



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estimación del índice de daño en
un edificio escolar considerando
el efecto acumulado de sismos
validado con registros de
vibraciones ambientales**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Antonio Alendar Castillo

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/015/2020

Señor
ANTONIO ALENDAR CASTILLO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTIMACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO EN UN EDIFICIO ESCOLAR CONSIDERANDO EL EFECTO ACUMULADO DE SISMOS VALIDADO CON REGISTROS DE VIBRACIONES AMBIENTALES"

- INTRODUCCIÓN
- I. MARCO TEÓRICO
 - II. METODOLOGÍA
 - III. CASO DE ESTUDIO
 - IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 20 de febrero del 2020.
EL PRESIDENTE


M.I. MARCO TULIO MENDOZA ROSAS

MTMR/gar.

“Podemos juzgar nuestro progreso por el valor de nuestras preguntas y la profundidad de nuestras respuestas, nuestra voluntad de aceptar lo que es verdad en lugar de lo que se siente bien”

Carl Sagan

Dedicatorias

A toda mi familia que me ha apoyado para poder cumplir esta meta. A mi madre, Ma. del Rocío, por enseñarme tanto de la vida. A mi padre y hermanas, Antonio, Jazmín y Angélica por el apoyo que me han brindado en todo momento.

A mis amigos, Kevin, Susana y Miguel, por brindarme tantos buenos momentos durante la carrera y por la gran amistad que he encontrado en ellos. A Citlali por su gran compañía y enseñanzas.

A todas las personas con las que he podido compartir un poco de esta vida y aprender de ellos.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser mi segunda casa y brindarme tantos aprendizajes y experiencias tanto, académicas, culturales y espacios donde me he desarrollado.

A la Facultad de Ingeniería, por la formación que he recibido y por la oportunidad de conocer a grandes profesionales con tanta experiencia y con calidad humana.

Al Dr. Mauro Niño Lázaro, por todas las enseñanzas y dedicación para la realización de este trabajo, por su disposición para transmitir el conocimiento y por todo el apoyo brindado.

Índice

1. Introducción	1
1.1 Objetivos	2
2. Marco teórico	3
2.1 Amenaza sísmica	3
2.2 Daños en la infraestructura educativa	4
2.3 Evaluación estructural	4
2.4 Daño en estructuras	5
2.5 Índices de daño	6
2.5.1 Newmark y Rosembueth (1974)	6
2.5.2 Gosain	7
2.5.3 Índice de daño de Hasselman	7
2.5.4 Índice de daño de Park y Ang	7
2.5.5 Índice de daño de Miner	8
2.5.6 Índice de daño Terán y Jirsa	8
2.5.7 Otras cuantificaciones de daño	9
2.6 Estudios de vibración	10
2.6.1 Vibración por sismo	10
2.6.2 Vibraciones forzadas	11
2.6.3 Vibración ambiental	11
2.7 Análisis y procesamiento de señales	11
2.7.1 Espectros de Fourier	13
2.7.1.1 Espectro de potencia	13
2.7.1.2 Función de coherencia	14
2.7.1.3 Espectro cruzado	14
2.7.1.4 Ángulo de fase	14
3. Metodología	16
3.1 Recopilación de información disponible	16
3.2 Definición de un modelo analítico	17
3.2.1 Identificación de las propiedades dinámicas de la estructura utilizando registros de vibración	17
3.3 Generación de modelo con comportamiento no lineal	17

3.4 Definición de la demanda sísmica	18
3.5 Análisis no lineales paso a paso	18
3.6 Identificación de las propiedades dinámicas de la estructura con daño acumulado	18
3.7 Calibración del modelo	19
3.8 Definición del modelo de 1GDL	19
3.9 Asignación de propiedades mecánicas no lineales del oscilador de 1GDL	20
3.10 Obtención de índice de daño del oscilador de 1GDL	20
3.11 Diagrama de Flujo	21
4. Caso de estudio	23
4.1 Recopilación de información disponible	23
4.1.1 Geotecnia	24
4.1.2 Sistema estructural	25
4.2 Definición del modelo analítico	35
4.2.1 Identificación de las propiedades dinámicas de la estructura utilizando registros de vibración ambiental	36
4.2.1.1 Periodo de vibrar del suelo	37
4.2.1.2 Espectros de Fourier de la estructura	38
4.2.1.3 Espectros de Potencia	39
4.2.1.4 Función de coherencia	40
4.2.1.5 Ángulo de fase	42
4.2.2 Formas modales	44
4.3 Generación de modelo con comportamiento no lineal	45
4.3.1 Modelo de Takeda	48
4.4 Definición de la demanda sísmica	51
4.4.1 Sismos de subducción	51
4.4.2 Sismos intraplaca	51
4.4.3 Tren de sismos	51
4.5 Análisis no lineales paso a paso	52
4.6 Identificación de propiedades dinámicas de la estructura con daño acumulado	55
4.6.1 Método de expansión Karhunen-Loève	57
4.7 Calibración del modelo	60
4.8 Obtención del índice de daño del oscilador de 1GDL	60
4.8.1 Definición del modelo de 1GDL	61
4.8.1.1 Comportamiento bilineal	61

4.9 Asignación de propiedades mecánicas no lineales al oscilador de 1GDL	63
4.10 Obtención del índice de daño acumulado del oscilador de 1GDL	64
4.10.1 Análisis no lineal paso a paso del oscilador de 1GDL	65
4.10.1.1 Análisis de Karhunen-Loève	65
4.10.2 Índice de daño de acumulado	67
5. Conclusiones y recomendaciones	70
5.1 Conclusiones	70
5.2 Recomendaciones	71
6. Referencias	72

1. Introducción

Los sismos ocurridos a través de la historia en México nos muestran las áreas de oportunidad para mejorar en cuanto a su prevención y así disminuir las afectaciones en los sectores sociales y económicos del país. La evaluación constante de la infraestructura educativa es prioritaria en un país con actividad sísmica importante, como se ha observado en los sismos ocurridos en 1985 y 2017 que provocaron grandes pérdidas en la infraestructura educativa del país (Ramírez, et al., 2017).

En México se reconoce el atraso y condiciones desiguales de la infraestructura educativa física debido al deterioro de edificios que albergan a las escuelas debido a su antigüedad, a las características climatológicas y sísmica o la inexistencia de un programa para realizar un diagnóstico preciso del estado de esta infraestructura educativa. Sin embargo, un factor importante para ejercer planes de acción es contar con la información sobre el estado de la infraestructura educativa (Ramírez, 2017).

Encaminar esfuerzos para cambiar la postura reactiva que se ha observado después de los eventos sísmicos hacen necesario contar con la información necesaria para poder implementar acciones que mejoren el comportamiento global de la infraestructura educativa ante posibles eventos futuros

Con base en lo anterior, en este documento se estudiarán las propiedades dinámicas de un edificio escolar, obtenidas a partir de registros de vibración ambiental (RVA), como parámetro de evaluación del estado de la estructura. Además, se desarrolla un modelo analítico que permite, en conjunto con los RVA, evaluar su nivel de daño acumulado a través de la historia de sismos a la que ha sido expuesta la estructura, realizando una verificación de las propiedades dinámicas en el tiempo a través del método de las componentes principales Karhunen-Loève, lo que brindará una mayor credibilidad en los datos obtenidos a través del modelo analítico. Con las propiedades dinámicas obtenidas, se llevará a cabo la implementación de modelos de 1GDL que representen el comportamiento del sistema de MGD, para la obtención del índice de daño de Terán y Jirsa de la estructura en estudio.

El primer capítulo consta de esta introducción al tema y la definición de los objetivos principales que se definieron para la elaboración de este documento. En el segundo capítulo se presenta el marco teórico, donde los temas que se consideran importantes son la amenaza sísmica, la presentación de algunos índices de daño propuestos por diversos autores y la teoría que respalda el análisis de señales a partir de espectros de Fourier. En el tercer capítulo se muestra la metodología propuesta para estimar el daño acumulado en estructuras validado con estudios de vibración. El cuarto capítulo consta del caso de estudio, donde se presentan los resultados obtenidos a través de los estudios de vibración ambiental, del modelo no lineal de múltiples grados de libertad (MGDL) ante la aplicación de los registros sísmicos definidos en la amenaza sísmica a la que ha estado sujeta la estructura a través del tiempo, así como la definición del oscilador de 1 grado de libertad (1GDL), que representa al modelo de MGD para la estimación del índice de daño propuesto por Terán

y Jirsa. El quinto capítulo corresponde a las conclusiones y recomendaciones que surgen a partir de la elaboración de este documento.

1.1 Objetivos

- Validar un modelo analítico que represente las características dinámicas del edificio escolar en estudio a partir de un estudio de vibración ambiental.
- Estimar el índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado por sismos, con una validación respecto a sus propiedades dinámicas a partir de registros de vibración ambiental.

2. Marco teórico

2.1 Amenaza sísmica

En la historia de México se cuenta con registros de sismos desde épocas prehispánicas que datan del siglo XVII en donde los terremotos figuran entre los hechos más importantes como son las guerras, hambrunas, fenómenos astronómicos como los eclipses, debido a su importancia social, que han sido registrados por medio de representaciones pictográficas, Figura 2.1 (García y Suárez, 2001).

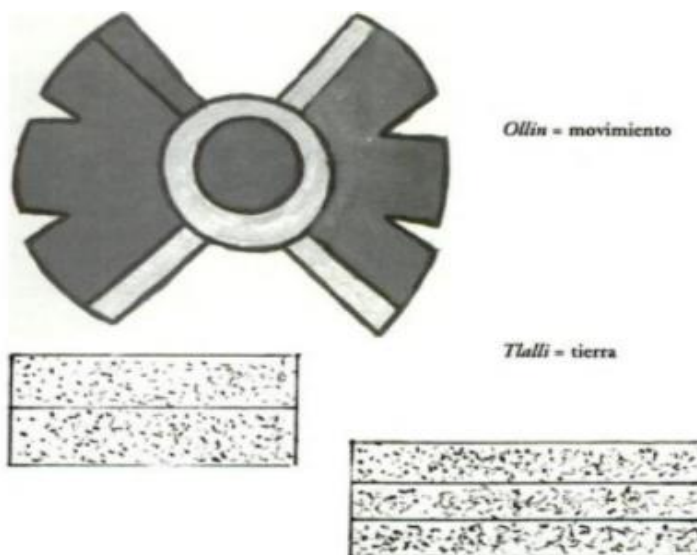


Figura 2.1 Dibujos de representaciones pictográficas de los glifos olin (movimiento) y tlalli (tierra) (García y Suárez, 2001)

En un aspecto geológico los sismos son vibraciones de la corteza terrestre que pueden provenir de diferentes fuentes, como son los generados por actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas e incluso explosiones, sin embargo, los sismos más importantes desde el punto de vista de la ingeniería civil son los producidos por la actividad tectónica, debido a desplazamientos repentinos de grandes placas de corteza terrestre. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos, la energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias (Bazan y Meli, 2006).

Estos movimientos hacen que las masas de los edificios se desplacen, lo que, a su vez, provoca la generación de fuerzas de inercia que producen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura. Además de estos efectos existen otros que pueden afectar la integridad de las estructuras, como son los relacionados con fallas en el terreno como el deslizamiento de laderas, aberturas de grietas en el suelo, licuación del suelo. Sin embargo, el estudio de estos últimos efectos queda fuera del alcance de esta tesis.

Debido a la diversidad de condiciones geológicas y la distancia de ocurrencia de un sismo utilizar la magnitud del sismo como potencial indicador para medir sus efectos en distintos sitios donde existen o se van a construir edificaciones no resulta en una relación directa. Uno de los indicadores que se utilizan actualmente para medir la severidad de la sacudida sísmica que se experimenta en un sitio dado se le denomina intensidad, aunque se tiene una sola magnitud, se pueden presentar diferentes intensidades, todo dependerá del sitio donde este se registre. En general la intensidad decrece a medida que nos alejamos de la zona epicentral y para una misma distancia epicentral, son más intensos los sismos de mayor magnitud. Aunque existen efectos locales que pueden no satisfacer estas reglas, tal es el caso del suelo blando de la Ciudad de México (Bazan y Meli, 2006).

Para evitar la falla de las estructuras, a través de los años se han considerado las fuerzas que los sismos producen, esto a través del diseño sísmico, el cual se podría considerar como un intento de asegurar que los esfuerzos y las capacidades de deformación de las estructuras por las demandas impuestas por sismos severos sean adecuados con un margen de seguridad aceptable (Nassar et al, 2008).

En la historia reciente de México se tienen registros de eventos sísmicos que han ocasionado pérdidas de vidas, económicas importantes como son los ocurridos en 1957, 1985 y 2017 que han generado problemáticas sociales derivados de estos eventos naturales.

2.2 Daños en la infraestructura educativa

Desde hace tiempo se ha venido entendiendo que el sector educativo en México cuenta con deficiencias en su infraestructura, debido a factores económicos y sociales. Después del sismo del 19 de septiembre de 1985 aproximadamente una tercera parte de la población escolar se encontraba con suspensión de actividades en espera de una reubicación a otros planteles que fueran seguros para impartir clases (López et al, 1986)

En el año de 2017 la historia no fue muy diferente, ya que, de acuerdo con Ramírez, et al. (2017) al término de la fase de revisión de los daños de la infraestructura provocados por los sismos del 7 y 19 de septiembre de 2017 se identificaron 537 escuelas con afectaciones mayores, 264 con afectaciones menores y otras 9 tendrían que ser reconstruidas totalmente.

La mayoría de los edificios dañados en septiembre de 2017 fueron dentro del rango de 1 a 12 pisos, lo cual considera la mayoría de los edificios del sector educativo, debido a su modelo de estructuración convencional que en la mayoría de los casos cuenta con estas características geométricas.

2.3 Evaluación estructural

El Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México no exige que las edificaciones antiguas sean reforzadas para resistir las fuerzas especificadas en las normas emitidas después de su fecha de construcción. Por estos motivos se vuelve importante la evaluación

de estructuras existentes del sector educativo con técnicas que permitan representar de forma real a la estructura para evaluar su salud estructural.

Estas evaluaciones se pueden hacer de manera visual, por medio de modelos analíticos, a través de pruebas mecánicas a la estructura y a sus materiales para verificar sus propiedades de rigidez y resistencia dependiendo de las características de la estructura, el año de construcción y de las inspecciones preliminares.

Durante los últimos años diversos esfuerzos en el campo de la ingeniería sísmica y estructural se han enfocado en el área de la confiabilidad estructural, pues se hace necesario conocer la seguridad que ofrece una estructura antes, durante y después de un movimiento sísmico. En parte también debido a que se esperan más eventos como los ocurridos en 1985 y 2017, así como una probabilidad alta en la brecha sísmica bajo las costas de Guerrero de una longitud de 250 km, a 300km, en donde estudios revelan que puede provocar aceleraciones en suelo blando mayores en 2 a 3 veces que las de 1985 y bajo ciertas condiciones mayores a las del 2017 (Cruz et al, 2017).

Al contar con esta información se puede crear una base de datos la cual permita identificar estructuras con un riesgo alto, así como poder estimar el comportamiento ante sismos futuros y tomar acción para proporcionar un sistema estructural que sea capaz de soportar de manera adecuada los esfuerzos por sismos futuros y que brinden confiabilidad para su uso.

2.4 Daño en estructuras

El comportamiento inelástico de las estructuras proporciona una manera de transformar y disipar la energía cinética impartida a ella a través de su base. Tal respuesta implica normalmente algún grado de daño y posiblemente el deterioro del sistema para resistir futuros sismos intensos. El daño puede acumularse durante varios eventos sucesivos y la capacidad del sistema puede verse seriamente afectada. En ciertas condiciones los daños provocados en las estructuras pueden ser no visibles, pero ocasionan una degradación de la rigidez o resistencia de éstas que puede llevar a que el comportamiento no sea el esperado bajo esos niveles de esfuerzo.

Es importante destacar que el daño en estructuras es resultado del comportamiento particular de los elementos o sistemas estructurales que son sometidos a una acción que provoca algún grado de deterioro. En el caso de estructuras como son los marcos de acero, el daño se encuentra más relacionado a las incursiones inelásticas, mientras que en sistemas como son los elementos de mampostería, el daño se relaciona mejor en términos de deformación máxima. Se ha notado que en elementos de concreto reforzado ambas respuestas son importantes para la estimación del daño. Así mismo, se ha observado que el daño estructural es causado por dos variables, la incursión de la estructura o elemento a grandes deformaciones y la inversión de esfuerzos repetidos o carga cíclica (Bueno y Díaz, 1994).

2.5 Índices de daño

El daño de una estructura depende de muchos factores, principalmente del tipo de material con que está construida, el tipo de estructuración y el tipo de carga a la que ha sido sometida es por ello que ha sido necesario desarrollar diversos estudios experimentales y analíticos que permitan cuantificar el daño presente en una estructura, donde un parámetro que cuantifica de forma global el daño es el llamado índice de daño.

En la actualidad, existen diferentes formulaciones para calcular un índice de daño; sin embargo, de forma general, para su estimación se consideran las incursiones en rangos inelásticos debido a las demandas a que se encuentran sujetos los elementos estructurales, ya que en términos generales las incursiones elásticas representan un valor relativamente pequeño para ser consideradas en los análisis (Nassar et al, 2008).

Existen diversos índices de daño, alguno de los que podrían considerarse simples, los basados en las relaciones de ductilidad, la cual expresa la relación de la máxima deformación en la historia de carga. Bajo este concepto este índice produce variaciones de 0 hasta 1 en los cuales la estructura trabaja en la región antes de la fluencia, cuando se excede el límite de fluencia el índice de daño arrojará valores que exceden la unidad al incursionar en rangos plásticos, una limitación que tiene este índice de daño es que no existe un valor común para todo tipo de estructuras que nos indique cuando se ha alcanzado el estado de colapso de la estructura (Cao et al, 2014).

Es importante destacar los diferentes tipos de índices de daño que se emplean, ya que pueden ser índices de daño relacionados a elementos locales, así como índices de daño globales que consideran el índice de daño asociado a los elementos que forman parte de una estructura y que son ponderados para dar una estimación global del daño que se tiene en un sistema.

A continuación, se presentan y describen los índices de daño comúnmente usados y su formulación.

2.5.1 Newmark y Rosemblyeth (1974)

Proponen un índice de daño por medio de la relación de la demanda de capacidad de deformación

$$I_{DNR} = \mu_{\delta} = \frac{d_m}{d_y}$$

Donde:

μ_{δ} : Ductilidad de deformación

d_m, d_y : Deformación máxima y deformación de fluencia respectivamente

2.5.2 Gosain

Gosain et al. (1977) proponen el primer índice de daño basado en conceptos de energía mediante una relación acumulada:

$$I_{DG} = I_W = \sum_{i=1}^n \frac{F_i d_i}{F_y d_y}$$

Donde:

F_y, d_y : son la fuerza y el desplazamiento de fluencia, respectivamente

n : número de ciclos histeréticos.

Solo se consideran los ciclos en los que $F_i \geq 0.75F_y$

2.5.3 Índice de daño de Hasselman

Hasselman et al. (1980) proponen un índice que relaciona la demanda con la capacidad de resistencia. Utilizando modelos bilineales para representar la relación momento-curvatura o cortante -desplazamiento.

$$I_{DHm} = \frac{M_m - M_y}{M_u - M_y}$$
$$I_{DHv} = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y}$$

Los subíndices y, u y m corresponden a los niveles de fluencia, capacidad última y demanda máxima del elemento debido al sismo, respectivamente. (Vasquez, 2010)

2.5.4 Índice de daño de Park y Ang

De acuerdo con Park y Ang, el nivel de daño estructural en elementos de concreto reforzado sujetas a carga cíclica puede estimarse a partir de la combinación lineal de las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica (Park y Ang, 1985)

$$I_{DPA} = \frac{\mu_m}{\mu} + \beta \frac{E_H}{F_y d_y \mu}$$

Donde

μ_m : ductilidad máxima que desarrolla la estructura cuando se somete a la acción de un movimiento sísmico.

μ : la relación entre el desplazamiento último que puede alcanzar el sistema cuando se sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente y el desplazamiento de fluencia (ductilidad última)

β : Parámetro que depende de las características estructurales y que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético. Para ciclos histeréticos con un comportamiento estable el valor correspondiente es de 0.15, mientras que se asigna un valor dentro del rango de 0.2 a 0.4 a sistemas que exhiben una deterioración importante en su resistencia y rigidez.

E_H : Demanda de energía histerética

F_y y d_y : Representan la fuerza y el desplazamiento de fluencia respectivamente.

Este índice de daño se encuentra asociado de forma teórica con el valor de 0 a una estructura que no ha sufrido daño, mientras que un valor cercano a la unidad representa que el sistema ha fallado. (Bojórquez et al., 2009). Un valor menor que 0.4 implica daños reparables, mayores a 0.4 implica daños irreparables (Teran-Gilmore et al., 2005).

2.5.5 Índice de daño de Miner

La hipótesis de Miner considera que el daño provocado por cada excursión plástica es independiente del daño producido por cualquier otra incursión, de tal manera que se requiere delimitar cada una de las incursiones con parámetros claros para su evaluación independiente. Puede ser formulado a partir de la teoría de acumulación lineal de daño. Cosenza y Manfredi (1996) han formulado la hipótesis de Miner conforme a la siguiente expresión.

$$I_{DMH} = \sum_{i=1}^{N_{exc}} \left(\frac{\delta_{pi}}{\delta_{ucp}} \right)^b$$

Donde

N_{exc} : es el número de excursiones plásticas

δ_{ucp} : es el desplazamiento cíclico plástico último

δ_{pi} : es el desplazamiento plástico de la i -ésima excursión

b : Es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético.

2.5.6 Índice de daño Terán y Jirsa

Terán-Gilmore y Jirsa (2004) proponen un índice de daño considerando la disipación de energía histerética, la cual considera la acumulación de degradaciones al incursionar en rangos de deformación plástica, este índice es una representación de la teoría de Miner. (Garzón, 2018) Se expresa de la siguiente forma:

$$I_{DTJ} = \frac{NE_{H\mu}(2 - b)}{r(2\mu_u - 1)}$$

Donde $NE_{H\mu}$ es la demanda de energía histerética normalizada. Y esta se puede obtener como

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{\delta_y F_y}$$

Donde δ_y, F_y son la fuerza y el desplazamiento de fluencia, respectivamente.

Para sistemas elasto-plásticos perfectos sujetos a múltiples excursiones, $NE_{H\mu}$ es la suma de todos los desplazamientos plásticos alcanzados en los diferentes ciclos normalizados por δ_y , de tal manera se tiene

$$NE_{H\mu} = \frac{\sum_{i=1}^{Nexc} (\delta_{ci} - \delta_y)}{\delta_y} = \sum_{i=1}^{Nexc} (\mu_{ci} - 1)$$

Donde δ_{ci} y μ_{ci} son los desplazamientos y ductilidad del ciclo, respectivamente, asociados a la i -ésima excursión, y $Nexc$ es el número total de excursiones durante el movimiento sísmico. Para sistemas con un comportamiento de degradación histerético, $Nexc$ puede ser definida para incluir las incursiones plásticas para las cuales la capacidad no es degradada por valores menores a una fracción del 75% de F_y . Tal definición permite una evaluación racional de los daños estructurales en estructuras de concreto reforzado (Teran-Gilmore et al., 2005).

Existen estudios desarrollados para correlacionar el índice de daño con la energía histerética disipada donde se muestra la existencia de una relación lineal para sistemas de 1GDL (Garzón, 2018), como era de esperarse debido a la expresión matemática de los diferentes índices de daño.

Por otro lado, también existen estudios experimentales y analíticos de estructuras planas con altura moderada que indican que la respuesta de desplazamiento la domina, aparentemente, el primer modo de vibrar (Saiidi y Sozen, 1981), demostraron que la componente predominante de la respuesta del desplazamiento se puede modelar utilizando osciladores de un grado de libertad, 1GDL, que tienen propiedades similares a los elementos que constituyen la estructura. Este hallazgo sugiere que el desplazamiento global de sistemas de varios pisos se puede estimar utilizando métodos espectrales de respuesta simplificados, como los equivalentes a sistemas de 1GDL (Moehle y EERI, 1992)

Es importante considerar que los modelos de índice de daño tienen limitaciones debido a las diversas variables con las que se cuenta y, por ello, los resultados deben ser interpretados considerando las limitaciones que se tienen (Bojórquez et al., 2009). Es por ello que resulta importante elegir el índice de daño adecuado y que los datos de entrada para estimarlo sean considerados con detalle para proporcionar resultados confiables.

2.5.7 Otras cuantificaciones de daño

Otras recomendaciones para la cuantificación de daños para elementos de concreto reforzado aceptadas son las propuestas por Petrovski y Nouwkamp (1989), quienes sugieren una clasificación en términos de funcionalidad basada en tres categorías primarias. Estas categorías están basadas en la observación física (Reinhorn et al., 1992).

Park, Ang y Wen (1985), sugieren cinco grados de daño relacionados también con la apariencia física. Ellos relacionan los grados de daño con un indicador global el cual puede definir la usabilidad de las estructuras asignando un límite de recuperabilidad o irrecuperabilidad (Reinhorn et al., 1992).

Basados en la relación de los grados de daño de varios elementos de concreto en sus apariencias y usabilidad, se relaciona una escala con el estado de servicio. El estado de

servicio sugiere solamente reparaciones menores, usualmente cuestiones estéticas. El estado de reparabilidad sugiere que hay reparaciones importantes que son requeridas para restaurar la estructura a un estado adecuado. El estado de irreparabilidad implica que las reparaciones que se realicen no pueden restaurar la funcionalidad de la estructura en un grado adecuado, aun cuando la estructura no colapse la seguridad de vidas no puede ser suministrada (Reinhorn et al., 1992).

Bertero (1977) denota la importancia que tiene la acumulación de los daños en elementos locales a lo largo de su historia de servicio en la evaluación del daño global de la estructura. Lybas y Sozen (1977), Roufaiel y Meyer (1985), DiPasquale and Cakmak (1989) y otros, sugieren un índice de daño local y global el cual compara la degradación de rigidez actual con la degradación de rigidez máxima posible de los elementos (Reinhorn et al., 1992).

Gosain (1977), Hwang y Scribner (1984), Darwin y Nmai (1986), Meskouris y Kratzig (1987), McCabe y Hall (1989) usan la relación de trabajo realizada por los elementos o la energía consumida durante el evento sísmico respecto a la capacidad total de energía que puede disipar el miembro. Park, Ang y Wen (1985), Bracci et al (1989) usan un indicador el cual considera las relaciones; de deformación y de energía para cuantificar el daño de los miembros. Estos indicadores consideran la deterioración de resistencia y rigidez, y también de fatiga en los miembros (Reinhorn et al., 1992).

2.6 Estudios de vibración

Además de concebir modelos matemáticos que representen las estructuras con sus características que nos permitan obtener un comportamiento lo más cercano a la realidad es de vital importancia contar con información adicional que nos permita validar tales características y/o comportamiento de una estructura. Para la obtención de estos datos se puede recurrir a estudios de vibración ambiental, vibración forzada, o en su caso a los registros ante sismos de un edificio previamente instrumentado, estos datos se recopilan en parámetros de desplazamiento, velocidad o aceleración.

Las consideraciones al utilizar estos diferentes estudios residen en el comportamiento que se puede presentar en la estructura ante dichas acciones, debido a que los niveles de esfuerzo en las estructuras varía dependiendo de si se trata de un estudio de vibración ambiental, en donde se considera un comportamiento elástico lineal, o en su caso, un sismo que puede generar un comportamiento no lineal en la estructura, además de la participación de diversos elementos que pueden proporcionar un amortiguamiento diferente ante estos comportamientos.

2.6.1 Vibración por sismo

La implementación de estas mediciones requiere de una instrumentación permanente y un constante mantenimiento y verificación de los sistemas de medición debido a la naturaleza

de los sismos. Esto lleva a considerar un gasto mayor en la implementación de estos estudios.

Sin embargo, puede proporcionar información valiosa del comportamiento ante excitaciones reales. En estos casos es importante tener presente que el comportamiento puede no estar dentro de un rango lineal durante la excitación sísmica lo cual puede requerir realizar diferentes tipos de análisis que consideren la no linealidad de la estructura.

La importancia de la instrumentación sísmica de edificios reside en que permite hacer evaluaciones cuantitativas de las acciones impuestas por los sismos a las estructuras y de las respuestas de éstas. Estos estudios contribuyen a mejorar los criterios de diseño y evaluación estructurales. Además, pueden ser útiles para los programas de operación y mantenimiento de las estructuras (Murià, 2007).

2.6.2 Vibraciones forzadas

Los estudios de vibración forzada son aquellos en los que la obtención de los datos de la estructura se obtiene a partir de una excitación controlada, ya sea con un sistema de masa excéntrica, con “empujones” generados por equipo externo como una grúa, con un grupo de gente moviéndose de forma coordinada, o en modelos de laboratorio los cuales pueden ser sujetos a movimientos en su base por medio de una mesa vibradora.

Para la aplicación de estos estudios es importante definir la fuerza externa que será aplicada para obtener los resultados esperados durante el análisis de señales.

2.6.3 Vibración ambiental

Como ya se ha mencionado los análisis de datos de vibración ambiental se realizan con vibraciones generadas por el tránsito de personas, de vehículos, por los movimientos que produce el viento, en general ante condiciones de servicio, estas acciones producen aceleraciones en la estructura, por lo cual las propiedades dinámicas registradas corresponden a la estructura cuando se encuentra en un estado estacionario dentro de un rango elástico, a diferencia de los registros con vibraciones forzadas los cuales pueden presentar alteraciones debido a cambios en las propiedades de la estructura como su rigidez.

Debido a la naturaleza de los movimientos que existen en la estructura en los estudios de vibración ambiental se requiere de equipo de medición especializado que cuente con la sensibilidad adecuada para registrar estos datos.

2.7 Análisis y procesamiento de señales

Las señales son manifestaciones de una gran diversidad de fenómenos físicos que se pueden captar en nuestro entorno, en la naturaleza, en el planeta, en el espacio, incluso fenómenos producidos por la actividad humana.

Todo fenómeno físico puede ser descrito mediante una serie de datos, los cuales se miden por lo general en términos de una magnitud contra tiempo. Estos datos pueden describir de forma razonable por medio de una relación matemática el movimiento de un satélite en órbita, la oscilación de un cuerpo rígido sujeto a un resorte, etc. (Castelan, 2001). Cualquiera de estas señales se puede clasificar de forma general atendiendo las distintas propiedades que posee:

- En tiempo continuo y en tiempo discreto
- Par e impar
- Periódicas y no periódicas
- Determinísticas y aleatorias
- De energía y de potencia

En el campo de la ingeniería estructural el análisis de las series de Fourier ha aportado una forma de evaluar un conjunto de datos en el dominio del tiempo y analizarlos en el dominio de la frecuencia (Henao, 2013). Lo cual permite la evaluación de propiedades dinámicas de las estructuras a través de mediciones de aceleraciones en diferentes direcciones.

El concepto denominado serie de Fourier fue introducido en el año 1822 por el barón de Fourier en un trabajo sobre el proceso de la transmisión del calor. (Arzate, 2019). En el campo de las matemáticas las series de Fourier son series en términos de coseno y seno que representan funciones periódicas generales como solución de problemas de ecuaciones diferenciales ordinarias y parciales.

Para descomponer una señal en series de Fourier se deben cumplir un conjunto de condiciones suficientes, pero no necesarias, denominadas condiciones de Dirichlet (Henao, 2013)

Una interpretación simplificada de la transformada de Fourier se ilustra en la Figura 2.2. Como ya se ha mencionado, la esencia de la transformada de Fourier es la descomposición o separación de la onda en una suma sinusoidal de diferentes frecuencias (Oran, 1988)

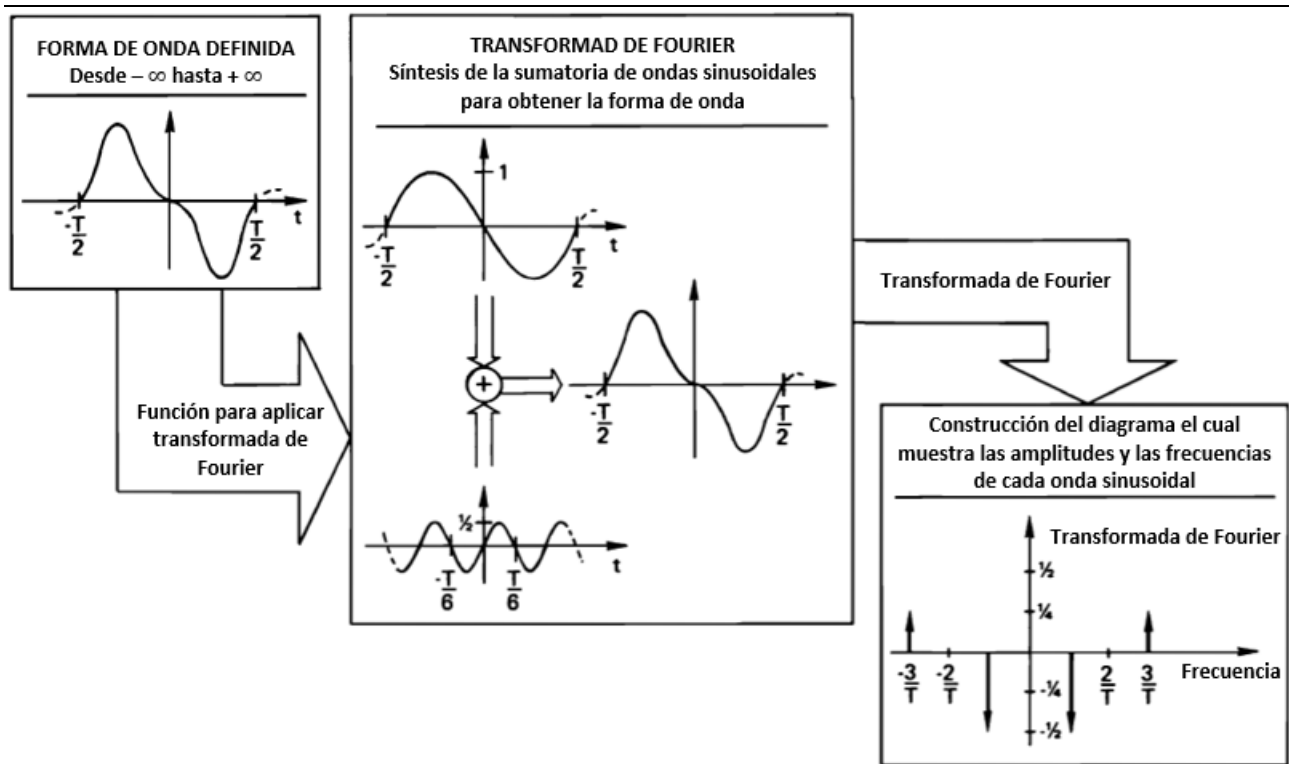


Figura 2.2 Interpretación de la transformada de Fourier (Oran, 1988)

A partir de la transformada de Fourier se introduce la transformada rápida de Fourier FFT (por sus siglas en inglés Fast Fourier Transform) la cual permite reducir el número de operaciones necesarias, basándose en las propiedades de separabilidad, simetría y periodicidad de la función de entrada se elimina la información redundante. (Zapotitla, 2011)

2.7.1 Espectros de Fourier

A partir de la Transformada de Fourier es posible obtener una descomposición del contenido de frecuencias, en donde se obtienen las amplitudes promedio de estas frecuencias a intervalos de tiempo de muestreo. De esta forma, el espectro de Fourier es una función de densidad espectral, donde se grafican las amplitudes de la transformada de Fourier contra frecuencias para una señal de entrada. (Henao, 2013)

La transformada de Fourier es una función compleja que puede ser escrita en términos de notación polar compleja como:

$$S_x(f) = |S_x(f)|e^{-i\theta(f)}$$

Donde $|S_x(f)|$ es el espectro de amplitudes y $\theta(f)$ es el espectro de fase.

2.7.1.1 Espectro de potencia

La función de densidad de potencia espectral está definida por la transformada de Fourier de la función de autocorrelación de una función o registro de tiempo $x(t)$, es decir, muestra

una correlación directa entre la señal de entrada y la señal de salida del espectro de Fourier en términos de sus contenidos de frecuencias.

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} dt$$

Se puede obtener mediante el producto del espectro de Fourier de una señal con su conjugada

$$S_{xx}(f) = S_x(f)S_x^*(f)$$

La obtención del espectro de potencia es un indicador para determinar a partir del espectro de Fourier, cuales registros de señales corresponden a señales propias de la medición o se deben a una excitación externa en términos de la magnitud de las señales.

2.7.1.2 Función de coherencia

Es una medida de la relación que existe entre las señales de entrada y salida, es decir, que tanto la señal de salida es producto únicamente de la señal de entrada o si existen otro tipo de señales que afecten la señal de salida. El valor varía de 0 a 1, donde un valor cercano a cero indica que no existe relación entre la señal de entrada y la señal recibida, mientras que un valor cercano a 1 indica una mayor relación entre la señal de entrada y de salida. Esta función está definida por la relación entre las funciones de transferencia. Matemáticamente, la coherencia es una función de correlación cruzada en el dominio de las frecuencias (Castelan, 2001)

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{H_1(f)}{H_2(f)} = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f)G_{yy}(f)}$$

A partir de la función de coherencia es posible verificar excitaciones que se presentan en el espectro de Fourier que no son correspondientes a algún modo de vibrar del edificio.

2.7.1.3 Espectro cruzado

Los espectros cruzados se pueden obtener mediante el producto del espectro de Fourier de una señal conjugada del espectro de Fourier de otra señal, como se muestra a continuación:

$$S_{xy}(f) = S_x^*(f)S_y(f)$$

El espectro cruzado nos muestra una función de correlación entre dos señales, el cual es utilizado en el espectro de fase.

2.7.1.4 Ángulo de fase

Tanto la potencia espectral cruzada como las funciones de transferencia son conjuntos de datos complejos en los cuales, al igual que para la transformada de Fourier, los espectros presentados brindan información acerca de la magnitud, la fase o ángulo de fase de las

señales $\theta_{xy}(f)$ (Henao, 2013). El cálculo del ángulo de fase nos permite identificar la relación entre los espectros de Fourier de señales de diferentes puntos y direcciones.

La fase o ángulo de fase de las señales, se obtiene con el cociente de la parte real y la parte imaginaria de la función del espectro cruzado de potencia.

$$G_{xy}(f) = A_{xy}(f) + iB_{xy}(f)$$

$$|G_{xy}(f)| = \sqrt{A_{xy}^2(f) + B_{xy}^2(f)}$$

$$\theta_{xy}(f) = \tan^{-1} \frac{B_{xy}(f)}{A_{xy}(f)}$$

El ángulo de fase varía entre $\pm 180^\circ$ y muestra la dirección relativa del movimiento entre dos puntos de medición, representados por dos señales registradas de manera sincrónica.

3. Metodología

El desarrollo de la metodología presentada establece los procesos para la estimación de un índice de daño acumulado de una estructura a partir de un modelo analítico que ha sido validado respecto a las propiedades dinámicas obtenidas a partir de estudios de vibración.

Para la definición del modelo de comportamiento no lineal es necesario contar con el detallado estructural de los elementos y sus conexiones, por lo que se deberá tener en cuenta la obtención de esta información para la implementación de esta metodología. Así como el cumplimiento de las condiciones de cada proceso para que los resultados que sean obtenidos tengan un grado de confiabilidad aceptable.

Respecto a la interacción suelo-estructura, es un factor importante por considerar en el comportamiento de la estructura, por lo cual es importante identificar si esta metodología debe incluir o no este fenómeno.

La validación del modelo analítico a partir del cual se obtiene el índice de daño acumulado en la estructura se establece en un punto de la historia de la estructura donde se ha realizado el estudio de vibración para comparar las propiedades dinámicas tomando este punto en la historia como referencia. Sin embargo, no es limitativo su uso para posteriores evaluaciones que requieran de contar con un modelo analítico representativo, realizando las consideraciones pertinentes para su uso.

A continuación, se describen los pasos necesarios para llevar a cabo la evaluación del daño estructural empleando el concepto de índice de daño para estructuras existentes.

3.1 Recopilación de información disponible

Este paso se puede considerar fundamental, pues de él dependerán la calidad de la información de entrada y de los resultados obtenidos del análisis. Esta etapa incluye búsqueda de información documental y trabajo de campo a través de inspecciones al edificio de estudio. Durante la etapa de inspección y levantamiento estructural es importante hacer una estimación de las cargas existentes, como la debida a carga viva, carga muerta y cargas particulares que puedan influir en la respuesta de la estructura actual, así como los cambios importantes que se han realizado, tanto modificaciones estructurales, como de uso que puedan afectar en el comportamiento a lo largo de la historia de la estructura y que tengan que ser considerados.

Posteriormente se procede a la generación de un modelo analítico, el cual represente las características estructurales en el rango elástico lineal.

3.2 Definición de un modelo analítico

Como una primera aproximación para la modelación de la estructura en estudio se consideran las propiedades de los materiales y de las secciones en su estado inicial, es decir, con las condiciones de resistencia y rigidez sin reducciones. Esta información se puede obtener de la contenida en planos estructurales del proyecto o de estudios realizados en laboratorio donde se determinan las propiedades de los materiales, en estos casos se debe considerar que las propiedades obtenidas representan las condiciones de los materiales en ese momento, y éstas pueden ser diferentes a las que se tenían al inicio de la vida de la estructura.

3.2.1 Identificación de las propiedades dinámicas de la estructura utilizando registros de vibración

A partir del análisis de vibración se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura en estudio, como son los periodos y formas modales.

El análisis de las señales obtenidas durante el estudio de vibración comienza con el cálculo del espectro de amplitudes de Fourier. Para este caso, la estimación de las frecuencias se realiza calculando espectros promedio, a partir de segmentos de señales de igual longitud.

Por medio del espectro de Fourier y el espectro de potencia obtenido de las señales de vibración ambiental se determinan los puntos de mayor amplitud altos los cuales corresponden a las frecuencias de la estructura o a las causadas por algún otro tipo de excitación o ruido, por ello es necesario analizar los espectros de potencia y coherencia para determinar el origen de las señales.

En conjunto con los resultados obtenidos en los espectros de Fourier e identificados las frecuencias de la estructura con los valores de coherencia y los espectros de potencia se procede a identificar el ángulo de fase de los registros en las frecuencias de la estructura identificadas anteriormente, esto permite identificar los modos traslacionales que son presentados con valores cercanos a cero, en cuanto a valores cercanos a 180° significan un modo con componente de torsión (Zamora, 2016).

3.3 Generación de modelo con comportamiento no lineal

Dependiendo de los alcances del análisis y/o de los daños observados en la estructura de estudio se define el modelo de comportamiento que represente mejor el daño de los elementos, de acuerdo con la estructuración, materiales y las excitaciones a las que han sido sometidos los elementos. Al considerar el daño acumulado se debe considerar en la elección del modelo de comportamiento histerético adecuado para los elementos del sistema estructural como son los modelos bilineales, peak-oriented, pinching model, Ibarra-Medina-Krawinkler (2005), Takeda (1970).

Para definir de forma general el comportamiento no lineal de los elementos se presentan estos pasos para cualquier modelo que se desee representar (Cosenza y Manfredi, 1992).

1. Definición de la envolvente monotónica del ciclo de carga que generalmente coincide con la curva monotónica
2. Definición de las reglas de carga
3. Definición de las reglas de recarga

Se asignan las propiedades no lineales correspondientes a los elementos estructurales con las consideraciones necesarias para reproducir un comportamiento cercano a la realidad ante la aplicación de los registros sísmicos.

3.4 Definición de la demanda sísmica

Dado que se requiere conocer la cantidad de energía disipada a través de los ciclos histeréticos de carga y descarga en el rango inelástico, es necesario llevar a cabo análisis no lineales paso a paso en el tiempo (ANLPP), por lo que la amenaza sísmica deberá definirse a través de registros sísmicos de eventos pasados que hayan ocurrido durante la vida útil de la estructura. Los registros por considerar dentro de la historia de la estructura serán aquellos que hayan provocado aceleraciones importantes en la estructura para que sean considerados dentro del rango de estudio.

3.5 Análisis no lineales paso a paso

De acuerdo con el modelo de comportamiento no lineal establecido, el cual considera el comportamiento histerético y la degradación de rigidez y resistencia, el análisis para representar de forma adecuada el comportamiento es un ANLPP en el tiempo, el cual proporciona la información necesaria para evaluar en cada instante de tiempo los cambios en las propiedades dinámicas y el comportamiento de los elementos a lo largo de la aplicación de los registros sísmicos.

3.6 Identificación de las propiedades dinámicas de la estructura con daño acumulado

Se recomienda identificar las propiedades dinámicas de una estructura a través del tiempo, para ello, se pueden emplear herramientas como el método de componentes principales (expansión de Karhunen-Loève) o la transformada de Hilbert. Ya que, dentro de sus aplicaciones, permite evaluar la variación de las frecuencias naturales de vibrar, lo que refleja el comportamiento no lineal de la estructura a través de ventanas de registros, utilizando los datos obtenidos en el análisis no lineal paso a paso.

Con estos métodos de análisis es posible obtener variación de las propiedades dinámicas a lo largo de la historia de ocurrencia de sismos, además, se pueden identificar cambios en

la rigidez de la estructura cuando sea el caso, lo que representa una gran ventaja, pues con la aplicación de análisis de propiedades dinámicas convencionales no es fácil representar los cambios que se sufren a través del tiempo debido a la no linealidad.

3.7 Calibración del modelo

Al considerar una variación en las propiedades dinámicas debido a comportamientos no lineales es importante identificar el punto en la historia de la estructura en el cual se validarán los modelos analíticos de acuerdo con los estudios de vibración realizados.

De acuerdo con el estudio de vibración utilizado es necesario identificar aspectos estructurales no considerados que afecten la rigidez lateral del edificio dentro del rango de medición, que pueden ser elementos no estructurales, como muros divisorios, juntas constructivas, etc.

La verificación de propiedades dinámicas de la estructura se realiza al finalizar la aplicación de los registros sísmicos en el modelo analítico, a fin de comparar los periodos y formas modales con lo obtenido en el análisis de señales del estudio de vibración.

En caso de existir diferencias importantes, tanto en valores del periodo como en las formas modales se debe calibrar el modelo lineal y no lineal considerando cambios en su rigidez y resistencia a fin de realizar nuevamente el análisis no lineal paso a paso y evaluar nuevamente las propiedades dinámicas de la estructura al fin del análisis, hasta obtener un modelo estructural cuyas propiedades dinámicas obtenidas analíticamente, sean consistentes con las propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente (Razo y García, 2020).

3.8 Definición del modelo de 1GDL

Una vez validadas las propiedades dinámicas del modelo analítico se procede a definir un modelo de un grado de libertad, 1GDL, a partir del sistema de MGD (múltiples grados de libertad) que representa la estructura real en su rango elástico lineal.

A partir del modo que tenga mayor participación en cada dirección de estudio del modelo analítico, a fin de establecer el sistema de 1GDL lineal con las propiedades dinámicas y mecánicas del modelo de MGD.

Para lograr lo anterior, se debe realizar una verificación de la participación que tienen los modos superiores en el comportamiento de la estructura de MGD a fin de representar de forma correcta el comportamiento con el modelo de 1GDL o, en su caso, considerar diferentes modelos de 1GDL para la correcta estimación (Terán et al., 2014). Por lo general, muchas de las recomendaciones presumen una respuesta dinámica dominada por el primer modo de vibrar, y no hacen una consideración cuidadosa de la influencia de los modos

superiores. En este caso al partir de un sistema de MGDL se puede estimar la respuesta de todos los modos presentes y hacer una correcta definición del modelo de 1GDL.

3.9 Asignación de propiedades mecánicas no lineales del oscilador de 1GDL

A partir de la curva de capacidad obtenida del modelo de MGDL por medio de un análisis estático no lineal que considere un patrón de carga similar a las fuerzas de inercia generadas por los movimientos sísmicos (Cárdenas, 2010), se definen los diferentes puntos en la curva de capacidad que estén asociados al rango de esfuerzos que se deseen considerar en el cálculo del índice de daño.

A partir de la definición anterior, en la curva de capacidad del sistema de MGDL se obtiene la curva de comportamiento para el oscilador de 1GDL, con comportamiento no lineal. Así mismo, se asigna al modelo de 1GDL el comportamiento histerético que considere la acumulación de daño a través de las reglas de carga, descarga y recarga, a fin de representar al sistema de MGDL durante la aplicación de los registros sísmicos.

3.10 Obtención de índice de daño del oscilador de 1GDL

Algunos autores han llegado a sugerir que la respuesta global de sistemas que exhiben degradación de rigidez puede establecerse de manera razonable a partir de sistemas de 1 GDL, estos trabajos sugieren que los resultados y expresiones obtenidas en sistemas de 1 GDL pueden extrapolarse para el diseño de sistemas de múltiples grados de libertad (Terán-Gilmore et al, 2006). En este mismo sentido se realiza la estimación de daño en un sistema de 1GDL, que representa el daño acumulado presentado en el sistema de MGDL.

La elección del índice de daño adecuado para esta estimación a partir del modelo de 1GDL depende de las características mecánicas de los elementos que conforman la estructura y de los parámetros que influyen en la respuesta que se desea calcular, para el caso de un estudio que considere el daño acumulado es importante que el índice de daño tome en cuenta los eventos anteriores a través de parámetros como la ductilidad, desplazamientos máximos o los enfocados en conceptos de energía. Como son los índices propuestos por Bracci (1989) Park y Ang (1985), Gosain et al (1977), Miner (1996), Terán y Jirsa (2005), etc. Una vez identificado el índice de daño correcto se procede a estimar el daño acumulado a partir de los resultados del sistema de 1GDL.

Al igual que en el modelo de MGDL, se realiza el análisis de la variación de las propiedades dinámicas del sistema de 1GDL a lo largo de la historia de los eventos sísmicos considerados para identificar los cambios en el comportamiento del modelo de 1 GDL.

Una vez ejecutados los ANLPP se emplea la respuesta del sistema de 1GDL en términos de desplazamiento y cortante basal en el cálculo del índice de daño seleccionado.

3.11 Diagrama de Flujo

A continuación, se presenta en la Figura 3.1 el diagrama de flujo para la aplicación de la metodología descrita anteriormente para la obtención del índice de daño. Donde se puede observar en el paso número 6 que el proceso puede ser iterativo a fin de validar el modelo, por lo que si las propiedades dinámicas del modelo analítico al final de la aplicación de sismos no coinciden con lo obtenido en los estudios de vibración es necesario realizar modificaciones de rigidez y resistencia al modelo analítico hasta alcanzar esta validación y continuar con el proceso.

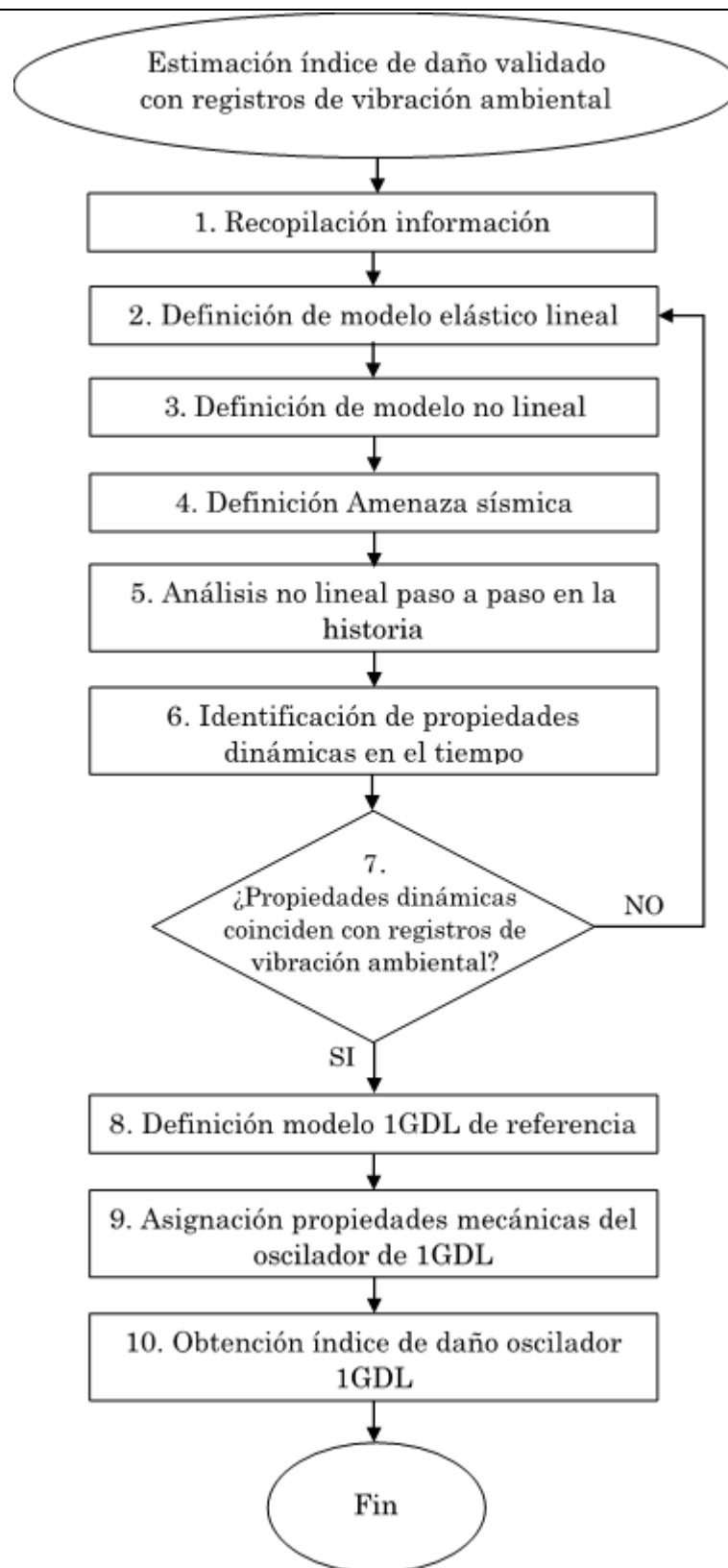


Figura 3.1 Diagrama de flujo para la obtención de un índice de daño asociado a un sistema estructural existente

4. Caso de estudio

La estructura en estudio corresponde a un edificio escolar de cuatro niveles a base de marcos de concreto reforzado con 3133 m² de construcción, ubicado en la zona sur de la Ciudad de México, ubicado en Zona I, de acuerdo con la zonificación presente en las NTC (2017).

El edificio escolar cuenta con un área de construcción en el primer nivel de 1348 m², los cuales corresponden a usos administrativos, además alberga un área de cómputo y área de servicios, en los pisos superiores cuenta con un área de 595 m² de los cuales 437 m² son asignados a aulas y los 158 m² restantes son para circulación y acceso. La distancia de entrepiso es de 3.6 [m] en todos los niveles, contando con 14.6 m de altura al nivel de piso de azotea (Plano 4.1 ARQ-01 y Plano 4.2 ARQ-02).

Anteriormente se han realizado evaluaciones con modelos analíticos conforme al RCDF (2004) y algunas propuestas de reforzamiento de la estructura. Estos modelos analíticos se han desarrollado a partir de la información recopilada en planos estructurales, los cuales se encuentran fechados en el año de 1965.

Debido a la historia de sismos a los que ha estado sujeta la estructura se hace necesario evaluar el nivel de daño que ha acumulado la estructura.

El objetivo de este estudio es realizar la estimación del índice de daño acumulado asociados al agrietamiento de los elementos de CR debido a su historia de sismos a partir de un modelo analítico el cual es validado respecto a sus propiedades dinámicas estructurales con un estudio de vibración ambiental.

4.1 Recopilación de información disponible

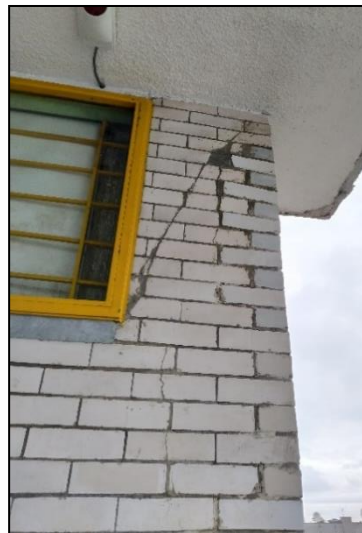
La información disponible corresponde planos estructurales y arquitectónicos fechados en el año de 1965. No se encontró información acerca de modificaciones importantes realizadas en el proyecto original después de su construcción. De acuerdo con los planos estructurales se consideraron las normas ACI 318-68 para el diseño de los elementos de concreto reforzado. El esfuerzo de trabajo del terreno considerado en el proyecto de diseño es de 20 ton/m².

En el año de 1980 se integra una estructura en el lado noreste de la estructura en estudio de 1 nivel, el cual le da continuidad al edificio en estudio en su nivel de desplante, generando una junta constructiva en el primer nivel en un perímetro de 35.1 m, además se tiene la adhesión de otra estructura de un nivel en el lado este de la estructura, generando una junta constructiva con un perímetro de 18.9 m debido a esto se ha generado la modificación de algunos muros divisorios respecto al proyecto original en el primer entrepiso.

Inspecciones visuales recientes muestran daños en muros divisorios, y agrietamientos en columnas de concreto reforzado de pisos superiores, ver Figura 4.1. La aparición de estas grietas en los elementos de concreto a partir de la inspección visual se consideran superficiales.



(a)



(b)

Figura 4.1 (a) Grietas en columnas tercer nivel (b) Daños en muros divisorios niveles superiores,

4.1.1 Geotecnia

La estructura en estudio se ubica sobre un depósito basáltico proveniente del volcán Xitle de hace aproximadamente 2000 años, estos derrames basálticos se depositaron sobre suelos lacustres de las alcaldías Tlalpan, Coyoacán y Álvaro Obregón, a pesar de encontrarse en la zona de Lomas, como se puede identificar en las NTC (2017), estudios realizados por Samaniego et al. (2019), definen como zona especial al derrame del volcán Xitle, debido a que en los estudios de microzonificación sísmica se encontraron zonas con periodos de hasta 2 s, en zonas cercanas a Ciudad Universitaria (Lermo et al., 2019).

El módulo de elasticidad del basalto 490,000 a 910,000 kgf/cm² y el esfuerzo a compresión entre 1,700 a 2,800 kgf/cm², por lo cual se considera una roca con calidad competente (López, 2017).

4.1.2 Sistema estructural

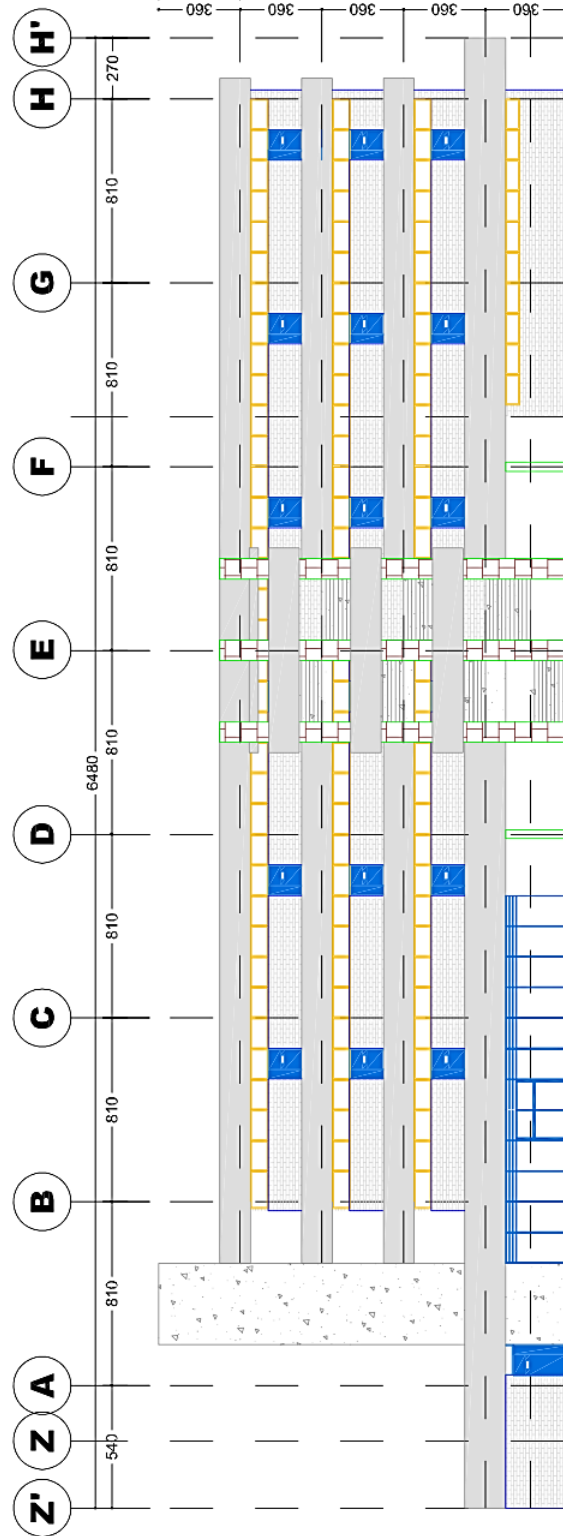
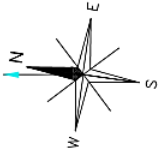
El sistema estructural está conformado por marcos de concreto reforzado ortogonales conformados por columnas con secciones transversales de 40 x 60 cm y de 30 x 50 cm de acuerdo con el Plano 4.8 EST-D02 y vigas con secciones transversales de 60 x 80 cm 70 x 85 cm y de 80 x 85 cm de acuerdo con el Plano 4.9 EST-D03.

Cuenta con un sistema de piso de losa maciza con espesor de 12 cm en el primer nivel, Plano 4.4 EST-N01, y con un sistema de losa nervada con secciones transversales de 15 x 40 cm a cada 90 cm en dos direcciones en los pisos 2, 3 y 4 (Plano 4.5 EST-N02_N03, Plano 4.6 EST-N04). La estructura cuenta con muros divisorios de vitricota con un espesor de 10 cm.

También cuenta con un cubo de concreto reforzado que en el proyecto original se define como un elevador el cual conecta todos los niveles en su lado oeste, además cuenta con un cubo de escaleras conformado por 3 bloques de concreto reforzado que se ubican en la zona sur de la estructura, el cual se encuentra unido al sistema estructural desde el nivel 1 hasta el 3. Además, cuenta con una junta estructural con un edificio colindante en el lado oeste de la estructura.

En la cimentación está conformada por zapatas aisladas de concreto reforzado y zapatas corridas de mampostería para el desplante de muros divisorios, desplantadas a una profundidad mínima de 0.7 m (Plano 4.3 EST-C01 y Plano 4.7 EST-D01).

Respecto a algunas condiciones de regularidad de la estructura, se considera una reducción del área del primer nivel al segundo piso a otro del 55% y un cambio de rigidez en el nivel de azotea de 23% en dirección N-S debido a que no está presente la conexión con los bloques de concreto que constituyen las escaleras.



Tesis Profesional:

Estimación del índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado de sismos validado con registros de vibraciones ambientales

Presenta: Alendar Castillo Antonio

Director de Tesis: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

Concepto: Fachada frontal

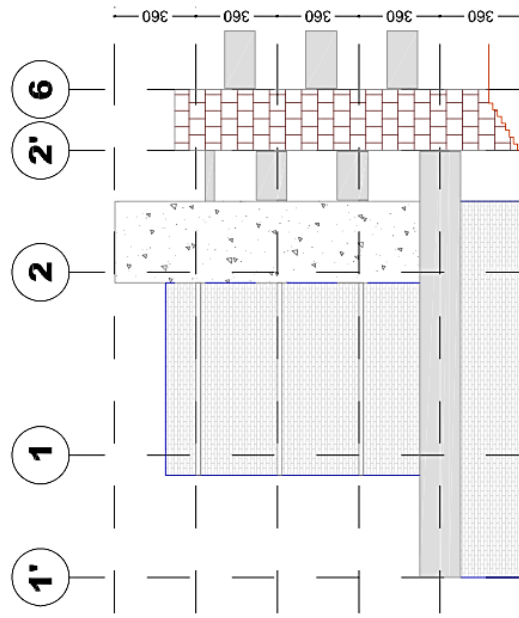
Aprobó: NLMMP

Escala: 1:300

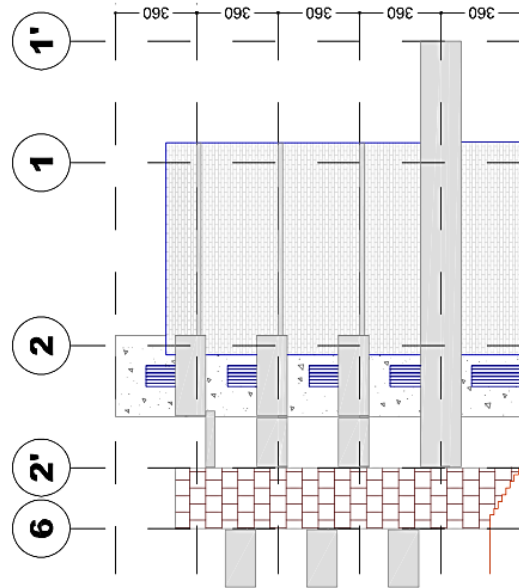
Acotó: cm

Figura: ARQ-01

Plano 4.1 ARQ-01



Fachada oriente



Fachada poniente



Tesis Profesional:

Estimación del índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado de sismos validado con registros de vibraciones ambientales

Presenta: Alendar Castillo Antonio

Director de Tesis: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

Concepto: Fachada oriente/poniente

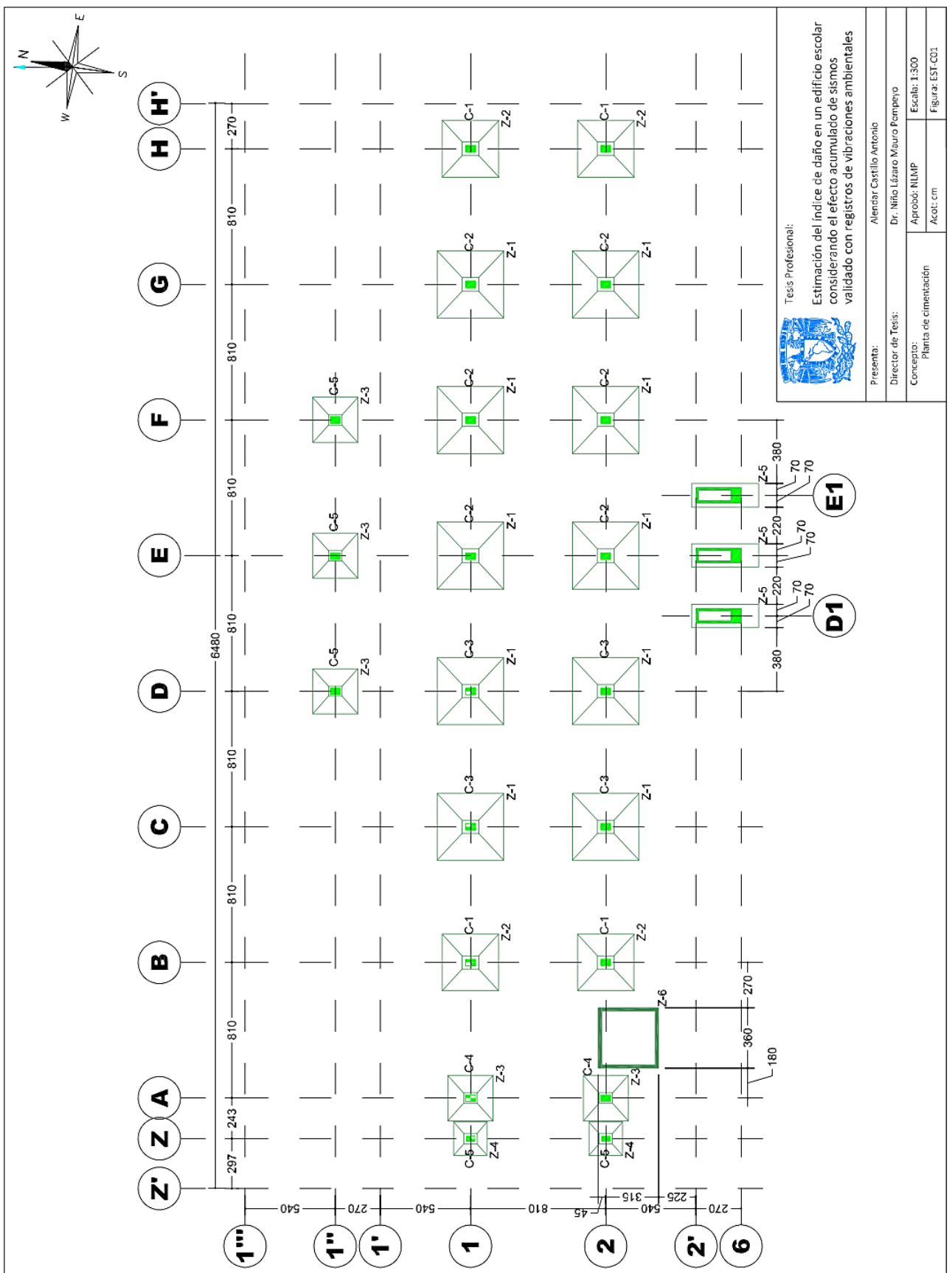
Aprobó: NLMP

Acotó: cm

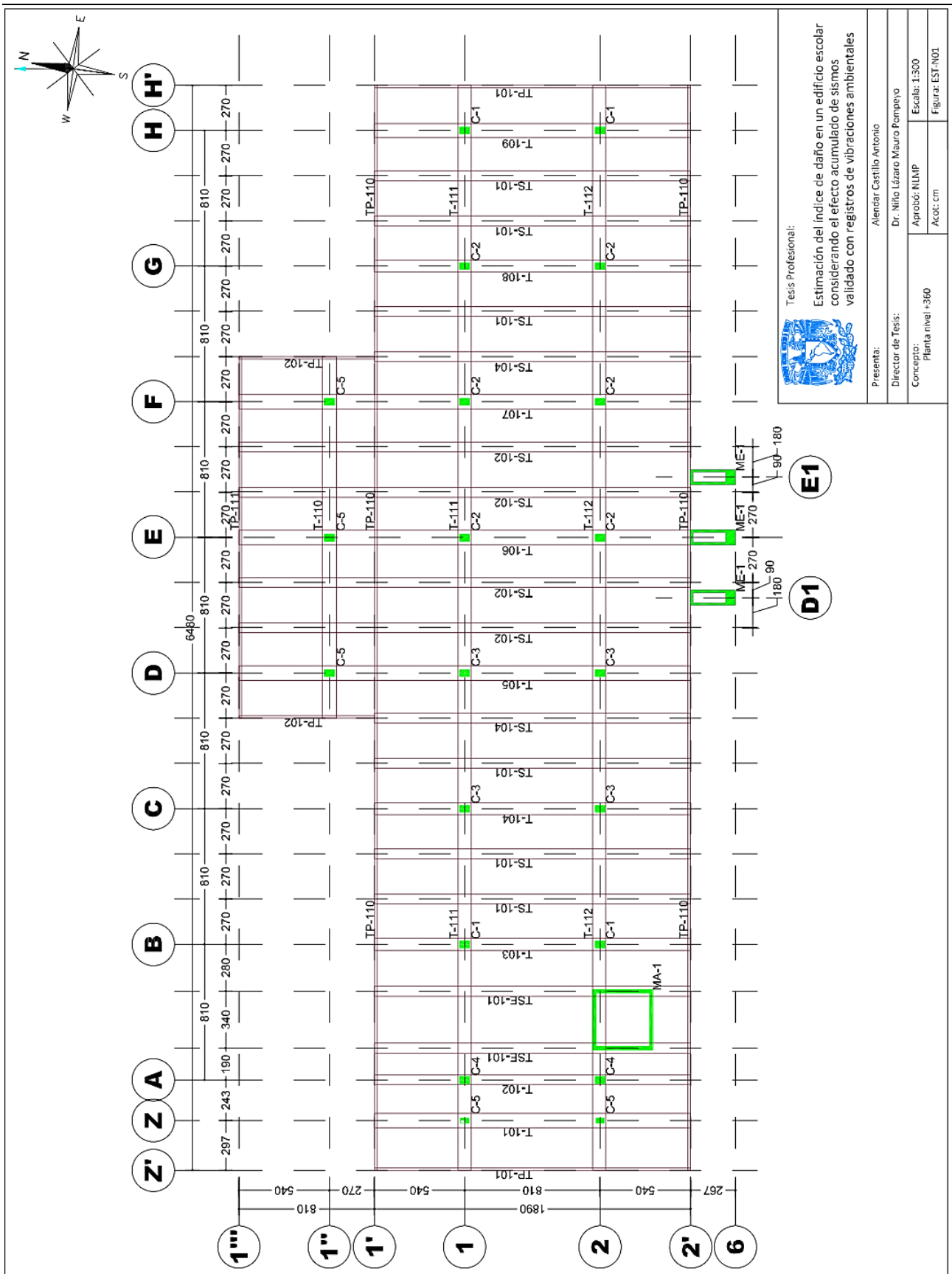
Escala: 1:300

Figura: ARQ-02


Plano 4.2 ARQ-02



Plano 4.3 EST-C01



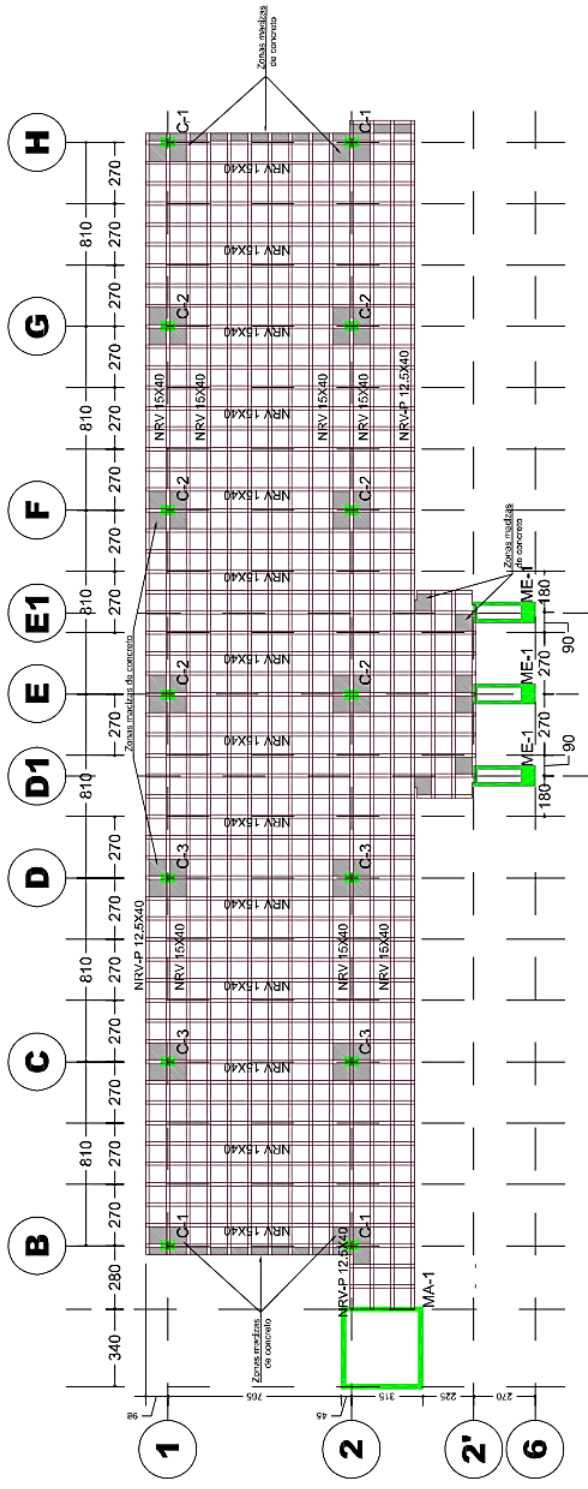
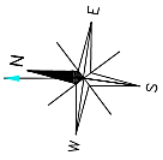
Tesis Profesional:




Estimación del índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado de sismos validado con registros de vibraciones ambientales

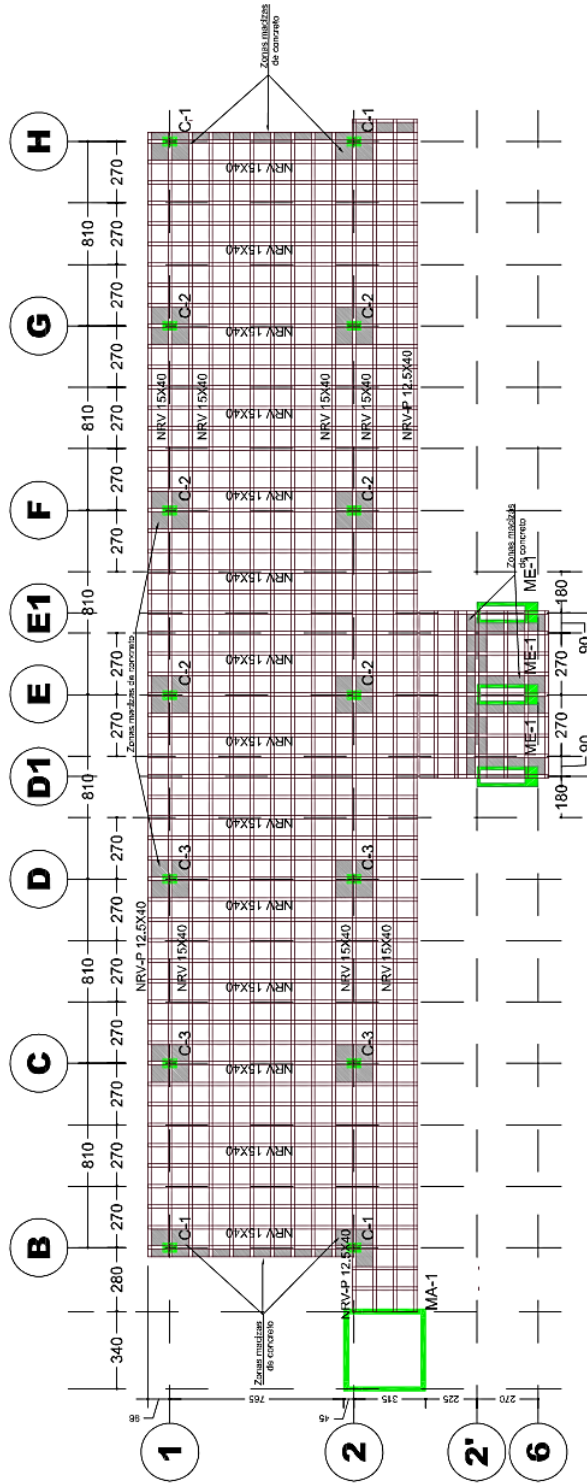
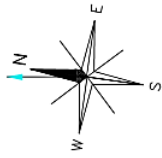
Presenta:	Alencar Castilho Antonio
Director de Tesis:	Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo
Concepto:	Planta nivel +360
Aprobó:	NLMMP
Acotó:	cm
Escala:	1:300
Figura:	EST-N01

Plano 4.4 EST-N01



	Tesis Profesional: Estimación del índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado de sismos validado con registros de vibraciones ambientales	
	Presenta: Alendar Castillo Antonio	Director de Tesis: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo
Concepto: Planta de nivel +720/+1,080	Aprobó: NLMMP	Escala: 1:300
		Acot: cm Figur: EST-N02_N03

Plano 4.5 EST-N02_N03



Tesis Profesional:

Estimación del índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado de sismos validado con registros de vibraciones ambientales

Presenta: Alendar Castillo Antonio

Director de Tesis: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

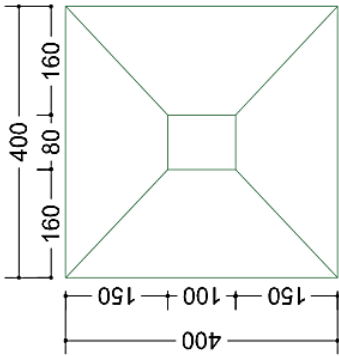
Concepto: Planta de nivel +1.440

Acot: cm

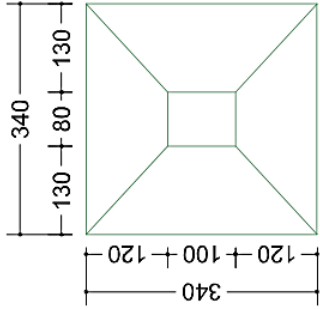
Escala: 1:300

Figura: EST_N04

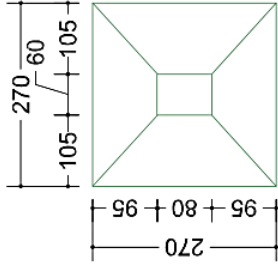
Plano 4.6 EST-N04



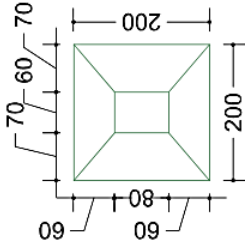
Planta zapata Z-1



Planta zapata Z-2



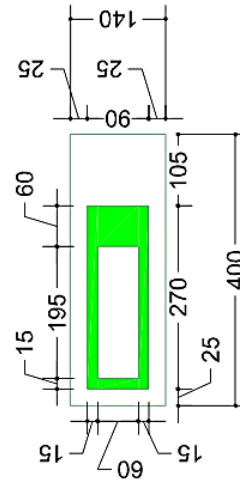
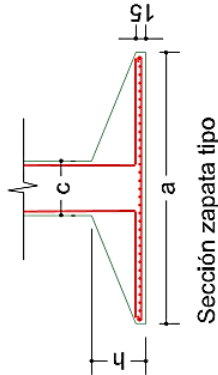
Planta zapata Z-3



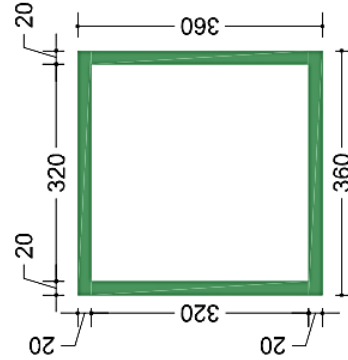
Planta zapata Z-4

Tabla de zapatas

Tipo	axa	CxC	h	Armado
Z-1	400x400	100x80	80	VAR #5 @12
Z-2	340x340	100x80	70	VAR #5 @15
Z-3	270x270	80x60	55	VAR #4 @12
Z-4	200x200	80x60	45	VAR #4 @17



Planta zapata Z-5



Planta zapata Z-6



Tesis Profesional:

Estimación del índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado de sismos validado con registros de vibraciones ambientales

Presenta: Alencar Castillo Antonio

Director de Tesis: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

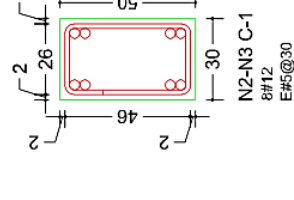
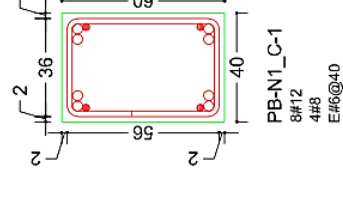
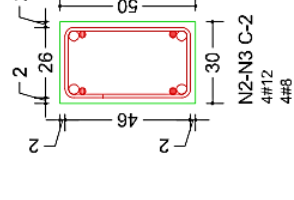
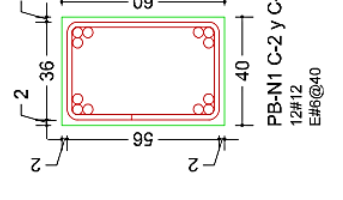
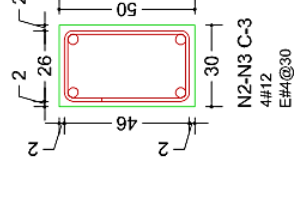
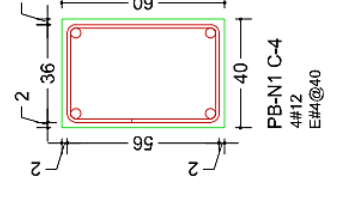
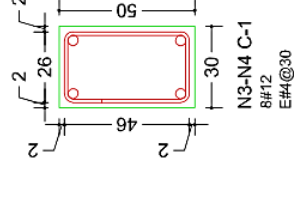
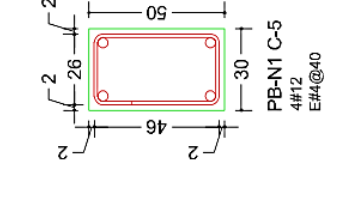
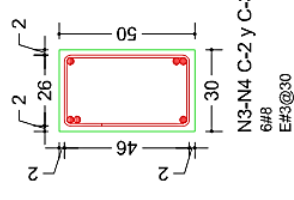
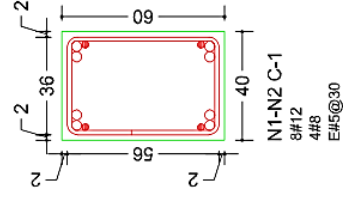
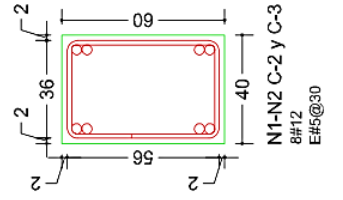
Concepción: NLMMP

Acot.: cm

Concepto: Detalle zapatas

Escala: 1:100

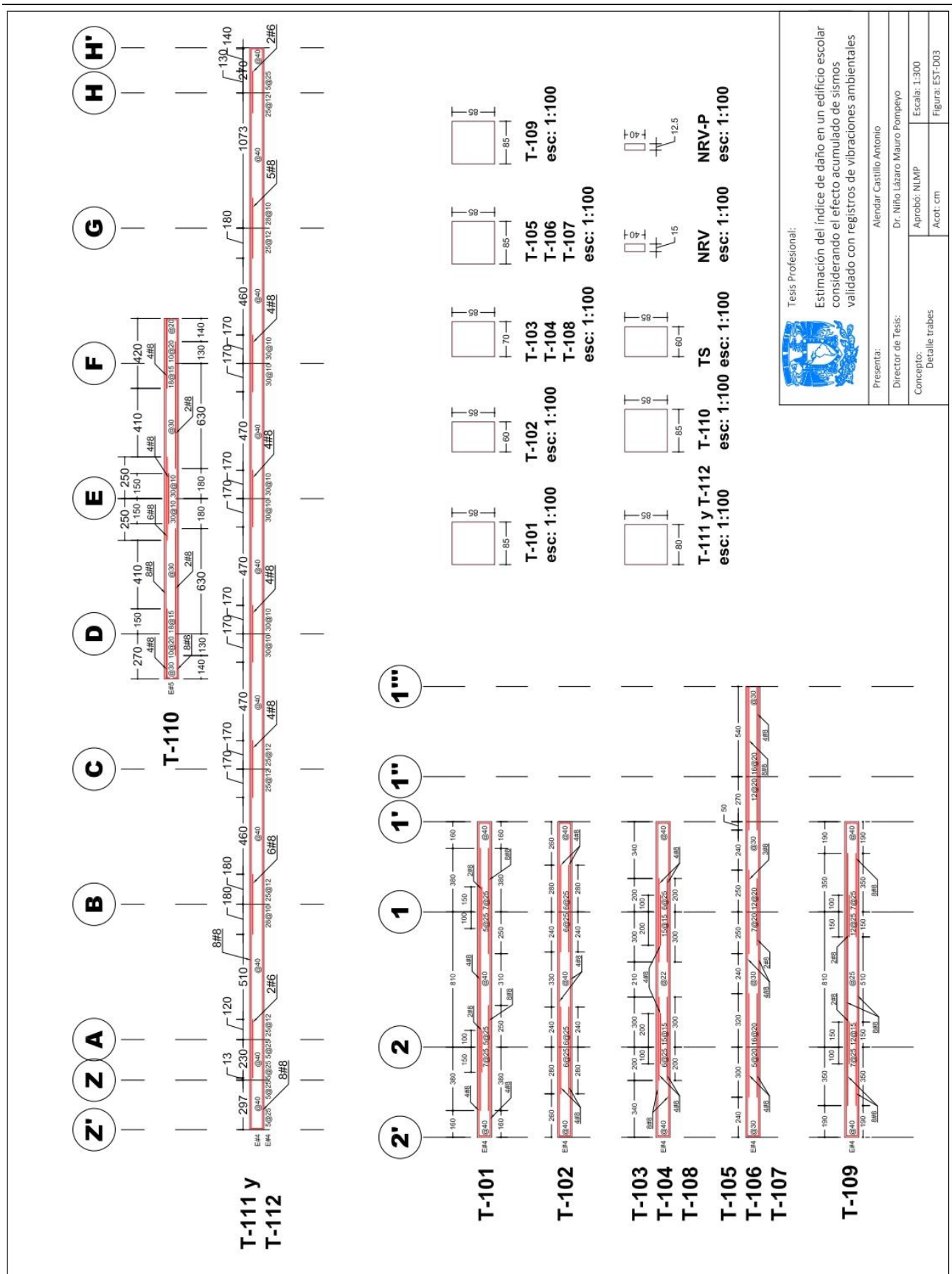
Figura: EST-001



Tesis Profesional:
Estimación del índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado de sismos validado con registros de vibraciones ambientales

Presenta:	Alendar Castillo Antonio
Director de Tesis:	Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo
Concepto:	Detalle columnas
Aprobó:	NLMP
Acotó:	cm
Escala:	1:25
Figura:	EST-D02

Plano 4.8 EST-D02



Tesis Profesional:

Estimación del índice de daño en un edificio escolar considerando el efecto acumulado de sismos validado con registros de vibraciones ambientales

Presenta: Alendar Castillo Antonio

Director de Tesis: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

Concepto: Detalle traveses

Aprobó: NLMP Escala: 1:300

Acot: cm Figura: EST-D03

Plano 4.9 EST-D03

4.2 Definición del modelo analítico

De acuerdo con la información obtenida en los planos estructurales, las propiedades mecánicas de los materiales son: acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia $F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E_c = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$; concreto con un $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E = 14000\sqrt{f'_c} = 234264.8 \text{ kg/cm}^2$ y muros de vitricota con un espesor de 10 cm, con un módulo de elasticidad $E_m = 42000 \text{ kg/cm}^2$. Se considera un amortiguamiento $\xi = 5\%$.

Del análisis de cargas se obtuvieron las masas y la ubicación del centroide por nivel de éstas (Tabla 4.1). El centro de masa se encuentra referenciado a los ejes Z' y $2'$ (Plano 4.4 EST-N01).

Tabla 4.1 Análisis de cargas

Nivel	Altura [m]	Carga Muerta [ton]	Carga Viva [ton]	W Total [ton]	Masa [$\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$]	CM-X [m]	CM-Y [m]
1	3.6	2063.68	246.69	2310.37	2355.12	32.92	10.73
2	7.2	740.14	91.67	831.82	847.93	36.28	7.61
3	10.8	710.72	91.67	802.40	817.94	36.25	7.58
Azotea	14.4	639.72	37.27	676.99	690.10	36.05	8.46

A lo largo del trabajo presentado se hace referencia a las direcciones de estudio, las cuales se establecen como N-S (Norte-Sur), asociadas a las propiedades en la dirección longitudinal corta de la estructura y E-W (Este-Oeste) asociadas a la dirección longitudinal más grande de la estructura.

El modelo estructural se realizó en el software MIDAS Gen (Midas Gen, 2020), Figura 4.2; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** considerando todos los grados de libertad, y un diafragma rígido para los sistemas de piso.

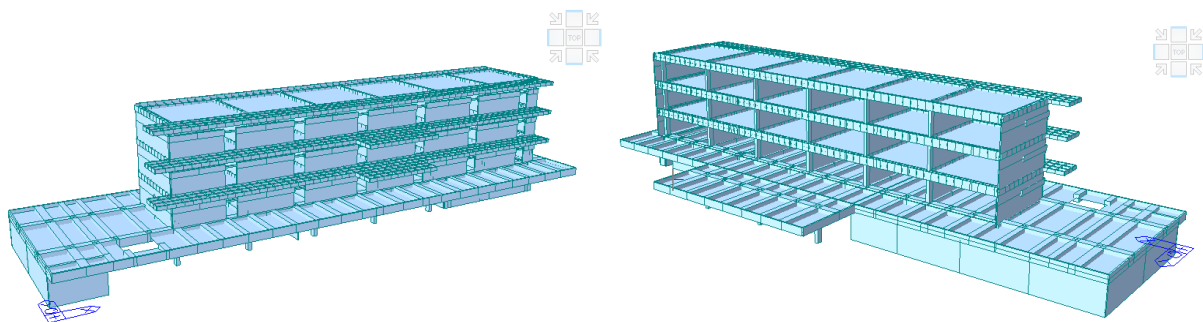


Figura 4.2 Vistas isométricas del modelo generado en el software

Los muros de vitricota se modelaron utilizando el concepto de columna ancha. En el caso del sistema correspondiente al cubo de elevador y escaleras se determinó el aporte de rigidez que proporciona a la estructura por medio de resortes que aportan rigidez a la estructura con un amortiguamiento del 5%. Se puede observar como la aportación de rigidez de la escalera es hasta el nivel 3 debido a que en el último nivel se tiene una junta

constructiva en los sistemas de piso y no tienen continuidad hasta la estructura principal, así mismo, se consideró la dirección en la que generan este aporte de rigidez. La distribución de aportación de rigidez queda como se muestra en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Aporte de rigidez del sistema de elevador y escaleras

		Rigidez [kg/cm]			
		Elevador		Escaleras	
Nivel	Altura [m]	N-S	E-W	N-S	E-W
1	3.6	382666.474	688795.574	741228.492	-
2	7.2	-	172198.893	92653.561	-
3	10.8	-	51021.894	27452.907	-
4	14.4	-	21524.861	-	-

Además de la asignación de aporte de rigidez debido a las escaleras y el elevador se consideró a partir de iteraciones en el modelo analítico, validado con los registros de vibración ambiental (RVA), un aporte en la estructura debido a la interacción que tiene con los edificios aledaños en el primer nivel de la estructura en estudio, obteniendo en la dirección norte-sur un aporte de 50 000 kg/cm² y en la dirección este-oeste 150 000 kg/cm². Este aporte de rigidez se distribuye en el perímetro de colindancia a través de resortes con un amortiguamiento del 5%.

A partir de esta información se realizó un análisis modal para conocer las propiedades dinámicas del modelo elástico lineal, las cuales se presentan en la Tabla 4.3, donde se pueden observar los periodos asociados a cada modo de vibrar en las direcciones de análisis.

Tabla 4.3 Periodos estructurales obtenidos del análisis modal

Modo	Periodo [s]	N-S		E-W		
		Masa [%]	Acumulado [%]	Periodo [s]	Masa [%]	Acumulado [%]
1	0.308	56.869	56.877	0.596	32.9816	32.981
2	0.122	37.296	94.349	0.330	8.6019	41.583
3	0.086	5.488	99.838	0.221	15.7611	57.354
4	0.064	0.162	100	0.137	42.3717	99.725

4.2.1 Identificación de las propiedades dinámicas de la estructura utilizando registros de vibración ambiental

El estudio de vibración ambiental se realizó el mes de marzo de 2019. Los datos se recopilaron y se analizaron en las dos direcciones horizontales, dirección norte-sur y dirección este-oeste. Con un conjunto de 5 sismómetros triaxiales, 4 de ellos ubicados en la estructura en diferentes elevaciones y ubicaciones en planta de acuerdo con la Figura 4.3 y uno más para medir los registros directamente en el terreno cercano a donde se desplanta la estructura.

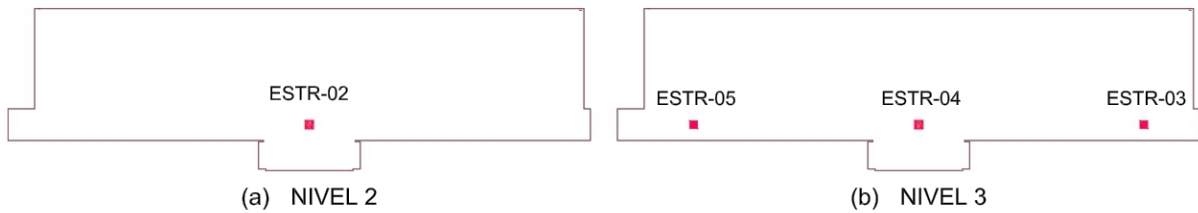


Figura 4.3 Ubicación de estaciones en planta; (a) Nivel 2 (b) Nivel 3

Se realizaron 5 disparos con una duración de 10 minutos cada uno, con 100 lecturas por segundo. Estas mediciones se hicieron de forma síncrona en cada una de las estaciones de registro.

Posteriormente a la toma de los datos se realiza el tratamiento de las señales para la obtención de los espectros de Fourier. Así como la aplicación de un filtro pasa-banda de 0.1 a 10 Hz de las señales registradas, rango en el cual se encuentran los periodos de vibrar de la mayoría de las estructuras.

Para el desarrollo de esta tesis se utiliza un instrumento virtual que tiene la capacidad de realizar el análisis de dos señales de forma independiente y también la correlación entre ellas, calcula y muestra las gráficas de los espectros de Fourier, el cual fue desarrollado por Castelán (2001).

4.2.1.1 Periodo de vibrar del suelo

Debido a que durante el estudio de vibración ambiental se pueden observar diferentes excitaciones que no sean correspondientes a la estructura es importante tener una medición de control la cual nos ayude a identificar si las excitaciones provienen del suelo, o de otra fuente que pueda generar ruido durante el análisis de las señales.

La identificación del periodo del suelo se realizó utilizando los coeficientes de Nakamura (1989) para establecer las frecuencias dominantes del terreno donde se desplanta la estructura, el cual consiste en la relación entre el promedio de los espectros de Fourier de las componentes horizontales de las señales registradas y los espectros de Fourier promedio de la componente vertical (Jaramillo y Aguilar, 2012).

Los periodos de vibrar del suelo obtenidos son de 0.19s y 0.23s (Figura 4.4).

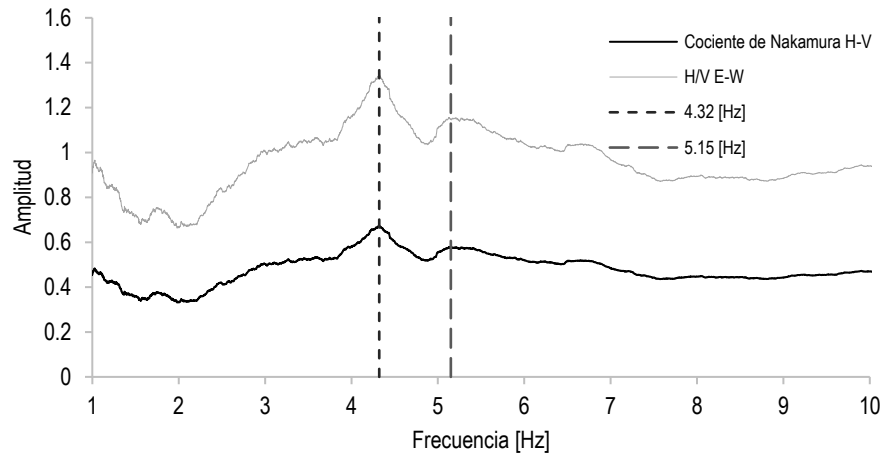


Figura 4.4 Cociente de Nakamura

4.2.1.2 Espectros de Fourier de la estructura

Se presentan a continuación, los espectros de Fourier de cada una de las estaciones de registro que fueron colocadas en la estructura, donde se identifican las amplitudes máximas que se presentan en las diferentes estaciones, a fin de identificar un promedio de las frecuencias en donde se encuentran estas crestas. La identificación de las frecuencias se realiza en cada una de las direcciones de estudio, la Figura 4.5 corresponde a la dirección N-S, y la Figura 4.6 corresponde a la dirección E-W. También se presentan en la Tabla 4.4 y Tabla 4.5 las frecuencias identificadas a cada dirección. Debido a la diferencia de amplitudes en las diferentes estaciones la identificación de éstas amplitudes máximas en algunos puntos no es apreciable en su conjunto, por lo cual se pueden observar mesetas a esta escala.

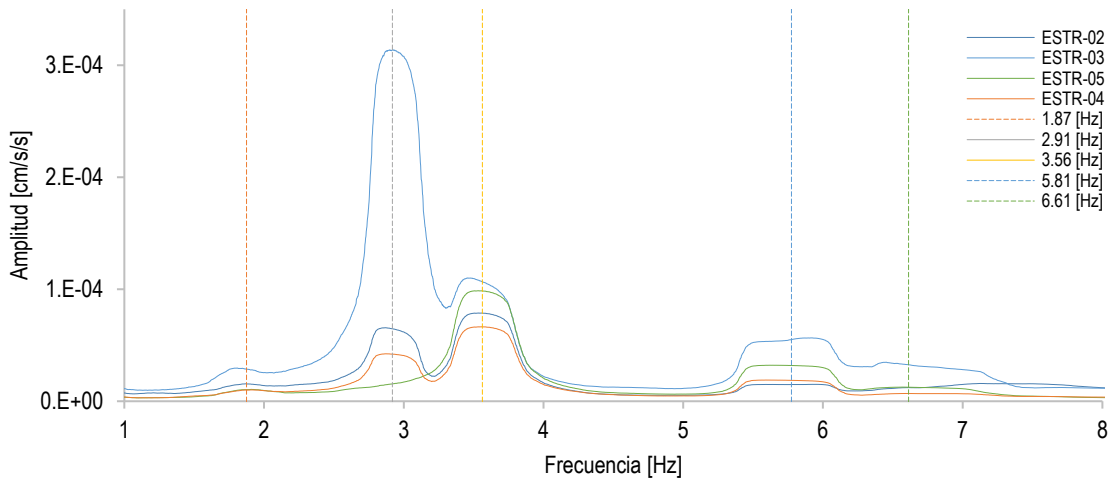


Figura 4.5 Espectros de Fourier dirección N-S

Tabla 4.4 Frecuencias identificadas en los espectros de Fourier dirección N-S

Dirección N-S					
Estación	F1 [Hz]	F2 [Hz]	F3 [Hz]	F4 [Hz]	F5 [Hz]
ESTR-02	1.87	2.870	3.593	5.818	6.664
ESTR-03	1.805	2.925	3.534	5.963	6.509
ESTR-04	1.915	2.880	3.598	5.739	6.639
ESTR-05	1.910	2.998	3.525	5.759	6.639
Frecuencia promedio [Hz]	1.87	2.918	3.562	5.819	6.612
Periodo [s]	0.533	0.343	0.281	0.172	0.151

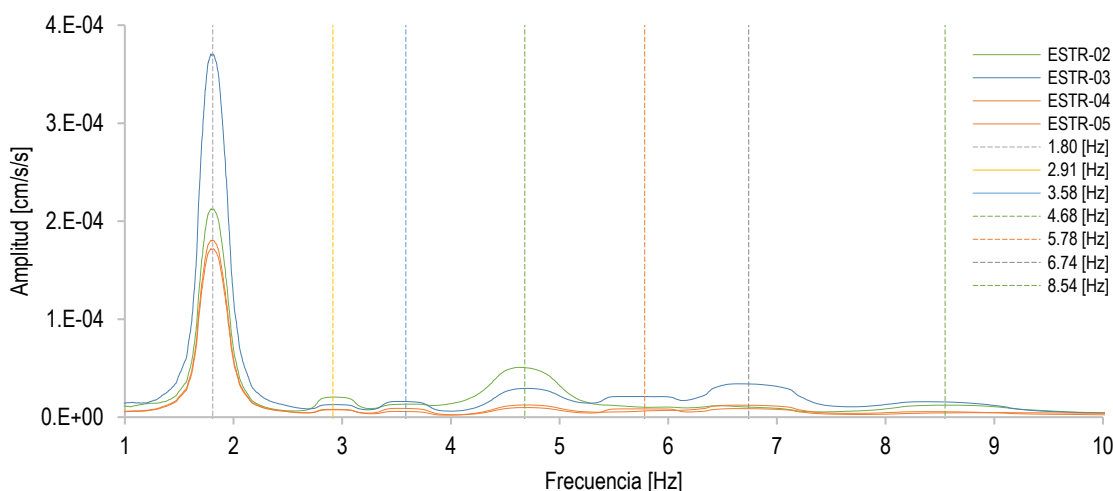


Figura 4.6 Espectros de Fourier dirección E-W

Tabla 4.5 Frecuencias identificadas en los espectros de Fourier dirección E-W

Dirección E-W							
Estación	F1 [Hz]	F2 [Hz]	F3 [Hz]	F4 [Hz]	F5 [Hz]	F6 [Hz]	F7 [Hz]
ESTR-02	1.837	2.937	3.622	4.579	5.788	6.564	8.858
ESTR-03	1.781	2.872	3.619	4.781	5.837	6.802	8.165
ESTR-04	1.836	2.832	3.433	4.759	5.811	6.862	8.49
ESTR-05	1.781	3.018	3.668	4.601	5.699	6.735	8.678
Frecuencia promedio [Hz]	1.808	2.914	3.585	4.68	5.783	6.740	8.547
Periodo [s]	0.553	0.343	0.279	0.214	0.173	0.148	0.117

A partir de los espectros de Fourier se identifican seis frecuencias que pueden estar relacionadas a modos de vibrar en la dirección N-S y siete frecuencias en la dirección E-W.

4.2.1.3 Espectros de Potencia

Para poder verificar la pertenencia de estas frecuencias a la estructura se calculan los espectros de Potencia de los espectros de Fourier, donde se presentan las frecuencias

encontradas en los espectros de Fourier para determinar la correspondencia en la estructura en cada dirección. Se presentan en la siguiente gráfica la relación de los espectros de potencia normalizados respecto a cada estación de registro Figura 4.7 Espectros de potencia; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W.

En la Figura 4.7 (a) correspondiente a la dirección N-S se puede identificar que existen amplitudes importantes en las zonas cercanas a las frecuencias obtenidas en los espectros de Fourier, en el caso de la frecuencia de 1.87 Hz la amplitud es menor, así como en la frecuencia correspondiente a 6.61 Hz.

En la Figura 4.7 (b) correspondiente a la dirección E-W, debido a que se presentan los espectros normalizados y se muestra una gran amplitud asociada a la frecuencia de 1.80 Hz no es posible apreciar con mayor precisión las amplitudes en las zonas correspondientes a las frecuencias mayores que fueron identificadas.

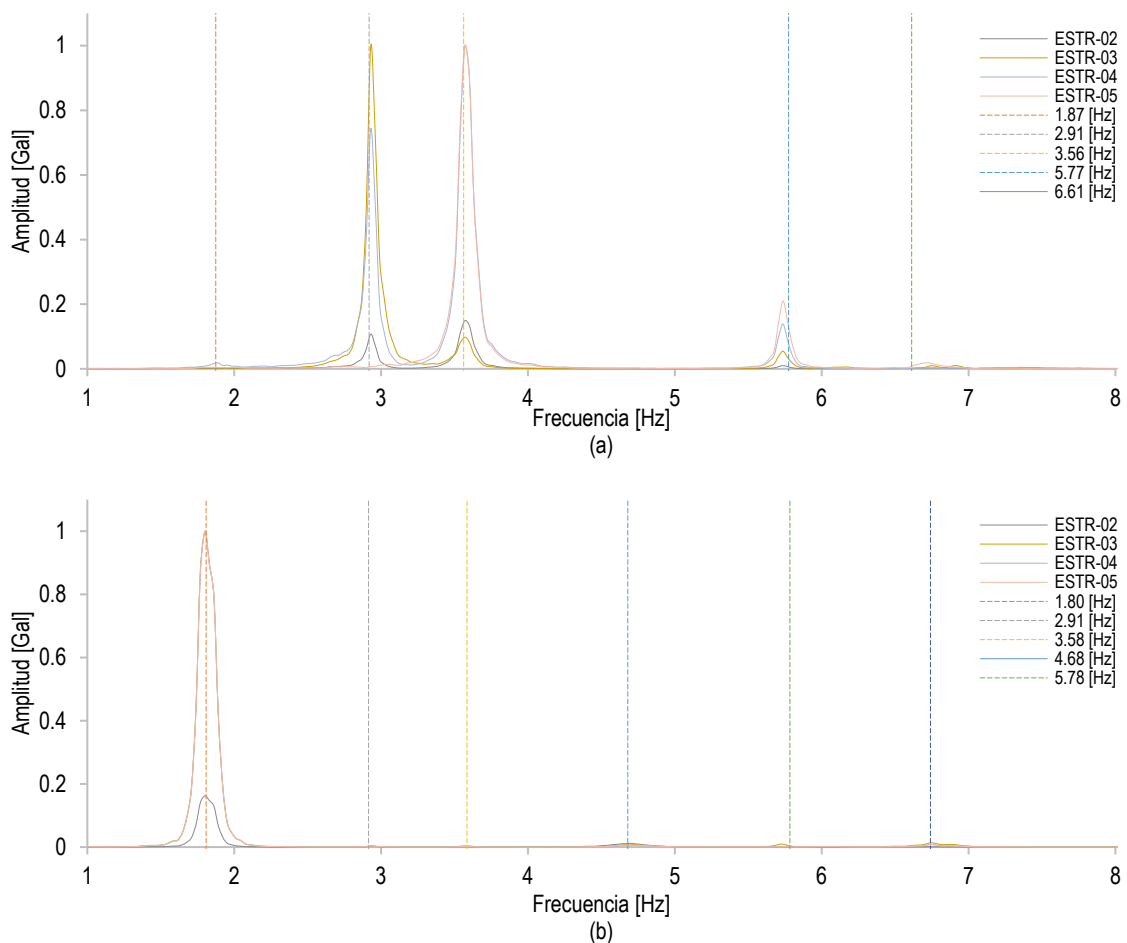


Figura 4.7 Espectros de potencia; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

4.2.1.4 Función de coherencia

A partir de los espectros de Fourier se obtienen las funciones de coherencia asociadas entre estaciones que se presentan en las siguientes figuras; Figura 4.8 y Figura 4.9, donde nuevamente se colocan las frecuencias promedio obtenidas en los espectros de Fourier. De acuerdo con la función de coherencia se descartan las frecuencias donde los valores son menores a 0.6 ya que indican frecuencias que no son pertenecientes a la estructura o a la dirección de análisis.

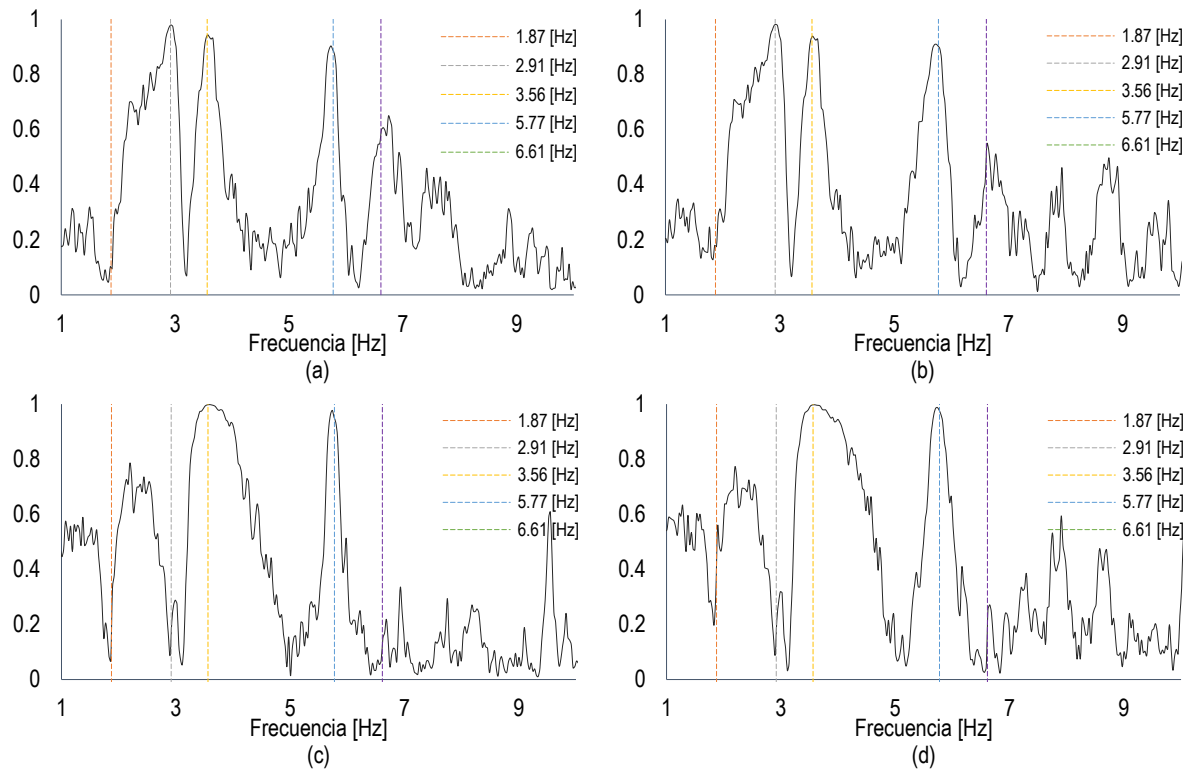


Figura 4.8 Espectros de coherencia dirección N-S; (a) ESTR-03/02 (b) ESTR-03/04 (c) ESTR-05/02 (d) ESTR-05/04

A partir de la información obtenida de la función de coherencia se obtienen los siguientes valores asociados a las frecuencias obtenidas anteriormente, en la Tabla 4.6 Valores de la función de coherencia identificados en la dirección N-S.

Tabla 4.6 Valores de la función de coherencia identificados en la dirección N-S

Dirección N-S		Coherencia			
Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	ESTR-03/02	ESTR-03/04	ESTR-05/02	ESTR-05/04
1.874	0.533	0.1	0.2	0.2	0.4
2.918	0.342	0.98	0.98	0.2	0.15
3.562	0.280	0.95	0.93	1	1
5.819	0.171	0.8	0.8	0.8	0.9
6.612	0.151	0.6	0.55	0.2	0.2

En el caso del primer modo identificado se descarta debido a los valores de coherencia menores a 0.4 en las estaciones, esta identificación de frecuencias altas puede estar asociada a la captación de la señal en la dirección E-W, lo cual coincide con lo obtenido en los espectros de potencia, donde no se aprecian amplitudes importantes correspondientes a la frecuencia de 1.87 Hz. En el caso de la frecuencia correspondiente a 6.61 Hz también se descarta como modos asociados a la dirección N-S, que de igual forma es consistente con lo obtenido en los espectros de potencia.

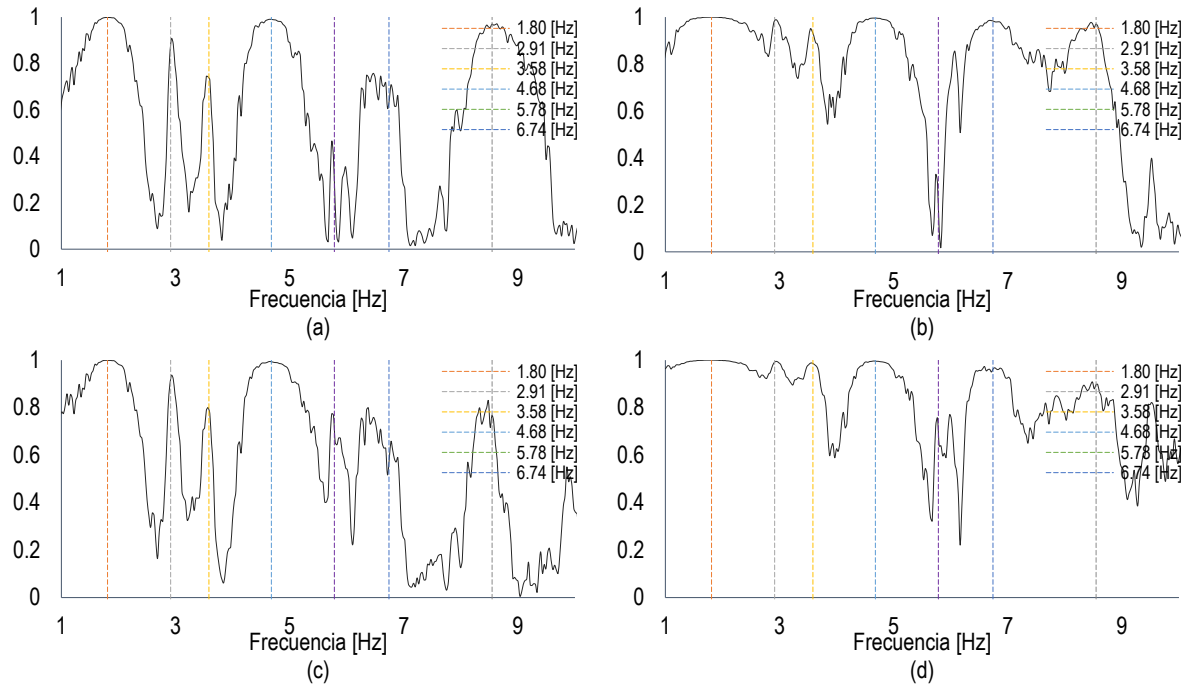


Figura 4.9 Espectros de coherencia dirección E-W; (a) ESTR-03/02 (b) ESTR-03/04 (c) ESTR-05/02 (d) ESTR-05/04

Tabla 4.7 Valores de la función de coherencia identificados en la dirección E-W

Dirección E-W		Coherencia			
Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	ESTR-03/02	ESTR-03/04	ESTR-05/02	ESTR-05/04
1.808	0.552	1	1	1	1
2.914	0.343	0.9	0.98	0.91	0.99
3.585	0.278	0.73	0.93	0.8	0.98
4.680	0.213	0.99	1	0.99	0.99
5.783	0.172	0.2	0.01	0.78	0.7
6.74075	0.14835144	0.7	0.98	0.6	0.95
8.54775	0.11698985	0.95	0.98	0.7	0.9

Para el caso de los valores obtenidos en la dirección E-W, los valores son mayores o iguales a 0.6 en su mayoría, a excepción de la frecuencia de 5.783 Hz, donde la relación es menor a 0.2, respecto a las estaciones ESTR-02, ESTR-03 y ESTR-04.

4.2.1.5 Ángulo de fase

Para determinar la relación entre las frecuencias obtenidas en las dos direcciones ortogonales se calcula el ángulo de fase para determinar si estas frecuencias identificadas son correspondientes a modos traslacionales, acoplados o se refieren a un modo rotacional Figura 4.10.

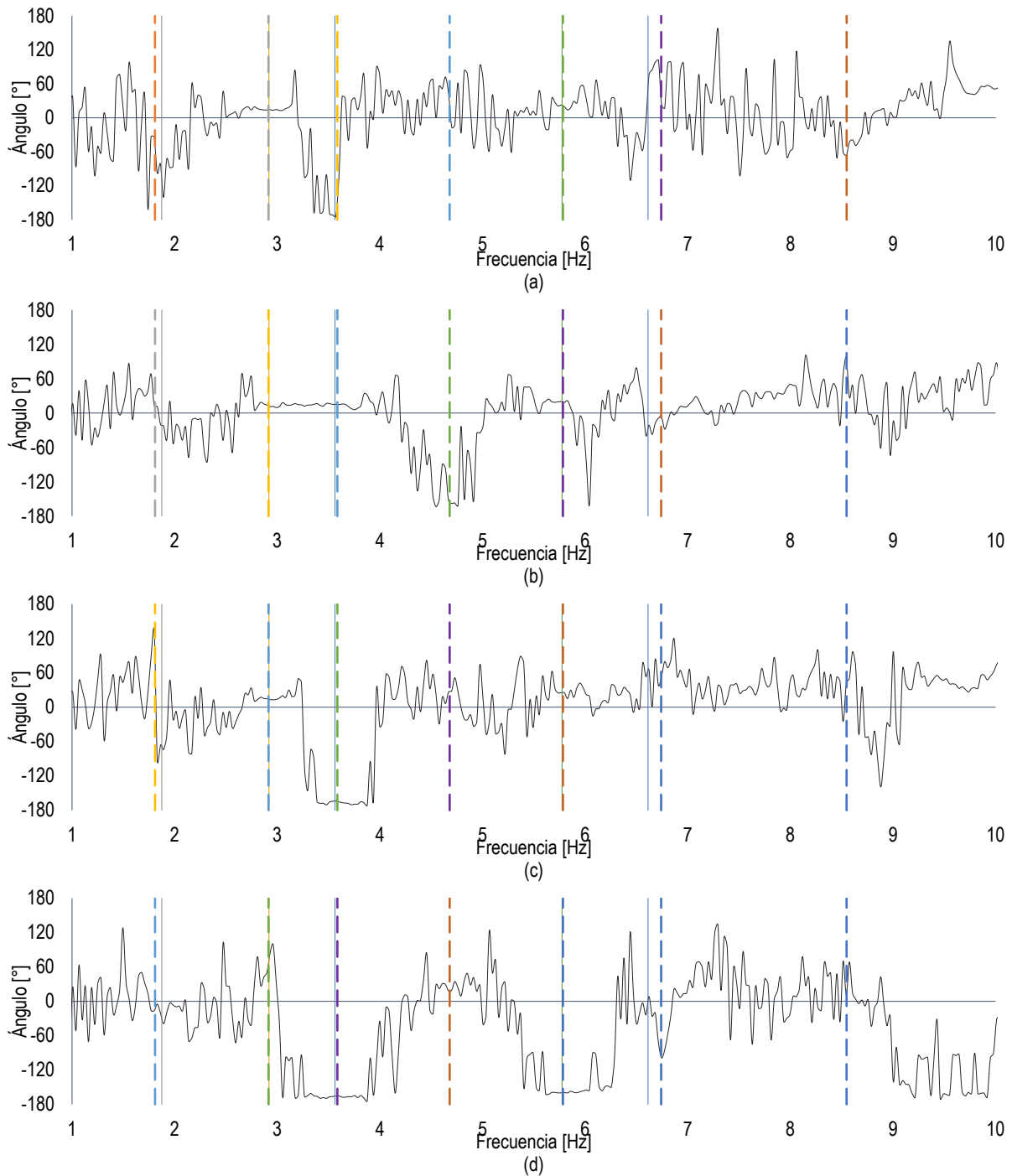


Figura 4.10 Ángulo de fase, en línea continua se representan las frecuencias en la dirección N-S, línea discontinua frecuencias en dirección E-W: (a) ESTR-02 (b) ESTR-03 (c) ESTR-04 (d) ESTR-05

Se muestran en la Tabla 4.8 y Tabla 4.9 los ángulos de fase identificados en los espectros, con lo cual a partir de la información proporcionada con los espectros de coherencia podemos identificar los valores que corresponden a un modo rotacional, los cuales presentan un ángulo de fase cercano a 180°, siendo valores cercanos a 0° una frecuencia asociada a un modo traslacional.

Tabla 4.8 Valores ángulo de fase identificados dirección N-S

Dirección N-S					
Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	ESTR-02	ESTR-03	ESTR-04	ESTR-05
1.874	0.533	110	20	70	30
2.918	0.342	18	10	18	60
3.562	0.280	180	18	170	170
5.819	0.171	20	20	20	160
6.612	0.151	40	20	60	10

Tabla 4.9 Valores ángulo de fase identificados dirección E-W

Dirección E-W					
Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	ESTR-02	ESTR-03	ESTR-04	ESTR-05
1.808	0.552	60	10	60	10
2.914	0.343	18	10	18	60
3.585	0.278	160	18	170	170
4.68	0.213	30	160	20	20
5.783	0.172	20	20	20	160
6.740	0.148	40	10	60	100
8.547	0.116	40	40	20	40

De acuerdo con lo observado en las tablas resumen de los espectros de fase se determina que las frecuencias asociadas a la dirección N-S presentan un movimiento traslacional, excepto en la frecuencia de 3.562 Hz. Respecto a la dirección E-W también se consideran movimientos traslacionales en las diferentes frecuencias, excepto en 3.585 Hz, donde los valores del ángulo de fase son cercanos a 180°.

Cabe destacar ligeras variaciones respecto a los ángulos de fase identificados con respecto a las otras estaciones, esto puede ser debido a que se están tomando los efectos producidos por el cubo de elevador y escaleras que se encuentran en la periferia de la estructura.

4.2.2 Formas modales

En conjunto con los espectros de Fourier, los espectros de potencia, espectros de coherencia y ángulos de fase se determinan los modos correspondientes a cada una de las direcciones de estudio y la forma modal de cada uno de los modos resumidos en la Tabla 4.10 Formas modales identificadas dirección N-S y E-W.

Tabla 4.10 Formas modales identificadas dirección N-S y E-W

Modo	N-S			E-W		
	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Tipo	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Tipo
1	2.918	0.342	Traslacional	1.808	0.552	Traslacional
2	3.562	0.280	Rotacional	2.914	0.343	Traslacional
3	5.819	0.171	Traslacional	3.585	0.278	Rotacional
4	-	-	-	4.68	0.213	Traslacional
5	-	-	-	6.740	0.148	Traslacional
6	-	-	-	8.547	0.116	Traslacional

4.3 Generación de modelo con comportamiento no lineal

Para poder estimar el daño la estructura en estudio debido al agrietamiento de las secciones de CR se hace necesario establecer el comportamiento no lineal de los elementos ante cargas cíclicas que consideren la degradación de rigidez y resistencia a lo largo de la historia de sismos a la que ha estado sujeta.

Para esta caracterización de la no linealidad se modeló con plasticidad concentrada en los extremos de los elementos estructurales a través de una asignación de articulaciones plásticas. Respecto a los modelos de comportamiento histerético empleados en los elementos de concreto reforzado, la predicción del comportamiento es complejo, debido a la interacción entre el acero de refuerzo y el concreto, por lo que es importante conocer la capacidad de absorción de energía, las características de falla de cada uno de los elementos individuales y la degradación de rigidez y resistencia que presentan a lo largo de su historia, para así predecir el funcionamiento real de la estructura ante diversos esfuerzos.

Por ello para definir el comportamiento de los elementos de concreto reforzado que constituyen al sistema estructural principal se llevaron a cabo análisis de sección para determinar sus diagramas momento-rotación; estos análisis se realizaron con apoyo del programa Matlab (2019) a través del análisis de comportamiento ante cargas monotónicas crecientes. Para esta actividad se utilizó el modelo de Mander, et al (1988) ya que considera, en el caso de las columnas la carga axial y el confinamiento del acero transversal del acero con el modelo de King (1986) que representa la relación esfuerzo deformación. También se tomó en cuenta la influencia del comportamiento del núcleo de concreto a partir de las características del refuerzo transversal.

El cálculo de los diagramas momento-rotación de las columnas se realizó en grupos, de acuerdo con el nivel de carga axial y el detallado del acero de refuerzo, en este caso, se obtuvieron 8 comportamientos principales de acuerdo con la Tabla 4.11, para posteriormente, asignar el comportamiento a los elementos del modelo y realizar los análisis no lineales.

Tabla 4.11 Asignación de curvas de comportamiento a columnas

Propiedad	Columnas		
COL_NL-1	C-1-PB 40X60	C-1-N1 40X60	
COL_NL-2	C-2-PB 40X60	C-3-PB 40X60	
COL_NL-3	C-2-N2 30X50		
COL_NL-4	C-4-PB 40X60		
COL_NL-5	C-1-N2 30X50		
COL_NL-6	C-5-PB 30X50	C-3-N2 30X50	C-1-N3 30X50
COL_NL-7	C-2-N3 30X50		
COL_NL-8	C-2-N1 40X60	C-3-N1 40X60	

Cabe destacar que las columnas tienen un refuerzo simétrico respecto a sus ejes, como se puede observar en el Plano 4.8 EST-D02, por lo cual, el comportamiento que se espera en la dirección de carga contraria es el mismo, por esta razón en la Figura 4.11 (a) Diagramas momento-rotación columnas dirección N-S (b) Diagramas momento-rotación columnas dirección E-W se presenta solamente una dirección con esta consideración.

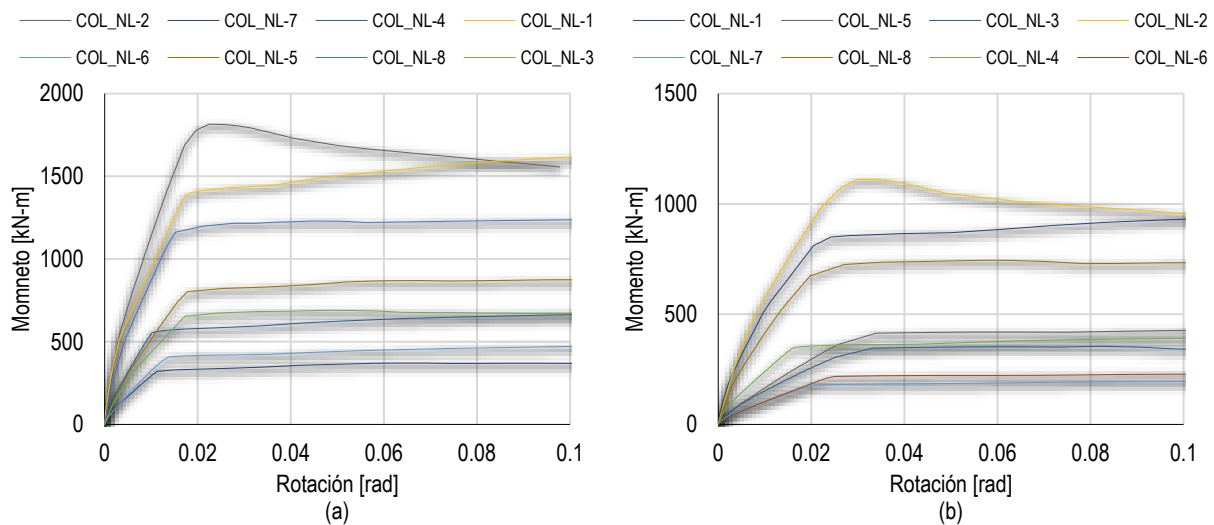


Figura 4.11 (a) Diagramas momento-rotación columnas dirección N-S (b) Diagramas momento-rotación columnas dirección E-W.

Considerando las grietas diagonales en los elementos de CR durante la inspección visual se estimó el cortante asociado al momento de agrietamiento a partir del análisis de la sección, así como el cortante de agrietamiento del concreto simple V_{cs} de las secciones en donde se presentan los agrietamientos, que corresponden a secciones de 30x50 cm con diferentes áreas de acero de refuerzo transversal y longitudinal, como se muestra en la Tabla 4.12. Se observa que el V_{cs} es menor que el V_{ag} lo cual permite identificar estas grietas diagonales como un agrietamiento en la sección de concreto no confinada.

Tabla 4.12 Cortantes de agrietamiento

Propiedad	M_{ag} ton-m	V_{ag} ton	V_{cs} ton
COL_NL-3	14.58	8.02	4.02
COL_NL-5	14.37	7.91	4.02
COL_NL-6	12.23	6.73	4.02
COL_NL-7	7.21	3.97	4.02

Para las vigas, al tener diferentes armados de acero tanto en la zona superior e inferior del armado los comportamientos presentados serán diferentes ante los momentos en direcciones contrarias, además de contar con una cuantía de acero diferente, dependiendo su ubicación en cada intersección con los ejes principales donde se encuentra la conexión con las columnas, por lo cual se realizaron los análisis de comportamiento para cada una de ellas, los resultados se muestran en la figura Figura 4.12 y Figura 4.13, donde se indica el comportamiento en cada eje (número o letra, de acuerdo con el Plano 4.4 EST-N01).

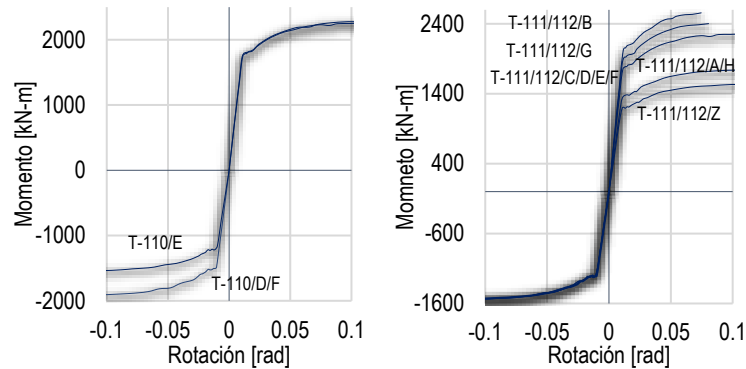
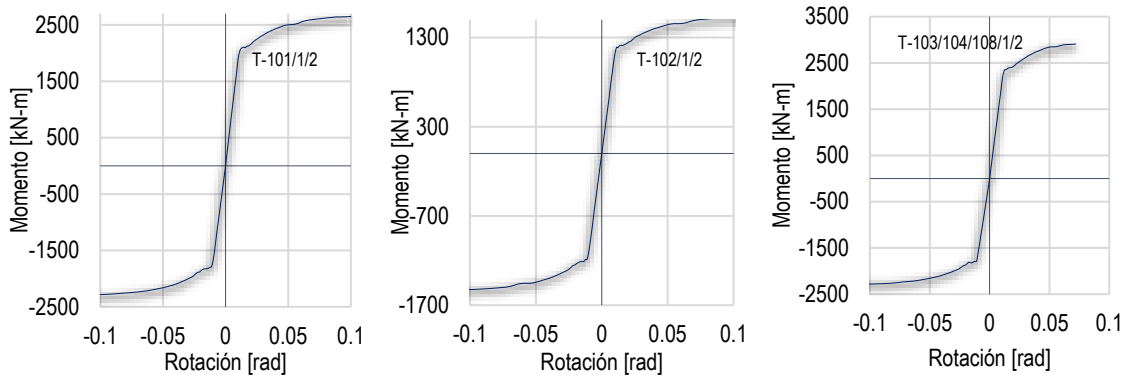


Figura 4.12 Diagramas momento-rotación vigas dirección N-S



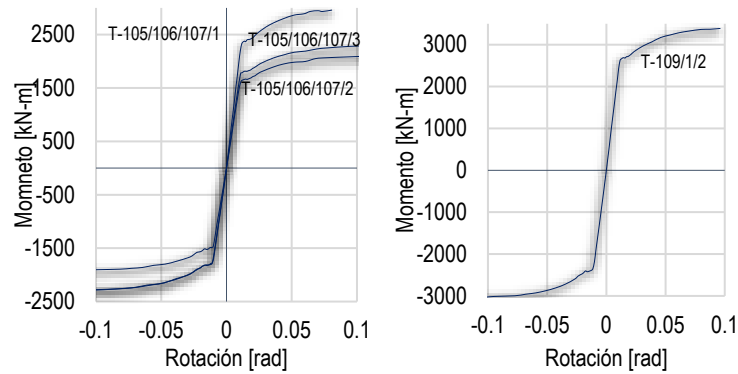


Figura 4.13 Diagramas momento-rotación vigas dirección E-W

Los análisis considerados en las vigas corresponden a las ubicadas en el nivel 1 (+360.00 cm) debido a que en los niveles superiores se cuenta con un sistema de piso de losa nervada el cual considera zonas de concreto macizo en las zonas aledañas a las columnas, conservando las mismas dimensiones de viga de 15x40 cm, por lo que no cuenta con un sistema de vigas principales.

4.3.1 Modelo de Takeda

Para representar el daño a través de la degradación de rigidez y resistencia en los elementos de concreto reforzado del sistema, se utilizó el modelo propuesto por Takeda et al. (1970) el cual comprende especímenes de CR sujetos a movimientos dinámicos en un simulador de sismos de la Universidad de Illinois, basado en la degradación de rigidez en la curva envolvente al considerar los desplazamientos máximos en el sistema. Este modelo fue creado especialmente para elementos de concreto reforzado.

El modelo se establece a partir de una curva primaria, la cual se divide en tres segmentos lineales, Figura 4.14. El primer quiebre en la curva representa el agrietamiento, definido por los puntos (P_1, D_1) los cuales consideran el esfuerzo de flexión en el segmento en tensión del concreto. La carga de fluencia, P_2 se obtiene al asumir una curva esfuerzo-deformación parabólica para el concreto. Para la definición de la curva envolvente se consideran los datos obtenidos a partir del análisis con el modelo de Mander.

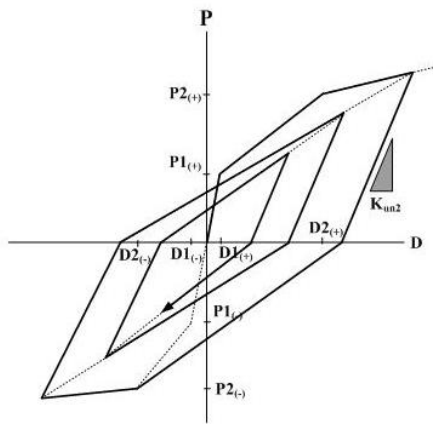


Figura 4.14 Comportamiento histerético modelo de Takeda (Takeda et al., 1970)

La degradación de rigidez se establece a partir de los desplazamientos máximos como se muestra en la siguiente ecuación.

$$K_{un2} = K_0 \left(\frac{D_{max}}{D1} \right)^{-\beta}$$

Donde:

K_0 : Rigidez inicial

D_{max} : Desplazamiento máximo alcanzado en el último ciclo histerético

β : Constante de rigidez de descarga del ciclo = 0.4

Para la definición de la tercera rama de comportamiento del modelo de Takeda se considera una variable adicional para definir la pérdida de rigidez adicional al alcanzar la fluencia, el cual está en términos de K_{un2} , para este caso este factor de reducción se utilizó la unidad, es decir, no considera un nivel adicional de degradación debido a que no se alcanza el nivel de fluencia en los elementos de CR durante el análisis no lineal.

Como se ha definido anteriormente los puntos de interés para este estudio se encuentran al inicio del agrietamiento en las zonas de tensión del concreto de los elementos de CR. Por lo que para la definición de la curva envolvente de las columnas y vigas se utiliza una curva bilineal en la que el primer punto donde cambia la pendiente es el correspondiente al agrietamiento del concreto en la zona en tensión, y el punto final de la segunda parte está definido por el inicio de la fluencia definidos en el análisis de la curva envolvente. A continuación, se muestran las curvas de comportamiento de los elementos columna y viga correspondientes a cada dirección (Figura 4.15 y Figura 4.16)

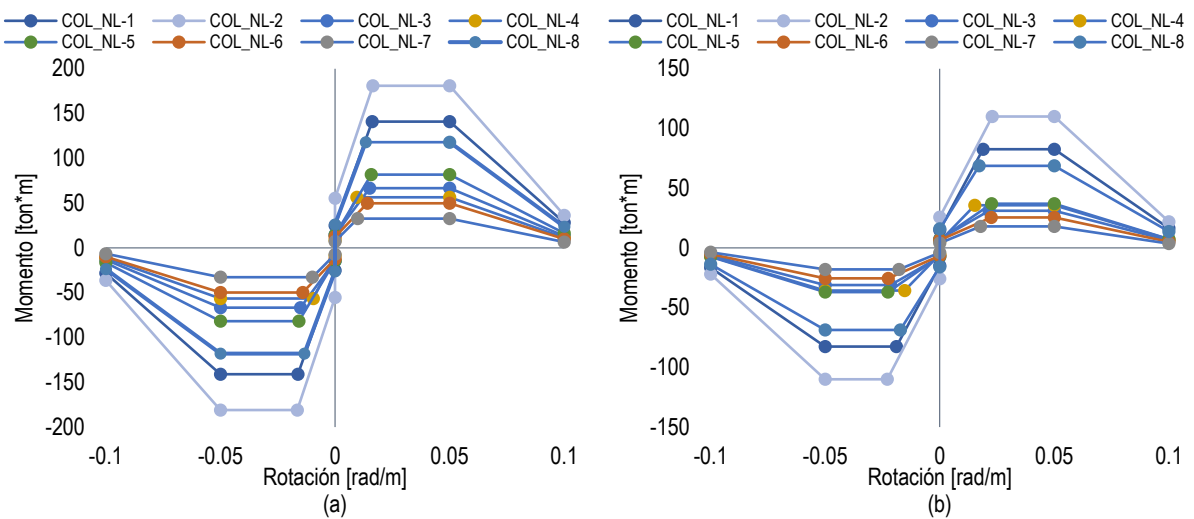


Figura 4.15 Curva envolvente columnas; (a)Dirección N-S (b)Dirección E-W

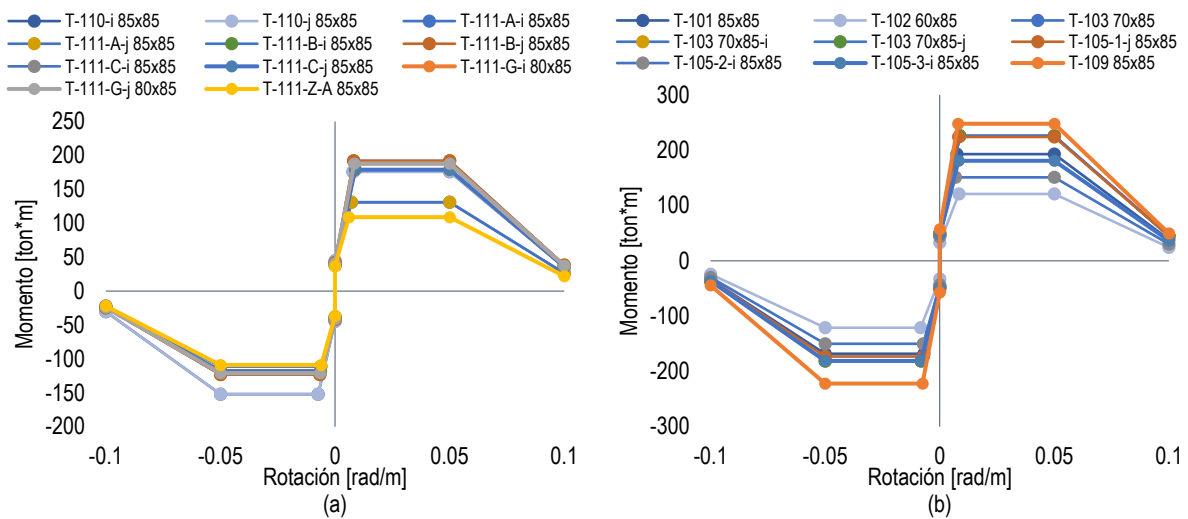


Figura 4.16 Curva envolvente vigas; (a)Dirección N-S (b)Dirección E-W

Debido a que también se presenta agrietamiento en los muros de mampostería se modelaron con un comportamiento bilineal considerando el agrietamiento al alcanzar una distorsión de entrepiso del 0.003. Además, se consideró una reducción del módulo de elasticidad del 60% considerando un valor intermedio de los estudios de Zepeda y Alcocer (2001) que consideran disminuciones del módulo de elasticidad desde 44% hasta el 78% debido al agrietamiento en muros de mampostería no confinada.

Para la definición del comportamiento de los muros de mampostería se consideró como mampostería simple, debido a que en inspecciones visuales y a la información contenida en planos no se observa algún grado de confinamiento exterior ni interior. El módulo de elasticidad correspondiente a los muros de mampostería es considerado como $E_m = 350f'_m = 42000 \text{ kg/cm}^2$; con un $f'_m = 120 \text{ kg/cm}^2$ a partir de lo propuesto en las NTC (2017) concordante con ensayos experimentales donde se estima el módulo de elasticidad

de piezas de arcilla extruida huecas en un rango de $E_m = 30400 - 43500 \text{ kg/cm}^2$ (Zepeda y Alcocer, 2001).

En el caso del aporte de rigidez de elevadores y escaleras, al ser elementos de concreto reforzado y no contar con la información sobre el detallado estructural se consideran con comportamiento lineal a lo largo de la historia de sismos, además de no observarse algún daño en estos elementos durante la inspección visual. También al considerar que la resistencia de estos elementos de concreto reforzado es importante, en el caso de que se hubiese presentado alguna incursión en el rango no lineal en la historia de estos elementos, los efectos se verían reflejados en la estructura de forma general.

4.4 Definición de la demanda sísmica

Para la selección de registros sísmicos se consideraron los sismos que presentaron aceleraciones importantes en la zona donde se ubica la estructura. En el caso de estudio se identifican diferentes tipos de sismos como son los sismos de subducción y los intraplaca que causan afectaciones en la zona donde se ubica el edificio escolar en estudio.

4.4.1 Sismos de subducción

La mayoría de los sismos de subducción son los producidos por la Placa de Cocos que se encuentra frente a las costas de Jalisco, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas y se introducen dentro de la plataforma continental, produciendo los principales terremotos de la República Mexicana (Gómez, 2017).

4.4.2 Sismos intraplaca

Aunque la mayor parte de la actividad sísmica se encuentra delimitada por los límites en las placas, en el interior de estas también existen movimientos que producen los denominados sismos intraplaca. Estas rupturas se producen a profundidades mayores que los sismos de subducción (Cruz et al., 2017).

Los sismos intraplaca, de falla normal de profundidad intermedia, se producen por esfuerzos extensivos a lo largo de la placa. Estos sismos reflejan un mayor contenido de alta frecuencia con respecto a los sismos de subducción lo que genera una mayor contribución de los modos superiores a la respuesta estructural y grandes intensidades para las estructuras de periodo corto; esto podría causar no solo daños a la estructura, sino también a sus componentes no estructurales (Jaimes, 2017).

4.4.3 Tren de sismos

Los registros sísmicos fueron obtenidos de diferentes estaciones que se encuentran en un radio de 500 [m] de la estructura en estudio, por lo que el tratamiento de los registros consistió en una corrección de línea base de los registros sísmicos. En la Tabla 4.123 se presentan los eventos sísmicos y los registros empleados, así como las características de estos.

Tabla 4.123 Registros sísmicos considerados en el análisis

Fecha	Clave	Magnitud	Epicentro		Aceleración máxima Gal [cm/s/s]	
			Lat	Long	N-S	E-W
19/septiembre/1985	CUIP	8.1	18.081	-102.942	-31.4	34.07
25/abril/1989	CU03	6.3	16.603	-99.4	13.88	12.44
24/octubre/1993	CUP2	6.2	16.54	-98.98	3.47	-3.95
10/diciembre/1994	CUP3	6.3	18.02	-101.56	-5.74	5.86
14/septiembre/1995	CUP4	6.4	16.31	-98.88	-12.42	7.65
20/marzo/2012	CUP5	7.4	16.251	-98.521	11.92	13.98
07/septiembre/2017	CUP5	8.2	14.761	-94.103	-8.83	-8.9
19/septiembre/2017	CUP5	7.1	18.3353	-98.6763	55.36	-58.84

A continuación, en la Figura 4.17 se muestra el tren de sismos al que se someterá el modelo analítico, ya sea el modelo correspondiente a MGD L o a 1 GDL que se presenta para el cálculo del índice de daño.

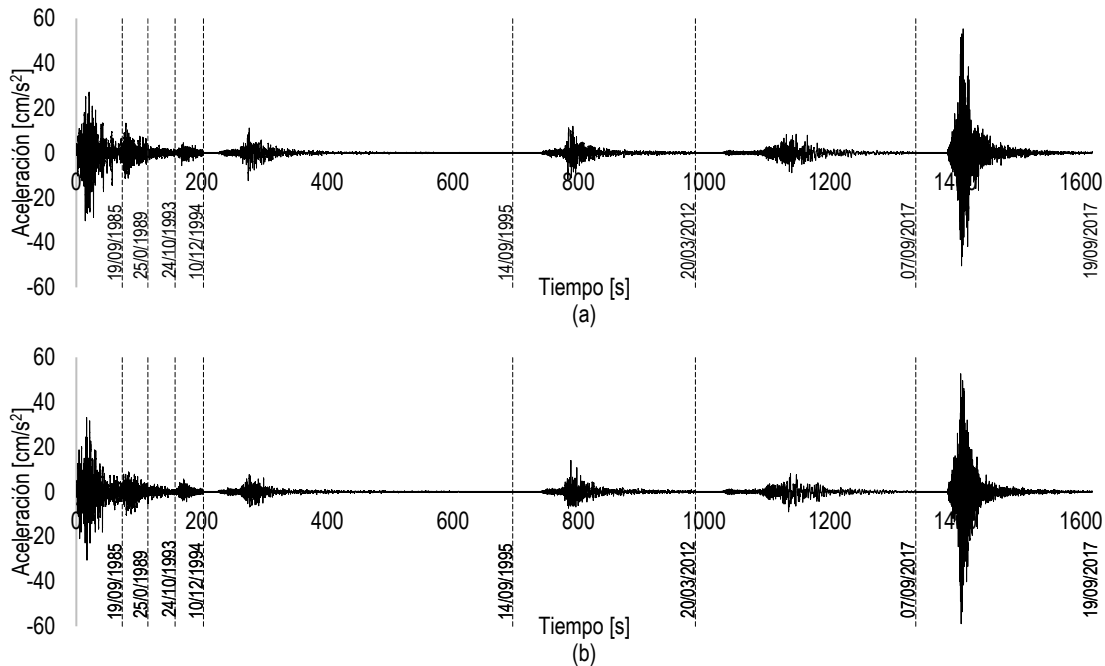


Figura 4.17 Aceleraciones en el tiempo consideradas en el análisis; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

4.5 Análisis no lineales paso a paso

Una vez definidos los parámetros no lineales de los elementos estructurales y la demanda sísmica a la que ha estado sujeta la estructura se procedió a realizar un análisis no lineal paso a paso en la historia considerando como condición de carga inicial a la provocada por las fuerzas gravitacionales.

Al finalizar la aplicación de los registros sísmicos se identificaron los puntos en donde se tuvieron incursiones en la segunda rama asociada a un agrietamiento en el concreto a tensión, así como el agrietamiento en los muros de mampostería.

Es importante mencionar que en ninguna articulación que se generó durante el análisis se alcanzó el punto de fluencia, lo cual es consistente con lo observado en las inspecciones visuales.

Del análisis no lineal se identifican las incursiones en la segunda rama asociada al agrietamiento de los elementos ante el registro correspondiente al 19 de septiembre de 2017, como se observa en la Figura 4.18, que corresponde a un instante anterior al inicio del registro del 19 de septiembre de 2017 y en la Figura 4.19 se observan las incursiones en la segunda rama de comportamiento al finalizar este registro sísmico, éstas incursiones en la segunda rama asociada al agrietamiento se presentan con un color verde, mientras que los puntos azules indican que no se ha alcanzado la segunda rama del comportamiento asociado a las articulaciones.

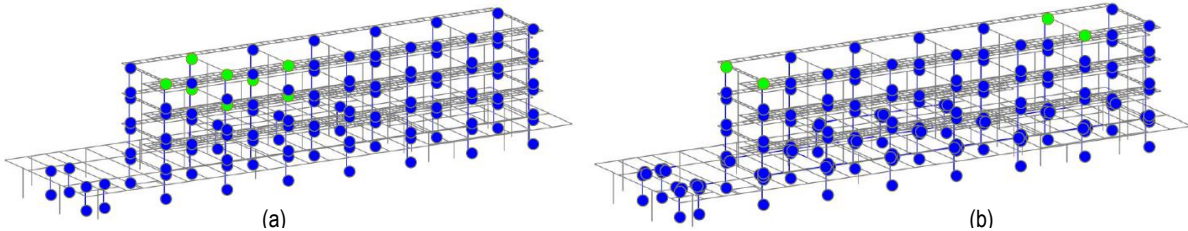


Figura 4.18 Representación de incursiones en la rama asociada al agrietamiento al finalizar registro sísmico del 07/septiembre/2017; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

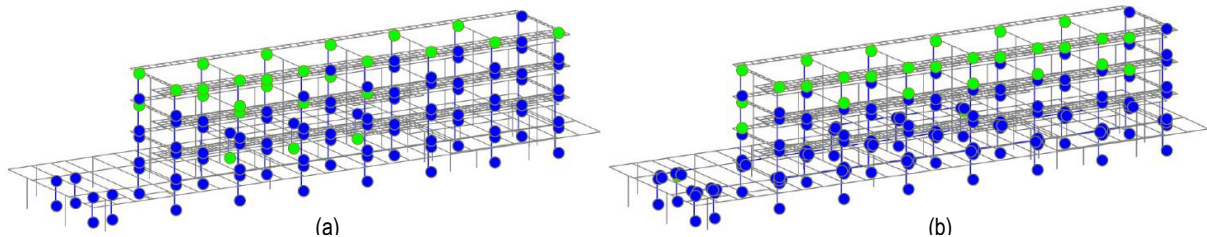


Figura 4.19 Representación de incursiones en la rama asociada al agrietamiento al finalizar registro sísmico del 19/septiembre/2017; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

De forma general se puede apreciar que las incursiones en la segunda rama asociada al agrietamiento en los elementos de CR se presentan en los niveles superiores, en ambas direcciones de análisis, que corresponden a columnas con una sección transversal de 30 x 50 cm, mientras que también se observa la incursión en la segunda rama para las columnas de CR en su articulación que se encuentra en el desplante de la estructura con una sección transversal de 40 x 60 cm.

En el caso de las vigas correspondientes al primer nivel de la estructura cabe destacar que en ninguna de estas se alcanzó el agrietamiento de las secciones durante el análisis, estos resultados concuerdan con lo esperado debido a su condición de viga fuerte y columna débil

que se observó durante la revisión de secciones del proyecto y durante la obtención de los diagramas momento-curvatura de los elementos de CR.

A continuación, se muestran los diagramas de histéresis de algunos elementos columna (Figura 4.20 y Figura 4.21), correspondientes a cada dirección de análisis. Se presentan dos diagramas asociados al nivel 4 (a) y (b), un diagrama asociado al nivel 3 (c) en su articulación superior y uno asociado al nivel de desplante (d).

En los diagramas de histéresis se pueden identificar en el caso de las columnas C2-N3 y C3-N3 en la dirección N-S las incursiones en la segunda rama debido a la aplicación de los registros sísmicos, donde se puede observar una deformación máxima inicial que corresponde a eventos antes del 19 de septiembre de 2017 y una deformación máxima que se alcanza y posteriormente genera ciclos histeréticos alrededor de un nivel de deformación mayor.

Para los casos de los diagramas de histéresis de la columna C4-PB se puede observar que está mantuvo un comportamiento en la primera rama de su envolvente hasta el evento del 19 de septiembre de 2017.

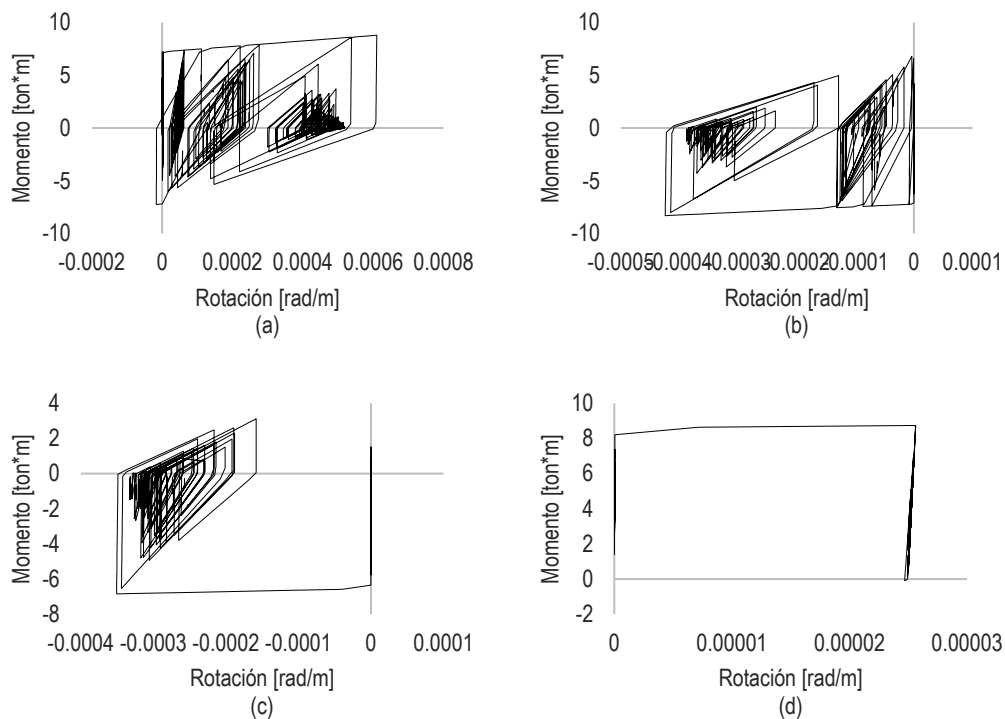


Figura 4.20 Comportamiento histerético articulaciones de columnas en dirección N-S: (a) C3-N3 (b) C2-N3 (c) C1-N2 (d) C4-PB

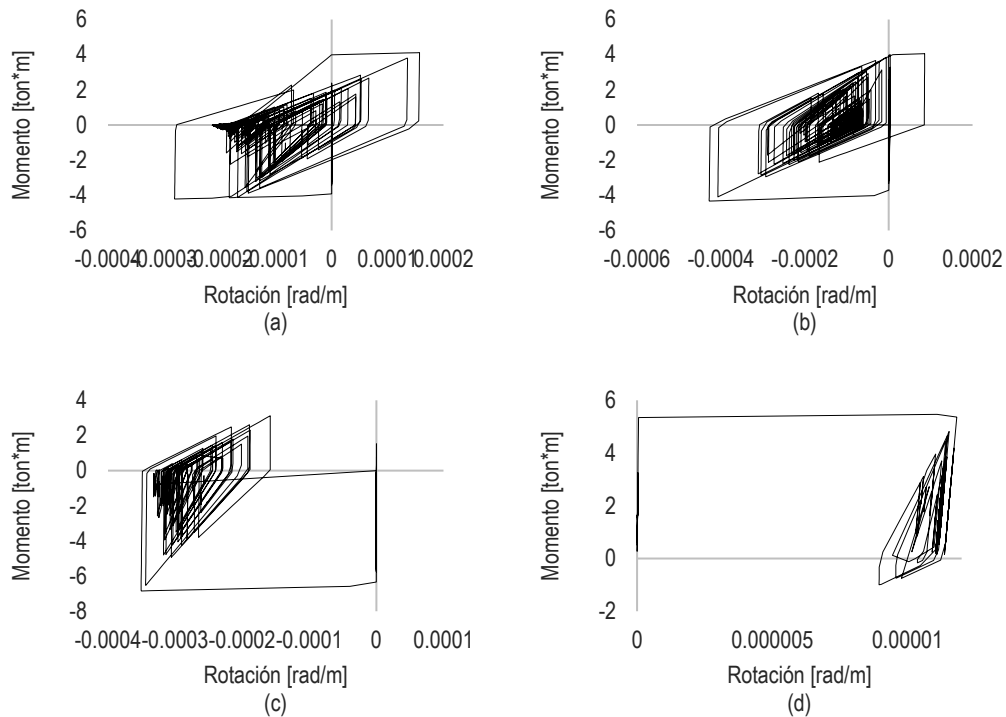


Figura 4.21 Comportamiento histerético articulaciones de columnas en dirección E-W: (a) C3-N3 (b) C2-N3 (c) C1-N2 (d) C4-PB

4.6 Identificación de propiedades dinámicas de la estructura con daño acumulado

A partir del análisis no lineal paso a paso se identificaron las zonas en donde se generaron las articulaciones y se aplicó esta degradación de rigidez en dichas zonas. Con este nuevo modelo se generó un análisis modal para verificar los periodos y las formas modales, con lo que se obtuvieron los siguientes resultados que se presentan en la Tabla 4.134.

Es importante destacar que, al incluir esta degradación de la rigidez en los elementos de acuerdo con los cambios en la pendiente de la curva de comportamiento, se está considerando que sufre una degradación de rigidez completa de acuerdo con el cambio en la pendiente. Sin embargo, no sucede este cambio de forma inmediata, ya que esto depende de los niveles de deformación máxima alcanzada en cada ciclo, como se definió anteriormente en el modelo de Takeda, por lo cual se podría estar sobrestimando este nivel de degradación y este modelo sirve de referencia para observar los cambios en las propiedades dinámicas de la estructura.

Tabla 4.134 Periodos estructurales modelo con daño (MCD)

Modo	N-S	E_W
1	0.322	0.628
2	0.224	0.375
3	0.129	0.224
4	0.094	0.137
5	0.070	-

Contando con los registros de vibración ambiental y con lo obtenido en el proceso del análisis modal del modelo analítico con daño se presentan las diferencias y el error porcentual que se representa en la Tabla 4.145. Esta diferencia entre las propiedades dinámicas obtenidas a partir del modelo no lineal que considera el daño y las propiedades dinámicas obtenidas durante el estudio de vibración ambiental es menor al 14% en el primer modo principal de cada dirección, mientras que en los modos superiores se pueden observar diferencias de hasta un 35%, respecto a los estudios de vibración ambiental.

Tabla 4.145 Comparación de periodos entre estudio de vibración ambiental y modelo analítico con daño

Modo	N-S			E-W		
	RVA Periodo [s]	MCD Periodo [s]	Diferencia %	RVA Periodo [s]	MCD Periodo [s]	Diferencia %
1	0.342	0.322	5.85	0.552	0.628	13.77
2	0.28	0.224	20.00	0.343	0.375	9.33
3	0.171	0.129	24.56	0.278	0.224	19.42
4	-	0.094	-	0.213	0.137	35.68
5	-	0.070	-	0.148	-	-
6	-	-	-	0.116	-	-

Para la identificación de las propiedades dinámicas de una estructura existen formas relativamente sencillas dentro de un rango de comportamiento elástico lineal, sin embargo, al considerar un comportamiento no lineal en la estructura a través del tiempo, los métodos tradicionales no consideran estos cambios en las propiedades de forma correcta.

El uso del método de las componentes principales ha ido incrementando su uso en el campo de la teoría de sistemas dinámicos, particularmente en el área de bloques de datos con componentes caóticos. Este mismo enfoque es aplicable a problemas de dinámica estructural donde el comportamiento del sistema no representa un comportamiento lineal ante ciertas acciones (Gutiérrez y Zaldivar, 2000).

4.6.1 Método de expansión Karhunen-Loève

Para la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura a lo largo de la aplicación de los registros sísmicos se utiliza un método numérico, el cual permite evaluar los datos obtenidos a pesar de no ser una relación lineal, el método de las componentes principales es una técnica de análisis de datos en series de tiempo no lineales de fenómenos complejos.

El método de expansión KL es un procedimiento estadístico, donde se supone que el sistema se puede analizar como un proceso estocástico ergódico. El método consiste en construir un tensor de auto correlación espacial de datos obtenidos a través de procesos analíticos o experimentales y desarrollando una descomposición espectral. El tensor de auto correlación es por definición Hermitiano y positivo semidefinido, por lo tanto, su descomposición proporciona un conjunto de funciones características ortogonales (llamados modos ortogonales propios, MOPs, o modos característicos empíricos) y valores característicos reales no negativos (valores ortogonales propios, VOPs, o valores característicos empíricos). Los MOPs se pueden usar como base para obtener las proyecciones dinámicas y para la construcción de un modelo de orden reducido a través de la retención de un número finito de ellos. Existen dos formas de construir la expansión: la forma directa y a través de ventanas de muestreo (Niño, 2008).

Los datos de entrada necesarios son los correspondientes a los desplazamientos de un sistema dinámico con B puntos de referencia. Estos desplazamientos son registrados A número de veces, formando una matriz historia-desplazamiento.

$$x_i = [x_i(t_1), x_i(t_2), \dots, x_i(t_A)]; i = 1, \dots, B$$

Posteriormente se obtienen las historias de desplazamientos que forman una matriz de dimensiones $A \times B$ para poder realizar la descomposición ortogonal propia.

$$X = [x_1, x_{i+1}, \dots, x_B]$$

Donde cada columna representa un punto en el espacio, para un instante particular en el tiempo. La matriz de correlación $B \times B$ se forma a partir de la siguiente expresión

$$R = \left(\frac{1}{A}\right) X^T X$$

Donde los vectores característicos de R son VOPs. Se sabe que los VOPs son equivalentes a las formas modales de vibrar, por lo tanto, se puede definir para cada segmento de tiempo, una componente modal principal de rigidez k_i y su correspondiente frecuencia natural de vibración ω_i , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\hat{k}_i = \sqrt{\frac{\lambda_i^f}{\lambda_i^d}}$$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{\hat{k}_i}{M_i}}$$

Donde:

M_i : Masa modal

λ_i^f : Modos ortogonales principales asociados a las fuerzas efectivas de la estructura

λ_i^a : Modos ortogonales principales asociados a los desplazamientos

Si se obtienen los valores de aceleraciones absolutas y desplazamientos aplicando la primera ley de movimiento de Newton se tiene

$$\sqrt{\lambda_i^f} = \sqrt{\lambda_i^a M_i}$$

Donde

λ_i^a : Aceleración absoluta registrada en los nodos que definen el comportamiento

Sustituyendo se obtiene la siguiente expresión

$$\omega_i = \sqrt[4]{\frac{\lambda_i^a}{\lambda_i^f}}$$

Cuando una estructura presenta un comportamiento elástico lineal existen técnicas de análisis modal que pueden ser aplicadas para propósitos de análisis y control, sin embargo, cuando la estructura presenta un comportamiento no lineal estos métodos de análisis pierden validez. Debido a que en el método de expansión Karhunen-Loéve se utilizan datos de salida, ya sean de sistemas lineales o no lineales, permiten el análisis de resultados sin tener un conocimiento previo de las características mecánicas del sistema (Niño, 2008).

Del modelo de MGDL se obtuvieron los datos de aceleraciones y desplazamiento de entrepiso como datos de entrada para el análisis de Karhunen-Loéve, además se utiliza una matriz de masas donde se indica la correspondencia a cada nivel respecto a sus datos de aceleración y desplazamiento, así como el registro sísmico al que fue sometida la estructura, el análisis se realizó con un programa que se ejecuta en la plataforma de Matlab (Niño, 2008).

Los datos de salida que se tienen a través del análisis de Karhunen-Loéve que son de importancia para evaluar las propiedades dinámicas son los periodos instantáneos que se presentan en las direcciones de análisis como se puede observar en la Figura 4.22.

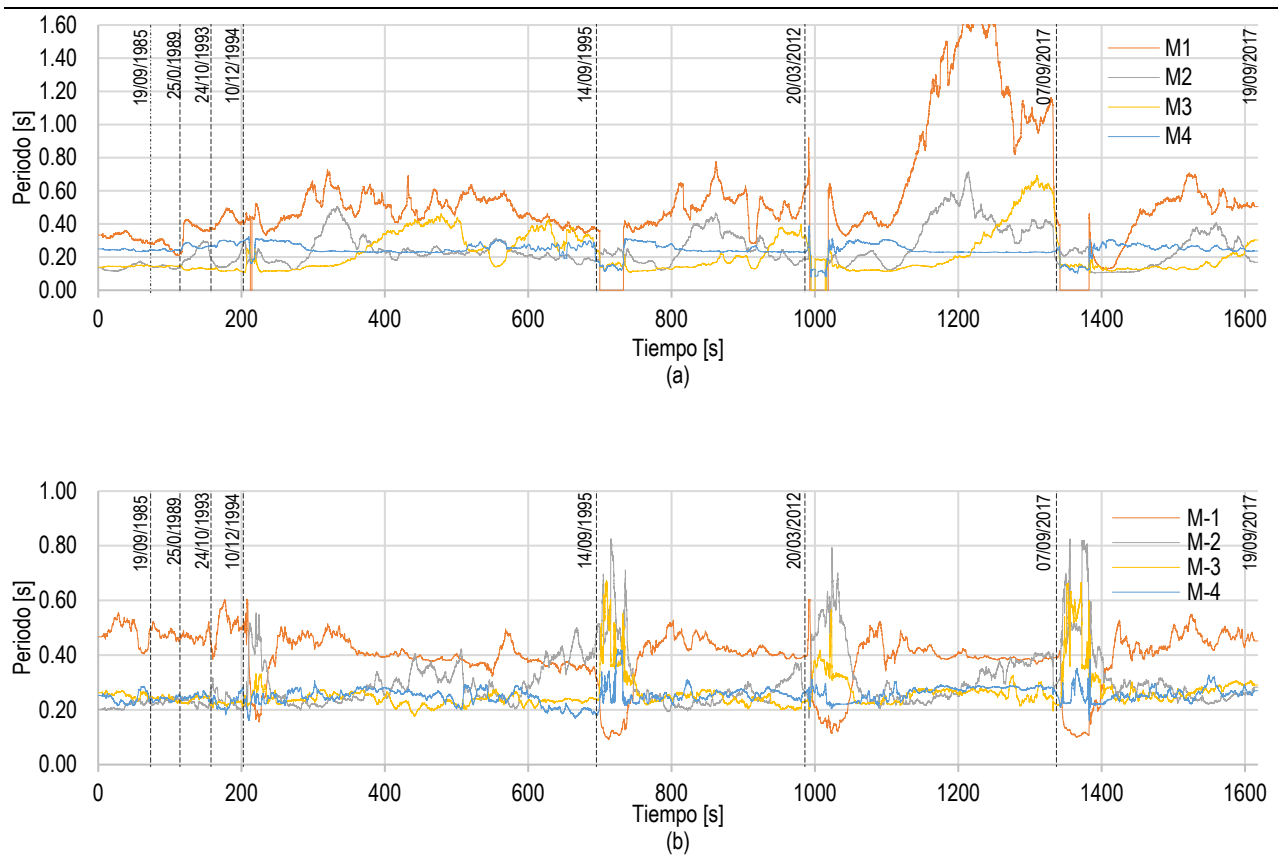


Figura 4.22 Periodos instantáneos; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

Al realizar el análisis por ventanas se puede identificar ruido en los datos debido intervalos donde se presentan grandes cambios en las señales de entrada o los datos de salida como son las aceleraciones y desplazamientos, estas variaciones se pueden identificar en puntos en el tiempo asociados al final e inicio de la aplicación de los registros sísmicos al sistema, debido a que en estos intervalos las aceleraciones son pequeñas y producen desplazamientos que no son de consideración, que al estar dentro del análisis de K-L en el denominador de la matriz de correlación R puede provocar una indeterminación en la expresión y en la obtención de los VOPs en la ventana de análisis.

En el caso del análisis en la dirección N-S se tiene identificado como M-1 al periodo que corresponde al valor más grande, sin embargo, las oscilaciones de estos valores son muy amplios, y pueden corresponder a la identificación del periodo instantáneo en la otra dirección de análisis E-W, debido a que se está analizando un sistema de MGD. En el caso de los periodos identificados como M-2, M-3 y M-4 se puede identificar un incremento en el periodo instantáneo al final del registro en el tiempo.

En el caso de los datos obtenidos con el análisis K-L en la dirección E-W, se puede observar una pequeña variación en el tiempo de los periodos instantáneos, sin embargo, parecen mantenerse constantes. También es posible identificar el M-1 asociado a un periodo de 0.5 s a lo largo del tiempo, así como los periodos asociados a modos superiores que se encuentran en un rango de 0.2 – 0.3 s.

4.7 Calibración del modelo

A partir de los datos obtenidos en el sistema de MGDL al finalizar la aplicación del registro sísmico y considerando las propiedades dinámicas iniciales que se tienen, así como los datos obtenidos durante el análisis de las componentes principales de Karhunen-Loève se puede realizar una comparación de las propiedades dinámicas con respecto a lo obtenido por medio del estudio de vibración ambiental realizado.

En este caso es importante considerar que durante el análisis no lineal con el modelo analítico se incluyeron los elevadores, escaleras y algunos muros divisorios como parte del sistema estructural, además de considerar la aportación de la junta constructiva de la estructura que se encuentra en el lado oeste de la estructura.

4.8 Obtención del índice de daño del oscilador de 1GDL

De acuerdo con la metodología propuesta, la obtención del índice de daño se realiza a partir de un oscilador de 1GDL del cual es posible extrapolar los resultados obtenidos para el sistema de MGDL, esta idealización permite un tiempo de análisis más rápido para identificar el daño de la estructura debido a que se estima el índice de forma global y no por cada elemento como sería el caso en sistemas de MGDL.

Considerando la respuesta global de la estructura de MGDL es posible definir el comportamiento para un sistema de 1GDL, este sistema conserva las propiedades dinámicas y mecánicas del primer modo de vibrar de la estructura de MGDL en las dos direcciones de estudio definidas.

Para la definición del modelo de 1GDL se considera un comportamiento no lineal, asociado a los mismos puntos de comportamiento interés en el modelo de MGDL. La curva de capacidad del oscilador de 1GDL queda definida por una primera rama asociada al comportamiento elástico inicial y por una segunda rama asociada al inicio del agrietamiento de las secciones de CR, punto en el cual se considera una degradación de rigidez y resistencia de acuerdo con el modelo definido por Takeda (1970).

Para la obtención del índice de daño se utiliza el propuesto por Terán y Jirsa, el cual al ser aplicado a un sistema de 1GDL da la posibilidad de estimar el daño global de la estructura. Este cálculo también se podría realizar al calcular la energía histerética disipada con los criterios establecidos por Terán y Jirsa para sistemas de MGDL, sin embargo, se debe contemplar que para sistemas con gran cantidad de elementos este cálculo requiere de mayor tiempo de análisis y de la asignación de factores de peso para cada uno de los elementos con el fin de ser ponderados en el índice de daño global, por lo cual en este desarrollo y a partir de la información de diversos estudios realizados para la estimación de los índices de daño en sistemas de 1GDL indican que estos son representativos para los sistemas de MGDL (Terán-Gilmore et al, 2006).

Además del cálculo del índice de daño también nos permite visualizar la variación de las propiedades dinámicas del modelo para identificar cambios durante la aplicación de

registros sísmicos con el análisis de las componentes de K-L debido a la no linealidad del modelo de 1GDL.

4.8.1 Definición del modelo de 1GDL

A partir del modelo de MGDL inicial se realiza el análisis estático no lineal en ambas direcciones para obtener la curva de desplazamiento-cortante basal. El análisis pushover o análisis del empujón es un análisis utilizado con frecuencia en la evaluación y diseño sísmico de estructuras, consiste en un análisis estático no lineal usado ampliamente debido a que es un procedimiento relativamente simple que consiste en aplicar a la estructura cargas laterales en forma monotónica incremental, hasta llevarla a un estado límite predeterminado.

La adaptación propuesta por Sasaki et al. (1998), consisten en obtener la curva de capacidad por medio de una regla de combinación modal, al aplicar el patrón de cargas correspondiente al comportamiento de cada modo. En este caso se realiza con la configuración de fuerzas correspondiente al primer modo en cada dirección principal. Obteniendo las curvas de capacidad que se presentan en la Figura 4.23 Curva capacidad sistema MGDL; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

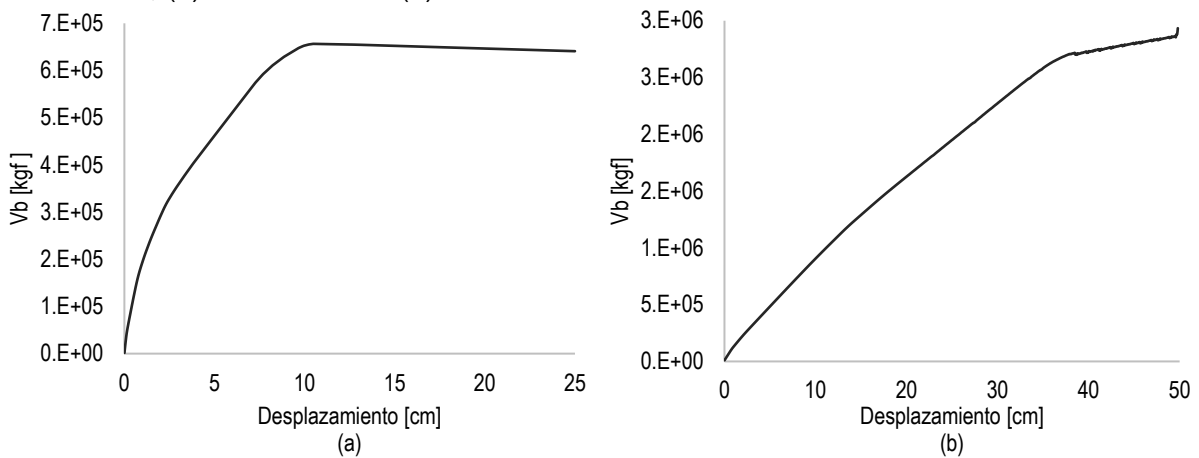


Figura 4.23 Curva capacidad sistema MGDL; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

4.8.1.1 Comportamiento bilineal

A partir de las curvas de capacidad se obtienen las curvas bilineales asociadas a cada dirección, con el criterio de conservación de energía o de área bajo la curva. Considerando el primer punto asociada al inicio del agrietamiento, este punto está definido a partir del agrietamiento en niveles superiores, aún, cuando no sea tan perceptible en la curva de capacidad obtenida en el análisis pushover, debido a los cambios en las pendientes de las curvas de cortante contra desplazamiento de entrepiso que se pueden observar en la Figura 4.24.

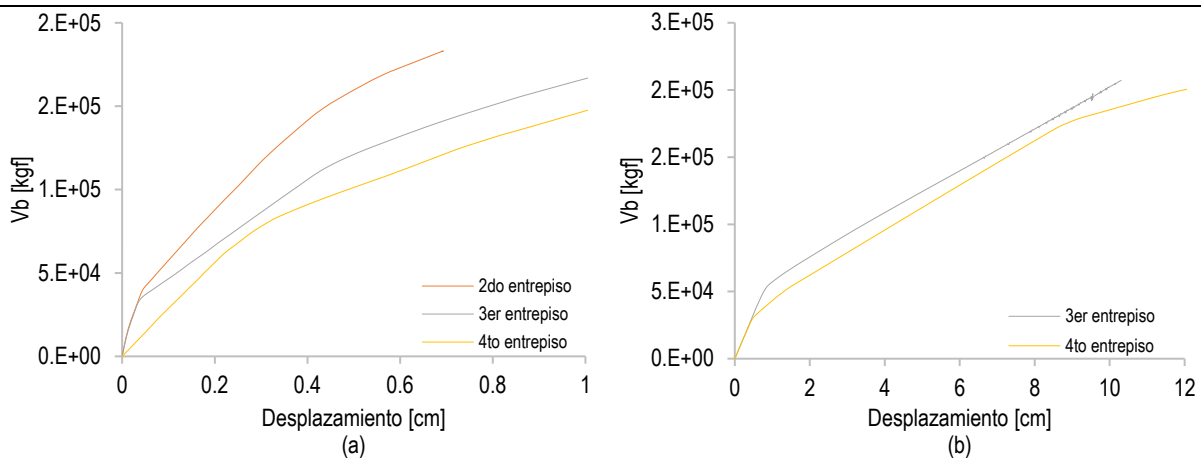


Figura 4.24 Desplazamiento entrepiso sistema MGDL; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

En el caso de la curva bilineal considerada en la dirección N-S es perceptible en la curva de capacidad este cambio de pendiente asociado al inicio del agrietamiento, sin embargo, en la dirección de E-W se considera el inicio del agrietamiento al sumar los desplazamientos de entrepiso en el punto donde cambia la pendiente en las curvas de desplazamiento contra cortante de entrepiso. La definición de las curvas bilineales se muestra en la Figura 4.25

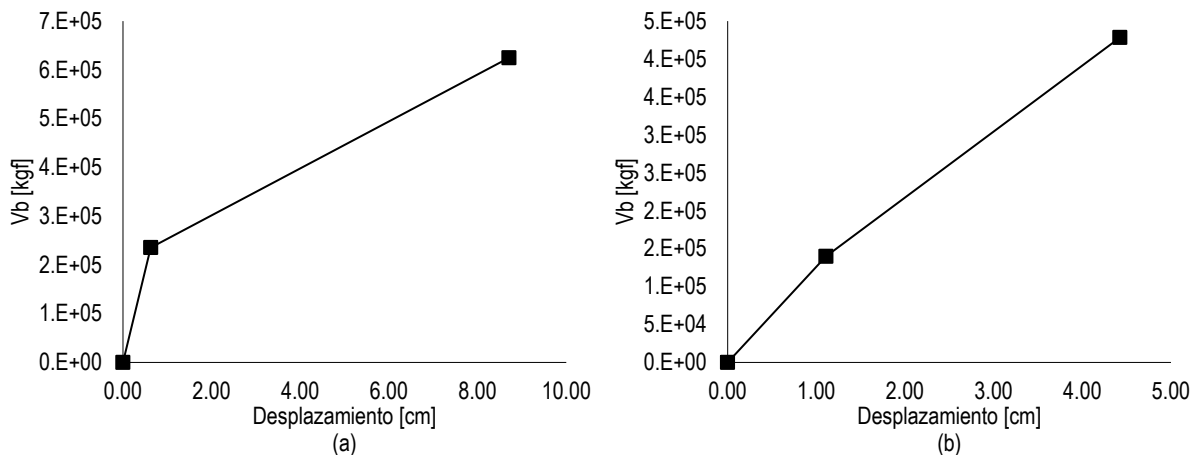


Figura 4.25 Curva bilineal sistema MGDL (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

En la Tabla 4.156 se muestran los datos numéricos que definen las curvas bilineales, además del valor de ductilidad asociada a cada curva a partir del punto de agrietamiento al punto de inicio de fluencia.

Tabla 4.156 Datos de referencia de curva bilineal para las direcciones N-S y E-W

Dirección	N-S		E-W	
Desplazamiento [cm]	0.626	8.708	1.108	4.425
Cortante basal [kgf]	235491.208	624771	139817.839	428400

A partir de la curva de capacidad se genera el modelo de 1 GDL con el primer modo correspondiente a cada dirección de análisis, considerando la masa asociada al modo de vibrar correspondiente y las propiedades mecánicas y de altura del modelo de MGDL, así

como las propiedades geométricas del modelo que se muestran con el valor de B, asociado a cada dirección, Tabla 4.167.

Tabla 4.167 Parámetros del modelo de 1GDL en dirección N-S y E-W

Dirección	N-S	E-W
Tn [s]	0.309	0.596
m [kg*cm/s ²]	2.73E+03	1.58E+03
ω_1^2 [rad]	4.15E+02	1.11E+02
E [kg/cm ²]	234264.807	
B [cm]	437.486	172.452

Del análisis modal del modelo de 1GDL se obtienen los siguientes periodos de vibrar. Debido al modelado del sistema de 1GDL que considera los efectos de deformación debido a cortante se muestra una diferencia entre los periodos considerados en el modelo de 1GDL y los correspondientes al modelo de MGDL se muestra la diferencia de estos valores en porcentaje en la Tabla 4.178.

Tabla 4.178 Periodos de vibrar del modelo de 1GDL en dirección N-S y E-W

Modo	Periodo	Periodo MGDL	Diferencia [%]
1	0.607	0.596	1.919
2	0.347	0.309	12.308

4.9 Asignación de propiedades mecánicas no lineales al oscilador de 1GDL

A partir de la curva de capacidad se realiza la curva de comportamiento para el modelo de 1GDL, éste considera la masa efectiva de cada uno de los modos en sus direcciones de análisis, se muestra en la Figura 4.26 la curva de comportamiento para el sistema en las dos direcciones de análisis, en este caso el comportamiento es igual en ambas direcciones de carga.

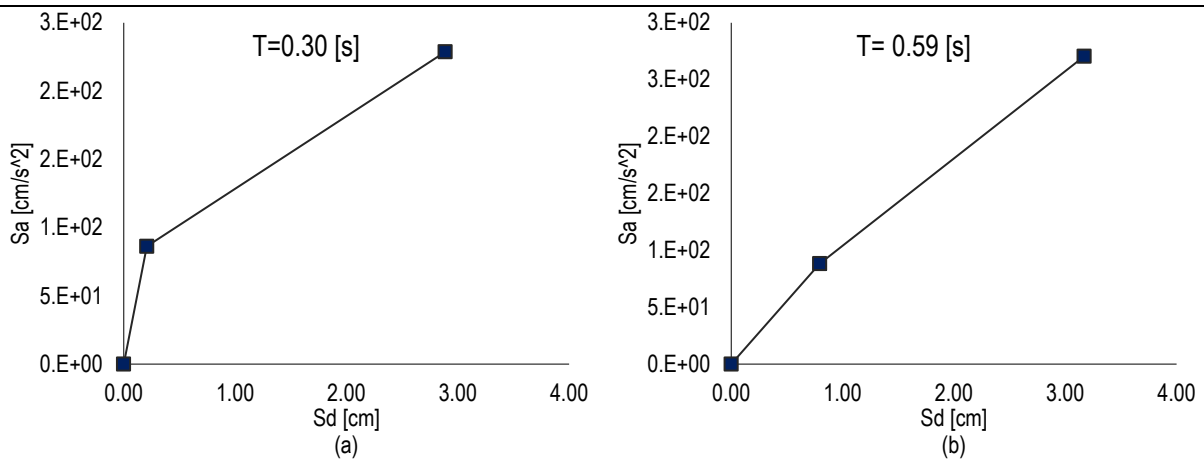


Figura 4.26 Curva comportamiento modelo 1 GDL; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

El comportamiento mecánico del sistema de 1GDL se representa en función de Momento-Rotación a partir del cortante que produce la pseudoaceleración de acuerdo con los niveles de desplazamiento descritos en la curva de comportamiento (Figura 4.27).

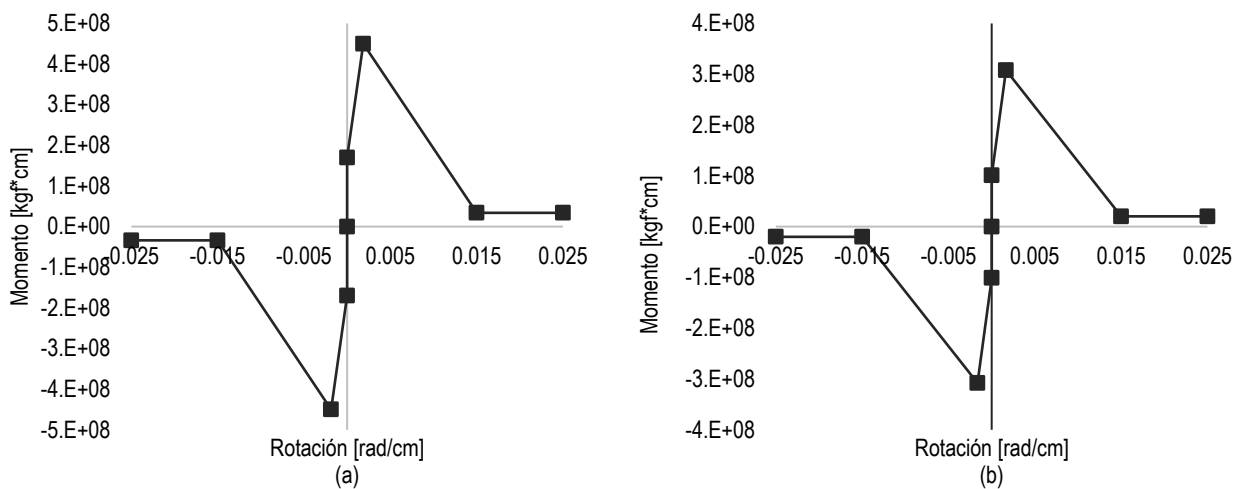


Figura 4.27 Diagramas momento-rotación; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

Al igual que en el modelo de MGDL se utiliza el modelo de Takeda para definir el comportamiento histerético del modelo de 1GDL para considerar la degradación de rigidez y resistencia para un sistema a base de CR, ya que el modelo de 1GDL conserva estas mismas propiedades.

4.10 Obtención del índice de daño acumulado del oscilador de 1GDL

La definición de un índice de daño se realiza a través de estudios que asocia estructuras o elementos con un comportamiento adecuado ante acciones cíclicas. Sin embargo, para estimar el índice de daño acumulado en puntos anteriores al de fluencia estos estudios no presentan valores de daño en estos intervalos.

Una vez definidas las características mecánicas del oscilador de 1 GDL se le sometió a la demanda sísmica definida para la estructura en estudio. El análisis no lineal paso a paso se realizó con el programa SAP (CSI, 2021).

Con los datos de salida del ANL se hizo posible la estimación del índice de daño asociado a las direcciones de análisis definidas anteriormente para el sistema de MGD. En este caso se considera la participación del primer modo en cada dirección que contiene las características mecánicas y dinámicas del sistema de MGD.

La selección de un índice de daño que represente de forma correcta el daño acumulado debe considerar la acumulación en el tiempo de las incursiones del sistema en un comportamiento no lineal. Muchos de los índices se encuentran definidos por puntos de interés asociados a la fluencia de los elementos o del sistema. Sin embargo, como se ha definido en este trabajo, el interés se concentra en estimar el daño asociado a niveles inferiores a la fluencia, siendo el inicio del agrietamiento en los elementos de CR el enfoque que se presenta para la obtención del índice de daño.

4.10.1 Análisis no lineal paso a paso del oscilador de 1GDL

Al igual que en el modelo de MGD se aplica un análisis no lineal paso a paso en el tiempo para la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura a través del tiempo para realizar el análisis de las componentes principales de Karhunen -Loève, así como para la obtención de los parámetros de salida que permiten la obtención del índice de daño como es la energía histerética disipada por el oscilador de 1GDL.

4.10.1.1 Análisis de Karhunen-Loève

A partir de los datos de aceleración y desplazamiento en cada dirección de análisis obtenidos del análisis no lineal paso a paso con los registros sísmicos se procede a realizar el análisis de K-L, donde se estiman los periodos instantáneos en cada dirección de análisis.

Los datos de entrada se presentan en la Figura 4.28 y Figura 4.29, en este caso la matriz de masa está representada por el valor de la masa asociada al modo de vibrar en cada dirección del modelo de 1GDL definido anteriormente.

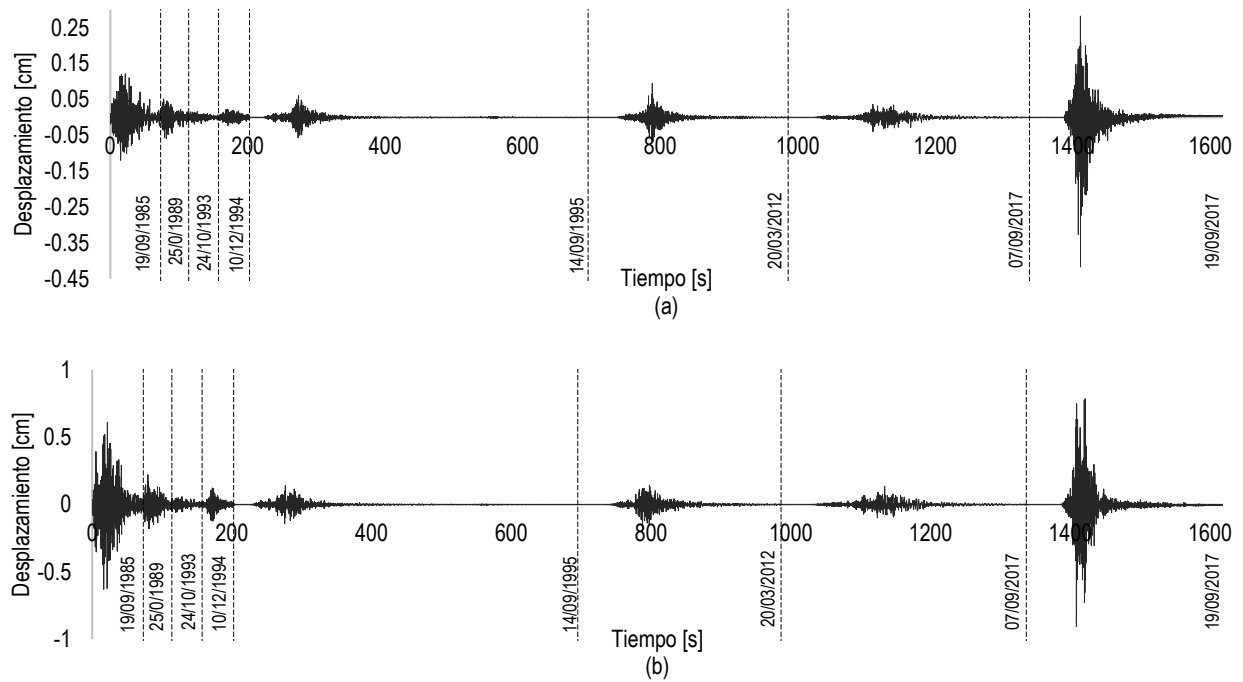


Figura 4.28 Desplazamientos registrados modelo 1 GDL; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

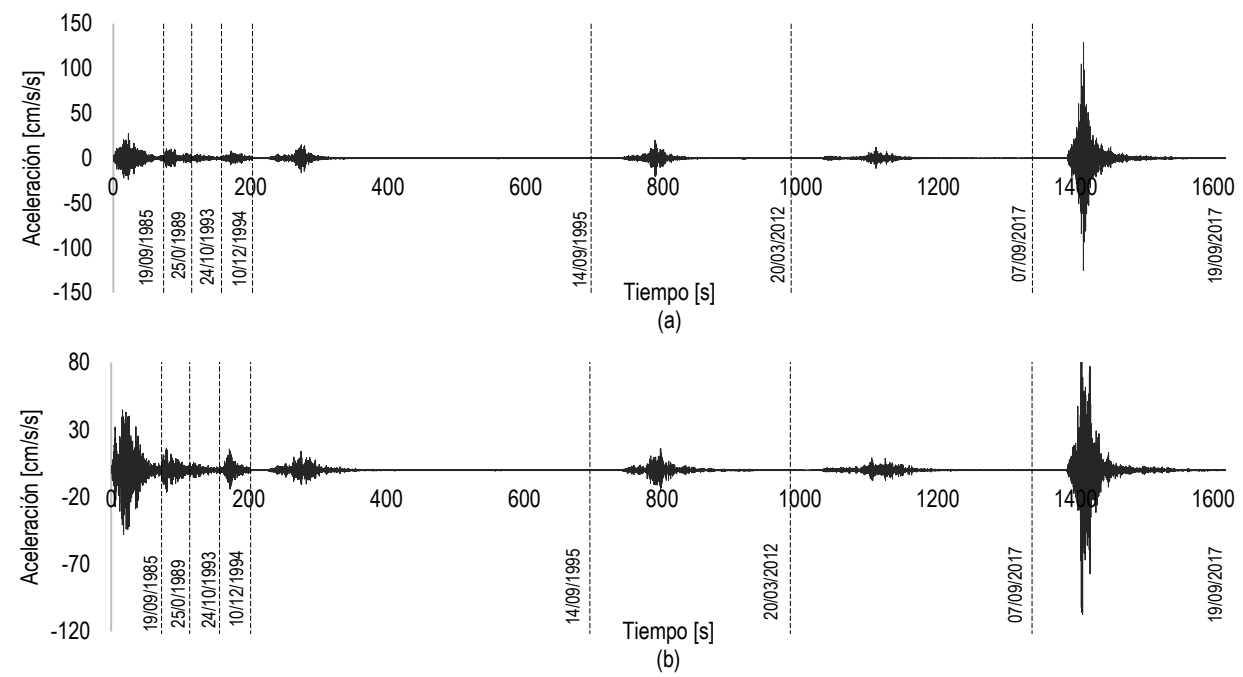


Figura 4.29 Aceleraciones registradas modelo 1 GDL; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

En la Figura 4.30 se muestran los resultados en cada dirección de los periodos instantáneos obtenidos. En los análisis de ambas direcciones se pueden observar variaciones del periodo importantes que coinciden con los intervalos en donde la información de salida corresponde a los desplazamientos, que debido a la baja demanda sísmica en esos puntos (ya que se

encuentran en la zona donde inicia o finaliza el registro sísmico de cada evento) se tienen valores cercanos al cero lo cual provoca una indeterminación en los cálculos de los VOPs.

En la dirección N-S se puede identificar un aumento en el periodo instantáneo a partir del segundo 1400, que pertenece al comportamiento generado por el registro del sismo del 19 de septiembre de 2017, este aumento se aprecia hasta un periodo de 0.36 s, posteriormente disminuye hasta un valor de 0.34 s.

Para la dirección E-W el valor del periodo instantáneo se mantienen prácticamente constante con 0.60 s a lo largo de la historia de sismos.

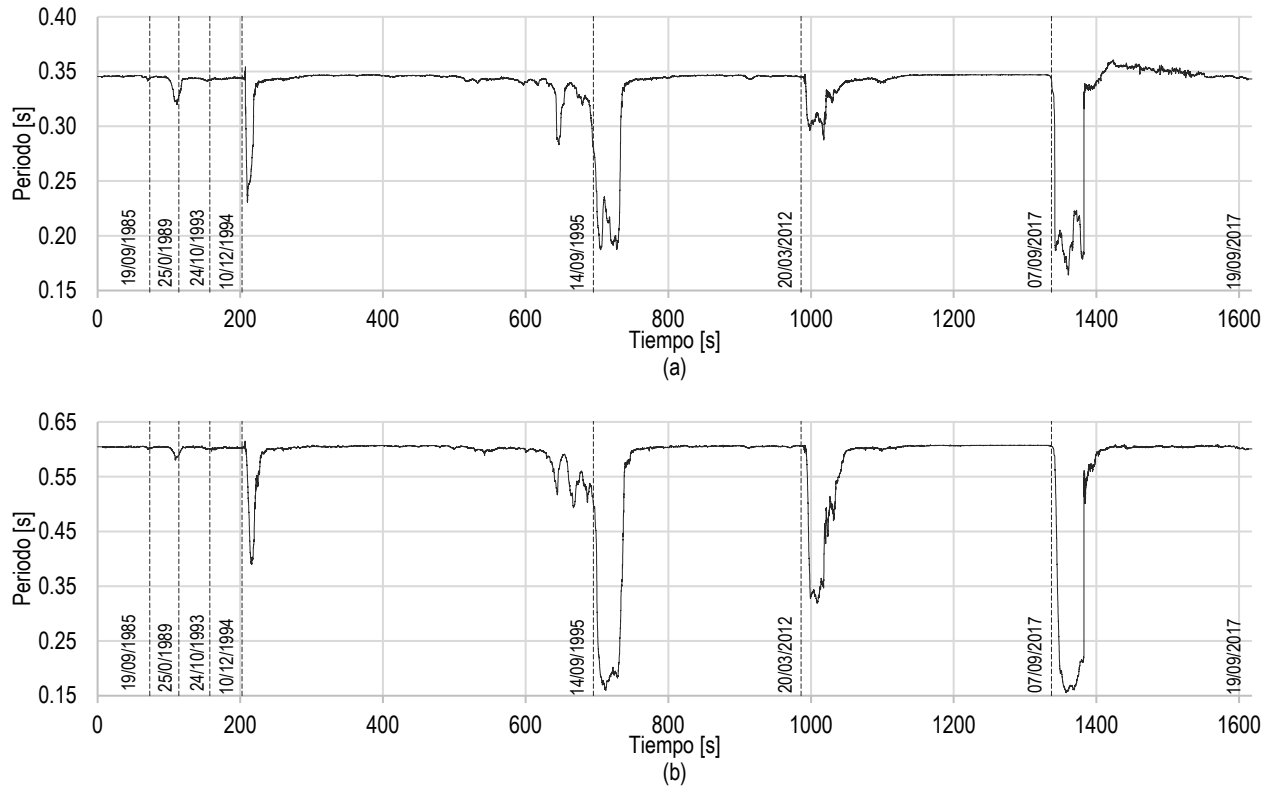


Figura 4.30 Periodos instantáneos; (a) Dirección N-S (b) Dirección E-W

Es importante destacar que la incursión en la segunda rama definida para el oscilador de 1 GDL presenta un comportamiento no lineal en la estructura que es visible en el análisis de Karhunen-Loève con el aumento en el valor del periodo instantáneo pero que después de sucedido el sismo este aumento en los periodos presenta una “recuperación” volviendo a valores cercanos de periodo iniciales de la estructura en cuanto a la dirección N-S.

4.10.2 Índice de daño de acumulado

Con la premisa de incluir el daño acumulado se utilizó el índice de daño propuesto por Terán y Jirsa (2004), debido a que parte de la hipótesis de Miner (1996) de considerar las incursiones en el comportamiento no lineal para la estimación de este índice, a través de una acumulación lineal. Este índice de daño permite evaluar el modelo de 1GDL con los

parámetros adecuados, ya que no considera solamente las incursiones máximas del elemento en el comportamiento no lineal, o la máxima ductilidad desarrollada como se presenta en otros índices de daño.

El índice de daño de Terán y Jirsa considera los conceptos de energía histerética del sistema para definir la disipación de energía que ingresa al sistema y que es liberada a través del daño en los elementos que componen al sistema. Durante la primera rama definida en el sistema de 1GDL se considera un comportamiento lineal, por lo cual no se consideran las incursiones en esta rama debido a que esta energía no es liberada del sistema al encontrarse en niveles bajos de demanda.

A partir de los datos obtenidos del análisis no lineal del oscilador de 1GDL se estima el daño acumulado debido a las incursiones en la segunda rama del sistema de 1GDL definido por el inicio del agrietamiento en cada una de las direcciones, donde los valores de los parámetros son los siguientes, $r = 0.75$ y $b = 0.15$ como se recomienda en el estudio realizado por los autores. Los parámetros μ_u para cada dirección de análisis se encuentran asociados a la ductilidad de la curva de comportamiento, los cuales se definieron anteriormente en la Tabla 4.156.

$$I_{DTJ} = \frac{NE_{H\mu}(2 - b)}{r(2\mu_u - 1)}$$

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{\delta_y F_y}$$

A partir de esta información se obtiene la energía histerética normalizada en cada una de las direcciones para estimar el índice de año asociado a cada dirección del modelo de 1GDL, que representa al modelo de MGD, los resultados obtenidos del índice de daño se presentan en la Tabla 4.189.

Tabla 4.189 Índices de daño para cada dirección N-S y E-W

	N-S	E-W
I_{DTJ}	5.51%	0.23%

A pesar de que en diversos estudios se establece un daño cuantificable a partir de que se alcanza un desplazamiento del 75% del desplazamiento de fluencia (Terán y Jirsa, 2005) para considerar la disipación de energía, en este estudio se considera la pérdida de rigidez debida al agrietamiento de las secciones de CR.

El que está cuantificación de daño en estos niveles de comportamiento sea posible a pesar de utilizar un índice de daño relacionado a la fluencia es debido al concepto de energía en estructuras y la consideración explícita de este parámetro dentro del cálculo del índice propuesto por Terán y Jirsa, lo que permite la utilización de este índice para diferentes niveles de comportamiento del oscilador de 1GDL.

Con base en estos resultados se identifican niveles de daño asociados a la dirección N-S superiores a la dirección E-W. La comparación de este índice de daño se puede realizar de forma directa con otros índices de daño los cuales toman un conjunto de estructuras o elementos y establecen intervalos para cuantificar el daño dentro de estos rangos, sin embargo, esta cuantificación se hace con índices de daño asociados a la fluencia por lo general, por lo que con la información disponible no se podría realizar una comparación o estimación para extrapolarlo a parámetros cualitativos en la estructura.

Sin embargo, con la información recopilada durante el desarrollo de esta tesis, con la inspección visual y los resultados obtenidos del modelo de MGDL se puede asociar este 5.51% de daño en la dirección N-S al agrietamiento de las secciones de CR en los niveles superiores, además del agrietamiento de los muros de mampostería en ambas direcciones.

Cabe destacar que a partir de los parámetros propuestos para la evaluación del índice de daño se considera la ductilidad en cada dirección de análisis es posible identificar que en la dirección E-W este parámetro es mayor, por lo cual la energía histerética normalizada también se encuentra afectada por este factor de ductilidad que en el caso de la dirección E-W es mayor respecto a la dirección N-S. Además, en conjunto con el análisis Karhunen-Loève que no depende de las características mecánicas del oscilador tampoco es apreciable un cambio importante en los periodos instantáneos en la dirección E-W, por lo que es consistente con el valor obtenido en el índice de daño.

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1 Conclusiones

El estudio de vibración ambiental en conjunto con el modelo analítico no lineal de la estructura permitió la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura como parámetro para la validación de los resultados obtenidos en el modelo analítico con una diferencia menor al 14% respecto al estudio de vibración ambiental.

Debido al proceso de validación del modelo analítico con respecto al estudio de vibración ambiental fue posible identificar a los elementos que aportan rigidez a la estructura y que no fueron considerados en el proyecto original, por lo que estas modificaciones en el modelo analítico para considerar los muros y la junta constructiva en el lado oeste se determinó que contribuyen en las características dinámicas de la estructura y en su respuesta ante las acciones sísmicas.

A partir del oscilador de 1 GDL que representa a la estructura de MGDG fue posible cuantificar el daño acumulado debido a la demanda sísmica a la que ha sido expuesta la estructura, la cual se presenta con un 5.51% en la dirección N-S y 0.23% en la dirección E-W.

La cuantificación del daño debido al agrietamiento en estructuras de CR presenta limitaciones respecto a la información comparativa existente para determinar una relación entre los parámetros cuantitativos del índice y los daños observados en la estructura. Sin embargo, en la estructura en estudio se puede identificar que ante estos niveles de daño en la dirección N-S el 5-51% representa agrietamiento en las secciones de CR, grietas que persisten después de la actividad sísmica a la que ha sido sometida. Además de agrietamientos importantes en los muros perimetrales de los niveles superiores que aportan rigidez al sistema.

Realizar la estimación del daño asociado a comportamientos de las estructuras en donde no se presente el inicio de la fluencia puede ser útil para estructuras que han experimentado sismos previos que pueden producir cambios de rigidez y resistencia que cambie la respuesta estructural ante eventos futuros.

Contar con un modelo de 1GDL que represente a la estructura de MGDG permite la identificación de las propiedades dinámicas a través del tiempo con el método de las componentes principales de Karhunen-Loève de forma más clara al contar con los modos principales de la estructura, debido a que durante el análisis de K-L con el modelo de MGDG debido a la participación de los modos superiores no fue posible identificar de manera clara la variación de los periodos a través del tiempo.

5.2 Recomendaciones

A partir del modelo analítico validado, y con las consideraciones adicionales que se tomaron en cuenta como son la aportación de rigidez por el sistema de muros y la participación del edificio aldaño es posible realizar evaluaciones de seguridad estructural y cumplimiento de la normativa vigente, así como la propuesta de planes de reforzamiento de la estructura en caso de ser necesario que tomen en cuenta el estado actual de la estructura.

Se recomienda la elaboración de planes de mantenimiento para la reparación de las grietas en los elementos de CR de los niveles superiores donde éstas se han preservado después del evento sísmico, así como el mantenimiento a los muros de vitricota, debido a que también presentan una degradación de rigidez debido al agrietamiento por eventos sísmicos anteriores.

6. Referencias

- Arzate Mendoza, Andres. (2019). Propiedades dinámicas de edificios escolares como parámetro de evaluación de la salud estructural empleando registros de vibraciones ambientales [Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería UNAM].
- Bazan, E., y Meli, R. (2006). Diseño sísmico de edificios. México. Limusa Noriega.
- Bojórquez Mora, E., Terán Gilmore, A., Bojórquez Mora, J., y Ruíz Gómez, S. E. (2009). Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sísmico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad. *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 80, 31-62.
- Bueno A. y Díaz O. J. (1994). Daño acumulado por sismos en marcos estructurales de concreto reforzado. XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. I, Zacatecas, Zacatecas, octubre-noviembre, 366-375
- Cao, V. V., Ronagh, H. R., y Baji, H. (2014). A new damage index for reinforced concrete structures. En V. V. Cao, *Earthquakes and Structures*, 581-609.
- Cárdenas Soto, R. (2010). Estudio comparativo de análisis sísmicos simplificados y el análisis dinámico incremental en el cálculo de la curva de capacidad [Tesis de maestría, Facultad de ingeniería, UNAM].
- Castelan Licon, I. (2001). Determinación experimental de las propiedades dinámicas de un edificio reforzado con disipadores de energía [Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM]
- Cosenza, E. y Manfredi, G. (1992). Seismic Analysis of Degrading Models by Means of Damage Functions Concept. En P. Fajfar, y H. Krawinkler, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, 89-112. Elsevier Applied Science.
- Cruz Atienza, V. M., Krishna Sing, S., y Ordaz Schroeder, M. (2017). ¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México? *Revista Digital Universitaria (RDU)* Vol. 18, Núm. 7.
- CSI, Computers and Structures, Inc. (2021). SAP2000 (20.0.0) [Software]. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- García Acosta, V., y Suárez, G. (2001). Los sismos en la historia de México: El análisis social. Fondo de Cultura Económica.
- Garzón Tello, S. E. (2018). Correlación del comportamiento estructural con un índice de daño para condiciones de suelo blando. [Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017), Norma Técnica Complementaria de criterios y acciones para el diseño estructural de las Edificaciones, Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- Gómez Chávez, S. I. (2007). Análisis sísmico moderno. Ética aplicada. Trillas.

-
- Gutiérrez, E., y Zaldivar, J. M. (2000). The application of Karhunen-Loève, or principal component analysis method, to study the non-linear seismic response of structures. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 1261-1286.
- Henao Ángel, D. (2013). Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral [Tesis de maestría, Universidad EAFIT].
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., y Krawinkler, H. (2005). Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1489-1511.
- Jaimes Téllez, M. (2017). Sismo del 19 de septiembre de 2017 M7.1. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Jaramillo, A., Piña, J., y Aguilar, R. (2012). Aplicación del método de cocientes espectrales para la reconfiguración detallada del mapa de isoperiodos en la cuenca del valle de México. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, noviembre.
- King D.J., Priestley M.J.N., and Park R. (1986) Computer Programs for Concrete Column Design. Research Report 86/12, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Lermo Samaniego, J. F., Sánchez-Sesma, F. J., García Benítez, S. R., Ramos Pérez, E., Álvarez Monroy, I., Machado González, O. R., y Luna Cruz, J. I. (2019). Actualización de la zonificación geotécnica de la Ciudad de México y áreas aledañas. Informe técnico, 68.
- López Cervantes, M., López Carrillo, L., y Escamilla Cejudo, J. A. (1986). Algunas consecuencias de los sismos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México. *Salud Pública*, Vol. 28, 527-536.
- López Cruz, M. Á. (2017). Evaluación de seguridad estructural de un edificio escolar de concreto reforzado de cuatro niveles, diseñado y construido en los años sesenta en la zona del Pedregal de la Ciudad de México. [Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM]
- López Ruíz, J., y Cebria, J. M. (2015). Volcanismo y Tectónica de placas. Enseñanza de las ciencias de la Tierra, 12-23.
- M. Reinhorn, A., K. Kunnath, S., y B. Mander, J. (1992). Seismic Design of Structures for Damage Control. En P. Fajfar, y H. Krawinkler, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Building*, 72-88. Elsevier Applied Science.
- Mander, J. B., Priestley, J. N., Park, R., Fellow, y ASCE. (1998). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering* Vol. 114 No. 8, 1804-1826.

-
- Meli, R., Zeevaert, A., y Esteva, L. (1968), Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada, Serie Azul no.156, Instituto de Ingeniería, UNAM. México. Universidad Nacional Autónoma de México, I. d. G., Servicio Sismológico Nacional. (2021). Catálogo de sismos. Extraído de <http://www2.ssn.unam.mx:8080/catalogo/>
- MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (2020). MIDAS Gen (v1.1) [Software]. <https://www.midasoftware.com/es/latinoamerica/productos/ingenieriaestructural/midasgen>
- Moehle, J. P., y EERI, M. (1992). Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No.3, 403-428.
- Murià Vila, D. (2007). Experiencia mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios instrumentados. Ciudad de México.
- Nakamura, Y. (1989). A method for Dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground Surface. *QR of RTRI* 30, No. 1. 25-33
- National Instruments (2017). LabView (Version 17.0) [Software]. <https://www.ni.com/es-mx/shop/labview.html>
- Nassar, A., Krawinkler, H., y Aladdin. (2008). Seismic design based on ductility and acumulative damage demands and capacities. En H. K. A.Nassar, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, 27-47. Elsevier Applied Science.
- Niño Lázaro, M. P. (2008). Desarrollo y aplicación de espectros de peligro uniforme en la evaluación y diseño sísmico de estructuras basados en el desempeño [Tesis de Doctorado Instituto de Ingeniería, UNAM].
- Oran Brigham, E. (1988). *The fast Fourier transform and its applications*. Prentice Hall.
- Park, Y.-J., y Ang, A.-S. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal Structural Engineering*, 722-739.
- Ramírez, R., Rodríguez, F., y Torres, C. (2017). El sistema escolar ante los sismos de septiembre de 2017. *Temas Estratégicos*, No. 50, Instituto Belisario Domínguez, México.
- Razo Carrasco, D. G., García Domínguez, O. (2020). Evaluación integral de la seguridad estructural de edificaciones existentes dañadas por sismos de gran magnitud. *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 104, 51-71.
- Saiidi, Mehdi. Sozen, Mete A. (1981). Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures. *Journal of the Structural Division*, 937-952.
- Servicio Sismológico Nacional, U. (2012). Sismo del día 20 de marzo de 2012, Oaxaca (M 7.4). Reporte de Sismo, 8.
- Servicio Sismológico Nacional, U. (2017). Sismo de Tehuantepec (2017-09-07 23:49 Mw 8.2). Reporte especial, 12.

-
- Servicio Sismológico Nacional, U. (2017). Sismo del día 19 de septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1). Reporte especial, 11.
- Takeda, T., Sozen, M., y Nielsen, N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the structural division*, 19-26.
- Terán-Gilmore, A., y Jirsa, J. (2004). The concept of cumulative ductility strength spectra and its use within performance-based seismic design. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 183-200.
- Terán-Gilmore, A., Arroyo Espinoza, D. y León Juárez, J. A. (2006). Efecto de la degradación de rigidez en el desempeño sísmico de los pisos superiores de edificaciones desplantadas en la zona del lago del D.F. Puerto Vallarta, Jalisco: XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.
- Terán-Gilmore, A., Jirsa, J. O. y M. EERI. (2005). A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue. *Earthquake Spectra*, Volume 21 No. 3, 803-832.
- Terán Gilmore, A., Díaz Martínez, G. y Arroyo Espinosa, D. (2014). Efecto de modos superiores en la respuesta dinámica de estructuras sujetas a excitaciones sísmicas de banda angosta. Puerto Vallarta, Jalisco: XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Sociedad Mexicana de ingeniería Estructural.
- The MathWorks, Inc. (2020). Matlab (R2019a) [Software]. <https://la.mathworks.com/products/matlab.html>
- Vásquez Martínez, A. (2010). Funciones de daño acumulado para edificios de concreto reforzado [Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM].
- Zamora López, G. (2016). Análisis de Fourier vs análisis modal operacional-Fortalezas y debilidades en la evaluación de la salud estructural [Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM].
- Zapotitla Román, J. (2011). Precursores de protones relativistas solares por análisis digital de señales utilizando transformada Wavelet y análisis de componentes principales [Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Zepeda, J. A., y Alcocer, S. M. (2001). Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo de arcilla perforado y multiperforado. *Informes Técnicos*, Coordinación de investigación, Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, CENAPRED, 229.