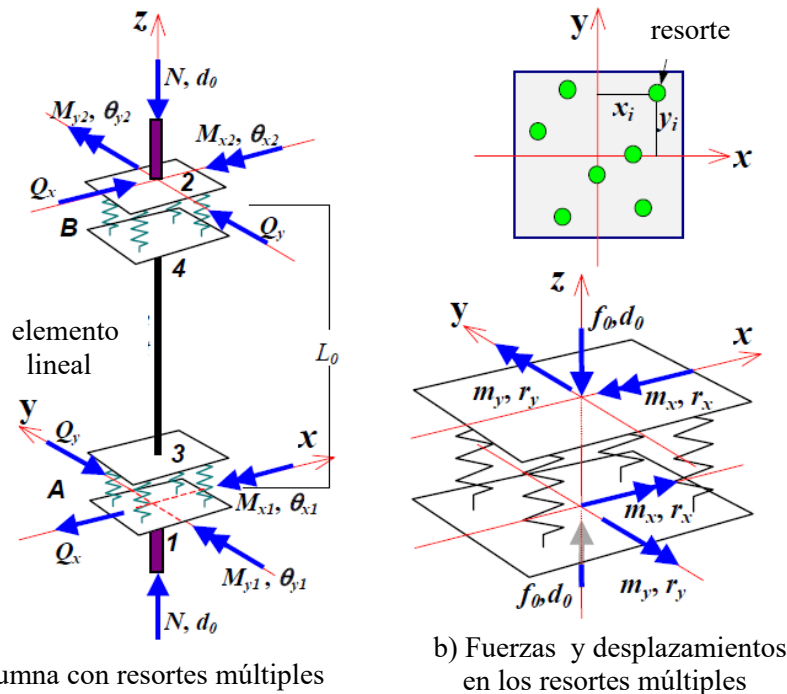


Figura 5.3. Modelo de columna (Kan Ning, 2009a)

5.4 Obtención de las propiedades de la sección de los elementos estructurales

La envolvente de fuerza-deformación de los elementos estructurales, es evaluada con base en las relaciones idealizadas de esfuerzo-deformación del concreto y el acero (figura 5.4). Para el concreto la parte ascendente de la curva está representada por una parábola de segundo grado y supone que el acero de confinamiento no afecta el perfil de esta parte de la curva o la deformación al esfuerzo máximo. Hay evidencia de que el refuerzo transversal provoca un aumento en la resistencia. Sin embargo, este aumento puede ser pequeño, al grado de que en las pruebas de Roy y Sozen no se encontró aumento alguno en la resistencia (Park, 1997).

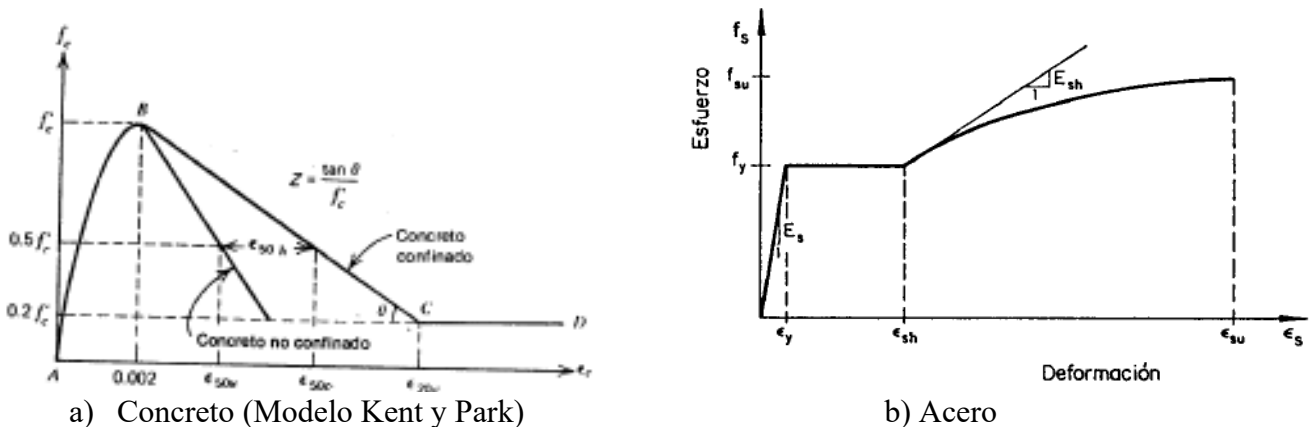


Figura 5.4. Curva de esfuerzo-deformación para el concreto y acero (Park y Paulay, 1997)

La relación momento-curvatura para los elementos vigas y columnas, conforma la envolvente de fuerza-deformación de estos elementos. Para el análisis de las secciones generalmente se emplea el modelo de fibras, haciendo las siguientes consideraciones:

- a) Las secciones planas permanecen planas después de la deformación.
- b) Se desprecia la resistencia a tensión del concreto al alcanzar la capacidad de agrietamiento.
- c) Se desprecia el efecto del desplazamiento por adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.
- d) La fuerza axial a la cual está sometida la sección permanece constante.

A continuación se describen los parámetros de la relación momento-curvatura para cada tipo de elemento estructural.

La rigidez a flexión de las vigas fue obtenida tomando en cuenta la contribución de la losa (sección T). El ancho efectivo de la losa se tomó de acuerdo al RCDF-2004 (figura 5.5). El ancho del patín que se considera trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los valores siguientes:

$$ba = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{8} - \frac{b}{2} \\ a \\ \frac{a}{2} \\ 8t \end{array} \right\} \quad (5.1)$$

donde:

- l : claro de la viga
- b : ancho del alma de la viga
- a : distancia de paño a paño de dos vigas adjuntas
- t : espesor del patín

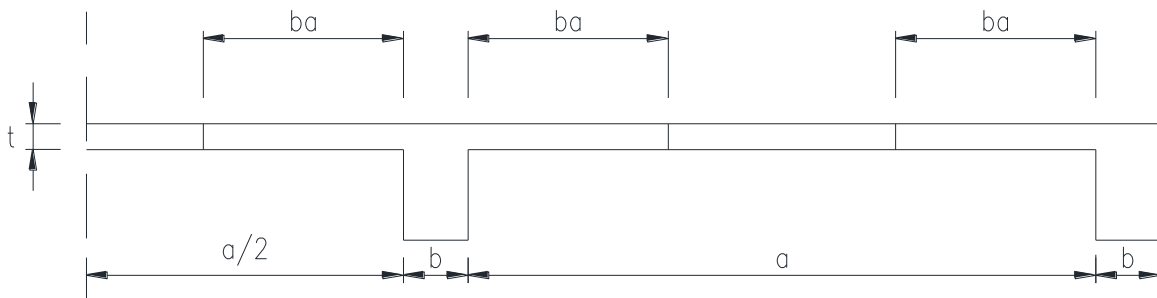


Figura 5.5. Ancho efectivo de losa en traves de acuerdo al RCDF

De acuerdo con lo anterior, un ancho de losa (ba) de 34 cm es el que participa en la rigidez de las traves.

La losa contribuye a la resistencia de la viga, cuando su acero de refuerzo es paralelo a la dirección de la carga y entonces la viga puede fluir bajo momento negativo.

La deformación inelástica a flexión de la viga se supone concentrada en dos resortes rotacionales no lineales, mostrados en la figura 5.2.

La envolvente de la relación momento-curvatura es representada por una curva trilineal en cada dirección de la carga. La rigidez después de la fluencia se supuso del 1% de la rigidez elástica (Cosenza, 1990). El cálculo de la relación momento-curvatura, se hizo mediante el programa MC del CANNY (figura 5.6).

El MC acepta propiedades de acero de diferentes países (México, China, Japón y E.U), y permite considerar las propiedades del concreto de núcleo y de recubrimiento. Además, se pueden realizar análisis de secciones con carga axial constante. El programa realiza el análisis de momento-curvatura a partir de dividir el área del concreto en fibras, la sección se somete a incrementos de curvatura y la distribución de deformaciones se obtiene de consideraciones de compatibilidad y equilibrio (Kan Ning, 2009a).

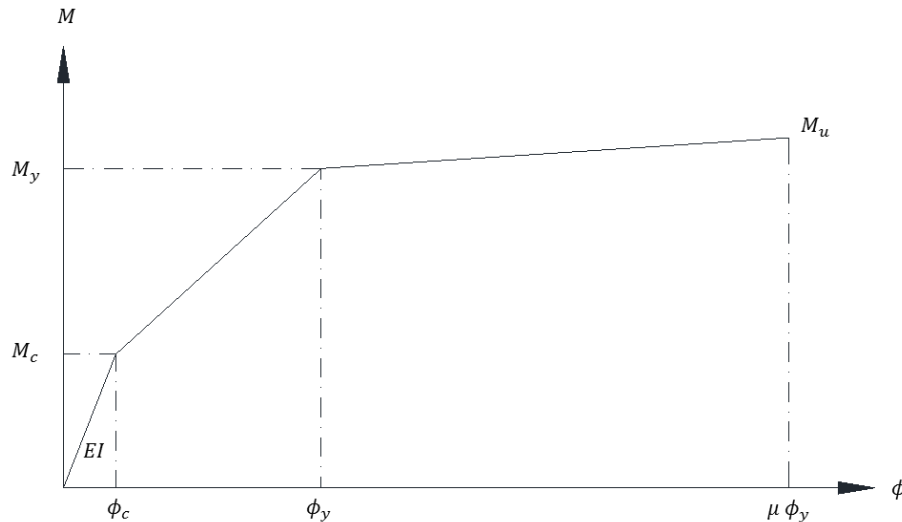


Figura 5.6. Envolvente trilineal de la relación momento-curvatura, del elemento viga

En las columnas, la rotación a flexión y la deformación axial inelástica de la sección está basada en la suposición de sección plana de un conjunto de multi-resortes. Así, este modelo puede simular el efecto de interacción entre la flexión bidireccional y la carga axial. El elemento multi-resorte (MS), consiste en resortes uniaxiales de concreto y acero, el número de resortes depende de las propiedades del material, área de la sección transversal y número de barras de acero de refuerzo en la columna (Kan Ning, 2009a). El elemento MS es colocado en los extremos de las columnas con una pequeña longitud llamada zona plástica (figura 5.7). Los resortes tienen una rigidez inicial dada por la ecuación 5.2.

$$K_{so}^i = \frac{E_i A_i}{\eta L_o} \quad (5.2)$$

En donde:

- K_{so}^i = rigidez inicial del resorte i
- E_i = módulo de elasticidad del material
- A_i = área del resorte
- ηL_o = longitud de la zona plástica

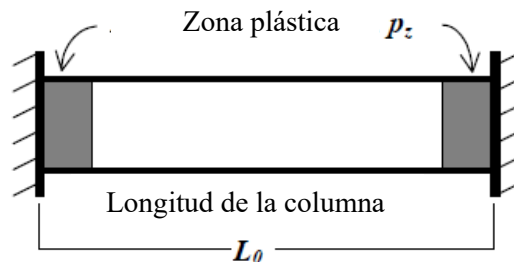


Figura 5.7. Zona plástica supuesta para la rigidez de los resortes (Kan Ning, 2009a)

Empíricamente, ηL_o es aproximadamente $D/2$, y toma valores $\leq 0.2 L_o$, donde L_o es la longitud de la columna y D es el peralte de su sección transversal (Kan Ning, 2009a).

La curva fuerza-deformación de los resortes de concreto y acero se supone que es trilineal para ambos. De esta manera es posible definir un comportamiento lineal, uno de fluencia y un comportamiento post-fluencia, como se muestra en la figura 5.8.

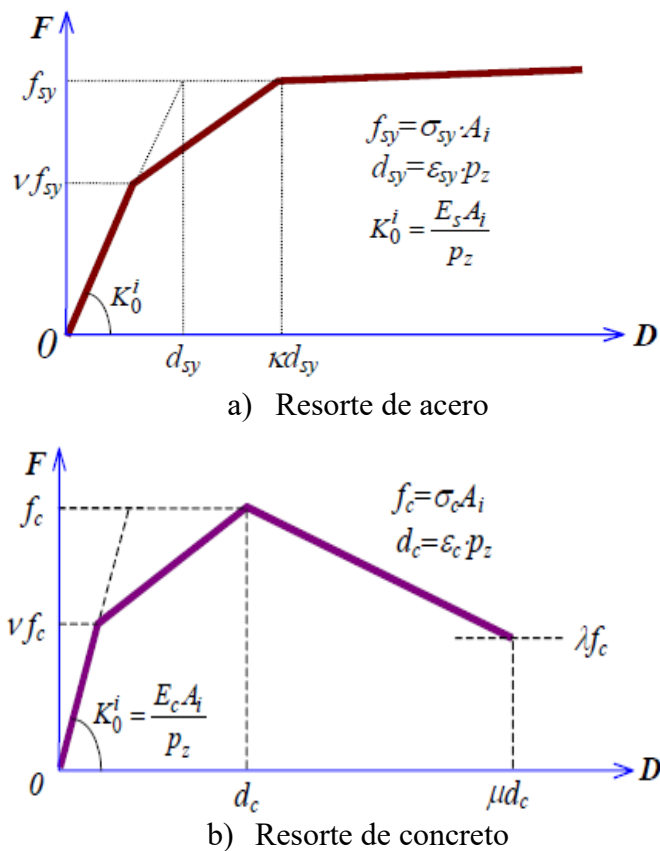


Figura 5.8. Envolventes de fuerza-deformación de los resortes (Kan Ning, 2009a)

5.5 Modelos de comportamiento histerético

Un modelo de histeréisis debe representar la rigidez y resistencia de un elemento estructural sometido a cualquier sollicitación. Los parámetros principales del comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado que afectan la capacidad de disipación de energía son: la degradación de rigidez, degradación de resistencia y el efecto de estrechamiento causado por cortante y pérdida de adherencia o cierre de grietas. Así mismo, la degradación de la rigidez y de la resistencia depende de factores como: el agrietamiento del concreto, la cuantía de refuerzo transversal, el deterioro cíclico de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto que lo cubre, el aplastamiento y descascaramiento del concreto y otros más.

Para describir el comportamiento de los elementos de concreto reforzado bajo carga cíclica, se han desarrollado diversos modelos de histeréisis. Estos modelos deben ser capaces de reproducir todos los aspectos antes mencionados. En consecuencia, para el análisis no lineal de las estructuras de concreto reforzado la selección del modelo adecuado de comportamiento histerético, es un factor importante para obtener de manera confiable la respuesta bajo carga sísmica.

El programa CANNY, incluye un amplio número de modelos de histéresis que representan la relación de fuerza-desplazamiento no lineal de elementos estructurales. Algunos pueden ser usados para representar comportamientos independientes inelásticos (modelos de un componente) ya sea de flexión uniaxial, cortante y deformación axial (Kan Ning, 2009a). El modelo de multi-resortes se utiliza para representar efectos simultáneos como la interacción de la flexión biaxial con la fuerza normal, entre otros.

A continuación, se describen los modelos histéreticos utilizados para las vigas y columnas del edificio estudiado en este trabajo.

5.5.1 Modelo de histéresis para vigas

El modelo empleado para representar el comportamiento a flexión de las vigas, fue el Takeda trilineal (Otani, 1983), el cual se representa en la figura 5.9. Este modelo tiene las siguientes características:

- Cambios en la rigidez a flexión en agrietamiento y fluencia, utilizando una envolvente trilineal de fuerza-deformación.
- Degradación de la rigidez en la descarga en función del nivel de deformación.
- Reglas de histéresis para ciclos de carga interiores y externos, es decir, ante carga alternada creciente y decreciente de forma aleatoria.
- La carga y descarga dentro de pequeños lazos de histéresis se basan en una regla bilineal.

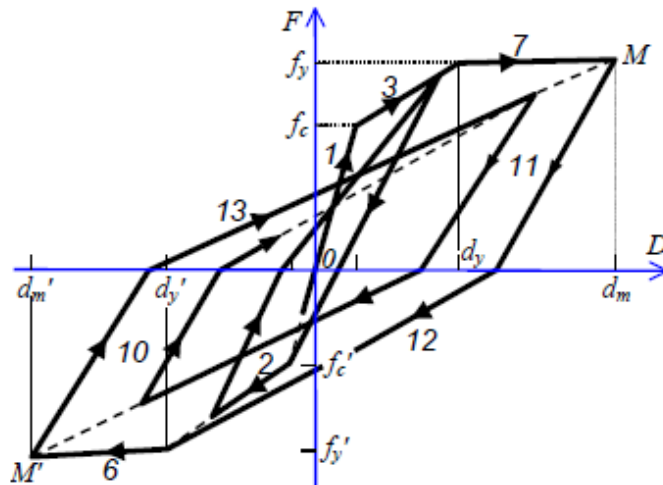


Figura 5.9. Modelo de histéresis “Takeda trilineal” (Kan Ning, 2009a)

5.5.2 Modelo de histéresis de las columnas

Las columnas se modelaron con un conjunto de multi-resortes en sus extremos. El modelo de histéresis que representa el comportamiento de cada resorte de acero tiene las siguientes características (figura 5.10): cambios en la rigidez de la resistencia a flexión antes de la fluencia del resorte, utilizando la envolvente trilineal de fuerza-deformación, degradación de la rigidez después de alcanzar la fluencia, y sin degradación de resistencia dirigiendo la recarga hacia un nivel de resistencia de fluencia f_{sy} .

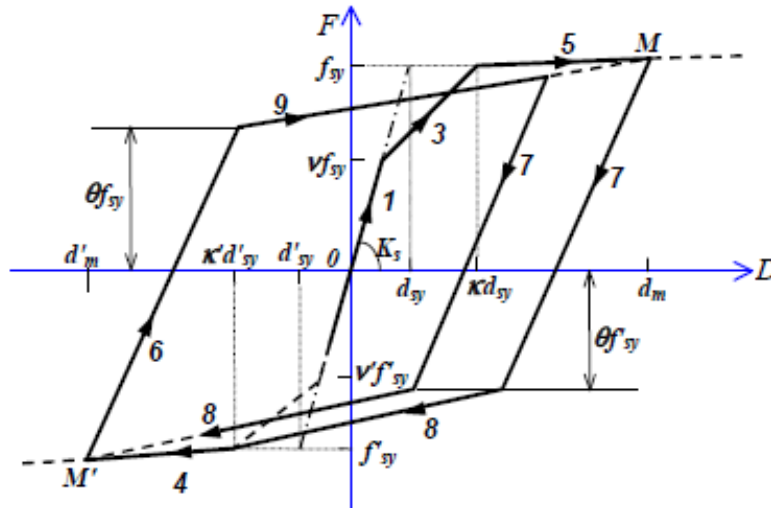


Figura 5.10 Modelo de histerésis (SS3) “Resorte de acero” (Kan Ning, 2009a)

El modelo de histerésis que representa el comportamiento de cada resorte de concreto es propuesto con base en la curva de esfuerzo deformación para concreto confinado por estribos y tiene las siguientes características (figura 5.11): decaimiento de la resistencia después de alcanzar la resistencia máxima de compresión, degradación de la resistencia a compresión dirigiendo la recarga hacia el punto de decaimiento pico de la resistencia de compresión y degradación de la rigidez después de alcanzar un desplazamiento pico (Kan Ning, 2009a).

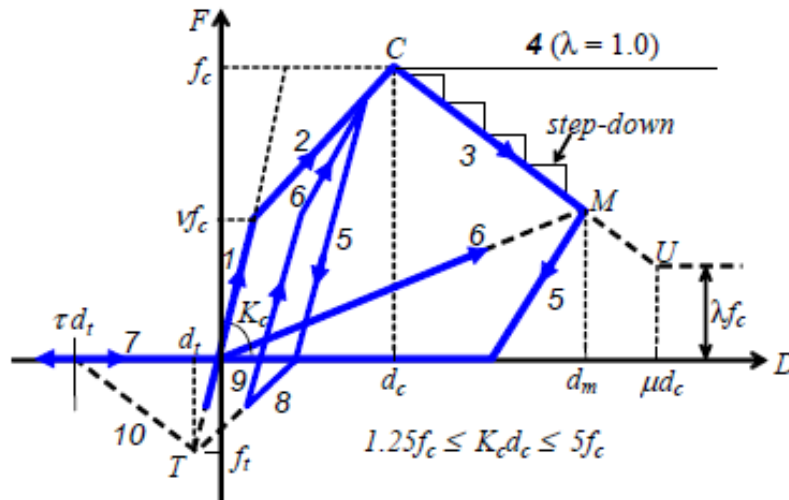


Figura 5.11 Modelo de histerésis (CS3) “Resorte de concreto” (Kan Ning, 2009a)

5.6 Criterio de análisis no lineal

Para llevar a cabo el estudio del comportamiento inelástico del modelo considerado, se realizó un análisis dinámico paso a paso no lineal, sobre el edificio propuesto. Este análisis permitió obtener de manera aproximada la respuesta sísmica (historia de aceleraciones).

5.6.1 Análisis dinámico no lineal

El procedimiento empleado para calcular la respuesta de la estructura ante un sismo, se basó en la solución de su ecuación de movimiento, en la cual durante un pequeño incremento de tiempo, Δt , la respuesta de la estructura se supone lineal (Clough, 1975). El comportamiento no lineal se incorpora tomando en cuenta las propiedades de rigidez del elemento definidas en la curva esfuerzo-deformación y pudiendo modificar su valor en cada intervalo de tiempo analizado. En este procedimiento se utilizó un método de integración numérica paso a paso que resuelve la ecuación de movimiento.

5.7 Registro sísmico

Para llevar a cabo la evaluación de la respuesta del edificio que se estudió en este trabajo, se seleccionó el registro de aceleraciones obtenido durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, SCT, en la dirección Este-Oeste ya que fue registrado en la zona de lago de la ciudad de México (figura 5.12). La estructura prototipo se diseñó suponiendo que está ubicada en esa zona.

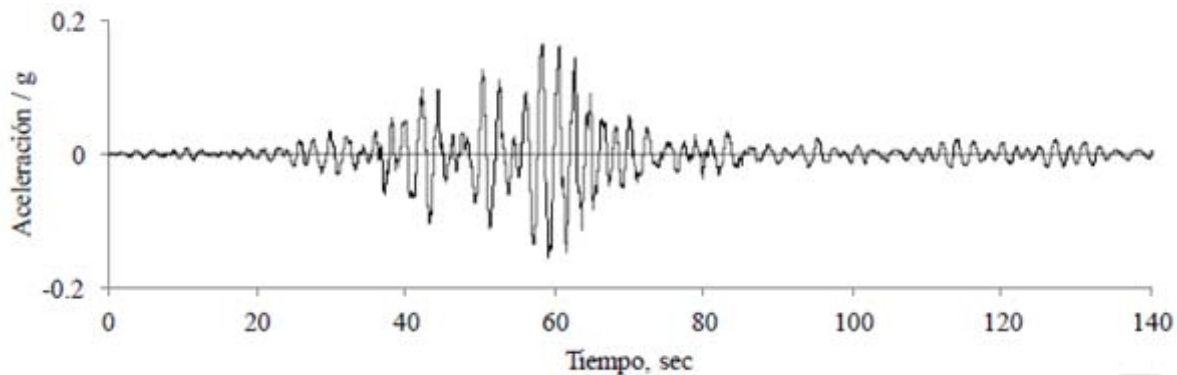


Figura 5.12. Registro sísmico SCT-1985 Este-Oeste en suelo blando (Escobar et al., 2015)

5.8 Intensidad de Arias

El potencial destructivo de un sismo es la intensidad del daño que un temblor puede ocasionar a las estructuras. Además de la aceleración máxima y el espectro de respuesta elástico, existe otra forma de evaluar el potencial destructivo de un sismo y es por medio de la Intensidad de Arias (Escobar, 1994).

La intensidad de Arias representa la suma de las energías disipadas por unidad de peso, de todas las estructuras de una población (cuyas frecuencias se suponen uniformemente distribuidas entre cero e infinito), como consecuencia del movimiento inducido por un sismo, esto es (Escobar, 1994):

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^t \ddot{u}_g^2(t) dt \quad (5.6)$$

donde

IA = intensidad de Arias.

$\ddot{u}_g(t)$ = aceleración del suelo.

t = duración del temblor.

g = aceleración de la gravedad.

6. RESULTADOS

6.1 Calibración del modelo en el intervalo elástico

La primera parte de la calibración consistió en calcular los periodos y formas modales de vibración elásticos de la estructura (figura 6.2) con los programas CANNY (Figura 6.1) y SAP-2000 (SAP-2000, 2011). Se eligió este último por ser un programa ampliamente usado en el ambiente ingenieril.

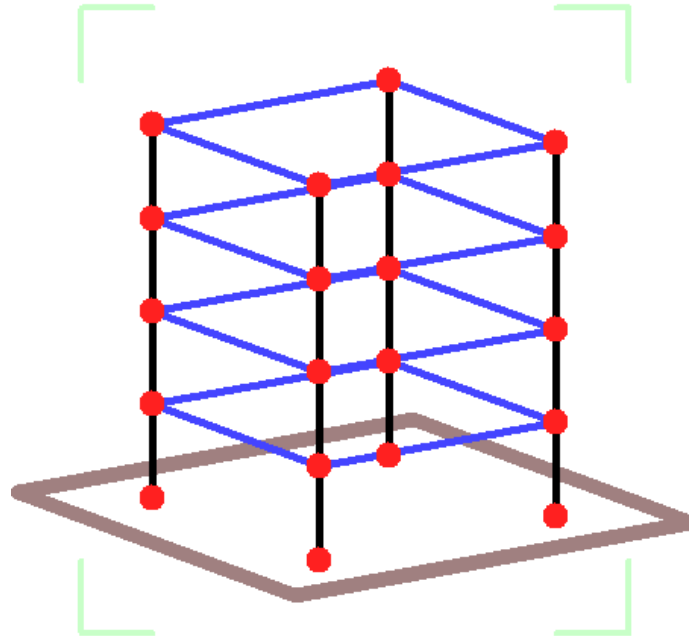


Figura 6.1. Modelo del edificio prefabricado en CANNY

Con objeto de evaluar la incertidumbre que se tiene al usar un modelo analítico para estimar las propiedades dinámicas del edificio, se calculó el error relativo de los periodos de vibración obtenidos del modelo con respecto a los periodos experimentales, como:

$$e(\%) = \frac{V_m - V_r}{V_r} * 100 \quad (6.1)$$

donde:

V_m : Valor calculado con el programa de análisis

V_r : Valor real, obtenido de las pruebas experimentales

En la tabla 6.1 se presentan los valores de los periodos medidos en la estructura mediante la técnica de ruido y vibración ambiental (modelo experimental). También se muestran los resultados obtenidos con SAP-2000 y CANNY, así como el error relativo que se obtiene con cada programa. Para el cálculo de este último se consideró como valor de referencia el obtenido experimentalmente.

Tabla 6.1. Resultados de los periodos de vibración calculados con los dos programas de análisis empleados

MODO	PERIODO (s)			ERROR SAP-2000 (%)	ERROR CANNY (%)
	MODELO EXPERIMENTAL	MODELO SAP-2000	MODELO CANNY		
1	0.18	0.18	0.18	0	0
2	0.053	0.057	0.056	7.5	5.7
3	0.03	0.032	0.03	6.7	0
4	0.022	0.022	0.021	0	-4.5

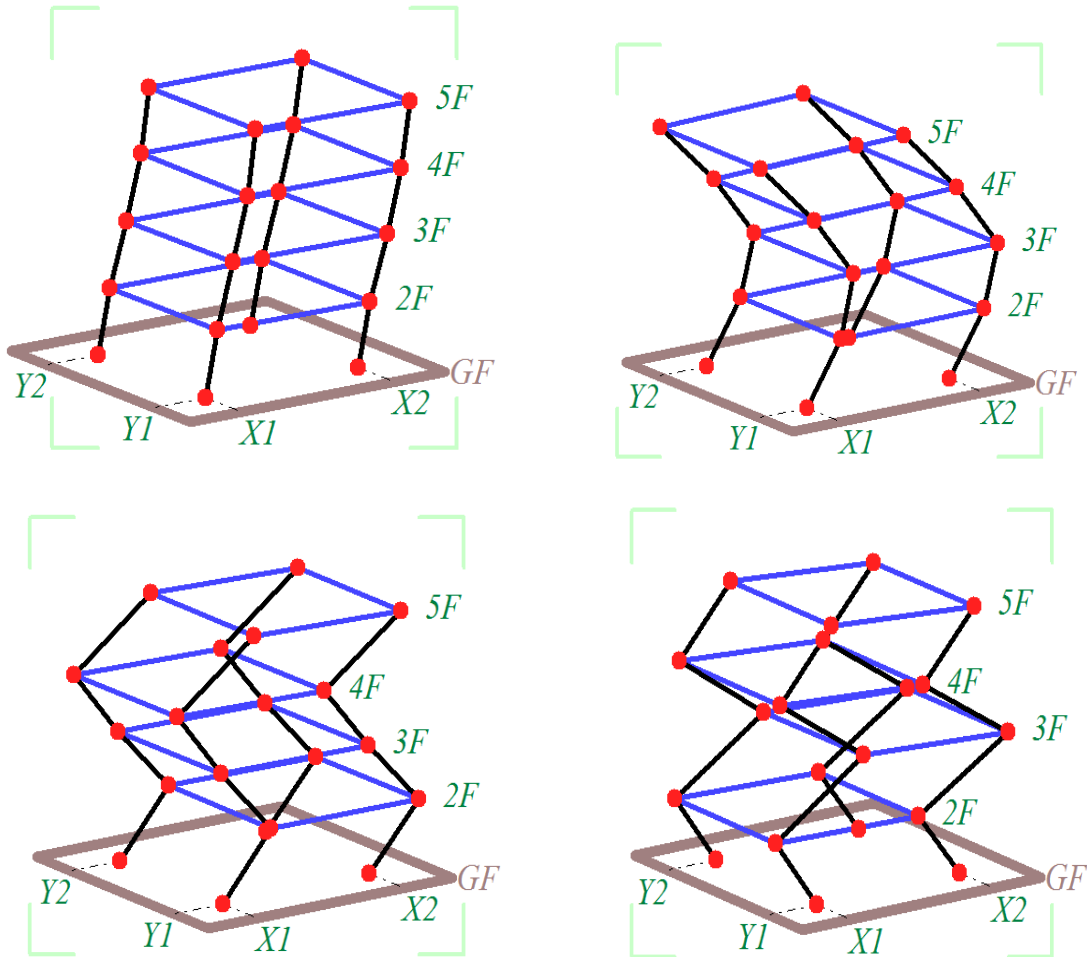


Figura 6.2. Formas modales del modelo calculados con CANNY

Los valores de los periodos de vibración que se obtuvieron con el programa CANNY se acercaron a los que se determinaron experimentalmente ya que los errores relativos son menores (tabla 6.1).

6.2 Calibración del modelo en el intervalo no lineal

Para estudiar y comprender el modelo de resortes múltiples manejado por el programa CANNY para el comportamiento no lineal de columnas de concreto se seleccionó como ejemplo una columna con sección circular de concreto reforzado que fue sometida a cargas cíclicas en el National Institute of Standards and Technology (Domínguez, 2005).

La geometría de la columna se muestra en la figura 6.3, los datos en la tabla 6.2 y la secuencia de carga a la que fue sometida en la figura 6.4.

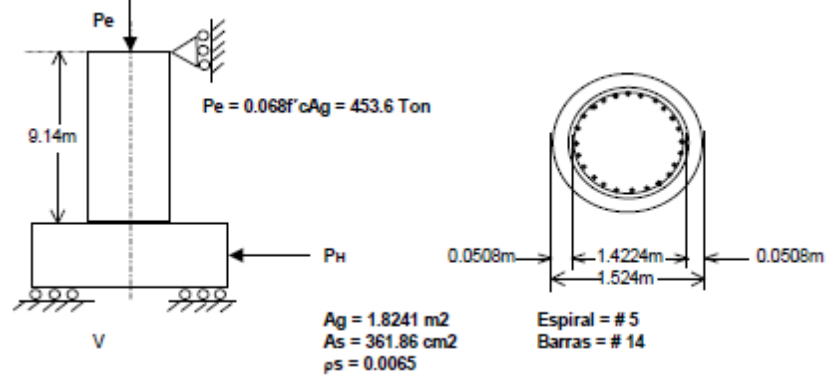


Figura 6.3. Geometría de la columna analizada (Domínguez, 2005)

Tabla 6.2. Datos de la columna analizada (Domínguez, 2005)

Longitud (Lo):	914,4	cm
Diámetro Columna (D)	152,4	cm
Diámetro de Barras:	42,93	mm
Área barra (As)	14,4747696	cm ²
Esfuerzo Compresión (σc)	350	Kg/cm ²
Esfuerzo Tensión Concreto (σtc)	35	Kg/cm ²
Deformación Unitaria (ε)	0,002	adimensional
Modulo Elasticidad del Concreto (Ec)	280000	Kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia Acero (σy)	4800	Kg/cm ²
Modulo de Elasticidad del Acero (de 1,90E+06 Young)(Es):		Kg/cm ²
Recubrimiento (r)	5,08	cm
Diámetro de barra espiral (refuerzo 1,5875 transversal)		cm

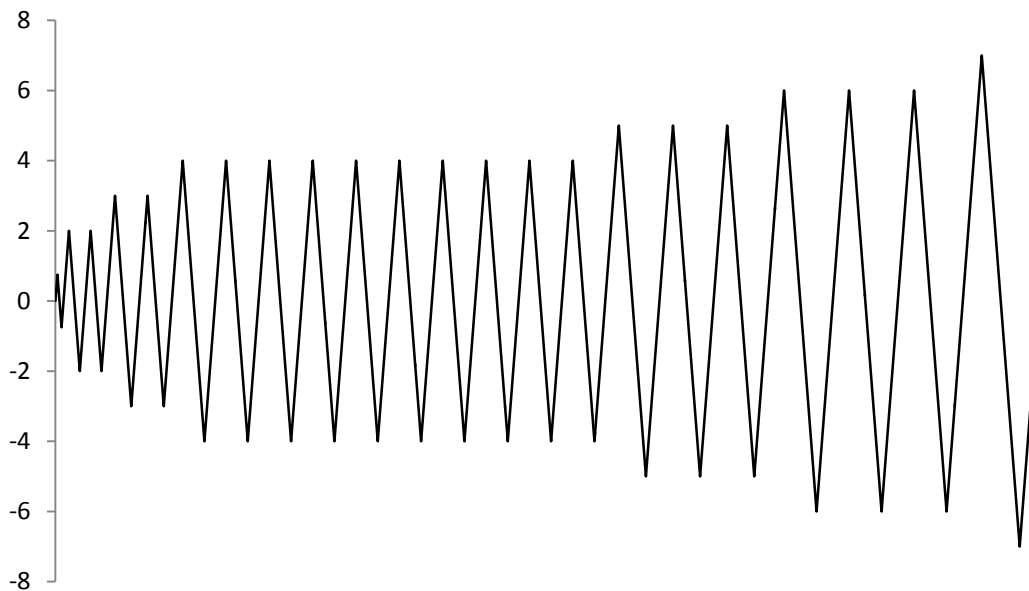


Figura 6.4. Secuencia de carga aplicada a la columna (Domínguez, 2005)

La idealización de la columna en CANNY se muestra en la figura 6.5, la cual se dividió en tres elementos (Domínguez, 2005).

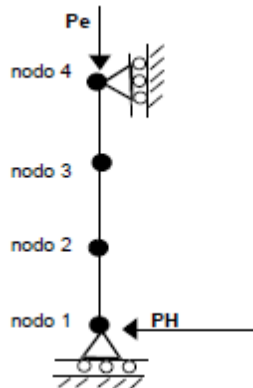


Figura 6.5. Idealización de la columna en el programa (Domínguez, 2005)

Con los resultados obtenidos del programa CANNY, se realizó la construcción de la curva de histerésis fuerza-desplazamiento de la columna, la cual se muestra y compara con la experimental en la figura 6.6.

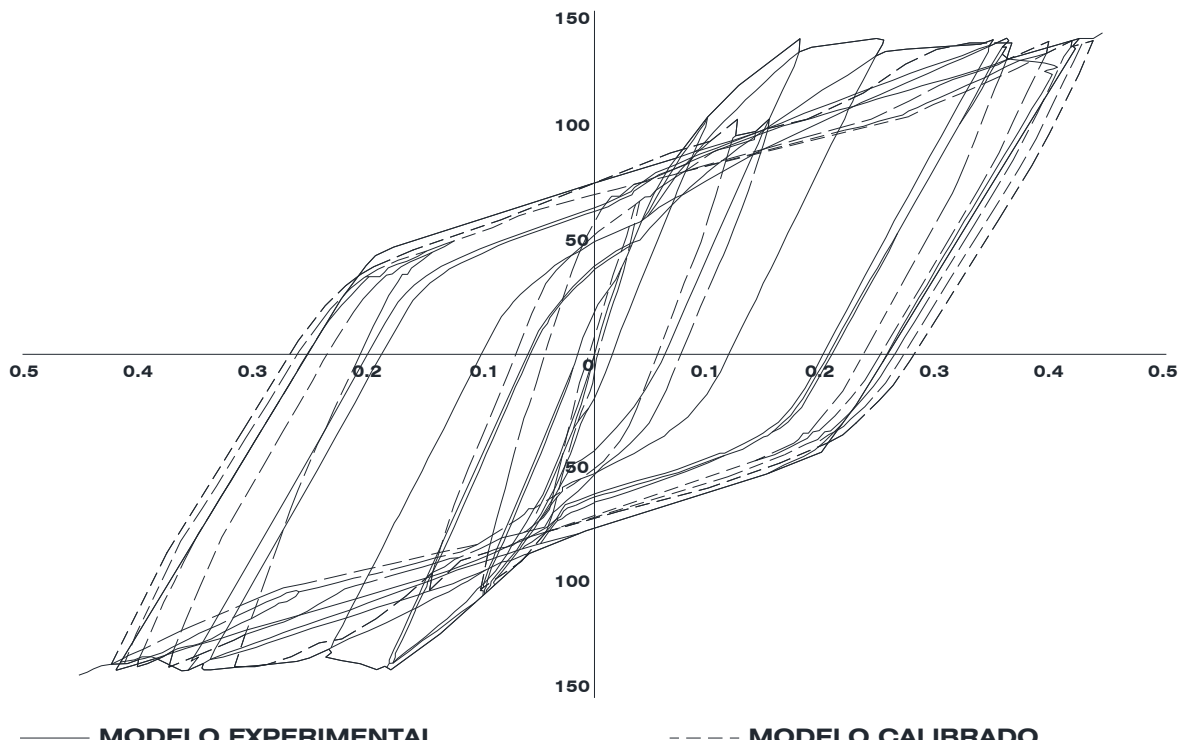


Figura 6.6. Curvas de histerésis de los modelos experimental y calibrado

Se puede observar que, desde el punto de vista ingenieril, la curva obtenida con el programa CANNY concuerda con la curva experimental. El error se encuentra en el intervalo de 0 a 10 %. En ambas curvas se puede distinguir la degradación de rigidez con cada ciclo de carga. El deterioro de la resistencia en este caso no es considerable (Domínguez, 2005).

Debido a que un modelo elástico lineal no es capaz de predecir adecuadamente la degradación de rigidez y la respuesta del edificio prefabricado de concreto reforzado, se usó un modelo no lineal detallado. Para ello, se utilizó el modelo descrito en la sección 4.1.

Cabe mencionar que se sustituyeron las propiedades esperadas de los materiales por las propiedades estimadas en las pruebas experimentales. Además, el mismo procedimiento que se realizó para la obtención de los parámetros que rigen el modelo de resortes múltiples en la columna calibrada en el ejemplo, se utilizó para las columnas del modelo analítico del edificio prefabricado de concreto reforzado.

También se determinaron algunos valores adicionales que fueron requeridos para las trabes y losas. Estos cálculos se muestran en el Apéndice C.

Cabe mencionar que las conexiones trabe-columna no se detallaron en el modelo, es decir, por simplicidad sólo se consideró que las trabes y columnas se conectan a ejes.

Otro aspecto importante a considerar es que no se determinó la capacidad a tensión del concreto, por lo que, para determinar este valor se realizó un análisis paramétrico. Este parámetro es muy importante porque de él depende la respuesta estructural (Escobar et al., 2015). Inicialmente el esfuerzo resistente del concreto a la tensión se determinó con el RCDF-2004, siendo $f'c = 570 \text{ kg/cm}^2$:

$$f_t = 1.5\sqrt{f'c} , \text{ en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \tag{6.2}$$

Ahora surge la cuestión de encontrar el valor de la resistencia a la tensión del concreto que prediga mejor la respuesta del modelo. Para esto, el modelo en el programa CANNY se sujetó a las aceleraciones registradas en la base de la mesa vibradora cuando se aplicó el registro SCT-1985.

Se registraron las aceleraciones absolutas en cada nivel del edificio y se compararon con las aceleraciones medidas experimentalmente. Esto se hizo para cada uno de los valores de f_t mostrados en la tabla 6.3 y 6.4. Primero, para simular que se desprecia la contribución de este valor en la respuesta de la estructura, se utilizó un valor muy cercano a cero. Después se incrementó el valor de f_t hasta alcanzar el valor que se determina con el RCDF-2004.

Tabla 6.3. Aceleraciones máximas de los modelos experimental y analítico, cuando se consideran distintos valores de la resistencia a tensión del concreto

PISO	A C E L E R A C I Ó N (cm / s ²)											
	MODELO EXPERIMENTAL	MODELO ANALÍTICO										
		RESISTENCIA A TENSIÓN DEL CONCRETO f_t (kg/cm ²)										
		0	0.1	1	5	10	15	20	25	30	35	35.8
1	363.02	590.4	617.5	565.3	512.6	627.3	524.8	550.8	493.4	482.7	362.9	371.2
2	439.88	650.1	702.5	667.2	648.9	668.2	638.5	631.9	495	428.2	386.9	391.6
3	529.91	751.8	747.8	763.6	792.9	772.5	728.4	601.8	498.5	441.7	403	400.4
4	570.38	964.5	1007	931	870	1027	796.7	683.4	512.6	467.7	412.6	409.5

Tabla 6.4. Error relativo de aceleraciones máximas, cuando se consideran distintos valores de la resistencia a tensión del concreto

PISO	ERROR RELATIVO (%)										
	RESISTENCIA A TENSIÓN DEL CONCRETO f_t (kg/cm ²)										
	0	0.1	1	5	10	15	20	25	30	35	35.8
1	62.6	70.1	55.7	41.2	72.8	44.6	51.7	35.9	33	-0.05	2.25
2	47.8	59.7	51.7	47.5	51.9	45.2	43.7	12.5	-2.66	-12	-11
3	41.9	41.1	44.1	49.6	45.8	37.5	13.6	-5.94	-16.7	-24	-24.4
4	69.1	76.5	63.2	52.5	80.1	39.7	19.8	-10.1	-18	-27.7	-28.2

En las tablas anteriores, se puede observar que los valores de $f_t = 0 \frac{kg}{cm^2}$ a $f_t = 20 \frac{kg}{cm^2}$ sobreestimaron las aceleraciones en diferentes proporciones. Con el valor de $f_t = 25 \frac{kg}{cm^2}$ se encontró un error relativo de 10% en las aceleraciones del piso 4 y se presentó degradación de rigidez en la estructura. Mientras que los valores de $f_t = 30 \frac{kg}{cm^2}$ a $f_t = 35.8 \frac{kg}{cm^2}$ subestimaron las aceleraciones máximas y no se observó degradación de rigidez.

En la Tabla 6.5, se muestran los resultados de los periodos de vibración del modelo analítico para distintos valores del esfuerzo resistente del concreto a tensión.

Tabla 6.5. Periodos de vibración obtenidos con el modelo analítico cuando se consideran distintos valores de la resistencia del concreto a tensión

RESISTENCIA A TENSIÓN f_t (Kg/cm ²)	PERIODO (s) DEL MODO 1	ERROR RELATIVO (%)
	MODELO ANALÍTICO	
0	0.288	37.1
0.1	0.297	41.4
1	0.288	37.1
5	0.264	25.7
10	0.266	26.7
15	0.245	16.7
20	0.239	13.8
25	0.203	-3.3
30	0.187	-11.0
35	0.186	-11.4
35.8	0.186	-11.4

Se aprecia que el periodo de vibración que se aproxima al experimental es el que se obtuvo con una resistencia a tensión del concreto de $f_t = 25 \frac{kg}{cm^2}$, teniéndose un error relativo de aproximadamente 3%. Con otros valores de resistencia los errores relativos son mayores, por lo que fueron descartados en la búsqueda de la calibración del modelo.

Para ajustar los resultados del modelo analítico a los obtenidos de pruebas de laboratorio, es necesario conocer las consideraciones que hace el programa CANNY para tomar en cuenta la resistencia a tensión del concreto.

En el programa CANNY el comportamiento del concreto a tensión se considera si el esfuerzo de tensión f_t y el parámetro τ son especificados. Como se muestra en la figura 6.7. $\tau \geq 3$, hace que la rama a tensión descienda después de haber alcanzado el esfuerzo resistente. El valor $\tau = 0$, significa que al agrietarse el concreto su resistencia a la tensión es nula (Kan Ning, 2009a).

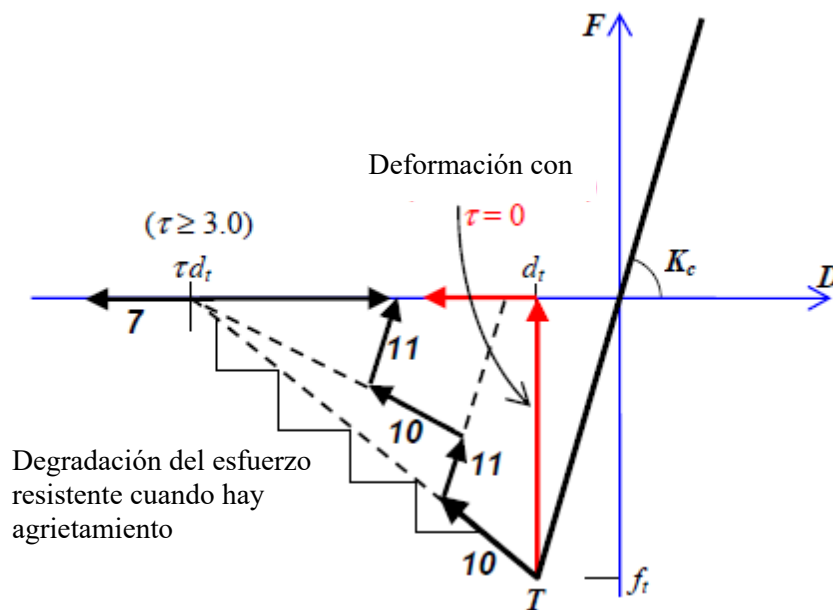


Figura 6.7. Reglas de histeresis del concreto a tensión (Kan Ning, 2009a)

La regla 10 indica la degradación del esfuerzo resistente a tensión en el concreto, cuando se presenta agrietamiento. La regla 11 se refiere a la descarga en tensión de la regla 10 que tiende a dirigirse al eje D de deformaciones con la rigidez inicial K_c . Si la dirección de la carga cambia nuevamente a tensión se forma una curva en la que la regla 10 se aproxima al punto donde la tensión es cero con deformación τd_t (Kan Ning, 2009a).

Al considerar en el modelo analítico una resistencia a la tensión del concreto de $f_t = 11.6 \frac{kg}{cm^2}$ que es menor que la propuesta por el RCDF- 2004 y $\tau = 18$ se obtuvieron los periodos de vibración y aceleraciones máximas que se muestran en las tablas 6.6 y 6.7, respectivamente.

Tabla 6.6. Periodos de vibración de los modelos experimental y analítico cuando en este último se consideró $f_t = 11.6 \frac{kg}{cm^2}$ y $\tau = 18$

MODO	PERIODO (s)		ERROR RELATIVO (%)
	EXPERIMENTAL	ANALÍTICO	
1	0.21	0.22	4.8
2	0.056	0.062	10.7
3	0.032	0.034	6.3
4	0.024	0.023	-4.2

Tabla 6.7. Aceleraciones máximas de los modelos experimental y analítico cuando en este último se consideró $f_t = 11.6 \frac{kg}{cm^2}$ y $\tau = 18$

PISO	ACELERACIÓN MÁXIMA (cm/s ²)		ERROR RELATIVO (%)
	EXPERIMENTAL	ANALÍTICO	
1	363.02	378.36	4.2
2	439.88	418.23	-4.9
3	529.91	486.69	-8.2
4	570.38	527.74	-7.5

Se observa que los resultados obtenidos con un error relativo de 8% se acercan en buena medida a los obtenidos experimentalmente. Esto se puede notar en las figuras 6.8 a 6.11 de las curvas de intensidad de Arias. En ellas se aprecia que en el intervalo de tiempo de 40 s a 60 s es donde se presenta la máxima intensidad de la respuesta y es ahí donde la respuesta analítica es similar a la experimental. Sin embargo, hay algunas zonas en las que la curva conseguida por el modelo analítico se separa de la experimental, lo que indica que todavía hay error en la respuesta conseguida analíticamente.

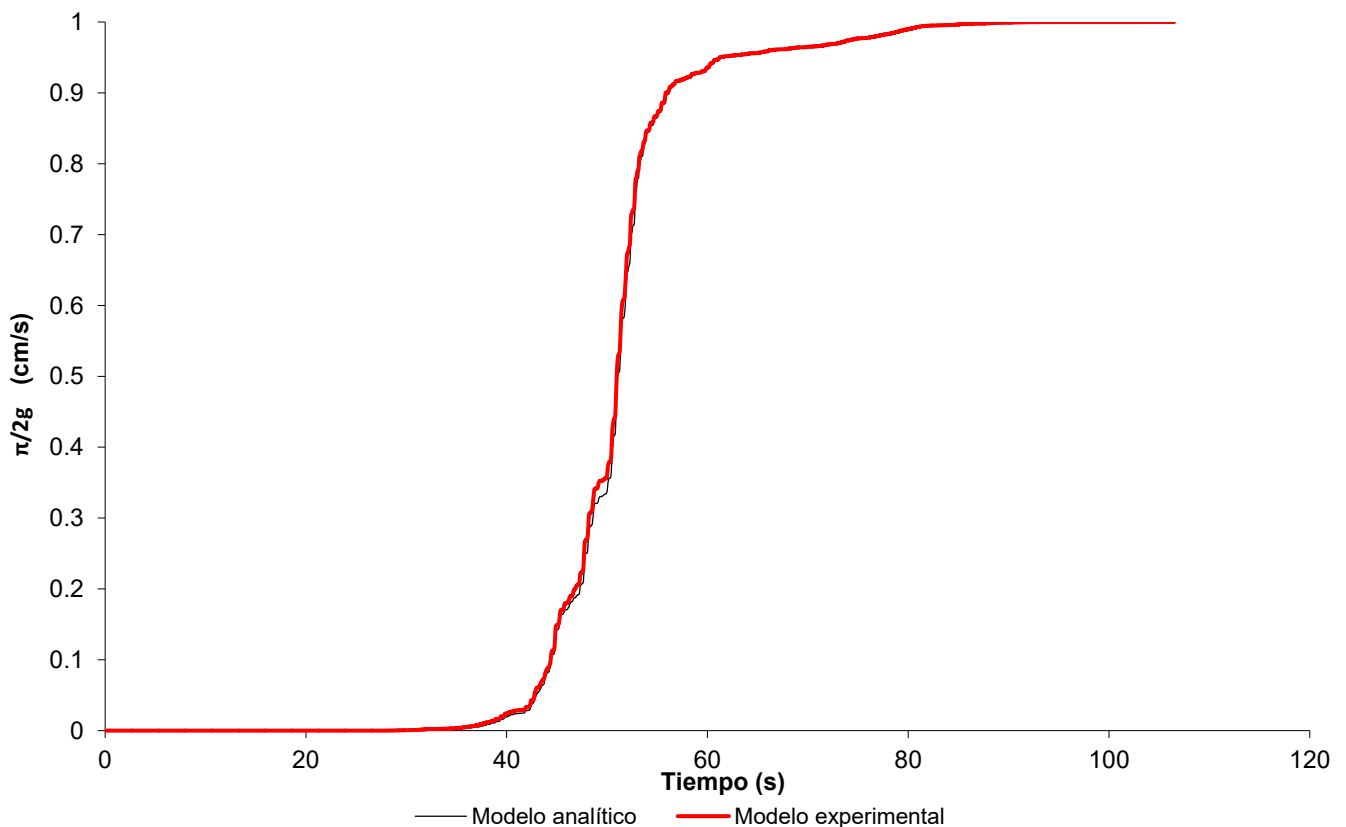


Figura 6.8. Curvas de intensidad de Arias del piso 1 para los modelos experimental y analítico

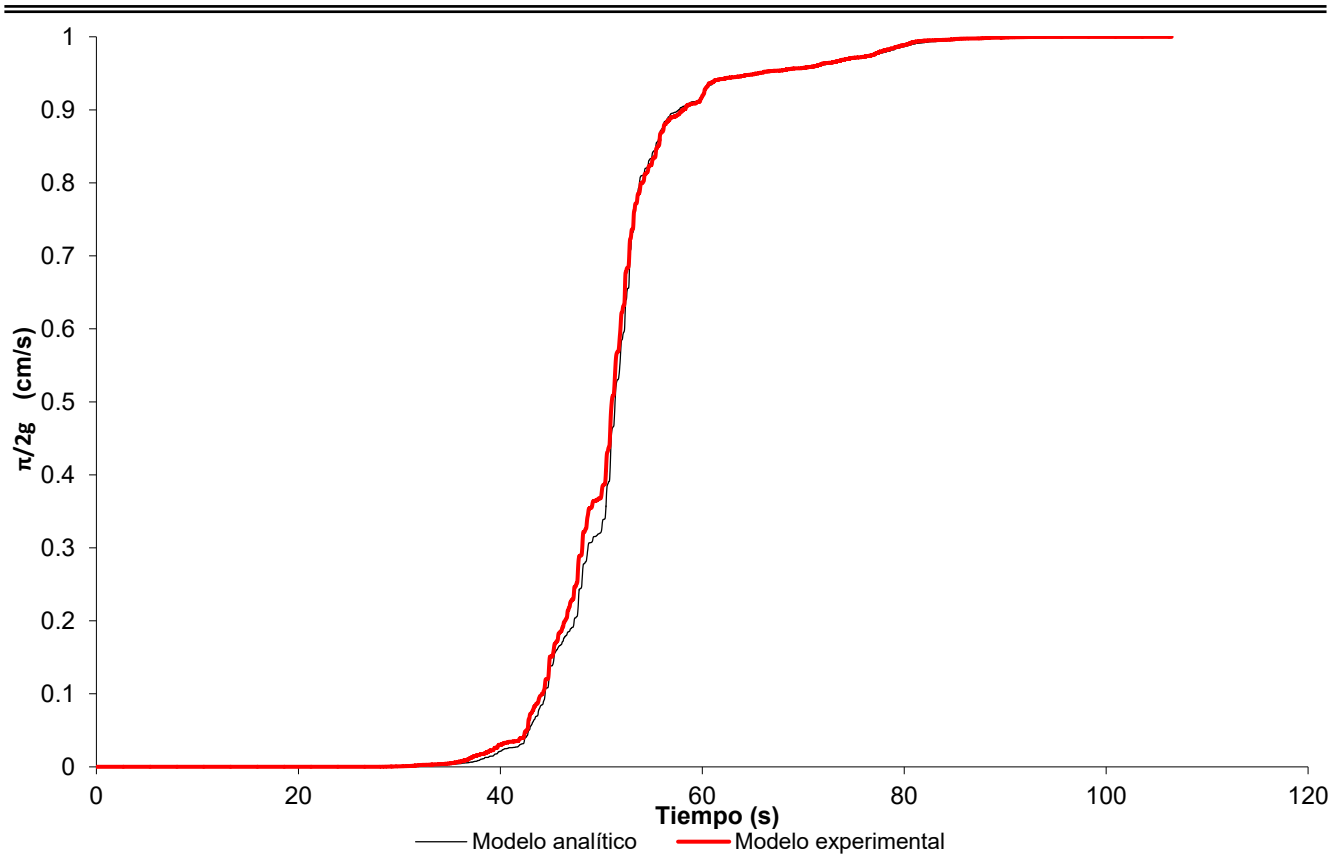


Figura 6.9. Curvas de intensidad de Arias del piso 2 para los modelos experimental y analítico

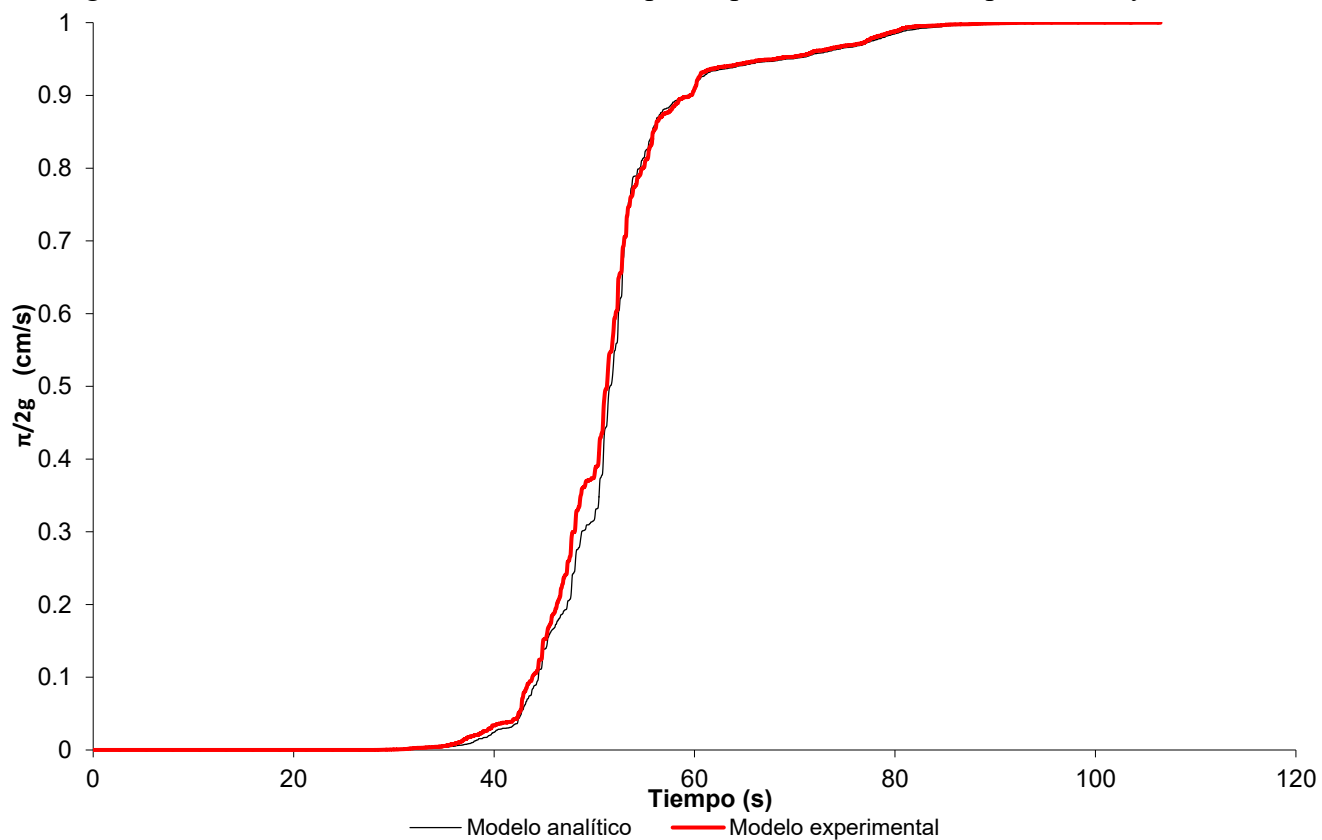


Figura 6.10. Curvas de intensidad de Arias del piso 3 para los modelos experimental y analítico

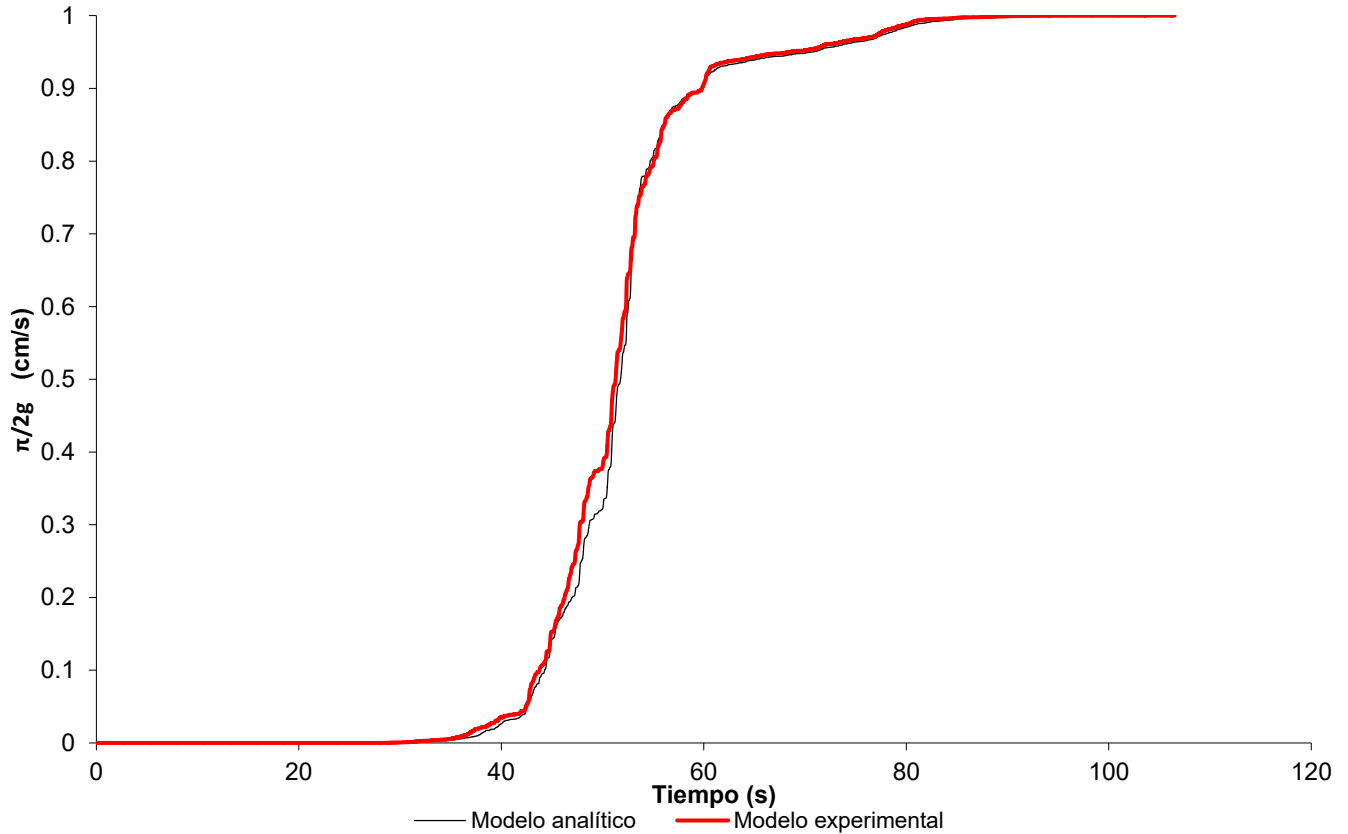


Figura 6.11. Curvas de intensidad de Arias del piso 4 para los modelos experimental y analítico

En el programa CANNY existen otros dos parámetros que son requeridos cuando se define la resistencia a tensión del concreto. Tratan sobre la recarga en compresión, que se presenta cuando el concreto ha sufrido agrietamiento y deformaciones por tensión.

La recarga en compresión puede comenzar antes de que el agrietamiento por tensión acabe. Por lo que los resortes de concreto presentan deformaciones por tensión como se muestra en la figura 6.12. Los parámetros τ_c y τ_u son usados para controlar el punto de inicio para la recarga en compresión. El parámetro τ_c da el desplazamiento en el inicio de la recarga como $\tau_c d'_m$, mientras τ_u limita el punto de inicio de la recarga con $\tau_u d'_c$ donde d'_c es el desplazamiento que extiende la segunda curva en compresión al eje horizontal. El intervalo de los parámetros es $\tau_c = 0 \sim 0.5$, y $\tau_u = 0 \sim 1.0$ (Kan Ning, 2009a).

Se observa que $\tau_c = 0$ ó $\tau_u = 0$ hacen que la recarga en compresión siempre comience con desplazamiento por compresión.

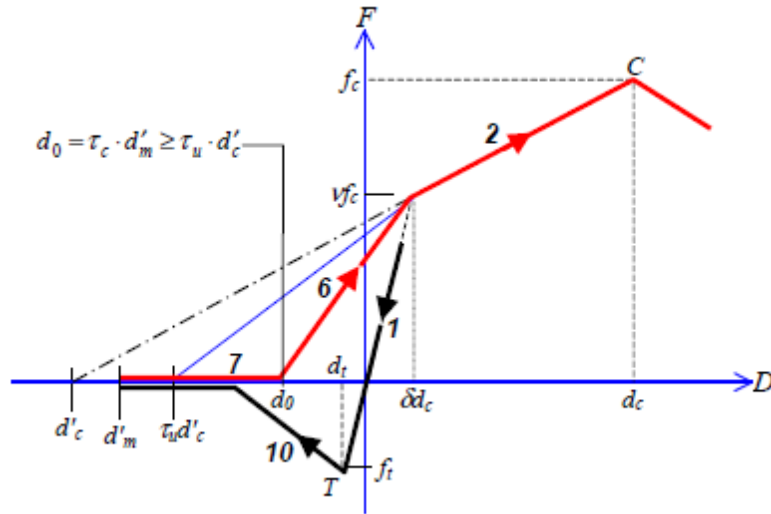


Figura 6.12. Recarga en Compresión antes del agrietamiento (Kan Ning, 2009a)

Tomando en cuenta lo anterior y considerando en el modelo del edificio prefabricado de concreto reforzado $f'c = 570 \frac{kg}{cm^2}$, $f_t = 26 \frac{kg}{cm^2}$, $\tau = 5$, $\tau_c = 0.48$ y $\tau_u = 0.47$ se obtienen los periodos de vibración y aceleraciones máximas que se muestran en las tablas 6.7 y 6.8.

Tabla 6.7. Periodos de vibración del modelo de edificio prefabricado de concreto reforzado calibrado.

MODO	PERIODO (s)		ERROR RELATIVO (%)
	EXPERIMENTAL	ANALÍTICO	
1	0.21	0.21	0.0
2	0.056	0.061	8.9
3	0.032	0.034	6.3
4	0.024	0.024	0.0

Tabla 6.8. Aceleraciones máximas del modelo de edificio prefabricado de concreto reforzado calibrado.

PISO	ACELERACIÓN MÁXIMA (cm/s ²)		ERROR RELATIVO (%)
	EXPERIMENTAL	ANALÍTICO	
1	363.02	372.87	2.7
2	439.88	416.96	-5.2
3	529.91	485.36	-8.4
4	570.38	513.87	-9.9

Se observa que los periodos de vibración calculados son idénticos a los experimentales para el modo fundamental (modo 1) y modo 4. El error máximo se presenta en la aceleración del piso 4 que resulta ser mayor al obtenido cuando no se consideran los parámetros τ_c y τ_u (7.5%). Sin embargo, considerar los parámetros τ_c y τ_u mejora la respuesta del modelo analítico, ya que coincide con la del modelo ensayado en la mesa vibradora en todo el intervalo de tiempo, esto se aprecia en las figuras 6.13 a 6.24.

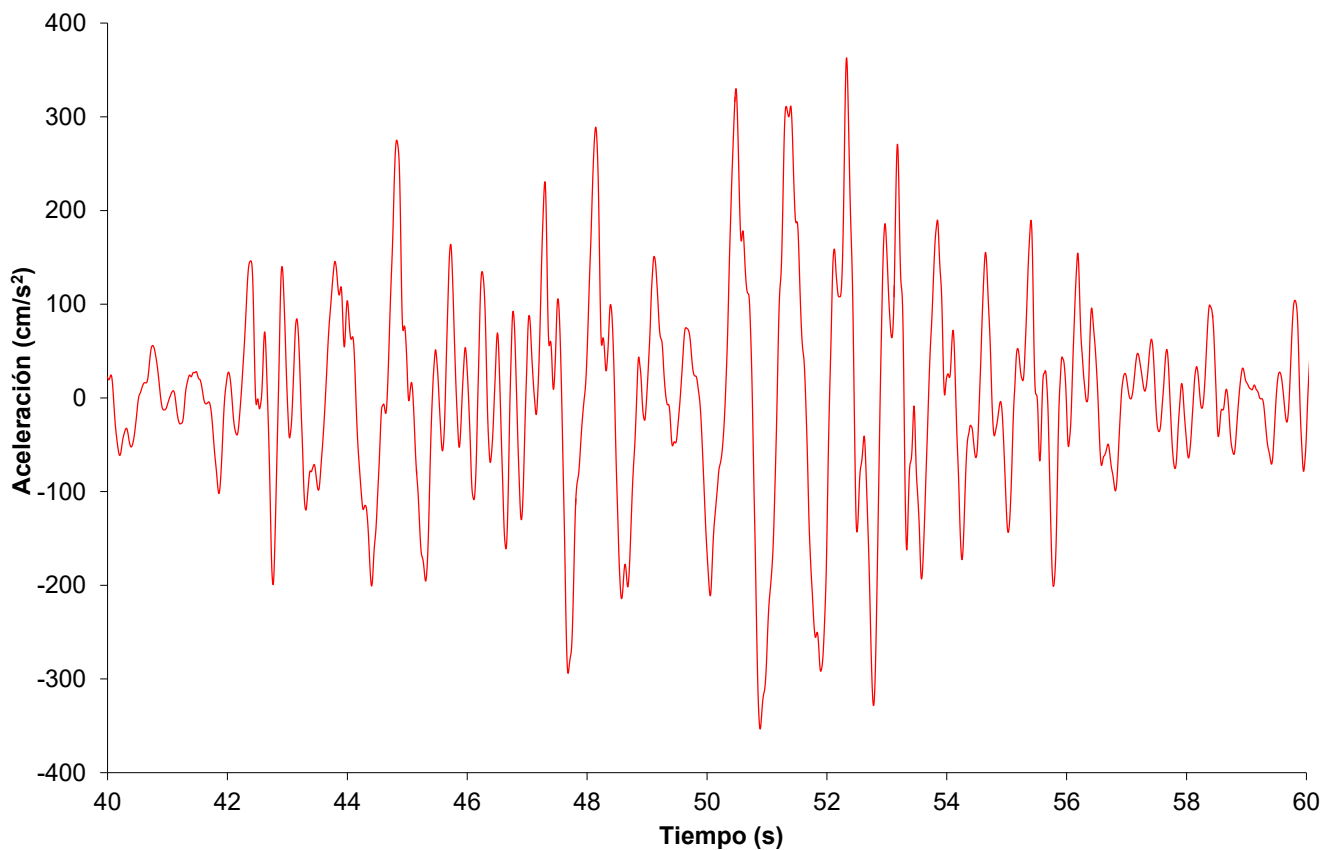


Figura 6.13. Historia de aceleraciones en el piso 1 para el modelo ensayado en la mesa vibradora

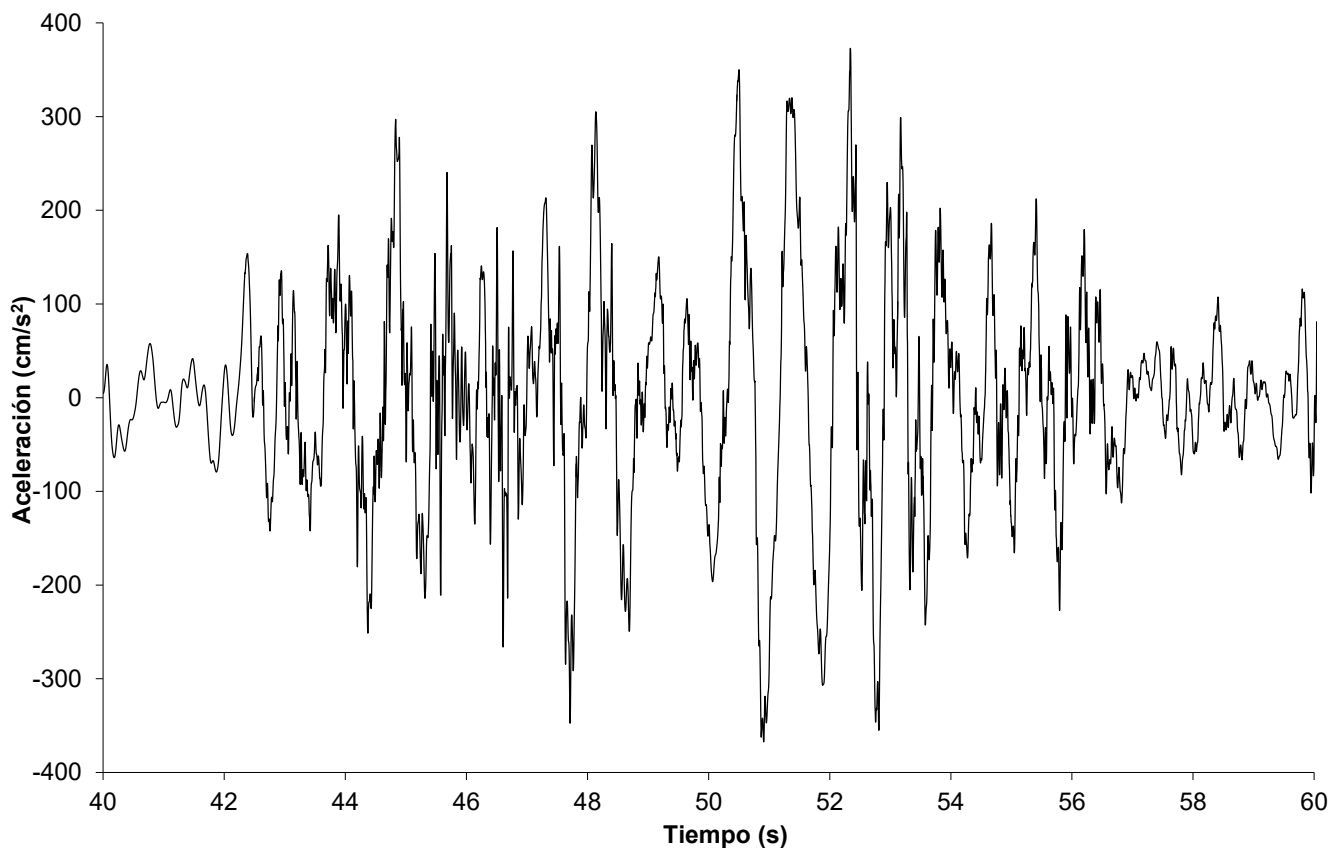


Figura 6.14. Historia de aceleraciones en el piso 1 para el modelo analítico del edificio prefabricado

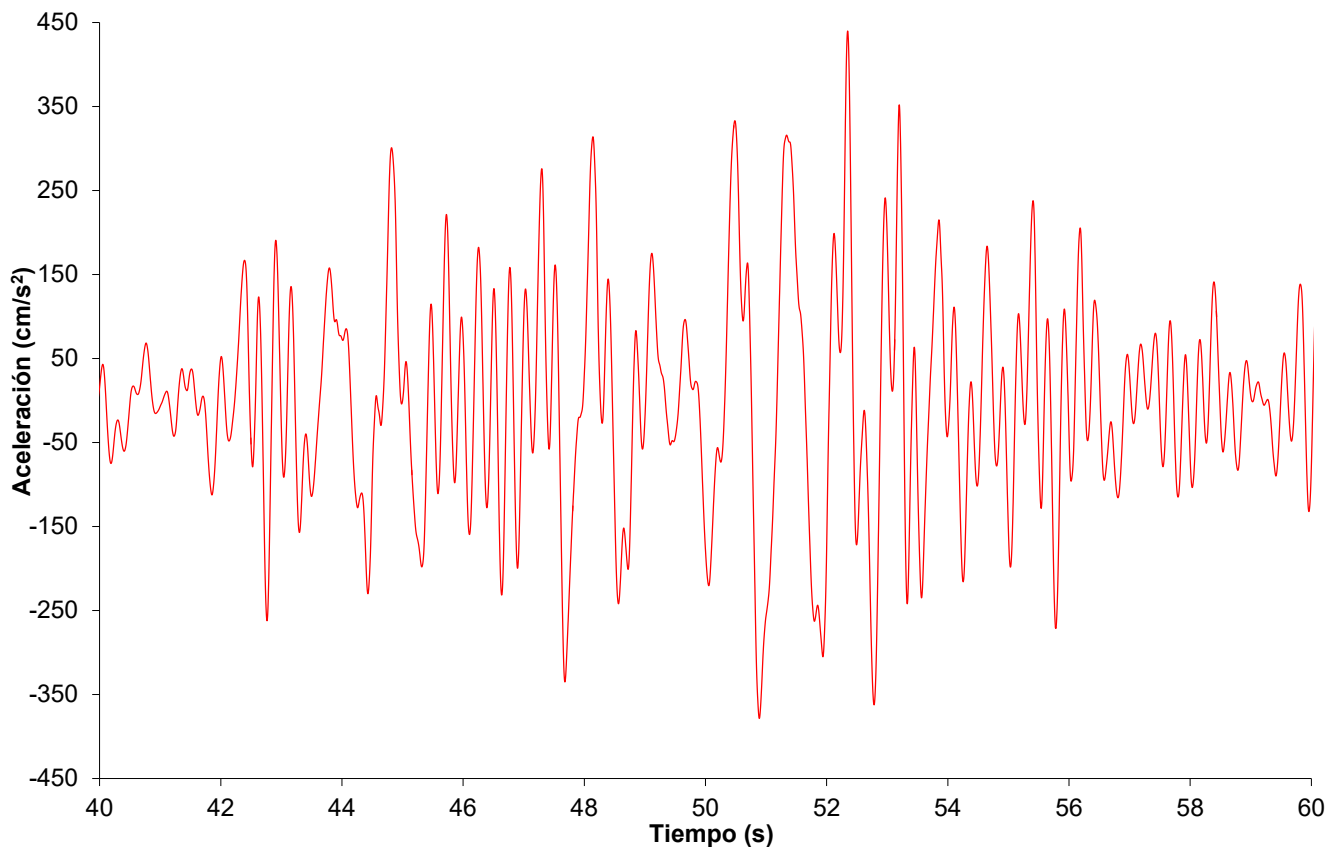


Figura 6.15. Historia de aceleraciones en el piso 2 para el modelo ensayado en la mesa vibradora

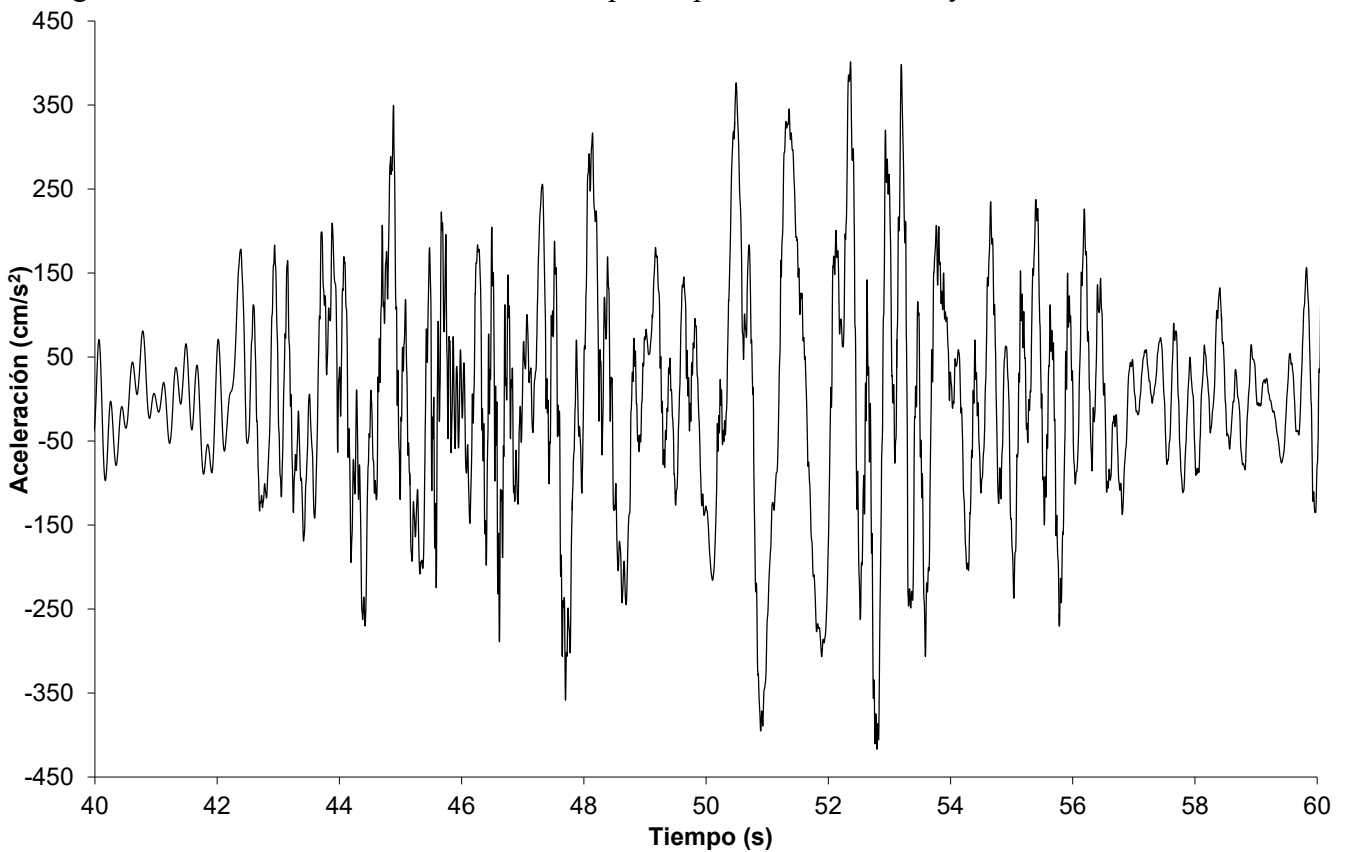


Figura 6.16. Historia de aceleraciones en el piso 2 para el modelo analítico del edificio prefabricado

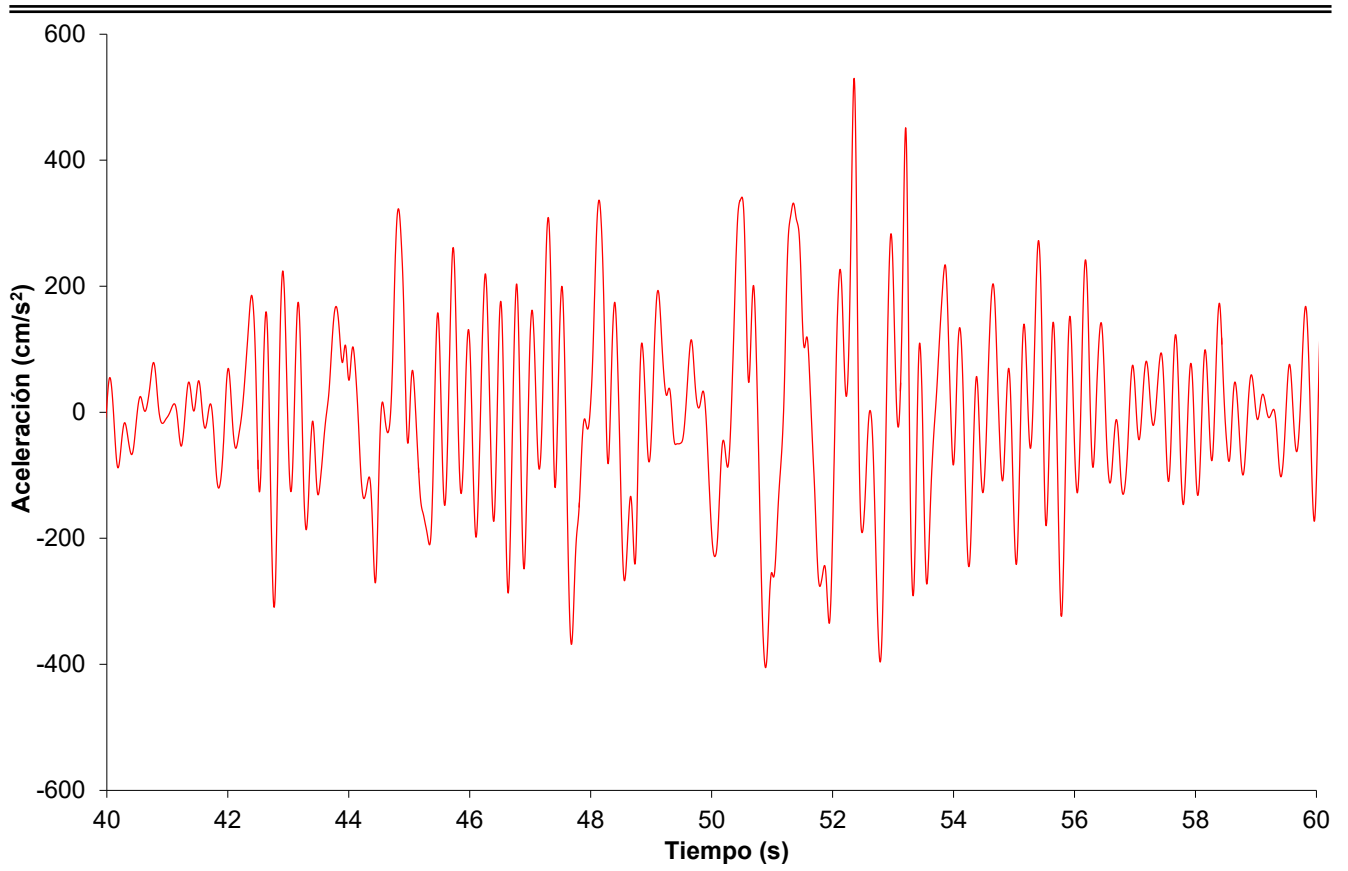


Figura 6.17. Historia de aceleraciones en el piso 3 para el modelo ensayado en la mesa vibradora

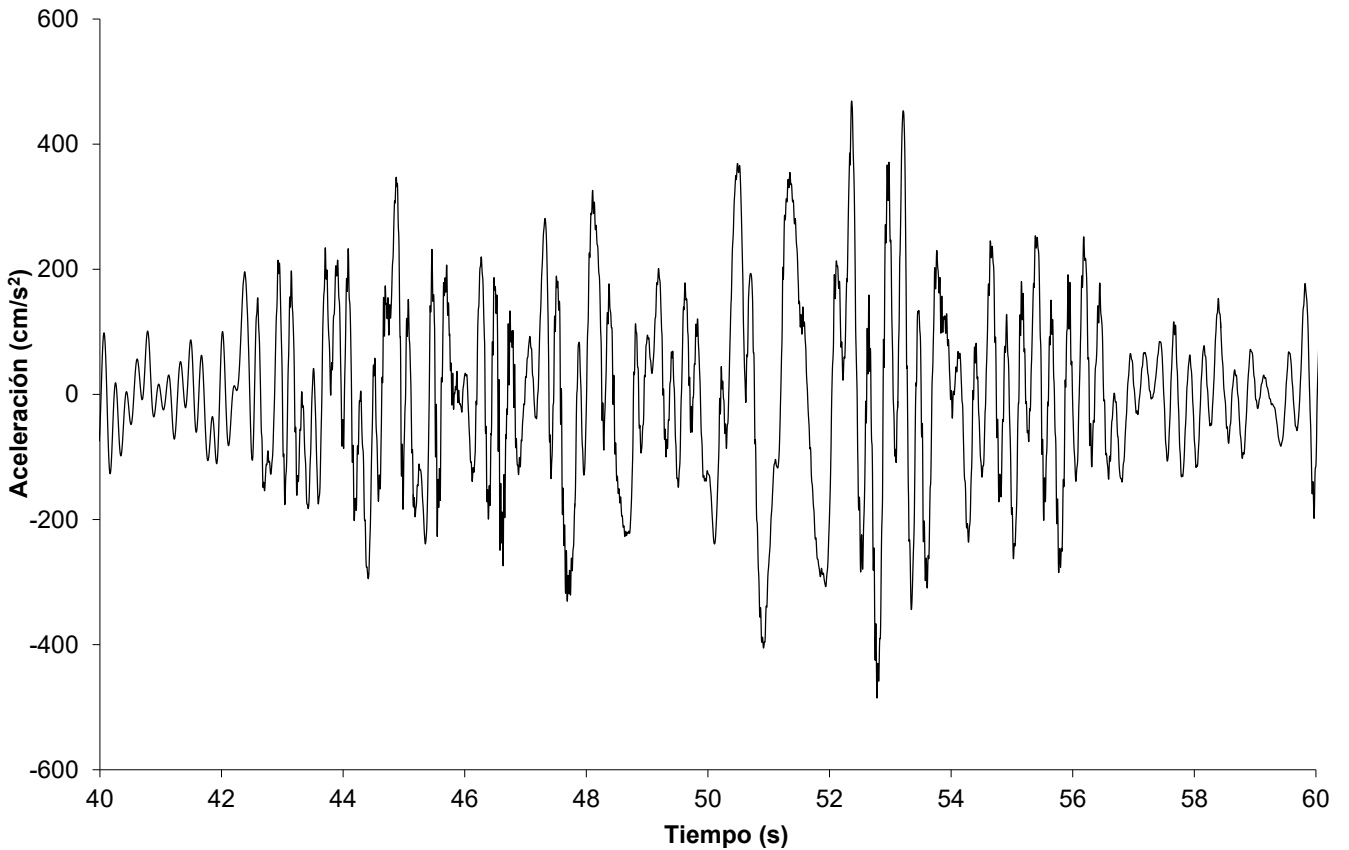


Figura 6.18. Historia de aceleraciones en el piso 3 para el modelo analítico del edificio prefabricado

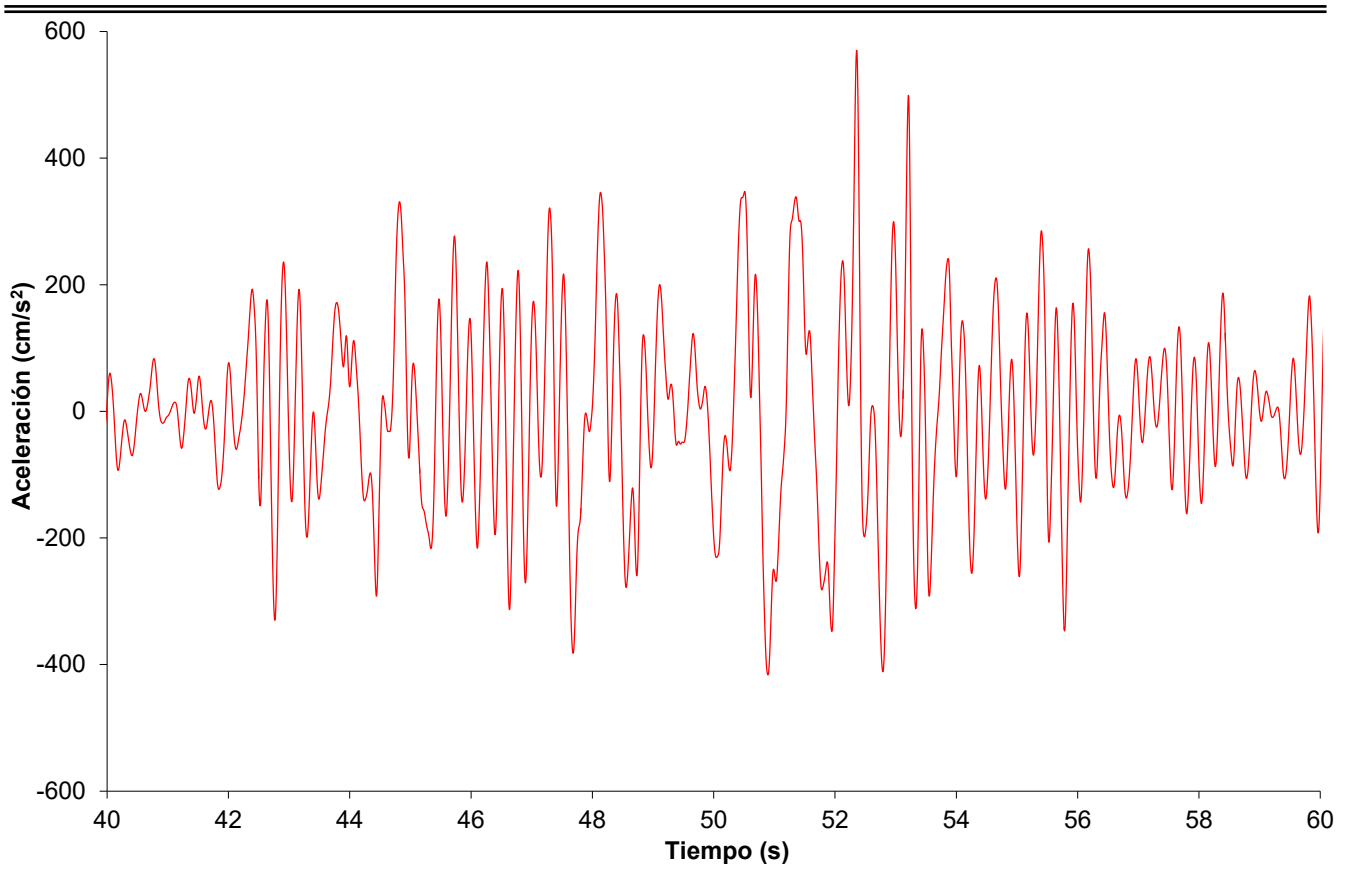


Figura 6.19. Historia de aceleraciones en el piso 4 para el modelo ensayado en la mesa vibradora

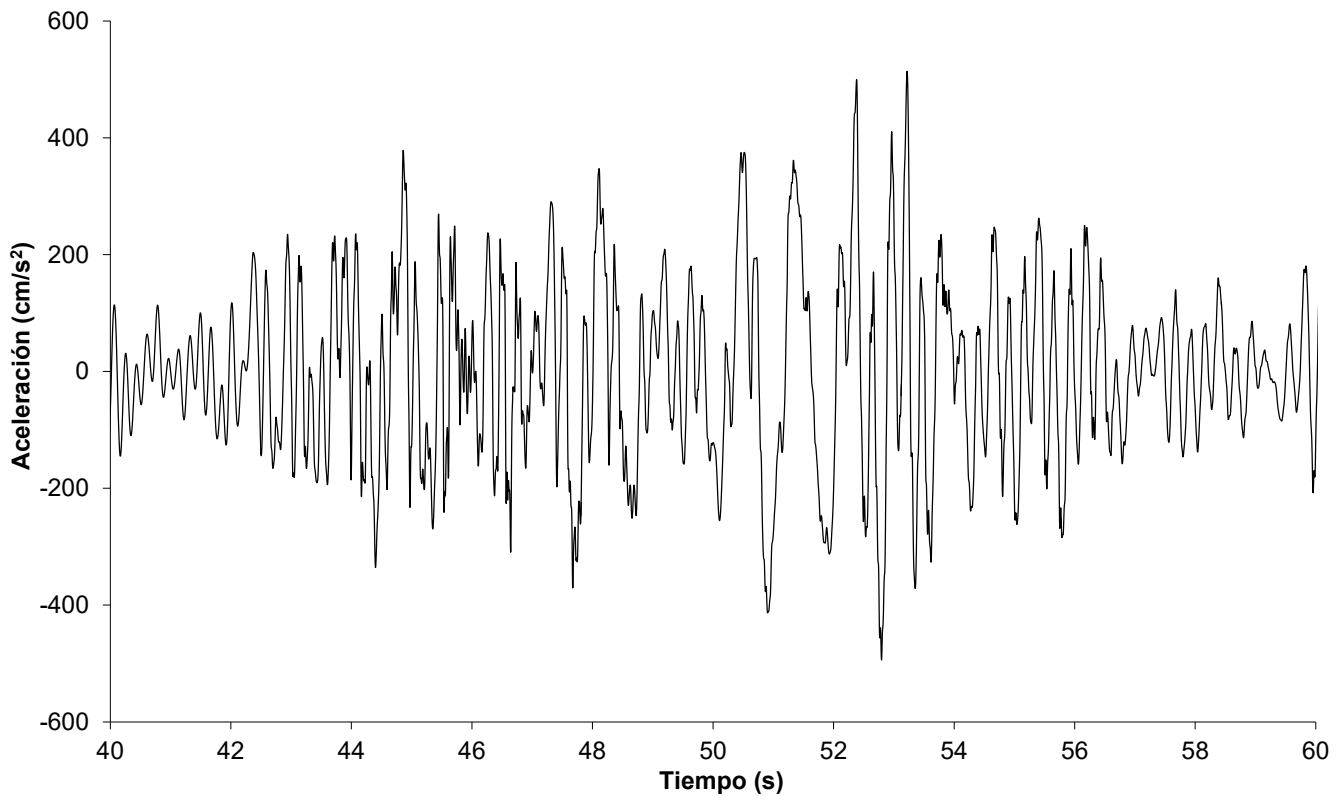


Figura 6.20. Historia de aceleraciones en el piso 4 para el modelo analítico del edificio prefabricado

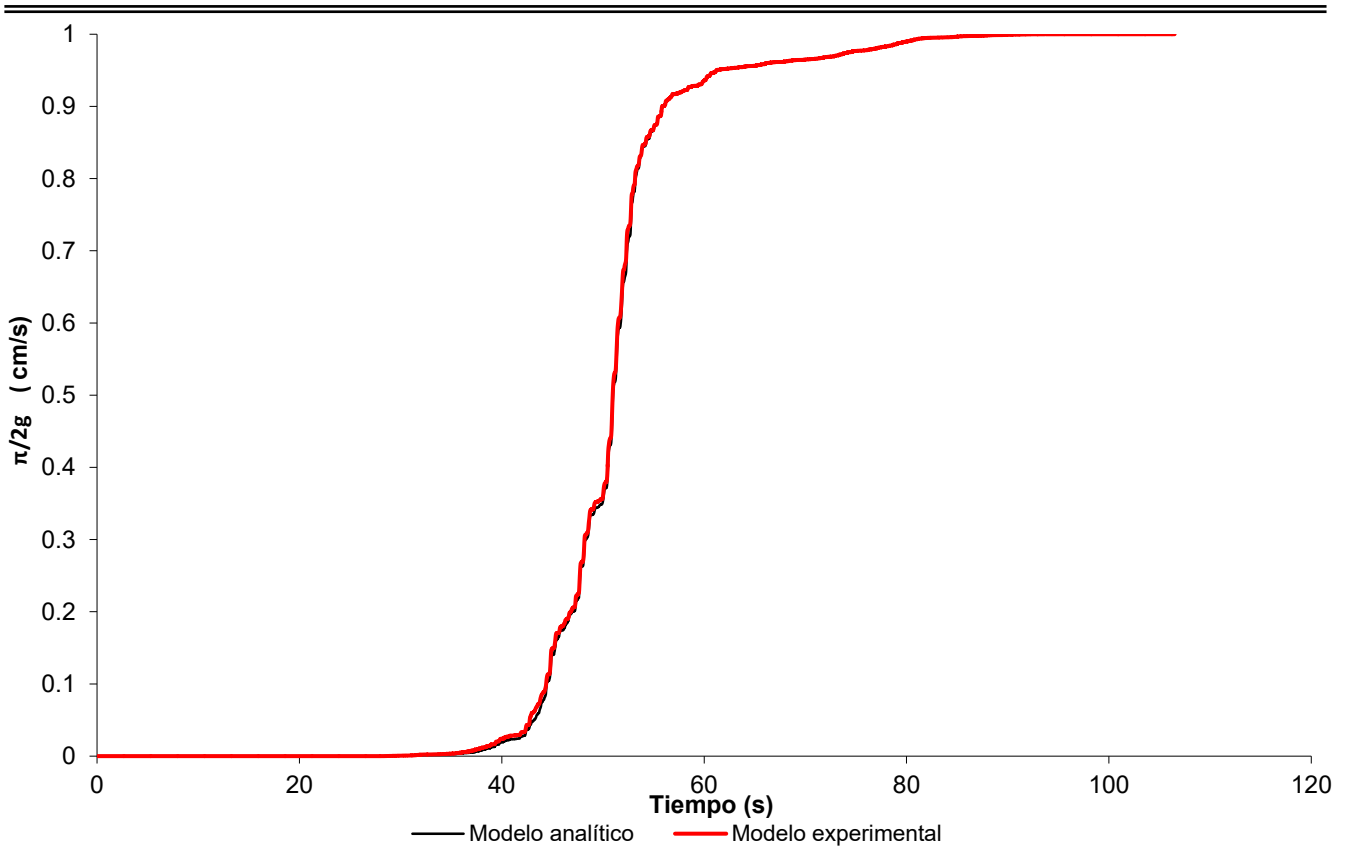


Figura 6.21. Curva de intensidad de Arias del piso 1 para el modelo calibrado del edificio

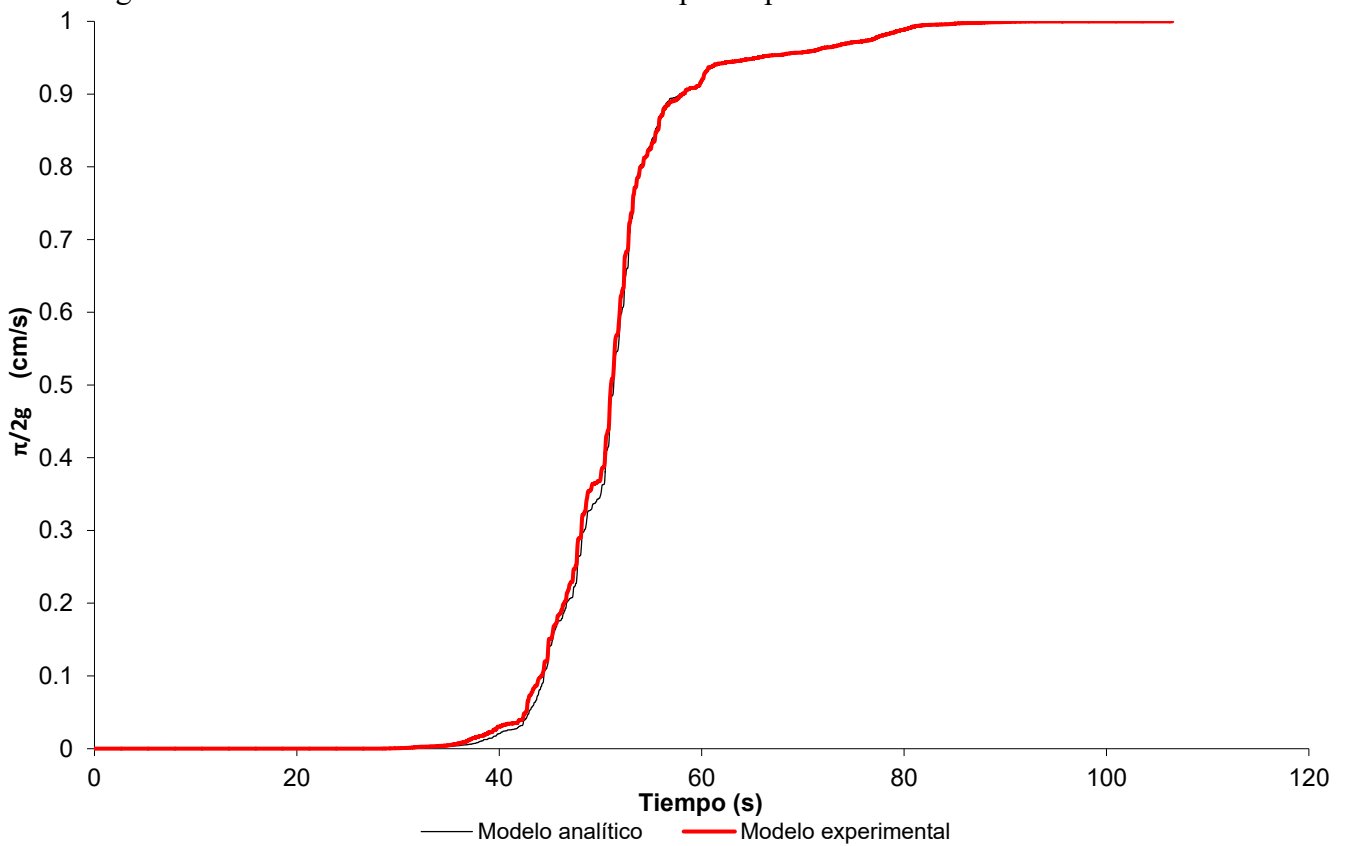


Figura 6.22. Curva de intensidad de Arias del piso 2 para el modelo calibrado del edificio

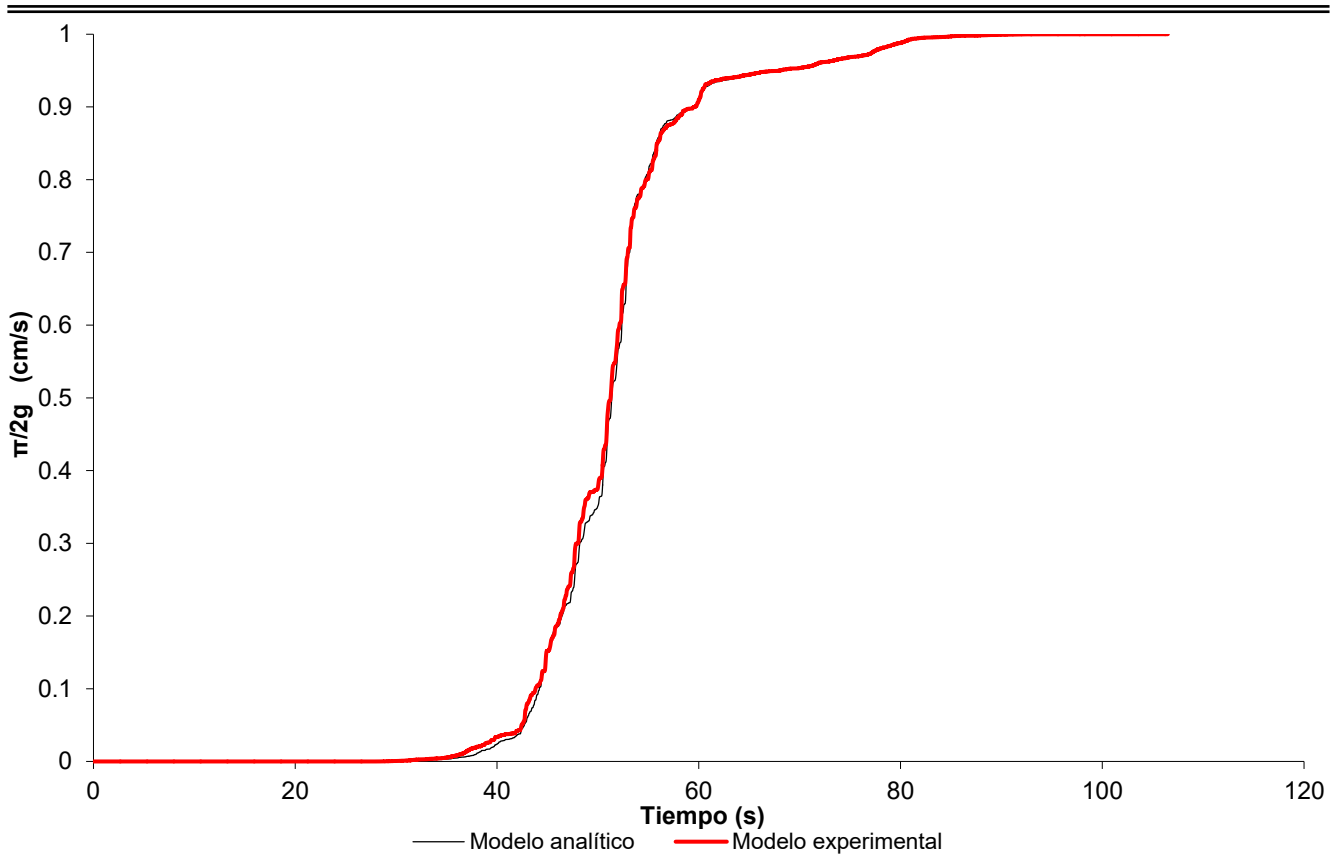


Figura 6.23. Curva de intensidad de Arias del piso 3 para el modelo calibrado del edificio

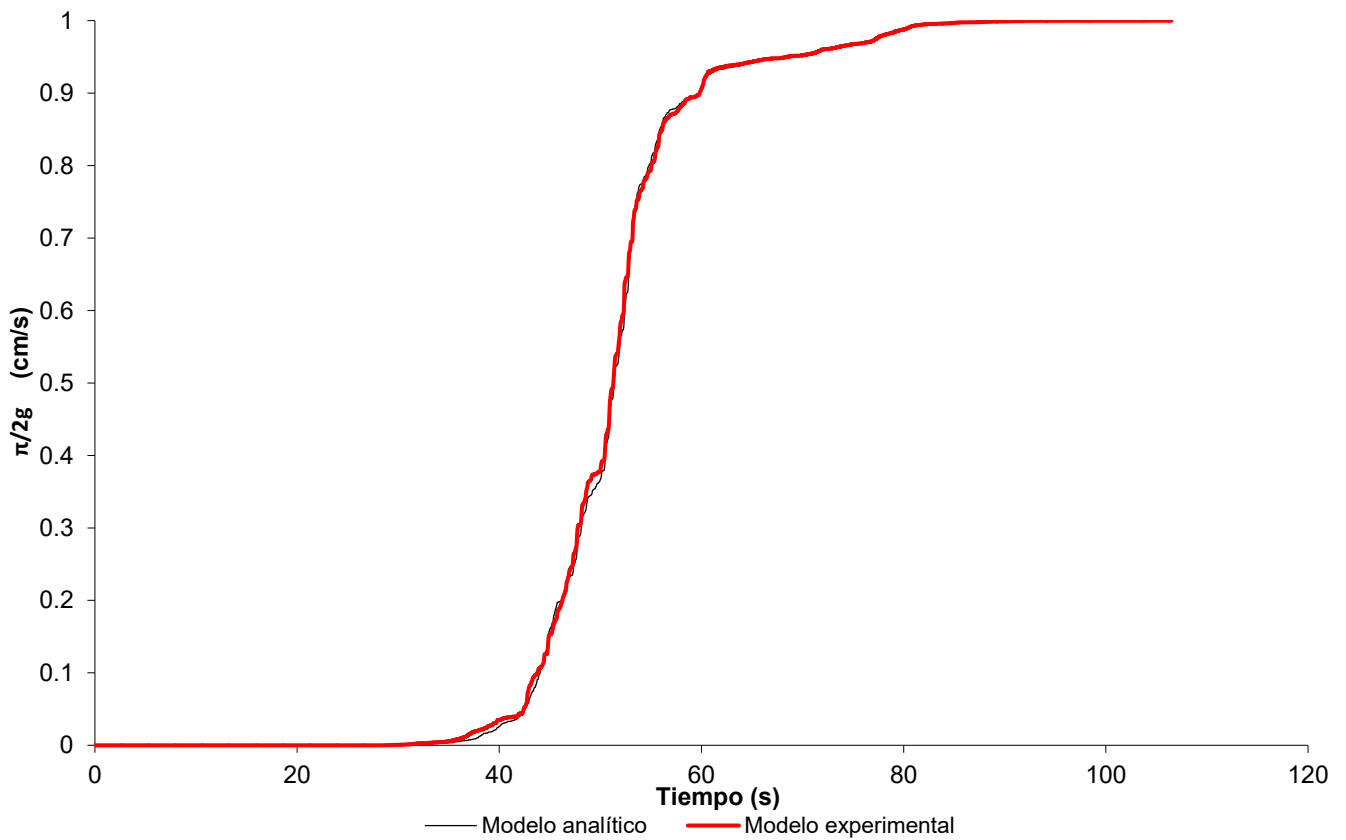


Figura 6.24. Curva de intensidad de Arias del piso 4 para el modelo calibrado del edificio

En las figuras 6.21 a 6.24 se observa que las curvas de intensidad de Arias presentan una pendiente pronunciada en $t= 40$ s a 60 s, esto representa que la excitación aplicada al modelo calibrado tiene una intensidad que se desarrolla en un intervalo corto de tiempo.

En las figuras antes mencionadas también se aprecia que en $t= 40$ s a 60 s se presenta la mayor cantidad de energía proveniente del sismo, y es aquí donde se presenta la mayor disipación de la misma por comportamiento estructural inelástico en el edificio (Escobar, 1994).

De acuerdo a lo anterior para análisis estructural inelástico, la duración efectiva de un temblor se puede definir como la porción del registro sísmico durante el cual se presenta la mayor respuesta estructural (Escobar, 1994).

Para determinar la duración efectiva de un sismo, pero empleando la intensidad de Arias, la duración efectiva de un temblor será el intervalo del registro comprendido entre el 5 y el 95% del total de ésta (Escobar, 1994), esto es:

$$t_{ef} = t_{95\%} - t_{5\%} \quad (6.3)$$

donde:

t_{ef} = duración efectiva del sismo

$t_{95\%}$ = tiempo en el cual se tiene el 95% del total de la intensidad de Arias

$t_{5\%}$ = tiempo en el cual se tiene el 5% del total de la intensidad de Arias

La duración efectiva del sismo SCT-EW 1985 aplicado al modelo ensayado en la mesa vibradora fue aproximadamente $t_{ef} = 20$ s. De esta manera se graficaron las respuestas del modelo experimental y analítico como se muestran en las figuras 6.13 a 6.20, siendo $t_{5\%} = 40$ s y $t_{95\%} = 60$ s.

En estas figuras se observa la coincidencia de las respuestas experimental y analítica, teniéndose así un modelo analítico calibrado que reproduce confiablemente el comportamiento real de un edificio ensayado en el laboratorio.

Con la obtención de un modelo no lineal calibrado, se está en condiciones de poder realizar pruebas como la aplicación de diferentes registros sísmicos para evaluar el nivel de daño al que se llegaría, esto es un aspecto importante ya que se podría determinar la capacidad última del edificio.

7. DAÑO ESTRUCTURAL

La filosofía y práctica actual en el diseño de estructuras de concreto reforzado resistentes a sismos permite la disipación de energía en los elementos estructurales a través de grandes deformaciones inelásticas. Se ha encontrado que las deformaciones inelásticas implican algún grado de daño aceptado por la reglamentación, como la aparición y agrandamiento de grietas, desprendimiento del recubrimiento de concreto, la fluencia del acero de refuerzo en vigas, y se pretende evitar la fluencia o falla del acero de refuerzo en columnas y la pérdida de adherencia.

Los modelos analíticos para estimar daño estructural tratan de representar el comportamiento de las estructuras y describir el grado de daño que sufren cuando están sujetas a sismos, a través de un parámetro llamado índice de daño. Los índices de daño se derivan principalmente de la respuesta estructural, ya sea obtenida de un análisis de computadora o de las mediciones de las propiedades dinámicas de la estructura que se registran durante el sismo.

Los índices de daño estructural se clasifican de la siguiente manera (Xianguo, 1996):

1. Índice de daño local (a nivel de elementos)
 - a) Modelos no acumulativos. En este tipo de modelo de daño se ignora el efecto de la deformación inelástica acumulada por cargas cíclicas, es decir, la energía disipada acumulada. Entre ellos se encuentran los índices basados en la ductilidad y los índices basados en la rigidez (Xianguo, 1996).
 - b) Modelos acumulativos. En este tipo de modelos se considera de alguna manera el efecto de la energía disipada acumulada por cargas cíclicas. Entre ellos se encuentran los índices basados en la deformación, los índices basados en la energía y los índices combinados de la deformación y la energía como el modelo de Park y Ang (Xianguo, 1996).
2. Índice de daño global (a nivel de estructura total)
 - a) Índices promedio, derivados de índices locales.
 - b) Índices basados en parámetros de respuesta no lineal de estructuras como el de DiPasquale y Cakmak (Xianguo, 1996).

Todavía no existe un índice de daño local en el que se incluyan todos los factores importantes que involucran el comportamiento de elementos de concreto reforzado, por lo que se considera que un índice de daño global derivado directamente de la respuesta inelástica es más adecuado para estimar el daño en edificios de concreto reforzado. En este trabajo se utilizó el modelo de DiPasquale y Cakmak (DiPasquale et al., 1989) para estimar la pérdida de rigidez, como una medida del daño en la estructura. Se aplicó la siguiente ecuación que es función de los periodos fundamentales de la estructura durante un sismo:

$$d(\%) = \left(1 - \frac{T_{inicial}^2}{T_{final}^2}\right) \times 100 \quad (7.1)$$

donde:

$T_{inicial}$ = es el periodo de vibración estimado en la prueba i

T_{final} = es el periodo estimado en la prueba en la que se quiere determinar el daño

Los valores de $d(\%)$ van de 0 (ausencia de daño) a 100% (daño total).

Es importante mencionar que los resultados que se obtienen con el modelo de DiPasquale y Cakmak no se relacionan con el estado físico de la estructura, es decir, no se da información de la distribución del daño, o qué elementos podrían ser los más afectados.

7.1 Daño considerando el sismo SCT-EW 1985

En este trabajo se evaluó el daño en el modelo calibrado sujeto a la excitación sísmica SCT-EW 1985 al 100, 150, 200, 250 y 300% respectivamente. En la tabla 7.1 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 7.1. Daño en el modelo cuando se sometió al sismo SCT-EW 1985.

SISMO	I _{Arias} (cm/s)	DAÑO (%)
SCT-100%	361.8	28.8
SCT-150%	816.6	64.8
SCT-200%	1450.7	69.8
SCT-250%	2273.7	74.3
SCT-300%	3266.5	81.7

En la tabla 7.1 se muestra la variación del daño en el modelo al aplicar el registro SCT- EW 1985 en distintos porcentajes. Se puede apreciar que el daño más importante se generó cuando se aplicó el sismo en un 300% llegando a un daño global de 80%. Se observa que el daño es significativo cuando se aplicó el registro al 150 y 200% llegando a un valor de 70%. Sin embargo, físicamente el modelo ensayado en la mesa vibradora mostró un agrietamiento reducido (Escobar et al., 2015).

Cuando al modelo calibrado se le aplicó el registro sísmico SCT-EW 1985 al 100%, se determinó un daño de 28.8%. En la Figura 7.1 el periodo se calculó al tomar gradualmente el tiempo de la excitación. De esta manera a cada 2 s. se obtuvo del modelo el periodo final para cada valor de tiempo. La Figura 7.1 muestra que el modelo tenía comportamiento elástico hasta $t= 40$ s, después el modelo se comportó inelásticamente presentándose daño en el edificio llegando a un periodo final de 0.21 s.

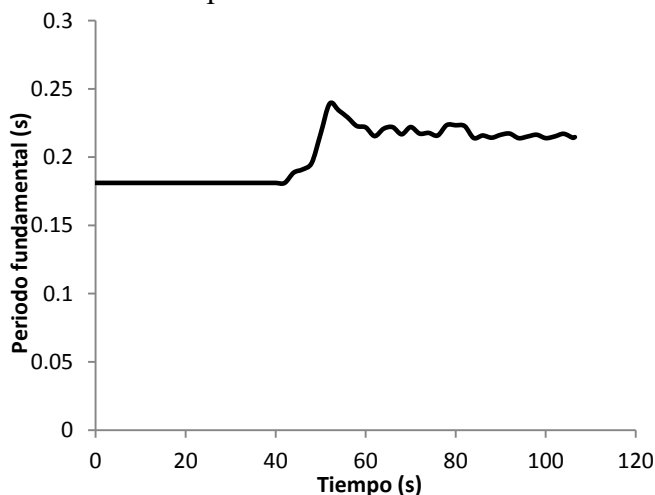


Figura 7.1. Periodo en el modelo calibrado cuando se aplicó el registro SCT-100%

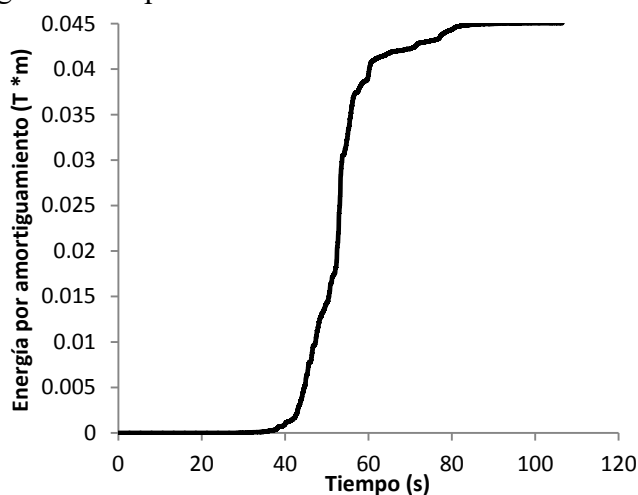


Figura 7.2. Energía por amortiguamiento en el modelo calibrado cuando se aplicó el registro SCT-100%

En la figura 7.2 se observa que, en el modelo calibrado, hubo una gran disipación de energía en el intervalo de tiempo de 40 a 60 s. El edificio prefabricado incurrió en la no linealidad por lo que al presentarse un aumento en el periodo fundamental también se presentó un incremento en el amortiguamiento. Lo anterior se basa principalmente en los resultados obtenidos, cuando el modelo de edificio prefabricado se sujetó a pruebas en la mesa vibradora (Escobar et al., 2015).

La figura 7.3 muestra el daño presentado en el edificio prefabricado al ser sometido al sismo SCT en 100%. El daño fue cero cuando el modelo se encontró en el intervalo de comportamiento lineal, al presentarse daño, la estructura presentó un comportamiento inelástico.

Se observa que el edificio llegó a tener un daño de 43% muy cercano al tiempo en el que se presentó la aceleración máxima del temblor. El porcentaje de daño disminuyó al final del sismo porque incrementó el amortiguamiento y hubo gran disipación de energía.

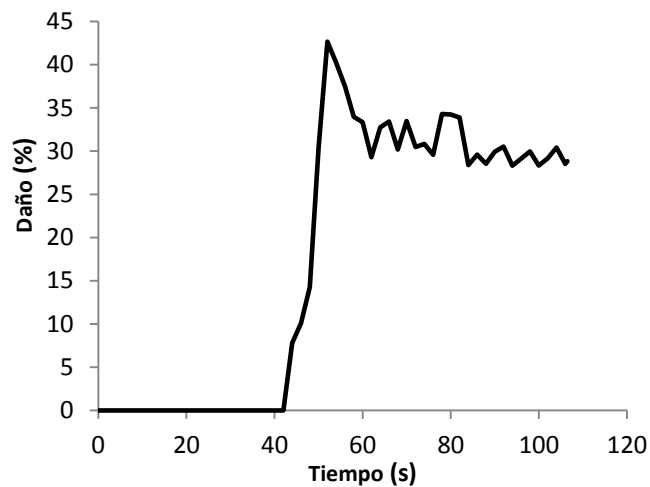


Figura 7.3. Daño en el modelo calibrado cuando se sometió al registro sísmico SCT-100%

En la figura 7.4 se observa la variación del periodo en el modelo calibrado cuando se aplicó el registro SCT-300%. El modelo del edificio prefabricado tenía un comportamiento elástico hasta $t=34$ s, después el modelo se comportó inelásticamente llegando a un periodo final de 0.42 s, siendo el doble del obtenido cuando se aplicó SCT-100%.

También se observa la variación del periodo durante la duración intensa del sismo (en el intervalo de tiempo de 40 a 60 s). Se aprecia que cuando se presenta la máxima aceleración en la excitación en $t=52$ s, se presenta el máximo valor del periodo en el modelo ($T=0.92$ s), aproximadamente 4 veces mayor al que obtuvo con SCT-100%.

La figura 7.5 muestra que, por las características del sismo SCT-300% la demanda de energía fue muy grande. En el modelo calibrado hubo una gran disipación de energía en el intervalo de tiempo de 40 a 60 s. La cantidad de energía por amortiguamiento que se disipó fue 66 veces mayor a la de SCT-100%.

En la figura 7.6 se aprecia el daño en el modelo calibrado cuando se sometió al registro sísmico SCT-300%. El daño fue cero cuando el edificio presentó comportamiento elástico hasta $t=34$ s, al presentarse daño la estructura presentó un comportamiento inelástico, llegando a presentarse un daño de hasta 96% en $t=52$ s.

Se observa que el daño alcanzado es 2.3 veces mayor al que se obtuvo con SCT-100%. También se muestra que el porcentaje de daño disminuyó al final del sismo a 80% porque en el edificio hubo gran disipación de energía. Seguramente el edificio habría quedado en condiciones en las que ya no se hubiera podido reparar.

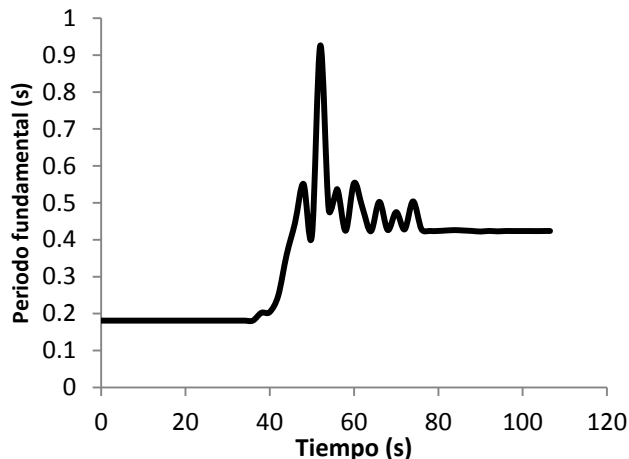


Figura 7.4. Periodo en el modelo calibrado cuando se aplicó el registro SCT-300%

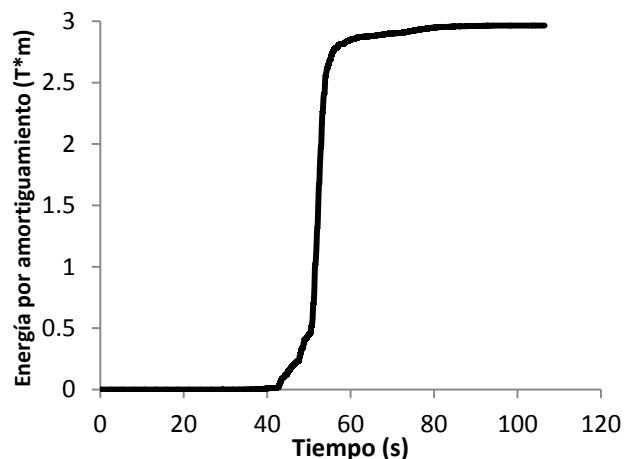


Figura 7.5. Energía por amortiguamiento en el modelo calibrado cuando se aplicó el registro SCT-300%

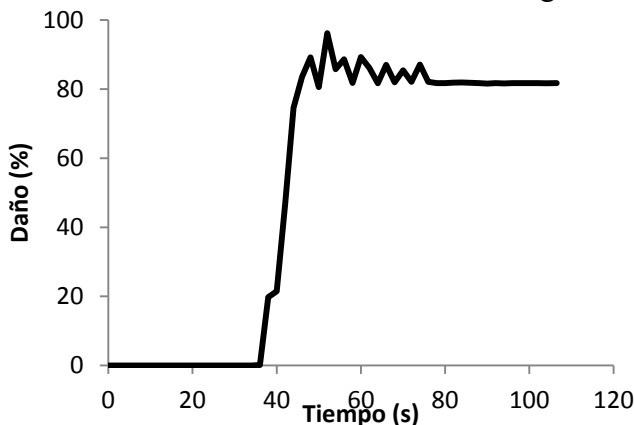


Figura 7.6. Daño en el modelo calibrado cuando se sometió al registro sísmico SCT-300%

7.2 Daño considerando otros registros sísmicos

En la presente investigación se utilizaron registros representativos de sismos reales e intensos, como Loma Prieta (figura 7.7), Northridge (figura 7.8) y Kobe (figura 7.9). Se eligieron estos sismos porque se usan comúnmente en investigaciones de ingeniería sísmica. Algunas de sus características se muestran en la tabla 7.2.

Tabla 7.2. Sismos adicionales considerados en este estudio (FEMA P695, 2009).

SISMO	MAGNITUD	AÑO	FRECUENCIA (Hz)	A_{max} (g)	$A_{espectral\ max}$ (g)
LOMA PRIETA	6.9	1989	0.13	0.53	3.08
NORTHRIDGE	6.7	1994	0.25	0.52	2.76
KOBE	7.2	1995	0.13	0.51	2.44

Estos sismos son similares entre sí en magnitud y aceleración máxima, ocurrieron en años próximos uno con respecto al otro. Son sismos que ocasionaron graves daños a estructuras y la pérdida de vidas en grandes cantidades.

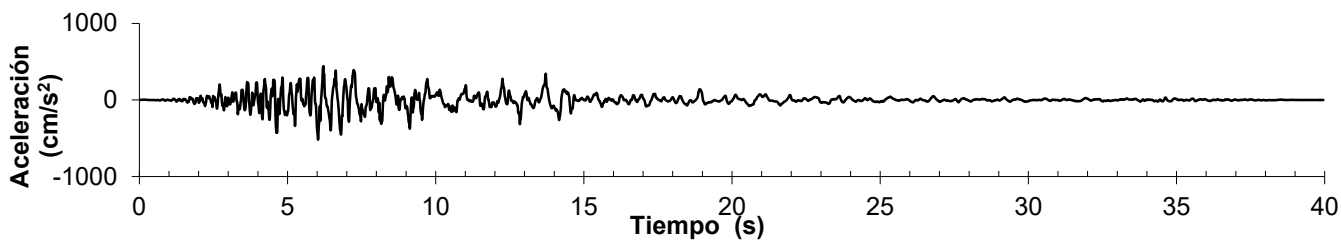


Figura 7.7. Registro del sismo “Loma Prieta” (M=6.9) ocurrido en 1989 (FEMA P695, 2009)

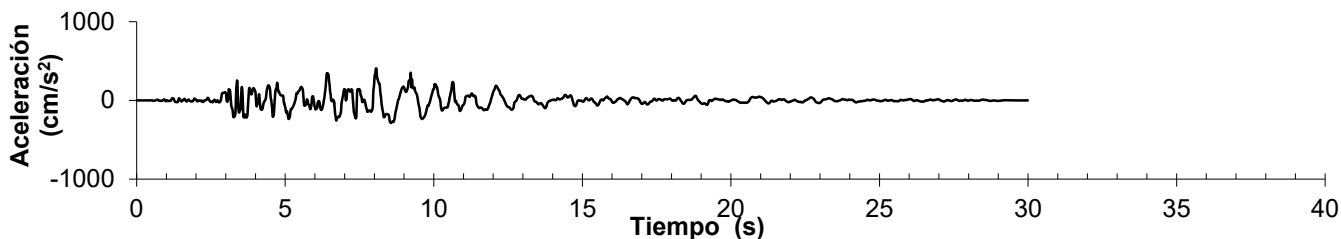


Figura 7.8. Registro del sismo “Northridge” (M=6.7) ocurrido en 1994 (FEMA P695, 2009)

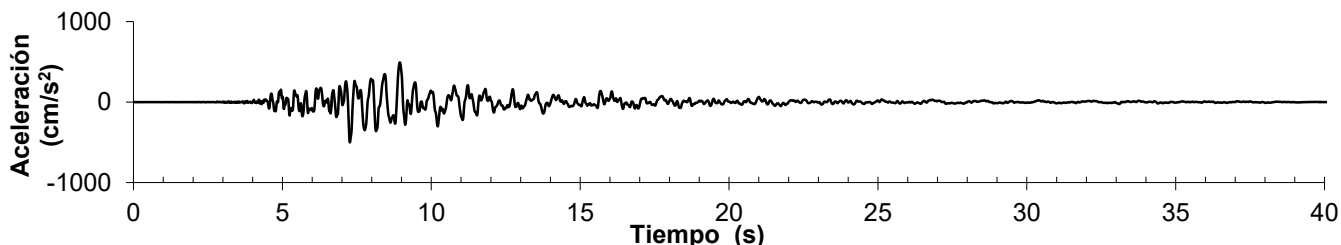


Figura 7.9. Registro del sismo “Kobe” (M=7.2) ocurrido en 1995 (FEMA P695, 2009)

Estos registros sísmicos fueron aplicados al modelo calibrado del edificio prefabricado que se obtuvo con el programa “CANNY”, se encontraron los resultados que se muestran en la tabla 7.3.

Tabla 7.3. Resultados obtenidos al aplicar diversos registros sísmicos al modelo calibrado

SISMO	A_{max} (cm/s ²)	DAÑO (%)
	EN AZOTEA	
LOMA PRIETA	1704.5	72.9
NORTHRIDGE	1442.1	77.7
KOBE	2133.6	81.1

Se observa que al aplicar un sismo en el modelo analítico no necesariamente el porcentaje de daño es mayor si la respuesta (aceleración absoluta en la azotea) también es mayor. Los tres registros sísmicos tienen aceleraciones máximas y magnitudes muy similares. Sin embargo, la frecuencia de la excitación no es la misma lo que genera que su periodo sea diferente.

En los sismos de Northridge y Kobe el periodo de la excitación es corto (0.38 s). El daño se amplifica porque el periodo del modelo (0.38 y 0.41 s) se acerca al periodo de la excitación.

En general se observa que estos tres sismos generan una respuesta en el modelo entre 3 y 4 veces mayor a la que se obtiene con el sismo de SCT-EW 1985 (513.87 cm/s^2). El daño llega a valores cercanos al 80% lo que significa un daño severo en el modelo. En el edificio se presentarían grandes grietas por flexión y cortante, acompañadas de desprendimiento del concreto de recubrimiento en columnas, traveses y losas. El modelo ya no podría repararse por lo que tendría que demolerse (Williams, 1997).

En la figura 7.10 se aprecia la variación del periodo fundamental en el edificio prefabricado cuando fue sometido al registro sísmico de Kobe (Japón). El modelo presentó comportamiento elástico en los primeros 4 segundos del temblor, después la estructura incurrió en el intervalo no lineal llegando a alcanzar un periodo de 0.66 s en un tiempo relativamente corto.

Por las características de este sismo la demanda de energía fue muy grande, por lo que la disipación de energía se realizó en un intervalo de tiempo menor que la que se presentó con el sismo SCT de México (Figura 7.11). La cantidad de energía por amortiguamiento que se disipó fue 56 veces mayor a la de SCT-100%.

El sismo de Kobe tuvo aceleraciones mayores a las del registro SCT-100%, llegando a ser casi 3 veces mayor la aceleración máxima. La duración efectiva del sismo fue de 8 segundos por lo que la demanda de aceleraciones en el modelo fue grande en corto tiempo.

En el edificio se presentó daño muy rápido, en 5 segundos se tenía un daño global de 50% y un segundo después se había llegado a un valor de 75% (Figura 7.12). El valor máximo que se alcanzó fue de 92% en $t = 8 \text{ s}$. En la gráfica se observa que al alcanzar el valor máximo, el edificio disipó una gran cantidad de energía y se incrementó el amortiguamiento, ya que al finalizar el sismo el periodo fue 0.41 s y se tuvo un daño global de 81%.

Seguramente al haber alcanzado este valor de daño, el edificio habría quedado en condiciones en las que ya no se hubiera podido reparar, ya que muy posiblemente se habrían articulado todas las traveses y varias columnas.

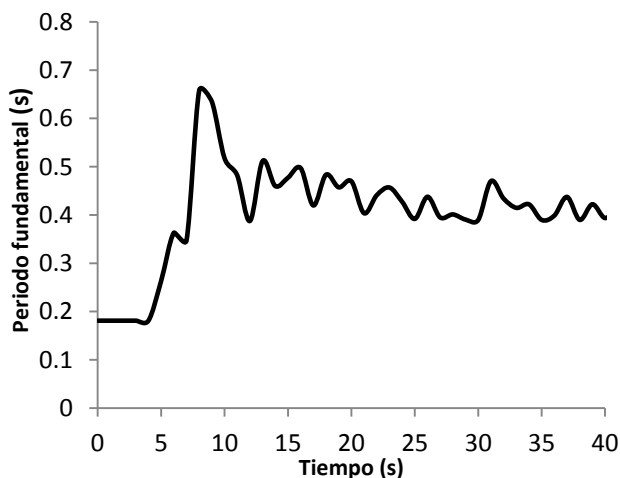


Figura 7.10. Periodo del modelo calibrado al ser aplicado el sismo de Kobe

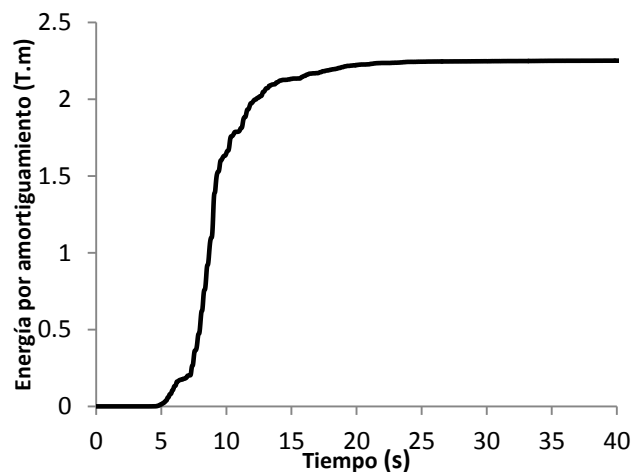


Figura 7.11. Energía por amortiguamiento del modelo calibrado cuando se sometió al sismo de Kobe

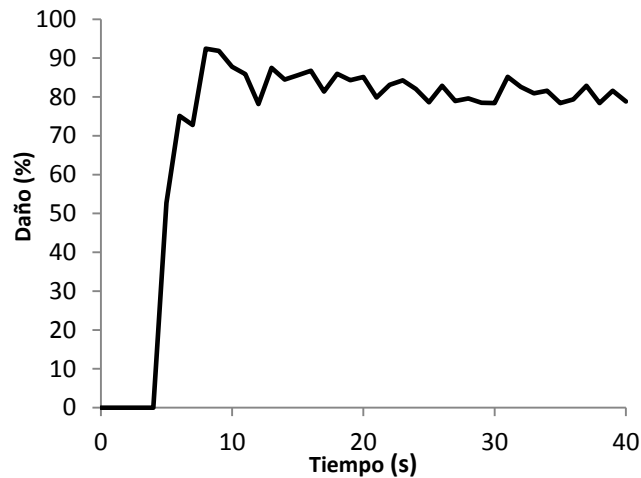


Figura 7.12. Daño en el modelo calibrado por efecto del registro sísmico de Kobe

7.3 Daño considerando el efecto de sismos consecutivos

El modelo calibrado se sometió a temblores consecutivos para determinar el daño al que se podría llegar. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 7.4

Tabla 7.4. Daño en el modelo calibrado cuando se presentan sismos consecutivos.

SISMO	A_{max} (cm/s ²)	DAÑO (%)
	EN AZOTEA	
SCT - SCT	632.8	37.9
LOMA PRIETA - LOMA PRIETA	1704.5	74.1
NORTHRIDGE - NORTHRIDGE	1442.1	74.7
KOBE - KOBE	2133.6	84.0
NORTHRIDGE - KOBE	2110	77.2
KOBE - NORTHRIDGE	2133.6	78.9

Al aplicar los registros sísmicos consecutivos al modelo analítico se observa que en la mayoría de los casos se llega a un daño de 80%. Esto significa que el edificio tendría un daño catalogado como severo (Williams, 1997).

Se encuentra que la estructura dañada por el sismo SCT sufre un daño adicional de 10% cuando se somete a otro temblor igual al ocurrido en septiembre de 1985. En este caso el edificio prefabricado tendría un daño (40%) moderado, teniéndose agrietamiento en columnas, traveses y losas. Las grietas a 90° y 45° tendrían aberturas mayores a 2 mm y las grietas a 30° serían con aberturas de 1 mm. La estructura estaría cerrada y deshabitada para poder repararse (Williams, 1997).

También se observa que cuando se aplica al modelo de forma individual los sísmicos de “Loma Prieta”, “Northridge” y “Kobe” se obtienen daños aproximados al 80%. Cuando se aplican los sismos de manera consecutiva el daño aumenta sólo 3%. Esto se debe a la gran disipación de energía durante la ocurrencia del primer sismo y el aumento de amortiguamiento.

La figura 7.13 muestra la variación del periodo de vibración del modelo calibrado del edificio prefabricado de concreto reforzado, cuando fue sometido a la acción de los registros sísmicos consecutivos SCT-SCT. Al finalizar la aplicación de un registro se obtuvo un periodo de 0.21 s. Cuando se aplicó el segundo registro se llegó a un periodo de 0.23 s por lo que no se presentó un aumento significativo.

La aplicación de un segundo registro sísmico provocó un incremento significativo en la disipación de energía del modelo (Figura 7.14). Lo anterior fue producto de un aumento en el amortiguamiento de la estructura.

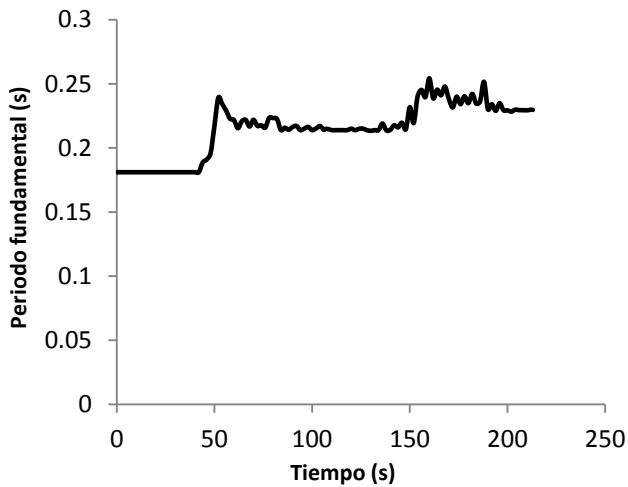


Figura 7.13. Periodo del modelo calibrado cuando fue sometido al efecto de los sismos consecutivos SCT-SCT

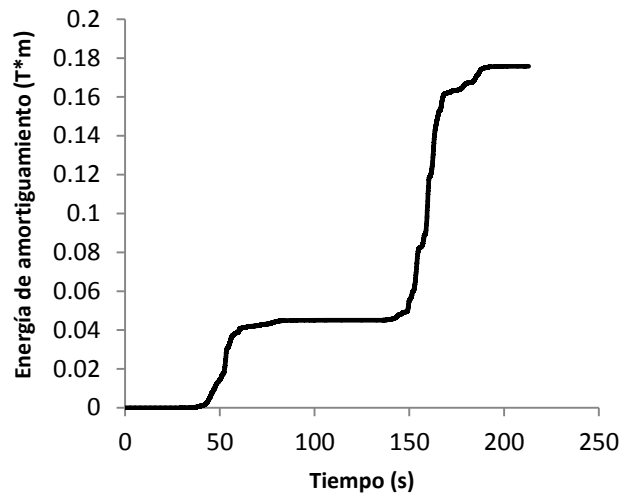


Figura 7.14. Energía por amortiguamiento del modelo calibrado cuando se aplicaron los registros sísmicos consecutivos SCT-SCT

Para complementar el párrafo anterior se realizó una gráfica carga – desplazamiento del sistema para determinar el amortiguamiento histerético equivalente (h_{eq}), parámetro que permite representar la cantidad de disipación de energía histerética disipada por deformación inelástica o daño Δw por cada ciclo de carga (Figura 7.15) (Mora, 2001).

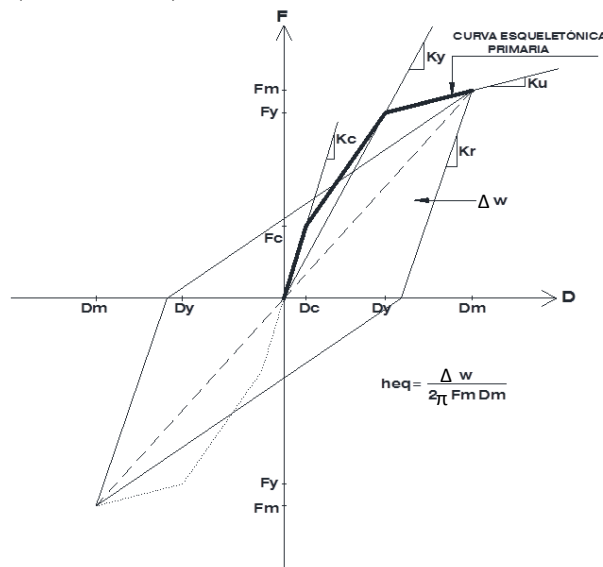


Figura 7.15. Amortiguamiento histerético equivalente

Se encontró que el amortiguamiento histerético para el modelo prefabricado de concreto reforzado sujeto al registro sísmico SCT fue de 0.056 y cuando al edificio se le aplicó por segunda vez el sismo SCT se obtuvo un amortiguamiento histerético de 0.066, por lo que se presentó un incremento en el amortiguamiento de la estructura cuando se aplicó de manera consecutiva el segundo registro sísmico.

El cálculo de la gráfica carga – desplazamiento del modelo calibrado y con la cual se obtuvo el amortiguamiento histerético se muestra en el apéndice D.

En la figura 7.16 se observa que el daño llegó a valores muy similares cuando se alcanzaron las aceleraciones máximas en los dos registros sísmicos (45%). El efecto de un solo sismo genero un daño global en el modelo de 29% al aplicar un segundo sismo se obtuvo un daño final de 38%. Esto significa que el edificio no sufrió daño severo producto de dos sismos consecutivos debido a la gran capacidad de disipación de energía y al incremento en el amortiguamiento.

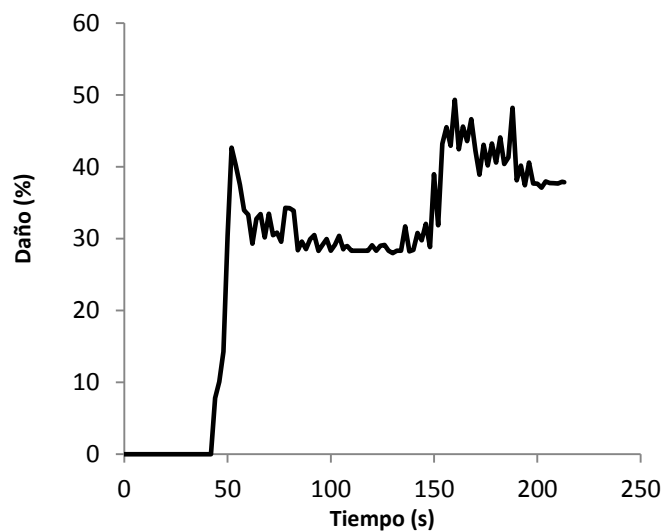


Figura 7.16. Daño en el modelo calibrado por efecto de los sismos consecutivos SCT-SCT

La figura 7.17 muestra la variación del periodo fundamental del modelo calibrado cuando fue sometido a la acción de los sismos consecutivos Northridge – Kobe. Se observa cambio del periodo de manera inmediata, esto indica que el modelo presentó comportamiento inelástico al inicio del sismo Northridge en $t= 2$ s. Inmediatamente al ser aplicado el registro sísmico de Kobe el periodo aumentó a 0.74 s de forma muy rápida.

Cuando la estructura se sometió al segundo sismo (Kobe) se presentó un incremento en la disipación de energía 4 veces mayor a la conseguida con el primer sismo (Northridge) (Figura 7.18). Aumentó de manera considerable el amortiguamiento hasta que se obtuvo un periodo de vibración muy similar al presentado al final del primer sismo. Se observa también que el segundo sismo tiene un mayor potencial destructivo.

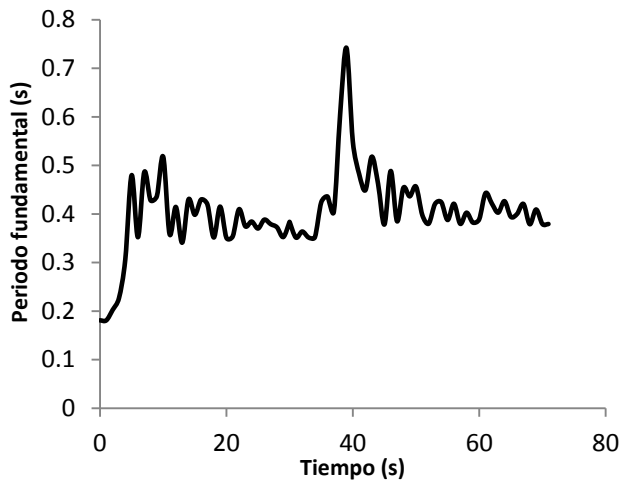


Figura 7.17. Periodo del modelo calibrado cuando fue sometido al efecto de los sismos consecutivos Northridge -Kobe

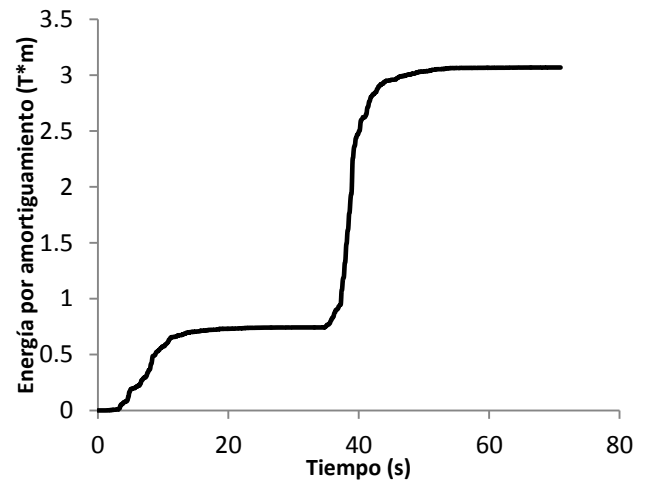


Figura 7.18. Energía por amortiguamiento del modelo calibrado cuando se aplicaron los registros sísmicos consecutivos Northridge – Kobe

El daño severo que se presentó de forma inmediata al inicio del sismo Northridge se mantuvo hasta el final del segundo sismo Kobe (Figura 7.19). El daño global alcanzado fue 94% muy cercano al tiempo en el que se presentó la aceleración máxima por efecto del sismo Kobe.

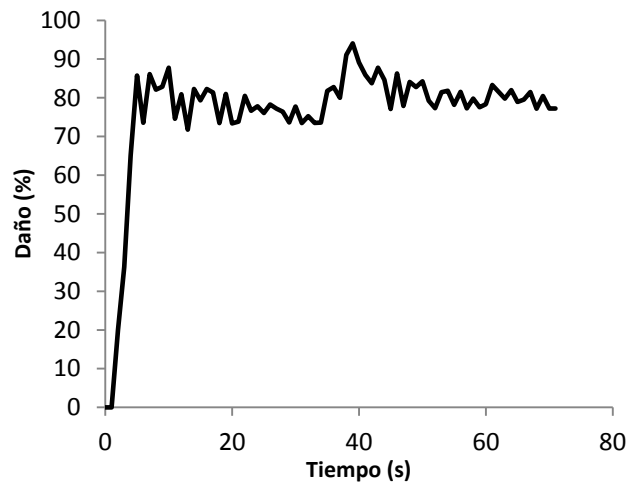


Figura 7.19. Daño en el modelo calibrado por efecto de los sismos consecutivos Northridge -Kobe

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se construyó un modelo analítico de un edificio prefabricado de concreto reforzado, que fue diseñado de acuerdo al RCDF-2004 y sometido a pruebas experimentales en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Los datos experimentales fueron validados mediante dos modelos numéricos, uno con comportamiento elástico y un modelo inelástico no lineal. El modelo elástico sólo fue capaz de representar los periodos de vibración de la estructura si se afectan las rigideces en trabes por medio de factores de rigidez efectiva. Sin embargo, este modelo no fue capaz de reproducir la degradación de rigidez de los elementos de concreto reforzado durante cada prueba.

La aportación de este trabajo fue reproducir la respuesta registrada en el edificio ante el evento sísmico de 1985 en México, empleando un modelo no lineal calibrado en el que se consideran las variables de más importancia para las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica de éste.

El modelo analítico únicamente fue sometido a la acción del sismo en una sola dirección, ya que así se realizaron las pruebas de laboratorio. Sin embargo, una vez que se ha logrado la calibración, el modelo analítico podría someterse a las acciones del temblor en distintas direcciones, así se obtendría la respuesta considerando la interacción entre estos efectos.

La respuesta teórica concuerda razonablemente con la experimental. Por lo que la historia de aceleraciones del modelo analítico se aproxima bien a la medida en el laboratorio.

Es importante señalar que los valores de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad del concreto, se consideraron en el modelo analítico de las pruebas experimentales realizadas a este material. Sin embargo, no se realizaron pruebas para determinar la resistencia a la tensión del concreto, por lo que el valor encontrado para el modelo no lineal, representa un parámetro muy importante en la obtención de su respuesta dinámica.

En el acero de refuerzo se emplearon valores esperados, es decir, no se utilizaron valores de resistencia final, ni módulos de elasticidad medidos en laboratorio. Por estas razones, se presentaron incertidumbres en la construcción del modelo analítico y puede ser una de las razones de los errores que se obtuvieron.

Lo anterior muestra la necesidad de seguir mejorando las consideraciones empleadas en el desarrollo de modelos de análisis estructural para así contar con criterios de análisis que lleven a construir modelos capaces de estimar con buena aproximación las propiedades dinámicas de una estructura al estar sometida a una excitación sísmica, puesto que de ello depende la adecuada valoración de las máximas demandas sísmicas que actuarán sobre la estructura y, por ende, el diseño de los elementos estructurales que habrán de resistir tales demandas.

Los resultados muestran, en general, que las consideraciones de análisis hechas para desarrollar el modelo calibrado son válidas y que la calibración del modelo prefabricado de concreto reforzado, permitirá realizar estudios sin la necesidad de volver a probar el modelo experimental en la mesa vibradora.

La obtención de un modelo no lineal calibrado de un edificio prefabricado de concreto reforzado, permitió conocer el daño que sería ocasionado a la estructura cuando se le sometió al sismo SCT- EW 1985 en diversos porcentajes y cuando se consideraron otros registros de sismos intensos. Se determinó que el modelo habría sufrido un daño severo si se hubiera sometido al registro sísmico SCT en un 300%, y también si se hubiera sometido a los sismos de “Loma Prieta”, “Northridge” y “Kobe”.

A partir de estudios presentados en la literatura existente sobre los índices de daño, se aprecia que todavía no existe un índice de daño local perfecto en que se incluyan todos los factores importantes que involucran al comportamiento de elementos de concreto reforzado.

También hace falta una base confiable de calibración con daños en elementos de concreto reforzado sujetos a acciones sísmicas. Desde este punto de vista, se considera que un índice de daño global derivado directamente de la respuesta inelástica de estructuras es más adecuado para estimar el daño en edificios de concreto reforzado a nivel de estructura total.

En esta investigación se confirma con los resultados del análisis que el daño estructural no es proporcional al valor de aceleración máxima del registro sísmico, debido a que la aceleración máxima del terreno no es un parámetro adecuado para representar la intensidad sísmica, por lo que no debe tomarse únicamente como una medida del potencial destructivo en investigaciones sísmicas.

Los registros de sismos en el valle de México tienen características distintas a los obtenidos en zonas con otras condiciones geológicas, es decir, el valor pico de aceleración no es generalmente muy alto, la vibración del terreno dura relativamente un largo tiempo. Sin embargo, tiene relativamente un potencial destructivo alto.

Se deben realizar investigaciones que tomen en cuenta en el análisis más factores, por ejemplo, la interacción entre el suelo y la estructura, el efecto de la torsión estructural, y el efecto de piso flexible. Además, se recomienda estudiar los edificios con elementos disipadores, o bien con sistemas de control pasivo y activo.

Se recomienda realizar estudios en un mayor número de familias representativas de sistemas estructurales, con distintos tipos de estructuraciones (marcos, muros estructurales, diagonales, etc. y combinaciones de ellos), y localizados en distintos tipos de terreno en las zonas del valle de México. Realizar análisis con excitaciones sísmicas de distintas intensidades ya sean reales o simuladas, considerar propiedades inciertas en las resistencias, rigideces y excitaciones, así como estudiar un mayor número de modelos de histerésis.

Para corroborar los resultados analíticos, se deberán estudiar edificios reales en donde exista información de daño físico, o bien edificios que cuenten con aparatos de registros sísmicos, o en los que se tenga información de pruebas de vibración ambiental y se puedan obtener las formas modales, porcentajes de amortiguamiento y periodos de vibración de las estructuras.

REFERENCIAS

- 1.- ACI-ASCE 442, American Concrete Institute, (1991), “Respuesta de los edificios de concreto a las fuerzas laterales”, IMCYC, México.
- 2.- Bertero V., McClure G., (1964), “ Behavior of Reinforced Concrete Frames Subjected to Repeated Reversible Loads”, Journal of American Concrete Institute.
- 3.- Cecilio V., (2016), Comunicación personal.
- 4.- Chopra A. K. , (1995), “Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Prentice-Hall, Inc.
- 5.- Clough R. W. y Penzien J., (1975), “Dynamics of Structures”, McGraw-Hill Inc.
- 6.- Cosenza E., Manfredi G., (1990), “Seismic Analysis of Degrading Models by Means of Damage Functions Concept”, Istituto di Ingegneria Civile, Università di Salerno, Italy.
- 7.- Craig R., (1981), “Structural Dynamics and Introduction to Computer Methods”, John Wiley and Sons, EUA.
- 8.- Dionisio A.A., (2011), “Modelos para el análisis no lineal de columnas de concreto”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, FI-UNAM.
- 9.- DiPasquale E., Cakmak A., (1989), “On the Relation between Local and Global Damage Indices”, NCEER 89- 0034, SUNY, Buffalo, NY.
- 10.- Domínguez A., (2005), “Evaluación de un modelo teórico para análisis inelástico de columnas de concreto reforzado sometidas a cargas laterales cíclicas”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 11.- Escobar J.A., (1994), “Respuesta sísmica de estructuras asimétricas inelásticas con propiedades inciertas”, Tesis de doctorado, División de Estudios de Posgrado, FI-UNAM.
- 12.- Escobar J.A., Guerrero H., Duran R., Gomez R., Cecilio V., (2015), “Pruebas experimentales en la mesa vibradora de dos modelos prefabricados de concreto reforzado (Modelo sin contraventeos)”, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 13.- FEMA P695, (2009), “Quantification of Building Seismic Performance Factors” , Federal Emergency Management Agency.
- 14.- Gamboa R. V., (1997), “Respuesta inelástica de un edificio instrumentado en la Ciudad de México”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, FI-UNAM.

-
-
- 15.- González O y Robles F., (1996), “Aspectos fundamentales del concreto reforzado”, Ed Limusa, Tercera Edición, México.
 - 16.- Kan Ning L., (2006), ”Three-dimensional nonlinear static/ dynamic structural analysis computer program Package, CANNY”, Canny Consultants Pte. Ltd., Singapur.
 - 17.- Kan Ning L., (2009a), ”Canny and user’s manual, Three-dimensional nonlinear static/ dynamic structural analysis computer program”, Canny Consultants Pte. Ltd., Singapur.
 - 18.- Kan Ning L., (2009b), ”Canny data-input manual, Three-dimensional nonlinear static/ dynamic structural analysis computer program”, Canny consultants Pte. Ltd., Singapur.
 - 19.- Meli R., (2000), “Diseño estructural”, Ed. Limusa, Segunda edición, México.
 - 20.- Mora L., (2001), “Procedimiento de Evaluación de la Seguridad Estructural de Edificios existentes de Concreto Reforzado”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, FI-UNAM.
 - 21.- Newmark N. M. y Rosenblueth E., (1976), “Fundamentos de Ingeniería Sísmica”, Diana, México, D.F..
 - 22.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Departamento del Distrito Federal, México, 2004.
 - 23.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Departamento del Distrito Federal, México 2004.
 - 24.- Ordaz M., (2014), “Degtra Ver 9.3.2”, Instituto de Ingeniería, UNAM.
 - 25.- Ortiz V. A., (2001), “Respuesta sísmica inelástica de edificios asimétricos de varios niveles considerando diferentes relaciones de aspecto en planta”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, FI-UNAM.
 - 26.- Otani S., (1981), “Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis”, Journal of the Faculty of Engineering, Universidad de Tokio, Japón.
 - 27.- Otani S., Kabeyazawa T., Shiohara H. y Aoyama H., (1983), “Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure”, Journal of the Faculty of Engineering, Universidad de Tokio, Japón.
 - 28.- Park R., Paulay T., (1984), “Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance”, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
 - 29.- Park R. y Paulay, T., (1997), “Estructuras de Concreto Reforzado”, Ed. Limusa, cuarta reimpresión, 1988.
 - 30.- Paultre P., (1994), “Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures”, Canadian Journal of Civil Engineering.

-
-
- 31.- RCDF-2004, (2004), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Diario Oficial de la Federación, México D.F..
 - 32.- Rodríguez M. y Botero, J.C., (1994), “Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras considerando las propiedades mecánicas de Aceros de Refuerzo producidos en México”, Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, México, Vol I, pp 302-311.
 - 33.- SAP2000, (2011), “Computers and Structures, Inc.”, v15.1.0, Berkeley, EUA.
 - 34.- Williams M., Villemure I., Sexsmith R., (1997), “Evaluation of Seismic Damage Indices for Concrete Elements Loaded in Combined Shear and Flexure”, ACI Structural Journal.
 - 35.- Xianguo Y., (1996), “Evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismos”, Tesis de doctorado, División de Estudios de Posgrado, FI-UNAM.

APÉNDICE A

ARCHIVO DE ENTRADA PARA LA COLUMNA CON RESORTES MÚLTIPLES EN EL PROGRAMA CANNY

Title=COLUMNA CIRCULAR DE CONCRETO

Unit system: Ton m sec

//analysis control data

Static analysis automatic loading

Analysis in X-direction

Output of the node displacement response

Output of the column response

/*Static analysis control data

Master displacement: node 1 (TX)

displacement limit 0.45

destination of load 0.0 by increment 0.05

destination of load 0.75 by increment 0.05

destination of load 0.75 by increment -0.05

destination of load 0.0 by increment -0.05

destination of load -0.75 by increment -0.05

destination of load -0.75 by increment 0.05

destination of load 0.0 by increment 0.05

destination of load 2.0 by increment 0.05

destination of load 2.0 by increment -0.05

destination of load 0.0 by increment -0.05

destination of load -2.0 by increment -0.05

destination of load -2.0 by increment 0.05

destination of load 0.0 by increment 0.05

destination of load 2.0 by increment 0.05

destination of load 2.0 by increment -0.05

destination of load 0.0 by increment -0.05

destination of load -2.0 by increment -0.05

destination of load -2.0 by increment 0.05

destination of load 0.0 by increment 0.05

destination of load 3.0 by increment 0.05

destination of load 7.0 by increment -0.05
destination of load 0.0 by increment -0.05
destination of load -7.0 by increment -0.05

destination of load -7.0 by increment 0.05
destination of load 0.0 by increment 0.05
//

//load factor for static analysis control, unit (Ton, m)
node 1 Px=34
//

//initial load, unit (Ton, m)
node 4, Pz=453
//

//initial force, unit (Ton, m)
column 1~4, N=0.0001
//

//node location, unit (Ton, m)
1: 0 0 0
2: 0 0 3
3: 0 0 6
4: 0 0 9
//

//node DOF, unit (Ton, m)
node 1 eliminate RY, TY, TZ
node 4 eliminate TX, TY
//

//node weight, unit (Ton, m)
node 1 W=10
node 2 W=10
node 3 W=10
node 4 W=10
//

//Column, unit (Ton, m)
Option (MS model)
Option (no torsion)
1~4 SC152 SU1810 AU904
//

//HD, unit (Ton, m)
/*Deformación axial
U904 DT3 2.8e+6 C(2553.74 350) Y(6384.35 1737) A(0.1 0.1) B(0.01 0.01)
/*Deformación por cortante
U1810 DT3 11666666.66 C(85.31 85.31) Y(272 272) A(0.1 0.1) B(0.01 0.01)
//

//Material properties, unit (Ton, m)
/*material properties for MS model
C350 CS3 2.8e+6 C(3500 0.0025 0.5) T(350 3) U(0.7 3) U(1 5) P(0.2 0.5)
S4800 SS3 1.9e+7 T(48000 0.5 1.5 0.017) P(5 0.5 0.45)
V#1 0.001447
V#2 0.000198
//

//Member section, unit (Ton, m)
/*Column section
SC152 (64 25)
circle (1.524, 0, 0) S4800(25V#1,0.0508) C350
//

APÉNDICE B

ARCHIVO DE ENTRADA PARA LA CALIBRACIÓN DEL MODELO DEL EDIFICIO PREFABRICADO DE CONCRETO REFORZADO EN EL PROGRAMA CANNY

Title=MODELO DE EDIFICIO PREFABRICADO DE CONCRETO REFORZADO

Unit system: Ton m sec

//analysis control data

Dynamic analysis

Analysis in X-direction

Gravity acceleration = 9.805

Required modes to extract = 10

Mode extraction at every 4 steps

Output damage info, unbalanced forces, support reactions

Output all node results

Output all element results

//

//dynamic event

Computation step = 1

integration time interval 0.004

Start time at 0

End time at 106.492

Beta-value 0.25

Gamma-value 0.5

/*Amortiguamiento de Rayleigh

Damping coefficient 0.0003237 to instantaneous stiffness [K]

Damping coefficient 1.0865684 to mass matrix [M]

Factor 1.0 TX file = SCT1985\SCT1985.ew

//

//Frame, unit (Ton, m)

X1=0, X2=3.3

Y1=0, Y2=3.3

//

//floor, unit (Ton, m)

5F Z=4.4

4F Z=3.3

3F Z=2.2

2F Z=1.1

GF Z=0

//

//node location, unit (Ton, m)

X1~X2 Y1~Y2 GF:5F

//

//Supernode, unit (Ton, m)

R5 5F G(1.65,1.65,4.4) W=4.3

R4 4F G(1.65,1.65,3.3) W=4.5

R3 3F G(1.65,1.65,2.2) W=4.5

R2 2F G(1.65,1.65,1.1) W=4.5

R1 GF G(1.65,1.65,0) W=0 /m

//

//node DOF, unit (Ton, m)

X1~X2 Y1~Y2 GF prescribed 6DOF

R1 prescribed 6DOF

//

//node weight, unit (Ton, m)

node X1&X2 Y1&Y2 5F W=1.075

node X1&X2 Y1&Y2 GF:4F W=1.125

//

//Column, unit (Ton, m)

Option (arrange, MS model, moment-curvature)

/*Option (no torsion)

X1&X2 Y1&Y2 2F~5F SC2020 SU103 AU104

X1&X2 Y1&Y2 GF-2F SC2021 SU103 AU104

//

//Beam, unit (Ton, m)

Option (arrange, moment-curvature)

/*Option (no torsion)

X1|X2, Y1~Y2, 2F~3F SB27 LU102 RU102

Y1|Y2, X1~X2, 2F~3F SB27 LU102 RU102

X1|X2, Y1~Y2, 4F~5F SB28 LU102 RU102

Y1|Y2, X1~X2, 4F~5F SB28 LU102 RU102

//

//HD, unit (Ton, m)

/*Deformación por flexión

U102 CP3 2887720 0.000286 C(1.13 1.13) Y(2.55 2.55) A(0.24 0.24) B(0.02 0.02) P(0 1)

/*Deformación por cortante

U103 DT3 1003400 0.04 C(2.38 2.38) A(0.3 0.3) Y(14.38 14.38) B(0.02 0.02) P(0.5)

/*Deformación axial

U104 DT3 2408160 0.04 C(91.2 91.2) A(0.3 0.3) Y(228 228) B(0.02 0.02) P(0.5)

//

```

//Material properties, unit (Ton, m)
/*material properties for MS model
C501 CS3 2.408160e+6 1.003400e+6 C(5700 0.003 0.4) T(260 5 0.48 0.47) U(0.2 1.45) U(0.2 25.67)
P(0.1 0.5)
S4200 SS3 2.1e+7 T(46200 0.5 2.72 0.00944) P(5 0.5 0.45)
S2530 SS3 2.1e+7 T(27830 0.5 2.71 0.0094) P(5 0.5 0.45)
/*material properties for section analysis
C500 CS4 2.887720e+6 1.203210e+6 C(5000 0.0022) U(0.2 1.62) U(0.2 6.82) P(0.10.5)
C600 CS4 2.887720e+6 1.203210e+6 C(6000 0.0026) U(0.2 1.46) U(0.2 5.86) P(0.1 0.5)
C350 CS4 2.619160e+6 1.091317e+6 C(3900 0.002) U(0.2 1.88) P(0.1 0.5)
S2 SR4 2.1e+7 T(27830 1.36 37.73 0.00001) U(11.32 11.32) P(0 8 2)
S3 SR4 2.1e+7 T(46200 1.61 64.54 0.00001) U(2.72 2.72) P(0 8 2)
/*S4 SR4 2.1e+7 T(55000 1.36 17.17 0.00001) U(1.14 1.14) P(0 8 2)
/*steel bar
V#1 0.000009222
V#2 0.0000317
V#3 0.000071
V#4 0.000127
/*Varilla promedio en columnas
V#5 0.0000988
//

//Member section, unit (Ton, m)
/*Column section
SC2020 (64 8)
square 0.20 S4200(8V#5,0.03) S2530(dV#2@0.05) C501 /c
SC2021 (64 8)
square 0.20 S4200(8V#5,0.03) S2530(dV#2@0.05) C501 /c

/*Beam section
SB27
rectangle(0.15,0.27) S3(2,2V#4, 0.03) S2(V#2@0.1) C500
slab(0.34,0.04375,0.245,0.113125) C350
SB28
rectangle(0.15,0.27) S3(2,2V#4, 0.03) S2(V#2@0.1) C600
slab(0.34,0.04375,0.245,0.113125) C350
//

```

APÉNDICE C

PARÁMETROS PARA LA CALIBRACIÓN DEL MODELO

CÁLCULO DE LOS VALORES QUE SE DEFINEN EN EL PROGRAMA CANNY PARA CONSIDERAR EL AMORTIGUAMIENTO TIPO RAYLEIGH

Para nuestro caso de estudio:

Frecuencia:

$$f = \frac{1}{T} \quad \text{Es el número de ciclos por unidad de tiempo}$$

Periodo:

$$T = \frac{2\pi}{\omega_o}$$

La frecuencia circular se calcula como:

$$\frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega_o} \rightarrow \omega_o = 2\pi f$$

$$\begin{bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{bmatrix} = \begin{matrix} 0.21 & \text{Periodo del modo 1} \\ 0.056 & \text{Periodo del modo 2} \end{matrix}$$

$$\begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \end{bmatrix} = \begin{matrix} 29.920 & \text{rad/s} \\ 112.200 & \text{rad/s} \end{matrix}$$

El amortiguamiento considerado es:

$$\zeta = 2.3 \text{ Y } 2.3\% \quad \text{MODO 1 Y MODO 2}$$

Usando la Ecuación:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_m \\ \varepsilon_n \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_o \\ a_1 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{matrix} 0.023 & 0.01671 & 14.960 & a_o \\ 0.023 & 0.00446 & 56.100 & a_1 \end{matrix}$$

Se forma un sistema de ecuaciones que al resolverse se obtiene:

$$\begin{matrix} 0.023 & 0.01671 & a_o & + & 14.960 & a_1 & & \text{Ecuación 1} \\ 0.023 & 0.00446 & a_o & + & 56.100 & a_1 & & \text{Ecuación 2} \end{matrix}$$

De la ec. 1 se despeja a_o

$$a_o = 1.37632 - 895.206 a_1 \quad \text{Ecuación A}$$

La ecuación anterior se sustituye en la 2

$$\begin{matrix} 0.023 & 0.00613333 & -3.98933333 & 56.100 & a_1 \\ 0.01686667 & 52.111 & & & a_1 \end{matrix}$$

$$a_1 = 0.0003237$$

Ahora se sustituye en la ecuación A

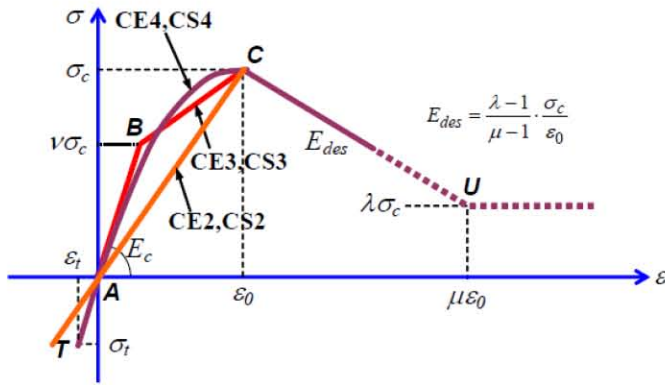
$$a_o = 1.0865684$$

Por lo que los coeficientes para el amortiguamiento tipo rayleigh son:

$$C = a_o M + a_1 K$$

MODELO DE HISTERÉSIS CS3 PARA CONCRETO EN COLUMNAS

ID HN E_c G_c C(σ_c ε₀ ν) T(σ_t τ τ_c τ_u) U(λ μ) U(λ_c μ_c) P(φ γ) [r][n]



DATOS: COLUMNA

- B= 20 cm
- H= 20 cm
- r= 3 cm
- E#2 0.3167 cm²
- s= 5 cm
- f'c 500 kg/cm²
- factor= 1.14
- σ_c = 570 kg/cm² 8107.16931 lb/in²
- Se debe cumplir que:
- E_c = 240816 kg/cm²
- ε₀ = 0.003
- 1.25 σ_c ≤ E_c ε₀ ≤ 5 σ_c
- 1.25 σ_c = 712.5 kg/cm²
- E_c ε₀ = 722.448 kg/cm²
- 5 σ_c = 2850 kg/cm²

CS3 Trilinear model

$1.25\sigma_c \leq E_c \varepsilon_0 \leq 5\sigma_c, \nu = 0.2 \sim 0.8 (0.5)$
 $\tau \geq 3.0$ or $\tau = 0 (0), \tau_c = 0 \sim 0.5, \tau_u = 0 \sim 1.0$
 $\gamma = 0 \sim 0.5, \lambda = 0 \sim 1.0, \mu > 1 (5.0), \phi = 0$ or $\phi \geq |\sigma_t / \sigma_c|$

Utilizando el modelo de Kent Park:

f'_c

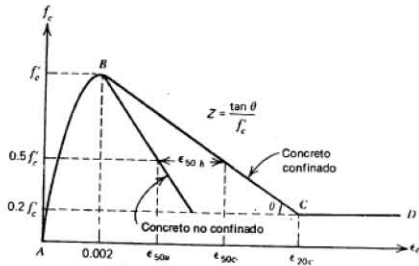


Figura 2.18. Curva esfuerzo deformación para concreto confinado por aros rectangulares, Kent y Park.^{2,24}

region AB: ε_c ≤ 0.002

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right]$$

region BC: 0.002 ≤ ε_c ≤ ε_{20c}

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)]$$

donde

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000}$$

CONFINADO Z= 10.8066783

SIN CONFINAR Z= 592.264109

ε_{50u} = 0.00384422

ε_{50u} = 0.00384422

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}}$$

ρ_s = 0.03619429

ρ_s = 0

b'' = 14

b'' = 0

s_h = 5

s_h = 0

ε_{50h} = 0.04542347

ε_{50h} = 0

region CD: ε_c ≥ ε_{20c}

$$f_c = 0.2f'_c$$

f_c =

6891.09392 lb/in²

f_c =

6891.09392 lb/in²

CONFINADO		
ε _c	f' _c (lb/in ²)	f' _c (kg/cm ²)
0	0	0
0.0002	1044.92404	73.4666667
0.0004	2017.78436	141.8666667
0.0006	2918.58095	205.2
0.0008	3747.31382	263.4666667
0.001	4503.98295	316.6666667
0.0046	7966.9908	560.144309
0.0048	7949.46848	558.912348
0.005	7931.94617	557.680387
0.0768	1641.43538	115.406269
0.07703	1621.28472	113.989514

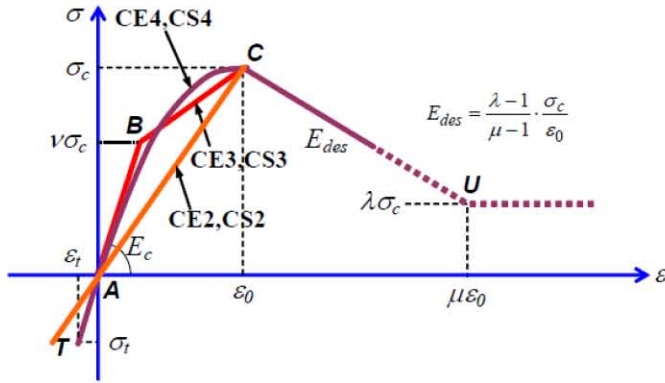
$$\mu_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} = 25.68$$

SIN CONFINAR		
ε _c	f' _c (lb/in ²)	f' _c (kg/cm ²)
0	0	0
0.0002	1044.92404	73.4666667
0.0004	2017.78436	141.8666667
0.0006	2918.58095	205.2
0.0008	3747.31382	263.4666667
0.001	4503.98295	316.6666667
0.0042	2345.26682	164.891349
0.004351	1620.22742	113.915177

$$\mu = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} = 1.45$$

MODELO DE HISTERÉSIS CS4 PARA CONCRETO EN TRABES

ID HN E_c G_c C(σ_c ε₀ ν) T(τ_t τ_c τ_u) U(λ μ) U(λ_c μ_c) P(φ γ) [r][/n]



CS4 Exponential function curve
 $1.25\sigma_c \leq E_c \epsilon_0 \leq 5\sigma_c, \tau \geq 3.0$ or $\tau = 0$ (0)
 $\lambda = 0 \sim 1.0, \mu > 1.0$ (5.0), $\tau_c = 0 \sim 0.5, \tau_u = 0 \sim 1.0$
 $\phi = 0$ or $\phi \geq |\sigma_t / \sigma_c|, \gamma = 0 \sim 0.5$, dummy: ν

DATOS: TRABES

- B= 15 cm
- H= 27 cm
- r= 3 cm
- E#2 0.3167 cm²
- s= 10 cm
- f'c 500 kg/cm²
- factor= 1
- σ_c = 500 kg/cm² 7111.55203 lb/in²
- Se debe cumplir que:
- E_c = 288772 kg/cm²
- ε₀ = 0.0022
- 1.25 σ_c ≤ E_c ε₀ ≤ 5 σ_c
- 1.25 σ_c = 625 kg/cm²
- E_c ε₀ = 635.2984 kg/cm²
- 5 σ_c = 2500 kg/cm²

Utilizando el modelo de Kent Park:

$$\frac{f_c}{f_c}$$

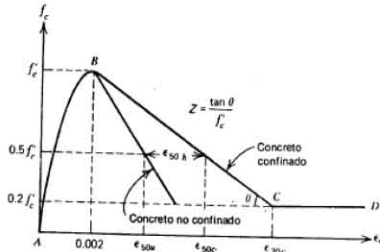


Figura 2.18. Curva esfuerzo deformación para concreto confinado por aros rectangulares, Kent y Park.^{2,24}

region AB: $\epsilon_c \leq 0.002$

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right]$$

region BC: $0.002 < \epsilon_c < \epsilon_{20c}$

$$f_c = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - 0.002)]$$

donde

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50h} + \epsilon_{50c} - 0.002}$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000}$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b^v}{s_h}}$$

region CD: $\epsilon_c \geq \epsilon_{20c}$

$$f_c = 0.2f'_c$$

	CONFINADO	SIN CONFINAR
Z=	62.4658661	587.649233
ε _{50u} =	0.00305085	0.00305085
ρ _s =	0.01005397	0
b ^v =	9	0
s _h =	10	0
ε _{50h} =	0.00715352	0

f_c = 6044.81922 lb/in² f_c = 6044.81922 lb/in²

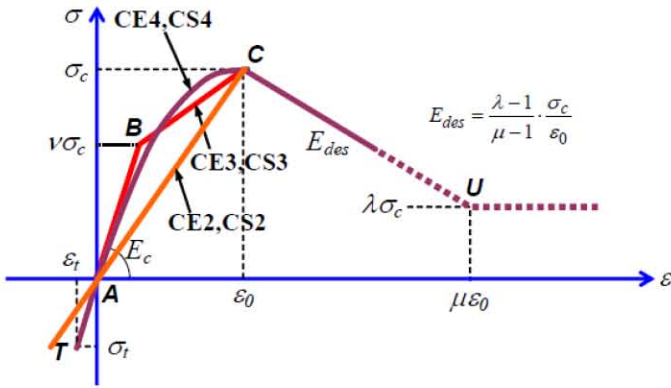
ε _c	CONFINADO	
	f'c (lb/in ²)	f'c (kg/cm ²)
0	0	0
0.0002	1234.2363	86.7768595
0.0004	2350.92629	165.289256
0.0006	3350.06996	235.53719
0.0008	4231.66732	297.520661
0.001	4995.71837	351.239669
0.0034	6578.47692	462.52048
0.0036	6489.63107	456.273894
0.0038	6400.78522	450.027307
0.004	6311.93937	443.78072
0.0148	1514.26339	106.465043
0.014999	1425.86177	100.24969

ε _c	SIN CONFINAR	
	f'c (lb/in ²)	f'c (kg/cm ²)
0	0	0
0.0002	1234.2363	86.7768595
0.0004	2350.92629	165.289256
0.0006	3350.06996	235.53719
0.0008	4231.66732	297.520661
0.001	4995.71837	351.239669
0.0034	2096.63431	147.41046
0.003561	1423.79952	100.104697

$$\mu = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} = 1.62$$

$$\mu_c = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} = 6.82$$

ID H N E_c G_c C(σ_c ε₀ ν) T(σ_t τ ε_c τ_n) U(λ μ) U(λ_c μ_c) P(φ γ) [r]/[n]



CS4 Exponential function curve
 $1.25\sigma_c \leq E_c \varepsilon_0 \leq 5\sigma_c, \tau \geq 3.0$ or $\tau = 0$ (0)
 $\lambda = 0 \sim 1.0, \mu > 1.0$ (5.0), $\tau_c = 0 \sim 0.5, \tau_n = 0 \sim 1.0$
 $\phi = 0$ or $\phi \geq |\sigma_t/\sigma_c|, \gamma = 0 \sim 0.5$, dummy: ν

Utilizando el modelo de Kent Park:

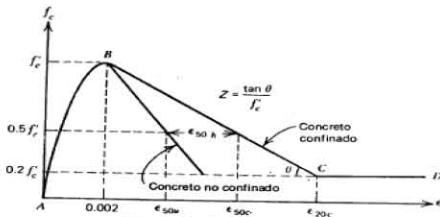


Figura 2.18. Curva esfuerzo deformación para concreto confinado por aros rectangulares, Kent y Park.^{2,24}

region AB: $\varepsilon_c \leq 0.002$

$$f_c = f_c' \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right]$$

región BC: $0.002 < \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$

$$f_c = f_c' [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)]$$

donde

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{20c} - 0.002}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3 + 0.002f_c'}{f_c' - 1000}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}}$$

región CD: $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$

$$f_c = 0.2f_c'$$

ε _c	CONFINADO		SIN CONFINAR	
	f'c (lb/in ²)	f'c (kg/cm ²)	f'c (lb/in ²)	f'c (kg/cm ²)
0			0	0
0.0002			1053.94552	74.10095
0.0004			1996.94941	140.4018
0.0006			2829.01167	198.90255
0.0008			3550.13229	249.6032
0.001			4160.31127	292.50375
0.0012			4659.54863	327.6042
0.0014			5047.84434	354.90455
0.0016			5325.19843	374.4048
0.0018			5491.61088	386.10495
0.002			5547.0817	390.005
0.0022			5491.61088	386.10495
0.0024			4538.16035	319.069616
0.0026			4033.69968	283.601924
0.0028			3529.239	248.134232
0.003			3024.77833	212.66654
0.00319567			2531.23923	177.966724
0.0033			2268.08732	159.465002
0.0034			2015.85698	141.731156
0.0036			1511.39631	106.263464
0.003759			1110.35008	78.0666493

DATOS: LOSA

f_c = 350 kg/cm²
 factor = 1.1143
 σ_c = 390.005 kg/cm² 5547.0817 lb/in²
 Se debe cumplir que:
 E_c = 261916 kg/cm²
 ε_o = 0.002
 1.25 σ_c ≤ E_c ε_o ≤ 5 σ_c
 1.25 σ_c = 487.50625 kg/cm²
 E_c ε_o = 523.832 kg/cm²
 5 σ_c = 1950.025 kg/cm²

Utilizando el modelo de Kent Park:

f_c

SIN CONFINAR
 Z = 454.70817

ε_{50h} = 0.00309961

ρ_s = 0
 b'' = 0
 s_h = 0
 ε_{50h} = 0

f_c = 1109.41634 lb/in²

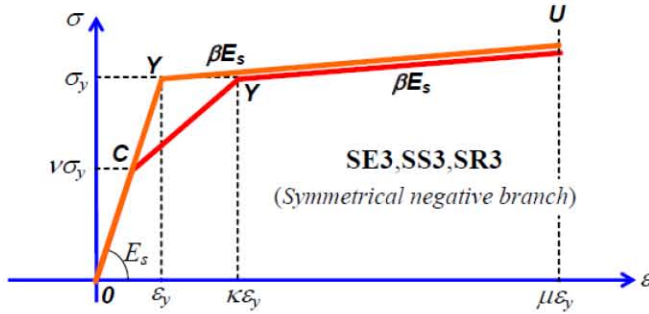
f_c = 1109.41634 lb/in²

$$\mu = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} = 1.88$$

MODELO DE HISTERESIS SS3 PARA ACERO EN COLUMNAS

Other steel material model (HN = SE3, SS3, SR3, SR4):

$$ID_3: HN E_s G_s sf T(\sigma'_s v' \kappa' \beta') C(\sigma_s v \kappa \beta) U(\eta \eta') P(\phi \gamma \theta)$$



OC-branch ($\varepsilon \leq \varepsilon_y$):

$$\sigma = E_s \varepsilon$$

CY-branch ($\varepsilon_y \leq \varepsilon < \kappa \varepsilon_y$):

$$\sigma = \frac{1-v}{\kappa-v} E_s \varepsilon + \frac{\kappa-1}{\kappa-v} v \sigma_y$$

$1.0 \leq \kappa$, $0 \leq v < 1.0$, $v = 0$ for no stiffness degradation before yielding ($\kappa = 1$)

YU-branch ($\kappa \varepsilon_y \leq \varepsilon$):

$$\sigma = \beta E_s \varepsilon$$

SS3 | Bilinear/trilinear

$$sf \leq 0.75 \sigma'_s, 0 \leq v < 1, \kappa = 1 \sim 100, \beta = 0 \sim 0.2, \phi = 0, \text{ or } \phi \geq 1.0, \gamma = 0 \sim 0.5, \theta = 0 \sim 0.8$$

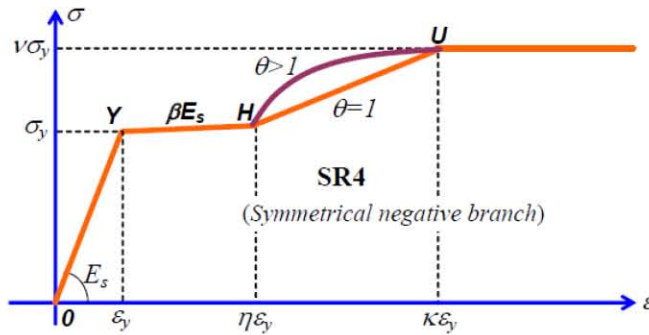
DATOS:

fy=	4200 kg/cm ²
factor=	1.1
σy =	4620 kg/cm ²
TRAMO OC	
Es =	2100000 kg/cm ²
εy =	0.0011
v =	0.5
σ =	2310 kg/cm ²
TRAMO CY	
κ =	2.72727273
εy =	0.0022
κ εy =	0.006
TRAMO YU	
β =	0.00944
η =	64.5454545
η εy =	0.142

MODELO DE HISTERESIS SR4 PARA ACERO EN TRABES

Other steel material model (HN = SE3, SS3, SR3, SR4):

$$ID_3: HN E_s G_s sf T(\sigma'_s v' \kappa' \beta') C(\sigma_s v \kappa \beta) U(\eta \eta') P(\phi \gamma \theta)$$



OY-branch ($\varepsilon < \varepsilon_y$):

$$\sigma = E_s \varepsilon$$

YH-branch ($\varepsilon_y \leq \varepsilon < \eta \varepsilon_y$):

$$\sigma = \beta E_s \varepsilon$$

HU-branch ($\eta \varepsilon_y \leq \varepsilon$):

$$\sigma = v \sigma_y - E(\varepsilon) \cdot \varepsilon_y \cdot (\kappa - \varepsilon / \varepsilon_y)$$

$$E(\varepsilon) = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_h \cdot \left(\frac{\kappa - \varepsilon / \varepsilon_y}{\kappa - \eta} \right)^{\theta-1}, \quad E_h = E_s \frac{v - [1 + \beta(\eta - 1)]}{\kappa - \eta}$$

Where, $1 \leq v$, $1 < \eta < \kappa$, $-0.1 \leq \beta \leq 0.1$, $1 \leq \theta$.

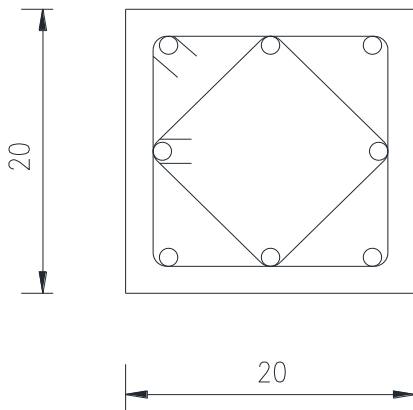
No hardening/ultimate branches for $v = 1$.

DATOS:

fy=	4200 kg/cm ²
factor=	1.1
σy =	4620 kg/cm ²
TRAMO OY	
Es =	2100000 kg/cm ²
εy =	0.0022
σ =	4620 kg/cm ²
TRAMO YH	
β =	0.00001
η εy =	0.006
η =	2.72727273
σ =	4620.126 kg/cm ²
TRAMO HU	
v σy =	7436 kg/cm ²
v =	1.610
κ εy =	0.142
κ =	64.545
Eh =	20705.30
θ =	2

Fig. 4-2 Steel Stress-Strain Model SR4 with Hardening Curve

PARÁMETROS QUE DEFINEN EL MODELO DE HISTERÉSIS EN COLUMNAS



$$8 \text{ var } \#4$$

$$f_y = 4620 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E \#2 @ 5 \text{ cm}$$

$$f_y = 2783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 240816 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_c = 570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

***Axial**

$$\text{Área} = 0.2 \text{ m} (0.2 \text{ m}) = 0.04 \text{ m}^2$$

Agrietamiento:

$$F_c = 0.4 A f'_c = 0.4 (0.04 \text{ m}^2) \left(570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 9.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 91.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$F'_c = F_c = 91.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Fluencia:

$$F_y = A f'_c = 0.04 \text{ m}^2 \left(570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 22.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 228 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$F'_y = F_y = 228 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

***Cortante**

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{240816 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2(1 + 0.2)} = 100340 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Agrietamiento:

$$F_c = 0.25 A \sqrt{f'_c} = 0.25 (400 \text{ cm}^2) \sqrt{570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2387.47 \text{ kg} = 2.38 \text{ T}$$

$$F'_c = F_c = 2.38 \text{ T}$$

Fluencia:

$$A_{sv} = 4 \text{ ramas} (a_{s\#2}) = 4 (0.317 \text{ cm}^2) = 1.268 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y d}{s} = \frac{1.268 \text{ cm}^2 \left(2783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (17 \text{ cm})}{5 \text{ cm}} = 11998.07 \text{ kg} = 12 \text{ T}$$

$$F_y = F_c + V_s = 2.38 \text{ T} + 12 \text{ T} = 14.38 \text{ T}$$

$$F'_y = F_y = 14.38 \text{ T}$$

DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA PARA TRABES

Resumen de puntos para la gráfica M - Φ

Φ	M
Φ_{cr}	M_{cr}
Φ_y	M_y
Φ_u	M_u

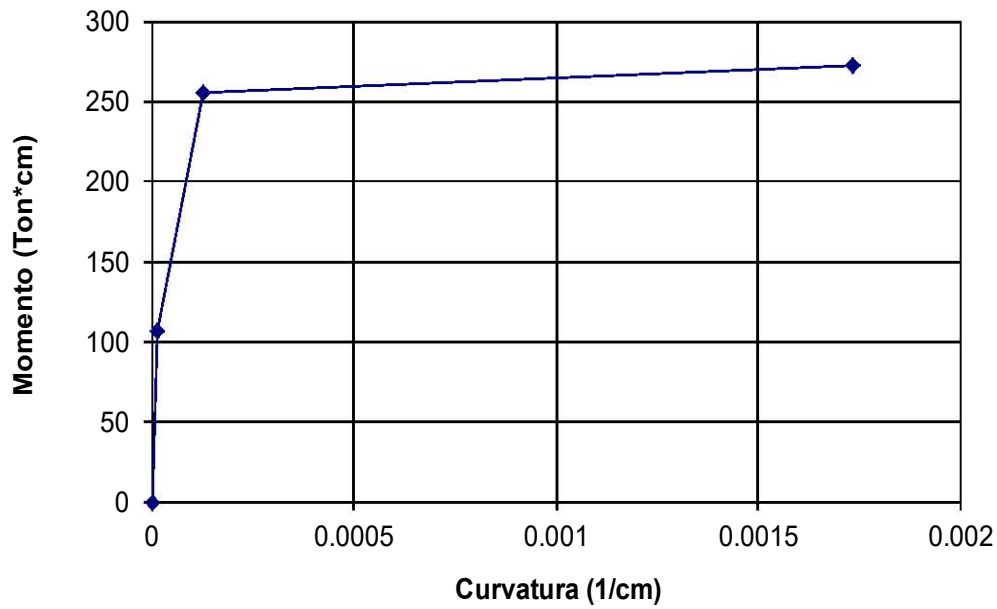
Φ (1/cm)	M (Ton*cm)
0	0
1.28E-05	106.17
0.00012606	255.372
0.001736	272.32

K1= 8.28E+06 a=
 K2= 2025828.49 b=
 K3= 156864.238

0.24
 0.02

Gráfica M - Φ

Momento - Curvatura



APÉNDICE D

AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO DEL MODELO PREFABRICADO CUANDO SE APLICÓ EL REGISTRO SÍSMICO CONSECUTIVO SCT-SCT

Cálculo del amortiguamiento histerético cuando al modelo se aplica el registro SCT

$F_m = 7.5 \text{ T}$
 $F_y = 7 \text{ T}$
 $F_c = 2.3 \text{ T}$

$D_m = 0.0082 \text{ m}$
 $D_y = 0.0066 \text{ m}$
 $D_c = 0.00110 \text{ m}$

$K_y = 1060.6 \text{ T/m}$
 $K_c = 2121.2 \text{ T/m}$
 $K_u = 312.5 \text{ T/m}$

Según el trabajo de Otani $K_c/K_y=2$, $K_u/K_y=0.1$ y $F_c/F_y=1/3$ (Otani, 1981)

Para el modelo se tiene:

$K_c/K_y = 2$
 $K_u/K_y = 0.29$
 $F_c/F_y = 0.33$

Parámetro de degradación de rigidez en la descarga (Otani, 1981)

$\alpha = 0.4$

La rigidez en la descarga se expresa como:

$$K_r = \frac{F_c + F_y \left(\frac{D_m}{D_y}\right)^{-\alpha}}{D_c + D_y \left(\frac{D_m}{D_y}\right)^{-\alpha}}$$

$K_r = 1111.32 \text{ T/m}$

Disipación de energía histerética disipada por deformación inelástica:

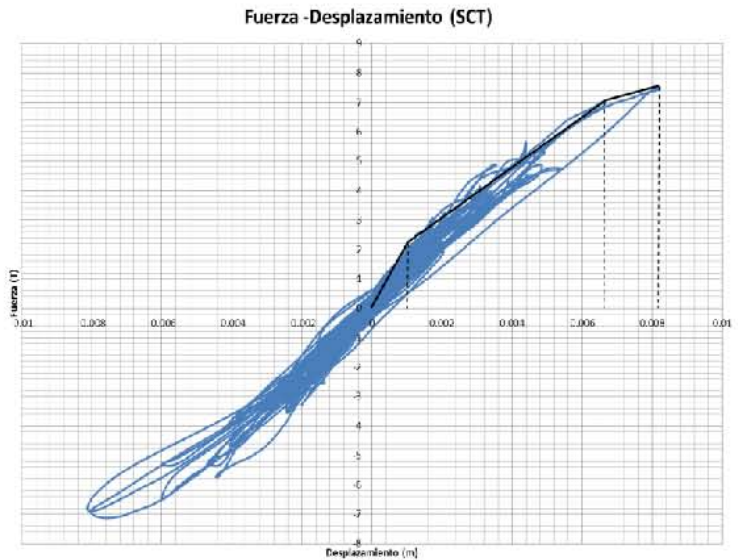
$$\Delta_w = 2 F_m \left(\frac{K_r D_m - F_m}{K_r} \right)$$

$\Delta_w = 0.022 \text{ T.m}$

Amortiguamiento histerético equivalente:

$$h_{eq} = \frac{\Delta_w}{2 \pi F_m D_m}$$

$h_{eq} = 0.056$



donde:

α = parámetro de degradación de rigidez en la descarga (De acuerdo con Otani $\alpha = 0.4$)

D_c = desplazamiento en el punto de agrietamiento

D_y = desplazamiento en el punto de fluencia

F_c = resistencia en el punto de agrietamiento

F_y = resistencia en el punto de fluencia

F_m = resistencia máxima alcanzada

D_m = desplazamiento correspondiente a F_m

Cálculo del amortiguamiento histerético cuando al modelo se aplica el registro SCT-SCT

F_m= 9 T
 F_y= 7 T
 F_c= 2.3 T

D_m= 0.0118 m
 D_y= 0.0066 m
 D_c= 0.00110 m

K_y= 1060.6 T/m
 K_c= 2121.2 T/m
 K_u= 384.6 T/m

Según el trabajo de Otani K_c/K_y=2, K_u/K_y=0.1 y F_c/F_y=1/3 (Otani, 1981)

Para el modelo se tiene:

K_c/K_y= 2
 K_u/K_y= 0.36
 F_c/F_y= 0.33

Parámetro de degradación de rigidez en la descarga (Otani, 1981)

α= 0.4

La rigidez en la descarga se expresa como:

$$K_r = \frac{F_c + F_y \left(\frac{D_m}{D_y}\right)^{-\alpha}}{D_c + D_y \left(\frac{D_m}{D_y}\right)^{-\alpha}}$$

K_r= 960.75 T/m

Disipación de energía histerética disipada por deformación inelástica:

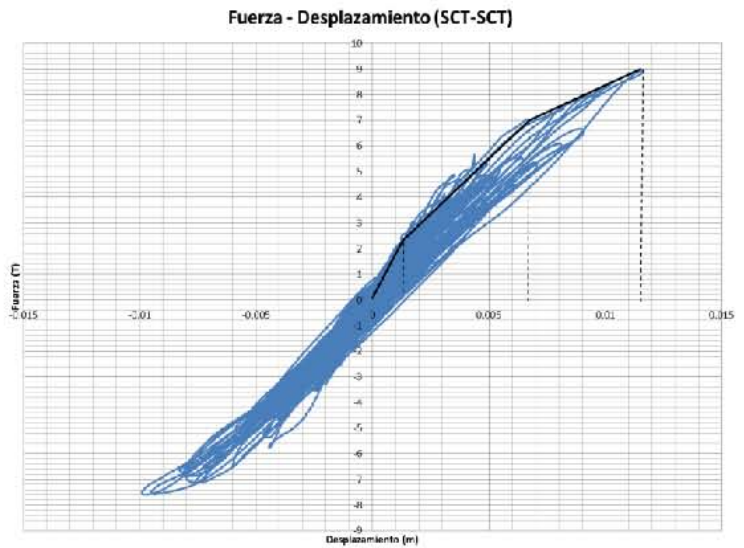
$$\Delta_w = 2 F_m \left(\frac{K_r D_m - F_m}{K_r} \right)$$

Δ_w= 0.044 T .m

Amortiguamiento histerético equivalente:

$$h_{eq} = \frac{\Delta_w}{2 \pi F_m D_m}$$

Heq= 0.066



donde:

α = parámetro de degradación de rigidez en la descarga (De acuerdo con Otani α= 0.4)

D_c = desplazamiento en el punto de agrietamiento

D_y = desplazamiento en el punto de fluencia

F_c = resistencia en el punto de agrietamiento

F_y = resistencia en el punto de fluencia

F_m = resistencia máxima alcanzada

D_m = desplazamiento correspondiente a F_m