



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**VULNERABILIDAD SISMICA ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO ESCOLAR UBICADO EN LA CIUDAD DE
MEXICO CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO
ESTRUCTURA**

T E S I N A

OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A

ING. DANIEL GONZALEZ GUZMAN

DIRECTOR DE TESINA: **DR. MAURO POMPEYO NIÑO LAZARO**

CIUDAD DE MÉXICO 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos

El presente documento no habría podido ser realizado sin la ayuda de la Universidad Nacional Autónoma de México, quienes me dieron la oportunidad de estudiar esta especialización.

Quisiera comenzar agradeciendo especialmente a mi tutor, el Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro, quien me brindó su atención, confianza, paciencia, interés y consejos.

Agradezco también a mis padres, ya que gracias al amor y educación que me brindaron he podido llegar a esta etapa de mi vida.

Agradezco de corazón a mi novia Dennys ya que gracias a ti soy un hombre libre, valiente, amoroso y honorable.

Un agradecimiento para la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo brindado a través del patrocinio del proyecto IN115418 *“Propuesta de una metodología para la evaluación de la resiliencia estructural sísmica en infraestructura escolar pública”*.

Gracias también al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo brindado a través del patrocinio del proyecto A1-S-35223 *“Definición de demandas sísmicas para el diseño de estructuras basado en riesgo y resiliencia”*.

Agradezco a mis profesores, familia y amigos. Sin sus enseñanzas, consejos y amistad no hubiera podido alcanzar este logro. Gracias también a todas las personas que he conocido a lo largo de este camino. Cada uno de ustedes ha dejado marca en mí. Ustedes también han ayudado a crecer.

Contenido

1. Introducción	7
1.1. Antecedentes	8
1.2. Problemas presentados	9
1.2.1. Sitios donde es importante tener en cuenta la Interacción suelo estructura	9
1.2.2. Daños que han sufrido las estructuras debido a no considerar la Interacción suelo estructura	10
1.3. Trabajos orientados a tomar en cuenta	11
1.3.1. Diseño de la estructura	11
1.3.2. Análisis dinámico incremental (IDA)	12
1.3.3. Vulnerabilidad sísmica estructural	13
2. Interacción suelo-estructura	15
2.1 Introducción	15
2.2 Tipos de Interacción suelo estructura	15
2.2.1 Interacción estática	15
2.2.2 Interacción dinámica	15
2.2.2.1 Interacción inercial	16
2.2.2.1.1 Interacción inercial (NTCS-20)	16
2.2.2.2 Interacción cinemática	17
2.2.2.2.1 Interacción cinemática (NTCS-20)	18
2.3 Periodo de vibrar y Amortiguamiento	18
2.3.1 Periodo de vibrar con (NTCS-20)	18
2.3.2 Amortiguamiento	19
2.3.2.1 Amortiguamiento efectivo CFE	19
2.3.2.2 Amortiguamiento efectivo ASCE-16	20
2.3.2.3 Amortiguamiento efectivo NTCS-20	21
2.4 Factores de los que depende la interacción inercial suelo-estructura en su respuesta sísmica	21
2.5 Interacción cinemática y factores que determinan la importancia de la interacción cinemática	21
2.6 Procedimiento para considerar la ISE en la estimación de la vulnerabilidad estructural	22
3. Caso de estudio	30
3.1. Generalidades	30

3.1.1.	Ubicación de los edificios escolares	30
3.1.2.	Materiales	31
3.1.3.	Acero de refuerzo	31
3.1.4.	Descripción de los edificios escolares	31
3.2.	Bases de diseño	32
3.2.1.	Clasificación	32
3.2.2.	Deformaciones aceptables.....	33
3.2.3.	Casos y combinaciones de cargas de diseño	33
3.2.4.	Condiciones de regularidad	35
3.3.	Análisis de cargas	35
3.3.1.	Cargas verticales	35
3.3.2.	Cargas por sismo, espectros de diseño y coeficiente sísmico.....	37
3.4.	Interacción suelo-estructura	38
3.5.	Ejemplos de diseño	39
3.5.1.	Losas	39
3.5.2.	Trabes y columnas.....	39
3.6.	Evaluación estructural.....	40
3.6.1.	Modos de vibrar de la estructura.....	40
3.7.	Estados límite	43
3.7.1.	Revisión de desplazamientos verticales.....	43
3.7.2.	Revisión de distorsiones de entrepiso laterales.....	43
4.	Análisis Dinámicos Incrementales (IDA).....	46
4.1.	Amenaza sísmica	46
4.2.	Relaciones momento-rotación para los elementos estructurales.....	49
4.3.	Relaciones momento-rotación analíticas y bilinealizadas que se asignaron a los marcos	50
4.4.	Modelos de histéresis empleados.....	52
4.5.	Resultados de los análisis IDA	53
5.	Vulnerabilidad sísmica estructural	59
5.1.	Funciones de daño	59
5.2.	Curvas de vulnerabilidad.....	63
5.3.	Análisis de resultados de las curvas de vulnerabilidad promedio.....	65
6.	Conclusiones y recomendaciones.....	69

1 **Referencias:**..... 71

1. Introducción

La Ciudad de México es una de las ciudades más antiguas en el hemisferio occidental. Ocupa una planicie (que fue un lago) rodeada por montañas con más de 20 millones de personas. El subsuelo de la Ciudad de México tiene propiedades únicas, con contenidos de agua, índice de plasticidad y de compresión muy altos (Díaz, 2006). La república mexicana se encuentra situada en una región con una gran sismica debido a que se encuentra en el área conocida como “*cinturón circumpacífico*”, una zona que concentra la mayor actividad sísmica del planeta y que rodea en casi su totalidad el océano pacífico a lo largo de las costas de América del sur hasta Alaska y pasando por Japón y las indias orientales (Hernández, 2017). En la figura 1.0 se muestra un mapa de los terremotos ocurridos a partir de 1966, con magnitud superior a 6 en escala de Richter (Bol, 1999).

Como quedo claro anteriormente, la Ciudad de México posee una sismicidad significativamente alta. Dos ejemplos de esto son los sismos ocurridos el 19 de septiembre de 1985 (con su epicentro en las costas de Michoacán a más de 400 km de la capital y una magnitud de 8.1) y el del 19 de septiembre de 2017 (a 120 km al sur de la ciudad, dentro de la placa de cocos “*sismo intraplaca*” y con una magnitud de 7.1). Estos sismos causaron que muchos edificios sufrieran asentamientos, inclinaciones o incluso que se derrumbaran, costando lamentablemente vidas humanas y grandes daños económicos. La vulnerabilidad de las estructuras en la Ciudad de México se confirma con estos eventos. Debido a esto, los reglamentos de construcción se han actualizado con el paso del tiempo para poder diseñar estructuras más sólidas que puedan prevenir catástrofes como la pérdida de vidas humanas.

En suelos de rigidez baja como los de la Ciudad de México, las estructuras, ante cargas sísmicas, presentan un comportamiento distinto a como se han idealizado con suelos rígidos. Dada a la baja rigidez del suelo, este tiende a deformarse y causa mayores desplazamientos en las estructuras. Lo mencionado tiene múltiples desventajas, ya que tener mayores desplazamientos las estructuras puede provocar choques con las estructuras colindantes. Los objetos que están dentro también son afectados por el movimiento y pueden llegar caer y golpear a quienes se encuentran adentro. Algunos elementos estructurales pueden llegar a presentar deformaciones mayores por estos desplazamientos y podrían llegar a provocar incluso su colapso.

La interacción que existe entre el suelo y la estructura puede, en ocasiones, aumentar o reducir las fuerzas sísmicas. Por lo tanto, es de suma importancia considerarla para lograr la máxima aproximación de la estructura construida ante los movimientos sísmicos. Para esto es necesario dar a conocer a la comunidad de la construcción la importancia de los efectos que causa no considerar la interacción entre el suelo y la estructura, así como implementar en los reglamentos de diseño los requisitos mínimos a considerar en estas interacciones y

lograr plantear con mayor certeza a lo que pueden llegar a enfrentarse las estructuras. Debido a esto, las estructuras en la actualidad necesitan ser concebidas con la filosofía de diseño basado en desempeño estructural. El diseño por desempeño estructural busca que la estructura tenga un comportamiento adecuado durante diferentes intensidades sísmicas (Miranda, 2000).

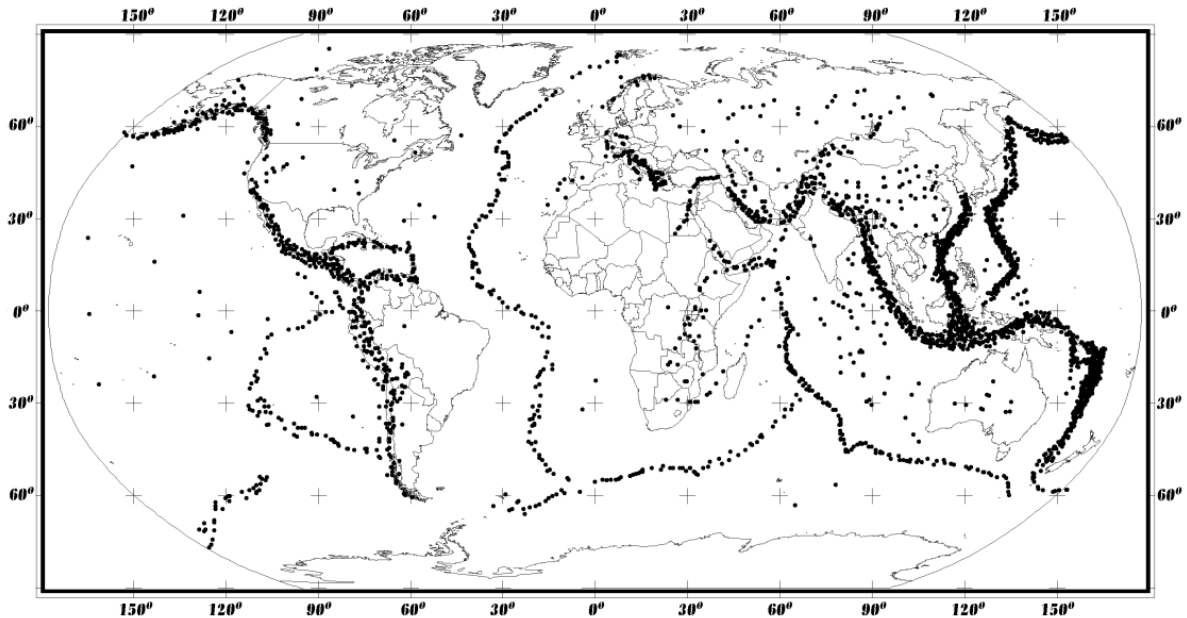


Figura 1.0. Mapa de sismicidad global a partir de 1966 con escala de Richter mayor a 6 (Bolt, 1999).

1.1. Antecedentes

Los niveles de daño estructural que experimentaron algunas estructuras a consecuencia de eventos sísmicos destructivos pusieron en evidencia que los procedimientos basados en análisis elásticos y fuerzas son difíciles de relacionar con el desempeño estructural, ya que no resultan adecuados para predecir el comportamiento sísmico de las estructuras. Ante esto se han tenido que buscar nuevas metodologías para el diseño sísmico de las estructuras, como los análisis por desplazamientos y el comportamiento no lineal, para así poder evaluar el desempeño sísmico de las estructuras tomando en cuenta la rigidez y amortiguamiento del suelo. Está demostrado que los análisis inelásticos junto con los índices de daño pueden proveer predicciones precisas de la capacidad estructural. Los efectos del suelo al momento de un sismo ante la estructura son llamados Interacción dinámica suelo-estructura (ISE); lo que estos movimientos sísmicos causan, aparte del desplazamiento de la estructura, es que también exista un movimiento en el suelo, dando así una respuesta estructural más apegada a la realidad. Esto causa alargamiento de periodo, aumento del amortiguamiento y afecta el comportamiento de la cimentación y estructura.

1.2. Problemas presentados

A continuación se presentan algunas razones por las que la interacción suelo-estructura tiene impacto en la respuesta estructural ante un sismo y los daños que puede causar no considerar la ISE.

1.2.1. Sitios donde es importante tener en cuenta la Interacción suelo estructura

El efecto de la ISE es generar un sistema estructural más flexible con respecto al de base rígida. Por lo general es importante que en suelos blandos se considere la ISE. En suelos rocosos, a diferencia, no influye tanto el movimiento de la cimentación respecto al suelo debido a su gran rigidez. Los efectos de la interacción suelo-estructura son de gran importancia en suelos blandos como las arcillas de la zona del lago en la ciudad de México, pero también pueden ser de importancia en suelos de mediana rigidez como los de la zona de transición. Durante la respuesta sísmica de un estructura cimentada en roca, el movimiento en la base de la estructura (*punto 1, figura 1.1 a*) es prácticamente el mismo que si no estuviera la estructura, entonces la estructura se puede modelar con base empotrada *b*) (Miranda, 1999).

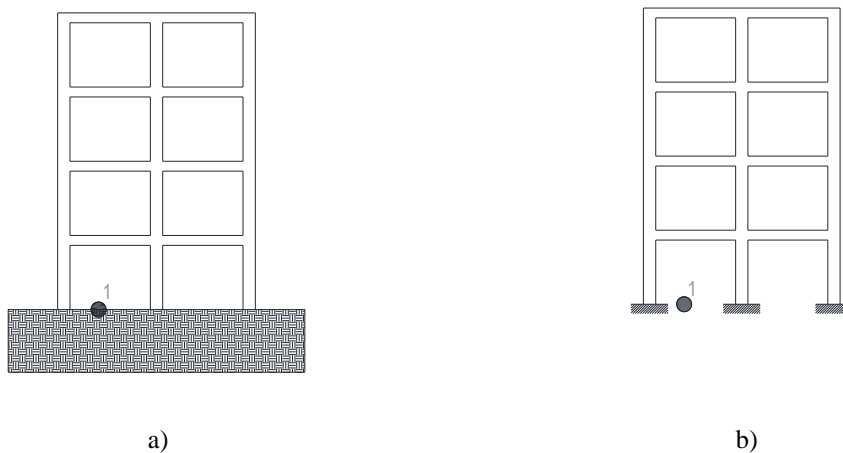


Figura 1.1. Se muestra un sistema de marcos a) sistema de marco sobre roca b) sistema de marco con apoyos empotrados (modificado de Miranda, 1999)

En la figura 1.2 se muestra un sistema de marcos sobre un suelo blando. La figura 1.2a se muestra sin respuesta sísmica en los puntos 1 y 2, los cuales están en la misma posición; al momento de un sismo, la estructura y el suelo tendrán diferentes desplazamientos a los presentados en la parte rocosa, esto es por el cambio de rigidez del suelo (*figura 1.2 b*). No hay que olvidar que la rigidez es la relación entre la fuerza que se necesita para lograr un desplazamiento unitario.

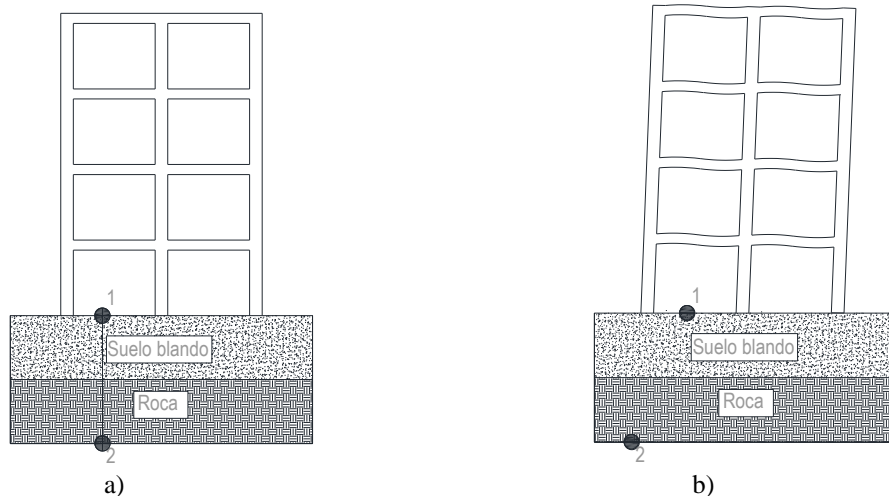


Figura 1.2. Se muestra un sistema de marcos sobre un suelo blando a) sistema de marco sin respuesta sísmica b) sistema de marcos con respuesta sísmica (modificado de Miranda, 1,999)

1.2.2. Daños que han sufrido las estructuras debido a no considerar la Interacción suelo estructura

Al no considerar la interacción suelo-estructura, los desplazamientos solo se producen en la estructura, mientras que en la base no hay repercusión alguna de éstos. Puede ocurrir que en suelos con poca rigidez que, en un movimiento sísmico, se desplace la estructura y el suelo, lo que podría inducir que se generen concentraciones de esfuerzos que no se tenían contempladas en los elementos. Un ejemplo análogo de esto es un sistema de marcos en el que la mitad del edificio (*figura 1.3a*) tiene muros y la otra mitad no (*figura 1.3b*). Esto provoca que, debido a la diferencia de rigidez en los elementos próximos, la parte más rígida (muros, ver *figura 1.3a*) de la estructura se esfuerce, sobrepasando su capacidad y llegando a provocar una falla en los elementos. Por otro lado, en un sistema sin muros (*figura 1.3b*) los elementos se deformaran simétricamente y sin concentración mayor de esfuerzos en sus elementos.

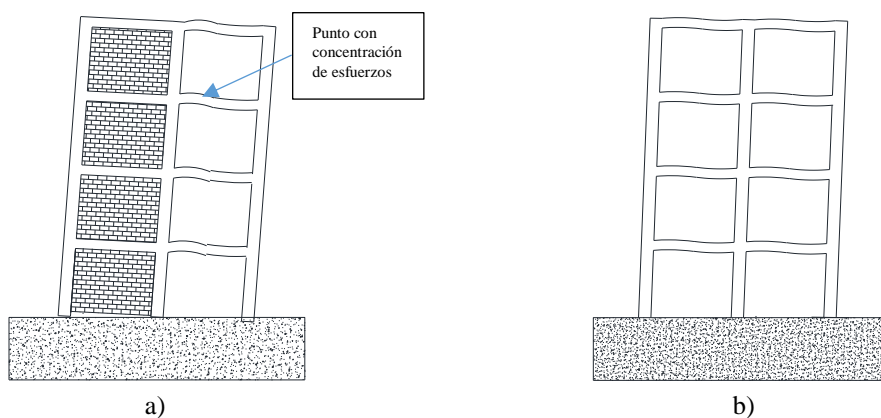


Figura 1.3. Se muestra un sistema de marcos sobre un suelo blando a) sistema de marco con mayor rigidez de un lado considerando la ISE con respuesta sísmica b) sistema de marco simple considerando la ISE con respuesta sísmica.

Esto se puede traducir a que los elementos, mientras más rígidos, mayor fuerza recibirán, por lo que mientras más flexibles sean, la fuerza recibida será menor y habrá cierta disipación de energía. Un caso similar es el de las columnas cortas (*figura 1.4 a*) donde al momento de ocurrir las fuerzas laterales, la parte más flexible de la columna es la que falla. En el sistema global de la estructura pasa algo similar, solo que con distinta dirección. Como este ejemplo existen muchos otros problemas de volteo en estructuras esbeltas en los que es importante considerar la ISE.

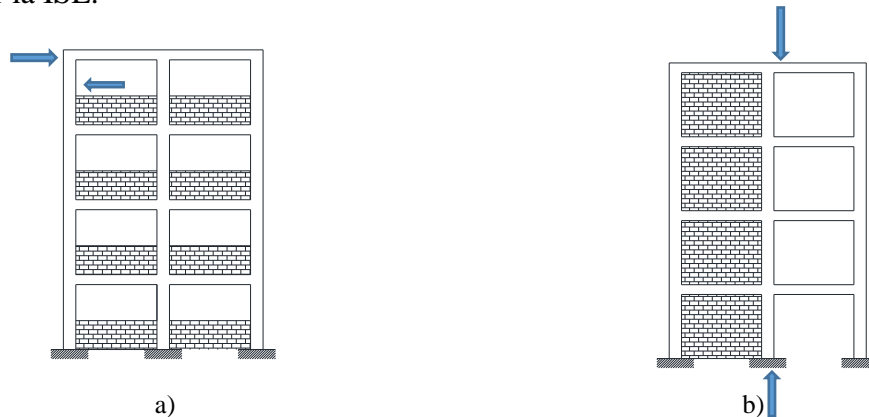


Figura 1.4. Se muestra un sistema de marcos con columnas cortas a) sistema de marco con mayor rigidez de un lado considerando la ISE con respuesta sísmica b) sistema de marco con mayor rigidez de un lado.

1.3. Trabajos orientados a tomar en cuenta

A continuación se presentan los trabajos a realizar en este documento para obtener la vulnerabilidad estructural de 6 edificios de los cuales 3 consideran la interacción suelo-estructura mientras que los otros 3 no toman en cuenta dicha.

1.3.1. Diseño de la estructura

Con fines de este trabajo se estudiarán 6 edificios en los cuales se realizó el análisis estructural para comparar la respuesta con y sin interacción suelo-estructura. Esto significa que se consideraran la rigidez y amortiguamiento del suelo al momento de presentarse acciones sísmicas en las estructuras.

De los 6 edificios, 2 fueron analizados con las Normas Técnicas Complementarias 2020 por sismo y concreto (NTCS-20) y (NTCS-20) (de los 2 edificios uno fue analizado con base fija y el otro con la Interacción suelo-estructura, lo mismo ocurre con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F.1987 por sismo y concreto (NTCS-87) y (NTCS-87) y los Manuales de Diseño por sismo y diseño de concreto (NTCS-77) y (NTCS-7) del Reglamento de Construcciones para el D.F.1977 (DDF, 1977; DDF, 1987; GCM, 2020). Por lo tanto 2 de los 6 edificios serán diseñados y analizados con cada uno de estos reglamentos.

Para los edificios analizados con las NTCS-77 y NTCS-87, las fuerzas sísmicas se aplicarán con el análisis estático, mientras que para el edificio diseñado con las NTCS-20 se realizará el análisis modal espectral. En todos los casos se tomaran los entrepisos como diafragmas

rígidos y se obtendrán armados de los elementos siguiendo los lineamientos de cada reglamento.

1.3.2. Análisis dinámico incremental (IDA)

IDA es un método de análisis para estudiar exhaustivamente el comportamiento estructural bajo cargas sísmicas cíclicas. Este método implica realizar análisis dinámicos no lineales sometidos a uno o varios registros sísmicos escalados a múltiples niveles de intensidad, lo que fuerza a la estructura a tener un comportamiento de elástico a inelástico para lograr una inestabilidad dinámica global (Vamvatsikos y Cornell, 2002) y así generar una o más curvas de respuesta o de daño contra nivel de intensidad. Los análisis dinámicos no lineales se realizan con este procedimiento (y no los estáticos no lineales (push-over)) porque el estático no lineal da el punto de falla con una carga monótona creciente sin dar datos de pérdida de rigidez a través del tiempo, mientras que el dinámico no lineal te da el comportamiento de la estructura a través del tiempo bajo cargas cíclicas, las cuales generan una importante pérdida de rigidez y resistencia de los elementos.

El IDA permite calcular el daño global de estructuras para diferentes aceleraciones máximas del terreno y representa este resultado por medio de curvas de daño. El análisis dinámico incremental (IDA) es una herramienta que evalúa la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios.

Los objetivos que se buscan con los análisis IDA de acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002), son:

1. Entender a fondo el nivel de respuesta o demanda contra los niveles de intensidad del registro sísmico
2. Mejor comprensión de las implicaciones estructurales ante niveles poco frecuentes o más severos del movimiento del suelo.
3. Mejor comprensión de los cambios en la respuesta de la estructura cuando la intensidad del movimiento sísmico aumenta por ejemplo degradación de rigidez y resistencia de los materiales.
4. Una estimación global de la capacidad dinámica del sistema estructural.
5. Revisar la variabilidad de los puntos anteriores (resultados) de los registros sísmicos entre sí al final del estudio IDA de múltiples registros sísmicos

El propósito de los análisis IDA es registrar la medida de daño estructural a cada nivel de intensidad del movimiento de tierra escalado.

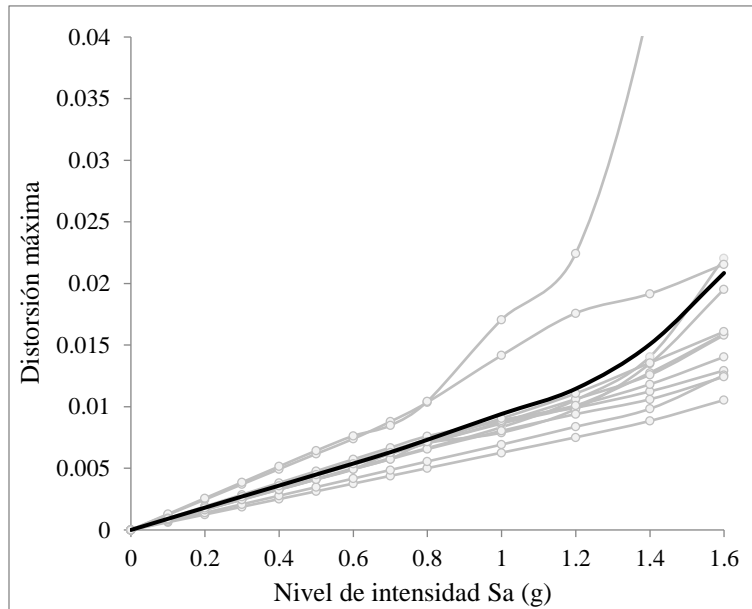


Figura 1.5. Se muestra un ejemplo de medida de daño asociado a distorsión máxima de entrepiso vs nivel de intensidad de varios registros escalados (como observación de la gráfica, las líneas que se mantienen rectas (hasta que comienzan a curvar), representan que la estructura aún no se ha dañado considerablemente, se mantienen en el rango elástico sus elementos)

1.3.3. Vulnerabilidad sísmica estructural

El termino vulnerabilidad, según la Real Academia Española se define como “algo que puede ser herido o recibir lesión, física o moralmente” y técnicamente “se utiliza como una escala para expresar las diferentes formas de responder de los edificios al ser sometidos a un terremoto” (Grünthal, 1998).

La vulnerabilidad sísmica se puede definir de la siguiente manera según Bolt, 1999: *es un valor único que permite clasificar a las estructuras de acuerdo a la calidad estructural intrínseca de las mismas, dentro de un rango de nada vulnerable a muy vulnerable ante la acción de un terremoto.*

Vulnerabilidad sísmica es la relación entre la intensidad del movimiento sísmico y el nivel de daño de la estructura. La vulnerabilidad se puede definir como “el daño que se espera ocurra en una estructura”; este depende propiedades mecánicas, geométricas, así como de las características de suelo.

El daño puede ocasionar que una estructura colapse, o en el mejor de los casos, que su reparación sea muy costosa. El daño estructural depende del comportamiento de los elementos resistentes de una estructura como son las vigas, columnas, muros de carga, sistemas de piso y esto tiene que ver con la calidad de los materiales que componen dichos elementos (Dolce, *et al.*, 1994). En recientes años, específicamente después del devastador temblor del 19 septiembre de 1985, han habido grandes avances en muchos aspectos de la ingeniería sísmica en México. En particular, los efectos del suelo en la Ciudad de México

han sido estudiados a fondo. Existen nuevos métodos para la evaluación de daños de la respuesta estructural. Esto ha dado lugar al desarrollo de un nuevo y más preciso método del cual se presentan algunos de los más aspectos relevantes: un nuevo enfoque para caracterizar las acciones sísmicas, *en el que la medida de intensidad es la máxima deriva inelástica de entrepiso* y curvas de intensidad vs daño en función de esta deriva (Ordaz, et al., 2000).

En la vulnerabilidad estructural el efecto del suelo en la amplitud de las ondas sísmicas ha sido crucialmente reconocido para la estimación de peligro sísmico. Esto es particularmente importante en la Ciudad de México, donde la amplificación debido a la geotecnia es enorme (Ordaz, *et al.*, 2000). Con respecto a los efectos de la interacción suelo-estructura en la evaluación de la vulnerabilidad, según los cálculos de Sáez, *et al.*, (2010), existe en general una reducción de la demanda sísmica cuando la interacción dinámica suelo-estructura es incluida, esta reducción de demanda está fundamentalmente asociada al amortiguamiento histerético y el amortiguamiento radial del suelo.

2. Interacción suelo-estructura

2.1 Introducción

La interacción suelo-estructura, ISE, representa el comportamiento de la cimentación con la estructura y el suelo al instante que los movimientos sísmicos llegan al sitio. En otras palabras, es la modificación del movimiento de la estructura a causa de la presencia de su cimentación. La ISE tiene dos efectos principales: 1) la interacción inercial, que es producida por las características de la súperestructura y 2) la interacción cinemática, que son las deformaciones del suelo y la cimentación por el paso de las ondas sísmicas. La presencia de la cimentación en el terreno genera un cambio de rigidez y amortiguamiento, lo que ocasiona, a su vez, modificaciones dinámicas de la estructura (modificación de campo libre). Como consecuencia a la omisión de la ISE, se puede llegar a provocar que la cimentación ya no esté empotrada o articulada. Al considerar la ISE en el diseño de la estructura, ésta se vuelve más flexible, lo que ocasiona una disminución en la rigidez (un incremento en el periodo) y, por lo tanto, desplazamientos mayores. Este cambio de periodo puede ser benéfico o perjudicial, ya que las ordenadas espectrales (S_a) pueden aumentar o disminuir (parte ascendente, o parte descendente de un espectro), lo que se ve reflejado en la fuerza que actuará sobre la estructura. Es importante evaluar la modificación de los desplazamientos con la ISE para tener certidumbre de si esto es perjudicial o no, ya que omitir esta consideración podría ocasionar que se rebasen los valores permitidos por las normatividades consideradas, o peor aún, ocasionar problemas de volteo o inestabilidad.

2.2 Tipos de Interacción suelo estructura

Existen dos tipos de interacción suelo-estructura; la interacción estática y la dinámica. No hay que confundir estas dos interacciones con los efectos de la ISE mencionados En el capítulo 2.1 (interacción inercial e interacción cinemática). Entonces, la interacción inercial e interacción cinemática que vamos a estudiar a continuación son efectos de la ISE y derivan de la interacción dinámica suelo-estructura. En este documento se estudia únicamente la interacción dinámica, dentro del tipo de interacción suelo-estructura.

2.2.1 Interacción estática

La interacción estática es la que se maneja con cargas estáticas a corto y largo plazo, generando comúnmente grandes deformaciones en el suelo. Para definir esta interacción se utilizan coeficientes de rigidez estática, donde los esfuerzos y las de formaciones están en fase (esto es, que existe una proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación). En este tipo de interacción no se consideran las propiedades de amortiguamiento del suelo.

2.2.2 Interacción dinámica

La interacción dinámica es la que se maneja con cargas dinámicas (cargas a corto plazo, variables en el tiempo) como acelerogramas o espectros de respuesta, generando deformaciones y desplazamientos en el suelo y la cimentación. En esta interacción se integra el amortiguamiento del suelo junto con coeficientes de rigidez denominados dinámicos, dando lugar a las funciones de impedancia laterales, verticales y rotacionales (resultado de la combinación de estos dos parámetros). Esto se es causado por las variaciones de aceleraciones a través del tiempo en los acelerogramas y espectros, lo que causa que las cargas y los desplazamientos ya no están en fase.

La interacción inercial y cinemática entran en esta interacción dinámica: la interacción inercial, por los movimientos laterales generados por el sismo y la interacción cinemática, por la modificación de campo libre y la radiación de las ondas sísmicas que se generan.

2.2.2.1 Interacción inercial

La interacción inercial se define como las fuerzas inerciales de la súper estructura que inciden en las deformaciones, desplazamientos (originan traslación y rotación de la cimentación) y fuerzas en el suelo y la cimentación; estas fuerzas generan momentos y cortantes en la base. La interacción inercial consiste en determinar las relaciones entre las fuerzas aplicadas y los desplazamientos en el suelo y cimentación. En la generalidad de los casos, es común que, para considerar la interacción inercial, se represente la rigidez y el amortiguamiento del suelo por medio de resortes y amortiguadores, llamados también funciones de impedancia, cuyas propiedades dependen de la frecuencia de la estructura.

La respuesta de la estructura con base flexible y la de base rígida proviene principalmente de la inercia y la flexibilidad del sistema completo. A este efecto se le conoce como interacción inercial y está controlado por la relación de rigideces entre la estructura y el suelo (Avilés y Fernández, 2008). También como menciona Pecker (2007), la interacción inercial es el movimiento inducido en la cimentación, esto genera oscilaciones en la superestructura las cuales generan fuerzas de inercia y momentos en la base. Las normas técnicas complementarias por sismo de la Ciudad de México del 2020 (NTC-20) muestran una metodología para calcular la interacción inercial suponiendo una cimentación circular equivalente.

2.2.2.1.1 Interacción inercial (NTCS-20)

En este apartado se muestran las ecuaciones de cortante en la base y desplazamientos afectados por la ISE según NTCS-20, con estas ecuaciones se pueden obtener el cortante basal y desplazamientos de la estructura con ISE.

A continuación revisaremos los planteamientos para realizar estos cálculos y poder lograr el análisis dinámico modal:

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis, el cortante basal modificado por la ISE (V'_{o1}), se corregirá por la interacción suelo-estructura empleando la siguiente ecuación:

$$V'_{o1} = a''W_e \quad (2.1)$$

Donde:

a'' : Es la SA espectral correspondiente al periodo de la estructura con ISE (se calcula para el periodo y amortiguamiento efectivos de dicho modo)

W_e : peso modal efectivo

La contribución de los modos superiores y la combinación de las respuestas modales se consideran en el caso de estructuras con base fija. Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental

de vibrar, para la condición de estructura con base rígida, se multiplicará por el factor cortante en la base de estructura con ISE entre cortante en la base de la estructura con base fija V'_{o1}/V_{o1} a fin de incluir los efectos de interacción inercial. El factor (V'_{o1}/V_{o1}) da ajuste a las fuerzas que actúan en la estructura ya sea aumento o disminución.

Los desplazamientos laterales del sistema estructural en la dirección de análisis, corregidos por efectos de la ISE (X'_{i1}) se determinarán con la ecuación (2.2)

$$X'_{i1} = \frac{V'_{o1}}{V_{o1}} \left[x_{i1} + \frac{V_{o1}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{o1}}{K_r} \right] \quad (2.2)$$

Donde:

M_{o1} : Momento de volteo en la base, asociado al modo fundamental en la dirección de análisis, sin modificar por ISE.

D : Profundidad de desplante de la cimentación.

K_h y K_r : Son las rigideces traslacionales y rotacionales del suelo.

h_i : Altura de la estructura.

X_{i1} : Desplazamiento lateral del i -ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado usando el modo fundamental en la dirección del análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por ISE

La contribución en los desplazamientos laterales de los modos superiores, se considerará como en el caso de estructuras con base fija. Los desplazamientos resultantes de la superposición modal deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado limite por choques con estructuras adyacentes (NTCS-20, 2020).

2.2.2.2 Interacción cinemática

La interacción cinemática es la modificación de la rigidez y el amortiguamiento en el suelo a causa de la presencia de la cimentación de la estructura que, a su vez, también modifica su movimiento ante acciones sísmicas. Estos cambios de rigidez y amortiguamiento provocan que las deformaciones y propiedades dinámicas del suelo y la cimentación cambien, a comparación del suelo sin cimentación, llamado modificación de campo libre (Peccker, 2007). El movimiento de la cimentación se modifica cuando llegan las ondas sísmicas, esto es llamado como “incoherencia” (variaciones en el ángulo de fase que, además, muestran un comportamiento estocástico) ocasionando que la cimentación presente diferentes deformaciones en el suelo. Los efectos de interacción cinemática originan modificaciones en las ordenadas espectrales de la acción sísmica que afecta a las estructuras. En términos generales, existirá una mayor interacción cinemática entre mayor sea el contraste entre la rigidez de la cimentación en comparación de la rigidez del suelo y entre mayor sea el tamaño de la cimentación en comparación con la longitud de onda del movimiento del terreno. Según Avilés y Fernández (2008) la modificación que presenta el movimiento al cuál se sujeta la estructura es debido principalmente a la gran rigidez de la cimentación en comparación con la del terreno, lo cual evita que los elementos que componen la cimentación se deformen de la

misma manera que el terreno. Esto genera la difracción y refracción de ondas por la cimentación. Este efecto es conocido como interacción cinemática.

2.2.2.2.1 Interacción cinemática (NTCS-20)

En este apartado se muestran el cálculo de la función de transferencia cinemática según A1 de las NTCS-20. Para incluir la interacción cinemática suelo-estructura, se deberá calcular la función de transferencia cinemática $H_{c(\omega)}$ como el cociente del movimiento en la base de la cimentación entre el movimiento de la superficie del terreno.

$$\begin{aligned} H_{c(\omega)} &= \cos\left(\frac{\pi \omega}{2 \omega_c}\right) \quad \text{si } \omega \leq 0.7\omega_c \\ H_{c(\omega)} &= 0.453 \quad \text{si } \omega > 0.7\omega_c \end{aligned} \quad (2.3)$$

ω : Frecuencia de la excitación

ω_c : Frecuencia fundamental de los estratos de suelo desde la superficie hasta la profundidad de desplante
 $D \quad \omega_c = \frac{\pi v_s}{2D}$

v_s : velocidad efectiva de ondas de cortante

El espectro de potencia se multiplicará por esta función de transferencia al cuadrado, con lo que se obtendrá el espectro de potencia en la cimentación.

2.3 Periodo de vibrar y Amortiguamiento

2.3.1 Periodo de vibrar con (NTCS-20)

El periodo es el intervalo de tiempo para que un sistema realice un ciclo de movimiento completo. El cálculo del periodo efectivo, (T'_e), del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis se determinará de acuerdo a las NTCS-20 con la ecuación (2.4).

$$T'_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (2.4)$$

T_e : Periodo de la estructura con base fija

T_h : Periodo de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (2.5)$$

T_r : Periodo de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (2.6)$$

g: Aceleración de la gravedad

W_e : Peso modal efectivo

H_e : Altura efectiva de la estructura, se tomará como el 70% de la altura total

K_h : Rigidez en traslación horizontal de la cimentación

K_r : Rigidez rotacional de la cimentación

2.3.2 Amortiguamiento

Durante el movimiento generado por un sismo existen factores en las propiedades del suelo y la cimentación que generan amortiguamiento, lo que causa una reducción de la amplitud del desplazamiento del movimiento vibratorio. Con el amortiguamiento la energía de vibración del suelo y la cimentación donde está la estructura se disipa de dos formas: 1) amortiguamiento por radiación, la cimentación genera ondas por su rotación y desplazamiento lateral, donde los efectos de radiación más importantes se deben a la rotación, y 2) amortiguamiento por pérdida de rigidez del suelo y disipación de energía (amortiguamiento histerético por comportamiento no lineal del suelo). En estos dos tipos de amortiguamiento aparece un proceso de disipación de ondas. Esto da a entender que la interacción entre la cimentación y el suelo generan amortiguamiento.

A continuación se muestran maneras de obtener el amortiguamiento con distintos códigos, en este documento se va a utilizar el amortiguamiento efectivo de las NTCS-20 (GCM, 2020).

2.3.2.1 Amortiguamiento efectivo CFE

El amortiguamiento efectivo se define como el porcentaje actuante de amortiguamiento que habrá entre la estructura y el suelo al momento de acciones dinámicas. De acuerdo a la Comisión Federal de Electricidad, CFE (CFE, 2015), el amortiguamiento efectivo, ζ'_e , del modo fundamental de una estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente con la ecuación (2.7), obtenida después de desprestigiar la masa y el momento de inercia de la cimentación en el sistema circular equivalente.

$$\zeta'_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{T'_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h} \left[\frac{T_h}{T'_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r} \left[\frac{T_r}{T'_e} \right]^2 \quad (2.7)$$

Donde:

T_e : Periodo de la estructura con base fija

T'_e : Periodo de la estructura con base flexible

ζ_e : Amortiguamiento del modo fundamental de la estructura con base rígida

ζ_h : Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación, donde ω'_e es la frecuencia circular de la estructura con base flexible y se obtiene de la siguiente manera

$$\zeta_h = \frac{\omega'_e C_h}{2 K_h} \quad (2.8)$$

Donde C_h y k_h se obtienen empleando las funciones de impedancia.

ζ_r : Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación y se obtiene con la siguiente ecuación

$$\zeta_r = \frac{\omega'_e C_r}{2 K_r} \quad (2.9)$$

Los coeficientes de amortiguamiento ζ_h y ζ_r incluyen el amortiguamiento por disipación y el amortiguamiento por radiación, se calculan a partir de los amortiguamientos de la cimentación C_h y C_r en traslación y rotación.

2.3.2.2 Amortiguamiento efectivo ASCE-16

En el ASCE-16 (ASCE, 2016) los efectos de amortiguamiento en la cimentación se pueden considerar a través de la incorporación del amortiguamiento histerético y amortiguamiento por radiación en el modelo matemático de la estructura. Los efectos del amortiguamiento en la cimentación se deberán representar a través del porcentaje efectivo de amortiguamiento del sistema con base flexible ζ'_e con la ecuación (2.10)

$$\zeta'_e = \zeta_f \frac{\zeta_e}{(T'_e/T_e)_{eff}^2} \quad (2.10)$$

Donde:

ζ_f : porcentaje de amortiguamiento viscoso efectivo relacionado con la interacción suelo-cimentación causado por el amortiguamiento por radiación y el amortiguamiento histerético.

$$\zeta_f = \left[\frac{(T'_e/T_e)^2 - 1}{(T'_e/T_e)^2} \right] \zeta_s + \zeta_{rd} \quad (2.11)$$

ζ_s : Porcentaje de amortiguamiento histerético del suelo

ζ_{rd} : Porcentaje de amortiguamiento por radiación

$(T'_e/T_e)_{eff}$: porcentaje de alargamiento efectivo del periodo

$$\left(\frac{T'_e}{T_e} \right)_{eff} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{T'_e}{T_e} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5} \quad (2.12)$$

μ : Demanda de ductilidad esperada

2.3.2.3 Amortiguamiento efectivo NTCS-20

Las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por Sismo, NTCS-2020-, (GCM, 2020) establecen que el amortiguamiento efectivo, ζ'_e , de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar aproximadamente con la ecuación (2.13).

$$\zeta'_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{T'_e} \right]^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h} \left[\frac{T_h}{T'_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r} \left[\frac{T_r}{T'_e} \right]^2 \quad (2.13)$$

2.4 Factores de los que depende la interacción inercial suelo-estructura en su respuesta sísmica

Independientemente del método que se emplee para definir el comportamiento de la interacción que habrá ante acciones sísmicas en suelo y la estructura se necesita tener en cuenta la siguiente información (Miranda, 1999).

- Peso total de la estructura
- Rigidez lateral de la estructura
- Altura de la estructura
- Relación de esbeltez de la estructura
- Tipo de cimentación
- Propiedades dinámicas del suelo
- Profundidad y estratigrafía del suelo
- Intensidad del movimiento sísmico del suelo contenido de frecuencia del movimiento sísmico

2.5 Interacción cinemática y factores que determinan la importancia de la interacción cinemática

A continuación se presentan los factores más importantes que influyen en el comportamiento de la interacción cinemática (Miranda, 1999).

- Rigidez de la cimentación
- Forma de la cimentación
- Profundidad y desplante de la cimentación
- Tamaño de la cimentación
- Longitud de onda del movimiento del terreno

Los puntos anteriores son de gran importancia ya que sin ellos no sería posible realizar ni conocer el comportamiento de la estructura ante la interacción cinemática.

A continuación se muestran algunas de estas razones: a grandes rasgos habrá mayor interacción cinemática entre mayor sea la diferencia de rigidez de la cimentación y el suelo, así como el tamaño y la profundidad de desplante de la cimentación en comparación con la longitud de onda del movimiento del terreno; esta es una de las razones por que la ISE es más importante en suelos blandos que en los suelos rocosos (rígidos).

En el capítulo 2.6 se muestra la metodología para obtener la interacción suelo-estructura y así obtener la vulnerabilidad estructural. Es de gran importancia tomar los efectos del suelo al momento de las acciones dinámicas para verificar, cuantificar el comportamiento y el riesgo que pueda presentarse en una estructura.

2.6 Procedimiento para considerar la ISE en la estimación de la vulnerabilidad estructural

A continuación se presentan los pasos para definir los parámetros de la obtención de la vulnerabilidad estructural, requerida en el cálculo de la interacción suelo-estructura inercial y cinemática, considerando cimentaciones someras como son: zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de cimentación, cajones, etc. Se asume que estas poseen rigidez y resistencia tal, que es posible considerar que su base se desplaza como un cuerpo rígido. Para un análisis en tres dimensiones habrá 6 resortes y 6 amortiguadores: dos de rotación, dos de traslación horizontal y dos de translación vertical.

I. Recopilación de la información geotécnica

- Perfil estratigráfico, profundidad de la segunda capa dura (H_s)
- Módulo de rigidez a cortante del suelo
- Densidad de masa del suelo (ρ_s)
- Perfil de velocidades onda de cortante
- Relación de Poisson
- Propiedades dinámicas del suelo como porcentaje de amortiguamiento histerético (ζ_s) fracción de amortiguamiento crítico del suelo, frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal ($\eta_s = \pi R_h / 2 * H_s$) y frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical ($\eta_p = [2(1 - \nu_s) / (1 + \nu_s)]^{1/2} (\pi R_r / 2 H_s)$)

De la información anterior, el módulo de rigidez a corte del suelo se calculará con la siguiente ecuación:

$$G_s = \rho_s (v_s)^2 \quad (2.16)$$

Este es la pendiente de la curva fuerza cortante-deformación del suelo, como el comportamiento del suelo no es lineal el módulo “ G_s ” va a ir disminuyendo a medida que la

amplitud de deformación aumente, en otras palabras, la rigidez disminuirá a medida que se deforme el suelo, esto genera disipación de energía.

Por otro lado, el perfil de velocidades onda de cortante (obtenida de estudios geofísicos) se definirá con la siguiente ecuación:

$$V_s = \sqrt{G_s/\rho_s} \quad (2.17)$$

Debido a que las pruebas geofísicas introducen deformaciones por corte muy bajas se puede considerar que el módulo de rigidez a cortante del suelo es el máximo.

Así mismo, la relación de Poisson se obtendrá a través de

$$\nu_s = \frac{E}{G_s \cdot 2} - 1 \quad (2.18)$$

II. Recopilación de la información de la estructura con base fija

En este paso se determinan las características de la cimentación: profundidad de desplante (D), tipo de cimentación, geometría, grado de conectividad en los elementos contra trabes etc. De igual forma, se definen las características de la estructura: periodo de vibrar, frecuencia y masa actuante de los modos fundamentales de cada dirección de la estructura con base fija, peso, altura.

III. Cálculo de la interacción inercial NTCS-20 (características de los resortes y amortiguadores del suelo)

El tercer paso es definir los resortes y amortiguadores (funciones de impedancia) que irán en la cimentación. Para representar la rigidez, K_h y K_r se definen como la fuerza y el momento necesarios para producir un desplazamiento y una rotación unitaria y el amortiguamiento C_h y C_r del suelo se definen como la fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación y rotación.

Las rigideces se obtendrán a partir de cimentaciones circulares equivalentes según las NTCS-20 (GCM, 2020). Los radios de las cimentaciones circulares equivalentes a las superficies de desplante para el modo de traslación y rotación están dados por las ecuaciones (2.19 y 2.20).

R_h : Radio equivalente de la cimentación en traslación horizontal

$$R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.19)$$

R_r : Radio equivalente de la cimentación en rotación

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (2.20)$$

Donde:

A: Área de la superficie neta de la cimentación

I: momento de inercia de la superficie neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis.

Para normalizar estas frecuencias se utiliza la ecuación (2.21).

$$\eta_{h,r} = \frac{\omega * R_{h,r}}{v_s} \quad (2.21)$$

η_h : Frecuencia adimensional normalizada respecto a R_h

η_r : Frecuencia adimensional normalizada respecto a R_r

v_s : Relación de poisson

Ya con estos datos es posible calcular las rigideces de los resortes elásticos, K_h y K_r y los coeficientes de los amortiguadores viscosos C_h y C_r de la tabla 2.1 para la frecuencia efectiva $\omega'_e = 2\pi/T'_e$. Los valores K_h , K_r y C_h , C_r cambian con la frecuencia, por lo tanto, será necesario hacer iteraciones con la frecuencia para obtener el periodo y amortiguamiento efectivos T'_e y ζ'_e .

$$\zeta'_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{T'_e} \right]^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h} \left[\frac{T_h}{T'_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r} \left[\frac{T_r}{T'_e} \right]^2 \quad (2.13)$$

$$T'_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (2.4)$$

Tabla 2.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras.

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^0(k_m - 2\zeta_s \eta_m C_m)$ y $C_m = K_m^0(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)/\omega_e$ $m = h, v, r$ $\omega_e = \text{frecuencia de interes} = \frac{2\pi}{T_e}$		Parámetros de frecuencia $\left\{ \begin{array}{l} \eta_m = \omega_e R_m / V_s \\ \eta_s = \pi R_h / 2H_s \\ \eta_p = [2(1 - \nu_s)/(1 - 2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_s) \end{array} \right.$	
Modo de vibrar	Rigidez estatica	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$	$k_h = 1$	$c_h = \frac{0.65\zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2}$ si $\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576$ si $\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{2 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$ si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - \nu_s) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}$ si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r$ si $\eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5$ si $\eta_r > 2.5, \nu_s \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r$ si $\eta_r > 2.5, \nu_s \geq 0.45$ Interpolar linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$	$c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2}$ si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}$ si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$

El resorte K_m y el amortiguador C_m equivalentes del suelo, están relacionados con los coeficientes de rigidez y de amortiguamiento por medio de las ecuaciones (2.22 y 2.23).

$$K_m = K_m^0(k_m - 2\zeta_s\eta_m C_m) \quad (2.22)$$

$$C_m = K_m^0(\eta_m c_m + 2\zeta_s K_m)/\omega_e \quad (2.23)$$

IV. El cálculo de interacción cinemática requiere:

- Modelo estratigráfico
- Calcular la función de transferencia de campo libre
- Convertir los espectros de peligro uniforme a espectros de potencia o de amplitudes de Fourier
- Obtener el espectro de potencia en la superficie
- Calcular la función de transferencia cinemática (si se requiere incluir la interacción cinemática)

A continuación se explica porque la interacción cinemática no se realizó, según las NTC-20 en el capítulo 8.1 explica que si se cumplen las siguientes condiciones se puede despreciar la interacción cinemática; si el periodo de vibrar del suelo entre el tiempo de transito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante será mayores a 12 y la profundidad de desplante de la cimentación entre el radio de giro de la cimentación serán menores que 5, ambas condiciones fueron cumplidas, por lo tanto la interacción cinemática fue omitida.

V. Características no lineales de los elementos estructurales

Ya obtenida la rigidez del suelo, lo que sigue es la obtención de las características no lineales de los elementos estructurales para la obtención de la respuesta no lineal de la estructura-, posterior a esto procederemos a estimar la vulnerabilidad estructural considerando las características del suelo (ISE).

Tras lo anterior, se procede a definir las propiedades no lineales de los elementos estructurales articulaciones plásticas (ductilidad, resistencias fluencia, momento curvatura y rotación).

Las estructuras al momento de los movimientos sísmicos se dañan debido a que no están diseñadas para resistir todas las fuerzas sísmicas, esto se debe a que deben de estar diseñadas para que la energía se disipe por medio de las deformaciones plásticas, como ya se mencionó antes. Las estructuras deben tener esa propiedad (llamada ductilidad) de deformarse sin colapsar. Pasando el rango elástico de los elementos, se hacen consideraciones para simplificar el análisis. Uno de éstos es el sistema elastoplastico que es la relación fuerza-deformación en el rango elástico e inelástico, considerando bilinealidad de las deformaciones elásticas y plásticas. Entonces la resistencia se medirá en términos de momento de fluencia y momento últimos de flexión de los elementos estructurales. Las vigas y columnas se modelarán como elementos barra, cada uno con una articulación en sus extremos. Cabe destacar que se hacen consideraciones como que los elementos no fallaran por fuerzas cortantes ya que éstas se consideran como fallas frágiles.

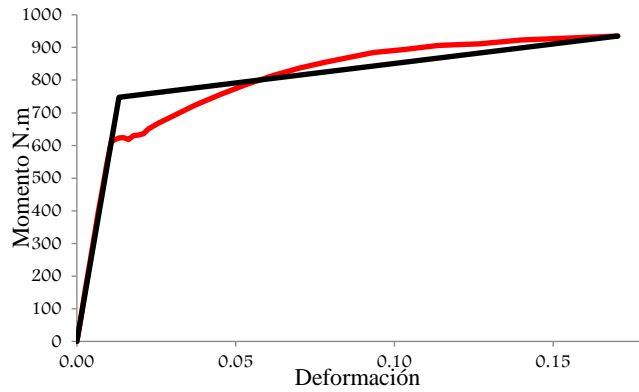


Figura 2.0 Sistema elastoplástico: sistema analítico y sistema equivalente bilineal (área debajo de la curva es equivalente en ambas)

En este caso, la obtención de las relaciones momento curvatura sirvió para calcular el momento rotación. La Curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del elemento.

$$\Phi = \frac{M}{E_c * I_{TR}} \quad (2.24)$$

E_c : Modulo de elasticidad del concreto

I_{TR} : Inercia efectiva de la sección

M: Momento flexionante

La rotación se define como:

$$\theta = \delta / L / 2 \quad (2.25)$$

δ : Desplazamiento de flexión

L: Longitud del elemento

Para encontrar la ductilidad local de los elementos trabe y columna, se utilizan los diagramas momento-curvatura o momento-rotación, que simplemente son relaciones fuerza-deformación. La ductilidad del elemento barra es la deformación última sobre la deformación de fluencia del acero de refuerzo (ϕ_u / ϕ_y). En este caso se utilizó el modelo constitutivo propuesto en el (FEMA 356, 2000). Donde el punto A es el inicio de la fluencia δ_y y f_y , el punto B en la mitad de la fuerza y deformación inelásticas el punto C es el 20% de f_y y un 10% adicional al desplazamiento en el punto B, D es el desplazamiento último δ_u . (Fig. 2.1).

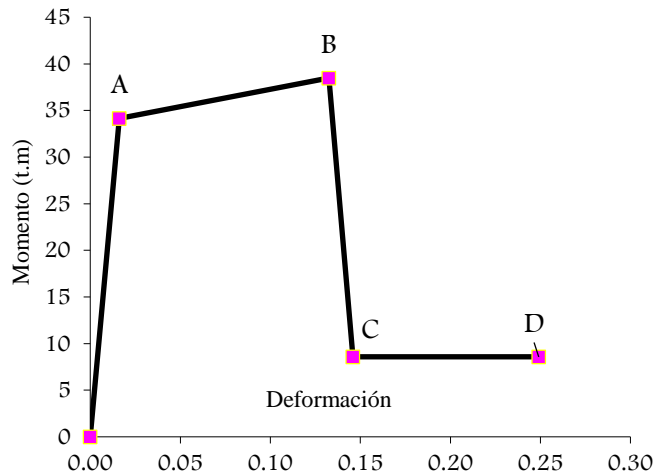


Figura 2.1 Modelo constitutivo, definición de rotula plástica (momento-rotación)

Con estas propiedades ya determinadas se pueden asignar a los elementos las articulaciones plásticas (propiedades no lineales del elemento), estas se asignan a lo largo del elemento, en este caso debido al sistema estructural (marcos) se asignaran en las orillas de los elementos barra ya que en éstas se encuentran los mayores momentos generados ante cargas dinámicas.

VI. Definición de la amenaza sísmica

El análisis dinámico no lineal utiliza registros sísmicos con factores de escala, esto para proporcionar la historia de la respuesta en el tiempo de la estructura. De este registro sísmico se pueden obtener las características máximas de respuesta de la estructura tales como el desplazamiento máximo, la deriva máxima, el cortante basal máximo, etc.

La medida de intensidad que se utiliza en la ejecución de los IDA es la pseudoaceleración espectral, la cual corresponde al modo fundamental de la estructura en términos de la aceleración de la gravedad, asociada al periodo elástico de la estructura para cada registro sísmico.

De cada uno de los registros se obtiene el espectro de respuesta de s_a y la s_a espectral de la estructura. Con esto se pueden obtener los factores de escala relacionados a una fracción de la gravedad entre la s_a espectral (correspondiente al modo fundamental de la estructura).

Este factor de escala se multiplica por el registro correspondiente y se obtiene la respuesta de la estructura asociada al nivel de intensidad (aplica lo mismo para todos los registros). Los registros ya escalados junto con las propiedades no lineales de los elementos (rotulas plásticas) se introducen al software de análisis estructural para realizar los análisis no lineales descritos en el siguiente apartado.

VII. Análisis no lineal y análisis IDA

El análisis dinámico incremental es una poderosa herramienta para evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios. Permite calcular el daño global de estructuras para diferentes aceleraciones máximas del terreno y representar este resultado por medio de curvas de daño. Dichas curvas se utilizan para evaluar el riesgo sísmico.

A continuación se muestran los pasos para poder realizar un análisis dinámico incremental, para la obtención de la vulnerabilidad estructural considerando la interacción suelo-estructura.

Pasos para realizar un análisis dinámico no lineal (Vamvatsikos y Cornell, 2002):

- Definición del modelo matemático elástico (diseño de la estructura) y el modelo no lineal adecuado.
- Definición de rotulas plásticas de los elementos estructurales.
- Realizar un análisis estático no lineal (Pushover) para comprobar la respuesta estructural, localizar desplazamiento y aceleración de fluencia último.
- Definición de amenaza sísmica (colección de registros sísmicos y sus factores de escala) los factores de escala están relacionados a una fracción de la gravedad entre la pseudoaceleración espectral.
- Realizar los análisis IDA (obtención de la respuesta estructural) cortante basal, distorsión máxima de entrepiso desplazamiento máximo de azotea.
- Obtención de curvas IDA “curvas de respuesta o daño estructural vs nivel de intensidad”.

Resumiendo, el IDA permite obtener la respuesta dinámica no lineal de una estructura para un grupo de terremotos que se escalan a diferentes medidas de intensidad como, por ejemplo, la aceleración máxima del terreno (PGA).

VIII. Cálculo de vulnerabilidad estructural

A continuación se presentan los pasos para calcular la vulnerabilidad estructural en función de las distorsiones máximas de entrepiso:

Para cuantificar el daño de las estructuras es necesario hacer una revisión en los elementos dañados y cuantificar su participación en la respuesta y estabilidad estructural. Para esto se pueden utilizar índices o medidas de daño (nivel de intensidad vs respuesta estructural obtenidos de los IDA), estos proporcionan un medio global para cuantificar el daño sufrido en las estructuras bajo cargas sísmicas y así obtener la vulnerabilidad. Existen varios parámetros empleados para estimar el nivel de daño en la estructura, entre los cuales podemos resaltar la máxima distorsión de entrepiso (la cual es la proporción entre el desplazamiento relativo entre dos niveles continuos), el máximo cortante en la base, máximo desplazamiento o distorsión de azotea etc.

El daño bruto esperado de la estructura, dado de las máximas derivas de entrepiso se puede calcular con la siguiente formula:

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \right)^\varepsilon \right] \quad (2.25)$$

β : Daño bruto

γ_i : Es la distorsión obtenida de todos los análisis IDA

γ_0 : Es la distorsión asociada al 50 % de daño de la estructura, 30% más del desplazamiento de fluencia de la estructura ($1.3 * \delta y$).

ε : Es la intensidad asociada al inicio de daño de la estructura es un 30% del desplazamiento de fluencia ($0.3 * \delta y$). (Cuando la estructura comienza el agrietamiento inicial de sus elementos).

3. Caso de estudio

3.1. Generalidades

Se realizó el análisis y diseño estructural de 6 edificios para comparar el comportamiento de estos con y sin interacción suelo-estructura. Las estructuras en estudio son de concreto reforzado, todas con las mismas dimensiones, para uso escolar, diseñadas con las Normas Técnicas Complementarias 2020 por sismo y concreto NTCS-20 y NTCC-20 (GCM, 2020), las Normas Técnicas Complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1987 por sismo y concreto NTCS-87 y NTCC-87 (DDF, 1987) y los manuales de diseño por sismo y diseño de concreto del reglamento de construcciones NTCS-77 y NTCC-77 (DDF, 1977). Debido a las dificultades encontradas en obtener información de las secciones y armados se optó por realizar el diseño de las estructuras.

Dos edificios fueron analizados con cada reglamento, uno con base fija y el otro considerando la Interacción suelo-estructura, siguiendo los lineamientos de cada reglamento. Cabe destacar que solo se diseñaron las estructuras con base fija y se analizaron las 6 (con base fija y con interacción suelo estructura); esto fue para comparar si las estructuras diseñadas con base empotrada, como suele hacerse en la práctica profesional, pueden soportar los cambios de considerar la interacción suelo-estructura. Los edificios diseñados con las NTCS-20 fueron diseñados y analizados con el análisis sísmico modal espectral. Por otra parte los analizados con las NTCS-87 y NTCS-77 se analizaron con el análisis estático.

3.1.1. Ubicación de los edificios escolares

Para los fines de esta tesina, se considera que los edificios están ubicados en la Ciudad de México, en la zona del lago, específicamente en la colonia Hipódromo Condesa. Sus coordenadas son: Latitud: 19.416644; Longitud: -99.169836 (Fig. 3.1).



Fig.3.1 Ubicación del predio Latitud: 19.416644, Longitud: -99.169836

3.1.2. Materiales

Los elementos estructurales de concreto reforzado seguirán los parámetros de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal DDF (1987), DDF (1977) y GCM (2020).

Para el análisis y diseño de los elementos estructurales se utilizaron los siguientes materiales:

Concreto con una resistencia f'_c de 250 kg/cm² y un módulo de elasticidad E_c de acuerdo a sus reglamentos.

- NTC-20 Concreto $f'_c = 250$ kg/cm² $E_c = 221,360$ kg/cm²
- NTC-87 Concreto $f'_c = 250$ kg/cm² $E_c = 158,114$ kg/cm²
- NTC-77 Concreto $f'_c = 250$ kg/cm² $E_c = 158,114$ kg/cm²

3.1.3. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo longitudinal y transversal será grado 42 con una resistencia a la fluencia f_y de 4200 kg/cm² con un módulo de elasticidad E_s de 2×10^6 kg/cm²

- Acero Gr 42 con $f_y = 4200$ kg/cm² refuerzo. $E_s = 2'000,000$ kg/cm²

3.1.4. Descripción de los edificios escolares

Los edificios tendrán un sistema de marcos formados por columnas y trabes con las mismas características geométricas en cuanto a dimensiones generales. Serán de 4 niveles con 3.5m

de altura por nivel, generando una altura total de 14m. En la dirección larga son 8 crujiás, con separación de 3m cada una y en la dirección corta una crujiá de 8m.

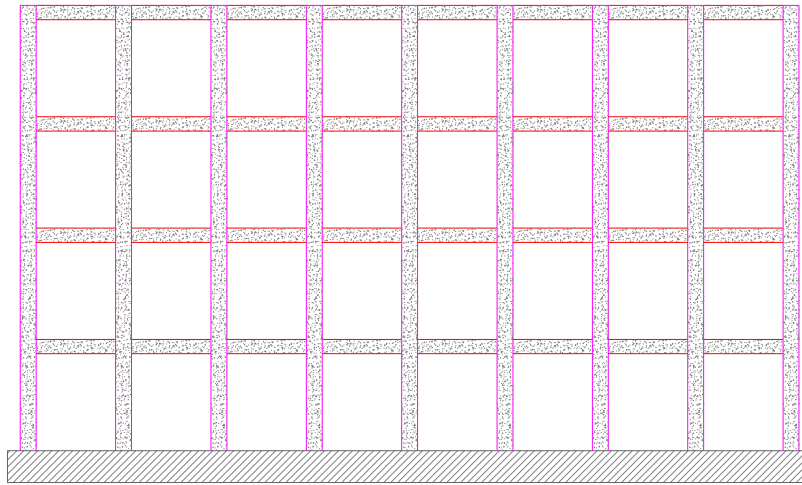


Fig.3.2 Vista Frontal, dirección larga en x.

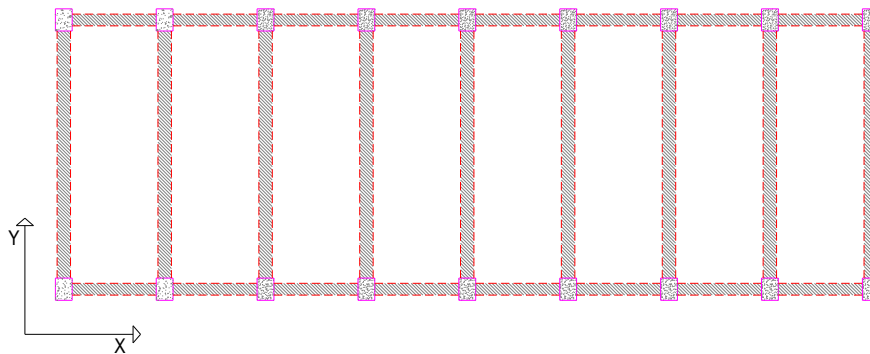


Fig.3.3 Vista de planta y direcciones del análisis.

3.2. Bases de diseño

Para obtener las cargas dinámicas que actuarán en las estructuras se realizó un análisis dinámico modal espectral conforme a las NTCS-20 (GCM, 2020) (un edificio con base fija y otro con ISE). Para poder llevar a cabo los análisis, es necesario contar con el espectro sísmico característico de la zona donde se ubica el inmueble. Los espectros fueron obtenidos de la secuela de cálculo que se marca en las NTCS-20, mismas que se comprobaron con el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño SASID (GCM, 2020).

Para las otras cuatro se realizó un análisis estático permitido a estructuras de altura menor a 60 metros, apeándose a las NTCS-87 (DDF, 1987) y NTCS-77 (DDF, 1977).

3.2.1. Clasificación

Los edificios, por ser escuelas y contener ellas una parte de la población más vulnerable, se encuentran en la clasificación estructura tipo A, por lo que se considerará un factor de comportamiento sísmico Q en caso de las NTCS-20, NTCS-87 y NTCS-77. Se considera en todos los casos un valor de Q igual a 2.

3.2.2. Deformaciones aceptables

NTCS-20: Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros o cualquier otro elemento vertical). Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes.

1) Para el cumplimiento del estado límite de prevención de colapso, se revisará que las distorsiones, obtenidas multiplicando el espectro de diseño QR (el factor de comportamiento sísmico Q por el factor de sobre resistencia R), no excedan los valores especificados para la distorsión límite: γ_{\max} igual a 0.015

2) Para el cumplimiento del estado límite de limitación de daños (estado límite de servicio) ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso no excedan 0.004

NTCS-87: Para efectos de revisión, la distorsión permisible máxima para estructuras formadas por marcos de concreto será γ_{\max} : 0.006

NTCS-77: Para efectos de revisión, la distorsión permisible máxima para estructuras formadas por marcos de concreto será γ_{\max} : 0.008

3.2.3. Casos y combinaciones de cargas de diseño

A continuación se presentan los casos de carga y combinaciones para el análisis y diseño de las estructuras.

Para los analizados con las NTCS-20 (GCM, 2020).

De acuerdo a la importancia de la estructura, definida previamente, se aplicará un factor de carga de 1.5 para las cargas permanentes y 1.7 para las cargas variables. Para las combinaciones en las que se incluyan acciones accidentales, se tomará un factor de carga de 1.1, aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación. Para la evaluación y revisión de los estados límite de servicio, se tomará un factor de carga unitario.

A continuación, se presentan los casos de carga asignados a las estructuras.

- Sxd Sismo en dirección x
- Syd Sismo en dirección y
- Sxe Sismo en dirección x
- Sye Sismo en dirección y
- Pp Peso propio
- Scm Sobrecarga muerta
- Cvmax Carga viva máxima

- C_{vinst} Carga viva accidental (por sismo o viento)
- C_{vmed} Carga viva media
- C_m P_p+Sc_m

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Por tales motivos, las combinaciones de carga que se utilizarán para el análisis estructural son las siguientes:

Combinaciones con acciones sísmicas:

- Comb0 Servicio (flechas) $C_{vmax}+P_p+Sc_m$
- Comb1 Cargas verticales $1.7C_{vmax}+1.5P_p+1.5Sc_m$
- Comb2d Sismo $1.1C_m+1.1C_{vinst}+1.1S_{xd}+0.33S_{yd}$
- Comb3d Sismo $1.1C_m+1.1C_{vinst}+0.33S_{xd}+1.1S_{yd}$
- Comb4d Envolverte Comb1, Comb2, Comb3

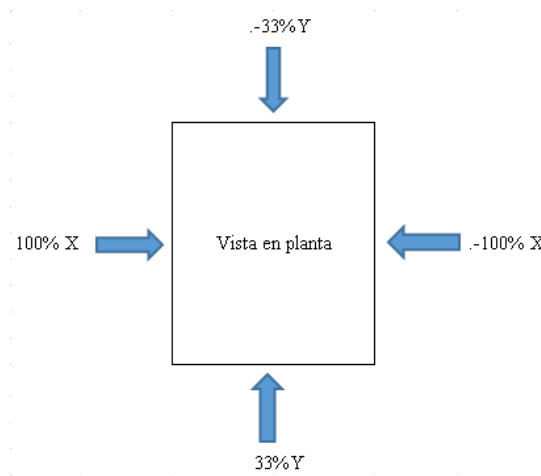


Fig.3.4 Direcciones que el programa toma para cada combinación sísmica (también se toma el 100% de Y con el 30% de X.)

Para los analizados con las NTCS-87 (DDF, 1987) y NTCS-77 (DDF, 1977), de acuerdo con la clasificación de la estructura definida previamente, se aplicará un factor de carga de 1.5 para las cargas permanentes y 1.5 para las cargas variables. Para las combinaciones en las que se incluyan acciones accidentales, se tomará un factor de carga de 1.1, aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación. Para la evaluación y revisión de los estados límite de servicio, se tomará un factor de carga unitario.

Combinaciones consideradas:

- Comb0 Servicio (flechas) $C_{vmax}+C_m+Sc_m$
- Comb1 Cargas verticales $1.5C_{vmax}+1.5C_m$
- Comb2 Sismo estático $1.1C_m+1.1C_{vinst}+1.1S_{xe}+0.33S_{ye}$
- Comb3 Sismo estático $1.1C_m+1.1C_{vinst}+1.1S_{xe}-0.33S_{ye}$
- Comb4 Sismo estático $1.1C_m+1.1C_{vinst}-1.1S_{xe}+0.33S_{ye}$
- Comb5 Sismo estático $1.1C_m+1.1C_{vinst}-1.1S_{xe}-0.33S_{ye}$
- Comb6 Sismo estático $1.1C_m+1.1C_{vinst}+0.33S_{xe}+1.1S_{ye}$

- Comb7 Sismo estático $1.1C_m+1.1C_{vinst}+0.33S_{xe}-1.1S_{ye}$
- Comb8 Sismo estático $1.1C_m+1.1C_{vinst}-0.33S_{xe}+1.1S_{ye}$
- Comb9 Sismo estático $1.1C_m+1.1C_{vinst}-0.33S_{xe}-1.1S_{ye}$
- Combo envolvente estático

3.2.4. Condiciones de regularidad

Se revisó que las estructuras cumplieran con las condiciones de regularidad correspondientes a cada norma, llegando a la conclusión de que éstas cumplen los requisitos de regularidad.

3.3. Análisis de cargas

En el análisis de cargas de las estructuras se asignaron las cargas muertas por muros, pretilas, nivelación, instalaciones, el piso etc. para las cargas vivas se asignaron los requerimientos de cargas vivas para acciones dinámicas, para revisión de cargas verticales y la revisión por servicio. A continuación, se presentan las tablas de las cargas muertas y vivas asignadas a los edificios.

3.3.1. Cargas verticales

Cargas muertas asignadas a los edificios con las NTCS-20(DDF, 1987), NTCS-87, NTCS-77, (DDF, 1977) y (GCM, 2020).

Tabla.3.1 Sobre carga muerta “Scm” asignada en modelos analizados con NTCS-20,87 y77

Cargas muertas en azotea	
Concepto	kg/m ²
Carga muerta adicional por losa	20
Relleno e impermeabilización	150
instalaciones y plafones	40
carga muerta total	210

Tabla.3.2 Sobre carga muerta “Scm” asignada en modelos analizados con NTCS-20 ,87 y77

Cargas muertas en planta tipo	
Concepto	kg/m ²
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero de 3cm	65
Carga adicional por firme	20
Piso de loseta vinílica	10
instalaciones y plafones	40
Muros divisorios	0
carga muerta total	155

Tabla.3.3 Sobre carga muerta “Scm” asignada en modelos analizados con NTCS-20 ,87 y77

Cargas muertas en planta pasillos y escalera	
Concepto	kg/m ²
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero de 3cm	65
Carga adicional por firme	20
Piso de loseta vinílica	10
instalaciones y plafones	40
carga muerta total	155

La carga de los muros y pretiles se consideró de 1,113 kg/m y de 556.5 kg/m, asignadas a las trabes sobre los que apoyan.

Con el fin de aproximar lo más posible el diseño de las estructuras se asignaron las cargas vivas a los edificios de acuerdo las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones NTCA-77 (DDF, 1987), NTCA-87 (DDF, 1977) y NTCA-20 (GCM, 2020).

Cargas vivas asignadas a edificio analizado con NTCA-20 (GCM, 2020).

Tabla.3.4 Cargas vivas asignadas en modelos analizados con NTCA-20

Cargas kg/m²	Salones	Azotea
C_{vmáxima}	250	100
C_{vaccidental}	180	70
C_{vmedia}	100	15

Cargas vivas asignadas a edificio analizado con NTCA-87:

Tabla.3.5 Cargas vivas asignadas en modelos analizados con NTCA-87

Cargas kg/m²	Salones	Azotea
C_{vmáxima}	170	100
C_{vaccidental}	90	70
C_{vmedia}	70	15

Cargas vivas asignadas a edificio analizado con NTCA-77:

Tabla.3.6 Cargas vivas asignadas en modelos analizados con NTCA-77

Cargas kg/m²	Salones	Azotea
C_{vmáxima}	300	60
C_{vaccidental}	250	20

C_{vmedia}	40	5
--------------	----	---

3.3.2. Cargas por sismo, espectros de diseño y coeficiente sísmico

A continuación, se presentan los espectros y el coeficiente sísmico asignados a los edificios analizados con las NTCS-20 (GCM, 2020), así como los coeficientes sísmicos asignados a los edificios analizados con NTCS-87 (DDF, 1987) y NTCS-77 (DDF, 1977).

Para las estructuras analizadas con las NTCS-20(GCM, 2020), se presenta en la figura 3.5 el espectro elástico, la revisión de distorsiones y seguridad contra el colapso (colapso), la revisión de fuerzas y momentos (diseño) y la limitación de daños (servicio). Los espectros fueron obtenidos empleando el SASID.

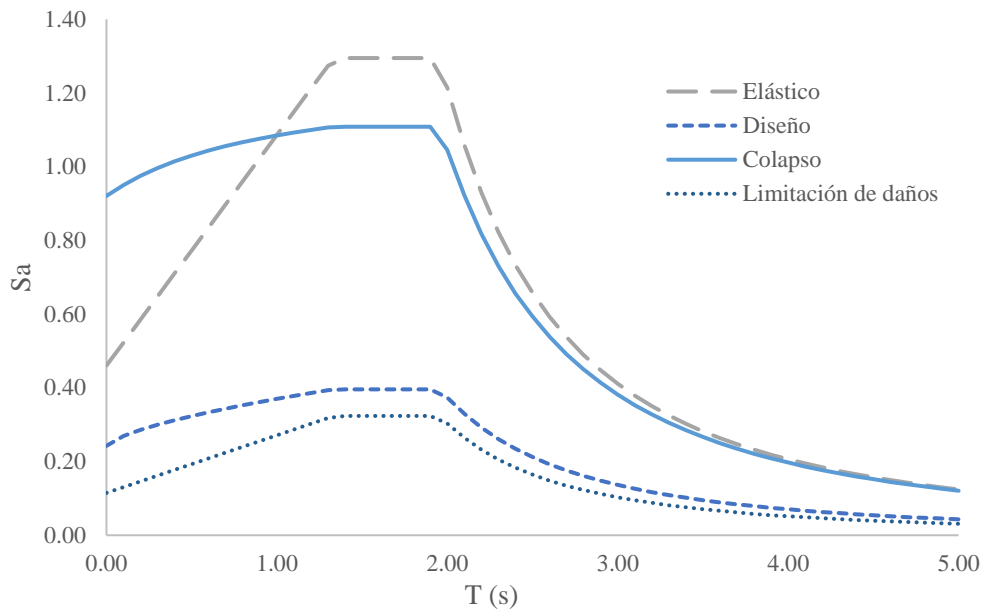


Fig. 3.5 Espectros considerados para el diseño de la estructura siguiendo los lineamientos de las NTCS-20 para la revisión de estados límite de colapso y servicio.

Para las estructuras analizadas con NTCS-87, el coeficiente sísmico para la zona 3 fue tomado del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (DDF, 1987) y es de C_s : 0.6g.

Para las estructuras analizadas con NTCS-77 (DDF, 1977), el coeficiente sísmico para la zona 3 se tomó igual a C_s : 0.24 (según el artículo 234); sin embargo, debido a que la estructura es clase A, este coeficiente se multiplica por 1.3: entonces se tiene que C_s : 0.312g.

3.4. Interacción suelo-estructura

Para la obtención de las rigideces dinámicas del suelo se siguieron las especificaciones de las NTCS-20 (GCM, 2020, capítulo 8 Interacción suelo-estructura), y de las descritas en el capítulo 2 de este documento. Se representaron a través de resortes traslacionales y rotacionales para las 3 estructuras (edificios analizados con: NTCS-20, NTCS-87, NTCS-77) conforme las características del suelo y la estructura.

Tabla 3.7. Características del suelo y cimentación:

Perfil estratigráfico, profundidad de la segunda capa dura (Hs)	40m
Periodo dominante del suelo Ts	2.4 s
Módulo de rigidez a cortante del suelo G	10283033.81 KN/m ² (1048.3 t/m ²)
Velocidad efectiva de onda de cortante Vs	65.57 m/s
Módulo de elasticidad del suelo	29823.05KN/m ² (3040.07 t/m ²)
Coefficiente de Poisson	0.45
Porcentaje de amortiguamiento histérico	0.05
Características de la cimentación	losa de cimentación rectangular con una profundidad de desplante D: 2m

A continuación, se mostrarán los resultados de las rigideces traslacionales y rotacionales obtenidos, analizado con las NTCS-20 (GCM, 2020). Esto con el fin de asignar en los análisis elásticos e inelásticos (que se presentarán más adelante) modelos matemáticos para la consideración de la interacción suelo-estructura.

Tabla 3.8. Edificio analizado con NTCS-20

Traslacional en “x” y “y”:	530.649 t/cm
Rotacional alrededor del eje x:	149367142.8 t-cm/rad
Rotacional alrededor del eje y:	480652169.4 t-cm/rad

Tabla 3.9. Edificio analizado con NTCS-87

Traslacional en “x” y “y”:	538.843 t/cm
Rotacional alrededor del eje x:	157847419.8 t-cm/rad
Rotacional alrededor del eje y:	562608120.6 t-cm/rad

Tabla 3.10. Edificio analizado con NTCS-77

Traslacional en “x” y “y”:	548.28 t/cm
Rotacional alrededor del eje x:	167756031 t-cm/rad
Rotacional alrededor del eje y:	669795804 t-cm/rad

Estas rigideces se asignaron a los modelos numéricos correspondientes a tres de los seis edificios analizados en esta tesina.

3.5. Ejemplos de diseño

Como resultado de seguir los lineamientos de seguridad de las diferentes normas empleadas en el diseño de las estructuras, a continuación se presentan las dimensiones y armados de las secciones transversales de los 6 edificios.

3.5.1. Losas

Las losas en todos los edificios fueron en entrepisos de espesor de 14 cm y en azotea con espesor de 13 cm. Se revisó que cumplieran con los requisitos de servicio y resistencia.

3.5.2. Trabes y columnas

Para los dos edificios analizados con la NTCC-20 (GCM, 2020), las secciones son las mismas.

A continuación se presentan las secciones transversales de trabes y columna:

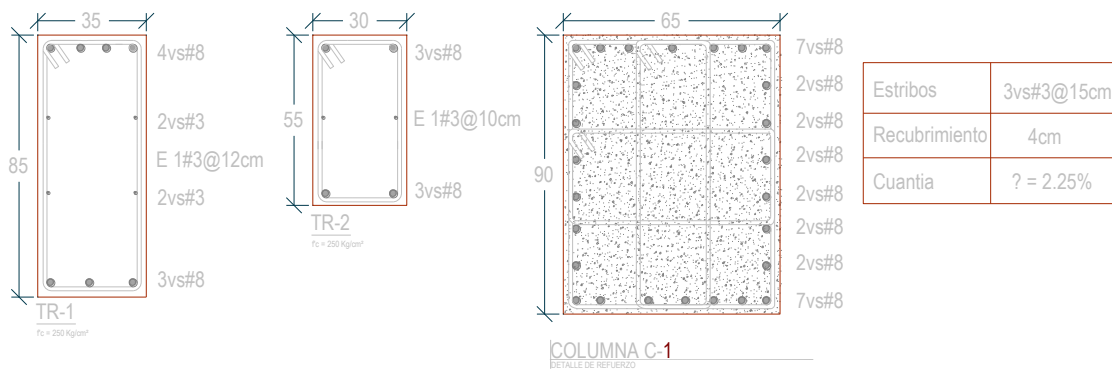


Fig. 3.15 Secciones transversales de edificios diseñados con NTCC-20 (con interacción suelo-estructura y con base fija)

Para los dos edificios analizados con la NTCC-87 (DDF, 1987) las secciones son las mismas.

A continuación se presentan las secciones transversales de trabes y columna:

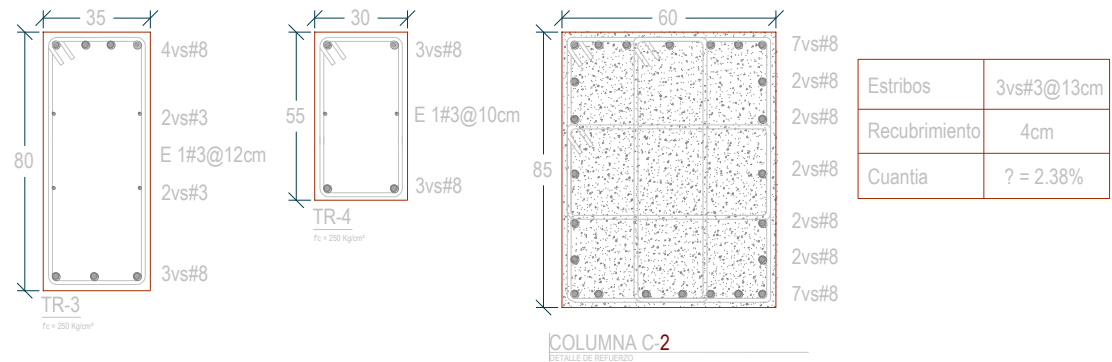


Fig. 3.16 Secciones transversales de edificios diseñados con NTCC-87 (con interacción suelo-estructura y con base fija)

Para los dos edificios analizados con NTCC-77 (DDF, 1977), las secciones son las mismas.

A continuación se presentan las secciones transversales de traveses y columna:

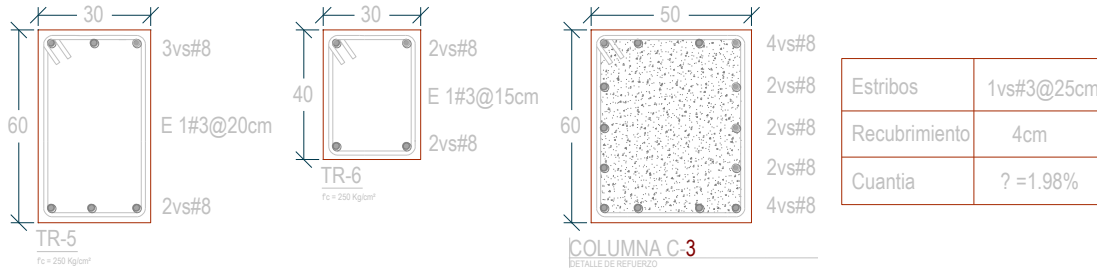


Fig. 3.17 Secciones transversales de edificios diseñados con NTCC-77 (con interacción suelo-estructura y con base fija)

3.6. Evaluación estructural

Se revisaron las propiedades dinámicas de los edificios para obtener una comparación de la variación del periodo que existe entre las estructuras que tienen base fija y las que consideran la ISE, además de comparar las diferentes formas de vibrar y las direcciones en las que éstas se presentan, así como los niveles de participación de masas. Con base en lo anterior, a continuación se presentan los modos de vibrar de las estructuras.

3.6.1. Modos de vibrar de la estructura

A través de un análisis de valores característicos, se obtuvieron los modos de vibrar de las 6 estructuras y se revisó el número de modos para llegar al 90% de participación de masa en la respuesta de la estructura, esto con el objetivo de atender lo solicitado por las diferentes normas empleadas en esta tesina.

A continuación, se presentan los modos de vibrar del edificio analizado con las NTCS-20 (GCM, 2020) considerando una base empotrada.

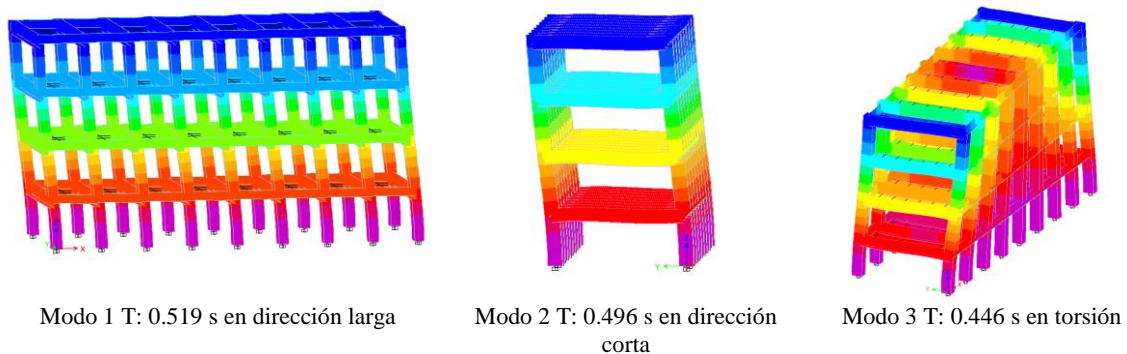


Fig.3.6 Modos de vibrar de estructura analizada con NTCS-20 sin ISE

De igual forma, se presentan en la Fig. (3.7) los modos principales del mismo edificio, ahora considerando el efecto de la interacción suelo estructura:

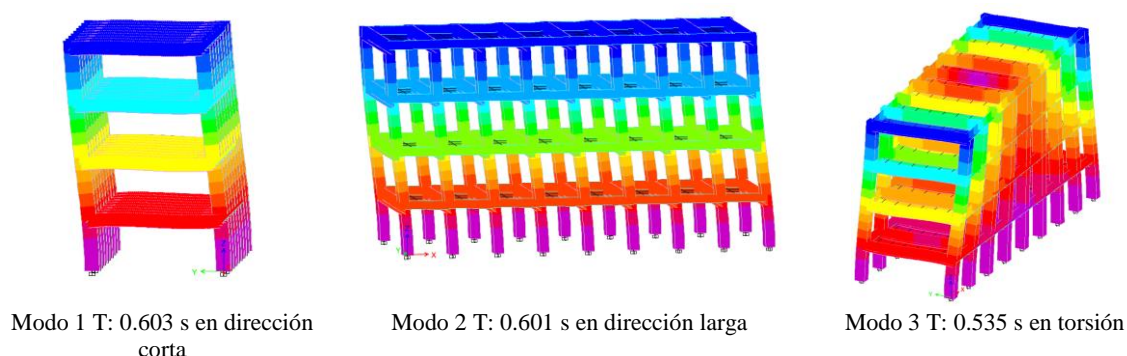


Fig.3.7 Modos de vibrar de estructura analizada con NTCS-20 con ISE

Se observa que la variación del periodo entre las estructuras con ISE y la de base fija es de aproximadamente 0.1 segundos en los primeros tres modos. Esto significa que la estructura tendrá mayores desplazamientos, además que se tendrán que revisar las ordenadas espectrales para ver si existe aumento o disminución en las fuerzas sísmicas.

A continuación, se presentan los modos de vibrar del edificio analizado con las NTCS-87 (DDF, 1987) considerando una base empotrada.

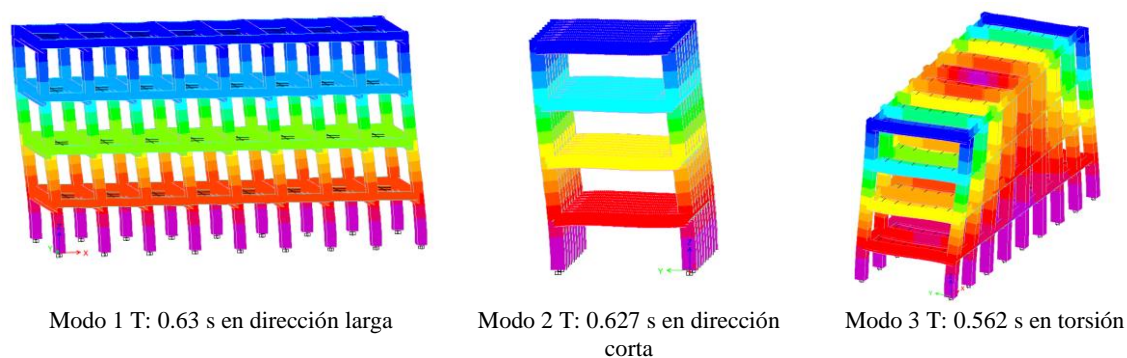


Fig.3.8 Modos de vibrar de estructura analizada con NTCS-87 sin ISE

De igual forma, se presentan en la Fig. (3.9) los modos principales del mismo edificio, ahora considerando el efecto de la interacción suelo estructura:

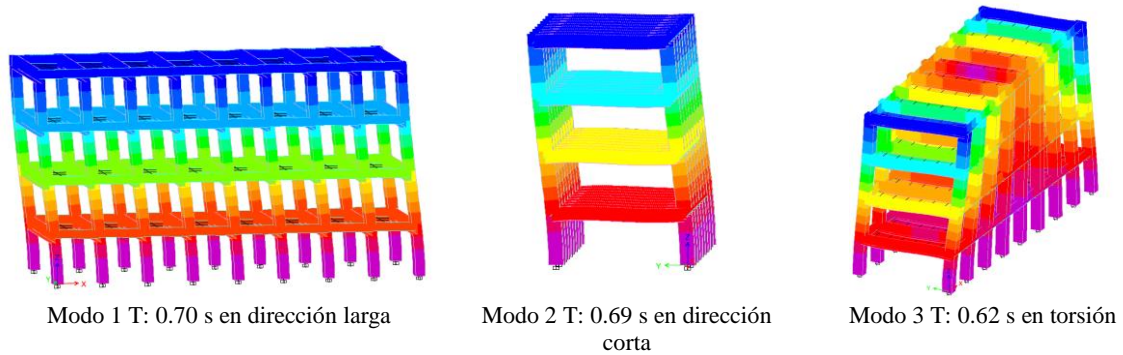


Fig.3.9 Modos de vibrar de estructura analizada con NTCS-87 con ISE

Se observa que la variación del periodo entre las estructuras con ISE y la de base fija es de aproximadamente 0.07 segundos en los primeros tres modos. Esto significa que la estructura tendrá mayores desplazamientos, por lo que generará problemas ya sea con estructuras colindantes o en los elementos no estructurales.

A continuación, se presentan los modos de vibrar del edificio analizado con las NTCS-77 (DDF, 1977) considerando una base empotrada.

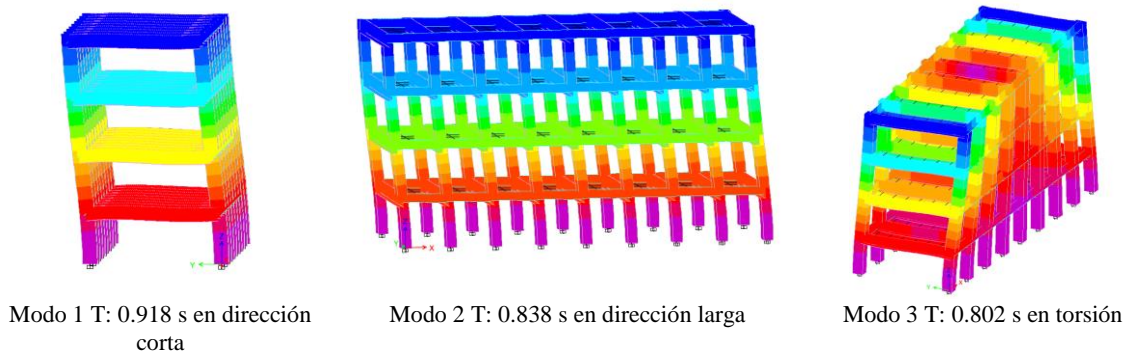


Fig.3.10 Modos de vibrar de estructura analizada con NTCS-77 sin ISE

De igual forma, se presentan en la Fig. (3.11) los modos principales del mismo edificio, ahora considerando el efecto de la interacción suelo estructura:

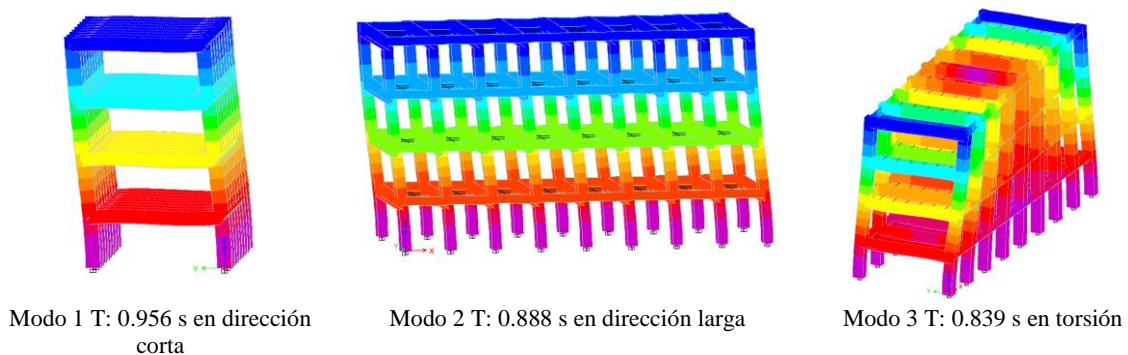


Fig.3.11 Modos de vibrar de estructura analizada con NTCS-77 con ISE

Se observa que la variación del periodo entre la estructura con ISE y la de base fija es de aproximadamente 0.04 segundos en los primeros tres modos.

Como se observa, las estructuras diseñadas con las NTCS-20(GCM, 2020) tienen mayor variación del periodo entre el análisis del edificio con base fija y el que tiene interacción suelo-estructura. Esto debido a que tienen mayor peso, lo que causa que las masas inerciales que actúan en la estructura sean mayores. El suelo recibe mayores esfuerzos y, por lo tanto, mayores deformaciones. Mientras que en los edificios analizados con las NTCS-87 (DDF, 1987) y NTCS-77 (DDF, 1977) la variación del periodo fue menor.

3.7. Estados límite

En este apartado se revisarán que los edificios estén dentro de los requisitos que las normas de acuerdo a su año, para la limitación de distorsiones máximas ante cargas laterales y cargas de servicio.

3.7.1. Revisión de desplazamientos verticales

Se revisó que los elementos estructurales cumplieran con los estados de desplazamientos mínimos de servicio ante cargas verticales.

Para elementos con apoyos en las orillas, donde L es la longitud del claro.

Para NTC-20 es $L/240$

Para NTC-87 es $L/240+0.5\text{cm}$

Para NTC-77 es $L/240+0.5\text{cm}$

3.7.2. Revisión de distorsiones de entrepiso laterales

Se hará la revisión de distorsiones laterales de las direcciones ortogonales de las estructuras.

Según las NTCS-20 (GCM, 2020, capítulo 4, *Factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles*, tabla 4.2.1), las distorsiones inelásticas máximas del "sistema de marcos de concreto" (con un valor de $Q=2$) establece que γ_{max} debe ser menor o igual que 0.015.

Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso descrito anteriormente, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño, multiplicadas por Q y por R, no excederán los valores obtenidos para la distorsión límite (γ_{max}), según el sistema estructural que se haya adoptado.

A continuación se presentan las distorsiones de entrepiso de los edificios diseñados con las NTCS-20(GCM, 2020).

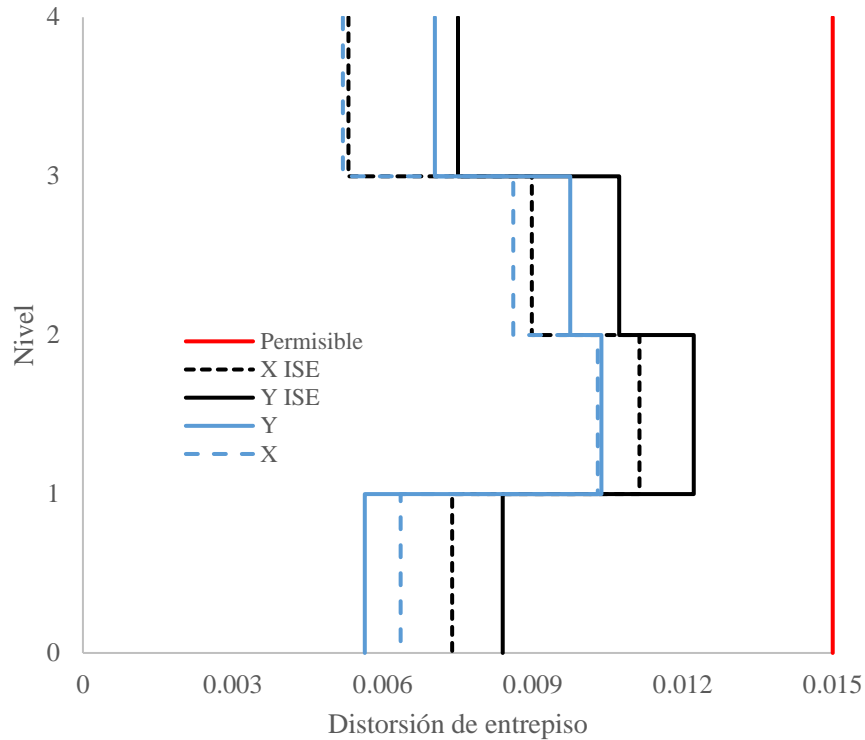


Fig.3.12 Distorsiones de entrepiso para la seguridad contra el colapso de los edificios analizados con NTCS-20

Como se observa en la figura anterior, las distorsiones del edificio con interacción suelo-estructura son mayores, esto se da porque, además de que el suelo agrega un desplazamiento extra, la estructura tiene mayor demanda de fuerzas sísmica, gracias al aumento del periodo las S_a .

A continuación se presentan las distorsiones de entrepiso de los edificios diseñados con la NTCS-87 (DDF, 1987). Según las NTCS-87, las deformaciones se calcularán multiplicado por Q las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático. También establece que γ_{max} debe ser menor o igual que 0.006.

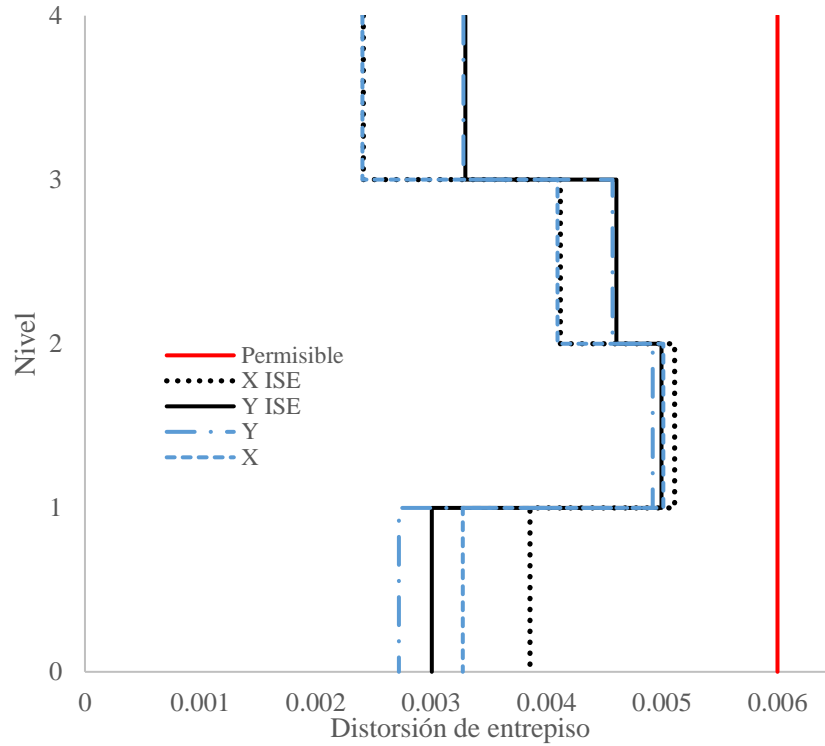


Fig. 3.13 Distorsiones máximas obtenidas de los modelos y la máxima permisible (0.006)

A continuación se presentan las distorsiones de entrepiso de los edificios diseñados con las NTCS-77 (DDF, 1977). Para efectos de revisión, la distorsión permisible máxima en estructuras formadas por marcos de concreto, se establece que γ_{\max} debe ser menor o igual que 0.008.

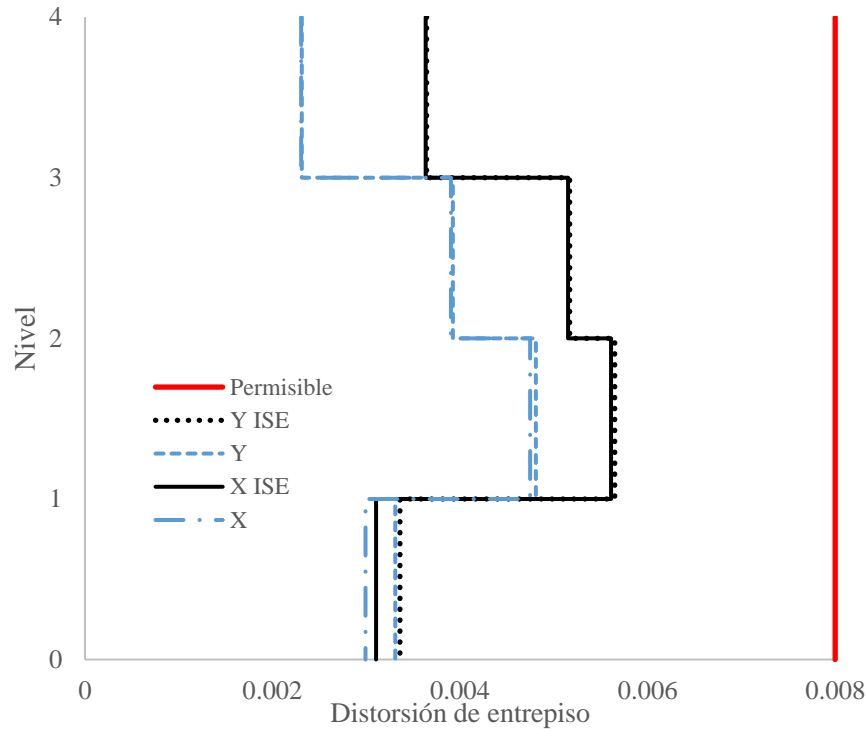


Fig. 3.14 Distorsiones máximas obtenidas de los modelos y la máxima permisible (0.008)

En todos los casos las distorsiones de las estructuras que se analizaron con la interacción suelo estructura fueron mayores. Pero no lo suficiente como para sobrepasar los límites de distorsión de entrecorreo permisible.

4. Análisis Dinámicos Incrementales (IDA)

El análisis dinámico incremental es una herramienta para evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios. Permite calcular el daño global de estructuras para diferentes aceleraciones máximas del terreno y representar este resultado por medio de curvas de daño. Dichas curvas se utilizan para evaluar el riesgo sísmico (Vargas, 2016).

4.1. Amenaza sísmica

En este apartado se muestran los registros sísmicos utilizados en los análisis IDA:

Se tomaron de las Normas Técnicas Complementarias sismo de la ciudad de México NTCS-20 (GCM, 2020), en su apartado 6.2.1 *Movimientos del terreno*, el mínimo número de registros a utilizar en estos análisis: “*Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, deben utilizarse parejas de acelerogramas de temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo T_s en el sitio sea menor que 2 s, deben usarse no menos de ocho parejas de movimientos representativos. Para T_s igual o mayor que 2 s, deben usarse no menos de doce parejas*”.

Para este caso, se tomarán 12 parejas de acelerogramas. Esto debido a que el periodo del suelo donde se considera están las estructuras es mayor a 2 segundos. A continuación se muestra la información de los registros utilizados en los análisis no lineales:

Tabla 4.1 Datos de los registros sísmicos empleados en el análisis.

Nombre de la estación	Clave	Componente	PGA (cm/s ²)	Tipo de suelo
CULHUACÁN	CH-84	E-O	225.60	Arcilloso, zona lago
JARDÍN DE NIÑOS "JUAN B. DE LA SALLE"	AP-86	E-O	133.95	Arcilloso, zona lago
PARQUE JARDINES DE COYOACÁN	JC-54	E-O	204.11	Arcilloso, zona lago
PARQUE JARDINES DE COYOACÁN	JC-54	N-S	220.27	Arcilloso, zona lago
MIRAMONTES	MI-15	E-O	133.43	Terreno blando, material compresible (arcillas)
MIRAMONTES	MI-15(2)	N-S	207.19	Terreno blando, material compresible (arcillas)
MEYEHUALCO	MY-19	N-S	119.88	Terreno blando, material compresible (arcillas)
SAN SIMÓN	SI-53	E-O	177.57	Terreno blando, material compresible (arcillas)
SAN SIMÓN	SI-53	N-S	129.03	Terreno blando, material compresible (arcillas)
TLÁHUAC	TH-35	E-O	186.69	Terreno blando, material compresible (arcillas)
TLÁHUAC	TH-35	N-S	189.94	Terreno blando, material compresible (arcillas)
JARDÍN DE NIÑOS "XOCHIMILCO"	OX-36	E-O	173.56	Arcilloso, zona lago

Los registros a usar corresponden al evento ocurrido el 19 de septiembre del 2017, con magnitud de 7.1, cuyo epicentro se encuentra a 120 km al sur de la capital del país. Los niveles de intensidad a los que fue escalado cada registro en función de la Sa espectral varían en un rango de 0.1g hasta 0.8g y 1.6g dependiendo del caso, con incrementos de 0.1g. Los registros se escalan para obtener la respuesta estructural a distintas intensidades, esto es, para observar el comportamiento lineal y no lineal de las estructuras. En la figura 4.1 se muestra el espectro de respuesta de la aceleración del suelo CH84, el cual ilustra el periodo y la Sa correspondientes al edificio analizado con las NTCS-20 y NTCC-20 (GCM-20) con interacción suelo-estructura. La Sa correspondiente al edificio se divide entre un porcentaje de la gravedad (mostrado en la tabla 4.2), donde, por ejemplo, el nivel de intensidad de 0.1 de g corresponde al 10% de g (98.1 cm/s²). Este se divide entre la Sa espectral de la estructura (98.1 cm/s²/379 cm/s²), obteniendo un factor de escala, el cual es multiplicado por el registro sísmico correspondiente, en este caso el CH84. Esto se realizó con todos los registros e intensidades ya mencionados.

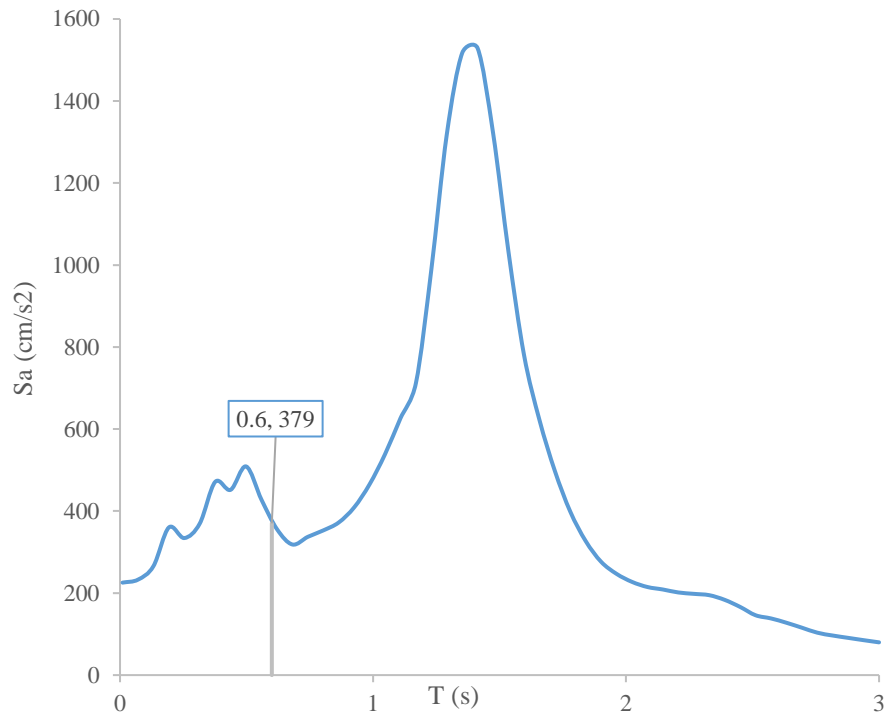


Figura 4.1 Espectro de respuesta del registro CH-84 dirección E-O

Tabla 4.2 Ejemplo de niveles de intensidad y factores de escala del acelerograma registrado en la estación CH84.

Nivel de intensidad	Medida de intensidad	S_{aest}	Factor de escala
% de (g)	s_a (cm/s ²)	cm/s ²	Med _{inten} /S _{aest}
0.1	98.1	379.62	0.26
0.2	196.2	379.62	0.52
0.3	294.3	379.62	0.78
0.4	392.4	379.62	1.03
0.5	490.5	379.62	1.29
0.6	588.6	379.62	1.55
0.7	686.7	379.62	1.81
0.8	784.8	379.62	2.07
0.9	882.9	379.62	2.33
1.0	981	379.62	2.58
1.1	1079.1	379.62	2.84
1.2	1177.2	379.62	3.10
1.3	1275.3	379.62	3.36
1.4	1373.4	379.62	3.62
1.6	1569.6	379.62	4.13

4.2. Relaciones momento-rotación para los elementos estructurales

Los modelos momento-rotación, muestran el comportamiento elástico, inelástico y la falla de los elementos estructurales bajo fuerzas de flexión. Esto nos da la relación de la deformación impuesta por la fuerza aplicada al elemento. Con estos cocientes podemos conocer los puntos de fluencia y de falla de los elementos estructurales ante cargas sísmicas y gravitatorias.

A continuación se muestran las curvas momento-rotación en las traveses y columnas en la dirección analizada de la estructura, obtenidos con el programa CUMBIA (Montejo y Kowalsky, 2007) realizado en Matlab (Mathworks, 1984). Los IDA sólo fueron realizados en la dirección x (larga) de las estructuras (figura 4.2). Sólo se realizaron los análisis en esta dirección debido a que esta muestra es un sistema de marcos más complejo que la dirección corta.

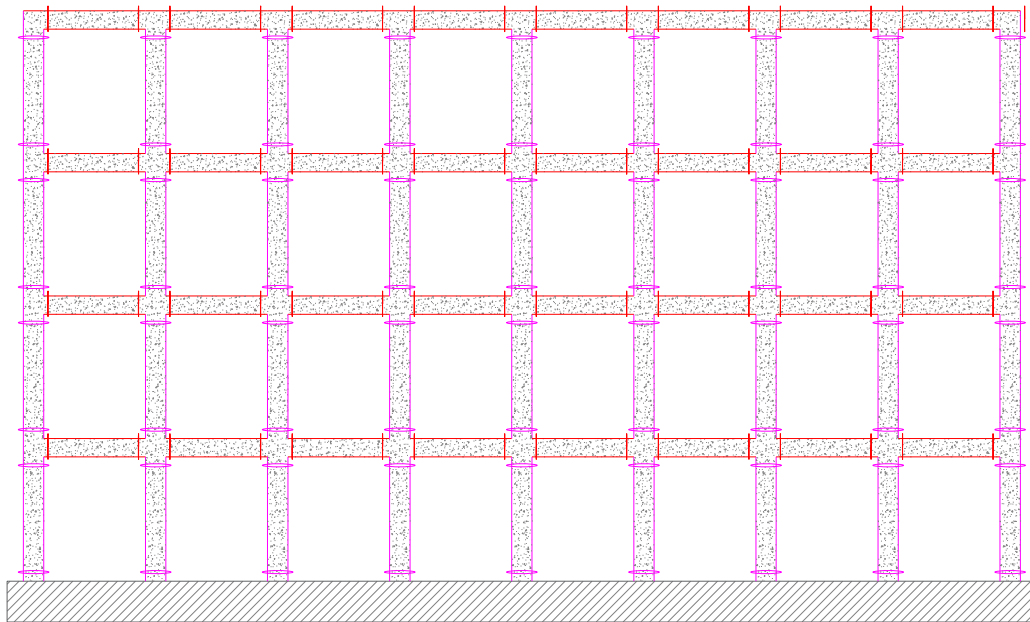


Figura.4.2 Localización de articulaciones plásticas (en las orillas de las traveses y columnas) asignadas al modelo numérico y dirección de los análisis no lineales.

Modelos constitutivos:

En el análisis de estructuras no sólo se requiere definir adecuadamente el nivel de las deformaciones que los distintos elementos estructurales experimentan, sino que en muchas ocasiones se deben conocer los esfuerzos o fuerzas internas a los que se ven sujetos. Por lo tanto, es necesario encontrar las correlaciones que existen entre las deformaciones de los elementos y los esfuerzos asociados a ellas. A las ecuaciones que relacionan a los esfuerzos de un elemento con sus deformaciones se les denomina modelos constitutivos (Tena, 2007).

Entonces, los modelos constitutivos son la relación interna de esfuerzos y deformaciones de los materiales, ya sean elásticas, inelásticas lineales o no lineales. En este caso el modelo constitutivo empleado fueron las curvas momento-rotación bilinealizada.

4.3. Relaciones momento-rotación analíticas y bilinealizadas que se asignaron a los marcos

Se asignaron las relaciones momento-rotación a los edificios con y sin interacción suelo-estructura analizados con NTCS-20 y NTCC-20 (GCM-20) figuras (4.3 y 4.4).

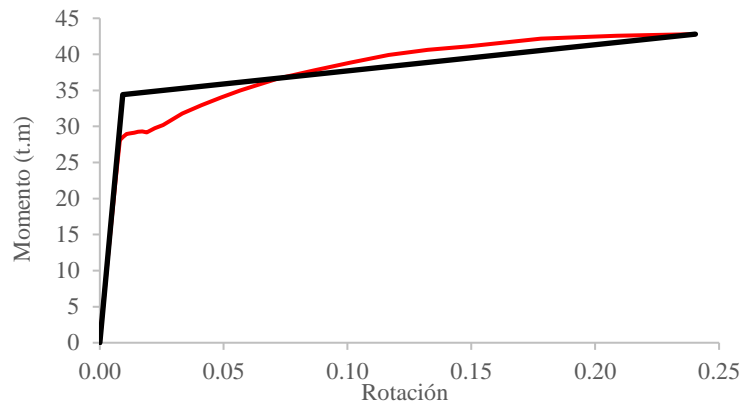


Figura.4.3 Diagrama momento-rotación analítico y bilineal de las trabes de los edificios con NTCS-20.

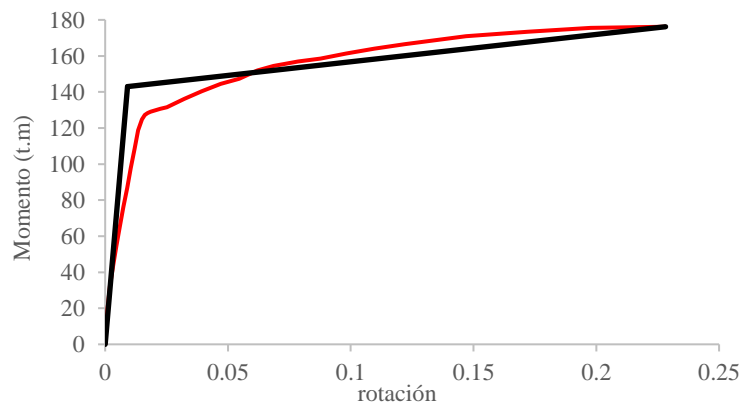


Figura.4.4 Diagrama momento-rotación analítico y bilineal de las columnas de los edificios con NTCS-20.

Se asignaron las relaciones momento-rotación a los edificios con y sin interacción suelo-estructura analizados con NTCS-87 y NTCC-87 (DDF, 87) figuras (4.5 y 4.6).

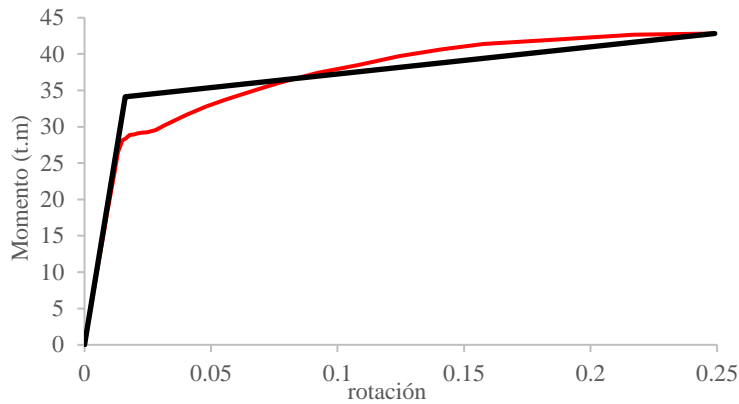


Figura.4.5 Diagrama momento-rotación analítico y bilineal de las trabes de los edificios con NTCS-87.

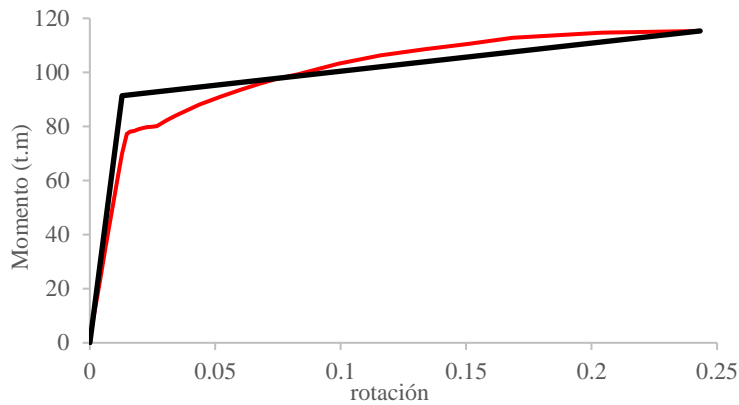


Figura.4.6 Diagrama momento-rotación analítico y bilineal de las columnas de los edificios con NTCS-87.

Se asignaron las relaciones momento-rotación a los edificios con y sin interacción suelo-estructura analizados con NTCS-77 y NTCC-77 (DDF, 77) figuras (4.7 y 4.8).

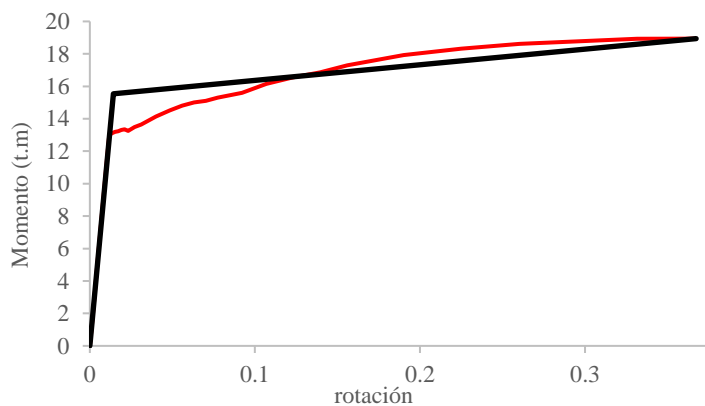


Figura.4.7 Diagrama momento-rotación analítico y bilineal de las trabes de los edificios con NTCS-77

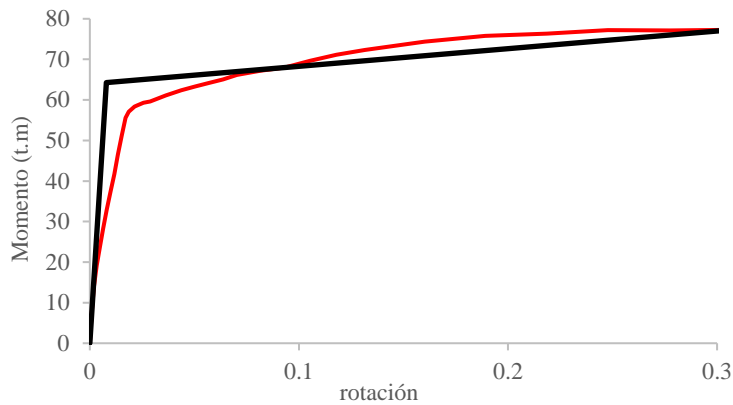


Figura.4.8 Diagrama momento-rotación analítico y bilineal de las columnas de los edificios con NTCS-77

4.4. Modelos de histéresis empleados

Histéresis es un proceso de disipación de energía a través de la deformación (desplazamiento). La histéresis no es más que la relación fuerza-deformación de los materiales donde, se presenta la pérdida y deterioro de rigidez a cargas y descargas por medio de la disipación de energía.

Un análisis de respuesta sísmica inelástica de estructuras requiere modelos de histéresis realistas que representen la relación de resistencia-deformación de un modelo de un elemento estructural. Las correlaciones de resistencia-deformación son diferentes para materiales constitutivos de una sección, para una sección, para un miembro, para un piso e incluso para una estructura entera. La curva resistencia-deformación de una unidad de análisis estructural observado en un ensayo de laboratorio debe ser idealizado dentro de un modelo de histéresis de resistencia-deformación. Entonces, se deben usar niveles diferentes de modelos de resistencia-deformación para elementos estructurales considerados en un análisis. Un modelo de histéresis se obtiene por la extracción de características comunes de las relaciones de resistencia-deformación observadas en las pruebas de laboratorio de los miembros de propiedades similares. El modelo de histéresis de un miembro debe ser capaz de expresar la correlación de resistencia-deformación bajo cualquier historia de cargas, incluyendo las reversiones de carga (Otani, 2012).

Cuando se utilizan registros completos se demanda a la estructura un mayor número de ciclos, lo que tiene como consecuencia un mayor daño estructural y una mayor reducción en la resistencia debido al efecto acumulado de degradación. Una estructura que se somete a varios ciclos de comportamiento plástico puede sufrir un deterioro importante en sus características mecánicas, lo que puede resultar en que falle a un nivel de ductilidad o desplazamiento significativamente menor al que se supone durante su diseño (Terán *et al.*, 2009).

El modelo de histéresis empleado en esta tesina es el modelo de Takeda (Takeda *et al.*, 1970). En este modelo se ha observado que se disipa una menor cantidad de energía, a diferencia de otros modelos de histéresis, como ejemplo el modelo cinemático (CSI, 2017).

4.5. Resultados de los análisis IDA

Después de haber realizado todos los análisis dinámicos en el programa de análisis estructural ETABS-18 (CSI, 2018) para los edificios con ISE y con base fija, se obtuvieron 12 curvas IDA de cortante basal máximo, desplazamiento máximo de azotea y distorsión de entrepiso máxima contra el nivel de intensidad del movimiento del suelo en términos de porcentajes de g. A continuación, en las siguientes figuras se presentan las gráficas correspondientes.

En las figuras 4.9 y 4.12 se muestra la distorsión máxima de entrepiso y los desplazamientos máximos de azotea de los edificios analizados con NTCS-20 y NTCC-20 (GCM-20). Se observa que la variación de las distorsiones y desplazamientos son lineales en ambos casos, con excepción del sismo MI15 (2) donde presenta distorsiones y desplazamientos grandes a un nivel de intensidad de 1 g, mientras que en los demás casos, a niveles altos de intensidad sísmica, se mantienen constantes las curvas. Esto significa que en la mayoría de los registros utilizados, la demanda sísmica se encuentra en un rango lineal a niveles de 0.1g a 0.8g. En las figuras 4.10 y 4.13 se muestran las distorsiones máximas de entrepiso y los desplazamientos máximos de azotea de los edificios analizados con NTCS-87 y NTCC-87 (DDF, 87), en los cuales se puede apreciar que la estructura sufre daños mayores a menores niveles de intensidad que los anteriormente descritos. En la intensidad de 0.9g se observa que ambas estructuras empiezan a sufrir una gran pérdida de rigidez, lo que indica que sus elementos, ya sean traveses o columnas, ya presentaron momentos mayores de su resistencia a la fluencia, por lo que las deformaciones aumentarán desproporcionalmente a comparación de los momentos actuantes. Mientras que los edificios analizados con NTCS-77 y NTCC-7 (DDF, 77) (figuras 4.11 y 4.14) presentan grandes desplazamientos y distorsiones a niveles bajos de intensidad, demostrando que presentan menor rigidez que los otros edificios analizados con reglamentos más actuales.

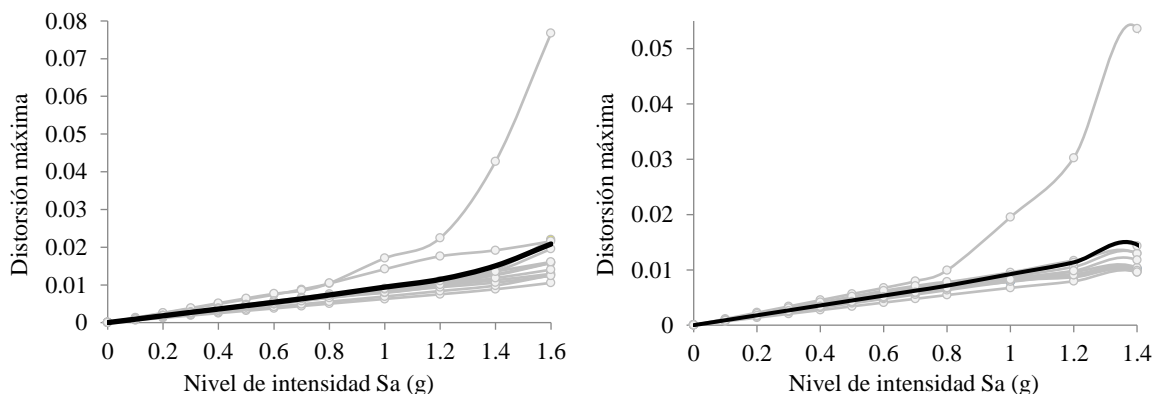


Figura 4.9 Distorsión máxima de entrepiso contra nivel de intensidad: izquierda, resultados del edificio analizado con NTCS-20 con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-20 sin ISE.

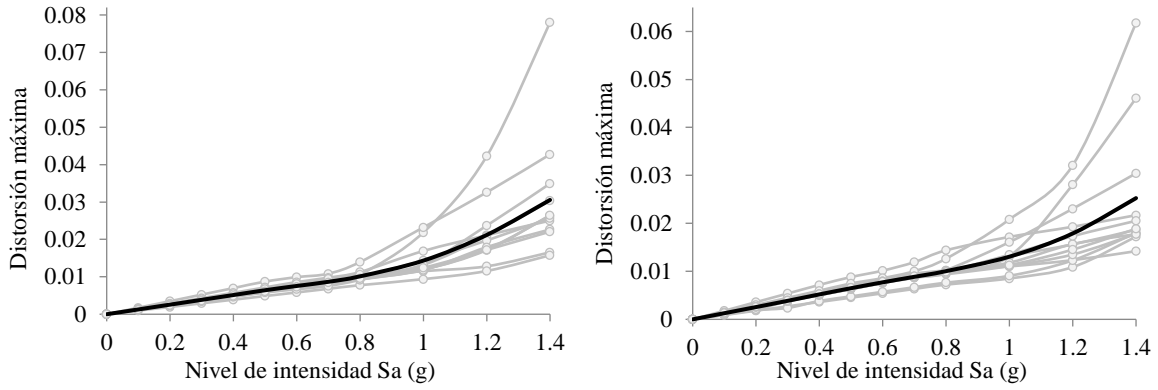


Figura 4.10 Distorsión máxima de entresuelo contra nivel de intensidad: izquierda, resultados del edificio analizado con NTCS-87 con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-87 sin ISE.

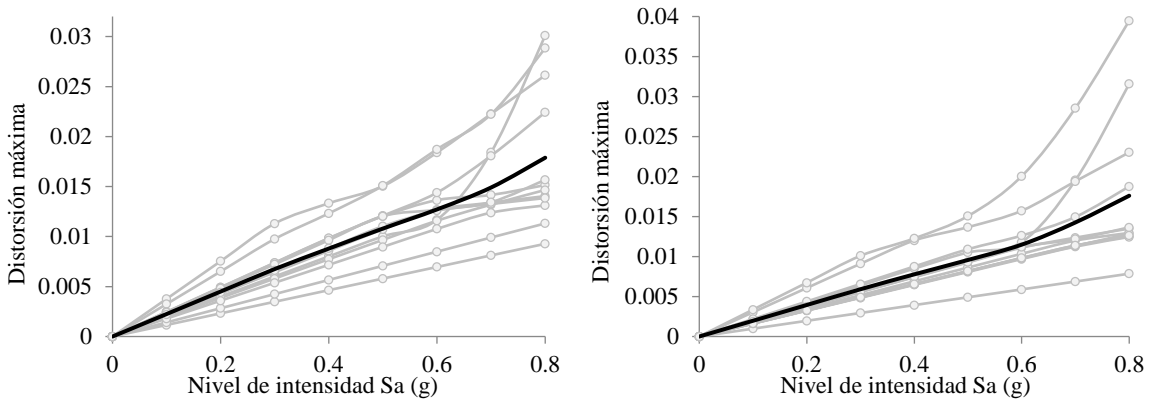


Figura 4.11 Distorsión máxima de entresuelo contra nivel de intensidad: izquierda, resultados del edificio analizado con NTCS-77 con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-77 sin ISE.

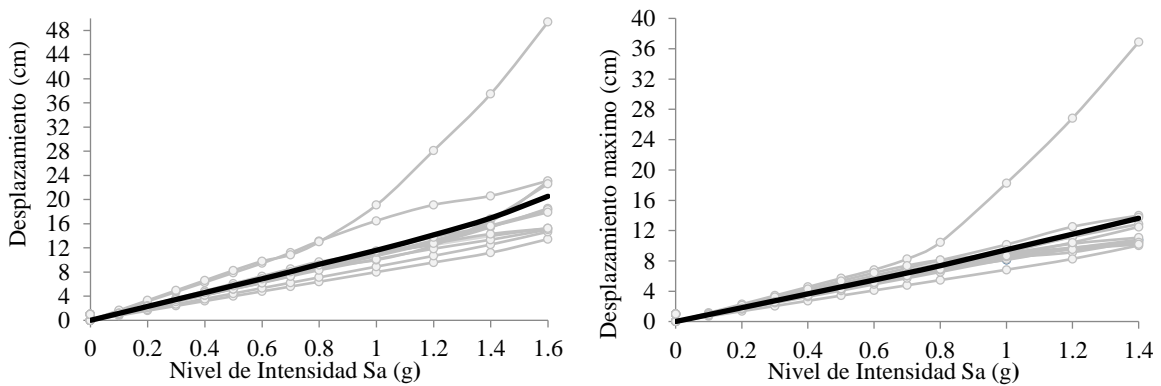


Figura 4.12 Desplazamiento máximo de azotea contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-20 con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-20 sin ISE.

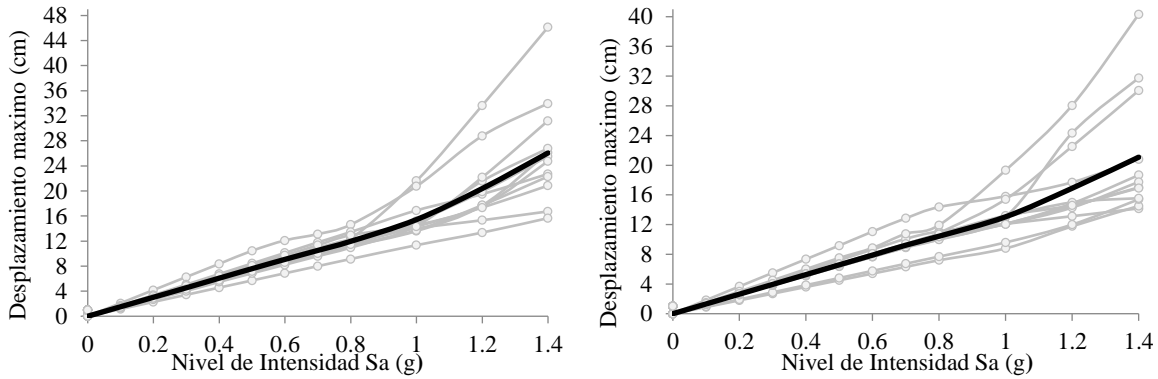


Figura 4.13 Desplazamiento máximo de azotea contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-87 con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-87 sin ISE.

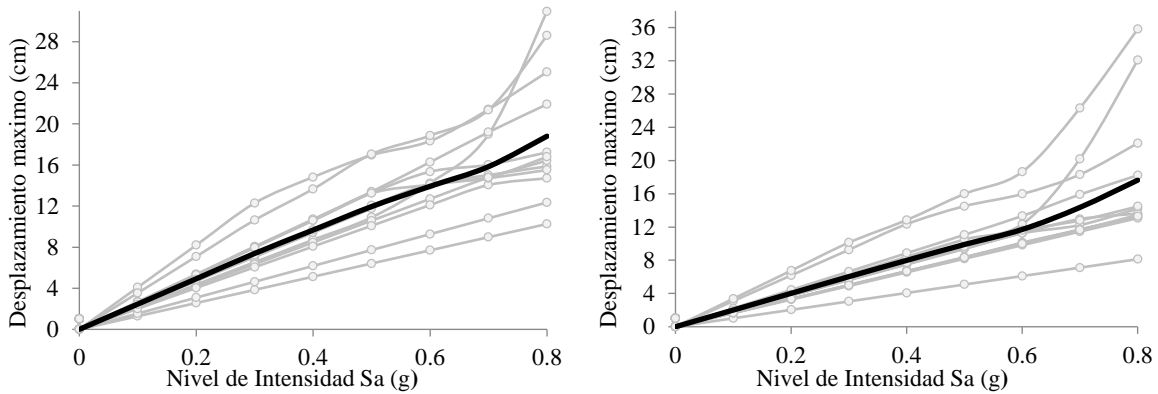


Figura 4.14 Desplazamiento máximo de azotea contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-77 con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-77 sin ISE.

En las figuras 4.15, 4.16 y 4.17 se muestran los cortantes máximos en la base de los edificios analizados con NTCS-20 y NTCC-20 (GCM-20), NTCS-87 y NTCC-87 (DDF, 87) y NTCS-77 y NTCC-7 (DDF, 77). Estas curvas IDA muestran cómo la estructura pierde rigidez y como a niveles más altos de intensidad la estructura empieza a recibir menor demanda sísmica.

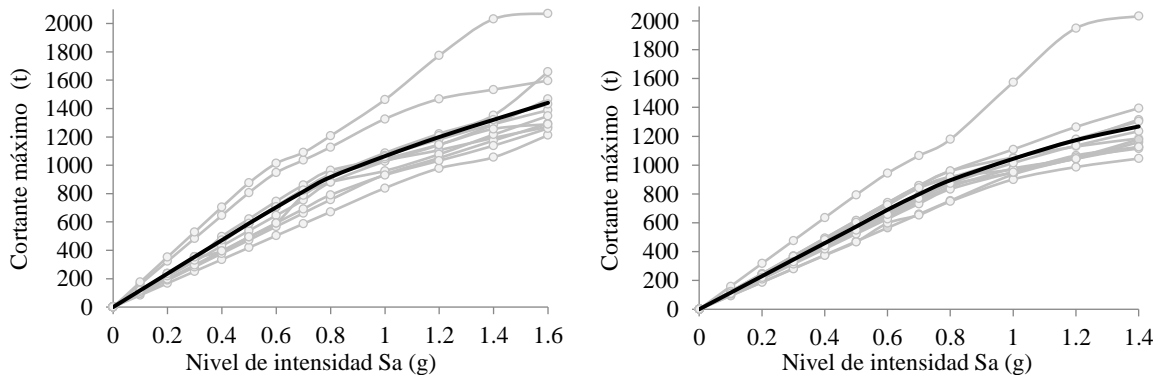


Figura 4.15 Cortante en la base máximo contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS- con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-20sin ISE.

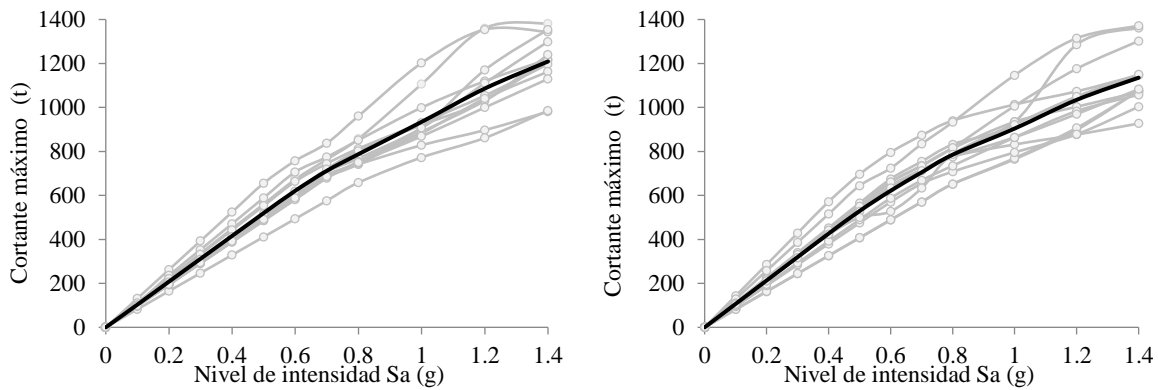


Figura 4.16 Cortante en la base máximo contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-87 con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-87 sin ISE.

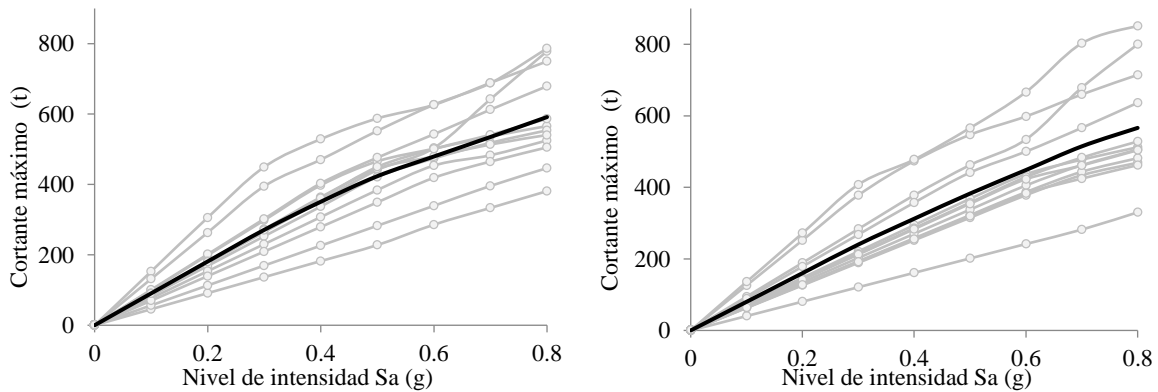


Figura 4.17 Cortante en la base máximo contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-77 con ISE y derecha, edificio analizado con NTCS-77 sin ISE.

A continuación se muestran los resultados promedio, esto para obtener el comportamiento característico y la respuesta estructural de los edificios con y sin ISE:

En las curvas IDA de los edificios analizados con las NTCS-20 y NTCC-20 (GCM-20), NTCS-87 y NTCC-87 (DDF, 87) se realizaron los análisis hasta la intensidad de 1.4g. Esto es porque a niveles bajos de intensidad las estructuras permanecían en el rango elástico. Para obtener el comportamiento estructural adecuado de los edificios es necesario llegar a rangos inelásticos y así obtener la respuesta de daño de las estructuras para la obtención de la vulnerabilidad. Lo mismo pasa con los analizados con NTCS-77 y NTCC-7 (DDF, 77) se escaló la intensidad hasta 0.8g ya que la estructura a este nivel de intensidad ya presentó daños considerables.

La figura 4.18 muestra todas las curvas IDA de distorsión máxima de entrepiso. En ella se observa que las estructuras que recibieron menor daño fueron las de los edificios diseñados

con las NTCS-20 y NTCC-20 (GCM-20). Esto gracias a que la estructura cuenta con mayor rigidez dadas las características de las secciones, geometría y los materiales; mientras que las que recibieron mayor daño fueron las diseñadas con las NTCS-77 y NTCC-7 (DDF, 77), las cuales presentan menor rigidez. Esto refleja que los reglamentos han progresado de manera considerable en el análisis sísmico de las estructuras. Por otra parte, se observa que en todos los casos que las estructuras con ISE presentan distorsiones mayores a las de base fija. Este fenómeno se da porque las fuerzas cortantes en la base de los edificios con ISE (figura 4.20) son mayores a las de los edificios sin ISE.

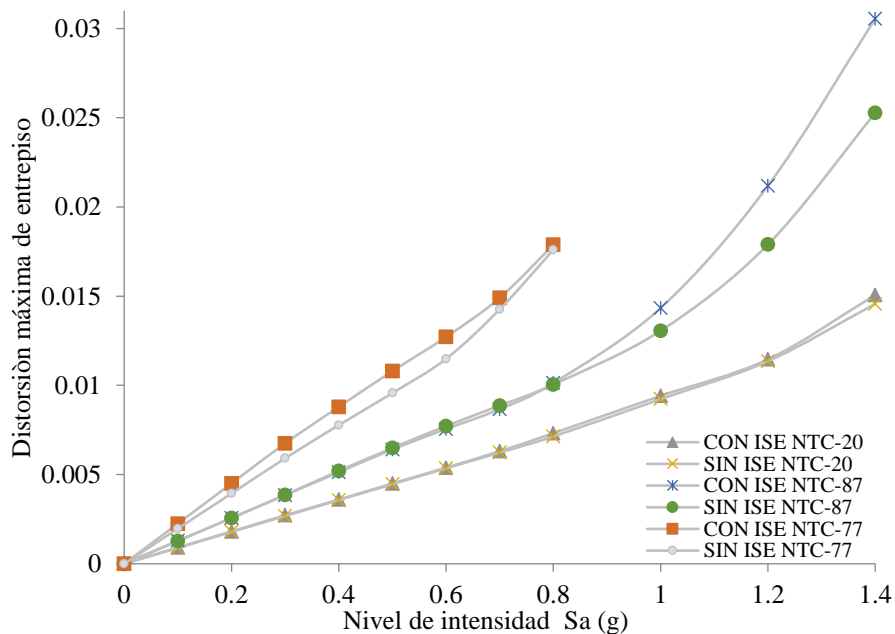


Figura 4.18 Comparación de distorsión máxima de entrepiso promedio contra nivel de intensidad sísmica de los 6 edificios.

La figura 4.19 muestra todas las curvas IDA de desplazamiento máximo de azotea. En ella se observa que en todos los casos las estructuras con ISE presentan desplazamientos mayores a las de base fija. Este fenómeno se da porque las fuerzas cortantes en la base de los edificios con ISE son mayores (figura 4.20) a las de los edificios sin ISE, además de que el suelo sufre desplazamientos y con base fija el suelo no se desplaza, por lo que el desplazamiento total de los edificios con ISE será mayor que los que no tienen ISE.

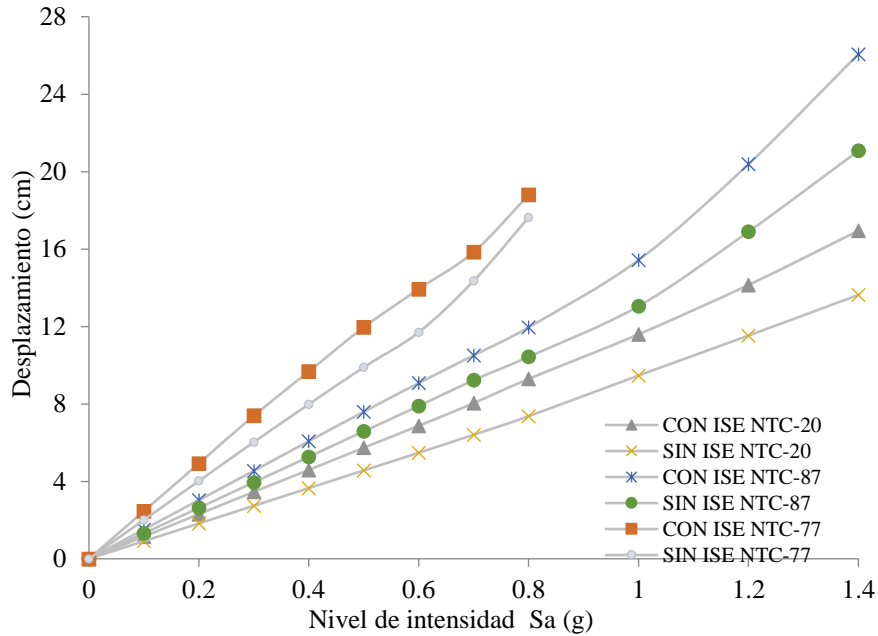


Figura 4.19 Comparación de desplazamiento máximo de azotea promedio contra nivel de intensidad sísmica de los 6 edificios.

Análisis dinámico incremental (IDA), intensidad sísmica vs cortante promedio máximo en la base:

Se observa en la figura 4.20 que los edificios que resisten mayores fuerzas cortantes son los diseñados con las NTCS-20 y NTCC-20 (GCM-20). Después de estos son los NTCS-87 y NTCC-87 (DDF, 87) y por último los NTCS-77 y NTCC-77 (DDF, 77). Esto ocurre porque los reglamentos de construcción han mejorado con el paso del tiempo.

En los edificios con ISE, los cortantes en la base son mayores que los que no tienen ISE. Esto sucede porque en el espectro de respuesta (figura 3.5), los periodos de los 3 edificios con base fija se encuentran en la rama ascendente, mientras que en los que tienen ISE su periodo aumenta. Con este aumento de periodo, crecen las S_a , causando que los edificios con ISE reciban mayor fuerza sísmica.

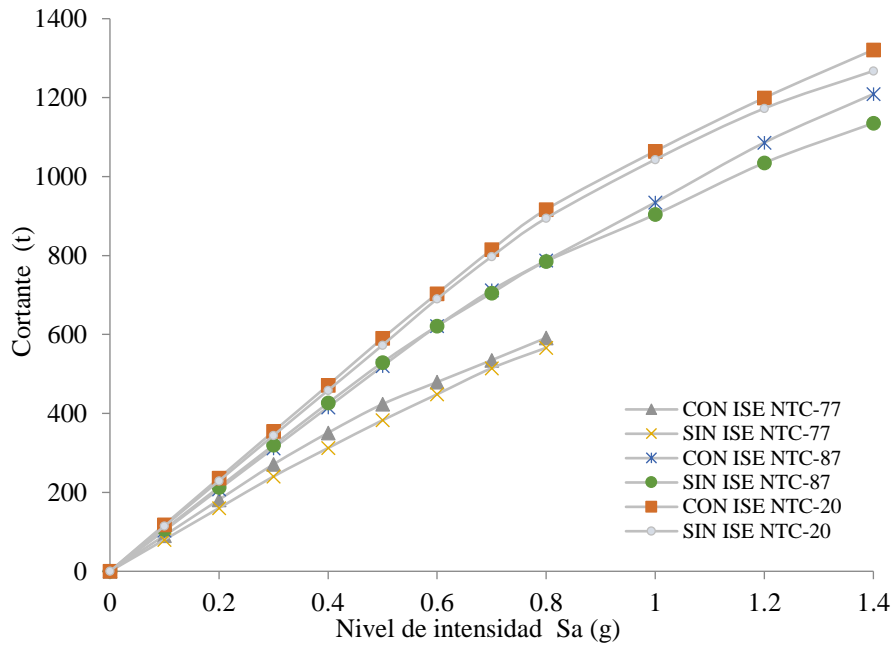


Figura 4.20 Comparación de cortante en la base máximo promedio contra nivel de intensidad sísmica de los 6 edificios.

Al haber obtenido el comportamiento característico de los edificios, se puede concluir que en todos los casos los edificios que obtuvieron mayor daño fueron los que tienen ISE, significando que en estructuras rígidas y con periodos no tan grandes es importante considerar la interacción suelo-estructura, sobre todo en los suelos blandos como los de la ciudad de México.

5. Vulnerabilidad sísmica estructural

En este capítulo se revisará la vulnerabilidad sísmica de los 6 edificios para comprobar si los edificios con ISE son más o menos vulnerables que los analizados con base empotrada. La vulnerabilidad es la relación entre la intensidad del movimiento sísmico y el nivel de daño de la estructura. La vulnerabilidad se puede definir como “el daño que se espera ocurra en una estructura”. La función de vulnerabilidad sísmica de una construcción expresa en forma cuantitativa la relación entre la intensidad de un movimiento sísmico que la puede afectar y el tipo y monto de los daños probables (Méndez, 2010).

5.1. Funciones de daño

Para evaluar el riesgo sísmico de las estructuras existentes debe establecerse cuál es el grado de daño producido por un terremoto. El daño estructural (función de daño) es una medición que parte de la respuesta de los análisis dinámicos no lineales (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Sirve para estimar y cuantificar el daño sufrido ante acciones sísmicas. Se ha desarrollado un método para la evaluación de daño estructural, este es la distorsión máxima de entrepiso (Ordaz *et al.*, 2000). En función de esta distorsión, existe un número importante

de estudios que concluyen que este parámetro de respuesta estructural es uno de los más correlacionados con el daño estructural (Bertero *et al.*, 1991).

Miranda et al (1996) propusieron otra forma de estimar las funciones de vulnerabilidad. En éstas el parámetro que se tomaba en cuenta para relacionarla con la intensidad es la distorsión máxima de entrepiso que se presenta en el edificio durante un evento sísmico.

Vamvatsikos y Cornell (2002) dicen que la distorsión de entrepiso es una medida de daño importante, dado que está ligado a la inestabilidad estructural.

Esteva *et al* (2004), aplicando una metodología que considera las relaciones de las distorsiones que se tienen en la estructura, obtuvieron funciones de vulnerabilidad de un conjunto de sistemas de marco de concreto reforzado respecto al daño físico que sufren. Transformaron el daño físico en daño económico, para lo cual tomaron en cuenta todos los costos que se tienen en la reparación de la estructura.

Estas distorsiones se utilizan para estimar el daño físico de la estructura el cual se transforma en indicadores de daño económico (Méndez, 2010).

El desempeño estructural puede evaluarse a partir de las demandas de distorsión plástica de entrepiso (Díaz *et al.*, 2013).

Cuantitativamente el daño se puede expresar como un concepto físico, descrito por medidas adecuadas de las respuestas estructurales tanto locales como globales (es decir, en sub-arreglos de miembros estructurales). El daño físico también puede ser expresado en términos económicos por medio de los valores esperados de los costos de daño.

Otros ejemplos de función o índice de daño es *el índice de daño de Park y Ang* (1985), donde el nivel de daño estructural en elementos y estructuras de concreto sujetas a cargas cíclicas puede estimarse a partir de la combinación lineal de demandas máximas de energía y la acumulación de deformación plástica. Cosenza y Manfredi (1996) establecen que un índice de daño que puede tomar en cuenta el cambio de la capacidad de disipación de energía de una estructura en función de su historia de desplazamientos. Esto se puede formular a partir de la teoría de acumulación lineal de daño (hipótesis de Miner), o el propuesto por Terán-Gilmore y Jirsa (2005), que considera el deterioro del comportamiento histerético de una estructura.

El parámetro empleado en este trabajo para estimar el nivel de daño en las estructuras es la distorsión máxima de entrepiso, empleando la formulación propuesta por Ordaz *et al* (2000) para definir curvas de vulnerabilidad estructural, descrita en el capítulo 2.

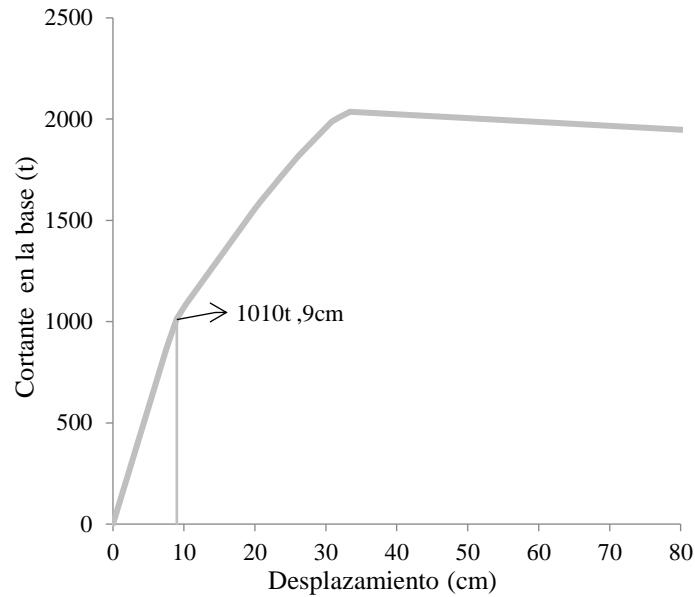


Figura 5.1 Curva donde se muestra que el inicio de la fluencia en 9cm a una fuerza córtate en la base de 1010t.

Para lograr lo anterior, se muestra a continuación los pasos para obtener las curvas de vulnerabilidad de manera ejemplificada según la ecuación 2.25, la cual se presenta a continuación para facilitar la lectura:

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \right)^\varepsilon \right] \quad (2.25)$$

1) Para obtener el valor de γ_i :

Distorsiones máximas de entrepiso, obtenidas de los análisis IDA.

2) Para la obtener el valor de γ_0 :

Ir a la curva pushover fig.5.1 y localizar donde empieza a fluir la estructura (el desplazamiento de fluencia δy).

De este desplazamiento asociado a la fluencia (δy) se va a tomar el 30% extra. Si δy : 9 cm el 30% extra de δy es 11.7cm. ¿Por qué tomar el 1.3 de δy ?, porque es donde se asume se va a presentarse el 50% de daño en la estructura.

Ya con el 130% de δy , ir a los resultados de desplazamiento de los análisis IDA donde se va a localizar los "desplazamientos promedio" y localizar entre qué niveles de intensidad se encuentra. Esto se muestra en la tabla 5.1 y se ve que 11.7 cm esta entre los niveles de intensidad 1.0g y 1.2g. Al localizar este valor se tendrá que obtener la distorsión relacionada a este $1.3 * \delta y = 50\%$ de daño.

Entonces, γ_0 "es la distorsión asociada al 50% de daño de la estructura.

Tabla 5.1 Resultados IDA promedio de desplazamiento

S _a (intensidad)	(δ) promedio	
%g	cm	
0	0	
0.1	1.15241667	
0.2	2.304975	2.7cm
0.3	3.45744167	
0.4	4.59009167	
0.5	5.73795833	
0.6	6.87084167	
0.7	8.04211667	
0.8	9.290525	
1.0	11.5963083	11.7cm
1.2	14.1462167	
1.4	16.9456	
1.6	20.5410417	

3) Para la obtener el valor de ϵ :

Ir a la curva pushover fig.5.1 y localizar donde empieza a fluir la estructura (el desplazamiento de fluencia δ_y)

De este desplazamiento asociado a la fluencia (δ_y) se tiene que tomar el 30%. Si δ_y : 9 cm el 30% de δ_y es 2.7cm. ¿Por qué tomar el 30% de δ_y ? se toma el 30% de δ_y porque es donde se asume se va a presentar el primer agrietamiento de los elementos estructurales, por lo tanto es el "inicio del daño de la estructura" ($0.3 * \delta_y$).

Ya con el 30% de δ_y , se tiene que ir a los resultados de desplazamiento de los análisis IDA donde se van a localizar los "desplazamientos promedio". Después de esto, localizar entre qué niveles de intensidad se encuentra. Esto se muestra en la tabla 5.1 y se ve que 2.7 cm esta entre los niveles de intensidad 0.2g y 0.3g. Al haber localizado este dato se puede hacer una interpolación para obtener el nivel de intensidad asociado al 30% de δ_y (2.7cm). El nivel de intensidad asociado en este caso fue 0.234g. La interpolación da el valor de la intensidad asociada al inicio de daño de la estructura y con ese valor se hace un ajuste en la gráfica de vulnerabilidad, (la curva tendrá que elevarse en la intensidad inicial de daño, en este caso 0.234g que se muestra en la figura 5.2). Entonces Épsilon " ϵ " es un valor asociado a la intensidad asociada al inicio de daño de la estructura.

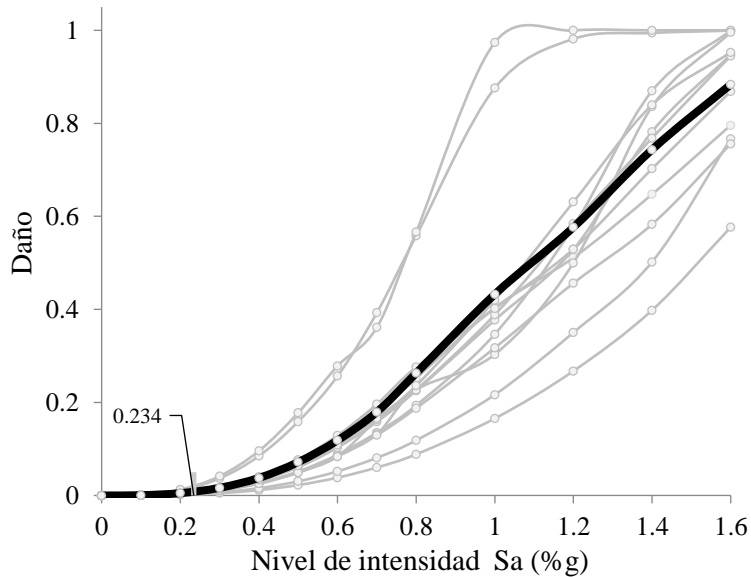


Figura 5.2 Ejemplo de curvas de vulnerabilidad, se indica el valor de intensidad donde las curvas se levantan (inicio del daño, primer agrietamiento 30% de δ_y)

Después de haber calculado el daño bruto esperado de la estructura se grafica contra el nivel de intensidad, da como resultado las curvas de vulnerabilidad como mostradas en el capítulo 5.2.

5.2. Curvas de vulnerabilidad

Los resultados obtenidos en este trabajo representan estructuras que se considera están construidas sin ningún defecto constructivo, que no tiene ningún daño y que su diseño se hizo siguiendo los reglamentos ya mencionados. Los resultados se discuten en la sección 5.3.

Las curvas de vulnerabilidad fueron obtenidas a partir de la función o índice de daño (ecuación 2.25) descrita en la sección 5.1 y de los IDA representados en términos de la distorsión máxima de entrepiso.

Las siguientes curvas muestran los resultados de daño vs intensidad para cada uno de los registros sísmicos considerados (curvas grises), así como el promedio (curva negra) y la desviación estándar, para conocer la dispersión de los resultados (curva negra discontinua).

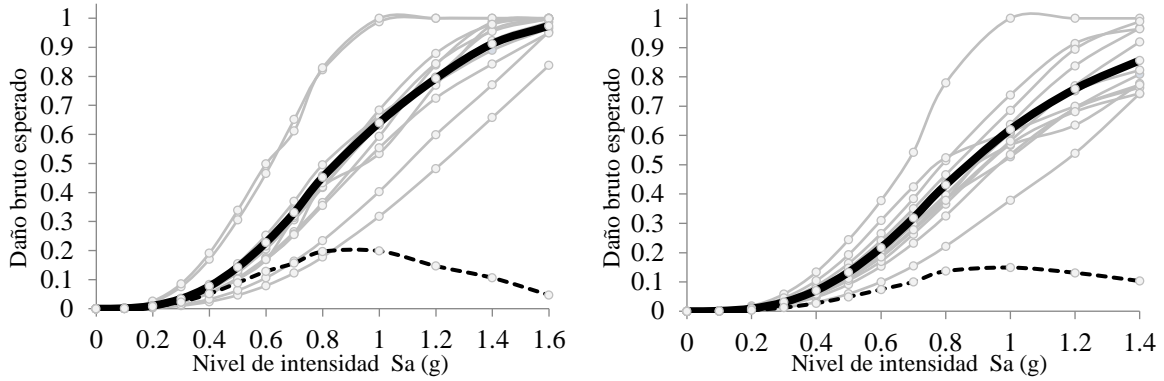


Figura 5.3 Curvas de vulnerabilidad, contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-20 con ISE, derecha del edificio analizado con NTCS-20 sin ISE.

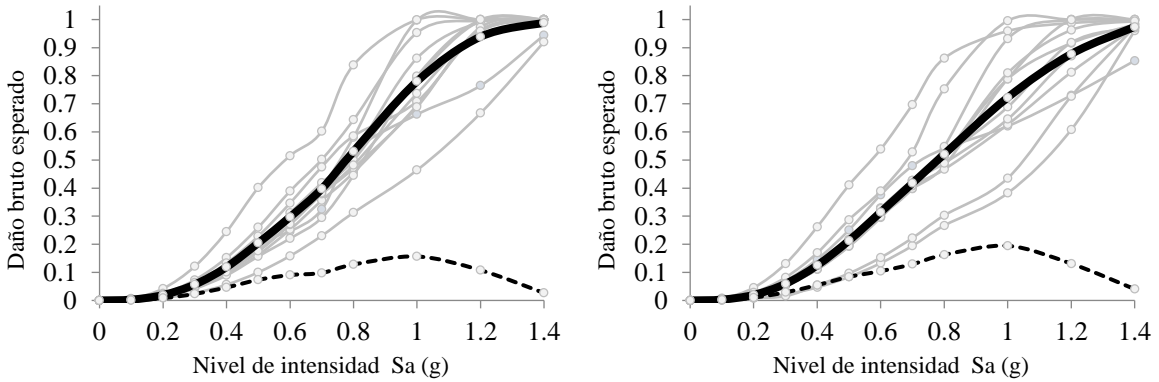


Figura 5.4 Curvas de vulnerabilidad, contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-87 con ISE, derecha del edificio analizado con NTCS-87 sin ISE.

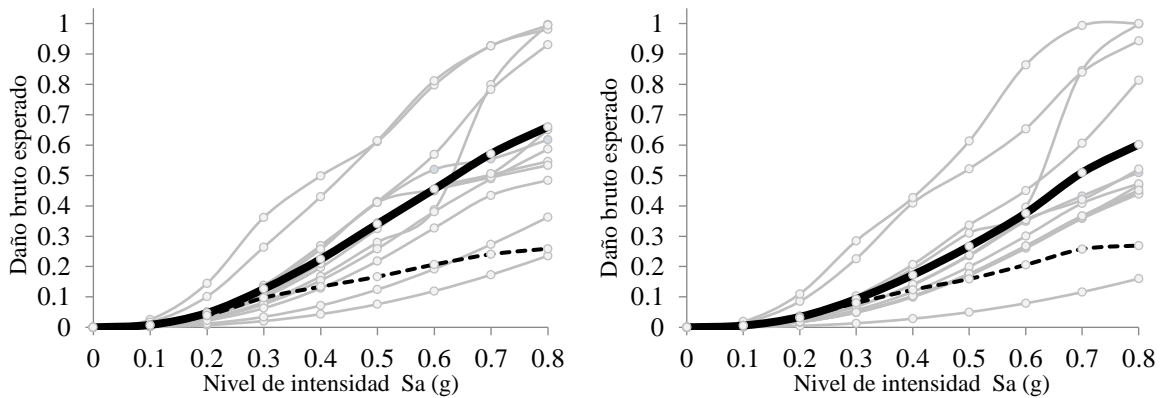


Figura 5.5 Curvas de vulnerabilidad, contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-77 con ISE, derecha del edificio analizado con NTCS-77 sin ISE.

5.3. Análisis de resultados de las curvas de vulnerabilidad promedio

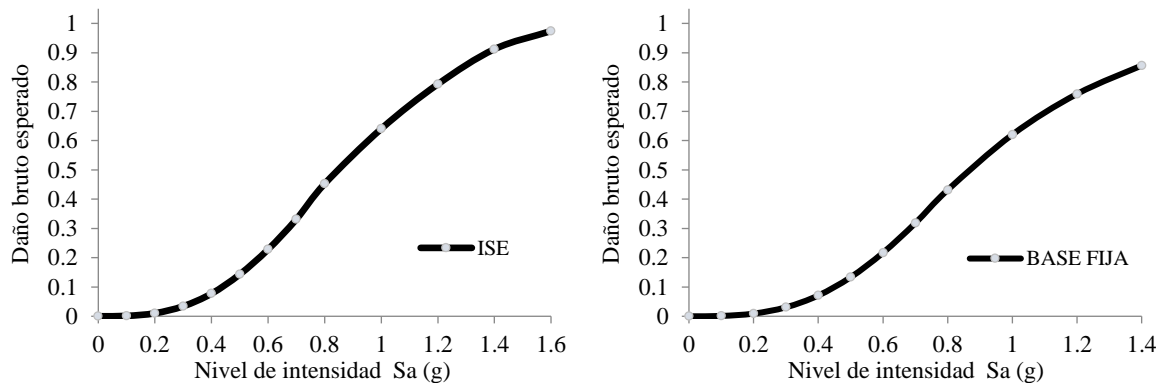
Se realizó un análisis estadístico y se obtuvo el promedio para obtener el comportamiento característico de las curvas de vulnerabilidad. Enseguida se presentan las gráficas en que se comparan las curvas de vulnerabilidad para cada edificio con interacción suelo-estructura y con base fija figuras 5.6, 5.7 y 5.8.

A continuación se presenta el daño esperado de la estructura vs nivel de intensidad sísmica, dado de las derivas máximas de entrepiso:

Se observa en las figuras 5.6, 5.7 y 5.8 que las estructuras con interacción suelo-estructura son más vulnerables que las que se analizaron con base empotrada a niveles altos de intensidad sísmica, mientras que a niveles bajos de intensidad se observa que las curvas presentan casi el mismo daño. En caso de edificios diseñados con las NTCS-20 y NTCC-20, las distorsiones obtenidas del edificio con ISE son mayores 1% que las obtenidas con el edificio con base fija. Lo anterior se debe a las distorsiones máximas de entrepiso en los análisis IDA. En caso de los diseñados con NTCS-87 y NTCC-87, las distorsiones del edificio con ISE son 3% mayores que las obtenidas con el edificio con base fija. Y En caso de los diseñados con NTCS-77 y NTCC-77 las distorsiones del edificio con ISE son 9% mayores que las obtenidas con el edificio con base fija.

Lo anterior dice que al mismo nivel de intensidad de aceleración del suelo, los edificios con ISE presentan mayores daños que los edificios con base fija.

Las distorsiones de entrepiso de los edificios con ISE de la figura 4.18 son mayores debido a que en el espectro de respuesta (figura 3.5) los 6 edificios se encuentran en la rama ascendente del espectro. Por lo tanto, al considerar la interacción suelo-estructura, el periodo aumenta conforme las S_a . Lo anterior se comprueba también en los resultados de los análisis IDA de cortante en la base (figura 4.20) donde las fuerzas cortantes en la base de los edificios con interacción suelo-estructura son mayores que las fuerzas cortantes de los edificios con base fija al mismo nivel de intensidad.



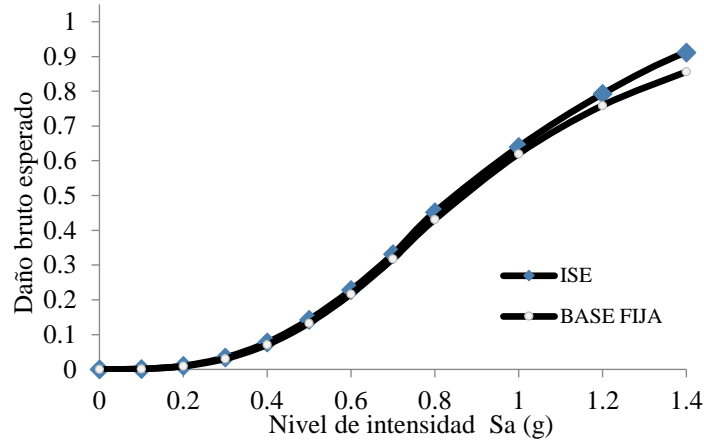
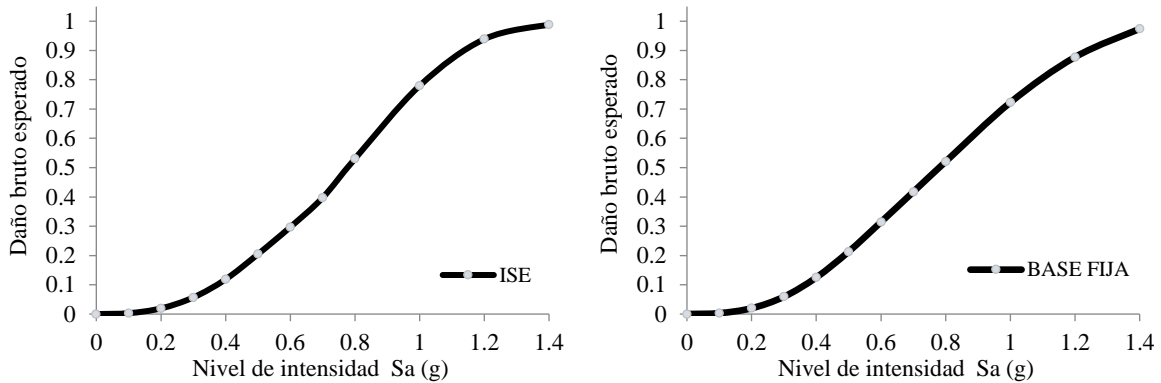


Figura 5.6 Curvas de vulnerabilidad promedio, contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-20 con ISE, derecha del edificio analizado con NTCS-20 sin ISE y parte inferior comparación de las 2 curvas.

En la figura (5.6) se muestra la comparación de las curvas de vulnerabilidad de los edificios con y sin ISE diseñados con NTCS-20 y NTCC-20 (GCM, 2020). Se observa que la curva del edificio con ISE comienza a despegarse en la intensidad de 1.0g. Esto es porque fueron las estructuras que a más alta intensidad sísmica presentaron menor daño, lo que los vuelve los edificios con mayor resistencia a la demanda sísmica, por lo tanto son los que tardaron más en llegar al rango inelástico.



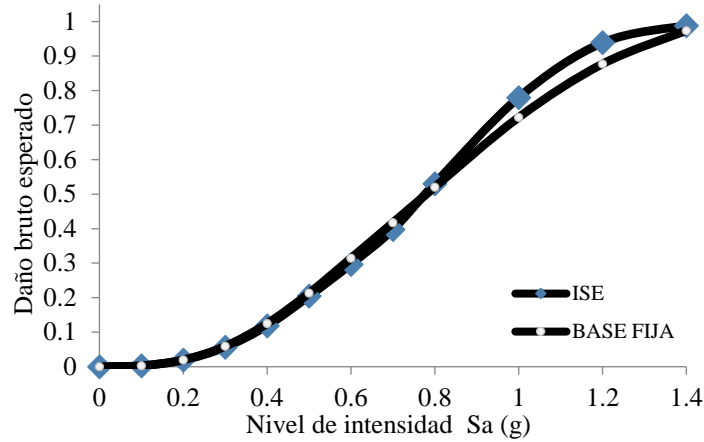
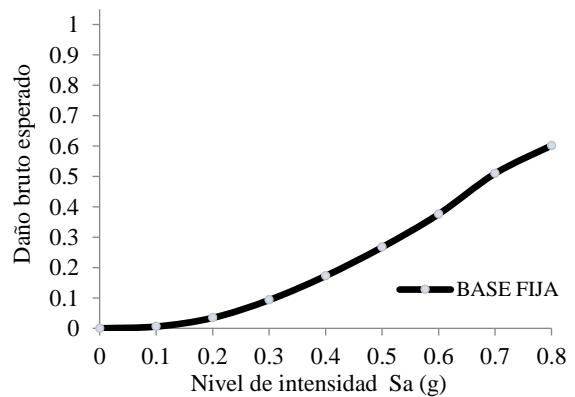
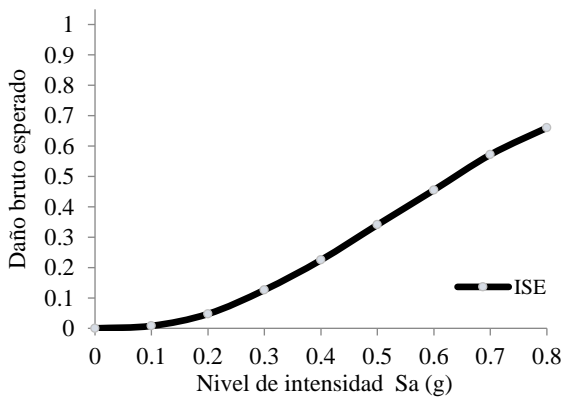


Figura 5.7 Curvas de vulnerabilidad promedio, contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-87 con ISE, derecha del edificio analizado con NTCS-87 sin ISE y parte inferior comparación de las 2 curvas.

En la figura (5.7) se muestra la comparación de las curvas de vulnerabilidad de los edificios con y sin ISE diseñados bajo las NTCS-87 y NTCC-87 (DDF, 1987). Se observa que la curva del edificio con ISE comienza a despegarse en la intensidad de 0.8g, lo que demuestra que, a comparación de los diseñados con NTCS-20 y NTCC-20, son más vulnerables debido a que los requisitos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (DDF, 1997) no contaban con la información geotécnica ni sísmica que posee hoy en día el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México del 2020 (GCM, 2020). Lo mismo pasa para los edificios diseñados con las NTCS-77 y NTCC-77 (DDF, 1977). Se observa que las curvas de del edificio con ISE se eleva a un nivel de intensidad de 0.3g, lo cual es poco. Esto ocurre porque los dos edificios fueron diseñados con menores cargas sísmicas, las secciones de los elementos son menores, con menor armado de acero y además de no contar con tantos requisitos a cumplir en comparación con los otros dos reglamentos.



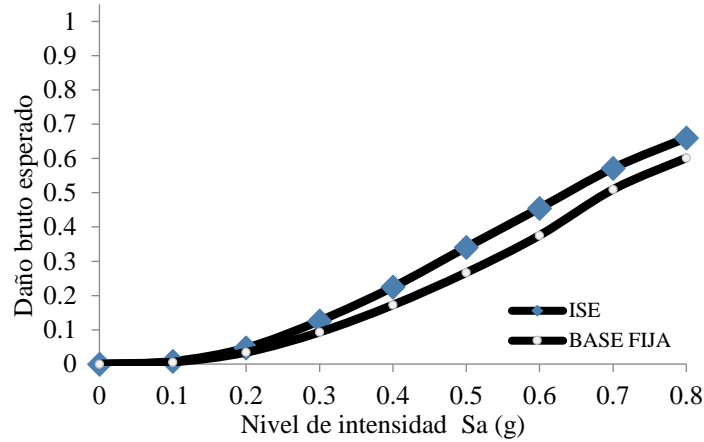


Figura 5.8 Curvas de vulnerabilidad promedio, contra nivel de intensidad, izquierda resultados del edificio analizado con NTCS-77 con ISE, derecha del edificio analizado con NTCS-77 sin ISE y parte inferior comparación de las 2 curvas.

De estos resultados se pueden hacer las siguientes observaciones; los edificios con ISE en esta tesina reciben mayor demanda sísmica, por lo tanto presentarán mayor daño ante acciones sísmicas, son más vulnerables y llegarán a un comportamiento inelástico con menor intensidad que las que no tienen ISE. Llegar al comportamiento inelástico causa la degradación de rigidez y resistencia de sus elementos. Este comportamiento provoca deformaciones más grandes que las deformaciones de fluencia y se generan daños en los elementos estructurales. Por consiguiente, los elementos no pueden regresar a su estado inicial de deformaciones. Pesé a lo descrito anteriormente, la forma en que se presenta el daño en las estructuras depende de las características de cada sismo y estructura, ya que puede haber estructuras con periodos largos de vibrar donde en vez de que aumenten las demandas sísmicas (S_a) puedan disminuir.

6. Conclusiones y recomendaciones

En esta tesis se estimó la vulnerabilidad sísmica de 6 edificios con ductilidad baja de concreto reforzado considerando en 3 de ellos la ISE y en los otros 3 una base empotrada, con tres reglamentos de distintas épocas de la Ciudad de México. Todo esto fue para estimar los efectos que causa la ISE en los edificios estudiados. Los resultados obtenidos permiten cuantificar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de las estructuras que presentan la ISE y las que no presentan la ISE. Para la comparación del daño esperado ante un rango de intensidades sísmicas se realizaron análisis de vulnerabilidad sísmica estructural.

En la metodología propuesta, la respuesta de los casos de estudio se estimó mediante análisis dinámicos incrementales (IDA), lo que permitió conocer el comportamiento estructural en toda la historia del tiempo. Además, se utilizó un conjunto de 12 registros sísmicos, lo cual posibilitó estimar con una aproximación el daño esperado.

Los resultados obtenidos muestran que en todos los casos de estudio, las estructuras que tenían la ISE presentaron mayores distorsiones y por lo tanto esto reflejó mayores daños esperados en las funciones de vulnerabilidad para una misma intensidad sísmica. Al comparar las curvas de vulnerabilidad de los casos de estudio se observó que los efectos de la interacción suelo-estructura en los edificios no fueron tan representativos a niveles bajos de intensidad sísmica y que a niveles más altos de intensidad el aumento del daño estructural no fue muy grande en comparación de los edificios con base fija. Esto quiere decir que en las estructuras donde la altura total no es tan grande, con un periodo de vibrar de menos de un segundo y que estén formadas por sistemas solamente de marcos de concreto, la ISE no representa grandes diferencias en la respuesta estructural, pero aun así demuestra que los edificios con la ISE en este caso presentan mayores demandas sísmicas, por lo tanto son más vulnerables que los que no tienen ISE.

Este caso lo que representó fue que la ISE obtuvo mayor nivel de daño “*más vulnerable*” pero en algún otro caso donde las estructuras estén en la rama descendente del espectro y que ahora la estructura con base fija demuestre mayores S_a que la que tiene ISE, entonces posiblemente en estos casos la vulnerabilidad sísmica estructural será menor en las estructuras con ISE ya que las S_a son menores. Claro está que en los diseños elásticos e inelásticos siempre se deberá observar la respuesta de la estructura con y sin ISE para tener noción de lo que se está haciendo y lograr predecir la respuesta estructural lo más cercano a lo que pasa ya construidas. Entonces, considerar la ISE puede ser perjudicial o benéfico dependiendo de las características del suelo y la estructura.

Recomendaciones

El hecho de que una estructura presente ISE, provoca que el comportamiento ante cargas sísmicas se encarezca. Por lo tanto, se hace hincapié en estudiar el riesgo sísmico en varios tipos de estructuras que se encuentran en la Ciudad de México considerando la ISE. También en trabajos futuros será pertinente revisar los edificios integrando la interacción cinemática. Finalmente, considero que tomar en cuenta la ISE en el diseño de las estructuras es de suma

importancia, para comprobar si la demanda sísmica aumenta o disminuye y así poder generar diseños seguros para la gente.

Referencias:

Vamvatsikos, D. y Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31.

Vamvatsikos, D. y Cornell, C. A. (2004). *Applied Incremental Dynamic Analysis*. *Earthquake Spectra*, 20.

Roberto Meli, Eduardo Miranda, Alonso Echavarría, Enrique del Valle, Manuel J. Mendoza, Oscar López, Segio M. Alcocer, José L. Camba, Juan L. Cottier, (1999). *Curso sobre diseño y construcción sismo resistente de estructuras*.

Mario Ordaz, Eduardo Miranda, Eduardo Reinoso, Luis Perez Rocha, (2000). *SEISMIC LOSS ESTIMATION MODEL FOR MEXICO CITY*

Esteban Sáez, Fernando Lopez Caballero, Arézou Modaresi, FarahmRazavi, (2010). Effect of the inelastic dynamic soil–structure interaction on the seismic vulnerability assessment.

Computers & Structures, Inc (2017). *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®*.

Gómez Hernández José Alejandro, (2012). *Presentación de un nuevo modelo matemático para el análisis sísmico dinámico de estructuras de edificios de “n” pisos de respuesta no lineal por el método paso a paso y por el método espectral*.

Fernández Sola Luciano R, Javier Avilés López, (2008). *Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda*.

Pecker Alain, (2007). *Advanced Earthquake Engineering*.

Tena Colunga Arturo, (2007). *Análisis de estructuras con métodos matriciales*. Ed Limusa, D.F México.

Jose Luis Camba, Francisco Chacón, Francisco Pérez, (1982). *Apuntes de análisis estructural 1*.

Edén Bojórquez Mora, Amador Terán Gilmore, Juan Bojórquez Mora y Sonia E. Ruiz Gómez, (2009). *Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sísmico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad*.

Amador Terán Gilmore y Marco Espinosa Johnson, (2008). *Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del distrito federal: la resistencia lateral de diseño*.

Jonathan P. Stewart, Craig Comartin, and Jack P. Moehle . (2004). *Implementation of Soil-Structure Interaction Models in Performance Based Design Procedures*. California, USA.

John P. Wolf . (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. New Jersey : Prentice-Hall.

NEHRP. (September 2012). *NIST GCR 12-917-21, Soil-Structure Interaction for Building Structures*. Gaithersburg.

Federal emergency management agency (FEMA). (November 2000). prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356. Washington, D.C

Federal emergency management agency (FEMA). (June 2005). Federal emergency management agency (FEMA). (November 2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356. Washington, D.C.

American Society of Civil Engineers. (ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings.). 2017. Virginia.

Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, (2020).

Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, (2020).

Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, (2020).

Manual de diseño por sismo, (1976). Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal.

Diseño y construcción de estructuras de concreto Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal, (1977). Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal.

Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal, (1987). Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal.

Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal, (1987). Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal.

González Méndez. (2010). Funciones de vulnerabilidad de sistemas estructurales.

Vargas. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez.

Bojórquez Hernández, R. (2017). Efecto del daño acumulado por sismos en estructuras mediante energía histerética disipada