



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS
DESPLANTADOS EN ZONAS DE SUELO
BLANDO DE LA CDMX CONSIDERANDO LA
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Jorge Raúl González Mosqueda

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022

DEDICATORIA

A mis padres, *Norma Mosqueda Camacho* y *Jorge Raúl González Serrano* por todo su apoyo y amor. Mis logros se ven reflejados en sus enseñanzas.

A mi hermano menor, por su apoyo total, amistad y siempre estar para mi

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería, por brindarme las herramientas necesarias para afrontar la vida profesional.

Agradezco al Dr. Mauro P. Niño Lázaro, por compartir sus conocimientos, su tiempo, paciencia y amistad.

Agradezco a la Ing. Ximena Penélope Amezcua Pastrana, por su tiempo, enseñanzas y comentarios que sirvieron para la realización de este documento.

Agradezco al Dr. Armando Hermosillo Arteaga, al M.I. Agustín Deméneghi Colina y al M.I. Juan Luis Umaña Romero por la revisión de esta tesis y sus comentarios realizados.

Se agradece al apoyo de la Dirección General de Asunto del Personal Académico (DGAPA) por la beca brindada a través del patrocinio del proyecto IN114421 “Efectos del intemperismo y de la interacción suelo estructura en el riesgo estructural sísmico” para la realización de esta tesis.

RESUMEN

Dadas las características mecánicas y dinámicas que poseen las distintas formaciones de suelos del Valle de México, éstas han representado un peligro para las edificaciones desplantadas sobre las mismas, tal y como ha quedado demostrado en los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017.

De acuerdo con lo anterior, en el presente trabajo se realizó el estudio de la vulnerabilidad estructural para edificaciones desplantadas en zonas de suelo blando de la Ciudad de México considerando el fenómeno de la interacción suelo-estructura. Para ello, se emplearon 6 modelos a base de marcos de concreto reforzado diseñados con la reglamentación vigente en 1977 (DDF, 1977) mismos que, al aplicarles análisis dinámicos incrementales, se evaluó el desempeño estructural en términos de energía disipada mediante el uso de índices de daño. Posteriormente, se calcularon las funciones de vulnerabilidad para cada uno de los casos de estudio presentados y con base en los resultados obtenidos se pudieron pronosticar los daños esperados en un futuro y con ello determinar bajo qué condiciones resulta indispensable el considerar el fenómeno de la interacción suelo-estructura.

ABSTRACT

Given the mechanical and dynamic characteristics of the different soil formations in the Valley of Mexico, these have represented a danger for buildings that are deployed on them, as demonstrated in the earthquakes of September 19, 1985 and 2017.

In accordance with the above, in the present work a structural vulnerability study was carried out for buildings located in soft soil areas of Mexico City, considering the soil-structure interaction phenomenon. For this purpose, 6 models based on reinforced concrete frames designed with the regulations in force in 1977 (DDF, 1977) were used. After applying incremental dynamic analyses, the structural performance was evaluated in terms of dissipated energy by means of damage indices. Subsequently, vulnerability functions were calculated for each of the case studies presented and, based on the results obtained, it was possible to predict the expected future damage and thus determine under what conditions it is essential to consider the soil-structure interaction phenomenon.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

1	INTRODUCCIÓN	13
1.1	Objetivo	13
1.2	Justificación	13
1.3	Organización de la tesis	13
2	ANTECEDENTES	15
2.1	Conceptos básicos del origen de los sismos	15
2.2	Peligro sísmico	16
2.2.1	Sismicidad de la Ciudad de México	17
2.3	Características del subsuelo de la Ciudad de México	18
2.4	Interacción suelo-estructura	18
2.4.1	Interacción inercial	20
2.4.2	Funciones de impedancia	21
2.4.3	Interacción cinemática	21
2.5	Respuesta histerética	22
2.6	Índices de daño	23
2.7	Vulnerabilidad sísmica estructural	24
3	METODOLOGÍA PROPUESTA	25
3.1	Definición de las características estructurales	25
3.2	Definición de las propiedades dinámicas del suelo	25
3.3	Modelado estructural	26
3.4	Modelado de la interacción suelo estructura	26
3.4.1	Interacción inercial	26
3.4.2	Interacción cinemática	27
3.5	Definición de la amenaza sísmica	27
3.6	Obtención de la respuesta de la estructura	27
3.7	Vulnerabilidad sísmica	28
4	CASOS DE ESTUDIO	30
4.1	Descripción de las estructuras	30
4.2	Demandas sísmicas de diseño	32
4.3	Características del modelado estructural	34

4.3.1	Modelado estructural no lineal	41
4.4	Modelado de la interacción suelo-estructura	43
4.4.1	Estratigrafía del terreno	43
4.4.2	Modelado de la interacción inercial.....	45
4.4.3	Modelado de la interacción cinemática	51
4.5	Amenaza sísmica	52
4.5.1	Zonificación de la Ciudad de México.....	53
4.5.2	Registros sísmicos.....	53
4.6	Respuesta estructural	54
4.6.1	Análisis dinámicos incrementales	54
4.7	Daño sísmico en estructuras	59
4.7.1	Índice de daño Terán y Jirsa	60
4.8	Vulnerabilidad estructural.....	61
4.8.1	Curvas de daño.....	62
5	CONCLUSIONES	70
6	REFERENCIAS	72
7	ANEXOS.....	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Cuatro tipos de sismos que afectan a la Ciudad de México (Reinoso, 2007)	17
Figura 2.2. Esquema de la respuesta estructural a causa de la deformabilidad del suelo (Bowen, Z. et al., 2021).....	19
Figura 2.3. Teorema de la superposición: descomposición de la respuesta en dos sistemas diferentes (Avilés, 1999).....	20
Figura 2.4. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Fernández y Avilés, 2008)	21
Figura 2.5 Teorema de superposición de interacción suelo-estructura (Avilés, 1999)	22
Figura 2.6 Efecto de carga y descarga, con inversión del sentido de carga (Popov, 1968)	23
Figura 3.1. Diagrama de flujo de la metodología propuesta para cálculo de vulnerabilidad considerando la interacción suelo-estructura	29
Figura 4.1. Vista en planta de edificaciones: a) 6 y 8 niveles b) 10 y 12 niveles (Sin escala).....	31
Figura 4.2. Vista en elevación de las estructuras estudiadas: a) 6 niveles, b) 8 niveles, c) 10 niveles y d) 12 niveles (Sin escala)	32
Figura 4.3. Espectros de diseño elástico y reducido $Q=2$, empleados, NTCDS-1977	34
Figura 4.4. Modelado de estructuras: a) 6 niveles, b) 8 niveles, c)10 niveles y d) 12 niveles.	34
Figura 4.5 Armado de vigas y columnas para primer diseño de edificio de 6 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)	35
Figura 4.6 Armado de vigas y columnas para segundo diseño de edificio de 6 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)	36
Figura 4.7 Armado de vigas y columnas para primer diseño de edificio de 8 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)	37
Figura 4.8 Armado de vigas y columnas para segundo diseño de edificio de 8 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)	38
Figura 4.9 Armado de vigas y columnas para diseño de edificio de 10 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)	39
Figura 4.10 Armado de vigas y columnas para diseño de edificio de 12 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)	41
Figura 4.11. Curva esquelética de modelo de comportamiento propuesto por Ibarra Medina Kawinkler (modificado de Ibarra et al., 2005).....	42
Figura 4.12. Localización del predio hipotético en zona III (Amezcuca, 2019).....	44
Figura 4.13. Perfil estratigráfico para la zona de estudio (Amezcuca, 2019)	44
Figura 4.14. Velocidad de onda de corte obtenida de los trabajos de exploración. (Amezcuca, 2019).....	45
Figura 4.15. Señal atenuada en edificio de 10 niveles.	52
Figura 4.16. Zonificación de la Ciudad de México de acuerdo con las NTCDS- 1977(DDF-1977a).....	53

Figura 4.17. Curvas IDA distorsión máxima de entrepiso: a) Primer diseño edificio 6 niveles, b) Segundo diseño edificio 6 niveles, c) Primer diseño edificio 8 niveles, d) Segundo diseño edificio 8 niveles, e)10 niveles y f)12 niveles	56
Figura 4.18. Curvas promedio de IDA para edificio de 6 niveles: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Cortante basal, c) Desplazamiento, d) Capacidad dinámica	57
Figura 4.19. Curvas promedio de IDA para edificio de 8 niveles: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Cortante basal, c) Desplazamiento, d) Capacidad dinámica	57
Figura 4.20. Curvas promedio de IDA para edificio de 10 niveles: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Cortante basal, c) Desplazamiento, d) Capacidad dinámica	58
Figura 4.21. Espectro de respuesta promedio.....	58
Figura 4.22. Curvas promedio de IDA para edificio de 12 niveles: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Cortante basal, c) Desplazamiento, d) Capacidad dinámica	59
Figura 4.23 Predicción de daño empleando índice de daño Terán y Jirsa (2005).....	61
Figura 4.24 Ejemplo de curva de vulnerabilidad.	62
Fig. 4.25 Curvas de daño distorsión sin considerar la ISE: a) Primer diseño edificio de 6 niveles b) Segundo diseño de edificio de 6 niveles c) Primer diseño de edificio de 8 niveles d) Segundo diseño de edificio de 8 niveles e) Edificio de 10 niveles y f) Edificio de 12 niveles	63
Fig. 4.26 Curvas de daño distorsión considerando la ISE inercial: a) Primer diseño edificio de 6 niveles b) Segundo diseño de edificio de 6 niveles c) Primer diseño de edificio de 8 niveles d) Segundo diseño de edificio de 8 niveles e) Edificio de 10 niveles y f) Edificio de 12 niveles.....	64
Fig. 4.27 Curvas de daño distorsión considerando la ISE inercial + cinemática: a) Primer diseño edificio de 6 niveles b) Segundo diseño de edificio de 6 niveles c) Primer diseño de edificio de 8 niveles d) Segundo diseño de edificio de 8 niveles e) Edificio de 10 niveles y f) Edificio de 12 niveles.....	65
Figura 4.28 Curva de vulnerabilidad todos los niveles sin considerarla ISE	66
Figura 4.29 Curva de vulnerabilidad todos los niveles considerando ISE inercial	66
Figura 4.30 Curva de vulnerabilidad todos los niveles considerando ISE inercial + cinemática.....	67
Figura 4.31 Curva de vulnerabilidad edificio 6 niveles	67
Figura 4.32 Curva de vulnerabilidad edificio 8 niveles	68
Figura 4.33 Curva de vulnerabilidad edificio 10 niveles	68
Figura 4.34 Curva de vulnerabilidad edificio 12 niveles	69

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Coeficiente sísmico para estructuras del grupo B con base en los lineamientos presentes en las NTCDS-1977(DDF, 1977d)	33
Tabla 4.2. Resultados de análisis de sección para los elementos de todas las estructuras	42
Tabla 4.3 Amortiguamientos del sistema con base rígida y amortiguamientos efectivos considerando la ISE.....	47
Tabla 4.4. Periodos fundamentales del sistema con base rígida y periodos efectivos considerando la ISE.....	47
Tabla 4.5. Rigideces dinámicas del suelo	50
Tabla 4.6 Profundidad de desplante resuelta para cimentaciones compensadas.....	52

GLOSARIO

δ_e	Amortiguamiento de la estructura con base rígida
δ_x	Amortiguamiento suelo-estructura en el modo de traslación
δ_r	Amortiguamiento suelo-estructura en el modo de rotación
$\widetilde{\delta}_e$	Fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible
μ_u	Definición de la demanda de capacidad dúctil del elemento
a	Ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la gravedad
a_0	Valor de a para $T=0$
c	Coefficiente sísmico
C	Coefficiente de amortiguamiento del sistema estructural principal
d	Parámetro estructural que mide la capacidad de deformación acumulativa de la estructura
D	Profundidad de desplante de la cimentación
DI_{tj}	Representa el índice de daño Terán y Jirsa
E_c	Módulo de elasticidad del concreto a peso normal
E_s	Módulo de elasticidad del acero
f'_c	Resistencia nominal del concreto a compresión
H_e	Altura efectiva de la estructura ($0.7 \cdot$ altura total)
H_s	Profundidad de la segunda capa dura
K	Rigidez del sistema estructural principal
K_x	Rigidez dinámica de la cimentación en modo traslación

K_r	Rigidez dinámica de la cimentación en modo rotación
Q	Factor de comportamiento sísmico
Q'	Factor de reducción de comportamiento sísmico
M	Masa del sistema estructural principal
$NE_{H\mu}$	Parámetro que mide la demanda normalizada de energía histerética
r	Exponente en las expresiones de los espectros de diseño
T, T_e	Periodo natural del vibrar
T_1, T_2	Periodos característicos del periodo de diseño
\tilde{T}_e	Periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
T_h	Periodo traslacional de la estructura
T_r	Periodo rotacional de la estructura
T_s	Periodo dominante del suelo
$\ddot{u}(t)$	Aceleración
$\dot{u}(t)$	Velocidad
$u(t)$	Desplazamiento
W_e	Peso efectivo de la estructura

1 INTRODUCCIÓN

Los principales problemas asociados con la predicción de la respuesta estructural considerando la interacción suelo-estructura, ISE, se basan en el hecho de que los suelos blandos no son ni homogéneos, ni elástico-lineales, y son, invariablemente, mucho más débiles que la estructura que tienen que soportar. A pesar de que existen diversos métodos de análisis y diseño que pretenden brindar información precisa sobre las características de estos, hoy en día siguen representando un reto para la ingeniería del país. Los avances en las investigaciones en el campo del diseño estructural han resultado de especial importancia en proveer de seguridad a las edificaciones actuales; sin embargo, es obvio que no son aplicables a edificios diseñados con reglamentos de otras épocas, es por ello, por lo que resulta necesario estimar la respuesta estructural de edificaciones concebidas con consideraciones de reglamentos anteriores para que, en caso de ser necesario, se realice un mejoramiento o reforzamiento a estas.

Además de lo anterior, en las últimas décadas, a través de diversos estudios (Arroyo y Ordaz, 2007) se ha observado que ante un sismo de larga duración se esperan varios ciclos de carga, lo que puede deteriorar las propiedades mecánicas de una estructura una vez que ésta alcanza el rango inelástico. Razón por la cual, resulta imprescindible conocer el comportamiento no lineal estructural de edificaciones, para poder cuantificar el daño esperado que éstas podrían llegar a tener ante una serie de eventos sísmicos.

1.1 Objetivo

Identificar las principales variaciones en la respuesta estructural en términos de vulnerabilidad sísmica en edificaciones localizadas en zonas de suelo blando de la Ciudad de México considerando el fenómeno de la interacción suelo-estructura.

1.2 Justificación

Debido a las características presentes en el subsuelo del Valle de México, es evidente que las consideraciones de diseño no pueden hacerse de la misma manera que para estructuras ubicadas en otras regiones de México, es por ello, por lo que se requiere contar con estudios más precisos que nos lleven a prever la respuesta estructural con una mayor exactitud. La presencia de suelos blandos genera amplificaciones de ondas sísmicas que se traducen en un incremento en la respuesta estructural en términos de desplazamientos y esfuerzos no previstos en el diseño, poniendo en riesgo la edificación y con ello, la vida de las personas que en ella habitan.

1.3 Organización de la tesis

El desarrollo de esta tesis se presenta en cinco capítulos, en la que se describen las bases teóricas, el desarrollo y los resultados a través de los casos de estudios realizados, mismos que, mediante modelos analíticos se evalúa la respuesta estructural de edificaciones desplantadas en zonas de

suelo blando de la Ciudad de México considerando el fenómeno de la interacción suelo-estructura.

El capítulo 1 introduce la importancia del estudio tratado en el presente trabajo, así como los alcances de este, planteando la necesidad de conocer, para estructuras ubicadas en zonas de suelo blando de la Ciudad de México, la respuesta estructural con una mayor exactitud. En el Capítulo 2 se describe la teoría que se requiere conocer para poder estimar el daño estructural y modelar el fenómeno de la interacción suelo-estructura, una vez expuesto el marco teórico, en el Capítulo 3 se describe la metodología empleada para el desarrollo de esta investigación, misma en la que se expone el procedimiento a seguir para poder conocer la vulnerabilidad sísmica considerando el fenómeno de la interacción suelo-estructura. Posteriormente, en el Capítulo 4 se presenta la consecución de pasos descritos en el Capítulo 3 aplicado a los casos de estudio en el que, a través de la estimación del daño esperado, se conoce el desempeño estructural considerando el fenómeno de la interacción suelo-estructura. Finalmente, en el Capítulo 5 se presentan las conclusiones a las que se llegaron, dado el presente trabajo de investigación.

2 ANTECEDENTES

En la actualidad es común que, en ingeniería sísmica, la modelación de estructuras se haga considerando una base rígida o empotrada, haciendo la suposición que la cimentación y el suelo ante una excitación sísmica se movería de la misma manera en que lo hace la estructura, cosa que no siempre sucede, en especial cuando se trata de depósitos de suelo blando (ej. como los que se encuentran en el centro de la Ciudad de México); el considerar una base rígida en ciertas zonas puede llevar a malas interpretaciones en la respuesta estructural, proponiendo secciones sobre diseñadas (incrementando los costos iniciales de construcción) o, en caso contrario, secciones insuficientes para soportar las demandas sísmicas que en realidad suceden. Debido a esto, para estructuras desplantadas sobre formaciones de suelo blando resulta de especial importancia el considerar los efectos que genera la presencia de una cimentación y el suelo en la respuesta. A este fenómeno se le conoce como *interacción suelo-estructura* y se define como el conjunto de efectos cinemáticos e inerciales que genera el sistema suelo-estructura en la respuesta estructural (Avilés, 1999).

Bajo esta base, en las siguientes secciones se presentarán las bases teóricas empleadas en esta tesis, en ellas se discutirá, como primera instancia, los fenómenos sísmicos que ocurren en una cierta región, desde la emisión de las ondas sísmicas en el foco hasta que éstas alcanzan la zona de estudio en cuestión (Bazán y Meli, 2001). De igual manera, se hablará acerca de la sismicidad en la Ciudad de México que, debido a su ubicación y a la variedad de suelos que presenta, resulta susceptible a fenómenos sísmicos, tal y como ha quedado demostrado en los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017. Asimismo, se estudiarán los principios básicos del fenómeno de la interacción suelo-estructura en el efecto de la respuesta estructural. Finalmente, se mostrarán las bases teóricas para evaluar diversos niveles de daño a partir de la demanda plástica de una estructura para posteriormente determinar el desempeño de estas en términos de vulnerabilidad.

2.1 Conceptos básicos del origen de los sismos

El estudio de los sismos comenzó con el enfoque de la disciplina académica llamada *sismología*, la cual estudia el origen, la propagación y el efecto que éstos tienen en la sociedad, con el objetivo de reducir el riesgo que generan en el desarrollo humano (Bozorgnia y Bertero, 2006).

Los sismos, terremotos o temblores son vibraciones de la corteza terrestre, generados por diferentes tipos de fenómenos como, por ejemplo: la actividad volcánica, caída de techos de cavernas subterráneas o inclusive explosiones; sin embargo, los más severos e importantes desde el punto de vista ingenieril son los de origen tectónico, provocados por el contacto o movimiento brusco de las placas tectónicas en las que está dividida la corteza terrestre.

Estudios geológicos y la historia de la actividad sísmica ha demostrado que, aunque prácticamente toda la corteza terrestre se ve afectada por fallas geológicas ante el movimiento de las placas tectónicas, la actividad sísmica se encuentra concentrada en algunas zonas en donde

los movimientos son severos y frecuentes; a estas zonas se les conoce como *zonas sismo-genéticas*, es decir, aquellas en donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera sismos. Los movimientos sísmicos no solo se presentan exclusivamente en las zonas sismo-genéticas sino en todas aquellas zonas lo suficientemente cercanas a las que puedan llegar ondas sísmicas de amplitud significativa (Bazán y Meli, 2001), es por ello por lo que se requiere de conocer el efecto que tienen los fenómenos sísmicos en un determinado sitio.

2.2 Peligro sísmico

El peligro sísmico se evaluó por primera vez, para fines de diseño, a principios del siglo XX, después de una serie de eventos destructivos suscitados en el mundo (ej. sismos de: Italia (1908), Estados Unidos (1906), Japón (1923), por mencionar algunos); al no existir información suficiente para definir las demandas sísmicas de diseño, éstas eran supuestas mediante métodos de diseño simples (elásticos-lineales). Sin embargo, no fue hasta la adquisición de registros de movimientos fuertes que fue posible cambiar esta metodología a una evaluación cuantitativa de la amenaza sísmica (Rothé, 1967) en la que caracterizaron datos de terremotos desde los más antiguos a los más actuales.

El estudio de *peligro sísmico* ha tomado especial importancia en los últimos años. Bazán y Meli (2001) lo definen como el grado de exposición que tiene un determinado sitio ante movimientos sísmicos referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse; es decir, es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto. Debido a las diferencias en las propiedades del subsuelo, el efecto del movimiento de la superficie del terreno puede diferir radicalmente de un sitio a otro. Estas diferencias han conducido a estudios de microzonificación (como el realizado en la Ciudad de México en 1945 por el CENAPRED) de las áreas de asentamientos humanos para determinar aquellas con problemas especiales; la presencia de estratos de suelo blando, por ejemplo, han sido idóneas para este tipo de estudios ya que, por las propiedades de los suelos que presenta alteran de manera importante las características de la onda, generando amplificaciones en la misma (Bazán y Meli, 2001).

Un área en donde los efectos de amplificaciones son más notorios es la Ciudad de México, que debido a las condiciones geológicas particulares que posee, es susceptible a que las ondas que llegan al valle por la roca base sufran modificaciones y amplificaciones al transmitirse hacia la superficie a través de los estratos de arcilla sumamente compresible correspondientes a los lechos de los antiguos lagos que hubo en el Valle de México (Bazán y Meli, 2001).

Por esta razón, para poder evaluar la peligrosidad sísmica es necesario caracterizar las zonas sismo-tectónicas, para así reducir incertidumbres y entender mejor las características de los terremotos, lo que permitirá tomar las decisiones pertinentes en el futuro en cuanto a demandas de diseño.

2.2.1 Sismicidad de la Ciudad de México

Los primeros estudios relacionados con sismicidad en el Valle de México se remontan al año de 1957, a partir de los daños ocasionados por el sismo del mismo año, surgió la necesidad de conocer, a mayor detalle, los fenómenos que alteraban la seguridad estructural de las edificaciones de la época. Para ello se instalaron dos acelerómetros, uno en zona de lago en el centro de la ciudad (en la Alameda Central) y otro en terreno firme (en Ciudad Universitaria) con el fin de conocer con mayor detalle las demandas a las que se encontraban sometidas las construcciones de ese entonces; sin embargo, no fue hasta el sismo de 1985 que la red acelerométrica creció generando una gran cantidad de datos de las diferentes magnitudes y tipo de falla de los principales sismos que han sucedido hasta la fecha.

Gracias a investigaciones realizadas (Rosenblueth *et al.*, 1987) ha sido posible identificar las principales fuentes sísmicas que afectan a la Ciudad de México, mismas que se pueden clasificar principalmente en 4 grupos, tal y como se menciona a continuación y como se muestra en la Figura 2.1 (Reinoso, 2007):

- **Temblores locales**, originados dentro de la cuenca de la Ciudad de México o cercana a ésta ($M \leq 5.5$) (Reinoso, 2007).
- **Temblores de tipo Acambay**, originados en su mayoría en la placa Norteamérica. ($M \leq 7$) (Reinoso, 2007).
- **Temblores de profundidad intermedia de falla normal**, causados por el rompimiento de la placa de cocos ya subducida. ($M \leq 6.5$) (Reinoso, 2007).
- **Temblores de subducción**, siendo estos los de mayor riesgo para el Valle de México, debido a que las ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menor atenuaciones y generan una mayor amplificación al atravesar las arcillas del lago ($M \leq 8.2$) (Reinoso, 2007).

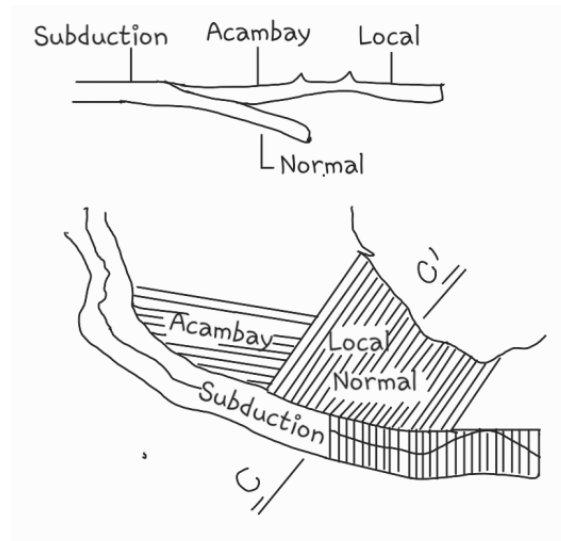


Figura 2.1 Cuatro tipos de sismos que afectan a la Ciudad de México (Reinoso, 2007)

Como se puede inferir, la Ciudad de México siempre ha presentado un reto para la ingeniería del país, debido en gran medida a las propiedades singulares de sus sedimentos, el hundimiento regional y la alta sismicidad que presenta. Además de que es una de las regiones de México que mayor concentración de gente posee, llevando a la necesidad de tener que caracterizar con mayor precisión los suelos en que se encuentran.

2.3 Características del subsuelo de la Ciudad de México

Geográficamente el Valle de la Ciudad de México es en realidad una cuenca cerrada, ubicada en la parte más alta y extremo sur del altiplano mexicano, cuenta con una superficie de 9600 km² rodeada casi en su totalidad por montañas y planicies (Marsal y Mazari, 1959). El subsuelo está formado principalmente por materiales piroclásticos (producto de erupciones volcánicas) intercalados con depósitos aluviales (la proporción entre uno y otro varía de la zona en estudio). El antecedente más completo que se tiene sobre la caracterización del subsuelo de la Ciudad de México se debe a Marsal y Mazari (1959), en tanto que la experiencia más exitosa sobre la ingeniería de cimentaciones se debe a Zeevaert (1972).

Las propiedades índices y mecánicas presentes en los sedimentos lacustres son singulares, presentan patrones que no se ajustan al comportamiento de la mayoría de los suelos de otras regiones de México; su comportamiento, tanto elástico como dinámico, es tan complejo que hoy en día sigue representando un desafío su correcta interpretación. Este tipo de suelos se formaron mediante procesos de erosión y transporte, seguido de depositación y consolidación bajo su propio peso. Aunado a lo anterior, actualmente también es importante tomar en cuenta la extracción de agua como un factor importante en la variación de las propiedades dinámicas de una región a otra.

Los componentes mineralógicos del subsuelo del Valle de México se han determinado en varios trabajos de investigación (Zeevaert, 1949; Mazari et al., 1959; Díaz-Rodríguez et al., 1998), de los cuales se ha llegado a la conclusión que el subsuelo en cuestión es un material singular donde el orden de abundancia de los materiales varía erráticamente por lo que resulta aventurado tratar de generalizar la proporción y variedad de los componentes con alguna precisión (Rodríguez, 2006). Con base en lo anterior, resulta evidente que, para edificaciones localizadas en zonas lacustres de la Ciudad de México, los diseños no se pueden ajustar a las mismas consideraciones que otros ubicados en terreno firme (material piroclástico), razón por la cual es necesario el incluir el efecto que produce la presencia de la cimentación y la amplificación de las ondas en la respuesta estructural.

2.4 Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura se puede estudiar de forma estática y dinámica. La primera se basa en el estudio de las deformaciones del terreno de cimentación cuando estas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La segunda se define como el conjunto de

efectos producidos entre la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de éste ante una excitación sísmica. El enfoque de este trabajo será el dinámico.

Es un campo de trabajo interdisciplinario entre la mecánica y la dinámica estructural. Sus orígenes se remontan a finales del siglo XIX con los trabajos de Gabriel Lamé y Benoit Paul, quienes fueron los primeros en abordar el problema de cargas sobre un cuerpo semi-infinito por medio de métodos matemáticos. Los estudios evolucionaron gradualmente hasta la segunda mitad del siglo XX en el que diversos autores como Poulos y Davis (1974) propusieron diversas soluciones estáticas; mientras que la parte dinámica fue propuesta por Stokes, Lamb y Chao (Kausel, 2006). Gracias a estas aportaciones fue que diversos autores contemporáneos han podido definir la respuesta estructural considerando la aportación del sistema suelo-estructura.

La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características en la vecindad de la cimentación (Avilés y Pérez-Rocha, 2004). En la Fig. 2.2 se muestra de manera esquemática el efecto de la deformabilidad del suelo, el movimiento de la cimentación y por consiguiente el de la estructura.

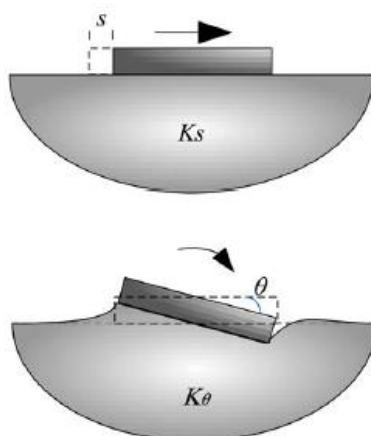


Figura 2.2. Esquema de la respuesta estructural a causa de la deformabilidad del suelo (Bowen, Z. et al., 2021)

Existen diversas propuestas para evaluar el efecto de la ISE en la respuesta estructural; sin embargo, de manera general, los métodos de análisis pueden agruparse en directos y de superposición (Avilés, 1999).

En los métodos directos, el sistema suelo estructura completo se analiza ante una excitación armónica en un punto de control localizado en la superficie del terreno, de esta manera, se puede obtener una función de transferencia que junto con la síntesis de Fourier permite determinar la respuesta estructural ante una excitación sísmica.

Por otro lado, en los métodos de superposición es posible el descomponer la respuesta en dos sistemas diferentes, uno por la interacción inercial, que depende básicamente de las propiedades dinámicas suelo-estructura definida principalmente por fuerzas de inercia (funciones de impedancia); y otra por la interacción cinemática, particularmente importante para cimentaciones

intermedias y profundas; este efecto se origina porque la rigidez de la cimentación le impide a la estructura ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, apareciendo un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimiento (Avilés, 1999). En la Fig. 2.3 se presentan las etapas de solución que, para fines esquemáticos, se realizó en 3 pasos; sin embargo, las funciones de impedancia forman parte de la interacción inercial, dichos conceptos se abordaran de manera más detenida más adelante.

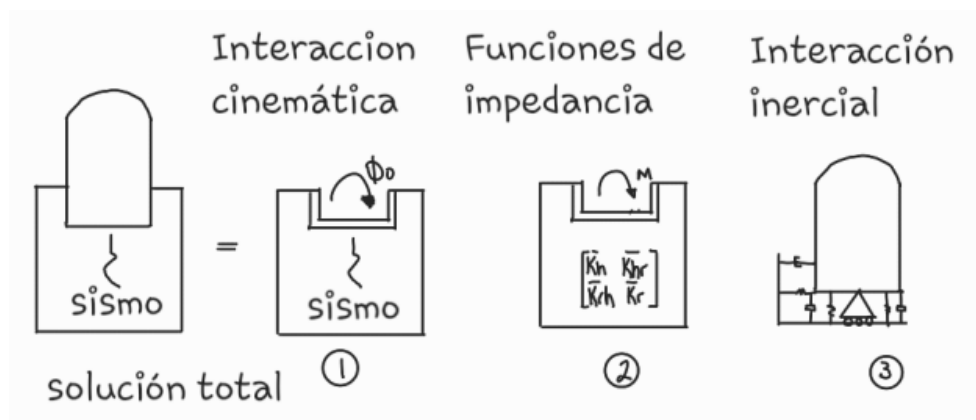


Figura 2.3. Teorema de la superposición: descomposición de la respuesta en dos sistemas diferentes (Avilés, 1999).

Para conocer la respuesta estructural completa considerando el fenómeno de la interacción dinámica suelo-estructura es necesario integrar el efecto del amortiguamiento del suelo y los coeficientes de rigidez a la respuesta estructural, a este fenómeno se le conoce como *interacción inercial*. Asimismo, para poder evaluar de manera completa la ISE, es necesario el considerar el efecto de la difracción de ondas que ocurren por presencia de una cimentación, indispensable para conocer la respuesta estructural considerando el fenómeno de la *interacción cinemática*.

2.4.1 Interacción inercial

Considerada como una de las evaluaciones más simples de la interacción dinámica suelo estructura, tal y como viene expresada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCDS-2020 (GCDMX, 2020), se considera únicamente cuando la cimentación es pequeña y superficial; es decir, cuando no existe ninguna zona del terreno que guarde cierta compatibilidad de deformaciones con el movimiento de la estructura (Soriano, 1989).

En términos generales la interacción inercial se puede entender como la respuesta de la estructura ante el movimiento que se presentaría en el terreno considerando la flexibilidad del apoyo. Bajo este esquema, la diferencia entre la respuesta de la estructura con base flexible y la de base rígida proviene principalmente de la inercia y la flexibilidad del sistema completo. Para considerar la interacción inercial es necesaria modelarla a través de *funciones de impedancia*, mediante las cuales se debe de sustituir tanto la rigidez como el amortiguamiento del suelo por medio de los

resortes y amortiguadores viscosos cuyas propiedades dependen esencialmente de la frecuencia de la excitación y de las características del suelo circundante.

2.4.2 Funciones de impedancia

También conocidas como *funciones de rigidez del suelo*, se definen como la relación entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante en la dirección de la fuerza; matemáticamente representan la parte real (la rigidez e inercia del suelo) e imaginaria (amortiguamiento) del suelo. En el modelo analítico de la estructura, estos parámetros se representan mediante resortes y amortiguadores equivalentes del suelo de soporte. Las funciones de impedancia se emplean únicamente en modelos elástico-lineales; sin embargo, si se quisiera conocer el comportamiento no lineal del suelo se deberán de estimar valores equivalentes en sus propiedades mecánicas que sean compatibles con las deformaciones causadas por el movimiento de campo libre (Avilés, 1999).

En la Fig. 2.4 se muestra de manera esquemática la representación de las rigideces y amortiguadores del suelo, es conveniente mencionar que para el análisis de la interacción inercial puede desprejiciarse la aportación de la componente vertical del movimiento; es decir, los valores tanto del resorte tanto de rigidez K_v como de amortiguamiento C_v pueden no ser considerados dependiendo del tipo de análisis que se requiera realizar (Fernández y Avilés, 2008).

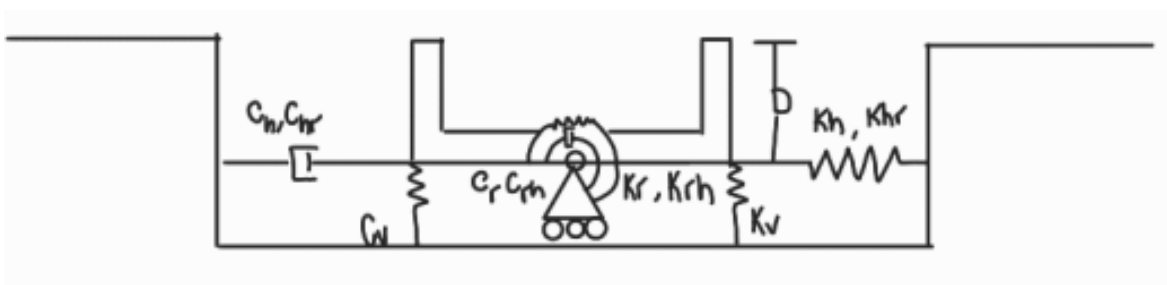


Figura 2.4. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Fernández y Avilés, 2008)

2.4.3 Interacción cinemática

Tal y como se mencionó con anterioridad para estructuras convencionales resulta adecuado efectuar sólo el análisis de interacción inercial; sin embargo, en la gran mayoría de las estructuras, es común que las cimentaciones se encuentren enterradas a una profundidad importante, ocasionando que para su análisis no puedan considerarse como puntuales o de superficie (Soriano, 1989). En ocasiones, resulta necesario el incorporar un efecto adicional debido a la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base con el objetivo de predecir la respuesta estructural con una mayor precisión (Avilés, 1999).

La interacción cinemática consiste esencialmente en determinar la excitación efectiva de la cimentación provocada por un movimiento sísmico. Esta excitación está representada por el movimiento de entrada que resulta de superponer el campo libre con el campo difractado por la

cimentación. Como resultado, se modifica el movimiento de campo libre, dando lugar a una excitación efectiva de la cimentación compuesta tanto de traslaciones como de rotaciones. Estas rotaciones se hacen presentes, puesto que la cimentación, al no poder deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales del suelo circundante, tiende a girar. Para su cálculo es necesario resolver un problema de difracción de ondas que depende de las características del cimientó y el subsuelo, así como el ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmicas (Avilés, 1999).

Finalmente, la ISE total se define como la suma de los efectos de la interacción cinemática y la interacción inercial, definido como el teorema de la superposición Ver Fig. 2.5

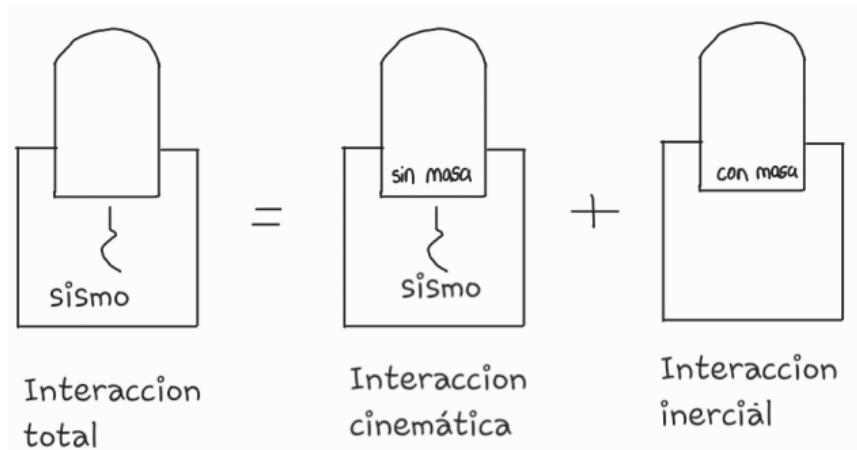


Figura 2.5 Teorema de superposición de interacción suelo-estructura (Avilés, 1999)

2.5 Respuesta histerética

Un modelo de histéresis pretende representar matemáticamente la relación entre la fuerza y el desplazamiento de una secuencia de eventos sísmicos aleatorios de carga y descarga, y se usan como referencia cuando se requiere definir el comportamiento estructural de sistemas estructurales sometidos a dichas acciones sísmicas (Mayorga, 2011).

En la Fig. 2.6 se muestran las partes de una curva de histéresis de un material bajo cargas cíclicas con deformaciones alternadas. En la primera parte se puede apreciar que este fue cargado desde cero hasta el punto “A” para posteriormente ser descargado tomando la trayectoria AB, en toda esta parte de la respuesta el material presentó un comportamiento esencialmente elástico; sin embargo, presentó una deformación permanente justo antes de llegar al punto “A”. Al ser cargado nuevamente desde el punto “B” esta conserva la rigidez anterior hasta alcanzar el punto “C”, al seguir siendo cargado vemos que la respuesta sigue la línea de la trayectoria original; es decir, desde el punto “C” al “D”, posteriormente el material es descargado hasta llegar al punto “E”, podemos observar que la pendiente del segmento DE y AB son similares, demostrando una proporcionalidad en rigidez a la carga anterior. Finalmente, al cargar el sistema lateralmente en el sentido opuesto presenta un comportamiento elástico del punto “E” y “F”, de igual manera que la primera curva la respuesta del material comienza a entrar en el rango inelástico en el segmento

que va desde “F” a “G”. Este fenómeno es el principio de los diagramas de histéresis (Mayorga, 2011).

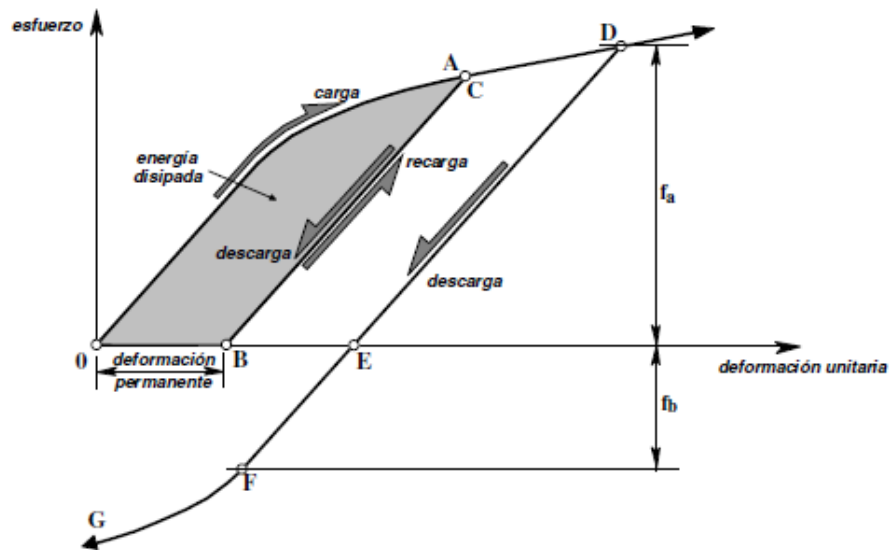


Figura 2.6 Efecto de carga y descarga, con inversión del sentido de carga (Popov, 1968)

Puesto que los modelos de histéresis se obtienen a partir de diagramas de esfuerzo-deformación de elementos estructurales, su comportamiento radica principalmente en la elasticidad de los materiales, su geometría y en ciertos casos, al proceso constructivo; razón por la cual resulta complicado definir un modelo de histéresis único que describa a todos los materiales y sistemas estructurales; sin embargo, gracias a los avances tecnológicos y a la sofisticación del modelado matemático ha sido posible contar con un gran número de modelos de histéresis dependiendo del tipo de análisis que se requiera realizar.

Entre los modelos de histéresis para la estimación del comportamiento no lineal de estructuras más empleados actualmente se encuentran: *Bilineal*, *Takeda*, *Bilineal IMK* (Ibarra *et al.*, 2005). El *modelo bilineal* suele utilizarse cuando los materiales poseen características elastoplásticas y con una rigidez de post-fluencia, en la cual se contempla una envolvente de la rama elástica e inelástica del sistema. El *modelo bilineal de Ibarra-Krawinkler (IMK)* permite estimar el comportamiento de estructuras basadas en marcos, este modelo a su vez nos permite considerar una sección del deterioro del sistema mediante una rama de Post-Camping (Ibarra, 2005).

2.6 Índices de daño

Cuando una estructura está sometida a un evento sísmico es posible que ésta sufra deformaciones excesivas causando daño a sus elementos estructurales, lo que puede llegar a generar una degradación excesiva en sus propiedades estructurales. Debido a esto, a lo largo de los años diversos investigadores (como, por ejemplo: Krawinkler y Zohrei; Park y Ang; y Rodríguez y Padilla), han propuesto medidas para cuantificar el daño en un sistema estructural, las cuales han

resultado muy convenientes, en especial en el cálculo de vulnerabilidad, riesgo o desempeño. La extensión de daño es comúnmente normalizada en una escala de 0 a 1, en donde cero representa la respuesta elástica mientras que la unidad es el colapso total de la estructura (Garzón, 2018).

Para definir un índice de daño, generalmente es necesario desarrollar un modelo que represente las características de la tipología estructural, las propiedades de los materiales involucrados, las características de las acciones aplicadas y el tipo de fallo que representa la estructura.

Se puede apreciar una clasificación para los índices de daño en tres grupos principalmente (Sofiane, 2008):

1. Modelos que emplean las máximas deformaciones a elementos cargados para asociarles un índice de daño.
2. Modelos que toman en cuenta cargas cíclicas para asociar un índice de daño de acuerdo con su máxima energía disipada de ciclos histeréticos.
3. Modelos que definen el daño como un tipo de combinación entre factores de desplazamientos excesivos o a causa del número de ciclos de movimiento sísmico.

Cualquiera que sea la complejidad del enfoque que se requiera emplear, el considerar el comportamiento inelástico de sistemas estructurales en la estimación del daño, suele representar una herramienta muy eficiente para caracterizar numéricamente la demanda plástica de la estructura ante la amenaza sísmica de una región en particular, ya sea como base para un estudio más especializado o para proponer medidas de reforzamiento para un cierto sistema estructural. (Sofiane, 2008).

2.7 Vulnerabilidad sísmica estructural

Las pérdidas humanas y materiales a causa de fenómenos naturales han aumentado de manera significativa en las últimas décadas; entre los desastres naturales, los sismos (o terremotos) han sido los que han resultado más catastróficos por los estragos que deja a su paso (Moustafa, M. *et al.*, 2020). La vulnerabilidad sísmica estructural se ha convertido en una de las fuentes de investigación primordiales de los últimos años, generando aportaciones tales como la de Rahman y Grigoriu (1993), quienes propusieron el modelo de Markov para evaluar el desempeño y el estado inicial de sistemas estructurales y determinar su vulnerabilidad ante uno o más eventos sísmicos

En términos generales la vulnerabilidad sísmica se puede definir como la relación entre la intensidad del movimiento sísmico y el nivel de daño que se espera tenga una estructura; es decir, es el daño que se espera ocurra en un sistema estructural ante una sollicitación sísmica. Comúnmente se mide en términos de un porcentaje medio de daño o el valor económico para reparar un bien afectado y llevarlo a un estado equivalente a ante de la ocurrencia de un evento sísmico (ERN-LA, 2009).

3 METODOLOGÍA PROPUESTA

Debido a los daños ocasionados por los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017, una gran cantidad de estructuras colapsaron y muchas otras resultaron afectadas, poniendo en riesgo la integridad de la sociedad, pues la variabilidad que presentan los suelos de la Ciudad de México con propiedades mecánicas e índices de plasticidad tan diversos lleva a respuestas estructurales no previstas en el diseño. Ante la necesidad social de salvaguardar vidas humanas e infraestructura vital para el funcionamiento humano, se ha buscado estimar el daño estructural a través de la descripción del comportamiento no lineal de una estructura ante un evento sísmico. Debido a lo anterior, en el presente trabajo se propone una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad estructural de edificaciones considerando el fenómeno de la interacción suelo-estructura, la cual puede resumirse en los siguientes pasos:

- ❖ Definición de las características estructurales
- ❖ Definición de las propiedades dinámicas del suelo
- ❖ Modelado estructural
- ❖ Modelado de la interacción suelo-estructura
 - Interacción inercial
 - Interacción cinemática
- ❖ Definición de la amenaza sísmica
- ❖ Obtención de la respuesta de la estructura
- ❖ Cálculo de la vulnerabilidad estructural

3.1 Definición de las características estructurales

Como primera instancia se deberán de conocer totalmente las características del proyecto estructural (existente o hipotético), tales como: altura de entresijos, número de crujeas, propiedades mecánicas de los materiales, uso y localización de la(s) estructura(s). En caso de que las estructuras sean hipotéticas y no se cuenten con planos arquitectónicos, se recomienda replicar su diseño a través de los lineamientos y códigos de construcción correspondientes a la fecha de construcción que se necesite.

3.2 Definición de las propiedades dinámicas del suelo

Ya que se cuenta con la información de proyecto es necesario que el proyectista conozca las propiedades dinámicas del suelo en el que se encuentra desplantada la estructura (existente o hipotética), en el caso de que el estudio sea para un proyecto real, se recomienda la obtención de dichas propiedades a través de trabajos de exploración geotécnica; tales como: sondeos de penetración estándar y estudios geofísicos; tales como: Cross-hole, Down-hole o vibración ambiental con el fin de obtener la velocidad de onda de corte y el periodo dominante del sitio.

3.3 Modelado estructural

Una vez que el proyectista cuente con toda la información geométrica del proyecto, donde se deben conocer las características mecánicas de los materiales, es posible evaluar la capacidad de los elementos del sistema estructural, ya sea a través de análisis momento-curvatura, momento-rotación, o cualquier otro procedimiento existente, para así obtener información como, por ejemplo: capacidad última, capacidad de fluencia, curvatura de fluencia, rotación de fluencia y rigidez de post-fluencia. Esta información resulta de especial importancia cuando se requiere conocer la capacidad dinámica global del sistema estructural, ya que a través de ésta será posible establecer un modelo de comportamiento histerético que represente la respuesta de los elementos estructurales ante deformaciones fuera del rango lineal. La elección del modelo de comportamiento histerético será decisión del proyectista, dependiendo del tipo de material y análisis requiera realizar.

Posterior a conocer las características estructurales es necesario replicar un modelo que represente de manera aproximada la realidad. Para ello se tendrá la opción de elegir el programa que mejor se adecue al tipo de resultados que espera obtener y a la velocidad con la que se requiere, para ello se recomienda usar Etabs 2018 (CSI, 2018) u OpenSees (Mckena, 2017). La etapa de modelado es fundamental, ya que mediante ésta se obtendrán los resultados que forman la parte sustancial de cualquier trabajo de investigación. Un buen modelado conlleva a una buena representación de la realidad.

3.4 Modelado de la interacción suelo estructura

Una vez que ya se cuente con la estructura y el modelo de comportamiento histerético definido, es posible (en caso de que se requiera) agregar el fenómeno que se busque evaluar. Para el caso particular de esta metodología propuesta, se considerará la aportación de la cimentación en la modelación, para ello se recomienda dividir el fenómeno de la interacción suelo-estructura en dos: 1) interacción inercial e 2) interacción cinemática.

3.4.1 Interacción inercial

Para el modelado de la interacción inercial el analista puede elegir entre una variedad de modelos de parámetros agrupados que ya existen, para ello es indispensable conocer las características del suelo circundante en la que se encuentra desplantada la edificación. Entre las propiedades que se requieren conocer se encuentran: peso total de la estructura, altura de la estructura, tipo de cimentación, profundidad hasta el estrato duro (en caso de ser suelos blandos) y las propiedades dinámicas y mecánicas del suelo definidas anteriormente.

3.4.2 Interacción cinemática

En el caso de la interacción cinemática, para su representación, se podrá decidir entre emplear alguna solución aproximada como la propuesta por Kausel (1978) o una solución con mayor aproximación, como la propuesta por Igucci (1982); para cualquiera de las dos condiciones, se requiere conocer la forma, rigidez y tamaño de la cimentación, además de la longitud de onda del movimiento del terreno. Es importante hacer mención que para el procedimiento que se propone, la evaluación de la interacción cinemática no se recomienda modelarla de manera aislada; es decir, para detectar de manera correcta el fenómeno de ISE, resulta importante el considerar las características descritas en el capítulo anterior referente a la *interacción inercial*; sin embargo, si se quisiese conocer la respuesta únicamente de este fenómeno se recomienda realizar análisis estáticos no lineales paso a paso.

3.5 Definición de la amenaza sísmica

Para este punto es indispensable que el proyectista conozca ampliamente la amenaza sísmica a emplear, para ello se recomienda definir las intensidades sísmicas a través de registros sísmicos locales que fueron percibidos en la región de estudio, en caso de no contar con la información necesaria se deberán obtener registros sintéticos a fin de representar la sismicidad del sitio de interés con una mayor aproximación. El conocimiento de esta información resulta de especial importancia para definir específicamente la demanda sísmica a la que estará sometida cada estructura, la cual varía dependiendo de la localización del sitio.

3.6 Obtención de la respuesta de la estructura

Una vez definida la amenaza sísmica y el modelado tanto de la estructura como el de la cimentación, es necesario obtener la relación entre la respuesta estructural no lineal y la demanda sísmica del sitio en estudio, para ello, se recomienda realizar análisis dinámicos incrementales no lineales paso a paso en el tiempo o, como comúnmente se les conoce: “análisis dinámicos incrementales, IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2002), al ser un método que consiste en someter a la estructura en estudio a una gran variedad de intensidades sísmicas, permite evaluar la estructura en sus rangos de comportamiento elástico e inelástico, permitiendo calcular el daño global esperado para diferentes aceleraciones máximas del terreno. La respuesta estructural obtenida de estos análisis generalmente es términos de desplazamientos, distorsiones de entrepiso y cortantes basales, los cuales se emplearán para determinar el desempeño de la estructura ante un evento sísmico asociado a un respectivo daño esperado, para ello, se podrán emplear conceptos como índices de daño o algún otro parámetro que permita convertir la respuesta estructural a daño; esto dependerá del tipo de estudio que se requiera realizar y de las capacidades técnicas, económicas y de tiempo disponibles. Respecto a los índices de daño más comunes se encuentran el propuesto por Park y Ang (1985) y, para suelos blandos, el propuesto por Terán y Jirsa (2005).

3.7 Vulnerabilidad sísmica

Finalmente se calculan las curvas de daño a partir de los índices de daño obtenidos con anterioridad y de las máximas distorsiones de entrepiso obtenidas de la respuesta de los IDA. Las curvas de daño resultan de gran utilidad cuando se requiere evaluar el efecto que produce la demanda sísmica en la estructura ante un evento sísmico; es decir, a través de estas se puede estimar el desempeño de una estructura determinada en términos de daño asociada a una amenaza sísmica específica.

3.8 Diagrama de flujo

A continuación, se presenta un diagrama de flujo que resume la metodología aplicada en el presente trabajo (Figura 3.1)

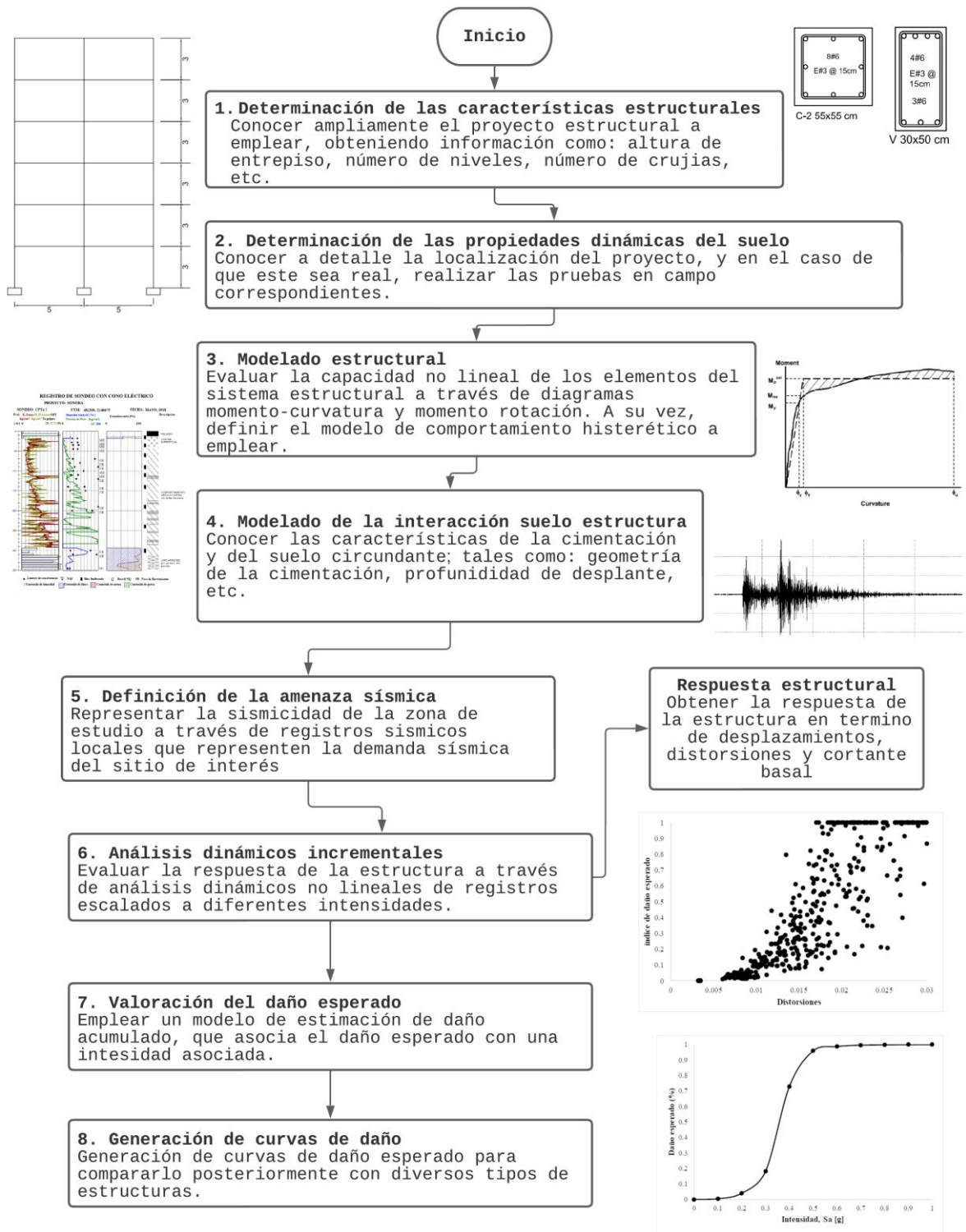


Figura 3.1. Diagrama de flujo de la metodología propuesta para cálculo de vulnerabilidad considerando la interacción suelo-estructura

Los casos de estudio que se presentan a continuación representan el objetivo principal de esta tesis, en la que, a través del estudio del desempeño de estructuras en términos de daño, se estudia la vulnerabilidad de edificios desplantados en zonas de suelo blando considerando la interacción suelo-estructura.

4.1 Descripción de las estructuras

Puesto que el principal objetivo del presente trabajo se basa en determinar la vulnerabilidad estructural de edificios desplantados en zonas de suelo blando de la Ciudad de México, se consideraron 6 estructuras (6, 8, 10 y 12 niveles), de las cuales se obtuvieron sus dimensiones principales (ancho de crujías, alturas de entrepiso y número de niveles) y su uso (del que se sabe es de uso habitacional) de una base de datos de edificios localizados en zonas de suelo blando de la Ciudad de México (González *et al.*, 2022), esto con el fin de poder canalizar la investigación a estructuras tipo propias de la zona de estudio.

Por otro lado, para este estudio no se cuenta con las propiedades mecánicas (ej. cantidad de acero longitudinal y transversal) ni con las dimensiones de las secciones que conforman al sistema estructural, lo que impide conocer las propiedades no lineales para un análisis estructural más sofisticado. Debido a esto, se requiere consultar los lineamientos de seguridad descritos en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal en su versión de 1977, RCDF-77, en específico, en la sección correspondiente al diseño sismo-resistente en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCDS-77 (DDF, 1977d); además, el presente estudio contempla estructuras constituidas únicamente por concreto reforzado, debido a esto, para ser consistentes, se tomarán en cuenta los lineamientos presentes en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCDC-77 (DDF, 1997c), para la revisión por resistencia de los elementos estructurales.

Es importante hacer mención que, para las estructuras de 6 y 8 niveles, se realizaron 2 diseños independientes, esto con el fin de demostrar que aún para edificaciones con las mismas configuraciones estructurales la respuesta nunca será exactamente la misma y puede presentar variaciones. Además, del estudio estadístico de la base de datos mencionada se obtuvo que los edificios de 6 y 8 niveles fueron los que estadísticamente más se repetían. La principal diferencia en los diseños se basa en que uno cuenta con secciones más sobradas en cuanto a resistencia (Primer diseño); es decir, se trata de un diseño más conservador, mientras que en el otro la cantidad de acero longitudinal y transversal propuesta fue la mínima requerida por las NTCDC-77 (DDF, 1977c) (Segundo diseño).

Por otro lado, para las edificaciones altas de esta tesis (10 y 12 niveles) se cuidó de contar con una capacidad a la compresión del concreto mayor en comparativa con las edificaciones de menor nivel (6 y 8 niveles), esto con el fin de no presentar problemas para cumplir con los lineamientos

descritos en la reglamentación vigente en las NTCDC-77 (DDF, 1977c). Razón por la cual, para fines de diseño, a las estructuras de 6 y 8 niveles se le asignó una resistencia a la compresión ($f'c$) igual a 250 kgf/cm^2 mientras que a las estructuras de 10 y 12 niveles se les designó una resistencia igual a 280 kgf/cm^2 . De igual manera, las NTCDC-1977 relacionan el módulo de elasticidad (E_c) mediante la ecuación (4.1), para concretos de peso normal (mayor o igual a 2 ton/m^3). Finalmente, para refuerzo ordinario para concreto pueden emplearse barras de acero y/o malla soldada de alambre, las barras deberán ser corrugadas con un módulo de elasticidad ordinario del acero de refuerzo, E_s , se supondrá igual a $2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ con una resistencia de fluencia igual a 4200 kgf/cm^2 .

$$E_c = 10,000\sqrt{f'c} \quad (4.1)$$

Ya que se definieron las propiedades de los materiales a emplear en las consideraciones de diseño, se procedió a la asignación de las longitudes principales, a partir de la información recabada de la base de datos mencionada con anterioridad (González *et al.*, 2022), para las estructuras de 6 y 8 niveles se propusieron de marcos de concreto cuyos entrepisos tienen 3 metros de altura, con dimensiones en planta de $10 \times 15 \text{ m}$ con 3 crujiás en el sentido largo y 2 crujiás en el sentido corto; por su parte, las edificaciones de 10 y 12 niveles se concibieron considerando 3.5 metros de entrepiso, con dimensiones en planta de $15 \times 20 \text{ m}$ y una estructuración de 4 crujiás en el sentido largo y 3 crujiás en el sentido corto, tal y como se muestra en la Fig. 4.1.

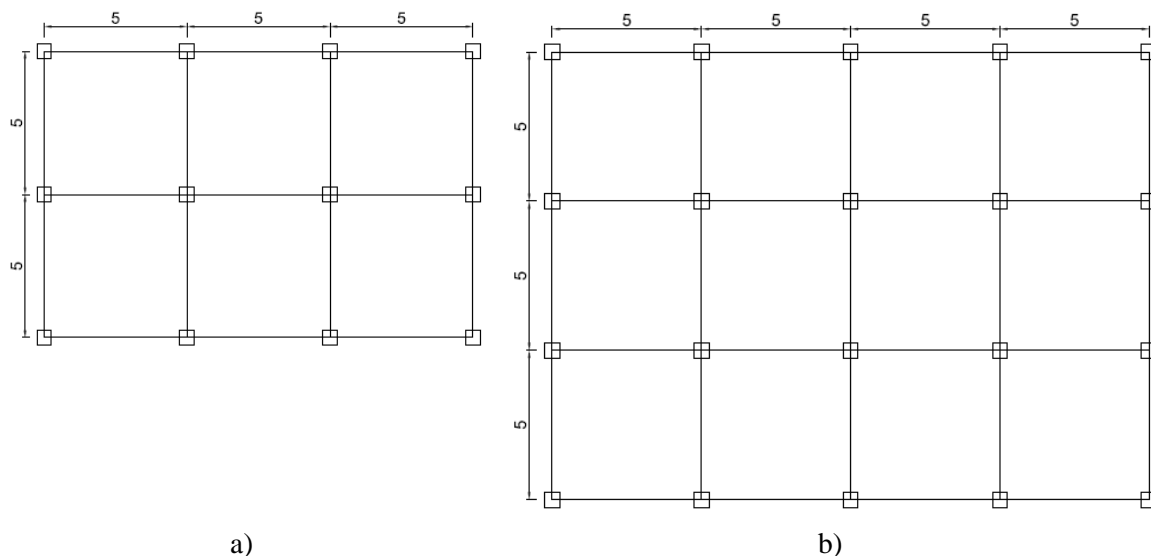


Figura 4.1. Vista en planta de edificaciones: a) 6 y 8 niveles b) 10 y 12 niveles (Sin escala)

En la Fig. 4.2 se muestra esquemáticamente la vista en elevación de las estructuras en estudio.

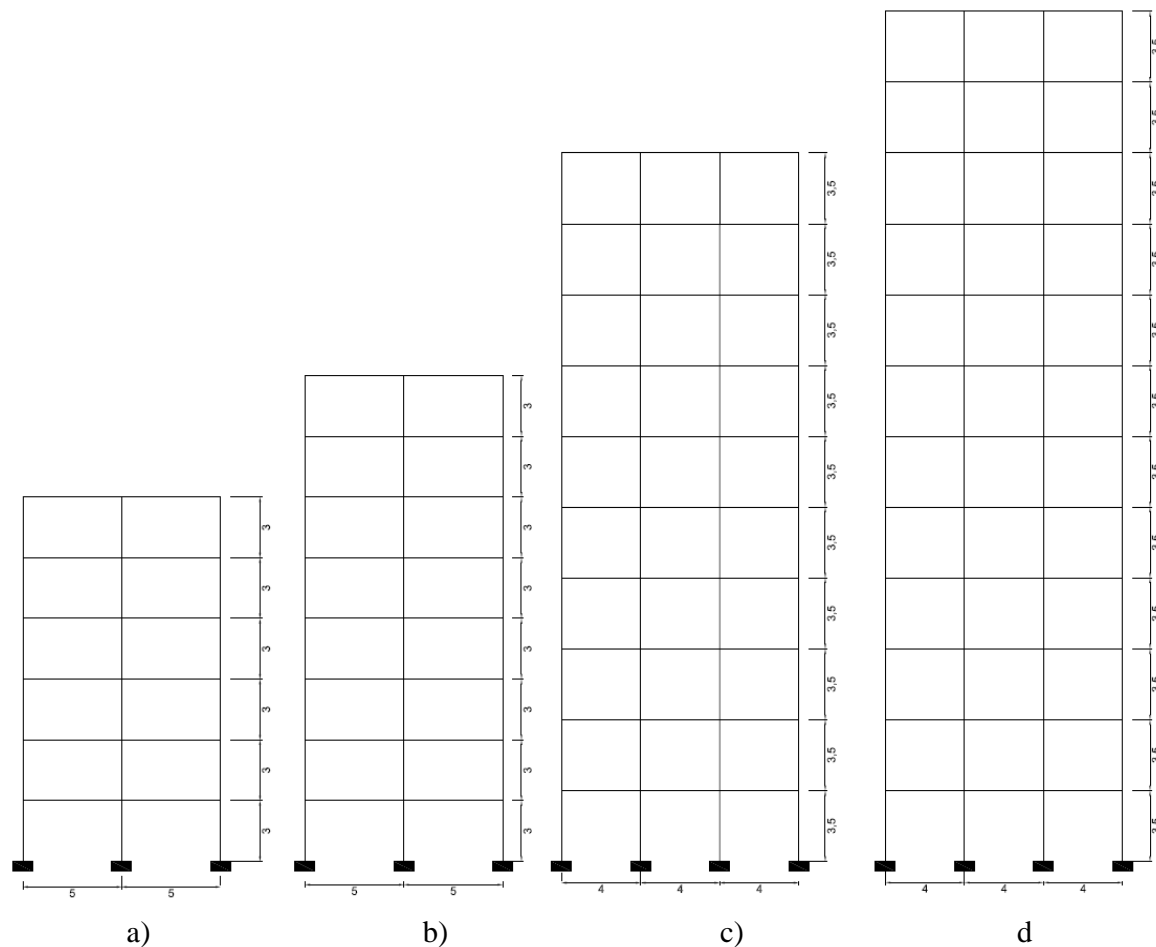


Figura 4.2. Vista en elevación de las estructuras estudiadas: a) 6 niveles, b) 8 niveles, c) 10 niveles y d) 12 niveles (Sin escala)

Para poder determinar las dimensiones y el armado de los elementos estructurales, resulta necesario el conocer las demandas que deben soportar éstos, razón por la cual, se debe de conocer el espectro de diseño que se empleará para su diseño.

4.2 Demandas sísmicas de diseño

Para poder definir la ordenada espectral correspondiente a la demanda sísmica de diseño a emplear, es imprescindible conocer el coeficiente sísmico, c , a usar; este valor va de la mano con la clasificación de la estructura. En este caso en particular, se trata de estructuras catalogadas en el grupo B de acuerdo con las NTCDS-1977 (DDF, 1977d), por otro lado, los valores de c serán calculados con base en los valores presentes en la Tabla 4.1.

Para fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y dinámico modal se obtendrán, según especifica los artículos 236 y 240 de las NTCDS-1977 (DDF-1977d) dividiendo respectivamente el coeficiente sísmico o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico entre el factor Q' . Para el caso de las estructuras mostradas en la Fig. 4.2 de la sección anterior, fueron diseñadas considerando un factor de ductilidad (factor de comportamiento sísmico) $Q=2$.

Tabla 4.1. Coeficiente sísmico para estructuras del grupo B con base en los lineamientos presentes en las NTCDS-1977(DDF, 1977d)

ZONA	c
I (terreno firme)	0.16
II (terreno de transición)	0.20
III (terreno compresible)	0.24

Esta consideración de Q forma parte indispensable en el diseño sísmico. Una vez que se definieron los parámetros de diseño a considerar, es posible obtener el espectro de diseño sísmico, cuando se aplique el análisis dinámico modal, éste se llevará a cabo con base en las hipótesis siguientes:

- I. La estructura se comporta elásticamente
- II. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como una fracción de la gravedad, está dada por las expresiones siguientes

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1} \quad \text{si } T < T_1 \quad (4.2)$$

$$a = c \quad \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (4.3)$$

$$a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r \quad \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (4.4)$$

en donde:

a : ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la gravedad.

a_0 : ordenada del espectro para $T=0$

c : coeficiente sísmico

T : periodo natural de vibrar

T_1, T_2 : periodos característicos del espectro de diseño

En la Fig. 4.3 se muestra el espectro elástico y de diseño, mismo que se empleó para determinar la demanda que estará actuando en vigas y columnas, como se puede apreciar, esta se encuentra en función de una fracción gravedad la cual se leerá considerando el periodo fundamental de la estructura.

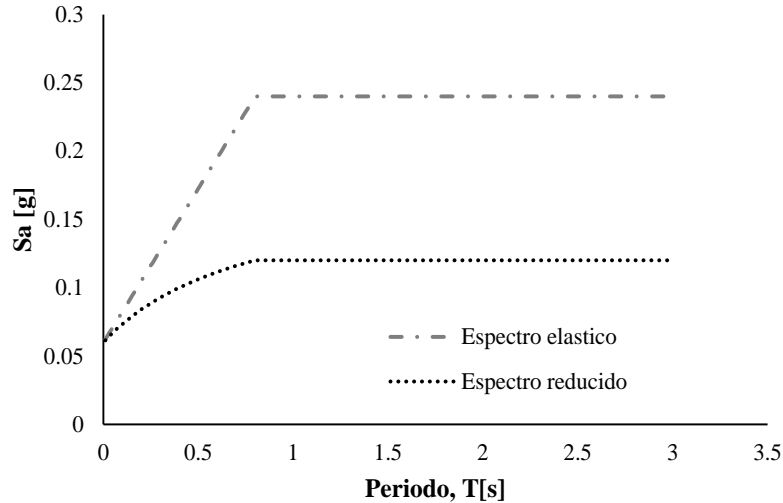


Figura 4.3. Espectros de diseño elástico y reducido $Q=2$, empleados, NTCDS-1977

4.3 Características del modelado estructural

Para fines de diseño, los elementos mecánicos de todos los elementos estructurales se obtuvieron mediante un análisis modal espectral en ETABS 2018 (CSI, 2018), empleando en el modelado elementos tipo “Frame” para las columnas y vigas y tipo “Shell” para losas (Fig. 4.4).

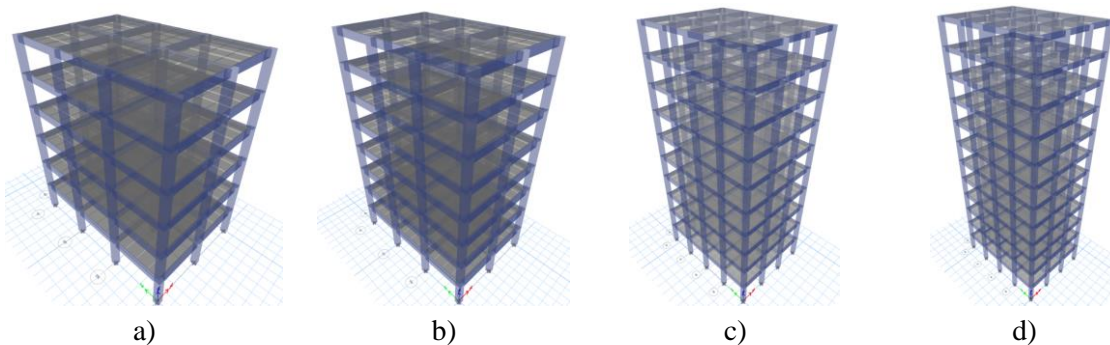


Figura 4.4. Modelado de estructuras: a) 6 niveles, b) 8 niveles, c) 10 niveles y d) 12 niveles.

Las estructuras se analizaron bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas) se combinaron con las de las fuerzas gravitacionales. Las combinaciones se efectuaron sumando el 100% de los efectos gravitacionales con el 30% de los efectos del sismo en una dirección más el 100% del sismo en la otra dirección, mismas que se encuentran descritas en las NTCDS-1977 (DDF, 1977d). La solución estructural mostrada en la Fig. 4.2 consta de marcos de concreto reforzado para resistir las fuerzas laterales a las que estarán sujetas.

A continuación, se presentan las secciones de los elementos que componen cada una de las estructuras; el texto que se encuentra en el pie de la figura está compuesto por una letra y dos números, la primera es una abreviatura a columna (C) y viga (V), mientras que los siguientes números corresponden a las dimensiones de la sección expresada en cm.

Diseño de edificio de 6 niveles

Primer diseño

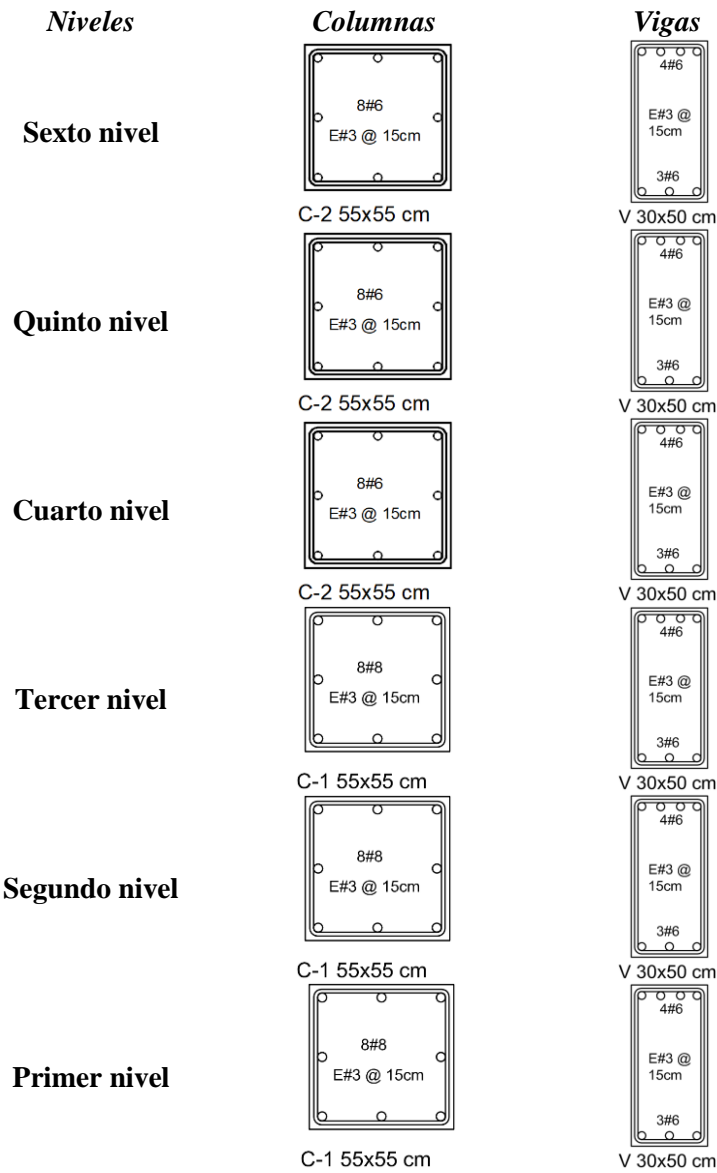
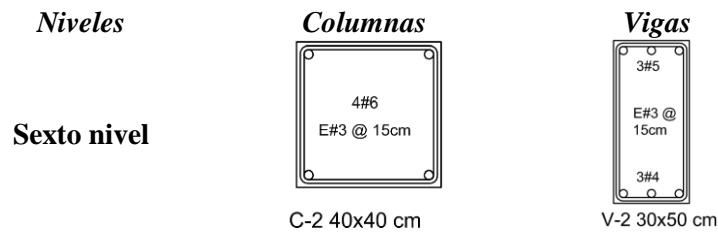


Figura 4.5 Armado de vigas y columnas para primer diseño de edificio de 6 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)

Diseño de edificio de 6 niveles

Segundo diseño



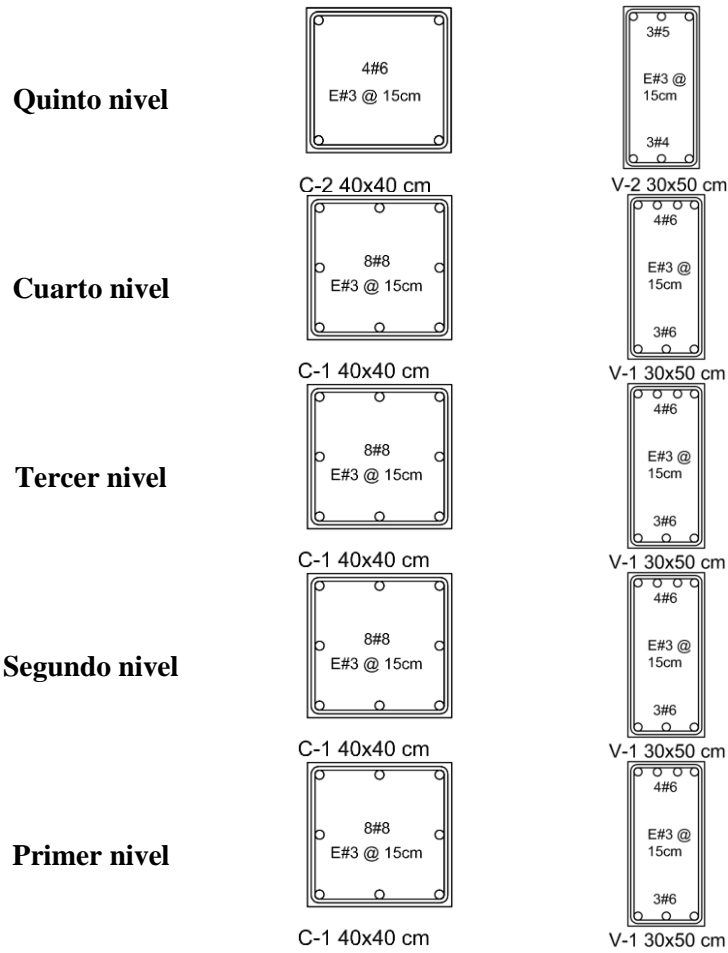
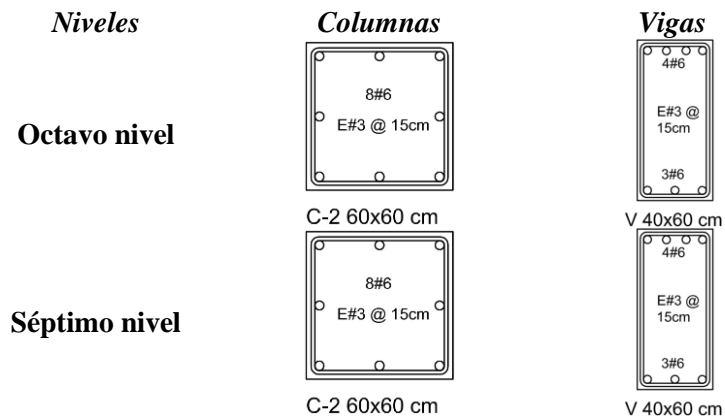


Figura 4.6 Armado de vigas y columnas para segundo diseño de edificio de 6 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)

Diseño de edificio de 8 niveles

Primer diseño



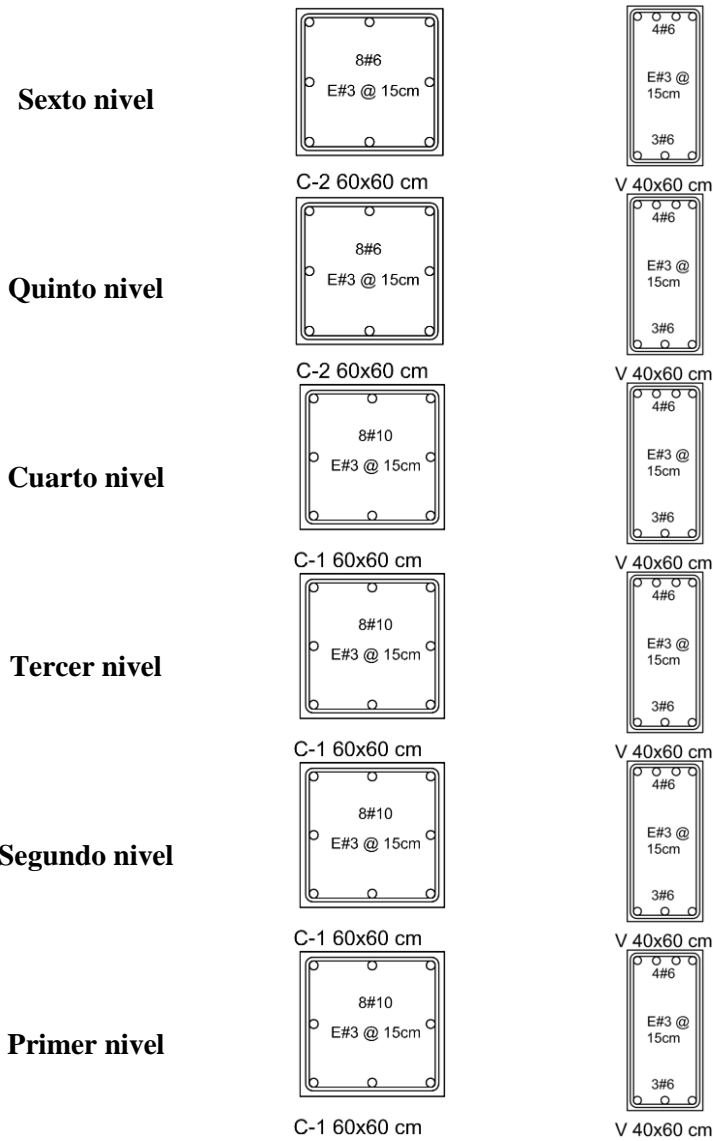
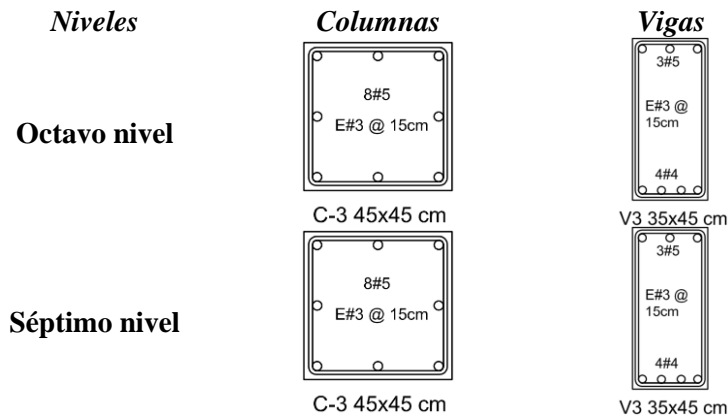


Figura 4.7 Armado de vigas y columnas para primer diseño de edificio de 8 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)

Diseño de edificio de 8 niveles
Segundo diseño



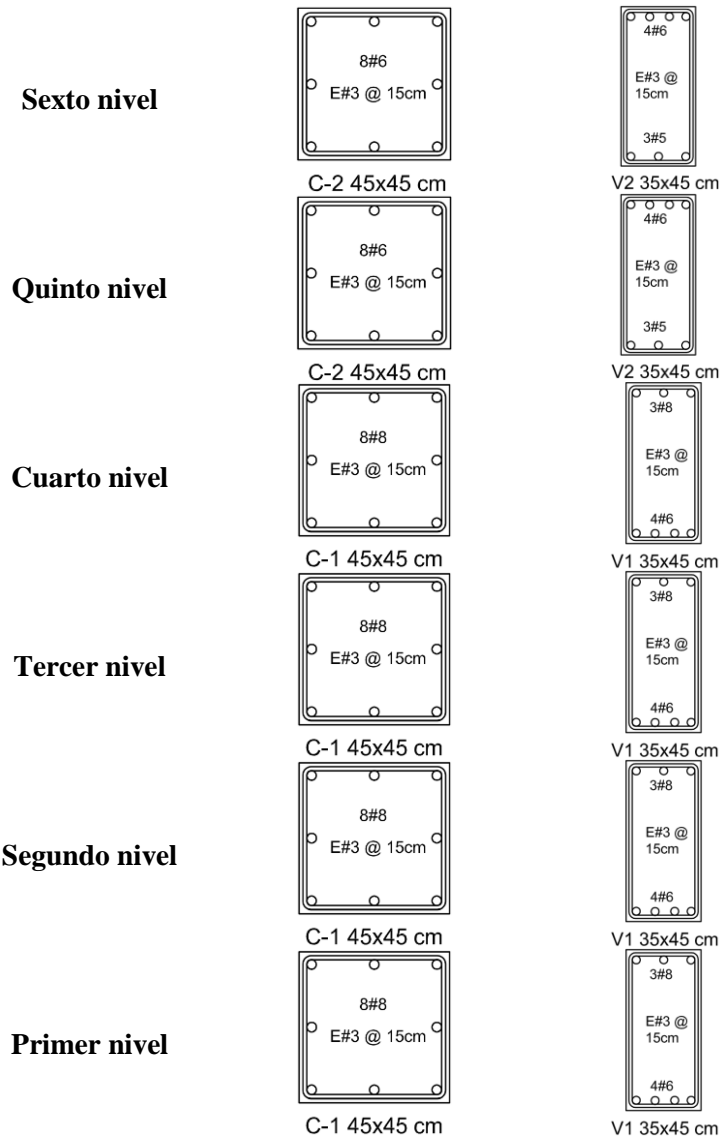
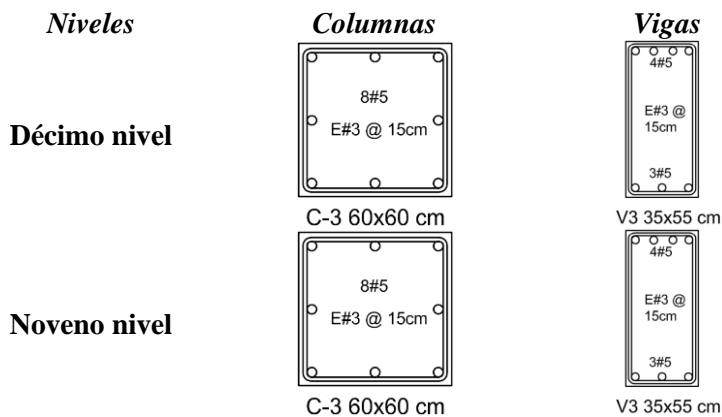


Figura 4.8 Armado de vigas y columnas para segundo diseño de edificio de 8 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)

Diseño de edificio de 10 niveles



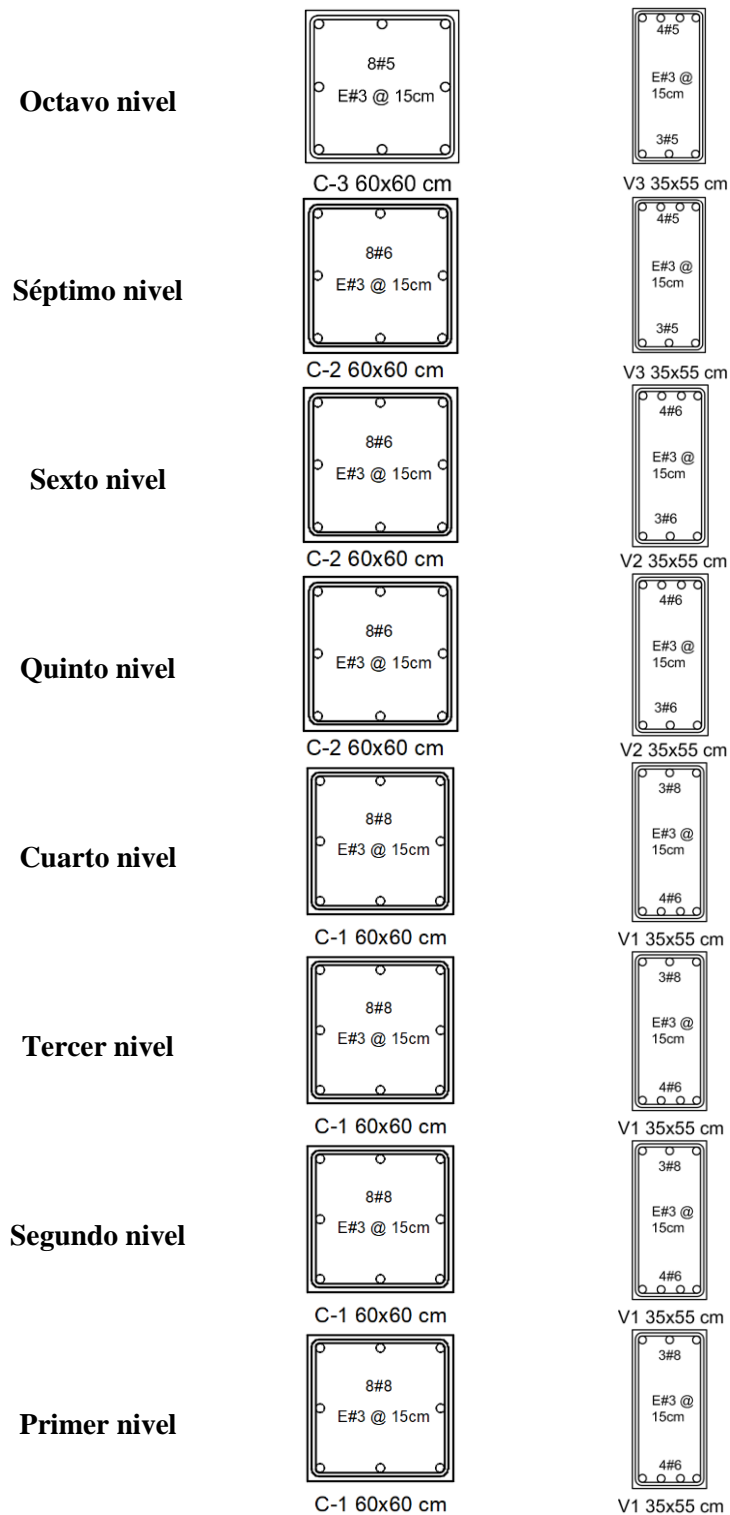
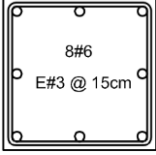

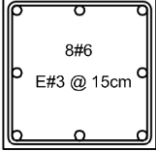

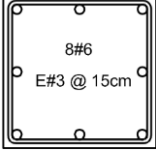

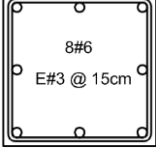
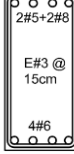
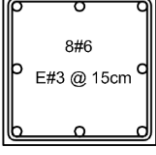

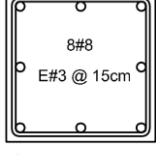

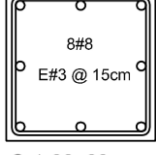

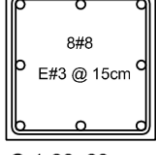



Figura 4.9 Armado de vigas y columnas para diseño de edificio de 10 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)

Diseño de edificio de 12 niveles

<i>Niveles</i>	<i>Columnas</i>	<i>Vigas</i>
Décimo segundo	 C-2 60x60 cm	 V3 35x55 cm
Décimo primero	 C-2 60x60 cm	 V3 35x55 cm
Décimo nivel	 C-2 60x60 cm	 V3 35x55 cm
Noveno nivel	 C-2 60x60 cm	 V3 35x55 cm
Octavo nivel	 C-2 60x60 cm	 V2 35x55 cm
Séptimo nivel	 C-1 60x60 cm	 V2 35x55 cm
Sexto nivel	 C-1 60x60 cm	 V2 35x55 cm
Quinto nivel	 C-1 60x60 cm	 V1 35x55 cm

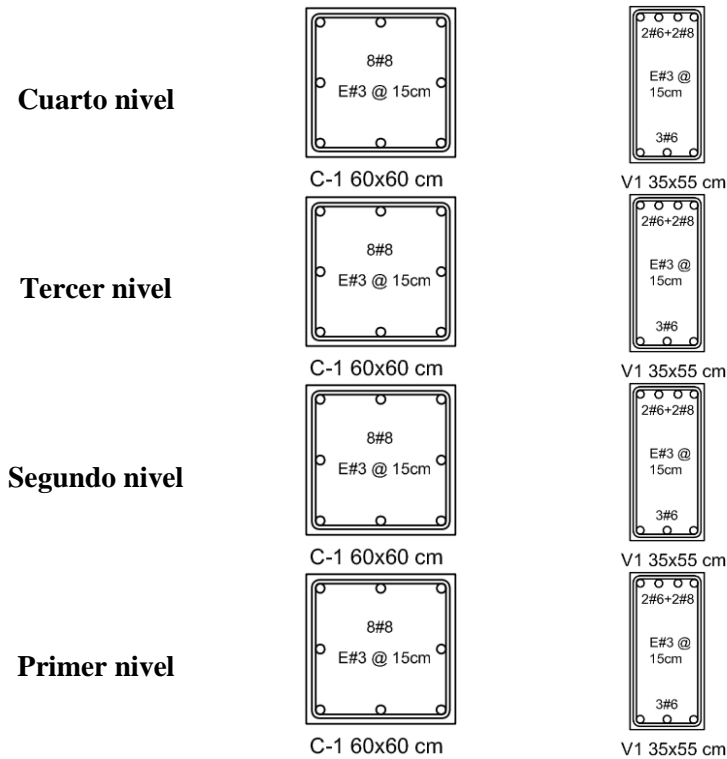


Figura 4.10 Armado de vigas y columnas para diseño de edificio de 12 niveles con base en los lineamientos presentes en las NTCDC-1977 (DDF, 1977d) (Sin escala)

4.3.1 Modelado estructural no lineal

Posterior a la obtención de las dimensiones y las características mecánicas de los elementos estructurales, se procedió a la definición de las articulaciones plásticas, para así conocer el comportamiento inelástico y la capacidad plástica correspondiente. Para definir el comportamiento estructural no lineal se asumió una plasticidad concentrada, para ello, se hizo uso de modelos de histéresis, los cuales resultan idóneos cuando se quiere mostrar los ciclos de carga y descarga de una edificación al estar sometida a una demanda sísmica.

Para el caso particular de este trabajo de investigación se empleó el modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK) (Ibarra *et al.*, 2005), ya que éste ha sido refinado y empleado de manera exhaustiva en las últimas décadas y, actualmente, es considerado como el modelo principal para reflejar el comportamiento sísmico de secciones transversales de estructuras basadas en marcos, ya que representan de manera adecuada la degradación de las propiedades de los elementos de concreto reforzado (Ibarra *et al.*, 2005). Este modelo cuenta con una rama elástica y una inelástica, además de una tercera rama que muestra la degradación del sistema, tal y como se muestra en la Fig. 4.11.

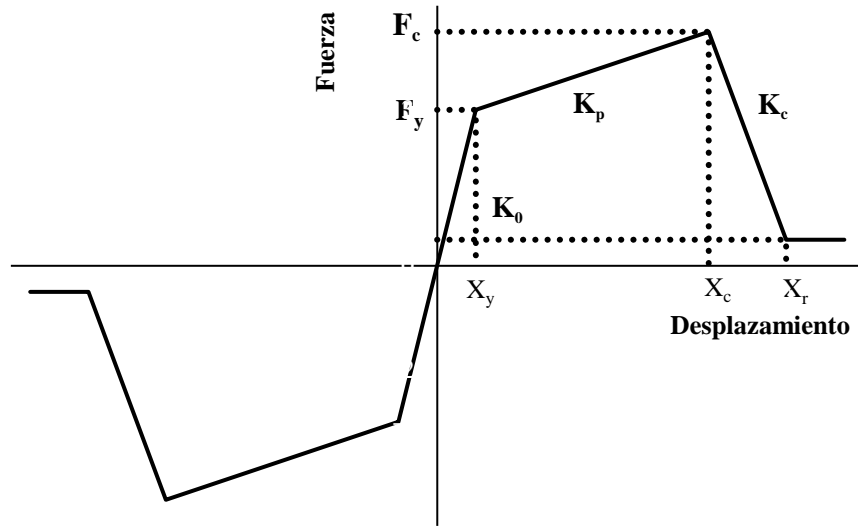


Figura 4.11. Curva esquelética de modelo de comportamiento propuesto por Ibarra Medina Kawinkler (modificado de Ibarra et al., 2005)

En donde:

x_y : desplazamiento de fluencia

F_y : fuerza de fluencia

k_0 : rigidez elástica

x_c : desplazamiento último

F_c : fuerza última

k_p : rigidez de post-fluencia

x_r : desplazamiento residual

k_c : rigidez residual

En la siguiente tabla se presentan los valores de momento de fluencia y rotación de fluencia obtenidos del análisis de sección y necesarios para la definición del modelo de histéresis. La nomenclatura asignada se hizo con base en las figuras de armados de vigas y columnas presentadas con anterioridad.

Tabla 4.2. Resultados de análisis de sección para los elementos de todas las estructuras

Edificio 6 niveles (Primer diseño)						
Parámetro	C1	C2	C3	V1	V2	V3
Rotación de fluencia	0.025	0.018	---	0.014	---	---
Momento de fluencia (KN*m)	322.54	191.32	---	181.4	---	---
Edificio 6 niveles (Segundo diseño)						
Parámetro	C1	C2	C3	V1	V2	V3
Rotación de fluencia	0.016	0.005	---	0.015	0.005	---
Momento de fluencia (KN*m)	208.46	74.42	---	197.45	67.11	---
Edificio 8 niveles (Primer diseño)						
Parámetro	C1	C2	C3	V1	V2	V3
Rotación de fluencia	0.039	0.016	---	0.016	---	---

Momento de fluencia (KN*m)	515.19	213.1	---	207.02	---	---
Edificio 8 niveles (Segundo diseño)						
Parámetro	C1	C2	C3	V1	V2	V3
Rotación de fluencia	0.019	0.011	0.008	0.02	0.013	0.007
Momento de fluencia (KN*m)	246.6	146.6	107.4	228.4	175.01	97.576
Edificio 10 niveles						
Parámetro	C1	C2	C3	V1	V2	V3
Rotación de fluencia	0.02	0.013	0.009	0.0225	0.017	0.008
Momento de fluencia (KN*m)	284.73	169.2	122.66	290.94	221.98	106.06
Edificio 12 niveles						
Parámetro	C1	C2	C3	V1	V2	V3
Rotación de fluencia	0.028	0.016	---	0.022	0.0172	0.008
Momento de fluencia (KN*m)	362.67	215.344	---	290.94	221.98	106.06

4.4 Modelado de la interacción suelo-estructura

En la Ciudad de México, las NTCDS-2020 (GCDMX, 2020) presentan las consideraciones que definen la manera en cómo se considera el fenómeno de la ISE; en dichas normas se presentan el cálculo de valores de rigideces y amortiguamientos del suelo (interacción inercial) y la solución aproximada de Kausel (1978) (interacción cinemática), mismos que se usaron en la presente investigación. Sin embargo, para poder emplear estas ecuaciones es necesario conocer las características principales del suelo de apoyo en el que se encuentra desplantada la edificación.

4.4.1 Estratigrafía del terreno

Para definir de manera congruente las características de la estructura en su modelado estructural es necesario emplear un perfil estratigráfico acorde a la zona de estudio. Bajo esta base, se empleó una estratigrafía del terreno de una previa investigación (Amezcuea, 2019) la cual formó parte de un proyecto localizado en un terreno similar al considerado en este estudio (Zona III de la Ciudad de México), ver Fig. 4.12. El perfil del sitio (Fig. 4.13) es consistente con la zona típica de lago, formada por una costra superficial (CS), de 4 metros de espesor, constituida por rellenos superficiales y suelos arcillosos, posteriormente y hasta una profundidad de 31 metros se presenta la serie arcillosa superior (SAS), constituida por depósitos lacustres formados por arcillas consolidadas, altamente deformables y con baja resistencia al esfuerzo cortante. Posteriormente a esta secuencia, de 31m hasta una profundidad de 35 metros aparece la capa dura, formada principalmente por materiales limo-arcillosos de consistencia muy dura y cementada (Amezcuea, 2019).

Asimismo, de los trabajos de exploración reportados por Amezcua (2019), se obtuvo la velocidad de onda de corte del terreno, misma que se muestra en la Fig. 4.14

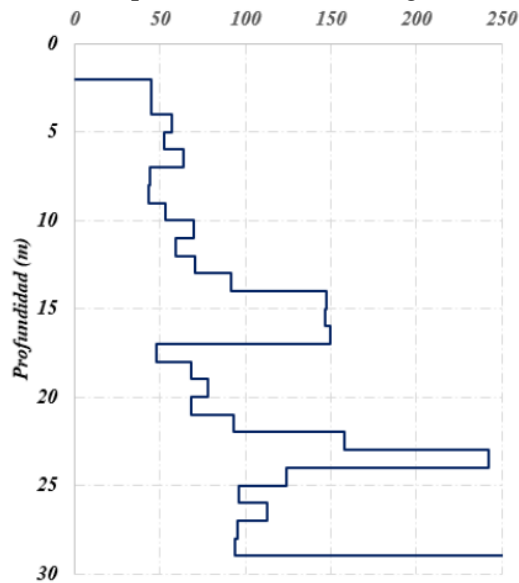


Figura 4.14. Velocidad de onda de corte obtenida de los trabajos de exploración. (Amezcua, 2019)

4.4.2 Modelado de la interacción inercial

Para la obtención de las propiedades dinámicas y con base en los datos del perfil estratigráfico, se hizo la consideración (para este trabajo en particular) de un estrato homogéneo debido a que, con base en la investigación consultada realizada por Amezcua (2019), se sabe que el periodo de vibrar del suelo obtenido por medio de vibración ambiental (1.438s), es similar al obtenido mediante la ecuación 4.5, razón por la cual la simplificación puede considerarse como válida. Asimismo, es importante comentar que los alcances de este trabajo se basan encontrar la respuesta estructural considerando la ISE, es por ello, que no se considera la no linealidad del suelo en el modelado; aunado a lo anterior, las rigideces dinámicas se modelaron de tal manera que su comportamiento fuera igual a la que se estaba modelando; es decir, elásticamente.

$$T_s = \frac{4H_s}{V_s} \quad (4.5)$$

Con base en lo anterior se consideró: un peso volumétrico de $1052 \frac{kg}{m^3}$, una relación de Poisson (ν) de 0.45, una profundidad hasta los depósitos firmes igual a 31m y una velocidad de ondas de cortante de $86.231 \frac{m}{s}$.

La interacción inercial provoca alteraciones en el periodo y el amortiguamiento del sistema. Para fines de diseño y evaluación, de acuerdo con las NTCDS-2020 (GCDMX, 2020) considerando únicamente el modo fundamental de vibración de la estructura, se puede determinar si es posible despreciar su consideración si se cumple con la siguiente ecuación:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (4.6)$$

en donde:

H_s : profundidad de la segunda capa dura

T_s : periodo dominante del suelo

H_e : altura efectiva de la estructura (0.7*altura total)

Por su parte para el cálculo del periodo efectivo (considerando el conjunto suelo-estructura) las mismas normas sugieren la siguiente ecuación:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (4.7)$$

en donde:

\tilde{T}_e : periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible

T_e : periodo natural de vibrar

T_h : periodo traslacional de la estructura

T_r : periodo rotacional de la estructura

Mismos que se calculan empleando las siguientes ecuaciones:

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (4.8)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (4.9)$$

en donde:

W_e : peso efectivo de la estructura

D : profundidad de desplante de la cimentación

K_r : rigidez dinámica de la cimentación en modo rotación

Finalmente, el amortiguamiento efectivo del sistema se calcula de la siguiente manera:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (4.10)$$

en donde:

$\tilde{\zeta}_e$: fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible

ζ_x : amortiguamiento suelo-estructura en el modo de traslación

ζ_r : amortiguamiento suelo-estructura en el modo de rotación

ζ_e : amortiguamiento de la estructura con base rígida.

El amortiguamiento efectivo del sistema se puede representar en el modelado de dos formas:

1. Empleando amortiguadores viscosos o,
2. Modificando el amortiguamiento de Rayleigh sustituyéndolo con el calculado

Para el caso particular de esta tesis se optó por la segunda opción, por el grado de proximidad que arrojaron los resultados. Aunado a lo anterior, para poder verificar una correcta calibración en el modelado se comparará el periodo de vibrar teórico calculado mediante el uso de las ecuaciones presentes en las NTCDS-2020 (GCDMX, 2020) con el calculado por el programa OpenSees (Mckena, 2017) para así representar de manera correcta el fenómeno de la ISE.

En la tabla 4.3 se presentan los amortiguamientos efectivos empleados en el modelo de cada uno de los edificios; en ésta se puede apreciar que al considerar el sistema suelo-estructura y a medida que una estructura se vuelve más alta, el amortiguamiento tiende a aumentar. Este aumento es congruente debido a que, al existir una mayor profundidad de desplante, la cimentación beneficia en la disipación de energía.

Amortiguamientos del sistema con base rígida y amortiguamientos efectivos considerando la ISE

Edificio	ζ_e	$\tilde{\zeta}_e$
6 niveles (Primer diseño)	5%	5.2%
6 niveles (Segundo diseño)	5%	4.9%
8 niveles (Primer diseño)	5%	4.8%
8 niveles (Segundo diseño)	5%	4.5%
10 niveles	5%	4.4%
12 niveles	5%	4.3%

Por su parte, en la tabla 4.4, se presentan los periodos fundamentales para una base rígida y una base flexible de los modelos de marcos planos

Tabla 4.4. Periodos fundamentales del sistema con base rígida y periodos efectivos considerando la ISE

Edificio	Base rígida $T_e [s]$	Con ISE calculados de acuerdo con las NTCDS-2020 $\tilde{T}_e [s]$	Con ISE obtenidos en OpenSees $\tilde{T}_e [s]$
6 niveles (primer diseño)	0.86	1.01	1.00

6 niveles (segundo diseño)	1.05	1.166	1.17
8 niveles (primer diseño)	0.92	1.225	1.23
8 niveles (segundo diseño)	1.28	1.449	1.42
10 niveles	1.35	1.71	1.65
12 niveles	1.50	1.98	1.92

Para el cálculo riguroso de las funciones de impedancia del suelo, se debe recurrir a la definición de las rigideces estáticas del suelo, mismas que resultan necesarias debido a que, a través de estas es posible representar el efecto que produce la presencia del suelo en la respuesta estructural. Sin embargo, para esta tesis, fue necesario realizar una aproximación dinámica, razón por la cual, a las rigideces estáticas resulta necesario agregar este efecto, estas funciones son de tipo complejo y matemáticamente representan la parte real (rigidez e inercia del suelo) e imaginaria (amortiguamiento del suelo) respectivamente.

Bajo esta base, las NTCDS-2020 (GCDMX, 2020) brindan las ecuaciones para el cálculo de la rigidez estática y dinámicas de la cimentación en los modos de traslación horizontal, vertical y rotacional. Dichos valores dependen de las propiedades del suelo y de las dimensiones de la cimentación. Las ecuaciones que se emplearon en la presente tesis y se muestran a continuación:

Modo de vibrar horizontal

Rigidez estática

$$K_x^0 = \frac{8GR_x}{2-v} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (4.11)$$

Coefficiente de rigidez

$$k_h = 1 \quad (4.12)$$

Coefficiente de amortiguamiento

$$c_x = \begin{cases} \frac{0.65\delta_e\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\delta_e)\eta_{hs}^2}, & \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576, & \frac{\eta_h}{\eta_s} > 1 \end{cases} \quad (4.13)$$

en donde:

G : módulo de rigidez al corte del suelo

ν : coeficiente de Poisson del suelo
 η_h : frecuencia adimensional normalizada respecto a R_h
 η_s : frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical
 R_x : radio equivalente de la cimentación en traslación

Modo de vibrar vertical

Rigidez estática

$$K_v^0 = \frac{4GR_v}{2-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right) \quad (4.14)$$

Coeficiente de rigidez

$$k_v = 1 \quad (4.15)$$

Coeficiente de amortiguamiento

$$c_v = \begin{cases} 0, & \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}, & \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad (4.16)$$

en donde:

R_v : radio equivalente de la cimentación en modo vertical
 R_r : radio equivalente de la cimentación en modo rotación
 η_r : frecuencia normalizada respecto a Rr

Modo de vibrar cabeceo

Rigidez estática

$$K_r^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) \quad (4.17)$$

Coeficiente de rigidez

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2\eta_r, & \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5, & \eta_r > 2.5, \nu \leq 1/3 \\ 1 - 0.2\eta_r, & \eta_r > 2.5, \nu \geq 0.45 \end{cases} \quad (4.18)$$

Coeficiente de amortiguamiento

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\delta_e\eta_{rp}}{1 - (1 - 2\delta_e)\eta_{rp}^2}, & \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}, & \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad (4.19)$$

Las expresiones de rigidez dinámica se pueden expresar de la siguiente forma:

$$K_m = K_m^0(k_m - 2\zeta_s c_m \eta_m) \quad (4.20)$$

$$C_m = \frac{K_m^0(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)}{\omega} \quad (4.21)$$

$$\eta_m = \frac{\omega R_m}{V_s} \quad (4.22)$$

Representando el subíndice m la dirección en la cual se analiza la excitación de la estructura. Siendo h : el modo de traslación horizontal, v : el modo vertical y r : el modo de rotación o cabeceo.

η_m : frecuencia de interés normalizada

R_m : radio de un círculo equivalente a la superficie de desplante de la cimentación

V_s : Velocidad de onda de corta en el suelo

ζ_s : Porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo

La tabla 4.5 muestra los resultados correspondientes a las propiedades dinámicas del suelo, para los modelos de 6, 8, 10 y 12 niveles respectivamente. En dicha tabla se muestran los valores de K_x que representa la rigidez dinámica de la cimentación en el modo de vibrar horizontal, K_r la rigidez en el modo rotacional o de cabeceo y K_v que representa la rigidez en el modo de vibrar vertical. El modelado de las rigideces dinámicas se realizó mediante áreas, Bowles (1996) propone un método en el que, a partir de dovelas, se puede distribuir la rigidez que provee el sistema suelo-cimentación en la respuesta estructural. Añadiendo la aportación de la rigidez al centroide de cada dovela.

Tabla 4.5. Rigideces dinámicas del suelo

Edificio	$K_x \left[\frac{\text{Ton}}{m} \right]$	$K_v \left[\frac{\text{Ton}}{m} \right]$	$K_r \left[\frac{\text{Ton} * m}{rad} \right]$
6 niveles (primer diseño)	49,643.2	78,697.1	2,297,491.2
6 niveles (segundo diseño)	49,631.4	78,697.1	2,295,629.484
8 niveles (primer diseño)	57,739.7	81,784.5	2,876,038.5
8 niveles (segundo diseño)	59,113.79	81,784.5	2,912,536.1
10 niveles	78,020.8	105,900.01	5,407,103.2
12 niveles	94,216.9	121,417.7	6,927,756.3

4.4.3 Modelado de la interacción cinemática

Para las 6 edificaciones empleadas se propusieron, como sistema de cimentación, cimentaciones totalmente compensadas, esto con el fin de verificar la respuesta en estructuras que tuvieran las mismas consideraciones en diseño, puesto que los fines de este trabajo están más enfocados en la respuesta estructural, solamente se obtuvo la profundidad de desplante de la cimentación y no se realizó ningún análisis geotécnico de asentamientos.

4.4.3.1 Solución aproximada de Kausel

Para cierto tipo de estructuras como, por ejemplo, aquellas con grandes dimensiones en planta o de cimentaciones de gran profundidad, es necesario el incluir en el análisis la interacción cinemática, a fin de predecir la respuesta estructural con una mayor precisión, debido en gran medida al efecto de atenuación que sufren las señales de campo libre al estar en contacto con la cimentación.

Para fines de esta tesis se empleó la solución aproximada de Kausel, en la que a través de una función de transferencia se representa la atenuación de una señal por la presencia de una cimentación; dicha ecuación se encuentra disponible en las NTCDS-2020 (GCDMX, 2020) y se calcula de la siguiente manera:

$$H_c(\omega_e) = \begin{cases} \cos\left(\frac{\pi\omega_e}{2\omega_c}\right), & \omega_e \leq 0.7\omega_c \\ 0.453, & \omega_e > 0.7\omega_c \end{cases} \quad (4.23)$$

En donde:

$$\omega_c = \frac{\pi V_s}{2D}$$

V_s : velocidad de onda de corte

D : profundidad de onda de corte

ω_e : frecuencia de la excitación

ω_c : frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta la profundidad de desplante D .

Reiterando lo mencionado con anterioridad, únicamente se obtuvo la profundidad de desplante de las cimentaciones totalmente compensadas, para ello se consideró en el análisis: 1) el peso de la estructura, 2) el peso del cajón y 3) la descarga del suelo a la profundidad de desplante correspondiente. A continuación, se presenta el nivel de desplante obtenido para cada una de las estructuras diseñadas en el presente estudio (Tabla 4.6).

Tabla 4.6 Profundidad de desplante resuelta para cimentaciones compensadas.

Edificio	Nivel de desplante [m]
6 niveles (primer diseño)	4
6 niveles (segundo diseño)	4
8 niveles (primer diseño)	6.5
8 niveles (segundo diseño)	5.5
10 niveles	7.6
12 niveles	10

La Ec. 4.23, se encuentra en el dominio de la frecuencia y para poder operarla es necesario que los registros se encuentren de la misma manera. Para ello, se hace uso de la transformada rápida de Fourier (FFT) para pasar la amenaza sísmica del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia. Una vez que se opere satisfactoriamente la señal con la función de transferencia, es necesario regresarla al dominio del tiempo, aplicando la anti transformada rápida de Fourier al valor obtenido con anterioridad. El resultado de esta operación se le conoce como la señal atenuada.

En la Fig. 4.15 se muestra el ejemplo de una señal atenuada por la presencia de un cajón de cimentación para la estructura de 10 niveles, con 7.6 metros de profundidad.

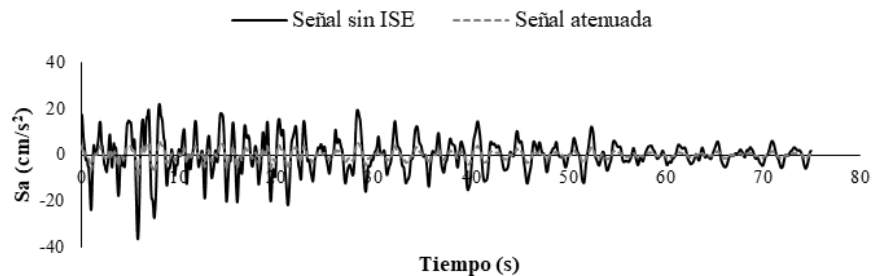


Figura 4.15. Señal atenuada en edificio de 10 niveles.

4.5 Amenaza sísmica

Una vez que se tienen identificadas las características no lineales y el modelado del fenómeno de la interacción suelo-estructura es necesario definir la demanda sísmica para cada estructura a

emplear. A raíz de los sismos suscitados en la Ciudad de México (1957, 1979, 1985 y 2017 por mencionar algunos), la ingeniería sísmica se ha visto en la necesidad de caracterizar de manera más precisa las demandas sísmicas a las que se encuentran sometidas las estructuras desplantadas en el Valle de México.

4.5.1 Zonificación de la Ciudad de México

La República Mexicana está situada en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo conocida como el Cinturón Circumpacífico, cuya alta sismicidad se debe, principalmente, a la interacción entre las placas tectónicas a su alrededor. En particular la Ciudad de México se subdivide en tres zonas en función de las características de los materiales del sitio y el espesor de los depósitos lacustres, las cuales son: Zona I o de Lomas, Zona II o de Transición y Zona III o de Lago (Fig. 4.16)

Tal y como se mencionó con anterioridad, los casos de estudios presentados se obtuvieron de un estudio previo relacionado con edificios localizados en zonas de suelo blando de la Ciudad de México (González *et al.*, 2022), razón por la cual, los lineamientos para su diseño y las características del modelado se hicieron tomando en cuenta las propiedades del terreno propios de esta zona de estudio.

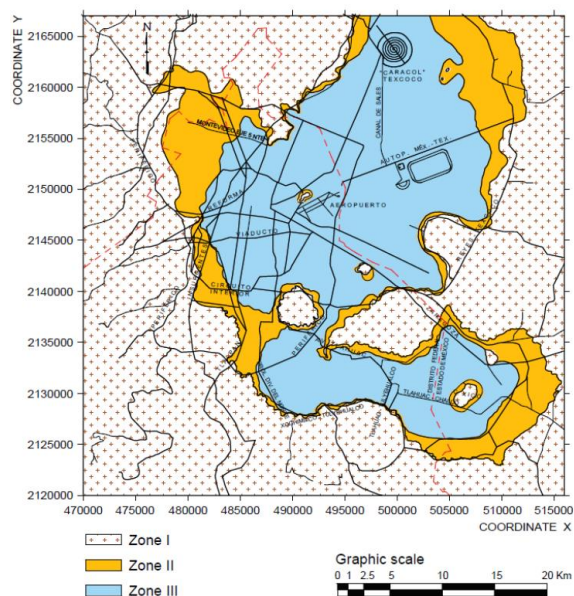


Figura 4.16. Zonificación de la Ciudad de México de acuerdo con las NTCDS- 1977(DDF- 1977a)

4.5.2 Registros sísmicos

Gracias al avance sísmico en la Ciudad de México y al aumento de estaciones acelerométricas, se ha podido contar con una mayor cantidad de registros disponibles que describan la amenaza sísmica de un sitio en específico. En el caso de las zonas de suelo blando, se seleccionaron 98 registros correspondientes a varias de las veinticuatro estaciones acelerométricas distribuidas en

esta zona. La información de cada registro empleado, así como su magnitud correspondiente (M_w), se presenta en la sección de anexos.

4.6 Respuesta estructural

A través del conocimiento de la respuesta estructural (lineal y no lineal) se puede definir el comportamiento de un sistema estructural ante un evento sísmico. El tipo de análisis dependerá del tipo de estructura, la capacidad computacional y de los fines que se requiera dependiendo del tipo de resultados que se busque obtener. Algunos de los tipos de análisis más comunes se presentan a continuación:

- *Análisis estático lineal*: Considerado como los análisis más simples, la estructura se modela como un sistema de un grado de libertad con rigidez estática lineal y la acción del sismo se representa mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes aplicada en cada una de las masas de entrepiso.
- *Análisis estático no lineal*: También conocido como “pushover”. Para este análisis, se toman en cuenta las características no lineales de los elementos estructurales. Es usado, principalmente, para la estimación de parámetros que otorguen una medida de demanda estructural (y capacidad) del sistema estructural; para su representación la estructura es sometida a un patrón de cargas laterales monotónicas crecientes hasta alcanzar la capacidad máxima del sistema.
- *Análisis dinámico lineal*: En este tipo de análisis la estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad considerando las propiedades dinámicas del sistema (amortiguamiento, modos de vibrar). La acción sísmica se modela a través de un análisis modal espectral en la que la respuesta se puede considerar en el (los) modo(s) que más participen en la respuesta de la estructura.
- *Análisis dinámico no lineal*: La estructura se modela de la misma manera que en el análisis estático no lineal, con la diferencia que la acción sísmica se representa mediante acelerogramas reales o sintéticos dependiendo de la zona de estudio. Este tipo de análisis representa mejor la respuesta estructural ante un evento sísmico.

Ya que el objetivo principal de esta tesis se basa en la obtención de la vulnerabilidad estructural es necesario conocer la respuesta no lineal de los sistemas estructurales ante una serie de eventos sísmicos, por esta razón se requiere realizar análisis no lineales más sofisticados.

4.6.1 Análisis dinámicos incrementales

De la mano del aumento tecnológico, también lo ha hecho la capacidad de procesamiento de información, permitiendo realizar análisis más detallados mediante métodos más complejos con una mayor precisión.

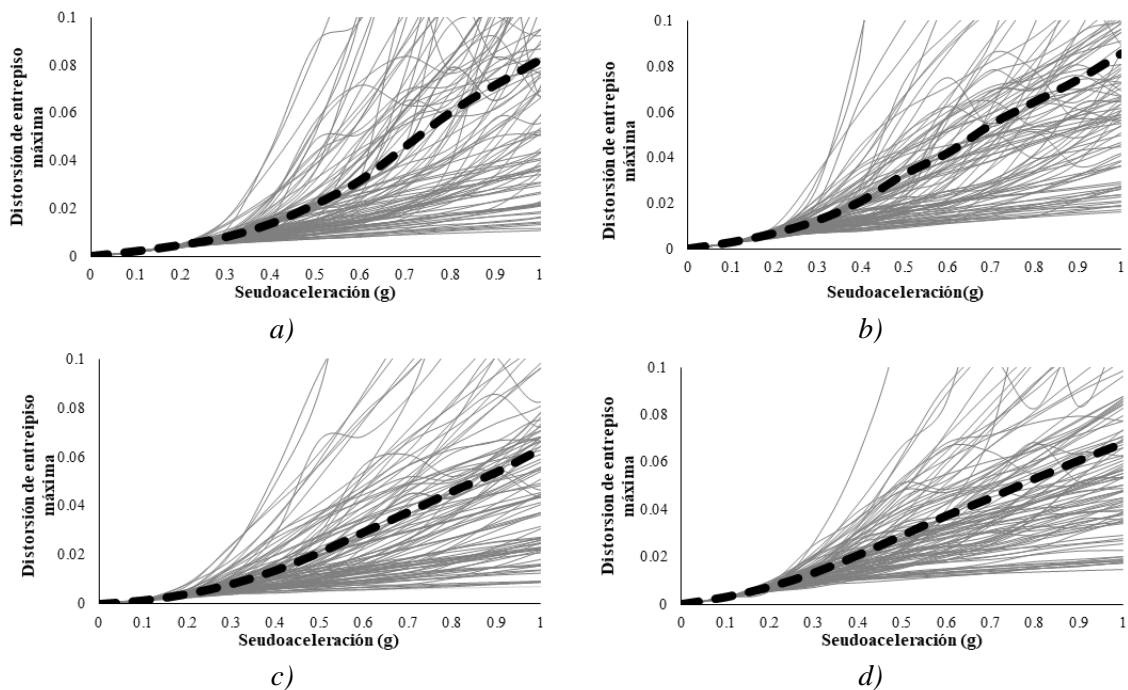
Los análisis dinámicos incrementales (IDA, por sus siglas en inglés) (Vamvatsikos y Cornell, 2002) surgieron como una necesidad de estimar con una mayor precisión el desempeño de una estructura ante varios registros sísmicos, cada uno de ellos escalado a diferentes niveles de

intensidad, generando una o varias curvas de respuesta estructural en términos de cortante basal, desplazamiento y distorsiones máximas de entrepiso contra nivel de intensidad.

De acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002) algunas de las características principales de este tipo de análisis son:

- Un amplio entendimiento de las demandas a las que estaría expuesta la estructura en función del rango de intensidades de un evento sísmico.
- Conocimiento de las respuestas que tendría una estructura ante eventos sísmicos intensos de menor frecuencia.
- Dado que los análisis son de varios registros, se puede entender la variabilidad en términos de respuesta de dichos registros.
- Estimación de la capacidad dinámica del sistema estructural.

En la Fig. 4.17 se muestran algunos resultados obtenidos de los IDA's realizados, por cuestiones de espacio, únicamente se presentan los asociados con la distorsión máxima de entrepiso como parámetro de desempeño. En estos se puede apreciar que, aun cuando se trate del mismo edificio y la amenaza sísmica se encuentre definida en una misma región, la respuesta nunca será exactamente la misma, esto debido a la variabilidad de los registros y del método empleado. Es importante hacer mención que no se realizó un modelado considerando el fenómeno de la interacción cinemática sin tomar en cuenta la interacción inercial, esto debido a que, de acuerdo con la metodología aplicada, la variabilidad registro a registro de los IDA dificultarían el apreciar la diferencia de estos tipos de fenómenos al evaluarlos por separado.



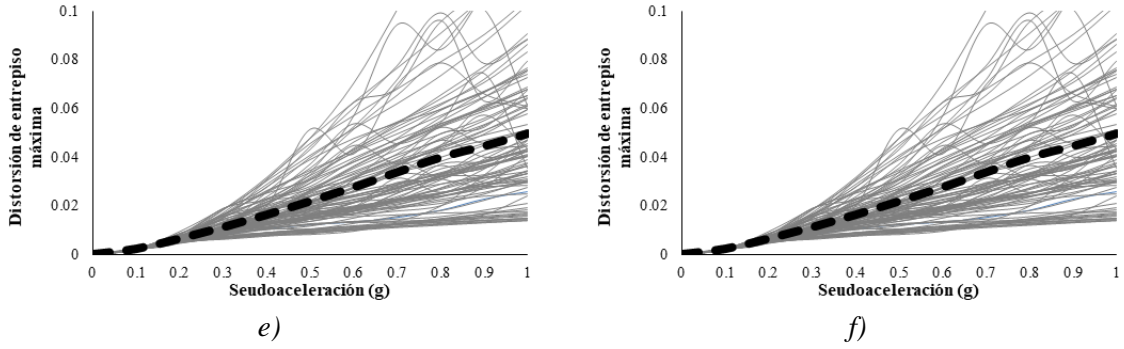
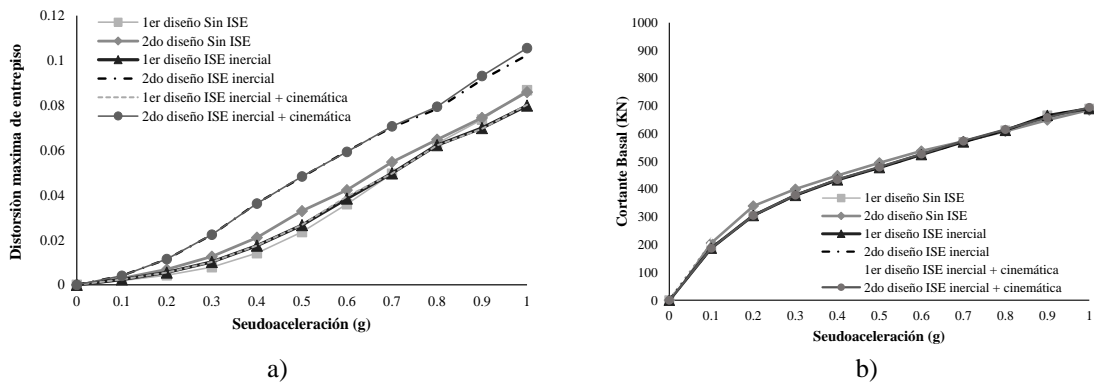


Figura 4.17. Curvas IDA distorsión máxima de entrepiso: a) Primer diseño edificio 6 niveles, b) Segundo diseño edificio 6 niveles, c) Primer diseño edificio 8 niveles, d) Segundo diseño edificio 8 niveles, e) 10 niveles y f) 12 niveles

En las siguientes figuras (Fig. 4.18, 4.19, 4.20 y 4.21) se muestran las respuestas promedio obtenidas de los IDA's para cada una de las edificaciones que conforman la presente tesis. La leyenda que aparece en las mismas hace referencia al análisis realizado. En ellos se puede apreciar la respuesta considerando y sin considerar el fenómeno de la ISE.

En el caso de los edificios de 6 niveles, tal y como se muestra en la Fig. 4.18, se observa que para ambos diseños, el considerar la presencia del suelo y la cimentación, provoca un aumento del desplazamiento y una disminución del cortante basal actuante para cada una de las intensidades, resultados consistentes con los periodos calculados, ya que la estructura pasa a un sistema mucho más flexible requiriendo una demanda menor de cortante basal para alcanzar el mismo estado de esfuerzos al no considerar la ISE.

Asimismo, a pesar de que el primer diseño de 6 niveles considerando ISE inercial y cinemática presenta un periodo de vibrar similar al segundo diseño de 6 niveles sin considerar la ISE; sin embargo, estos no presentan la misma respuesta, situación que puede apreciarse en las curvas de capacidad dinámica 4.18d, esta diferencia viene justificada ya que, al considerar la presencia de la cimentación, se cuenta con una diferencia de amortiguamiento en la respuesta además de que el diseño de sección varía de un edificio a otro.



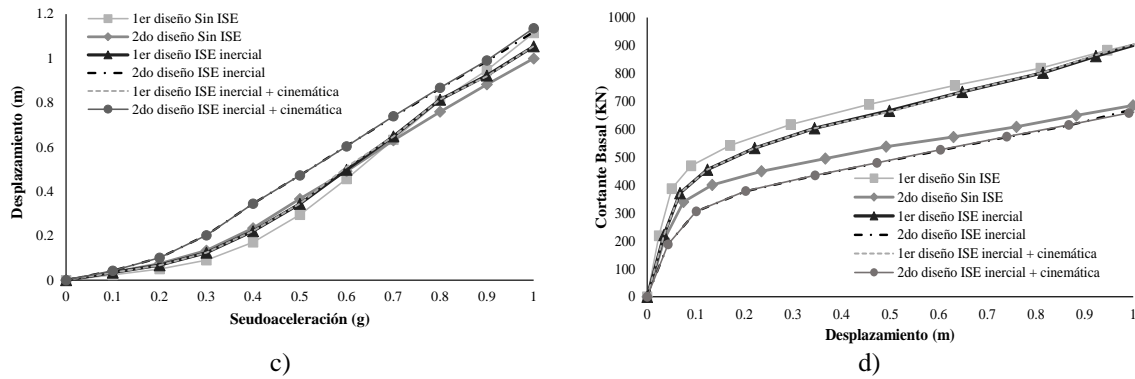


Figura 4.18. Curvas promedio de IDA para edificio de 6 niveles: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Cortante basal, c) Desplazamiento, d) Capacidad dinámica

Por su parte, en la Fig. 4.19 se presenta los resultados obtenidos para ambos diseños de los edificios de 8 niveles, en estos se aprecia un comportamiento similar a la Fig. 4.18 (correspondiente a los edificios de 6 niveles). Se observa, para ambos diseños, que, al considerar la aportación del suelo y la cimentación en la respuesta estructural, existe un aumento del desplazamiento y una disminución del cortante basal.

Por otro lado, se aprecia que cada uno de los diseños presenta una diferencia muy notable en la rigidez de post fluencia. Lo que demuestra la veracidad de la hipótesis planteada y es que, aun para edificios con las mismas configuraciones estructurales pero diferente diseño de acero longitudinal, la respuesta no será exactamente la misma, lo que se aprecia en las curvas de capacidad dinámica de la Fig. 4.19d.

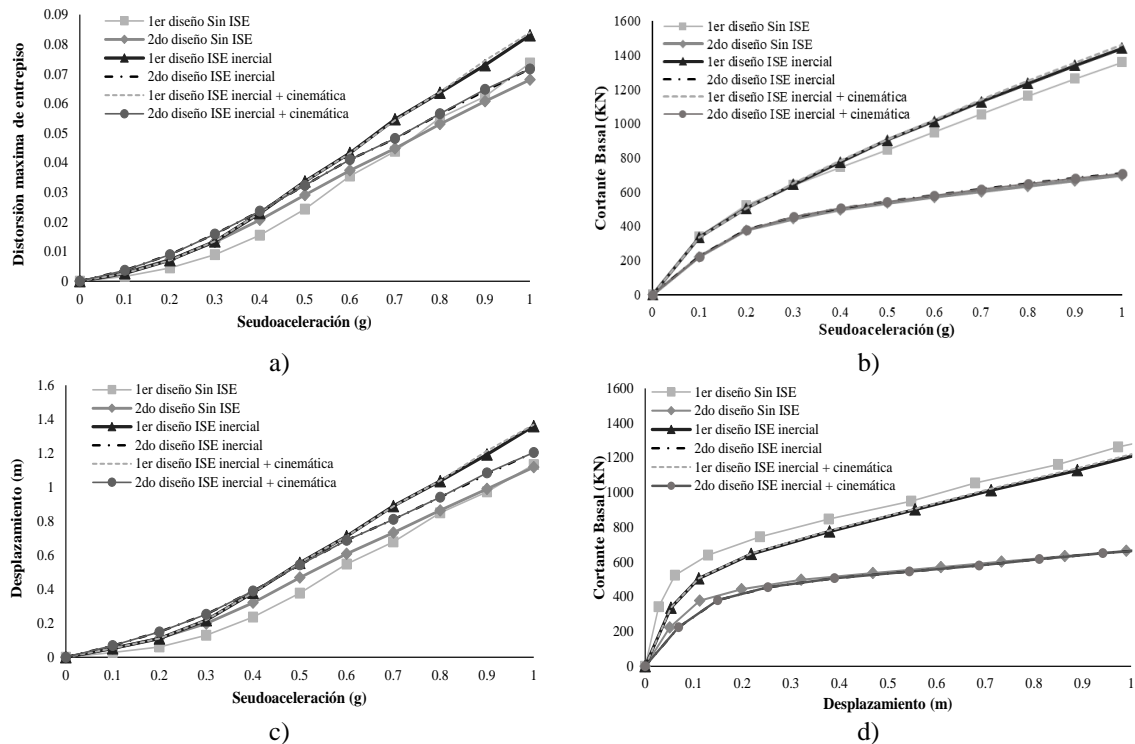


Figura 4.19. Curvas promedio de IDA para edificio de 8 niveles: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Cortante basal, c) Desplazamiento, d) Capacidad dinámica

En cuanto al edificio de 10 niveles como se puede ver en la Fig. 4.20, al considerar la ISE en la respuesta estructural, genera un aumento de los desplazamientos presentes y una disminución del cortante basal, congruente con el hecho de que el sistema pasa a ser mucho más flexible, requiriendo una menor fuerza lateral para alcanzar el mismo estado de esfuerzos cuando no se considera la ISE.

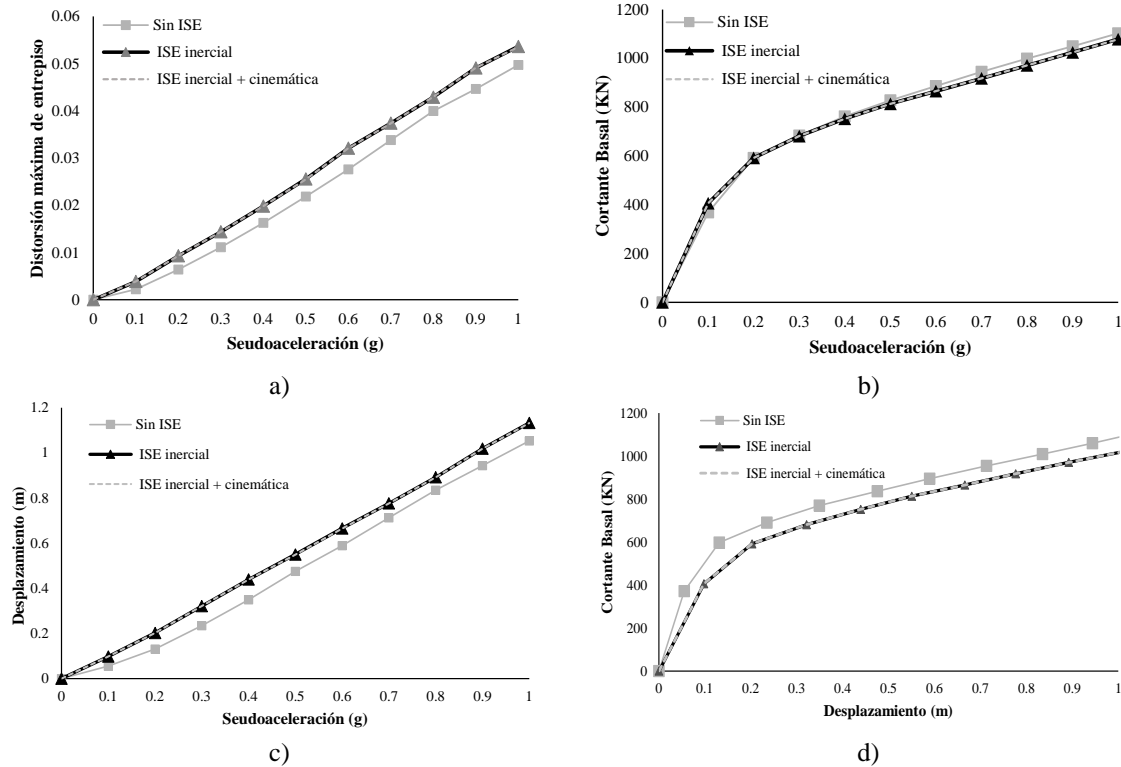


Figura 4.20. Curvas promedio de IDA para edificio de 10 niveles: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Cortante basal, c) Desplazamiento, d) Capacidad dinámica

Finalmente, para el edificio de 12 niveles (Fig. 4.22), se presenta una disminución de desplazamientos al considerar la interacción para intensidades mayores a 0.3g; es decir, cuando la estructura entra al rango no lineal no existe un aumento de desplazamientos, pero si, una ligera disminución del cortante basal. Este fenómeno está relacionado con que la estructura, al entrar al rango no lineal, esta se daña, agrietándose y volviéndose más flexible presentando un aumento del periodo fundamental, lo que lleva a la demanda a localizarse en la parte descendente del espectro de respuesta, en la Fig. 4.21 se muestra lo que se explicó con anterioridad.

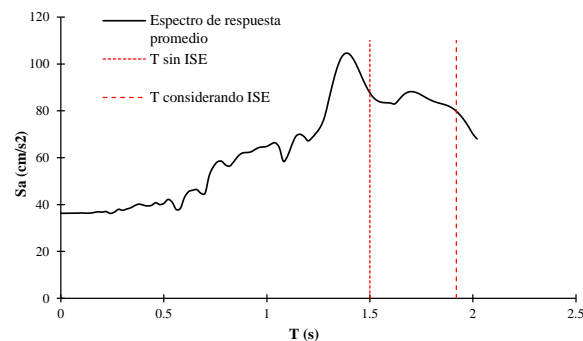


Figura 4.21. Espectro de respuesta promedio

Asimismo, de acuerdo con el estudio estadístico realizado por Ruiz *et al.* (2006), en el que, mediante diversas estructuras localizadas en zonas de suelo blando de la Ciudad de México y del área de la bahía de San Francisco, se demuestra que para ciertas relaciones de periodo y periodo del suelo existe una degradación de la resistencia y la rigidez de la respuesta estructural, dando lugar a incrementos considerables en las demandas de deformación para sistemas con relaciones de (T/T_s) menores a 1. Sin embargo, para sistemas relaciones mayores a 1, las demandas de desplazamiento inelástico tienden a ser menores que las de sistemas que no se degradan. Situación que se presentó en este edificio en particular.

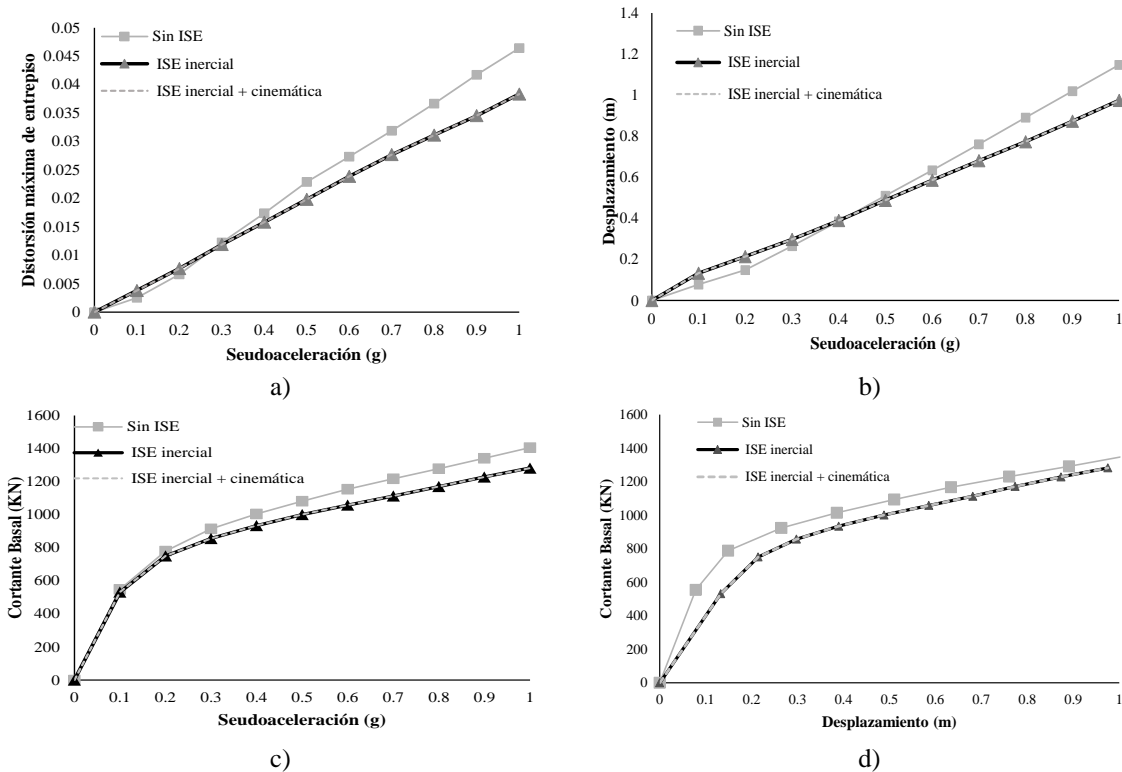


Figura 4.22. Curvas promedio de IDA para edificio de 12 niveles: a) Distorsión máxima de entrepiso, b) Cortante basal, c) Desplazamiento, d) Capacidad dinámica

Asimismo, se observa que, para la gran mayoría de los diseños la ISE cinemática no genera ningún cambio significativo en la respuesta de la estructura cuando ésta se encuentra sometida a intensidades menores a 0.5g; sin embargo, para algunos casos, como el primer diseño de seis niveles (Fig. 4.18), se observa una disminución en la respuesta para intensidades mayores a 0.5g lo cual se debe a que a dichas intensidades la estructura presenta un comportamiento no lineal, y, en consecuencia, el efecto de contenido de frecuencias de los registros sísmicos en la respuesta estructural es más notorio.

4.7 Daño sísmico en estructuras

El daño se puede definir como la degradación o destrucción causado por algún fenómeno peligroso sobre las personas, bienes, sistemas de prestación de servicios y sistemas naturales o

sociales. Desde el punto de vista estructural, se relaciona generalmente con deformaciones irreversibles como son las deformaciones inelásticas (Bonett, 2003).

En estudios de vulnerabilidad sísmica existen diversas formas de representar los niveles de daño, dependiendo de la forma en que se cuantifique serán los resultados que se busque obtener. Estos, pueden expresarse mediante escalas de medición cuantitativas y cualitativas que pretenden describir el estado global de la estructura. Dentro de las medidas cualitativas para describir el daño se encuentran los *estados de daño o índices de daño*, en los que se puede definir el nivel de deterioro que puede sufrir una estructura; estos pueden ser de carácter global o local y pueden involucrar una o más variables como, por ejemplo: deformaciones unitarias, rotaciones, desplazamientos, etc. (Bojorquez, 2017). En la literatura existen diferentes índices de daño que son clasificados según su naturaleza, pueden ser de carácter acumulativo y no acumulativo (que depende principalmente si se consideran o no cargas cíclicas) (Bonett, 2003). Puesto que el fin de esta investigación se basa en conocer la degradación de los elementos estructurales de concreto reforzado ante cargas sísmicas es necesario emplear aquellos que representen de mejor manera la degradación de la energía; razón por la cual se hizo uso de *índices de daño acumulativos* los cuales se dividen en:

- Basados en deformación: Índices que conservan conceptos de ductilidad, incluyen el efecto cíclico de cargas. Calculados mediante rotación acumulada y ductilidad de desplazamiento (Bojorquez, 2017).
- Basados en energía: Que expresan la energía disipada ante ciclos de carga y descarga cuando la estructura es sometida a un evento sísmico.

Para el caso particular de esta investigación se hizo uso del índice de daño Terán y Jirsa (2005).

4.7.1 Índice de daño Terán y Jirsa

Basado en la teoría lineal de daño acumulado, que expresa que la capacidad de disipación plástica de una estructura de concreto reforzado no depende exclusivamente de sus características mecánicas, sino también de su historia de deformación (Garzón, 2017). Este índice de daño representa una simplificación de la teoría de acumulación lineal conocida como la hipótesis de Miner (1945) que caracteriza el comportamiento estructural empleando el desplazamiento máximo y la acumulación de deformaciones plásticas, como se expresa en la ecuación:

$$ID_{tj} = \frac{NE_{H\mu}(2-d)}{r(2\mu_u-1)} \quad (4.19)$$

En donde:

ID_{tj} : índice de daño esperado

$NE_{H\mu}$: Demanda normalizada de energía histerética

d y r : Parámetros de ajuste

μ_u : Capacidad dúctil del elemento

La demanda normalizada de energía histerética se calcula empleando la siguiente expresión:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{\delta_y F_y} \quad (4.18)$$

En donde:

$NE_{H\mu}$: Demanda normalizada de energía histerética

$E_{H\mu}$: Energía plástica

δ_y : Desplazamiento de fluencia

F_y : Esfuerzo de fluencia

Siguiendo el procedimiento descrito con anterioridad se obtuvieron los índices de daño para cada uno de los registros empleados. De manera esquemática en la Fig. 4.23 se muestra un ejemplo de los ID_{tj} obtenidos comparados con un parámetro de respuesta estructural (en este caso distorsión máxima de entrepiso).

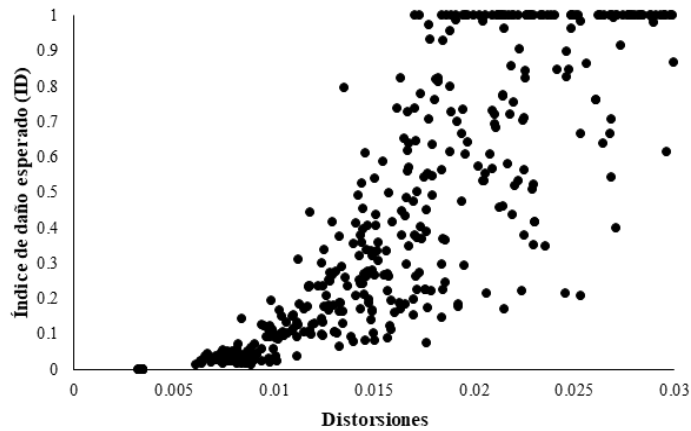


Figura 4.23 Predicción de daño empleando índice de daño Terán y Jirsa (2005)

4.8 Vulnerabilidad estructural

En términos generales, la vulnerabilidad se puede definir como el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos como la probable ocurrencia de un evento desastroso. Al igual que el daño, se expresa en la escala desde 0 (sin daño) a 1 (pérdida total). Estas funciones se expresan mediante curvas que relacionan el daño medio esperado, con alguna medida de intensidad de interés, por ejemplo: la aceleración, la velocidad o desplazamientos máximos de terreno. En la Fig. 4.24 se presenta un ejemplo de una curva de vulnerabilidad para un sistema cualquiera, en el eje de las abscisas se representa la demanda sísmica en términos de “Sa” y en las ordenadas el daño esperado de la estructura en cuestión. Para el caso particular de este trabajo de investigación se empleó dicha correlación. A partir de la definición del índice de daño mencionado con anterioridad fue posible la obtención de funciones de vulnerabilidad a partir de los valores de distorsiones de entrepiso y cortantes basales resultantes de los análisis dinámicos incrementales (González, 2019). Con las distorsiones máximas de entrepiso y los valores de daño obtenidos, fue posible realizar una

regresión lineal para aproximar una ecuación que relacione el daño con las distorsiones de entrepiso para finalmente conocer la curva de vulnerabilidad que define el daño esperado de la estructura.

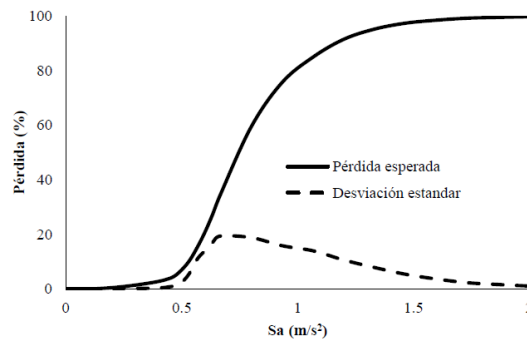


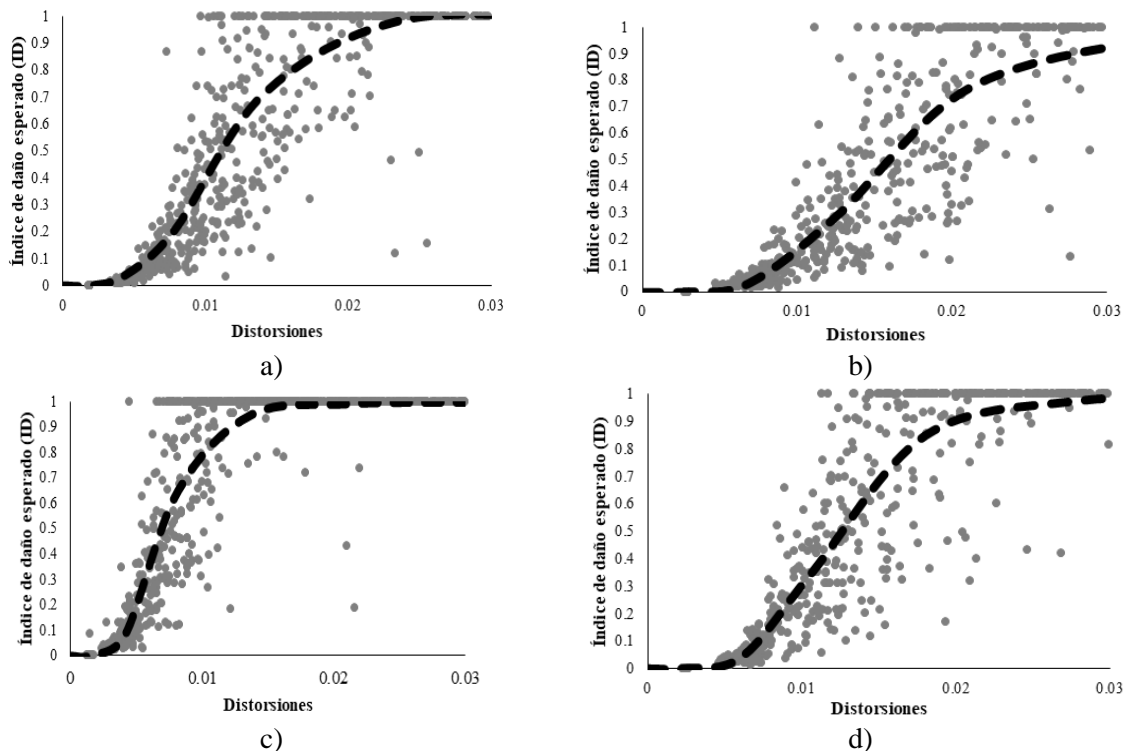
Figura 4.24 Ejemplo de curva de vulnerabilidad.

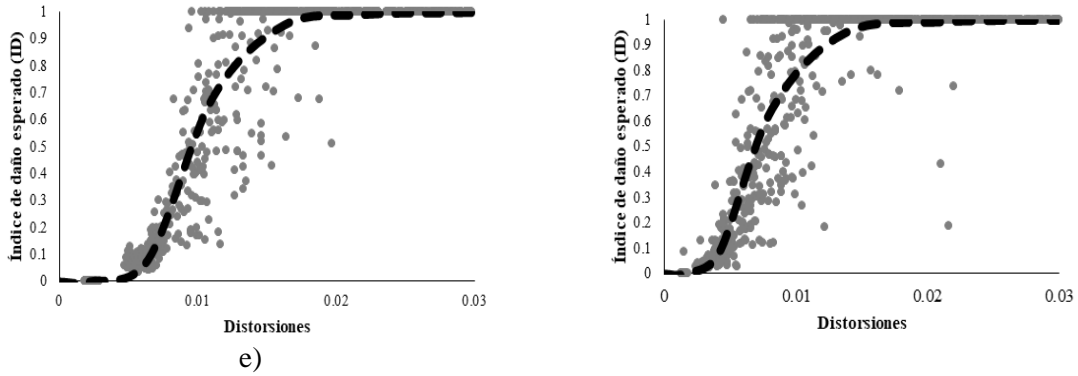
4.8.1 Curvas de daño

A continuación, se presentan los resultados finales obtenidos representados mediante curvas de vulnerabilidad. En el primer parte (Fig. 4.25, 4.26 y 4.27) se presentan las curvas daño-distorsión con una recta que ejemplifica la regresión lineal realizada con anterioridad. En la segunda parte, se presentas las curvas de vulnerabilidad daño- pseudoaceleración.

4.8.1.1 Curvas de Daño-Distorsión

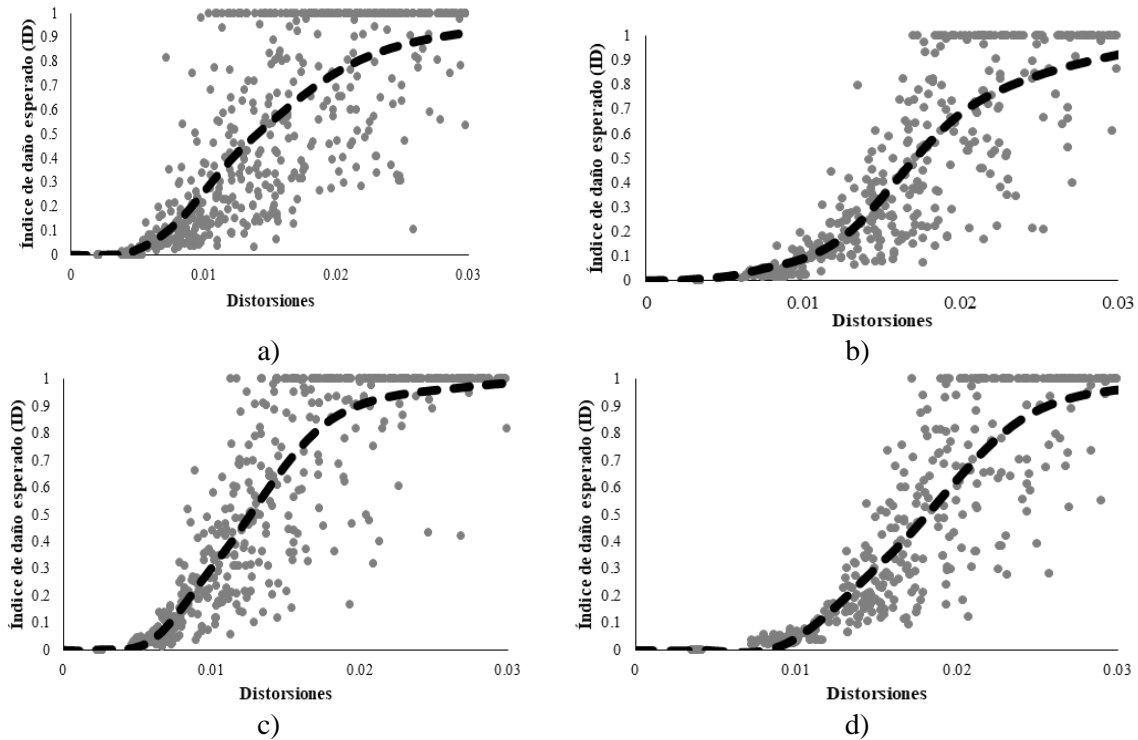
A continuación, se presentan las curvas de daño (Fig. 4.25) sin considerar la ISE para todos los sistemas estructurales que conforman la presente investigación:





e)
 Fig. 4.25 Curvas de daño distorsión sin considerar la ISE: a) Primer diseño edificio de 6 niveles b) Segundo diseño de edificio de 6 niveles c) Primer diseño de edificio de 8 niveles d) Segundo diseño de edificio de 8 niveles e) Edificio de 10 niveles y f) Edificio de 12 niveles

De manera análoga se presentan los resultados en terminos de daño considerando la ISE inercial para todos los sistemas estructurales que conforman dicha investigación (Fig. 4.26). Comparando estos resultados con los obtenidos sin considerar la ISE presentados en la Fig. 4.25 se observa una tendencia hacia la derecha en los valores de las distorsiones, lo que significa que al ser más flexible el sistema estructural éste llega a mayores valores de daño con mayores distorsiones.



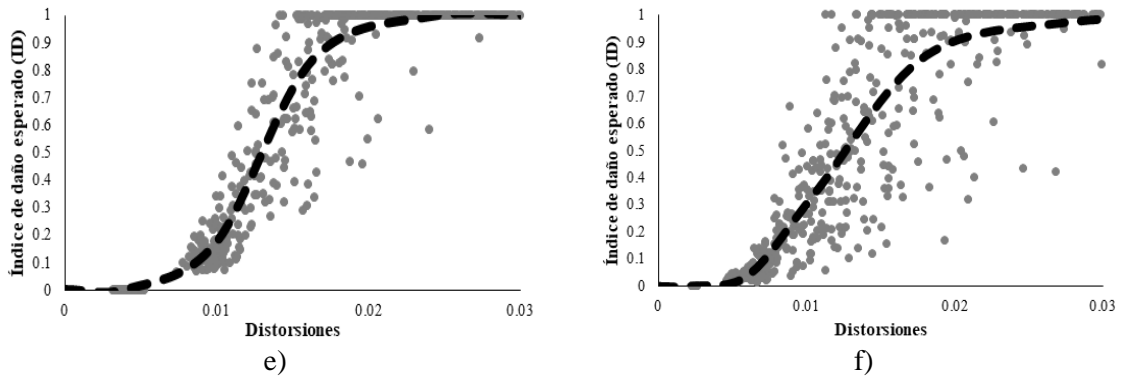
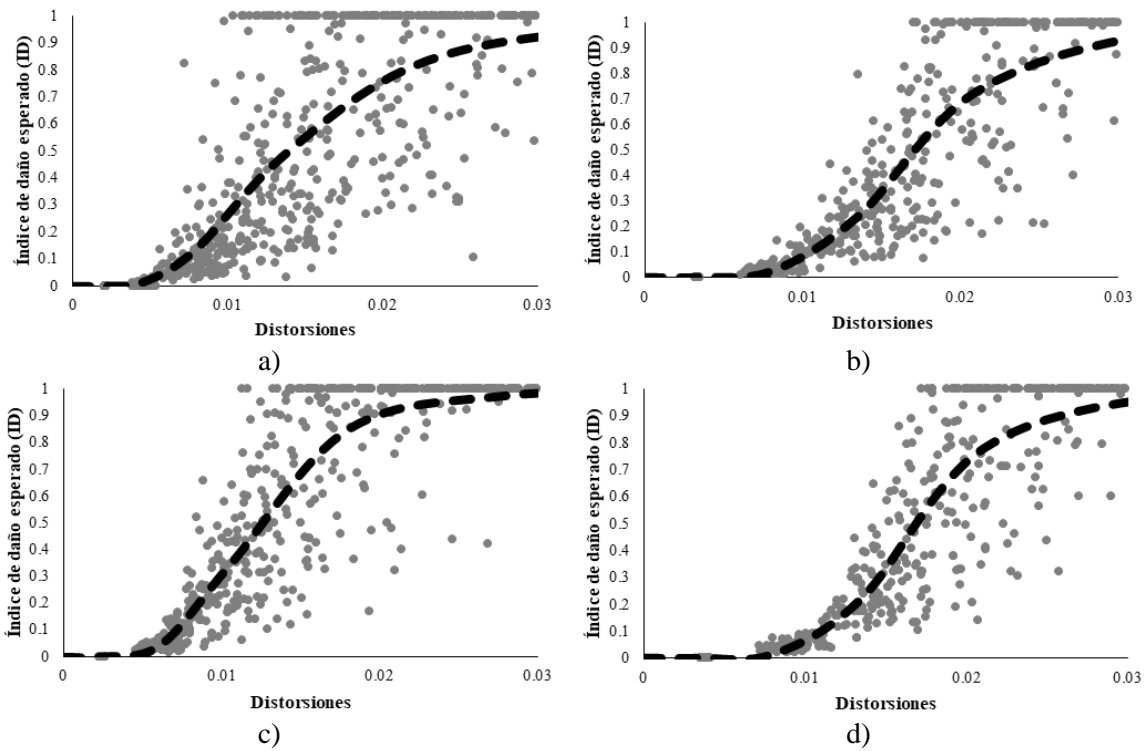


Fig. 4.26 Curvas de daño distorsión considerando la ISE inercial: a) Primer diseño edificio de 6 niveles b) Segundo diseño de edificio de 6 niveles c) Primer diseño de edificio de 8 niveles d) Segundo diseño de edificio de 8 niveles e) Edificio de 10 niveles y f) Edificio de 12 niveles

Finalmente, en la Fig. 4.27 se presentan los resultados de considerar conjuntamente la ISE inercial + cinemática para todos los sistemas estructurales, comparando con la Fig. 4.26 se observa que no existe una variación significativa en terminos de daño, los daños asociados a las diferentes distorsiones poseen valores muy similares que al considerar unicamente la ISE inercial.



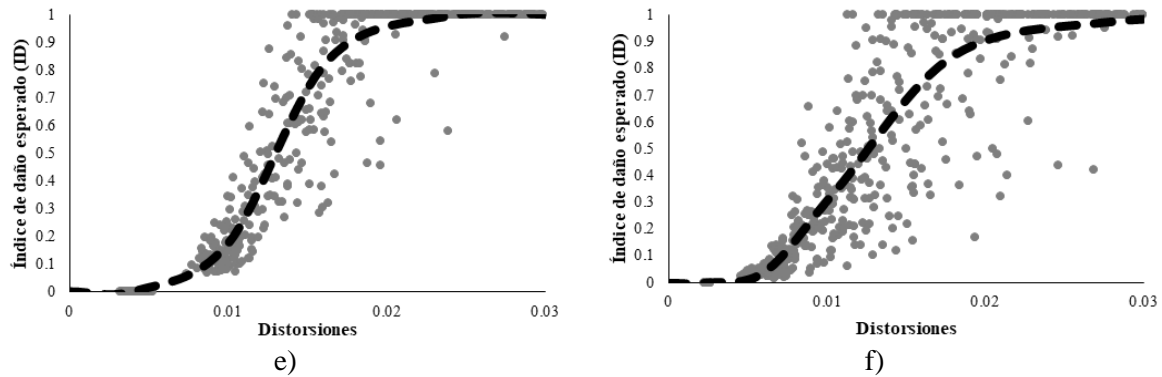


Fig. 4.27 Curvas de daño distorsión considerando la ISE inercial + cinemática: a) Primer diseño edificio de 6 niveles b) Segundo diseño de edificio de 6 niveles c) Primer diseño de edificio de 8 niveles d) Segundo diseño de edificio de 8 niveles e) Edificio de 10 niveles y f) Edificio de 12 niveles

Es importante mencionar que se ha empleado el índice de daño Terán y Jirsa por haber sido calibrado con registros sísmicos percibidos en la zona de Lago de la Ciudad de México. A partir de estos resultados es posible estimar el daño esperado o curva de vulnerabilidad de cada uno de los casos de la presente investigación.

4.8.1.2 Curvas de daño-Seudoaceleración

En la Fig. 4.28 se presentan los resultados obtenidos de las curvas promedio de vulnerabilidad sin considerar la ISE. En ésta se puede observar que a medida que una estructura se vuelve más alta esta presenta tendencias a ser más vulnerable (para el caso cuando no se considera la presencia del suelo y la cimentación en la respuesta). En cuanto a los edificios de 6 niveles, se observa que el primer diseño resultó ser menos vulnerable, situación que no ocurrió en los edificios de 8 niveles, siendo el segundo diseño el menos vulnerable. Los resultados congruentes con las curvas de capacidad dinámica (Fig. 4.18d y 4.19d) en las que, se observa que el primer y segundo diseño de 6 niveles presentan desplazamientos de fluencia similares; sin embargo, en los edificios de 8 niveles, el desplazamiento de fluencia para el primer diseño es mucho menor que el segundo diseño, lo que significa que a pesar de que el segundo diseño sea más flexible y por tanto, en su respuesta presente mayores desplazamientos, éste presenta menores daños y por tanto es menos vulnerable.

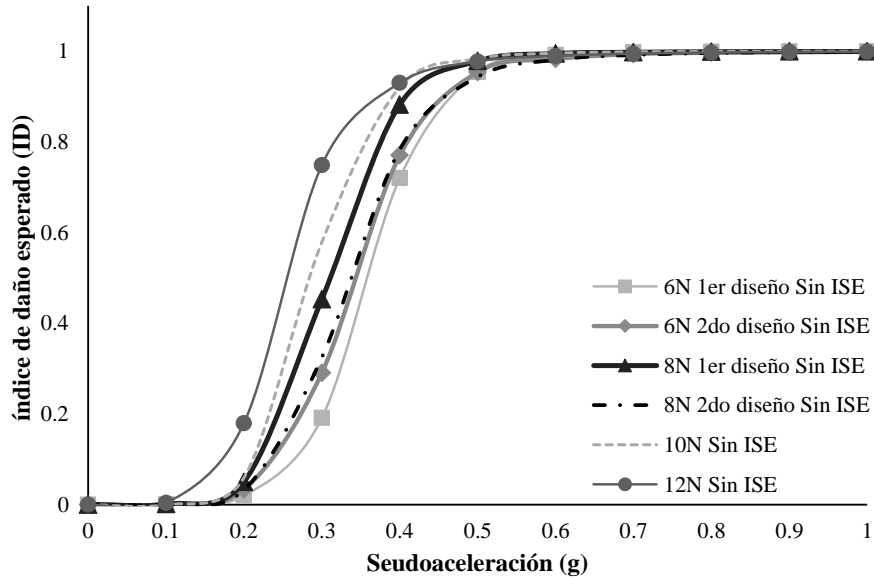


Figura 4.28 Curva de vulnerabilidad todos los niveles sin considerarla ISE

Por otro lado, al considerar el efecto de la interacción inercial (Fig. 4.29), se aprecia que, los edificios de 6, 8 y 10 niveles tienden a volverse más vulnerables, esto debido a la presencia de la base flexible que provoca que éstos se vuelvan más flexibles y presenten mayores desplazamientos; sin embargo, esto no sucede con el edificio de 12 niveles, en el que se observa que es menos vulnerable que los edificios de 6 y 8 niveles. Situación que se justifica, con lo planteado en los resultados de los IDA's.

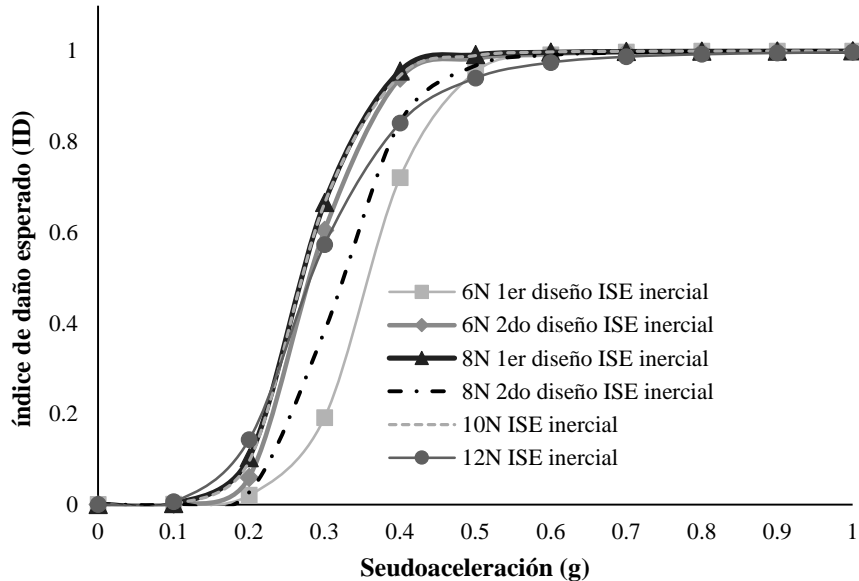


Figura 4.29 Curva de vulnerabilidad todos los niveles considerando ISE inercial

En la Fig. 4.30 se presentan las curvas de todos los diseños considerando la aportación de la ISE inercial y la difracción de ondas. Como ya se había mencionado en los resultados de los IDA's, en términos de daño no se vislumbra ninguna diferencia que al sólo considerar ISE inercial, debido a que para intensidades mayores a 0.5g (que es el rango donde se puede apreciar mejor

este fenómeno), el sistema estructural ya presenta daños considerables, por lo que su efecto, no es apreciable en las curvas de daño.

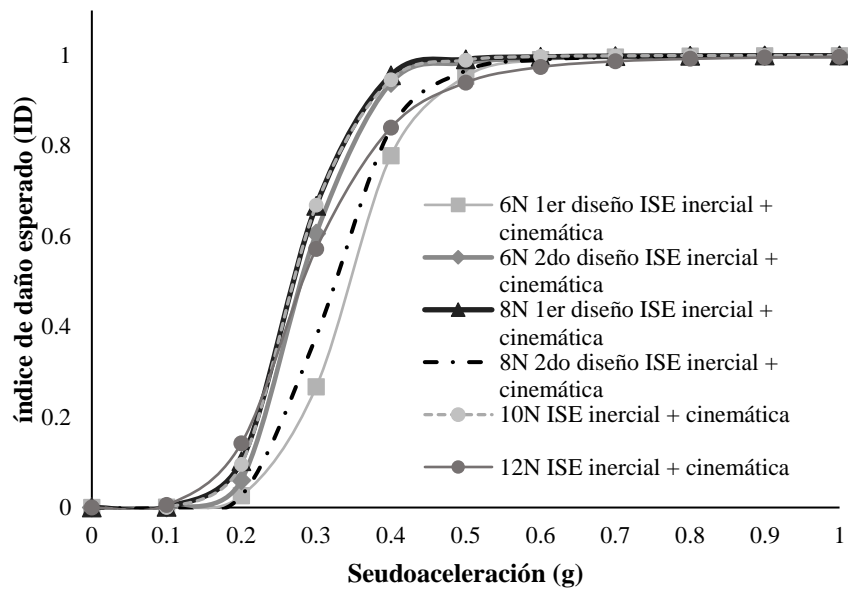


Figura 4.30 Curva de vulnerabilidad todos los niveles considerando ISE inercial + cinemática

Por otro lado, en la Fig. 4.31 se aprecian las diferencias en términos de vulnerabilidad que resulta de considerar o no la ISE para todos los de edificios de 6 niveles; en estos se constata que el considerar la ISE genera un desplazamiento de las curvas hacia la izquierda para ambos diseños. Asimismo, el primer diseño se hace menos vulnerable que el segundo diseño. Lo cual se debe a que ambos, presentan desplazamientos de fluencia similares en sus curvas de capacidad dinámica (Fig. 4.18d); sin embargo, la resistencia de fluencia resulta distinta para ambos diseños, siendo el primero la de mayor valor.

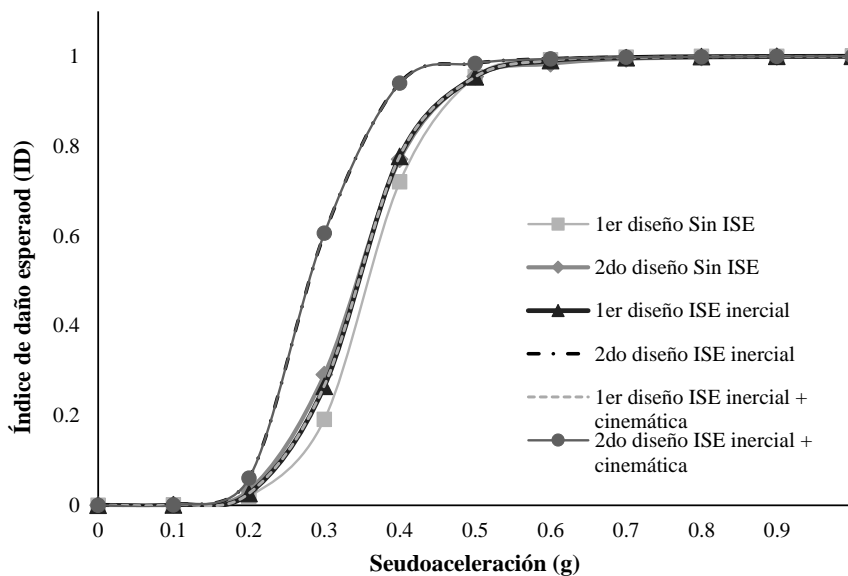


Figura 4.31 Curva de vulnerabilidad edificio 6 niveles

Asimismo, para los casos correspondientes al edificio de 8 niveles (Fig. 4.32), se aprecia un fenómeno muy similar que para ambos diseños de 6 niveles. En este caso se demuestra que, para ambas estructuras, a pesar de tener a la misma configuración estructural ninguno de los dos diseños presenta exactamente las mismas curvas de daño, se aprecia que en este caso el primer edificio de 8 niveles, la curva de daño presenta mayores desplazamientos al considerar la ISE que en el segundo diseño. Situación congruente con lo explicado con anterioridad referente a las diferencias del punto de fluencia que se presentan en las curvas de capacidad dinámica (Fig. 4.19d).

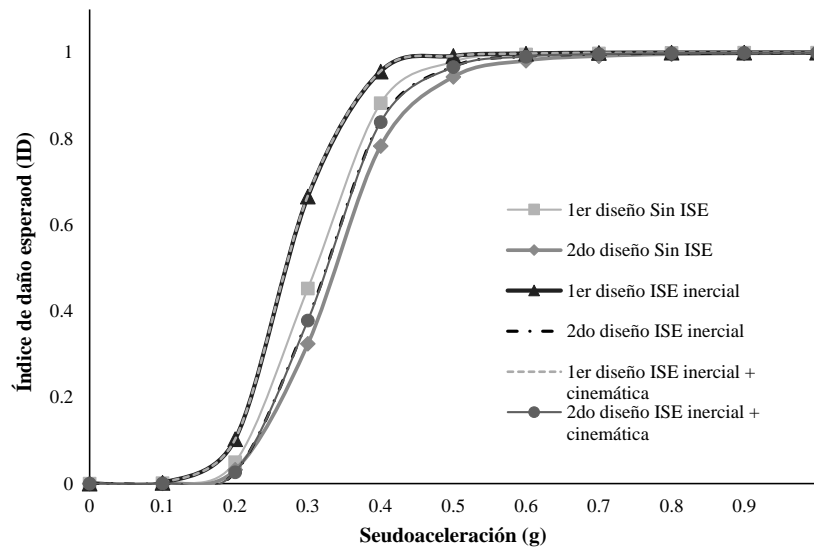


Figura 4.32 Curva de vulnerabilidad edificio 8 niveles

En cuanto al edificio de 10 niveles, (Fig. 4.33) se observa que, en comparación con los edificios de 6 y 8 niveles, al considerar la presencia del suelo y la cimentación, provoca que la curva de vulnerabilidad presente tendencias a volverse menos vulnerable que al no considerar la ISE. Lo que implica que la presencia de la cimentación en la respuesta provoca que se cuenten con menores desplazamientos en la respuesta estructural. Situación que se ratifica con lo explicado con anterioridad en la IDA's

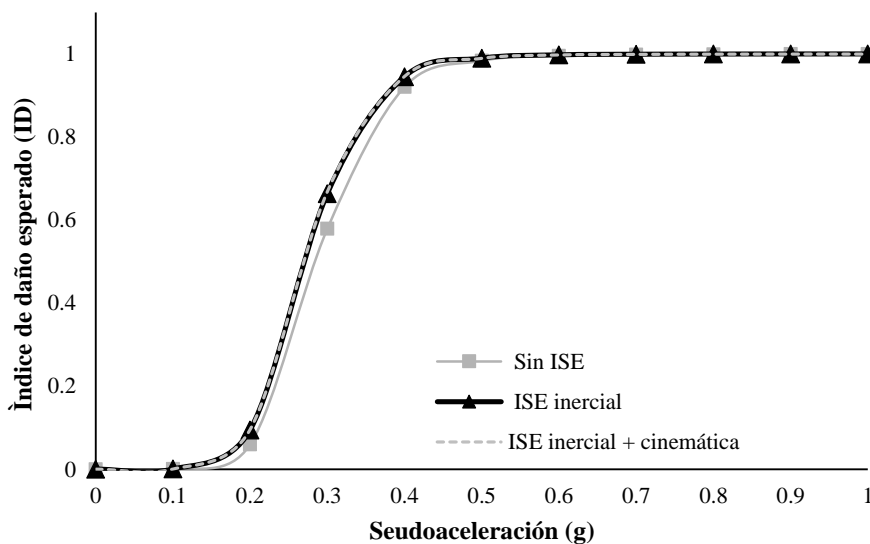


Figura 4.33 Curva de vulnerabilidad edificio 10 niveles

Finalmente, para el edificio de 12 niveles (Fig. 4.34) se ratifica lo expuesto en las curvas IDA 's, a pesar de que al considerar la ISE inercial, este presenta menores desplazamientos en su respuesta para intensidades mayores a 0.3g (es decir, cuando la respuesta se encuentra en la parte lineal); sin embargo, como en el método del cálculo del daño rige las distorsiones como parámetro de desempeño, se aprecia lo expresado con anterioridad, y es que, el periodo de la estructura se aleja del periodo del sitio y se localiza en la parte descendente del espectro de respuesta, obteniéndose menores desplazamientos y por tanto, menores daños globales acumulados.

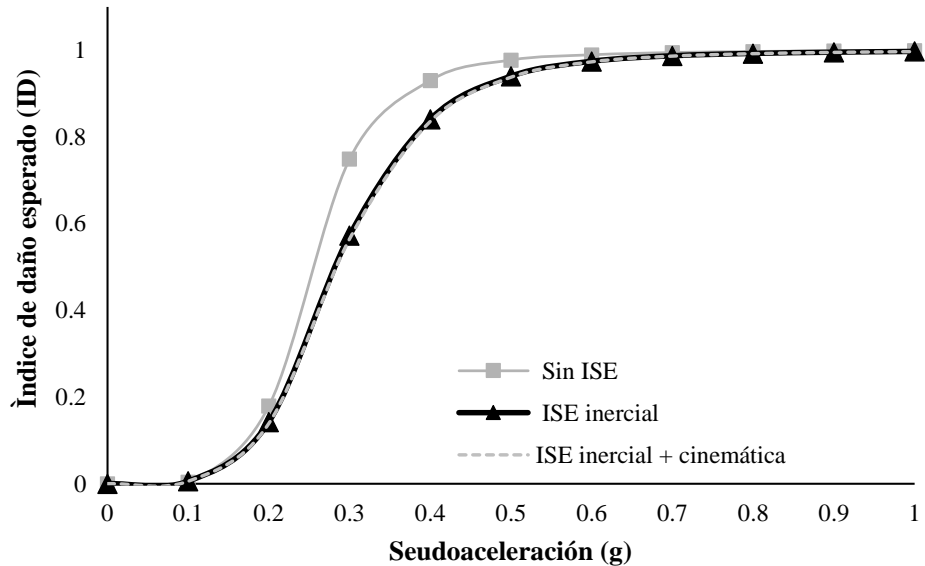


Figura 4.34 Curva de vulnerabilidad edificio 12 niveles

5 CONCLUSIONES

A diferencia de estructuras desplantadas en suelo firme, en suelos blandos, la presencia de una base flexible provoca un cambio en las propiedades dinámicas de la estructura, generando una respuesta estructural diferente a la de una estructura con base rígida. Dicha respuesta puede resultar más o menos favorable dependiendo de diversos factores, tales como, por ejemplo: las características del suelo, la cimentación o el comportamiento no lineal del sistema estructural.

Para el caso particular de esta investigación el considerar la ISE en la evaluación nos lleva a demandas mayores que las obtenidas con base rígida; sin embargo, esto no siempre sucede, en ocasiones se pueden presentar demandas menores al considerar la ISE por lo que resulta necesario siempre evaluar este fenómeno cuando las edificaciones se encuentren desplantadas sobre suelos blandos, ya que la presencia de la cimentación y el suelo representa un elemento importante en la respuesta estructural.

Debido a que este trabajo se realizó bajo ciertas limitaciones planteadas, en las siguientes investigaciones relacionados con el tema se recomienda atender los siguientes puntos:

- Emplear un modelo tridimensional en el estudio, ya que los efectos de torsión pueden tener una afectación importante en la respuesta estructural suelo-estructura;
- Se recomienda realizar diseños de cimentaciones más detallados, considerando mejoramiento del suelo o empleando rigideces en conjunto con pilas y pilotes, para acercar el estudio lo más acorde con la realidad posible;
- Realizar un modelado más completo del suelo, tomando en cuenta la no linealidad cuando este se ve sometido a demandas sísmicas, lo que llevaría a resultados más precisos en el conocimiento de la respuesta estructural, ya que se podría predecir con una mayor exactitud bajo que demanda el suelo podría fallar y afectar la estabilidad de la edificación.
- En caso de que se busque realizar un modelado estructural de una edificación construida con un reglamento pasado (como el de la presente investigación), se recomienda realizar un modelado estructural considerando la degradación de las propiedades mecánicas de la estructura para los eventos importantes a las que se ha encontrado sometida, asimismo, evaluar el efecto de fenómenos meteorológicos en el estado de la edificación.
- Considerar en una evaluación, el cambio en las propiedades del subsuelo por la extracción de agua, que además genera un hundimiento regional que puede afectar de manera indirecta la respuesta estructural.

De acuerdo con los resultados planteados se demuestra que, las filosofías de diseño anteriores afectan de manera significativa el desempeño estructural de edificaciones, llevando así a estructuras más vulnerables en términos del daño para intensidades sísmicas relativamente bajas. Situación que se constató en el caso de estudio, en el que, todas las estructuras presentan curvas muy similares en su respuesta estructural. Asimismo, verificar la importancia de considerar la

ISE en cualquier análisis cuando este se realice en zonas de suelo blando, así como los suelos de la Ciudad de México. A su vez, el aumento del periodo de la estructura cuando esta presenta daño nos lleva a demandas menores en el espectro de respuesta y por tanto, a menores daños esperados, tal y como se demostró en la edificación de 12 niveles del presente estudio.

Es importante hacer mención que la respuesta obtenida en los resultados del caso de estudio planteado únicamente es válida para las consideraciones que se tomaron en cuenta y específicamente para estas edificaciones en particular, este no representa la realidad; sin embargo, es un paso importante resaltar que, este estudio es una base para que futuras investigaciones puedan tomar en cuenta las consideraciones que aquí se realizaron y que mejor se adecuen a los alcances de cada trabajo. Asimismo, demostrar la importancia que se tiene en zonas de suelo blando de la Ciudad de México, siempre considerar la ISE para evaluación y diseños, ya que de no hacerlo nos puede llevar a malas interpretaciones en la respuesta estructural y desconocer de manera precisa, bajo que demandas se encuentra sometida la estructura en cuestión.

6 REFERENCIAS

- Amezcuca, X. (2019). *Evaluación geotécnica estructural de la cimentación de un edificio de 11 niveles reforzado debido al sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017*. Tesina, UNAM.
- Arroyo, D. y Ordaz, M., (2007). *Hysteretic Energy Demands for SDOF Systems Subjected to Narrow Band Earthquake Ground Motions*. Journal of Earthquake Engineering.
- Avilés, J. (1999). *Interacción suelo-estructura: Conceptos de diseño*, Revista de Ingeniería Sísmica
- Avilés, J. Pérez Rocha, L. (2004), *Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo estructura*, Revista de ingeniería sísmica No. 71, pp 1-36
- Bazán, E. y Meli, R. (2001), *Diseño sísmico de edificios*, Ed. Limusa, Distrito Federal, México.
- Bojórquez, R. (2017) “*Efecto del daño acumulado por sismos en estructuras mediante energía histerética disipada*” Tesis de maestría, UNAM.
- Bonett, R., (2003) “*Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*” Tesis doctoral, UNAM
- Bozorgnia, Yousef, y Vitelmo V. Betero. (2006). *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. Primera. Florida: CRC Press
- Bowen, Z., Feng, X., Yang, L., Zhu, M., Mingming, R., (2021) “*Regional seismic damage analysis considering soil-structure cluster interaction using lumped parameter model: a case study of Sichuan University Wangjiang Campus buildings*” Bulletin of Earthquake Engineering.
- Bowles, J., *Foundation analysis and design* (1996), McGraw-Hill Companies, Inc. New York.
- DDF, Departamento del Distrito Federal. (1977), *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Diario Oficial de la Federación.
- DDF, Departamento del Distrito Federal. (1977c), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, Diario Oficial de la Federación.
- DDF, Departamento del Distrito Federal. (1977d), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Diario Oficial de la Federación.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lozano-Santa Cruz, R., Dávila-Alcocer, V.M., Vallejo, E. y Girón, P. (1998). *Physical, chemical, and mineralogical properties of Mexico City: a geotechnical perspective*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, No. 4, pp. 600-610.
- ERN-LA (2009), *Vulnerabilidad de edificaciones e infraestructura* Informe técnico ERN-CAPRA T1-5
- Espinoza F. (1999). *Determinación de Características Dinámicas de Estructuras*. Tesis Doctoral de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos y

Puertos Universidad Politécnica de Cataluña, España, 170 pp.

Fernández, L. y Áviles, J. (2008). *Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda*. Revista de Ingeniería Sísmica No.79 pp 71-90.

Garzón T., (2018) *Correlación del comportamiento estructural con un índice de daño para condiciones de suelo blando*. Tesis de Licenciatura, UNAM.

GCDMX, Gobierno de la Ciudad de México (2020). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, México.

González, C. (2019). *Estimación de la resiliencia sísmica en escuelas del sector público*. Tesis de Maestría, UNAM.

González R, González M, Niño M. (2022). *Creación de una base de datos de edificios en suelo blando de la ciudad de México para fines de Vulnerabilidad estructural*, XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Juriquilla, Querétaro.

Ibarra I.F., Medina R.A. y Krawinkler, H. (2005), *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration* *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, octubre, pp.1489 - 1511.

Instituto de Ingeniería, U. (1977). *Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y Comentarios*. Diario Oficial de la Federación.

Instituto de Ingeniería, U. (2020), *Actualización de la zonificación sísmica de la Ciudad de México y áreas aledañas-parte norte*, Gobierno de la Ciudad de México

Kausel, E. (2006). *Fundamental Solutions in Elastodynamics: A Compendium*. Cambridge, University Press, UK.

Kausel, E., Whitman, R.V., Morray, J.P., and Elsabee, F. (1978). *The spring method for embedded foundations*. *Nuclear Engineering and Design*, 48, 377–392

Kausel, E. (2010). *Early history of soil-structure interaction*. Volume 30. Pages 822-832.

Mayorga, Vela, Carlos Alberto. (2011) *Caracterización Mecánica y Modelamiento Estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido*. Investigación de Magister de Estructuras, Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia

McKenna, Frank y otros. (2017), *OpenSees*, Berkeley, California: University of California, <http://opensees.berkeley.edu>

Marsal, R.J. y Mazari, M. (1959). *The Subsoil of Mexico City. Contribution to the First Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation*. Engineering, Ciudad de México, México.

Ruíz, G. y Miranda, E., *Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites*, Earthquake engineering and structural dynamics

Moustafa, M. y Fadzli, M. y Noroozinejad, F. (2020) *The seismic vulnerability*

assessment methodologies: A state-of-art-review School of Civil Engineering, Malasia

Poulos, H.G., and David, E.H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley & Sons.

Popov, E. P. (1968) *Introduction to the Mechanics of Solids*. Englewood Cliffs, NJ.: PrenticeHall

Reinoso, E (1995). “*Riesgo sísmico de la Ciudad de México*”. Academia de ingeniería en México, Distrito Federal, México. Ciudad de México, México.

Reinoso, E. (2007) “*Características sísmicas de la Ciudad de México: Amplificación de las ondas sísmicas en el Valle de México, características del movimiento del terreno y microzonificación de la Ciudad*”.

Rodríguez, J. A. (2006), Los suelos lacustres de la Ciudad de México, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.*, 6, pp. 20.

Rothe, J.P. (1967) *Cartes de séismicité de la France* Ann. IPG Strasbourg. Volume 8, pp. 3-10.

Rosenblueth E., Sánchez-Sesma F.J., Ordaz M. y Singh S.K. (1987). *Espectros de diseño en el reglamento para las construcciones del Distrito Federal*, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México.

Sofiane, A. (2008) *Global RC Structural damage index bas on the assessment of local*

material damage. Journal of advanced concrete technology.

Soriano, A. (1989), *Interacción suelo-estructura. Modificación del movimiento*, Revista Física de la tierra. Universidad Complutense de Madrid.

Tyapin A.G. (2019). *Soil-structure interaction in seismic analysis*, Estocolmo, Suiza, pp. 1-5

Vamvatsikos, D., Cornell, C., (2002). *The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering*. 12th European conference on earthquake engineering. Elsevier science.

Veletsos, A., Meek. J. (1974) *Dynamic behaviour of building-foundation systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3.

Zeevaert, L. (1949), *An investigation of the engineering characteristics of the volcanic lacustrine clay deposit beneath Mexico City*. Urbana, Illinois.

7 ANEXOS

Número de registro	Estación	Clave	Fecha	Orientación	Magnitud
Sismo 1	Alameda Central	AL140995EW	14/08/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 2	Alameda Central	AL140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 3	Alameda Central	AL250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 4	Alameda Central	AL250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 5	Buenos Aires	BA101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 6	Buenos Aires	BA101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 7	Buenos Aires	BA241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 8	Buenos Aires	BA241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 9	Balderas	BL101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 10	Balderas	BL101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 11	Balderas	BL250489EW	24/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 12	Balderas	BL250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 13	Candelaria	CA101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 14	Candelaria	CA101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 15	Candelaria	CA250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 16	Candelaria	CA250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 17	Multifamiliar Juárez	CJ140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 18	Multifamiliar Juárez	CJ140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 19	Multifamiliar Juárez	CJ250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 20	Multifamiliar Juárez	CJ250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 21	Escuela Secundaria Técnica No. 18	CO101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 22	Escuela Secundaria Técnica No. 18	CO101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 23	Escuela Secundaria Técnica No. 18	CO140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 24	Escuela Secundaria Técnica No. 18	CO140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 25	Escuela Secundaria Técnica No. 3	CUPJ140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 26	Escuela Secundaria Técnica No. 3	CUPJ140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3

Sismo 27	Escuela Secundaria Técnica No. 2	GA101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 28	Escuela Secundaria Técnica No. 2	GA101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 29	Escuela Secundaria Técnica No. 2	GA140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 30	Escuela Secundaria Técnica No. 2	GA140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 31	Jamaica	JA101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 32	Jamaica	JA101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 33	Jamaica	JA140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 34	Jamaica	JA140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 35	Jamaica	JA241093NS	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 36	Jamaica	JA241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 37	Jamaica	JA250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 38	Jamaica	JA250489NS	24/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 39	Escuela Secundaria Diurna No. 23	LI250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 40	Escuela Secundaria Diurna No. 23	LI250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 41	Escuela Primaria Plutarco Elías Calles	PE140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 42	Escuela Primaria Plutarco Elías Calles	PE140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 43	Escuela Primaria Rodolfo Méndez	ROD250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 44	Escuela Primaria Rodolfo Méndez	ROD250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 45	Roma (CENAPRED)	ROM101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 46	Roma (CENAPRED)	ROM101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 47	Roma (CENAPRED)	ROM140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 48	Roma (CENAPRED)	ROM140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 49	Roma (CENAPRED)	ROM250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9

Sismo 50	Roma (CENAPRED)	ROM250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 51	Roma Norte A	ROMAS101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 52	Roma Norte A	ROMAS101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 53	Roma Norte B	ROMBS101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 54	Roma Norte B	ROMBS101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 55	Roma Norte B	ROMBS140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 56	Roma Norte B	ROMB140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 57	Roma Norte B	ROMBS241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 58	Roma Norte B	ROMBS241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 59	Roma Norte C	ROMCS140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 60	Roma Norte C	ROMCS140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 61	Roma Norte C	ROMCS241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 62	Roma Norte C	ROMCS241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 63	Secretaria de Comunicación y Transporte	SCT101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 64	Secretaria de Comunicación y Transporte	SCT101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 65	Secretaria de Comunicación y Transporte	SCT190985EW	19/09/1985	Este-Oeste	8.1
Sismo 66	Secretaria de Comunicación y Transporte	SCT190985NS	19/09/1985	Norte-Sur	8.1
Sismo 67	Secretaria de Comunicación y Transporte	SCT241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 68	Secretaria de Comunicación y Transporte	SCT241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 69	San Simón	SI250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 70	San Simón	SI250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 71	Deportivo Antonio Caso	TL101294_2EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 72	Deportivo Antonio Caso	TL101294_2NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 73	Tlatelolco	TL101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 74	Tlatelolco	TL101294NS	10/12/1994	Norte-Sur	6.3
Sismo 75	Deportivo Antonio Caso	TL140995_2EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 76	Deportivo Antonio Caso	TL140995_2NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 77	Tlatelolco	TL140995EW	14/09/1995	Este-Oeste	7.3
Sismo 78	Tlatelolco	TL140995NS	14/09/1995	Norte-Sur	7.3
Sismo 79	Tlatelolco	TL241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 80	Tlatelolco	TL241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 81	Tlatelolco	TL250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9

Sismo 82	Tlatelolco	TL250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 83	Unidad Colonia IMSS	UC241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 84	Unidad Colonia IMSS	UC241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 85	Unidad Colonia IMSS	UC250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 86	Unidad Colonia IMSS	UC250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 87	Venustiano Carranza	VG250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 88	Venustiano Carranza	VG250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 89	La Viga	VM241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 90	La Viga	VM241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 91	La Viga	VM250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 92	La Viga	VM250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9
Sismo 93	Jardín de Niños Xochipilli	XP101294EW	10/12/1994	Este-Oeste	6.3
Sismo 94	Jardín de Niños Xochipilli	XP101294NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.3
Sismo 95	Jardín de Niños Xochipilli	XP241093EW	24/10/1993	Este-Oeste	6.5
Sismo 96	Jardín de Niños Xochipilli	XP241093NS	24/10/1993	Norte-Sur	6.5
Sismo 97	Jardín de Niños Xochipilli	XP250489EW	25/04/1989	Este-Oeste	6.9
Sismo 98	Jardín de Niños Xochipilli	XP250489NS	25/04/1989	Norte-Sur	6.9