



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

**INFLUENCIA DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UN EDIFICIO
REHABILITADO CON DISIPADORES HISTERÉTICOS**

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

PRESENTA:
ELIZABETH GARCÍA GERMÁN

TUTOR PRINCIPAL
HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, CD. MX. MARZO 2023



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Secretario: Dr. López Bátiz Oscar Alberto

1 er. Vocal: Dr. Guerrero Bobadilla Héctor

2 do. Vocal: Dr. Pozos Estrada Adrián

3 er. Vocal: Dr. Gómez Martínez Roberto

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, CD. MX.

TUTOR DE TESIS:

DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, donde me he preparado de la mano de sus excepcionales docentes.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), por el apoyo económico brindado al cursar mis estudios de posgrado.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por brindarme un espacio para trabajar durante el desarrollo de mis estudios.

Al Dr. Héctor Guerrero Bobadilla, tutor de tesis, por su amable apoyo, tiempo y atención brindada hacia este trabajo.

A cada uno de los amigos, profesores y colegas que directa o indirectamente abonaron en mi crecimiento personal y profesional.

A CANDE Ingenieros y su equipo de trabajo, por el apoyo y la confianza depositada en mí como parte de su equipo.

A mi mejor amiga Karla, quién me ha brindado su consejo, cariño y compañía a lo largo de seis maravillosos años.

A mi familia, por ser parte fundamental en mi crecimiento.

A mis hermanos Stephany, Valentín y Manuel. Agradezco a la vida por tenerlos.

A mi padre José de Jesús, por su apoyo incondicional en mis estudios.

A mi abuelita Sofi, por cuidarme en la niñez y dejarme recuerdos invaluableles.

A mi madre Hortencia, por hacer de mis días en casa una experiencia cálida y procurar mi bienestar a cada paso que continúo dando.

RESUMEN

Se estudió la influencia de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) en la dinámica de un edificio rehabilitado con disipadores histeréticos. El edificio es de 14 niveles de concreto reforzado y se encuentra desplantado sobre suelo blando, en la Ciudad de México.

Por medio de acelerómetros triaxiales, se obtuvieron registros de aceleraciones en condiciones de vibración ambiental. Para el análisis de las señales se emplearon técnicas espectrales. Para considerar los efectos de ISE en el análisis se emplearon tres métodos comparando los resultados obtenidos. Dentro de las comparaciones, se evaluaron las rigideces experimentales asociadas a los efectos de ISE con el procedimiento descrito en las NTC-DS (2020).

A partir de la información disponible en planos estructurales y arquitectónicos, se elaboró un modelo numérico del edificio, mismo que se calibró con los datos obtenidos en las pruebas de vibración ambiental. Finalmente, se realizó la comparación de la respuesta dinámica de la estructura bajo dos condiciones: con y sin los efectos de ISE mediante un análisis no lineal.

ABSTRACT

The influence of soil-structure interaction effects (ISE) on the dynamics of a building rehabilitated with hysteretic dampers was studied. The building is 14 stories height, made of concrete and located on the soft soil of Mexico City.

Using triaxial accelerometers, acceleration records were obtained under ambient vibration conditions. Spectral techniques were used to process the data. To understand the ISE effects, three methods were used to compare the obtained results. Within the comparisons, the experimental stiffnesses, associated with the ISE effects, were evaluated with a procedure described by the NTC-DS (2020).

From information, available in structural and architectural plans, a numerical model was developed, which was calibrated with the data, obtained during the environmental vibration tests. Finally, comparison of the nonlinear dynamic response of the structure under two conditions was conducted, namely: with and without ISE effects.

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Motivación.....	1
1.2	Justificación y alcances.....	1
1.3	Objetivos.....	1
1.3.1	Objetivo general	1
1.3.2	Objetivos particulares	2
1.4	Organización de la tesis	2
2	ANTECEDENTES	3
2.1	Interacción suelo-estructura (ISE).....	3
2.1.1	Efectos de interacción inercial.....	3
2.1.2	Efectos de interacción cinemática	4
2.1.3	Deformaciones en la cimentación.....	4
2.2	Métodos para la evaluación de la ISE.....	4
2.3	Disipadores histeréticos	8
3	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA	9
3.1	Características generales.....	9
3.2	Cargas gravitacionales	10
3.3	Estructura original	10
3.4	Estructura rehabilitada.....	16
3.4.1	Disipadores histeréticos en la estructura	21
4	INSTRUMENTACIÓN.....	22
4.1	Pruebas de vibración ambiental.....	22
4.1.1	Descripción de las pruebas ejecutadas.....	23
4.2	Procesamiento de datos.....	25
4.2.1	Frecuencia fundamental del sitio.....	25
4.2.2	Frecuencias fundamentales del edificio.....	27
5	ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DE ISE	31
5.1	Parámetros para la ISE.....	31
5.1.1	Parámetros del suelo y de la cimentación.....	31
5.2	Método simplificado de Luco (1980)	33
5.2.1	Rigidez asociada a la traslación horizontal y a la rotación.....	33

5.2.2	Rigidez asociada a la torsión	35
5.2.3	Cálculo de rigidez traslacional y rotacional del edificio en estudio	36
5.2.4	Cálculo de rigidez torsional.....	41
5.3	Método de las NTC-DS (2020).....	43
5.3.1	Efectos cinemáticos e inerciales	43
5.3.2	Rigideces dinámicas	44
5.3.3	Rigideces totales y periodo equivalente del sistema	48
5.3.4	Evaluación de la estructura en estudio para considerar la ISE	49
5.3.5	Cálculo de rigideces.....	50
5.3.6	Periodo equivalente del sistema	56
5.4	Método de la Guía Práctica de ISE (FEMA, 2020)	58
5.4.1	Rigidez estática.....	59
5.4.2	Rigidez dinámica	60
5.4.3	Rigidez de las cimentaciones con pilas	62
5.5	Comparación de rigideces para la ISE.....	66
6	MODELOS NUMÉRICOS	68
6.1	Modelación de elementos estructurales	68
6.2	Consideraciones adicionales de análisis	71
7	RESULTADOS DE LA INFLUENCIA DE LOS EFECTOS DE ISE	78
7.1	Respuesta global del edificio original.....	78
7.1.1	Periodos estructurales	79
7.1.2	Desplazamientos	79
7.1.3	Distorsiones de entrepiso.....	80
7.1.4	Velocidades absolutas de piso	81
7.1.5	Aceleraciones absolutas de piso	83
7.2	Respuesta global del edificio rehabilitado.....	84
7.2.1	Periodos estructurales	84
7.2.2	Desplazamientos	85
7.2.3	Distorsiones de entrepiso.....	86
7.2.4	Velocidades absolutas de piso	87
7.2.5	Aceleraciones absolutas de piso	88
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	89

8.1	Conclusiones.....	89
8.2	Recomendaciones	89
9	REFERENCIAS	91
10	Apéndice A. Aplicación del método FEMA (2020) en el edificio estudiado....	94
10.1	Rigidez estática para cimentaciones superficiales	94
10.1.1	Rigidez estática traslacional	95
10.1.2	Rigidez estática rotacional.....	95
10.2	Factores de corrección por empotramiento.....	95
10.3	Rigidez estática para cimentaciones empotradas.....	96
10.4	Factores de corrección de la rigidez dinámica.....	96
10.5	Rigidez dinámica	97
10.6	Rigidez de las cimentaciones con pilas	98
10.6.1	Rigidez estática horizontal.....	98
10.6.2	Factor de modificación dinámica	99
10.6.3	Rigidez dinámica horizontal.....	100
10.6.4	Rigidez estática vertical.....	101
10.6.5	Factor de modificación dinámica	101
10.6.6	Rigidez dinámica vertical	102

FIGURAS

Figura 1.1. Representación esquemática del método de análisis directo para la ISE (adaptada de NIST GCR 12-917-21, 2012).....	5
Figura 1.2. Representación esquemática del método de superposición para el análisis de la ISE (adaptada de NIST GCR 12-917-21, 2012).....	6
Figura 3.1. Localización del edificio dentro de la zona compresible (zona geotécnica III), según el mapa de zonificación geotécnica (NTC-Cimentaciones, 2017).....	9
Figura 3.2. Plantas del edificio.	13
Figura 3.3. Secciones transversales de columnas.	14
Figura 3.4. Secciones transversales de trabes.....	15
Figura 3.5. Edificio en estudio en su estado original, antes de la rehabilitación estructural (crédito: Google maps, 2019).	16
Figura 3.6. Ubicación de los elementos estructurales reforzados en sótano.	17
Figura 3.7. Refuerzo en columnas perimetrales y dados de cimentación.....	17
Figura 3.8. Capitel de refuerzo en columna, nivel sótano 1.	18
Figura 3.9. Localización de muros de mampostería.....	18
Figura 3.10. Detalles del desligado de muros de mampostería.	19
Figura 3.11. Vista en planta de la localización de los marcos reforzados.....	19
Figura 3.12. Distribución de los disipadores en las fachadas.....	20
Figura 3.13. Fotografía del edificio rehabilitado con los disipadores.....	20
Figura 3.14. Esquema de disipador histerético empleado (Dampo Systems, 2022).	21
Figura 4.1. Posiciones de los acelerómetros empleados en la instrumentación.	22
Figura 4.2. Fotografías de la instrumentación del edificio.....	24
Figura 4.3. Estimación de la frecuencia fundamental del sitio.....	26
Figura 4.4. Acelerómetro en posición 3, prueba 1.....	27
Figura 4.5. Ejemplo de espectro de Fourier.	28
Figura 4.6. Frecuencias fundamentales asociadas a los cocientes espectrales.	28
Figura 4.7. Frecuencias fundamentales en sentido longitudinal y transversal asociadas a los cocientes espectrales de las pruebas 1 y 2.	29
Figura 5.1. Grados de libertad para el estudio de la cimentación siguiendo el método de Luco (1980).	33
Figura 5.2. Amplitudes espectrales asociadas a las frecuencias fundamentales del sistema para la aplicación del método de Luco (1980).....	39

Figura 5.3. Esquema de la orientación de ejes globales y las características geométricas de la cimentación (FEMA, 2020)	58
Figura 6.1. Modelos tridimensionales.	68
Figura 6.2. Sección transversal de columna definida a partir de un modelo de fibras.	69
Figura 6.3. Modelación del sistema de piso.	69
Figura 6.4. Modelación de muros de mampostería con elementos tipo resorte o <i>link</i>	70
Figura 6.5. Modelación de los disipadores histeréticos con elementos tipo resorte o <i>link</i> ...	71
Figura 6.6. Acelerogramas sintéticos empleados para el análisis.....	75
Figura 6.7. Espectros de peligro uniforme.	75
Figura 6.8. Espectros de respuesta.....	76
Figura 6.9. Comparación entre EPU y espectros de respuesta.	77
Figura 7.1. Desplazamientos laterales, estructura original.	80
Figura 7.2. Distorsiones de entrepiso, estructura original.	81
Figura 7.3. Velocidades relativas de entrepiso, estructura original.....	82
Figura 7.4. Aceleraciones absolutas de piso, estructura original.	83
Figura 7.5. Desplazamientos laterales, estructura rehabilitada.	85
Figura 7.6. Distorsiones de entrepiso, estructura rehabilitada.....	86
Figura 7.7. Velocidades absolutas de piso, estructura rehabilitada.	87
Figura 7.8. Aceleraciones absolutas de piso, estructura rehabilitada.	88
Figura A.1. Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente para la aplicación del método descrito en la guía FEMA (2020).	94

TABLAS

Tabla 3.1. Sótano 2.....	10
Tabla 3.2. Sótano 1.....	10
Tabla 3.3. Niveles tipo.....	10
Tabla 3.4. Azotea.....	10
Tabla 3.5. Cargas vivas máximas e instantáneas.....	10
Tabla 3.6. Elevaciones y alturas de entrepiso.....	11
Tabla 3.7. Dimensiones de columnas de concreto reforzado de acuerdo con su distribución.	11
Tabla 3.8. Dimensiones y distribución de trabes de concreto reforzado.....	12
Tabla 3.9. Propiedades del concreto de los elementos estructurales.....	12
Tabla 3.10. Propiedades del acero estructural y acero de refuerzo.....	13
Tabla 4.1. Acelerómetros triaxiales empleados en las pruebas realizadas.....	23
Tabla 4.2. Frecuencias y periodos fundamentales obtenidos de la instrumentación.....	30
Tabla 5.1. Perfil estratigráfico del sitio de estudio (Tecnocontrol, 2010).....	32
Tabla 5.2. Parámetros característicos del suelo en el sitio en estudio (Tecnocontrol, 2018).....	32
Tabla 5.3. Parámetros iniciales para estimar los efectos de ISE.....	49
Tabla 5.4. Rigideces horizontales, verticales y rotacionales para las pilas de cimentación.....	55
Tabla 5.5. Resultados de la estimación de la rigidez estática para cimentaciones superficiales.....	59
Tabla 5.6. Factores de corrección por empotramiento.....	60
Tabla 5.7. Resultados de la estimación de la rigidez estática para cimentaciones empotradas.....	60
Tabla 5.8. Factores de modificación para la rigidez dinámica.....	61
Tabla 5.9. Resultados de la estimación de la rigidez dinámica.....	61
Tabla 5.10. Rigidez estática horizontal en pilas.....	63
Tabla 5.11. Rigidez dinámica horizontal en pilas.....	64
Tabla 5.12. Parámetros para la estimación de la rigidez estática verical de las pilas.....	65
Tabla 5.13. Rigidez dinámica vertical de las pilas.....	66
Tabla 5.14. Comparación de rigideces dinámicas de ISE, edificio original.....	67
Tabla 5.15. Comparación de rigideces dinámicas de ISE, edificio rehabilitado.....	67
Tabla 7.1. Periodos de vibrar de la estructura original.....	79
Tabla 7.2. Periodos de vibrar de la estructura rehabilitada.....	84

Tabla A.1. Valores iniciales para la estimación de la rigidez estática.....	94
Tabla A.2. Valores para el cálculo de los factores de corrección por empotramiento.	95
Tabla A.3. Valores para el cálculo de los factores de modificación de la rigidez dinámica.	96
Tabla A.4. Parámetros para el cálculo de la longitud activa de las pilas.....	98
Tabla A.5. Longitud activa de las pilas.	98
Tabla A.6. Rigidez estática horizontal de las pilas.	99
Tabla A.7. Parámetros para el cálculo de los factores de modificación dinámica.	99
Tabla A.8. Factores de modificación dinámica en pilas.....	100
Tabla A.9. Rigidez dinámica horizontal en pilas.....	100
Tabla A.10. Parámetros para el cálculo de la rigidez estática vertical.	101
Tabla A.11. Rigidez dinámica vertical de las pilas.	102

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Contribuir al entendimiento de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) y su impacto en la respuesta sísmica de las estructuras desplantadas en suelos blandos. Esto mediante la comparación de métodos aplicables en el desarrollo de la práctica profesional.

1.2 Justificación y alcances

La Ciudad de México tiene dos rasgos característicos que juegan un papel importante en la respuesta sísmica de las edificaciones: por un lado, está ubicada en una zona de alta sismicidad y, por el otro, es una ciudad que se asentó sobre un suelo lacustre, donde se amplifica el movimiento sísmico de manera significativa. Estas características representan grandes retos desde el punto de vista estructural, no obstante, se ha construido un gran número de edificaciones con diversas geometrías, alturas y usos.

Se ha aceptado que, en la práctica profesional, el análisis estructural se lleve a cabo de manera simplificada, ya que al hacer un análisis más detallado no necesariamente se obtienen resultados diferentes en el comportamiento de la estructura. Dentro de estas simplificaciones, en ocasiones suele considerarse que los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) no representan un impacto considerable en la respuesta global, no obstante, esta generalización no se justifica en todos los casos.

Actualmente, los métodos para la estimación de los efectos de ISE pueden ser poco empleados. En parte, esto se debe a la complejidad que existe en la aplicación de los reglamentos, así como en el empleo de ecuaciones poco claras para la formulación de soluciones.

Esta investigación aborda la evaluación de los efectos de ISE mediante la comparación de tres diferentes métodos. Como caso de estudio, se evalúa la respuesta global de un edificio rehabilitado con disipadores histeréticos, desplantado sobre suelo arcilloso, en la Ciudad de México. Se consideran dos casos, esto es: con y sin los efectos de ISE.

1.3 Objetivos

A continuación, se enuncian los objetivos de este trabajo.

1.3.1 Objetivo general

Identificar la variación en la respuesta de una estructura rehabilitada con disipadores histeréticos cuando se considera la interacción suelo-estructura.

1.3.2 *Objetivos particulares*

- Comparar la respuesta estructural de un edificio equipado con disipadores histeréticos empleando tres diferentes métodos y estimar sus rigideces dinámicas.
- Determinar si el comportamiento sísmico de la estructura se vuelve más o menos crítico considerando los efectos de ISE.
- Comparar el comportamiento global de la estructura para dos condiciones: estructura original y estructura rehabilitada con disipadores histeréticos.

1.4 Organización de la tesis

En el capítulo 1 se describe la motivación, justificación, alcances y objetivos en torno al problema que aborda este trabajo.

En el capítulo 2 se sintetiza la literatura consultada sobre la Interacción Suelo-Estructura.

En el capítulo 3 se describen las principales características de la estructura estudiada, tanto en su condición original como en la rehabilitada.

En el capítulo 4 se muestran las consideraciones y resultados obtenidos para la instrumentación del edificio estudiado.

En el capítulo 5 se describen detalladamente los tres métodos usados para la estimación de los efectos de ISE y se comparan los resultados obtenidos.

En el capítulo 6 se describen brevemente los modelos numéricos empleados en el desarrollo de este trabajo y el tipo de análisis utilizado.

En el capítulo 7 se muestra la comparación del comportamiento global de la estructura sujeta a excitaciones sísmicas en su base.

Finalmente, en el capítulo 8 se ofrecen algunas conclusiones que se obtuvieron a partir del desarrollo del presente trabajo.

2 ANTECEDENTES

2.1 Interacción suelo-estructura (ISE)

La respuesta de una estructura ante un movimiento sísmico es dependiente de la interacción de tres sistemas: la estructura, la cimentación y el suelo que se encuentra por debajo y en los alrededores de la cimentación (FEMA, 2009). El análisis de la ISE evalúa la respuesta colectiva de dichos sistemas sometidos al movimiento del suelo.

En particular, cuando una estructura se encuentra desplantada sobre suelo blando, los efectos de ISE pueden amplificar sus propiedades dinámicas y, dependiendo de las características de la estructura, tener efectos desfavorables.

Los efectos de ISE se clasifican en tres categorías: efectos inerciales, efectos cinemáticos y efectos de flexibilidad estructura-cimentación (FEMA, 2009).

2.1.1 Efectos de interacción inercial

Las fuerzas de inercia que se desarrollan en una estructura generan desplazamientos y rotaciones en la interfaz suelo-cimentación, lo cual tiende a modificar el cortante basal, momento y torsión. Dichos desplazamientos y rotaciones únicamente son posibles debido a la flexibilidad del sistema suelo-cimentación, la cual contribuye de manera significativa en la flexibilidad global de la estructura, incrementando el periodo del suelo. Por otra parte, estos desplazamientos incrementan la disipación de energía mediante disipación radial e histerética del suelo. Dado que estos efectos (flexibilidad y amortiguamiento) en la cimentación se basan en la inercia estructural, se han denominado efectos de interacción inercial.

El movimiento de entrada en la cimentación puede representarse como el movimiento aplicado en extremos de resortes horizontales equivalentes. Éste difiere del movimiento de la cimentación debido a la respuesta inercial de la estructura y las deflexiones que produce la respuesta en los resortes equivalentes. Esta respuesta es conocida como interacción inercial.

La interacción inercial es la interacción dinámica entre la estructura, su cimentación y el suelo adyacente, provocada por el movimiento de entrada en la cimentación. Sus efectos influyen en el alargamiento del periodo de la estructura, esto debido a la flexibilidad de la cimentación, amortiguamiento por radiación y amortiguamiento del suelo.

2.1.2 *Efectos de interacción cinemática*

La interacción cinemática se relaciona con la diferencia entre el movimiento en campo libre y el movimiento efectivo de la base de la cimentación. Los elementos rígidos de la cimentación colocados en la superficie del suelo o debajo de ella provocan que el movimiento en la cimentación se desvíe del movimiento en campo libre, lo anterior se debe a la presencia de la cimentación, dispersión de ondas y los efectos de empotramiento.

El movimiento en campo libre es el movimiento en la superficie del terreno en ausencia de la estructura y su cimentación. Normalmente es mayor que el movimiento de entrada en la cimentación que excita a la estructura y su cimentación. La modificación del movimiento en campo libre a movimiento de entrada en la cimentación se deriva de la interacción cinemática.

La interacción cinemática convierte el movimiento en campo libre a movimiento de entrada en la cimentación como resultado de la variación espacial en los movimientos en campo libre. Esos movimientos espacialmente variables se promedian dentro de la envolvente del edificio y sobre la profundidad de la cimentación dentro del desplante de ésta debido a la rigidez y a los esfuerzos en el sistema de cimentación.

2.1.3 *Deformaciones en la cimentación*

Las deformaciones axiales, por flexión y por cortante en los elementos estructurales de la cimentación ocurren como resultado de la aplicación de fuerzas y desplazamientos en la superestructura y en el suelo. Estas deformaciones representan las demandas sísmicas para las cuales se deben diseñar los componentes de la cimentación; pueden ser significantes especialmente en cimentaciones flexibles a base de losas y pilotes.

2.2 Métodos para la evaluación de la ISE

Dentro de los métodos para la evaluación de los efectos de ISE comúnmente se encuentra el método directo y el método de superposición. En el análisis directo, el suelo y la estructura se incluyen dentro del mismo modelo y se analizan como un sistema completo mientras que, en el método de superposición, el problema de la ISE se divide en partes que al combinarlas forman la solución completa.

En los análisis directos, es común observar representaciones del suelo mediante elementos de interfaz entre la cimentación y el suelo, mismos que transmiten las propiedades del medio hacia la estructura (Figura 1.1). En este tipo de análisis, frecuentemente se emplean

representaciones lineales equivalentes del suelo, no obstante, la incorporación de la interacción cinemática resulta complicada debido a que requiere definir variables tridimensionales. La solución directa para la ISE rara vez es empleada en la práctica ya que, desde el punto de vista computacional representa grandes complicaciones, especialmente cuando la geometría del sistema es muy irregular y contiene no linealidades significativas en la composición del suelo.

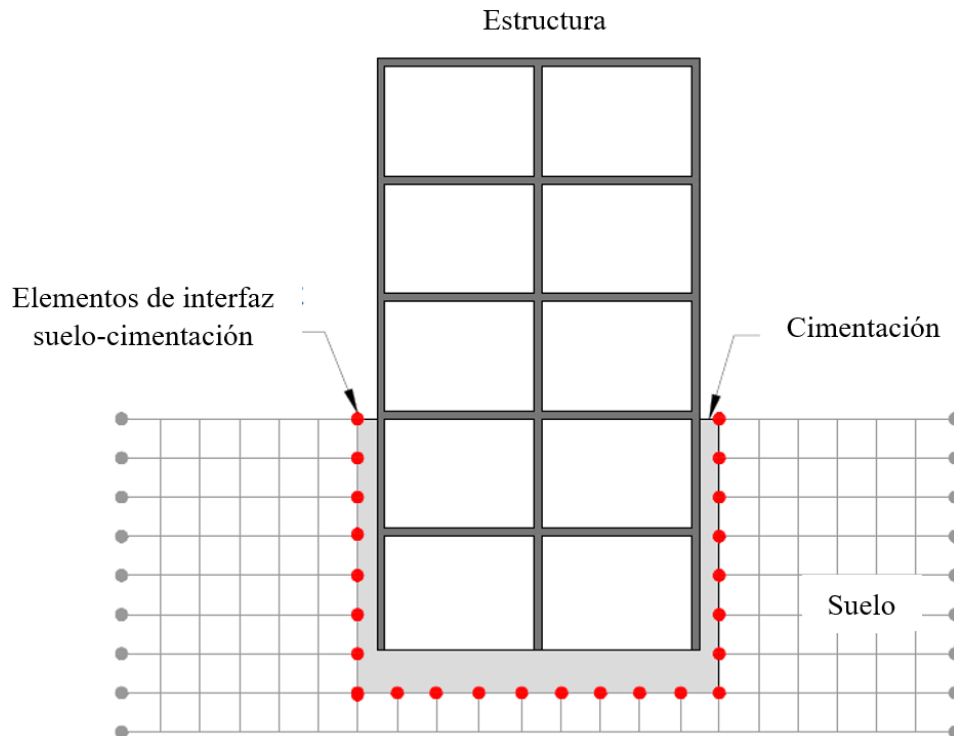
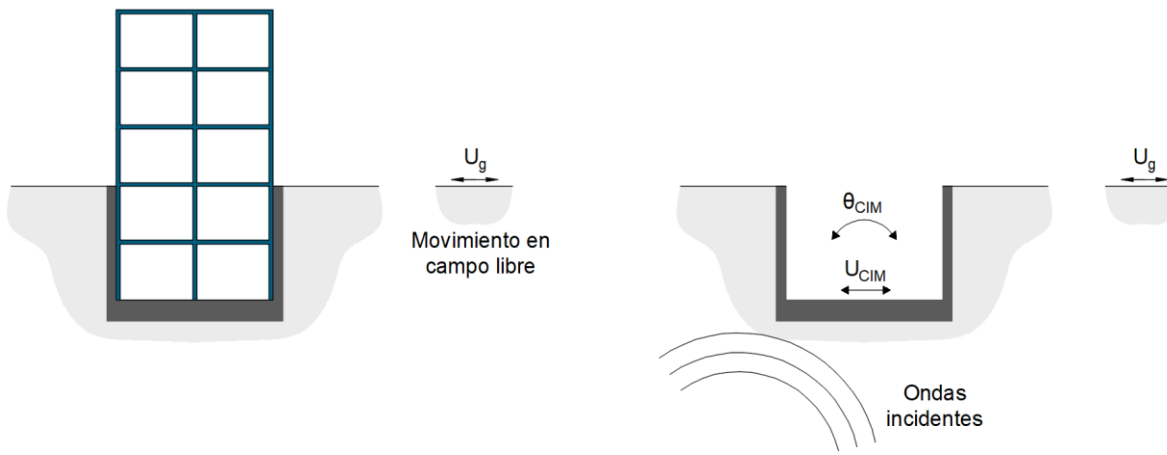


Figura 1.1. Representación esquemática del método de análisis directo para la ISE (adaptada de NIST GCR 12-917-21, 2012).

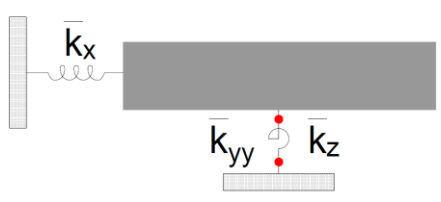
La aplicación del método de superposición para el análisis de los efectos de ISE requiere tomar apropiadamente ciertas consideraciones tales como: a) la evaluación de movimientos en campo libre y de las propiedades del suelo; b) la evaluación de funciones de transferencia, convirtiendo los movimientos en campo libre a movimientos de entrada en la cimentación; c) caracterización de resortes y amortiguadores equivalentes (o elementos no lineales más complejos) para representar la rigidez y el amortiguamiento en la interfaz suelo-cimentación; y d) un análisis de la respuesta del sistema estructura-resorte-amortiguador con el movimiento de entrada aplicado en la cimentación.

La inherente superposición en este método requiere asumir que el comportamiento del suelo y de la estructura son lineales, aunque en la práctica, este requisito a menudo solo se cumple en un sentido lineal equivalente. En la Figura 1.2 se muestra una representación esquemática del método de superposición.

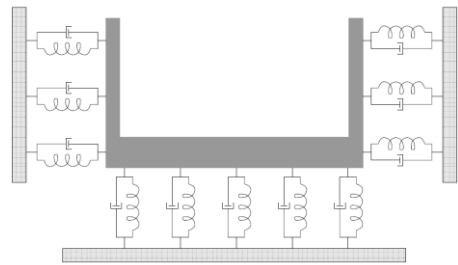


a) Sistema suelo-cimentación-estructura

b) Interacción cinemática

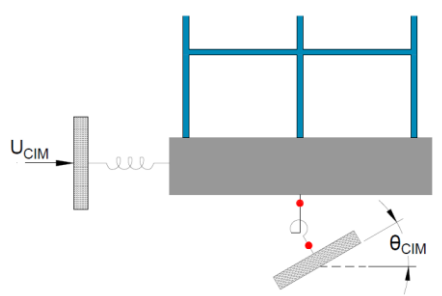


c.i) Cimentación rígida

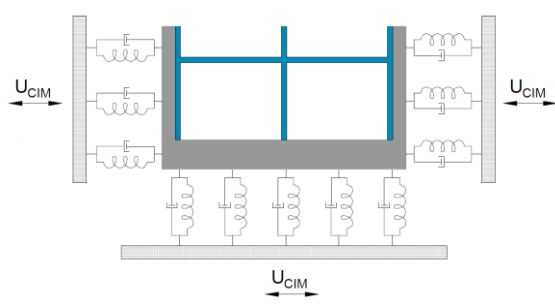


c.ii) Cimentación flexible

c) Flexibilidad y amortiguamiento en el sistema suelo-cimentación



d.i) Sistema con cimentación rígida



d.ii) Sistema con cimentación flexible

d) Sistema estructura-resorte-amortiguador con el movimiento de entrada aplicado en la cimentación (U_{CIM})

Figura 1.2. Representación esquemática del método de superposición para el análisis de la ISE (adaptada de NIST GCR 12-917-21, 2012).

La especificación del movimiento de entrada en la cimentación corresponde al movimiento de la losa-fondo de cimentación, la cual toma en cuenta tanto rigidez como la geometría de la cimentación. Este movimiento difiere generalmente del movimiento en campo libre, involucra a las componentes traslacionales y rotacionales y representa la demanda sísmica aplicada a la cimentación y al sistema estructural.

Un paso esencial durante la definición del movimiento al que estará sometida la cimentación es la evaluación de la respuesta del sitio en campo libre, la cual es la variación espacial y temporal del movimiento del suelo en ausencia de la estructura y de la cimentación. Esta tarea requiere conocer el movimiento sísmico en campo libre, ya sea en un punto específico o en forma de ondas incidentes que se propagan desde una profundidad de referencia. Una vez establecido el movimiento en campo libre, se realiza un análisis de propagación de ondas para estimar el movimiento de entrada en la cimentación a lo largo del plano de interfaz suelo-cimentación (Figura 1.2b). Las propiedades lineales equivalentes del suelo (por ejemplo, módulo de cortante y amortiguamiento del material) pueden ser evaluadas como parte de este análisis.

La rigidez y el amortiguamiento de la interacción suelo-cimentación son caracterizadas empleando modelos de funciones de impedancia relativamente simples o una serie de resortes y amortiguadores distribuidos (Figura 1.2c). Las funciones de impedancia representan las características de rigidez y amortiguamiento, frecuentemente dependientes, de la interacción suelo-cimentación. El empleo de una serie de resortes y amortiguadores equivalentes actuando alrededor de la cimentación es necesaria cuando los elementos de la cimentación no son rígidos o cuando las demandas internas (momentos, cortantes y deformaciones) son resultados requeridos del análisis.

La superestructura se modela por encima de la cimentación y el sistema es excitado a través de la cimentación desplazando los extremos de los resortes y amortiguadores equivalentes, empleando el movimiento de entrada en la cimentación (Figura 1.2d). Cabe mencionar que dicho movimiento varía con la profundidad. En el caso del modelo con resortes y amortiguadores equivalentes distribuidos, los desplazamientos diferenciales del suelo deben aplicarse sobre la profundidad de empotramiento. Esta aplicación de desplazamientos espacialmente variables introduce una componente rotacional en el movimiento de la cimentación.

La evaluación de los efectos de ISE en la estructura que se estudia en este trabajo se emplea el método de superposición. Se determinaron las rigideces dinámicas del suelo. A partir de estos resultados, se caracterizaron resortes equivalentes para la modelación de la estructura, de esa forma, las rigideces obtenidas permitieron observar una modificación en la respuesta de la estructura.

2.3 Disipadores histeréticos

Los disipadores histeréticos son dispositivos que se emplean como parte de un sistema de protección sísmica. Su función, principalmente es disipar energía sísmica con la finalidad de mitigar los daños de los componentes estructurales y no estructurales, esto ante la ocurrencia de sismos severos.

Este tipo de dispositivos se componen de un material con capacidad de deformación plástica, por ejemplo, acero, plomo, cobre, etc., donde la disipación se genera a través del desplazamiento relativo entre sus extremos. Los amortiguadores histeréticos aumentan la rigidez y resistencia de las estructuras y logran modificar sus propiedades dinámicas (Ruiz y Orellana, 2021).

La implementación de este tipo de dispositivos se puede aplicar a edificios de diferentes alturas y materiales. La colocación debe seleccionarse estratégicamente de acuerdo con las condiciones de cada proyecto.

Los disipadores histeréticos metálicos se caracterizan por ser dispositivos de control pasivo, es decir, una vez colocados, su funcionamiento es independiente de cualquier otro sistema y pueden empezar a funcionar en cualquier momento.

3 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA

El presente trabajo aborda el estudio de un edificio rehabilitado con disipadores histeréticos. Éste está desplantado en suelo blando y cimentado sobre un cajón, que se apoya sobre pilas. El edificio fue construido en 2010 y rehabilitado en 2018 debido a los daños que presentó la estructura por el sismo del 19 de septiembre de 2017, con epicentro en la frontera entre los estados de Puebla y Morelos.

En el desarrollo de este trabajo se estudiaron dos condiciones del edificio: la estructura con el sistema convencional a base de marcos de concreto reforzado, denominada “estructura original” y la estructura equipada con el sistema de protección sísmica, denominada “estructura rehabilitada”. Ambos casos se estudiaron con y sin la interacción suelo-estructura.

3.1 Características generales

El edificio es de uso habitacional y se localiza en la zona de suelo compresible, clasificado como zona geotécnica III, al norte de la Ciudad de México, de acuerdo con lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones de 2017 (NTC-Cimentaciones, 2017). La Figura 3.1 muestra un mapa geotécnico de la Ciudad de México y la ubicación del edificio en estudio.

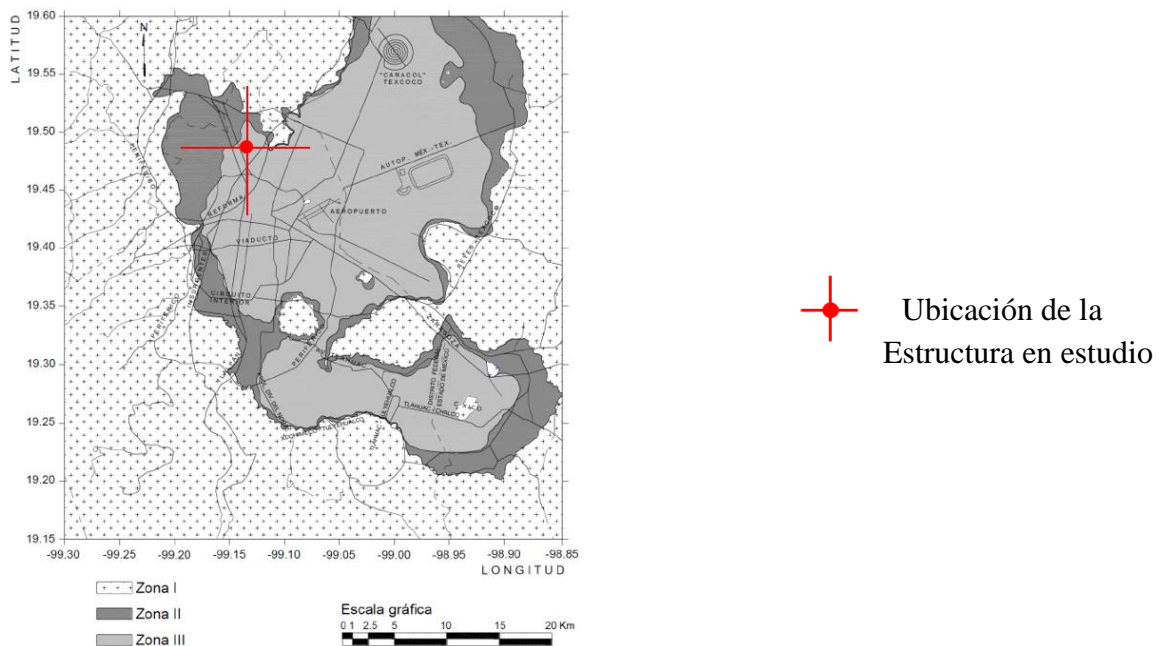


Figura 3.1. Localización del edificio dentro de la zona compresible (zona geotécnica III), según el mapa de zonificación geotécnica (NTC-Cimentaciones, 2017).

3.2 Cargas gravitacionales

Las cargas muertas (CM) consideradas en la estructura se muestran en las Tablas 3.1 a 3.4, mientras que las cargas vivas están en función del uso al que está destinada la estructura. Para el edificio se consideran tres tipos de uso: azotea, habitacional y estacionamiento. En la Tabla 3.5 se muestran los valores considerados para carga viva instantánea (CV_I) y carga viva máxima (CV_{Max}) según se indica en las Normas Técnicas Complementarias de Criterios y Acciones para el diseño Estructural de Edificaciones (NTC-Acciones, 2017).

Tabla 3.1. Sótano 2.

Carga	kg/m ²
Losa Maciza Sótano 2	480
Carga adicional por losa	20
Instalaciones y plafones	40
Firme de 5 cm de espesor	120
Sobrecarga por firme	20
Carga muerta total	680

Tabla 3.2. Sótano 1.

Carga	kg/m ²
Losa reticular con casetón de poliestireno	250
Carga adicional por losa	20
Instalaciones y plafones	40
Firme de 3 cm de espesor	120
Sobrecarga por firme	20
Carga muerta total	450

Tabla 3.3. Niveles tipo.

Carga	kg/m ²
Losa reticular con casetón de poliestireno	250
Carga adicional por losa	20
Instalaciones y plafones	60
Firme de 3 cm de espesor	72
Sobrecarga por firme	20
Carga muerta total	470

Tabla 3.4. Azotea.

Carga	kg/m ²
Losa reticular con casetón de poliestireno	250
Carga adicional por losa	20
Instalaciones y plafones	40
Relleno e impermeabilizante	220
Carga muerta total	530

Tabla 3.5. Cargas vivas máximas e instantáneas.

Uso	CV_I (kg/m ²)	CV_{Max} (kg/m ²)
Azotea con pendiente no mayor a 5 %	70	100
Habitacional	100	190
Garaje y estacionamiento	100	250

3.3 Estructura original

Originalmente, el edificio tenía una estructuración a base de marcos de concreto reforzado. La altura total es de 46.0 m, con un total de 14 niveles organizados de la siguiente manera: dos sótanos, planta baja, doce niveles tipo y azotea. Las elevaciones y alturas de entrepiso se muestran en la Tabla 3.6.

Las columnas y traveses que forman los marcos de concreto reforzado tienen dimensiones variables según su localización. En la Tabla 3.7 se muestran las dimensiones y la distribución de las columnas a lo largo de los distintos niveles del edificio. En la Tabla 3.8 se indican las dimensiones y la distribución de las traveses que forman parte del sistema estructural.

El edificio cuenta con muros divisorios de mampostería maciza. El sistema de piso está formado por una losa reticular con casetones de poliestireno. El espesor es de aproximadamente 25 cm.

Tabla 3.6. Elevaciones y alturas de entrepiso.

Nivel	Elevación (m)	H _{entrepiso} (m)
Sótano 2	-5.85	-
Sótano 1	-1.55	4.3
Planta Baja	1.75	3.3
Nivel 1	5.05	3.3
Nivel 2	7.95	2.9
Nivel 3	10.85	2.9
Nivel 4	13.75	2.9
Nivel 5	16.65	2.9
Nivel 6	19.55	2.9
Nivel 7	22.45	2.9
Nivel 8	25.35	2.9
Nivel 9	28.25	2.9
Nivel 10	31.15	2.9
Nivel 11	34.05	2.9
Nivel 12	36.95	2.9
Azotea	39.85	2.9

Tabla 3.7. Dimensiones de columnas de concreto reforzado de acuerdo con su distribución.

Tipo	S2-N1 (cm)	N1-N4 (cm)	N4-N8 (cm)	N8-N11 (cm)	N11-AZ (cm)
1	60x140	50x120	50x120	50x110	50x110
2	50x100	50x100	50x100	50x80	50x80
3	60x120	50x120	50x120	50x110	50x110
4	35x185	35x185	35x185	35x185	35x185

Nomenclatura: S2 = Sótano 2
 Ni = Nivel i
 AZ = Azotea

Tabla 3.8. Dimensiones y distribución de traveses de concreto reforzado.

Nivel (Elevación)	Tipo de elemento	Dimensiones (cm)
Sótano 2 (-5.85 m)	TL-1	25x250
	TL-2	30x80
	TL-3	40x80
	TL-13	30x75
Sótano 1 (-1.55 m)	TR-1	OR 20x30
	TR-2	OR 25x45
Planta Baja (+1.75 m)	T-1 a T-12	35x75
	T-13	30x75
	V-1	40x75
	VM-1	IR-18.5x31
Nivel 1 (+5.05 m)	T-1 a T-12, T-14 y	30x75
	T-15	30x75
	T-13	40x75
	V-1 a V-3	40x75
	V-4	30x75
Nivel Tipo (+7.95 m a 39.85 m)	T-1C	30x65
	V-1 a V-3	40x75
	V-4	30x75

La cimentación de este edificio está resuelta mediante un cajón de cimentación apoyado sobre pilas de concreto reforzado de 100, 120, 140 y 160 cm de diámetro y muros pila de 300 cm de ancho por 50 cm de espesor. Las pilas y los muros pila se desplantan a una profundidad aproximada de 26 m y se encuentran conectadas entre sí mediante una serie de traveses de liga tipo TL-1, TL-2, TL-3 y TL-13, como se indica en la Tabla 3.8.

Los marcos que conforman la superestructura son de un concreto clase 1, mientras que los elementos de la cimentación son de concreto clase 2. En la Tabla 3.9 se observan los valores asociados a la resistencia ($f'c$), peso volumétrico (γ_c) y módulo de elasticidad (E_c) del concreto para los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio.

Tabla 3.9. Propiedades del concreto de los elementos estructurales.

Niveles	$f'c$ (kg/cm ²)	γ_c (t/m ³)	E_c (kg/cm ²)
Pilas y traveses de liga	250	1.9	126,491
Sótanos 1 y 2	350	2.2	261,916
PB- N8	450	2.2	296,985
N8 – AZ	350	2.2	261,916

En la Tabla 3.10 se muestran las propiedades del acero empleado en los elementos estructurales tales como: la resistencia a la fluencia (f_y), el peso volumétrico (γ_s) y el módulo de elasticidad (E_s) del mismo material.

Tabla 3.10. Propiedades del acero estructural y acero de refuerzo.

Acero	f_y (kg/cm ²)	γ_s (t/m ³)	E_s (kg/cm ²)
A-36	2,530	7.8	2,040,000
Varillas de refuerzo	4,000 – 5,000	7.8	2,040,000

La Figura 3.2 muestra algunos planos de la vista en planta de los niveles sótano 2 (Figura 3.2a), sótano 1 (Figura 3.2b), planta baja (Figura 3.2c) y niveles tipo (Figura 3.2d). Se logran observar los elementos estructurales que lo conforman y su distribución.

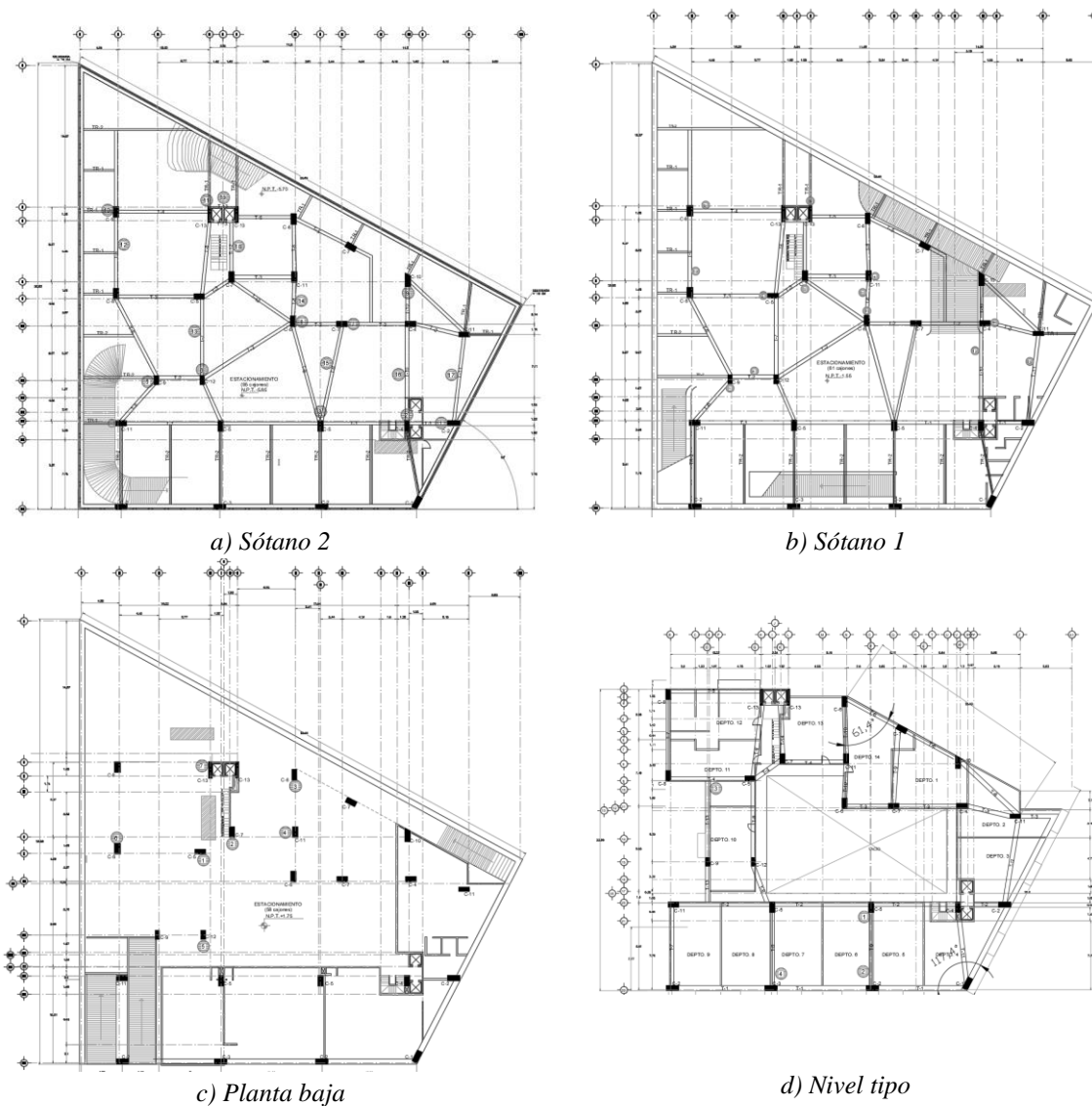


Figura 3.2. Plantas del edificio.

En las Figuras 3.3 y 3.4 se muestran las secciones transversales de columnas y traves de la estructura. Se logra observar que el tamaño de las columnas oscila entre 35 cm hasta 60 cm en su lado corto y de 80 cm a 185 cm en su lado largo. Por su parte, las traves tienen dimensiones que oscilan entre 25 cm a 40 cm en su lado corto y de 75 cm a 250 cm en su peralte.

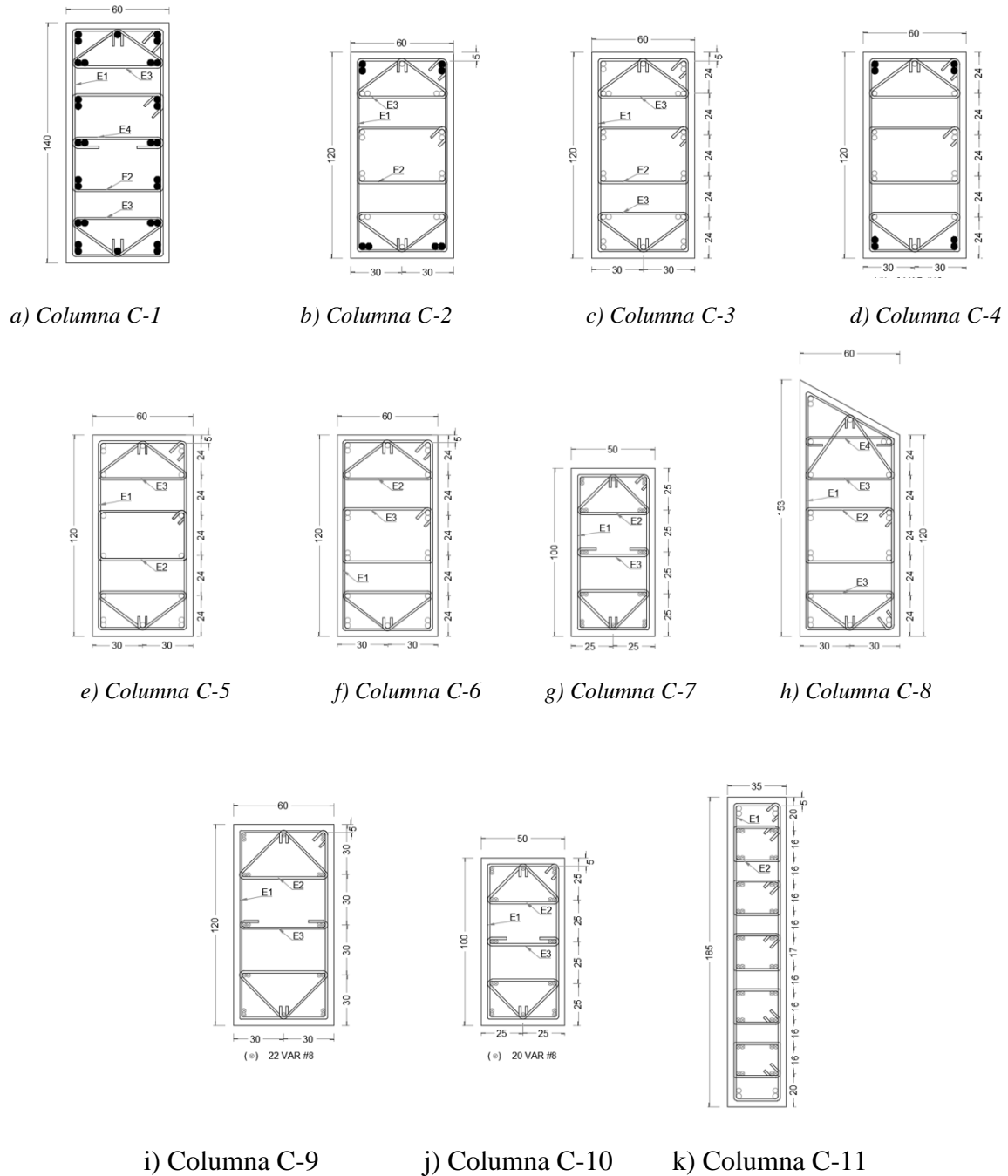


Figura 3.3. Secciones transversales de columnas.

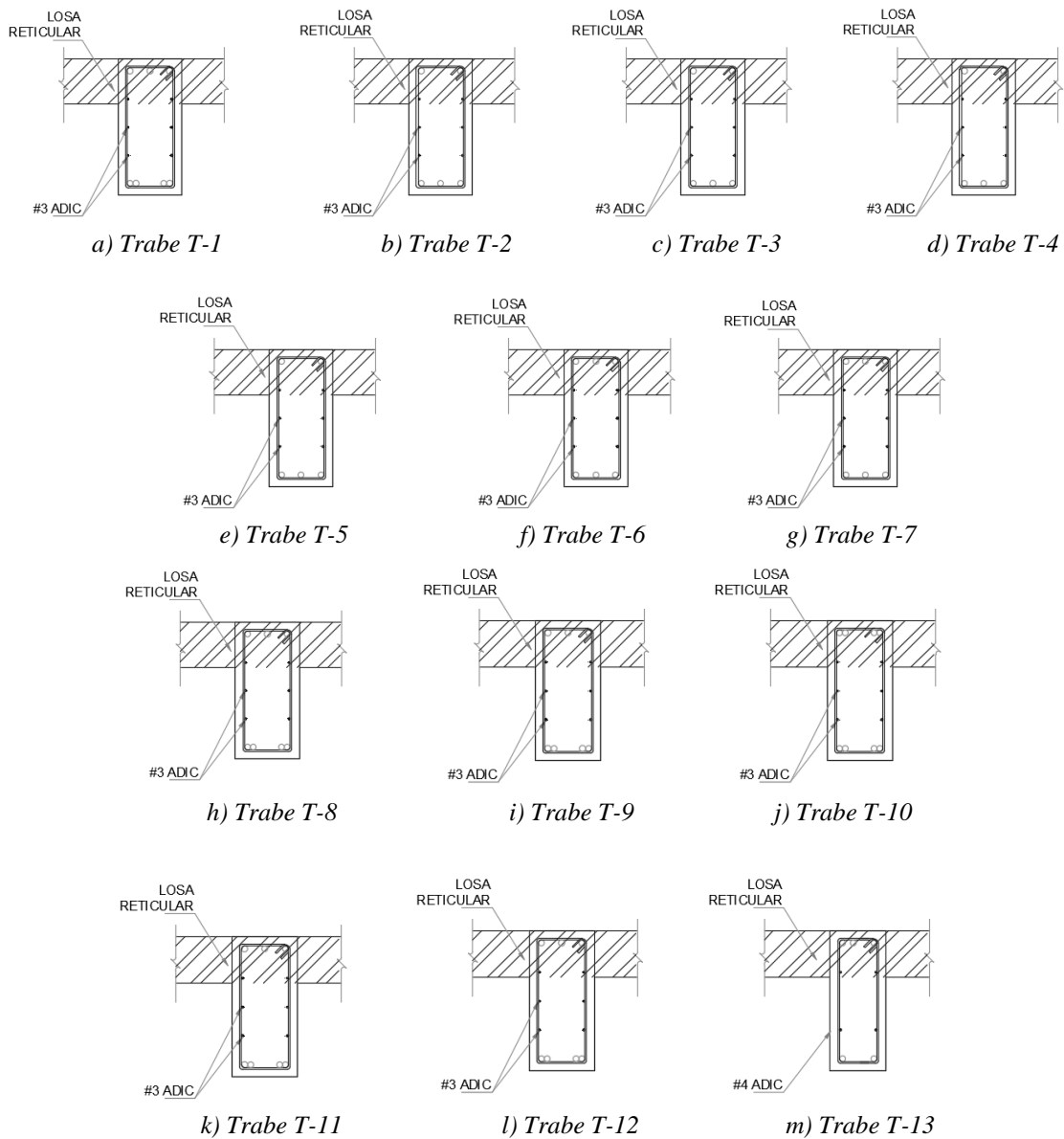


Figura 3.4. Secciones transversales de traves.

Es importante mencionar que toda la información de la estructura en su condición original se consultó tanto del proyecto estructural (MyT, 2011) como del dictamen estructural después del sismo del 19 de septiembre del 2019 (Fernández, 2020).

En la Figura 3.5 se muestra una fotografía de la estructura antes de la rehabilitación estructural.

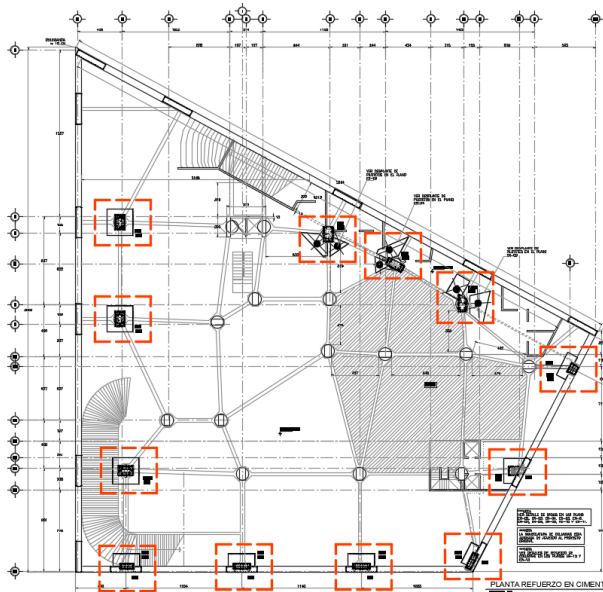


Figura 3.5. Edificio en estudio en su estado original, antes de la rehabilitación estructural (crédito: Google maps, 2019).

3.4 Estructura rehabilitada

La rehabilitación estructural del edificio consistió en tres aspectos importantes: incremento en la resistencia de los elementos estructurales por medio del incremento de su sección transversal, uso de disipadores de energía para controlar desplazamientos laterales y refuerzo en la cimentación. En la Figura 3.6 se muestra la ubicación de los elementos estructurales que fueron reforzados en el sótano 2, se aprecia que los elementos intervenidos son los que se encuentran en el perímetro de la estructura. Por su parte, en la Figura 3.7 se muestran algunos ejemplos del tipo de refuerzo tanto para columnas como para la cimentación.

Es importante mencionar que toda la información de la estructura en su condición rehabilitada se consultó del proyecto estructural (Fernández, 2020).




 Elemento estructural reforzado

Figura 3.6. Ubicación de los elementos estructurales reforzados en sótano.

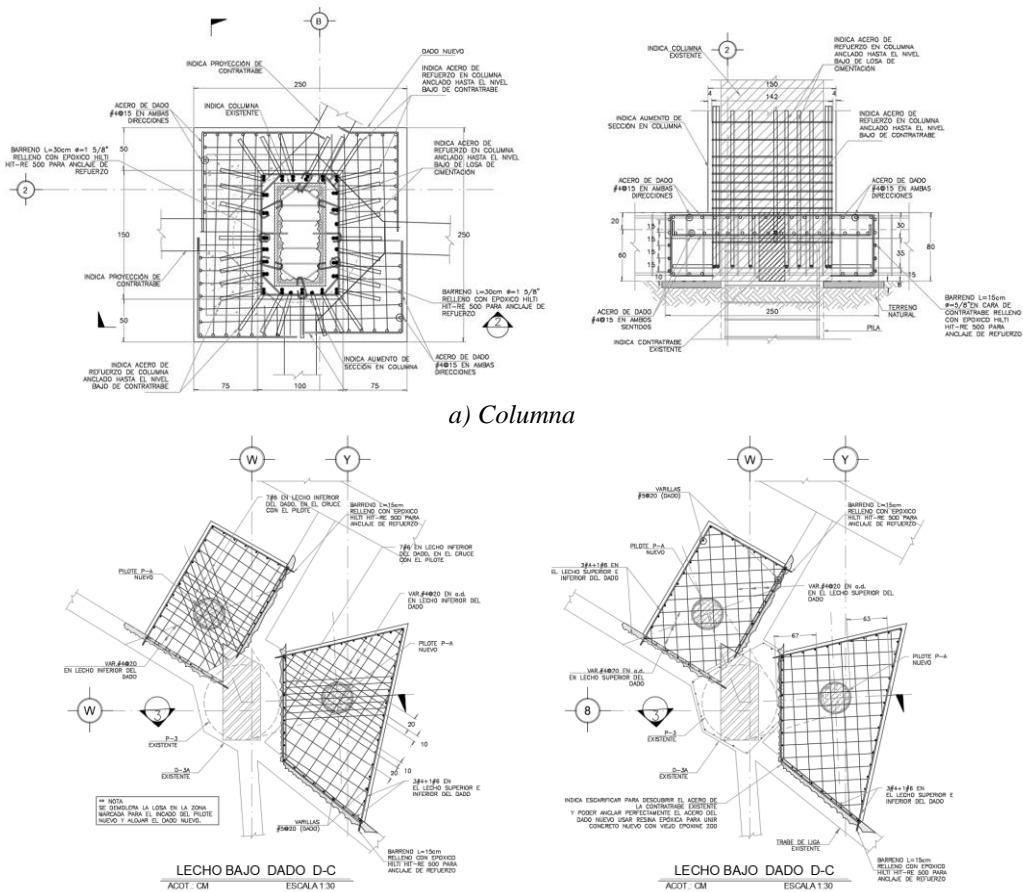


Figura 3.7. Refuerzo en columnas perimetrales y dados de cimentación.

Para transferir correctamente los esfuerzos entre el sistema de piso y los elementos tipo columna y trabe, en el nivel sótano 1 y planta baja se colocaron capiteles nuevos en las columnas reforzadas. En la Figura 3.8 se muestra una fotografía donde se ilustra la construcción del capitel en una de las columnas del sótano 1. La adición de dichos elementos consistió en un aumento en la sección superior de la columna con un peralte de 50 cm, con geometría variable según la ubicación de cada una de las columnas.

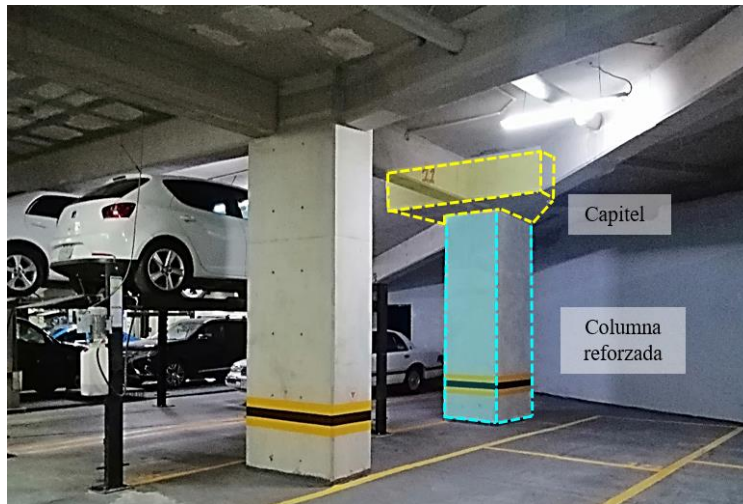


Figura 3.8. Capitel de refuerzo en columna, nivel sótano 1.

La distribución en planta de los muros de mampostería se muestra en la Figura 3.9. Los muros dañados se reemplazaron empleando tabique de barro de 12 cm de espesor. Estos fueron desligados de la estructura de acuerdo con los detalles mostrados en la Figura 3.10.

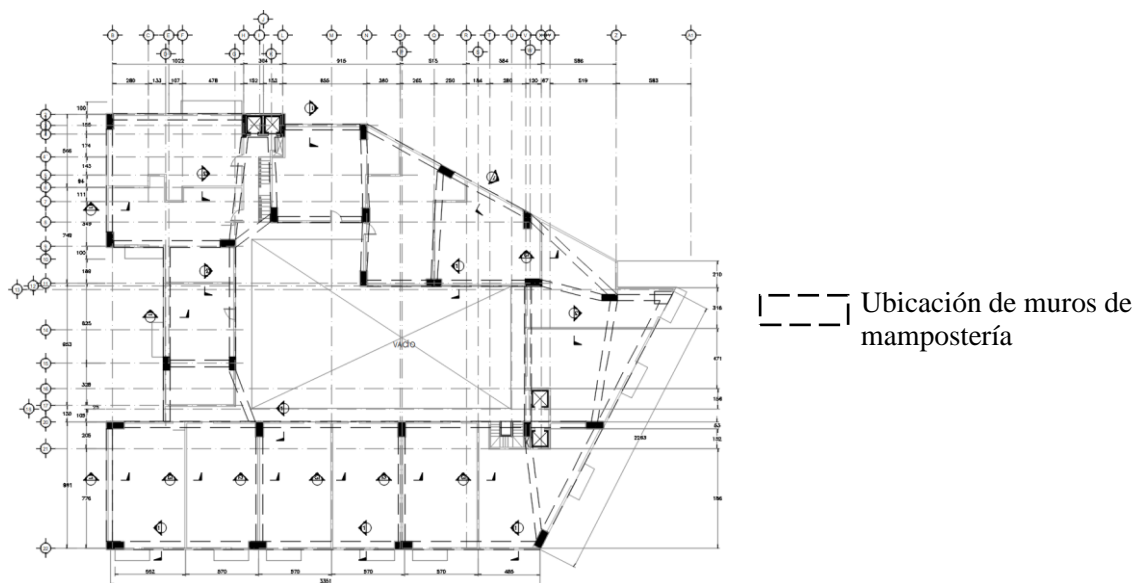


Figura 3.9. Localización de muros de mampostería.

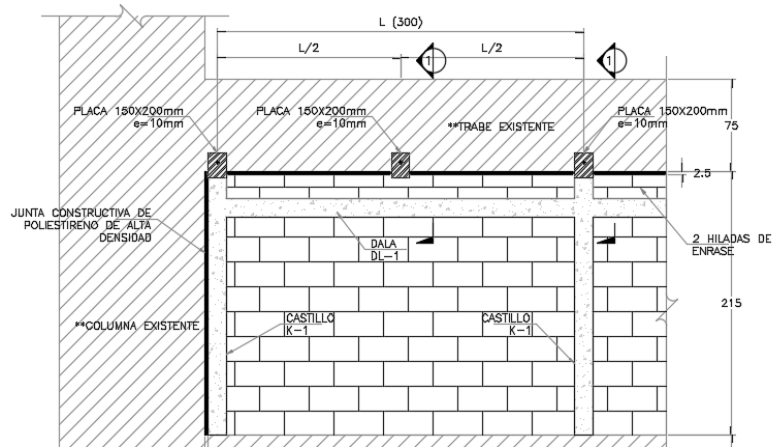


Figura 3.10. Detalles del desligado de muros de mampostería.

Adicionalmente, se colocó un sistema de protección sísmica a base de disipadores hysteréticos, colocándolos en la mayoría de los marcos perimetrales del edificio; la distribución de los disipadores se muestra en la planta de la Figura 3.11 y 3.12, en ellas se muestra la distribución en elevación del sistema de protección. Finalmente, en la Figura 3.13 se muestra una fotografía de la estructura después de la rehabilitación estructural.

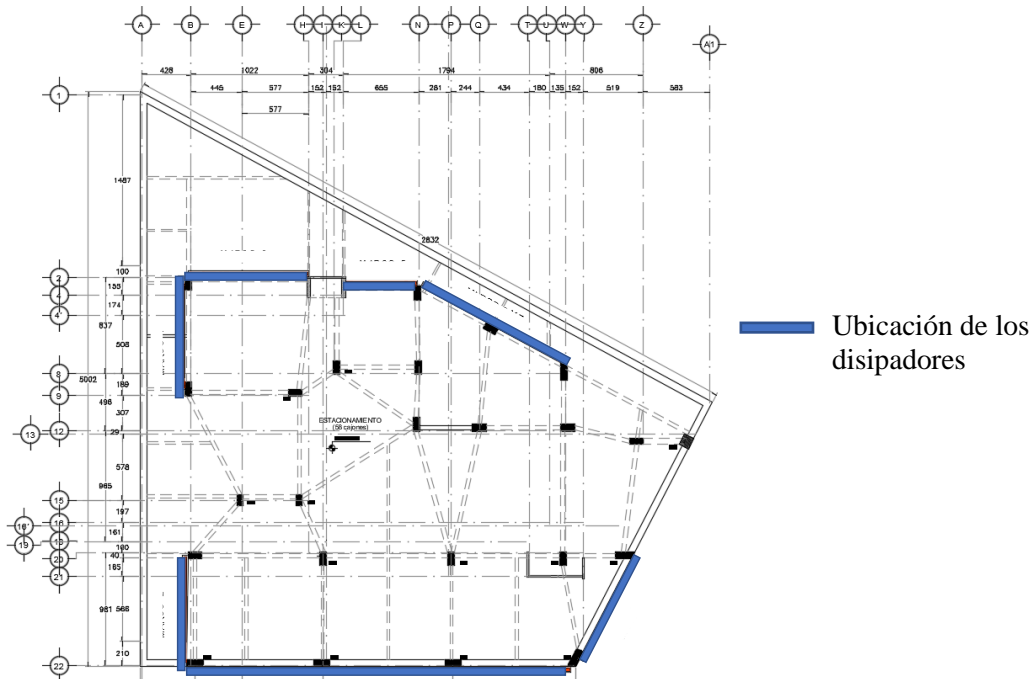
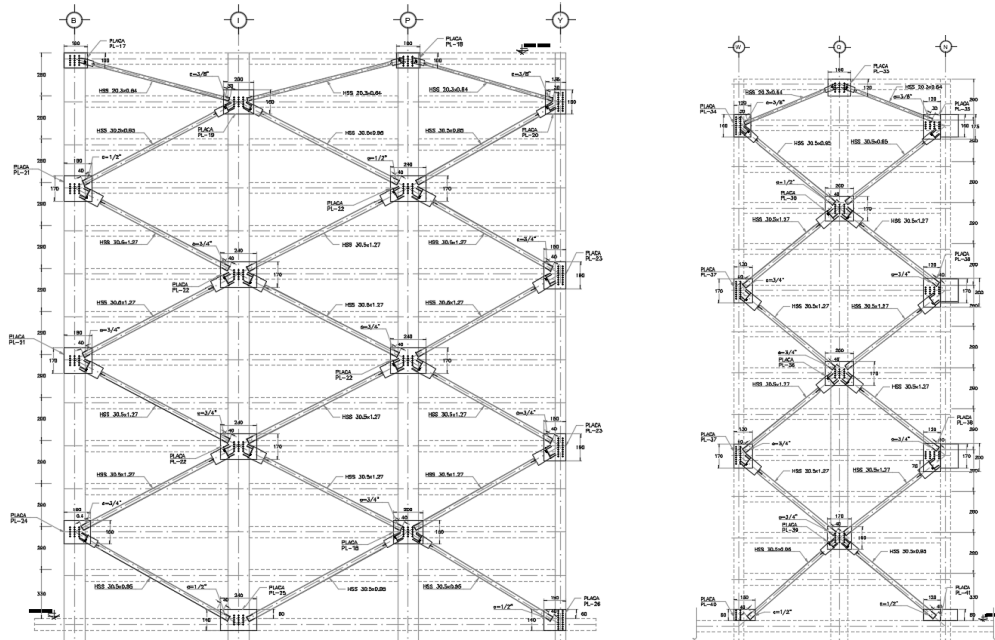


Figura 3.11. Vista en planta de la localización de los marcos reforzados.



a) Marco 1 b) Marco 3
 Figura 3.12. Distribución de los disipadores en las fachadas.



Figura 3.13. Fotografía del edificio rehabilitado con los disipadores.

3.4.1 Disipadores histeréticos en la estructura

Como se mencionó anteriormente, la rehabilitación estructural del edificio se realizó con disipadores histeréticos desarrollados en México. El dispositivo consiste en una serie de placas de acero conectadas de tal forma que, por medio de su deformación inelástica, disipa la energía sísmica una vez que el dispositivo comienza a deformarse en su intervalo no lineal.

El disipador es un dispositivo compacto con redundancia en sus elementos que se instala en conjunto con contravientos de conexión. La Figura 3.14 muestra de manera esquemática el disipador histerético empleado.

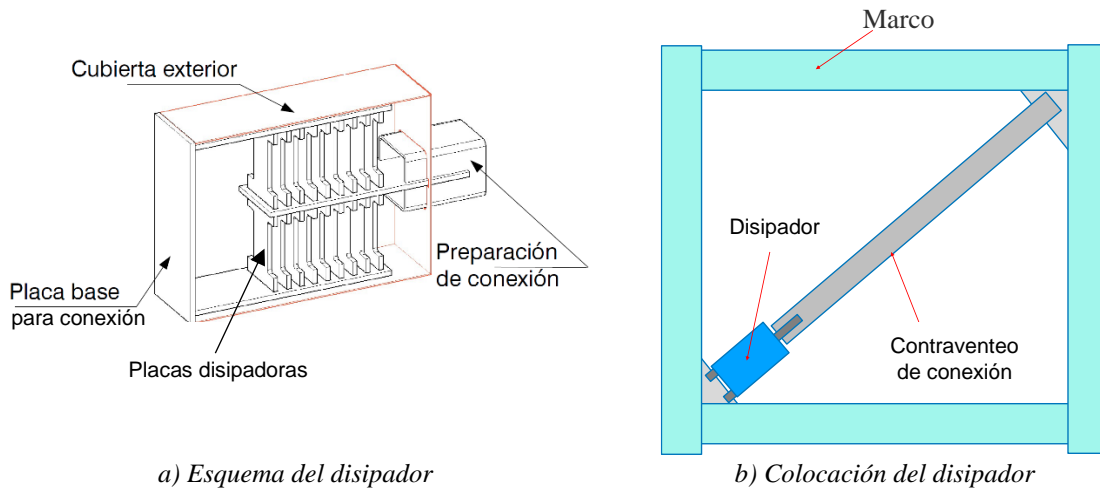


Figura 3.14. Esquema de disipador histerético empleado (Dampo Systems, 2022).

4 INSTRUMENTACIÓN

Como parte de las actividades de rehabilitación, se llevó a cabo una campaña de instrumentación cuyo objetivo fue determinar las propiedades dinámicas de la estructura. Con ello se buscó determinar las rigideces del suelo con el método de Luco (1980).

4.1 Pruebas de vibración ambiental

Dada la importancia de conocer el comportamiento dinámico del edificio estudiado, se realizaron una serie de pruebas de vibración ambiental, para medir el ruido ambiental, y con ello, determinar con un método no paramétrico los posibles efectos de interacción suelo-estructura, así como obtener los periodos fundamentales de vibración.

Durante las pruebas realizadas, se emplearon acelerómetros triaxiales, colocados según se indica en la Figura 4.1: Se realizaron un total de cinco pruebas, empleando tres acelerómetros en cada una de ellas.

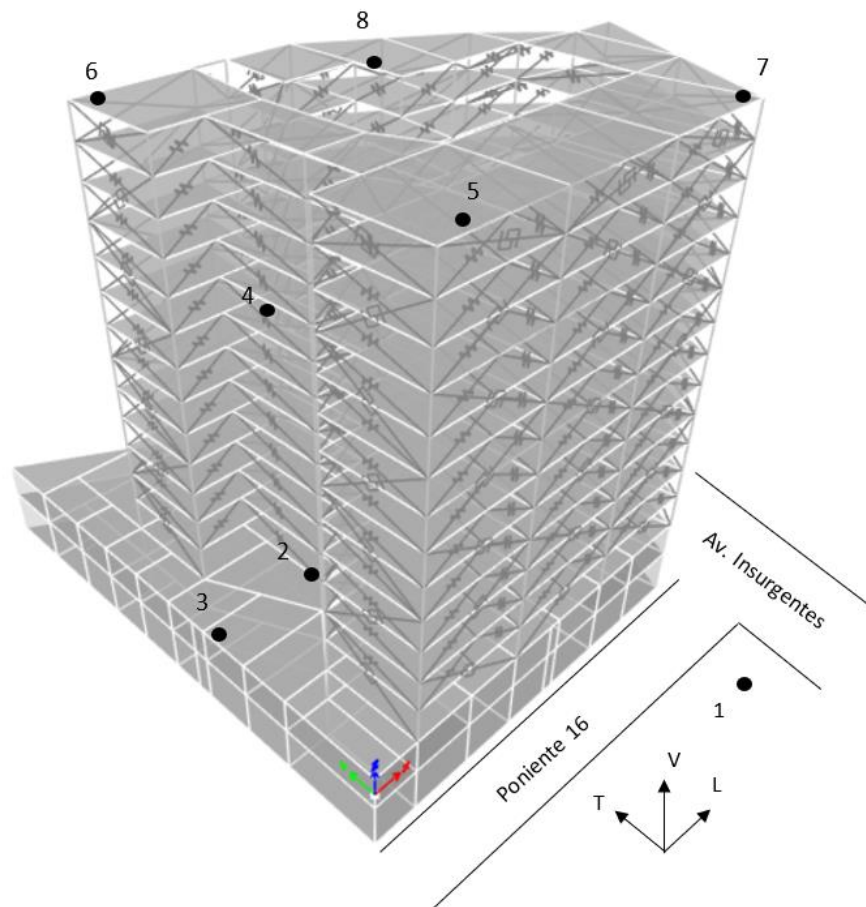


Figura 4.1. Posiciones de los acelerómetros empleados en la instrumentación.

4.1.1 Descripción de las pruebas ejecutadas

En esta sección, se enlistan las cinco pruebas realizadas. En la Tabla 4.1 se muestra cada una de ellas, así como las posiciones de cada acelerómetro empleado en cada una de las pruebas.

Prueba 1: Se colocó un acelerómetro en planta baja (posición 3), el cual sirvió como referencia en todas las pruebas. Adicionalmente, se colocaron dos acelerómetros en la azotea; uno en la esquina del edificio (posición 5) y el segundo, lo más cercano al centroide geométrico del edificio (posición 8).

Prueba 2: Se mantuvieron dos acelerómetros en la posición 3 y 5 (planta baja y azotea, respectivamente), colocando el tercer acelerómetro en otra de las esquinas del edificio en la azotea (posición 7).

Prueba 3: Se mantuvieron dos acelerómetros en la posición 3 y 7 (planta baja y azotea, respectivamente), cambiando de posición el tercer acelerómetro hacia otra de las esquinas de la azotea del edificio (posición 6).

Prueba 4: Se mantuvieron dos acelerómetros en la posición 3 y 6 (planta baja y azotea, respectivamente), modificando la posición del tercer acelerómetro en el nivel 8 (posición 4).

Prueba 5: Se colocó un acelerómetro en la posición 3 (planta baja), otro en el segundo sótano del edificio, cerca de su centro (posición 2) y uno más en campo libre (posición 1).

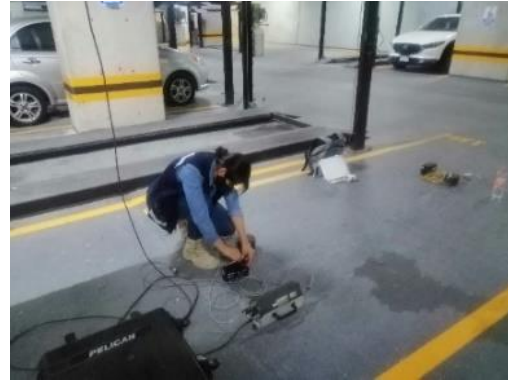
La Figura 4.2 muestra algunas fotografías de las pruebas de vibración ambiental ejecutadas.

Tabla 4.1. Acelerómetros triaxiales empleados en las pruebas realizadas.

Prueba	Nivel	Posición de acelerómetro	Duración
1	PB	3	10 min
	Azotea	5	
	Azotea	8	
2	PB	3	10 min
	Azotea	5	
	Azotea	7	
3	PB	3	10 min
	Azotea	6	
	Azotea	7	
4	PB	3	10 min
	Azotea	6	
	Nivel 8	4	
5	PB	3	20 min
	Sótano 2	2	
	Calle	1	



a) Posición 1. Campo libre



b) Posición 2. Sótano 1



c) Posición 3. Planta baja



d) Posición 4. Nivel ocho



e) Posición 5. Azotea (suroeste)



f) Posición 6. Azotea (noroeste)



g) Posición 7. Azotea (sureste)



h) Posición 8. Azotea (centro)

Figura 4.2. Fotografías de la instrumentación del edificio.

4.2 Procesamiento de datos

La interpretación de los registros obtenidos de la instrumentación se llevó a cabo mediante el análisis de las señales medidas en las pruebas de vibración ambiental. Este método es conocido también como estimación no paramétrica (Taborda, 2003).

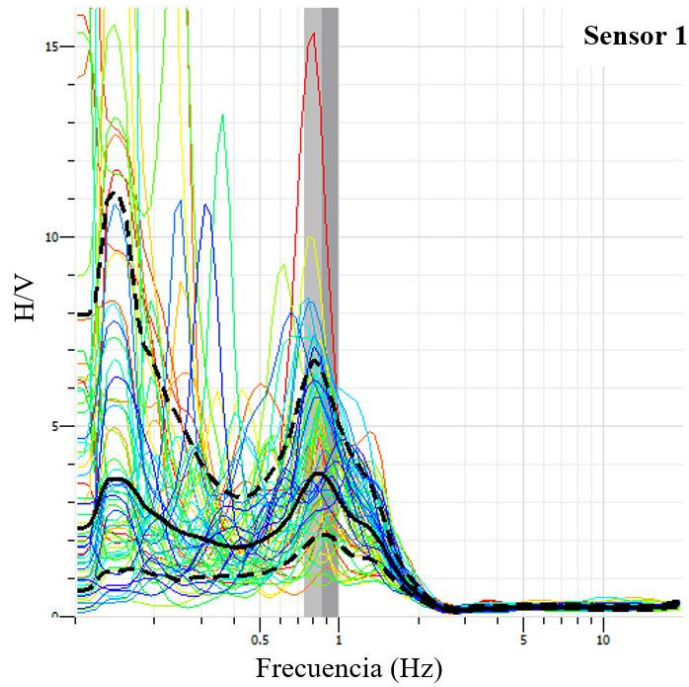
La estimación no paramétrica se realiza en el dominio de la frecuencia. Esto se obtiene a partir de funciones matemáticas que relacionan las señales de entrada, a las cuales se encuentra sometida la estructura, y las señales de salida.

4.2.1 Frecuencia fundamental del sitio

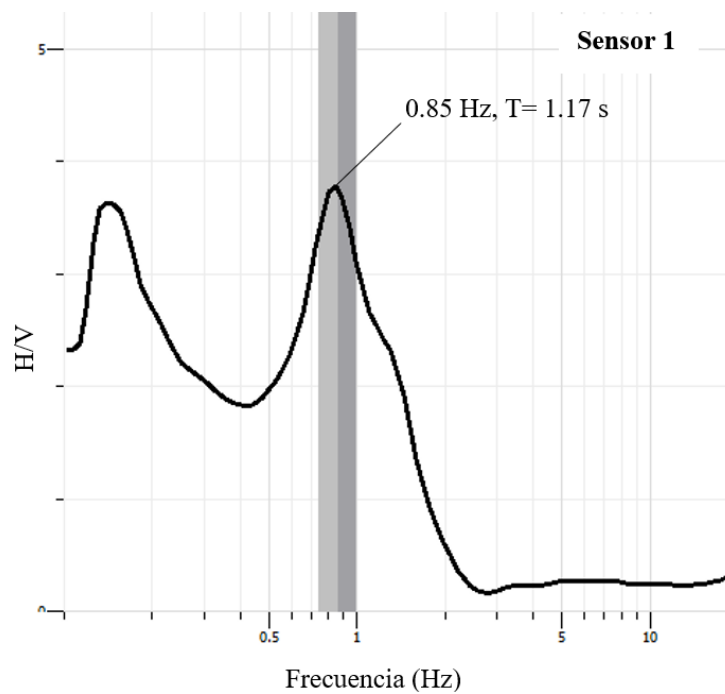
La frecuencia fundamental del sitio se determinó con el método de Nakamura (1989). Este método es una técnica empleada para estimar la frecuencia resonante y amplificación del movimiento del suelo influenciado por una capa de la superficie. Dichas influencias se calculan dividiendo el espectro de la componente horizontal entre la componente vertical del mismo espectro de microsismos o movimientos sísmicos (H/V).

Para efectos de medir el periodo del suelo en el sitio de interés se emplearon los resultados de las pruebas de las vibraciones ambientales ejecutadas. A partir de las aceleraciones registradas en campo libre, fuera del edificio en estudio, se empleó el programa GEOPSY (2010) para procesar los datos registrados.

En la Figura 4.3 se muestran los cocientes espectrales H/V correspondiente al registro del sitio en campo libre. Se señala en color gris el intervalo de frecuencias dominantes asociadas a las ordenadas máximas de los cocientes espectrales analizados. Con el promedio de los cocientes espectrales se observó una frecuencia de 0.85 Hz, correspondiente a un periodo de 1.17 s, para el sitio de estudio.



a) Cocientes espectrales H/V , registro de la posición 1 (campo libre).



b) Cocientes espectrales H/V promedio

Figura 4.3. Estimación de la frecuencia fundamental del sitio.

4.2.2 Frecuencias fundamentales del edificio

A partir de las aceleraciones registradas durante la instrumentación, se obtuvieron los datos correspondientes a dos componentes horizontales (longitudinal y transversal) y una componente vertical, esto para cada una de las pruebas realizadas. Dichos datos, conocidos como señales, se emplean para la estimación no paramétrica de las propiedades de la estructura.

Los datos obtenidos se filtraron en el programa DEGTRA (2007) con las consideraciones siguientes:

- Se aplicó un filtro Pasabanda para únicamente considerar las frecuencias entre 0.1 y 20 Hz. Este rango de frecuencias comúnmente se emplea para considerar estructuras con periodos entre 0.05 y 10 segundos.
- Se aplicó un suavizado de la señal al 5% tanto para los valores iniciales como los valores finales registrados. Lo anterior fue por medio de una función cosenoidal.

En la Figura 4.4 se muestra el registro en sentido longitudinal, correspondiente al acelerómetro localizado en la posición 3 para la prueba 1. Se logra observar dicha función en su versión original (Figura 4.4a) y en su versión filtrada (Figura 4.4b).

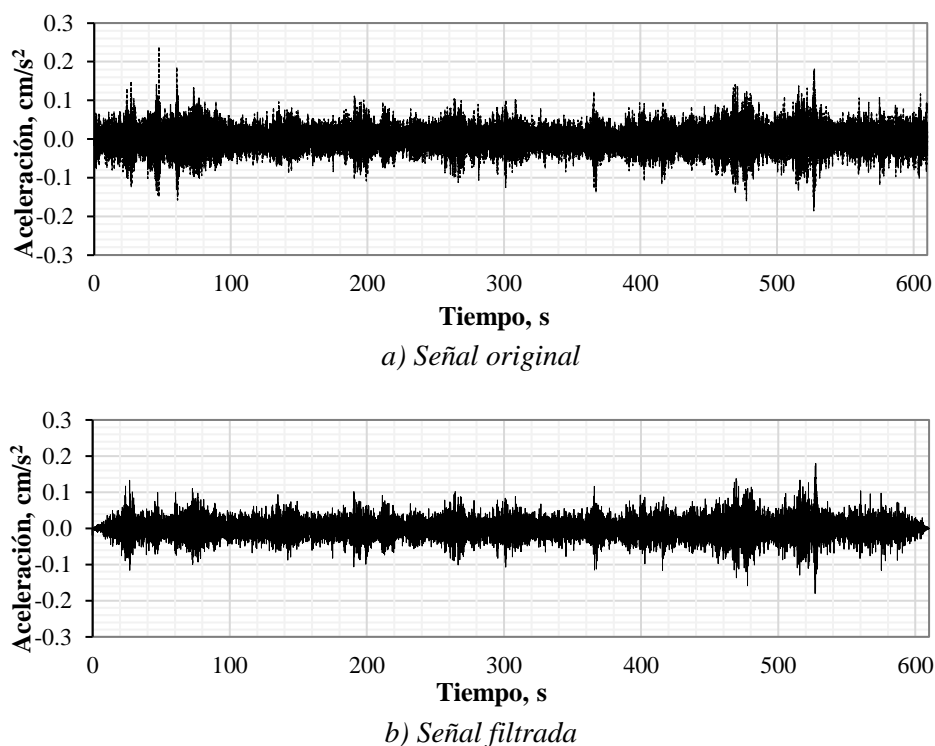


Figura 4.4. Acelerómetro en posición 3, prueba 1.

El análisis espectral se llevó a cabo a partir de la señal filtrada, empleando la transformada rápida de Fourier (1965) que convierte la señal en el dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, facilitando la interpretación de ésta. Empleando el programa DEGTRA (2007) se

obtuvo el espectro de Fourier para la señal filtrada mostrada en la Figura 4.4b, el cual se muestra en la Figura 4.5.

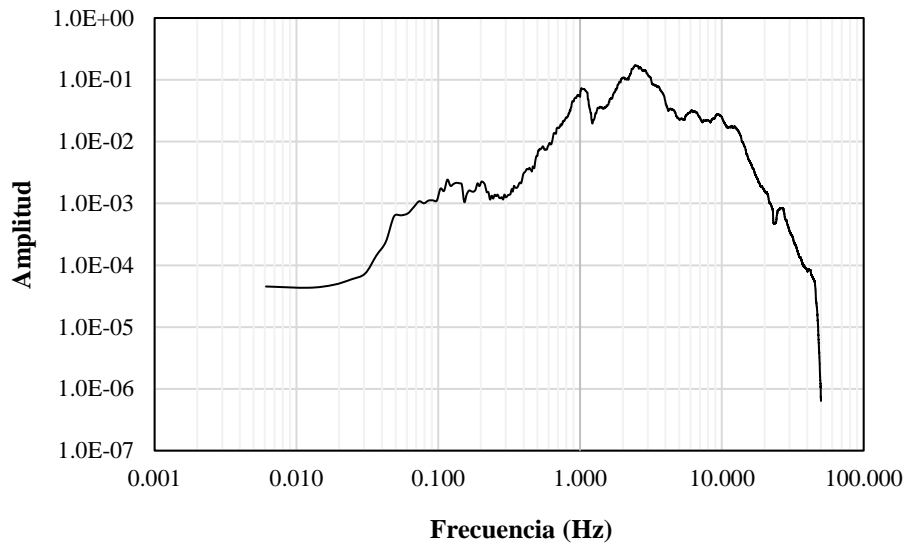


Figura 4.5. Ejemplo de espectro de Fourier.

A partir de los espectros de Fourier se obtuvieron los cocientes espectrales para diferentes pares de señales. Los resultados se emplearon en la estimación de los periodos predominantes de la estructura para las direcciones longitudinal, transversal y rotacional. Con los cocientes espectrales de la azotea con respecto a la planta baja, se seleccionaron las frecuencias asociadas a las ordenadas máximas, las cuales caracterizan los modos de vibrar del sistema en la componente en estudio.

En la Figura 4.6 se muestran dichos cocientes en dirección longitudinal, correspondiente a los acelerómetros localizados en la posición 3 y 8 durante la prueba 1.

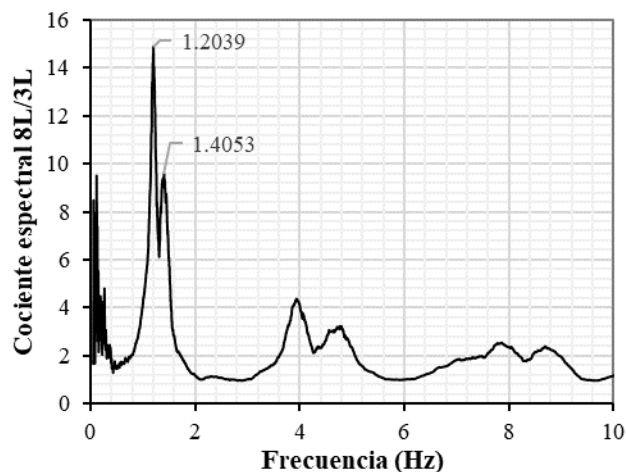
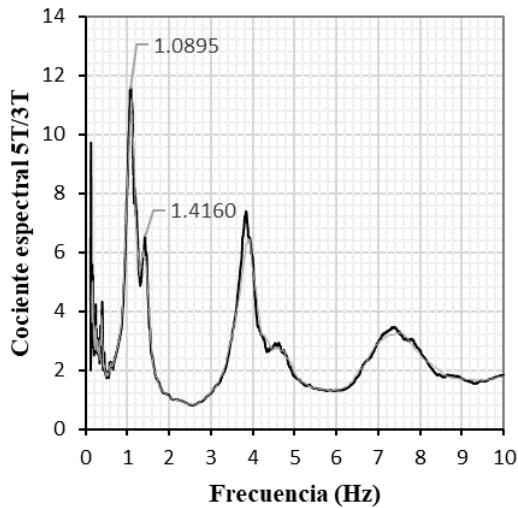
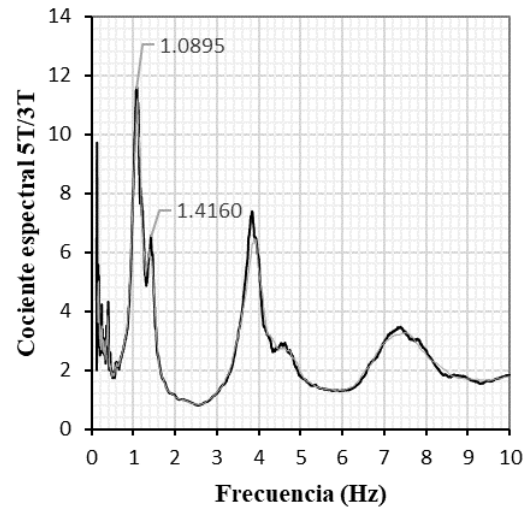


Figura 4.6. Frecuencias fundamentales asociadas a los cocientes espectrales.

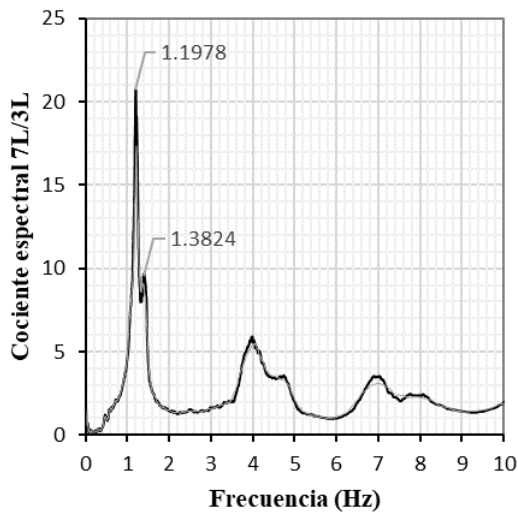
La Figura 4.7 muestra algunas gráficas de los cocientes espectrales obtenidos, asociados a las componentes traslacionales longitudinal y transversal y a la componente rotacional. Se estudiaron las pruebas 1 y 2 para estimar principalmente las frecuencias naturales de las componentes traslacionales, y la prueba 3 para la frecuencia fundamental del primer modo en torsión.



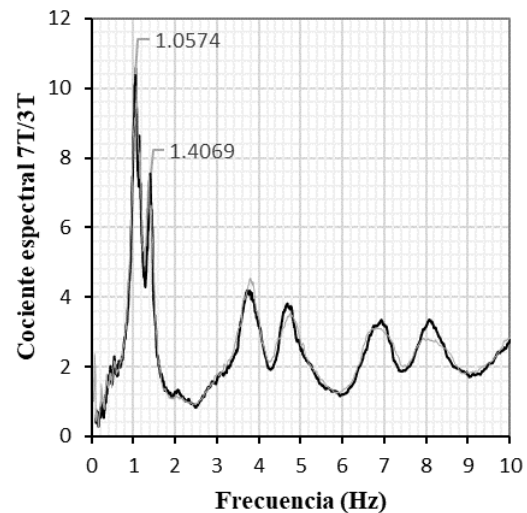
a) Frecuencias asociadas a los cocientes espectrales registrados en la prueba 1, sentido longitudinal.



b) Frecuencias asociadas a los cocientes espectrales registrados en la prueba 1, sentido transversal.



c) Frecuencias asociadas a los cocientes espectrales registrados en la prueba 2, sentido longitudinal.



d) Frecuencias asociadas a los cocientes espectrales registrados en la prueba 2, sentido transversal.

Figura 4.7. Frecuencias fundamentales en sentido longitudinal y transversal asociadas a los cocientes espectrales de las pruebas 1 y 2.

En la Tabla 4.2 se muestran las frecuencias fundamentales estimadas de acuerdo con el procedimiento descrito. Los modos fundamentales estimados para traslación corresponden a 0.93 y 0.83 segundos en sentido transversal y longitudinal, respectivamente, mientras que el modo fundamental en rotación es de 0.71 segundos.

Tabla 4.2. Frecuencias y periodos fundamentales obtenidos de la instrumentación.

Prueba	Nivel	Posición	Traslación		Rotación
			Longitudinal Frecuencia, Hz (Periodo, s)	Transversal Frecuencia, Hz (Periodo, s)	Torsión Frecuencia, Hz (Periodo, s)
1	PB	3	1.2039	1.0788	1.4053
	Azotea	5	(0.83)	(0.93)	(0.71)
	Azotea	8			
2	PB	3	1.1978	1.0544	1.4048
	Azotea	5	(0.83)	(0.95)	(0.70)
	Azotea	7			
3	PB	3			1.4252
	Azotea	6	-	-	(0.70)
	Azotea	7			

5 ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DE ISE

5.1 Parámetros para la ISE

5.1.1 *Parámetros del suelo y de la cimentación*

En la estimación de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) intervienen las características del suelo y parámetros geométricos de la cimentación: el módulo de elasticidad (E_s), módulo de rigidez al corte (G_s), relación de Poisson (ν_s) y velocidad de propagación de ondas de corte (V_s). Entre los parámetros geométricos se encuentra: la geometría en planta del cajón de cimentación, el radio horizontal equivalente de la cimentación (R_h), el espesor del estrato compresible (H_s) y la profundidad de desplante del cajón de cimentación (D).

Las características del suelo se determinaron a partir de la información de un estudio de mecánica de suelos realizado en el sitio y un estudio geotécnico, geológico y geofísico (Tecnocontrol 2010, Tecnocontrol 2018).

Los parámetros geométricos de la cimentación se determinaron a partir de los datos reportados en el estudio de mecánica de suelos y de los planos estructurales del proyecto de refuerzo (PYDE, 2019). La profundidad de los estratos compresibles, H_s , es de 21.0 m, mientras que la profundidad, D , a la que se desplanta la losa de fondo es de 5.85 m.

Para estimar los efectos de la ISE empleando métodos paramétricos descritos en las Normas Técnicas Complementarias (NTC-DS, 2020) y en las recomendaciones del NIST GCR12-917-21 (NIST, 2012), se empleó el promedio ponderado de los parámetros del suelo en función del espesor de cada uno de los estratos.

Las características del perfil estratigráfico del sitio se muestran en la Tabla 5.1. Se muestra la profundidad de cada estrato, descripción estratigráfica, clasificación del suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y una gráfica de la resistencia a la penetración estándar donde el eje vertical corresponde a la profundidad de penetración, en metros, y el eje horizontal corresponde al número de golpes (N) registrados.

Tabla 5.1. Perfil estratigráfico del sitio de estudio (Tecnocontrol, 2010).

Profundidad (m)	Estratigrafía (Clasificación SUCS)	No. de golpes por cada 30 cm de avance
0.00 a 0.60	Material de relleno a base de limo arenoso, color café con tono oscuro, en estado compacto, con gravas y gravillas, pedacería de tabique rojo.	
0.60 a 3.40	Arcilla muy limosa arenosa color café con tono gris verdoso, en estado semi suave. (CL)	
3.40 a 16.40	Arcilla lacustre limosa, color café con tono gris verdoso, rojizo en estado muy suave. (CL-MH)	
16.40 a 21.00	Arcilla limosa, color café con tono gris verdoso, en estado semi compacto a compacto. (CL-MH)	
21.00 a 29.90	Limo poco arenoso, color café con tono gris claro, en estado muy compacto. (MH)	

Los parámetros que caracterizan el suelo del sitio donde se encuentra el edificio en estudio, V_s , E_s , ν_s y G_s , reportados en el estudio geotécnico, geológico y geofísico (Tecnocontrol, 2018), determinados a partir de la recopilación de información para el predio en estudio, se muestran en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Parámetros característicos del suelo en el sitio en estudio (Tecnocontrol, 2018)

Profundidad que comprende el estrato	V_s (m/s)	E_s (kg/cm ²)	ν_s	G_s (kg/cm ²)
0.00 a 0.60	99.00	1,083	0.43	378
0.60 a 3.40	63.41	320	0.49	107
3.40 a 16.40	29.52	127	0.50	42
16.40 a 21.00	123.20	660	0.50	220
21.00 a 29.90	270.00	18,758	0.47	6,393

5.2 Método simplificado de Luco (1980)

El método simplificado para el cálculo de la ISE propuesto por Luco (1980) ha sido empleado satisfactoriamente en el análisis de los efectos de ISE en estructuras instrumentadas (Luco et al., 1987; Mendoza et al., 1991; Muriá-Vila et al., 2004; Correa, 2005; Cruz, 2007). Este método estudia la cimentación como un sistema de cinco grados de libertad, asociados a la traslación horizontal en dos direcciones ortogonales (u_x, u_y), rotación alrededor de las mismas direcciones (ϕ_{rx}, ϕ_{ry}) asociadas al cabeceo de la cimentación, y una última componente asociada a la torsión (ψ_{rz}), tal como se muestra en la Figura 5.1. En estructuras regulares, concebir a la cimentación como un sistema simplificado de cinco grados de libertad tiene un alto grado de validez. Sin embargo, en estructuras con plantas asimétricas donde se produce acoplamiento en los modos de vibración, el método de Luco brinda solamente resultados aproximados (Correa, 2005).

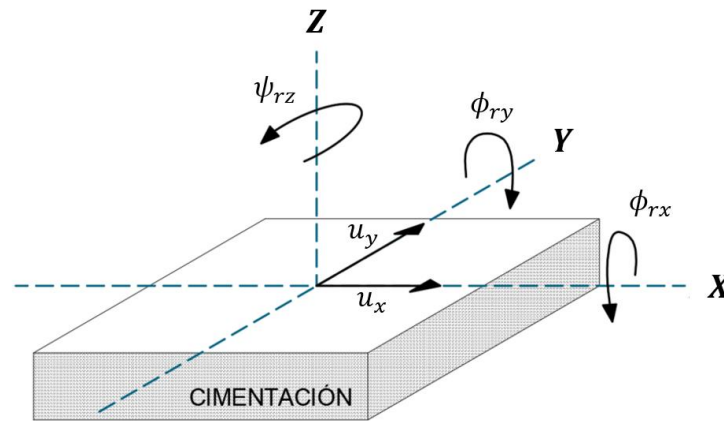


Figura 5.1. Grados de libertad para el estudio de la cimentación siguiendo el método de Luco (1980).

Este método parte de la estimación no paramétrica de las propiedades de la cimentación, la cual se puede obtener a partir registros de aceleraciones medidas en diferentes puntos de la estructura (sótano) y en un punto fuera de la misma (campo libre). Mediante este método, se pueden determinar las rigideces y frecuencias fundamentales asociadas a la traslación de la estructura con base empotrada y a la traslación, así como el cabeceo en la base.

5.2.1 Rigidez asociada a la traslación horizontal y a la rotación

La frecuencia fundamental de traslación del sistema suelo-estructura se define como:

$$\frac{1}{\bar{f}_1^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_c^2} + \frac{1}{f_h^2} \quad (1)$$

donde:

\bar{f}_1 es la frecuencia fundamental del sistema determinada experimentalmente

f_1 es la frecuencia fundamental de la estructura suponiendo base empotrada

f_c es la frecuencia de cabeceo de la base para la dirección del análisis suponiendo una estructura infinitamente rígida

f_h es la frecuencia de traslación de la base rígida en la dirección del análisis suponiendo una estructura infinitamente rígida

Las frecuencias de cabeceo y traslación de la base se evalúan se manera aproximada según las ecuaciones siguientes:

$$f_c = \bar{f}_1 \left(\gamma_1 \frac{H \Phi_{ri}}{X_T^{az}} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (2)$$

$$f_h = \bar{f}_1 \left(\beta_1 \frac{X_T^b}{X_T^{az}} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (3)$$

donde:

H es la altura medida desde el sótano hasta la azotea

Φ_{ri} es la amplitud espectral de la respuesta de giro por cabeceo de la base alrededor del eje i , asociada a la frecuencia fundamental del sistema

X_T^{az} es la amplitud espectral de la respuesta total medida en la azotea asociada a la frecuencia fundamental del sistema

X_T^b es la amplitud espectral de la respuesta total medida en el sótano asociada a la frecuencia fundamental del sistema

γ_1 es el parámetro modal correspondiente al primer modo de la estructura, la cual se obtiene a partir de la ecuación (4)

β_1 es el parámetro modal correspondiente al primer modo de la estructura, la cual se obtiene a partir de la ecuación (5)

$$\gamma_1 = \frac{1}{HM_1} \{\phi_1\}^T [M] \{h\} \quad (4)$$

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} \{\phi_1\}^T [M] \{1\} \quad (5)$$

donde:

$[M]$ es la matriz de masas de la estructura

$\{\phi_1\}$ es el vector de la forma del primer modo de vibrar de la estructura (normalizada con respecto a la azotea) cuando esta se supone con base empotrada

$\{h\}$ es el vector que contiene las alturas de cada nivel de la estructura con respecto a su base

M_1 es la masa modal asociada al primer modo de la estructura con base rígida

$\{1\}$ es un vector unitario

El método propone que las rigideces equivalentes de traslación horizontal (K_h) y cabeceo (K_c) de la base pueden determinarse aproximadamente como:

$$K_h = \beta_1^2 M_1 (2\pi f_h)^2 \quad (6)$$

$$K_c = \gamma_1^2 M_1 H^2 (2\pi f_c)^2 \quad (7)$$

5.2.2 Rigidez asociada a la torsión

Para el componente de torsión, la frecuencia fundamental se puede expresar como una combinación de las frecuencias del giro en la base y de giro de la superestructura con base empotrada:

$$\frac{1}{\bar{f}_{1r}^2} = \frac{1}{f_{1t}^2} + \frac{1}{f_r^2} \quad (8)$$

donde

\bar{f}_{1r} es la frecuencia fundamental de torsión del sistema determinada experimentalmente

f_{1t} es la frecuencia fundamental de torsión de la superestructura con base rígida

f_r es la frecuencia de torsión de la base sobre su mismo plano

La frecuencia de torsión de la base (f_r) se define como:

$$f_r = \bar{f}_{1r} \left(\beta_2 \frac{\Phi_{rV}^b}{\Phi_{rV}^{az}} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (9)$$

donde:

Φ_{rV}^b es la amplitud espectral de la respuesta de giro por torsión medida en la base

Φ_{rV}^{az} es la amplitud espectral de la respuesta de giro por torsión medida en la azotea

En este caso β_2 se obtiene con la siguiente expresión:

$$\beta_2 = \frac{1}{I_1} \{\Phi_{1r}\}^T [I] \{1\} \quad (10)$$

donde:

Φ_{1r} es el vector de la forma modal asociada a la frecuencia fundamental de giro por torsión de la estructura con base empotrada

I_1 es la masa modal rotacional correspondiente al modo fundamental de giro por torsión de la estructura con base empotrada

A partir de las definiciones anteriormente descritas, la rigidez equivalente de torsión (K_r) se calcula como:

$$K_r = \beta_2^2 I_1 (2\pi \bar{f}_{1r})^2 \quad (11)$$

5.2.3 Cálculo de rigidez traslacional y rotacional del edificio en estudio

Para el cálculo de las propiedades asociadas a los diferentes grados de libertad que componen el modelo simplificado propuesto por Luco (Figura 5.1) se calcularon los diferentes parámetros que intervienen en el modelo. A continuación, se describe de manera detallada el cálculo de dichas propiedades.

Se determinan los parámetros modales, γ_1 y β_1 a partir de las ecuaciones 4 y 5, respectivamente.

La altura medida desde el sótano hasta la azotea se determina como la suma de la profundidad de desplante, igual a -5.85 m, más la altura total del edificio, igual a 39.85 m, de tal modo, la altura total es:

$$H = 5.85 \text{ m} + 39.85 \text{ m} = 45.70 \text{ m}$$

La matriz de masas de la estructura se obtuvo a partir del modelo tridimensional en ETABS (2019) y tiene los valores siguientes, en toneladas:

64.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	69.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	69.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	69.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	70.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	70.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	73.0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	73.0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	73.0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	73.0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	73.0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	73.0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	73.9	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	97.5	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	136.7	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	137.0

$$t$$

De forma similar, a partir de un análisis de valores y vectores característicos en ETABS (2019) se obtuvo el vector de la forma del primer modo de vibrar de la estructura, mismo que fue normalizado con respecto a la azotea, para ambas direcciones ortogonales, X (longitudinal) y Y (transversal). También se calculó el vector que contiene las alturas de cada

nivel respecto a la base, $\{h\}$, en metros. Tanto las formas modales como el vector $\{h\}$, se muestran a continuación:

$$\{\phi_{1X}\} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.933 \\ 0.933 \\ 0.867 \\ 0.800 \\ 0.733 \\ 0.667 \\ 0.600 \\ 0.533 \\ 0.400 \\ 0.333 \\ 0.200 \\ 0.133 \\ 0.067 \\ 0.013 \end{Bmatrix} \quad \{\phi_{1Y}\} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.991 \\ 0.962 \\ 0.929 \\ 0.857 \\ 0.786 \\ 0.714 \\ 0.643 \\ 0.571 \\ 0.429 \\ 0.357 \\ 0.214 \\ 0.143 \\ 0.071 \\ 0.015 \end{Bmatrix} \quad \{h\} = \begin{Bmatrix} 45.7 \\ 42.8 \\ 39.9 \\ 37.0 \\ 34.1 \\ 31.2 \\ 28.3 \\ 25.4 \\ 22.5 \\ 19.6 \\ 16.7 \\ 13.8 \\ 10.9 \\ 7.6 \\ 4.3 \end{Bmatrix}$$

La masa modal asociada al primer modo de la estructura con base rígida se estima como:

$$[M1_{X,Y}] = \{\phi_{1 X,Y}\}^T [M] \{\phi_{1 X,Y}\} \quad (12)$$

Llegando a:

$$[M1_X] = 472.22 \frac{t - s^2}{m}$$

$$[M1_Y] = 425.21 \frac{t - s^2}{m}$$

Los parámetros modales, γ_1 y β_1 , se determinaron con las ecuaciones 4 y 5, respectivamente, para cada dirección de análisis, esto es:

Dirección X:

Cálculo del parámetro modal γ_{1X} :

$$\{\phi_{1 X}\}^T [M] \{h\} = 19,839 t - m$$

Sustituyendo los valores calculados en la ecuación 5, se obtiene:

$$\gamma_{1X} = \frac{1}{(45.70 m)(472.22 t)} (19,839 t - m)$$

$$\gamma_{1X} = 0.92$$

Para el cálculo del parámetro modal β_{1X} :

$$\{\phi_{1X}\}^T [M] \{1\} = 620.20 t$$

Sustituyendo los valores calculados en la ecuación 4, se obtiene:

$$\beta_{1X} = \frac{1}{(472.22 t)} (620.20 t)$$

$$\beta_{1X} = 1.31$$

Dirección Y:

Cálculo del parámetro modal γ_{1Y} :

$$\{\phi_{1Y}\}^T [M] \{h\} = 18,835 t - m$$

Sustituyendo los valores calculados en la ecuación 3, se obtiene:

$$\gamma_{1Y} = \frac{1}{(45.70 m)(425.21 t)} (18,835 t - m)$$

$$\gamma_{1Y} = 0.97$$

Para el cálculo del parámetro modal β_{1Y} se obtiene:

$$\{\phi_{1Y}\}^T [M] \{1\} = 586.05 t$$

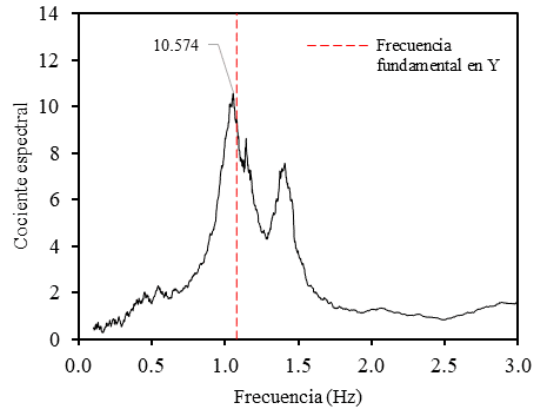
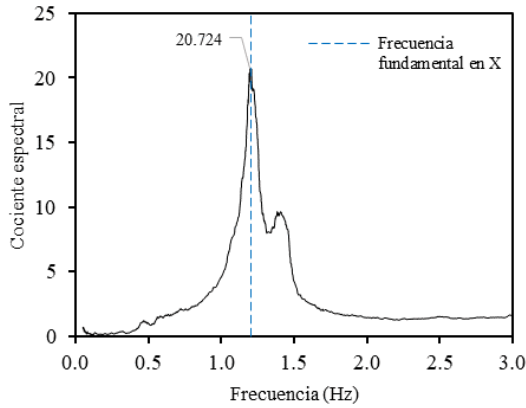
Sustituyendo los valores calculados en la ecuación 4, se obtiene:

$$\beta_{1Y} = \frac{1}{(425.21 t)} 586.05 t$$

$$\beta_{1Y} = 1.38$$

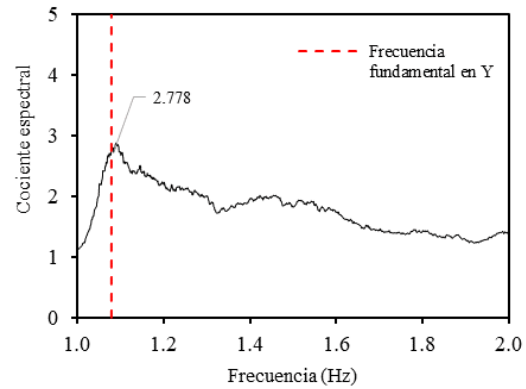
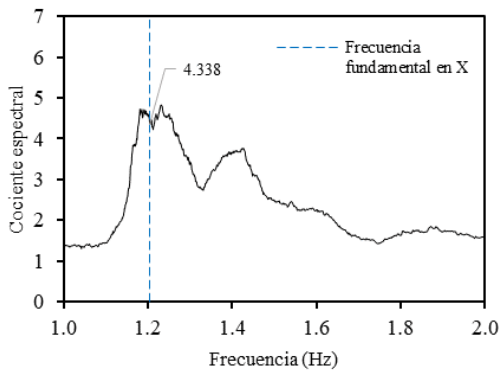
Una vez determinados los parámetros modales, se determinan las amplitudes espectrales asociadas a la frecuencia fundamental del sistema, Φ_{ri} , X_T^{az} y X_T^b , correspondientes a la respuesta de giro por cabeceo de la base alrededor del eje X y del eje Y, la respuesta total medida en la azotea y la respuesta total medida en el sótano, respectivamente.

Los cocientes espectrales empleados para la determinar las amplitudes espectrales asociadas a las frecuencias fundamentales del sistema se muestran a continuación en la Figura 5.2.



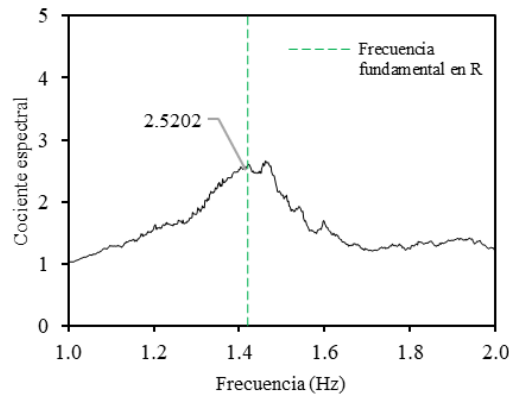
a) Amplitud espectral, $X_T^{az}{}_X = 20.72$, de la respuesta total medida en la azotea, dirección X

b) Amplitud espectral, $X_T^{az}{}_Y = 10.57$, de la respuesta total medida en la azotea, dirección Y



c) Amplitud espectral, $X_T^b{}_X = 4.34$, de la respuesta total medida en el sótano, dirección X

d) Amplitud espectral, $X_T^b{}_Y = 2.78$, de la respuesta total medida en el sótano, dirección Y



e) Amplitud espectral, $\Phi_{rZ} = 2.52$, de la respuesta de giro de la base

Figura 5.2. Amplitudes espectrales asociadas a las frecuencias fundamentales del sistema para la aplicación del método de Luco (1980)

Las frecuencias fundamentales de la estructura determinadas experimentalmente son:

$$\bar{f}_{1X} = 1.2039 \text{ Hz}$$

$$\bar{f}_{1Y} = 1.0788 \text{ Hz}$$

Las frecuencias de cabeceo y traslación de la base se evalúan de manera aproximada según las ecuaciones 2 y 3, para las dos direcciones ortogonales;

Dirección X:

$$f_{cX} = 1.2039 \text{ Hz} \left(0.92 \frac{(45.70 \text{ m}) (2.52)}{20.72} \right)^{-\frac{1}{2}}$$

$$f_{cX} = 0.53 \text{ Hz}$$

$$f_{hX} = 1.20 \text{ Hz} \left(1.31 \frac{20.72}{4.34} \right)^{-\frac{1}{2}}$$

$$f_{hX} = 2.29 \text{ Hz}$$

Dirección Y:

$$f_{cY} = 1.08 \text{ Hz} \left(0.97 \frac{(45.70 \text{ m}) (2.52)}{10.57} \right)^{-\frac{1}{2}}$$

$$f_{cY} = 0.33 \text{ Hz}$$

$$f_{hY} = 1.08 \text{ Hz} \left(1.38 \frac{10.57}{2.78} \right)^{-\frac{1}{2}}$$

$$f_{hY} = 1.79 \text{ Hz}$$

De acuerdo con la metodología, las rigideces equivalentes de traslación horizontal (K_h) y cabeceo (K_c) de la base pueden determinarse de manera aproximada aplicando las ecuaciones 7 y 8, respectivamente. A continuación, se muestra el cálculo de dichas rigideces para las dos direcciones ortogonales: X y Y.

Dirección X:

$$K_{hX} = (1.31)^2 \left(472.22 \frac{t \cdot s^2}{m} \right) \left((2)(\pi) 2.296 \frac{1}{s} \right)^2$$

$$K_{hX} = 169,549 \text{ t/m}$$

$$K_{cX} = (0.92)^2 \left(472.22 \frac{t s^2}{m} \right) (45.70 m)^2 \left((2)(\pi) 0.533 \frac{1}{s} \right)^2$$

$$K_{cX} = 9,335,583 t - m$$

Dirección Y:

$$K_{hY} = (1.38)^2 \left(425.21 \frac{t s^2}{m} \right) \left((2)(\pi) 1.793 \frac{1}{s} \right)^2$$

$$K_{hY} = 102,479 t/m$$

$$K_{cY} = (0.92)^2 \left(425.21 \frac{t s^2}{m} \right) (45.70 m)^2 \left((2)(\pi) 0.332 \frac{1}{s} \right)^2$$

$$K_{cY} = 3,631,126 t - m$$

5.2.4 Cálculo de rigidez torsional.

Para estimar la rigidez de torsión se determina el parámetro modal β_2 , para lo cual primero se determina la masa modal rotacional correspondiente al primer modo de vibrar de la estructura con base rígida (I_1) como se muestra a continuación.

La matriz de masa rotacional de la estructura (I) se relaciona con la masa traslacional a través de la siguiente expresión:

$$I = m r^2 \tag{13}$$

donde:

r es el radio de giro de la planta de la cimentación y se calcula como $r = \sqrt{\frac{I_p}{A}}$

I_p es la inercia polar de la cimentación y se calcula como $I_p = I_{xx} + I_{yy}$

I_{xx} es la inercia de la cimentación alrededor del eje X

I_{yy} es la inercia de la cimentación alrededor del eje Y

La matriz de masa rotacional y el vector de la forma del primer modo de vibrar en torsión se muestran a continuación:

$$[I] = \begin{bmatrix} 1.89 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2.03 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2.03 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2.03 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2.05 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.08 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.14 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.14 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.14 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.14 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.16 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.85 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.00 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.01 & 0 \end{bmatrix} \quad E+07 \quad t - m^2$$

$$\{\phi_{1r}\} = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.986 \\ 0.958 \\ 0.917 \\ 0.833 \\ 0.792 \\ 0.708 \\ 0.625 \\ 0.542 \\ 0.417 \\ 0.333 \\ 0.208 \\ 0.125 \\ 0.019 \\ 0.008 \end{bmatrix}$$

La masa modal asociada al primer modo de la estructura con base rígida se estimó de la siguiente manera:

$$[I_1] = \{\phi_{1r}\}^T [I] \{\phi_{1r}\} \quad (14)$$

Obteniendo:

$$[I_1] = 132,612 t - m^2$$

El parámetro modal β_2 se determinó con la ecuación 10, esto es:

$$\beta_2 = \frac{1}{132,612 t - m^2} (176,641 t - m^2)$$

$$\beta_2 = 1.33$$

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 12 se obtuvo la rigidez torsional, donde la frecuencia fundamental en torsión obtenida experimentalmente es $\bar{f}_{1t} = 1.41 Hz$:

$$K_r = (1.33)^2(132,612 t - m^2) \left((2)(\pi)1.41 \frac{1}{s} \right)^2$$

$$K_r = 18,344,143 t - m$$

5.3 Método de las NTC-DS (2020)

En el capítulo “8. Interacción suelo-estructura” de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo vigentes (NTC-DS, 2020), se muestra una metodología para evaluar los efectos de Interacción Suelo-Estructura (ISE). De acuerdo con lo descrito en dichas normas, los efectos de ISE se deben considerar en el análisis de estructuras desplantadas en zonas tipo II (transición) y zona III (lago) dentro de la Ciudad de México.

Para considerar los efectos de ISE, las NTC-DS (2020) se basan en el cálculo de la respuesta de un oscilador de remplazo con propiedades equivalentes, ya que las rigideces y amortiguamientos dinámicos del sistema suelo-cimentación guardan una estrecha relación con las propiedades del oscilador de remplazo, tales como el periodo natural de vibración de la estructura, \tilde{T}_e , el amortiguamiento, $\tilde{\zeta}_e$, y el factor de comportamiento sísmico, \tilde{Q}_e (Fernández et al., 2017).

5.3.1 Efectos cinemáticos e inerciales

Las NTC-DS (2020) establecen que los efectos de ISE cinemáticos e inerciales pueden despreciarse cuando:

“Los efectos cinemáticos pueden ser poco significativos cuando la relación entre el periodo del sitio, T_s , y el tiempo de incidencia de las ondas sísmicas en el nivel de desplante de la cimentación, τ_v , excede de 12. Además, la relación entre el nivel de desplante de la cimentación y el radio equivalente, r , es mayor a 0.5.

Matemáticamente, se puede decir que los efectos de ISE se pueden despreciar cuando:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \quad (15)$$

$$\frac{D}{r} > 0.5 \quad (16)$$

donde:

T_s es el periodo natural del suelo en el sitio de interés

τ_v es el tiempo de propagación de ondas de cortante en las paredes de la cimentación y se calcula de acuerdo con $\tau_v = \frac{D}{V_s}$

D es la profundidad de desplante de la cimentación

r es el radio de la cimentación considerando una base circular equivalente y se calcula de acuerdo con $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$

A es el área en la base de la cimentación

Adicionalmente, los efectos de interacción inercial suelen despreciarse si se cumple con que el producto de la relación entre el periodo de la estructura (T_e) y del suelo (T_s) con la relación entre el espesor compresible (H_s) y la altura efectiva del edificio (H_e) es mayor a 2.5, esto es:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (17)$$

5.3.2 Rigideces dinámicas

5.3.2.1 Rigideces para el cajón de cimentación

La rigidez dinámica horizontal y rotacional del cajón de cimentación se calcula a partir de la rigidez estática. Esta última depende de parámetros como el radio horizontal equivalente de la cimentación (R_h), el módulo de rigidez al corte del suelo (G_s), la relación de Poisson (ν_s), el espesor del estrato equivalente compresible (H_s) y la profundidad de desplante de la cimentación (D). Mientras que las rigideces dinámicas dependen tanto de la rigidez estática horizontal como de parámetros adimensionales que controlan la variación de la rigidez y el amortiguamiento con la frecuencia. El cálculo de la rigidez horizontal se muestra en las ecuaciones siguientes:

$$R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (18)$$

La rigidez estática horizontal (K_h^0) se calcula de acuerdo con lo siguiente:

$$K_h^0 = \frac{8 G_s R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (19)$$

A partir de la rigidez estática horizontal, se obtiene la rigidez dinámica horizontal (K_h) con la siguiente expresión:

$$K_h = K_h^0 (1 - 2\zeta_s \eta_h c_h) \quad (20)$$

Donde:

- η_h es la frecuencia de análisis normalizada respecto al radio de giro para el modo traslacional: $\eta_h = \frac{\omega R_h}{v_s}$
- c_h es el coeficiente dinámico adimensional para el modo traslacional
- ζ_s es el porcentaje de amortiguamiento del suelo, igual a 3%.

Por otro lado, el coeficiente dinámico adimensional para el caso horizontal (c_h) se calcula como:

$$c_h = \frac{0.65 \zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{hs}^2} \quad \text{si } \eta_{hs} \leq 1 \quad (21)$$

$$c_h = 0.576 \quad \text{si } \eta_{hs} > 1$$

Donde:

- η_{hs} es el cociente entre la frecuencia de análisis y la frecuencia fundamental de vibración del estrato ante ondas de cortante $\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s}$
- η_s es la frecuencia fundamental de vibración del estrato ante ondas de cortante $\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H_s}$

Al igual que la rigidez estática horizontal, la rigidez estática rotacional depende de los parámetros geométricos y características del suelo. Ésta se calcula como se indica en la ecuación 22, donde para el caso rotacional el radio equivalente de la cimentación (R_r) depende de la inercia de la cimentación, como se muestra en la ecuación 23.

$$K_r^0 = \frac{8 G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) \quad (22)$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (23)$$

La rigidez dinámica rotacional se calcula en función de la rigidez estática rotacional (K_r^0), el amortiguamiento del suelo (ζ_s), la frecuencia normalizada para el análisis (η_r) y el parámetro adimensional (c_r):

$$K_r = K_r^0 (1 - 2\zeta_s \eta_r c_r) \quad (24)$$

Los parámetros adimensionales, η_r y c_r , se calculan con las ecuaciones 25 y 26, respectivamente.

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{V_s} \quad (25)$$

$$c_r = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2} ; \text{si } \eta_{rp} \leq 1 \quad (26)$$

$$c_r = \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2} ; \text{si } \eta_{rp} > 1$$

donde η_p y η_{rp} se obtienen de acuerdo con la ecuación 27 y 28, respectivamente

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1 - \nu_s)}{1 - 2\nu_s}} \left(\frac{\pi R_r}{2 H_s} \right) \quad (27)$$

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \quad (28)$$

5.3.2.2 Rigideces para el grupo de pilas

Las rigideces en las pilas circulares dependen fuertemente de su diámetro. Además, la cimentación se compone de grupos de pilas circulares, con diámetros de 1.0, 1.20, 1.40 y 1.60 m, por lo que la rigidez se calcula para grupos de pilas. En el caso de los muros pila de 3.0 m de largo por 0.50 m de ancho se estima un diámetro equivalente en función de su área ($A_{muro\text{pila}}$) estimado de acuerdo con:

$$d_{muro\text{pila}} = \sqrt{\frac{4 A_{muro\text{pila}}}{\pi}} \quad (29)$$

El módulo de elasticidad del concreto (E_p) de las pilas se calcula a partir de la resistencia a la compresión del concreto, de acuerdo con la ecuación:

$$E_p = 14,000 \sqrt{f'_c} \quad (30)$$

El módulo de elasticidad del suelo (E_s) se puede calcular en función de la relación de Poisson (ν_s) y del módulo de rigidez al corte del suelo (G_s), esto es:

$$E_s = 2(1 + \nu_s)G_s \quad (31)$$

La frecuencia de análisis normalizada (η) con respecto al diámetro (d_i) y la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) se estima como:

$$\eta = \frac{\omega d_i}{V_s} \quad (32)$$

Los parámetros η_s y η_p se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$\eta_s = \frac{\pi d_i}{2 H_s} \quad (33)$$

$$\eta_p = \frac{3.4 \eta_s}{\pi(1 - \nu_s)} \quad (34)$$

La rigidez estática del grupo de pilas (K_h^0) se calcula con la ecuación 35, esto es:

$$K_h^0 = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \quad (35)$$

Para el caso de las cimentaciones profundas, la rigidez dinámica horizontal (K_h) depende de la rigidez estática horizontal (K_h^0) y del coeficiente dinámico adimensional (k_h), que tiene un valor constante de 1.0.

$$K_h = K_h^0 k_h \quad (36)$$

Para el conjunto de pilas, la rigidez horizontal es igual a la suma de las rigideces individuales de cada una de las pilas con el diámetro correspondiente.

La rigidez estática vertical (k_v^0) de cada una de las pilas se puede estimar de acuerdo con la ecuación 37, la cual depende de su diámetro (d), su longitud (L) y el módulo de elasticidad del suelo (E_s)

$$k_v^0 = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67} \quad (37)$$

El coeficiente adimensional (k_v) que depende de la relación de esbeltez, y se calcula como:

$$k_v = 1 ; \text{ si } \frac{L}{d} < 15 \quad (38)$$

$$k_v = 1 + \sqrt{\eta} ; \text{ si } \frac{L}{d} \geq 50$$

Para los casos que se encuentren entre $15 \leq L/d < 50$ se debe interpolar linealmente el valor.

La rigidez rotacional de grupo de pilas (K_r^{grupo}) se puede calcular con la ecuación 39 en función del parámetro ϵ_i , que es el brazo de palanca de las pilas con respecto al centro de rigideces del cajón de cimentación.

$$K_r^{grupo} = K_v \sum_{i=1}^n \epsilon_i^2 \quad (39)$$

5.3.3 Rigideces totales y periodo equivalente del sistema

La rigidez traslacional y rotacional total del cajón de cimentación y de las pilas se calcula para dos direcciones de análisis (X y Y) de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$K_{h\ total} = K_{h\ cajón} + K_{h\ pilas} \quad (40)$$

$$K_{r\ total} = K_{r\ cajón} + K_{r\ pilas} \quad (41)$$

donde:

$K_{h\ cajón}$ es la rigidez traslacional del cajón de cimentación

$K_{h\ pilas}$ es la rigidez traslacional del grupo de pilas

$K_{r\ cajón}$ es la rigidez rotacional del cajón de cimentación

$K_{r\ pilas}$ es la rigidez rotacional del grupo de pilas

A partir de las rigideces dinámicas del sistema es posible calcular los periodos naturales de vibrar de la estructura.

La traslación de cuerpo rígido depende de la rigidez dinámica horizontal del sistema suelo-cimentación (K_h) y de la masa de la estructura (W_e). El periodo de vibrar para el modo horizontal (T_h) se calcula como:

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (42)$$

donde:

W_e es el peso efectivo del sistema y se calcula como $W_e = 0.7(W)$, siendo W el peso total de la estructura.

La vibración en cabeceo de la estructura como cuerpo rígido se refiere al giro de la base de la cimentación con respecto al terreno, el cual está controlado por la rigidez rotacional del sistema suelo-cimentación (K_r) y el momento de volteo asociado a la masa de la estructura. El periodo de vibrar en cabeceo (T_r) se calcula como:

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \quad (43)$$

El periodo del edificio con base flexible puede determinarse como:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (44)$$

donde:

T_e es el periodo de la estructura con base empotrada que, según la dirección de análisis puede ser T_{ex} y T_{ey}

5.3.4 Evaluación de la estructura en estudio para considerar la ISE

A partir del procedimiento de las NTC-DS (2020), para el edificio en estudio se evaluó si los efectos de interacción cinemática e inercial son significativos o no. Para ello se tomaron en cuenta los parámetros iniciales de la Tabla 5.3, para el cálculo de la ISE.

Tabla 5.3. Parámetros iniciales para estimar los efectos de ISE.

A (m ²)	D (m)	T_s (s)	H_s (m)	V_s (m/s)	r (m)	τ_v (s)	T_{ex} (s)	T_{ey} (s)	He (m)
1,634	5.85	1.17	21.0	64.0	22.81	0.09	0.7395	0.8117	27.90

Sustituyendo los parámetros de las ecuaciones 15 y 16 se obtiene lo siguiente:

$$\frac{1.17 \text{ s}}{0.09 \text{ s}} = 12.80 > 12; \text{Cumple}$$

$$\frac{5.85 \text{ m}}{22.81 \text{ m}} = 0.26 < 0.5; \text{No cumple}$$

Ya que la desigualdad de la ecuación 16 no se cumple, los efectos inerciales de ISE deben ser considerados.

Por otro lado, evaluando la ecuación 17, se observa que ambos valores son menores a 2.5. Dado que la condición no se cumple para ambos sentidos, otra vez, los efectos de interacción inercial deben ser tomados en cuenta.

Dirección X:

$$\frac{0.7395 \text{ s}}{1.17 \text{ s}} \frac{21.0 \text{ m}}{27.90 \text{ m}} = 0.48 < 2.5$$

Dirección Y:

$$\frac{0.8117 \text{ s}}{1.17 \text{ s}} \frac{21.0 \text{ m}}{27.90 \text{ m}} = 0.52 < 2.5$$

5.3.5 Cálculo de rigideces

5.3.5.1 Rigideces del cajón de cimentación

Se muestra el desarrollo de las ecuaciones 18 a 21 descritas en la sección 5.3 para el cálculo de las rigideces dinámicas horizontales en las dos direcciones de análisis.

Dirección X:

El radio equivalente de la cimentación asociado al movimiento horizontal se obtiene sustituyendo el área de la cimentación en la ecuación 18:

$$R_{hX} = \sqrt{\frac{1,634 \text{ m}^2}{\pi}} = 22.81 \text{ m}$$

La rigidez estática horizontal se obtiene sustituyendo el módulo de rigidez al corte (G_s) y la relación de Poisson (ν_s), así como los parámetros geométricos del sistema suelo cimentación R_h , H_s y D , en la ecuación 19:

$$K_{hX}^0 = \frac{8 (1,303 \text{ t/m}^2) (22.81 \text{ m})}{2 - 0.49} \left(1 + \frac{(22.81 \text{ m})}{2(21 \text{ m})}\right) \left(1 + \frac{2 (5.85 \text{ m})}{3(22.81 \text{ m})}\right) \left(1 + \frac{5(5.85 \text{ m})}{4(21 \text{ m})}\right)$$

$$K_{hX}^0 = 384,369 \text{ t/m}$$

La frecuencia del análisis normalizada, η_h , es:

$$\eta_h = \frac{\frac{2\pi}{0.7395 \text{ s}} (22.81 \text{ m})}{64 \text{ m/s}} = 3.05$$

Considerando un porcentaje de amortiguamiento del suelo de $\zeta_s = 3\%$, el coeficiente dinámico adimensional para el caso horizontal (c_h) se calcula según la ecuación 21, donde η_s y η_{hs} se calculan como:

$$\eta_s = \frac{\pi (22.81 \text{ m})}{2 (21.0 \text{ m})} = 1.71$$

$$\eta_{hs} = \frac{3.05}{1.71} = 1.78$$

Dado que $\eta_{hs} > 1$:

$$c_h = 0.576$$

A partir de la rigidez estática horizontal, se obtiene la rigidez dinámica horizontal con la ecuación 20. Sustituyendo los parámetros calculados anteriormente, se obtiene:

$$K_{hX} = 384,369 \text{ t/m} (1 - 2 (0.03)(3.05)(0.576))$$

$$K_{hX} = 343,878 \text{ t/m}$$

Al igual que la rigidez estática horizontal, la rigidez estática rotacional depende de los parámetros geométricos y de las características del suelo. Entonces, el radio equivalente asociado al movimiento rotacional se calcula con la ecuación 23:

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4(257,177 \text{ m}^4)}{\pi}} = 23.92 \text{ m}$$

A partir de la ecuación 22, se calcula la rigidez estática rotacional:

$$K_{rX}^0 = \frac{8 (1,303 \text{ t/m}^2) (23.92 \text{ m})^3}{3(1 - 0.49)} \left(1 + \frac{23.92 \text{ m}}{6(21.0 \text{ m})}\right) \left(1 + \frac{2(5.85 \text{ m})}{23.92 \text{ m}}\right) \left(1 + 0.71 \frac{5.85 \text{ m}}{21.0 \text{ m}}\right)$$

$$K_{rX}^0 = 199,115,889 \text{ t} \cdot \text{m}$$

A partir de las ecuaciones 25 a 28 se calculan los parámetros adimensionales, η_r y c_r :

$$\eta_r = \frac{\frac{2\pi}{0.7395 \text{ s}} (23.92 \text{ m})}{64 \text{ m/s}} = 3.20$$

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1 - 0.49)}{1 - 2(0.49)} \left(\frac{\pi(23.92 \text{ m})}{2 (21.0 \text{ m})}\right)} = 15.14$$

$$\eta_{pr} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{3.20}{15.46} = 0.21$$

Dado que $\frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1$, se calcula c_r :

$$c_r = \frac{0.5 (0.03) (0.21)}{1 - (1 - 2(0.03))(0.21)^2} = 0.0029$$

A partir de la rigidez estática rotacional, se obtiene la rigidez dinámica rotacional con la ecuación 24. Sustituyendo los parámetros calculados anteriormente, se obtiene:

$$K_{rX} = 199,115,889 \text{ t} \cdot \text{m} (1 - 2(0.03)(3.20)(0.0033))$$

$$K_{rX} = 199,015,719 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Dirección Y

De manera similar al desarrollo de las ecuaciones para la dirección de análisis X, se calcula la rigidez horizontal y rotacional en dirección Y. El radio equivalente de la cimentación es el mismo en ambas direcciones, es decir, $R_{hX} = R_{hY} = 22.81 \text{ m}$.

La rigidez estática horizontal en las dos direcciones de análisis es la misma ya que los parámetros del suelo y geométricos del sistema suelo-cimentación son los mismos en ambas direcciones:

$$K_{hX}^0 = K_{hY}^0 = 384,369 \text{ t/m}$$

Se calcula la frecuencia del análisis normalizada (η_h):

$$\eta_h = \frac{\frac{2\pi}{0.8117 \text{ s}} (22.81 \text{ m})}{64 \text{ m/s}} = 2.54$$

El coeficiente dinámico adimensional para el caso horizontal (c_h) se calcula como se muestra a continuación, $\eta_s = 1.71$.

Sustituyendo valores, el cociente es:

$$\eta_{hs} = \frac{2.77}{1.71} = 1.78$$

Dado que $\eta_{hs} > 1$:

$$c_h = 0.576$$

A partir de la rigidez estática horizontal, se obtiene la rigidez dinámica horizontal con la ecuación 20. Sustituyendo los parámetros calculados, se obtiene:

$$K_{hY} = 384,369 \text{ t/m} (1 - 2 (0.03)(2.77)(0.576))$$

$$K_{hY} = 347,479 \text{ t/m}$$

El radio equivalente asociado al movimiento rotacional en dirección Y se calcula con la ecuación 23:

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4(221,046 \text{ m}^4)}{\pi}} = 23.03 \text{ m}$$

Se calcula la rigidez estática rotacional:

$$K_{rY}^0 = \frac{8 (1,303 \text{ t/m}^2) (23.03 \text{ m})^3}{3(1 - 0.49)} \left(1 + \frac{23.03 \text{ m}}{6(21.0 \text{ m})}\right) \left(1 + \frac{2(5.85 \text{ m})}{23.03 \text{ m}}\right) \left(1 + 0.71 \frac{5.85 \text{ m}}{21.0 \text{ m}}\right)$$

$$K_{rY}^0 = 178,928,877 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Se calculan los parámetros adimensionales η_r y c_r :

$$\eta_r = \frac{2\pi}{0.8117 \text{ s}} (23.03 \text{ m}) = 2.80$$

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1 - 0.49)}{1 - 2(0.49)}} \left(\frac{\pi(23.03 \text{ m})}{2(21.0 \text{ m})}\right) = 14.58$$

$$\eta_{pr} = \frac{\eta_r}{\eta_p} = \frac{2.80}{14.58} = 0.19$$

Dado que $\frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1$, se calcula c_r :

$$c_r = \frac{0.5 (0.03) (0.19)}{1 - (1 - 2(0.03))(0.19)^2} = 0.0030$$

La rigidez dinámica rotacional se obtiene sustituyendo los parámetros calculados anteriormente:

$$K_{rY} = 178,928,877 \text{ t} \cdot \text{m} (1 - 2(0.03)(2.80)(0.0030))$$

$$K_{rY} = 178,838,891 \text{ t} \cdot \text{m}$$

5.3.5.2 Rigideces de las pilas

El diámetro equivalente del muro pila en función de su área se estima de acuerdo con la ecuación 29. Sustituyendo valores:

$$d_{muro\ pila} = \sqrt{\frac{4(1.5\ m^2)}{\pi}} = 1.38\ m$$

El módulo de elasticidad del concreto de las pilas se calcula con la ecuación 30. Esto es:

$$E_p = 14,000 \sqrt{250 \frac{kg}{cm^2}} = 221,359 \frac{kg}{cm^2}$$

El módulo de elasticidad del suelo se calcula con la ecuación 31, lo que resulta:

$$E_s = 2(1 + 0.49)(1,303\ t/m^2) = 3,892\ t/m^2$$

La frecuencia de análisis normalizada con respecto al diámetro y la velocidad de propagación de ondas de corte se estima como se indica en las ecuaciones 36 a 38:

Para el diámetro equivalente del muro pila, donde $d_{muro\ pila} = 1.38\ m$, y considerando la dirección de análisis X, se tiene:

$$\eta = \frac{\frac{2\pi}{0.7395\ s} (1.38\ m)}{64.0 \frac{m}{s}} = 0.185$$

$$\eta_s = \frac{\pi(1.38\ m)}{2 (21.0\ m)} = 0.103$$

$$\eta_p = \frac{3.4(0.103)}{\pi(1 - 0.49)} = 0.221$$

La rigidez estática de la pila se calcula con la ecuación 35. Sustituyendo datos, se tiene:

$$K_h^0 = 1.38\ m (3,892\ t/m^2) \left(\frac{2,213,594 \frac{t}{m^2}}{3,892 \frac{t}{m^2}} \right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = 20,378\ t/m$$

La rigidez dinámica horizontal se calcula considerando un coeficiente dinámico adimensional $k_h = 1$.

$$K_h = K_h^0 = 20,378\ t/m$$

La rigidez estática vertical se calcula de acuerdo con la ecuación 37, considerando que la longitud de la pila es $L = 20.15 \text{ m}$:

$$K_v^0 = 1.9 (1.38 \text{ m}) \left(3,892 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) \left(\frac{20.15 \text{ m}}{1.38 \text{ m}} \right)^{0.67}$$

$$K_v^0 = 61,533 \text{ t/m}$$

El coeficiente adimensional, k_v , se calcula con la ecuación 38, considerando una relación de esbeltez de la pila $\frac{L}{d} = 14.6 < 15$:

$$k_v = 1$$

De tal manera que la rigidez vertical de una pila individual es:

$$K_v = K_v^0 k_v = 61,533 \text{ t/m}$$

La rigidez rotacional en dirección X del grupo de muros pila de 1.38 m de diámetro equivalente se calcula con la ecuación 39:

$$K_{rX \text{ grupo}} = 61,533 \text{ t/m} (4,663 \text{ m}^2) = 286,911,305 \text{ t} \cdot \text{m}$$

En dirección Y la rigidez horizontal y vertical de las pilas es igual que la de la dirección X . Sin embargo, la rigidez rotacional cambia en función de los brazos de palanca en la dirección de análisis. Por lo tanto, la rigidez rotacional en Y se calcula como:

$$K_{rY \text{ grupo}} = 61,533 \text{ t/m} (4,695 \text{ m}^2) = 288,902,661 \text{ t} \cdot \text{m}$$

De manera similar a la pila con diámetro equivalente de 1.38 m, se calculan las rigideces horizontales, verticales y rotacionales para las pilas con diámetros de 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 m. La Tabla 5.4 muestra un resumen con las rigideces calculadas para las pilas.

Tabla 5.4. Rigideces horizontales, verticales y rotacionales para las pilas de cimentación.

d (m)	A (m ²)	# pilas	K_h (t/m)	K_v^0 (t/m)	k_v	K_v (t/m)	$\Sigma \bar{a}i x^2$ (m ²)	$K_{rX \text{ grupo}}$ (t · m)	$\Sigma \bar{a}i y^2$ (m ²)	$K_{rY \text{ grupo}}$ (t · m)
1.00	0.79	1	14,746	55,302	1.05	58,277	129	7,510,337	31	1,802,703
1.20	1.13	14	17,695	58,732	1.02	59,936	1,640	9,8267,741	1,056	63,223,920
1.40	1.54	3	20,644	61,797	0.99	61,333	856	52,486,694	125	7,698,066
1.60	2.01	2	23,593	64,581	0.97	62,527	66	4,151,193	215	13,898,283
1.38	1.50	15	20,378	61,533	1.00	61,533	4,663	286,911,305	4,695	288,902,661

5.3.5.3 Cálculo de rigideces totales

A partir de los valores de rigidez obtenidos para el cajón de cimentación y para las pilas, se obtuvieron las rigideces totales de la estructura para las dos direcciones de análisis como se muestra a continuación:

$$K_{h\ Total} = K_{h\ cajón} + K_{h\ pilas} \quad (45)$$

$$K_{r\ Total} = K_{r\ cajón} + K_{r\ pilas}$$

Sustituyendo los valores obtenidos, para la dirección X:

$$K_{hX\ Total} = 348,135\ t/m + 677,271\ t/m = 1,025,405\ t/m$$

$$K_{rX\ Total} = 85,079,677\ t \cdot m + 447,830,840\ t \cdot m = 532,910,517\ t \cdot m$$

En dirección Y:

$$K_{hY\ Total} = 350,661\ t/m + 677,271\ t/m = 1,027,932\ t/m$$

$$K_{rY\ Total} = 87,144,931\ t \cdot m + 373,654,775\ t \cdot m = 460,799,706\ t \cdot m$$

5.3.6 Periodo equivalente del sistema

Una vez conocidas las rigideces dinámicas del sistema suelo-cimentación en todos los grados de libertad considerados, se pueden calcular los periodos naturales de vibrar de un cuerpo rígido en traslación (T_h) y cabeceo (T_r), esto es:

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (46)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (47)$$

Conocidos los periodos de cuerpo rígido, el periodo del sistema con base flexible puede determinarse como:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (48)$$

Sustituyendo los valores correspondientes en las ecuaciones 46 y 47 se obtiene lo siguiente:

$$T_{hX} = \left(\frac{2\pi}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s}}} \right) \left(\sqrt{\frac{10,682 t}{1,025,405 t/m}} \right)$$

$$T_{hX} = 0.205 s$$

$$T_{rX} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s}}} \sqrt{\frac{10,682 t (27.90 m + 5.85 m)^2}{532,910,517 t \cdot m}}$$

$$T_{rX} = 0.303 s$$

$$T_{hY} = \left(\frac{2\pi}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s}}} \right) \left(\sqrt{\frac{10,682 t}{1,027,932 t/m}} \right)$$

$$T_{hY} = 0.204 s$$

$$T_{rY} = \frac{2\pi}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s}}} \sqrt{\frac{10,682 t (27.90 m + 5.85 m)^2}{460,799,706 t \cdot m}}$$

$$T_{rY} = 0.326 s$$

Sustituyendo los valores de la ecuación 48 se obtienen los valores del periodo amortiguado:

$$\tilde{T}_{eX} = \sqrt{(0.739 s)^2 (0.205 s)^2 + (0.303 s)^2}$$

$$\tilde{T}_{eX} = 0.83 s$$

$$\tilde{T}_{eY} = \sqrt{(0.812 s)^2 + (0.204 s)^2 + (0.326 s)^2}$$

$$\tilde{T}_{eY} = 0.90 s$$

5.4 Método de la Guía Práctica de ISE (FEMA, 2020)

En términos generales, la metodología descrita en la Guía Práctica de ISE (FEMA, 2020) y en la publicación “Interacción suelo-estructura para edificios” (NIST, 2012), consiste en la caracterización de una serie de resortes equivalentes que representan de manera aproximada las propiedades del suelo.

Con la finalidad de llevar a cabo una comparación entre los métodos paramétricos, los parámetros iniciales para la estimación de rigideces del suelo empleando el método descrito en FEMA (2020), se tomaron iguales a los valores obtenidos en la sección 5.1.

Muchas funciones de impedancia se han resuelto para cimentaciones rígidas con forma circular o rectangular, localizadas en la superficie o empotradas en un espacio uniforme elástico. Para cimentaciones rectangulares superficiales, con velocidad de propagación de ondas de corte, (País y Kausel, 1988; Gazetas, 1991; Mylonaskis et al., 2006) se han propuesto ecuaciones para estimar las rigideces y amortiguamientos del suelo.

Mediante la solución de las funciones de impedancia es posible estimar las rigideces traslacionales y los amortiguamientos sobre los ejes X , Y y Z , así como las rigideces rotacionales y amortiguamientos alrededor de dichos ejes (denotados en adelante como “ XX ”, “ YY ”, y “ ZZ ”).

De acuerdo con la metodología descrita en FEMA (2020), los parámetros geométricos de la cimentación se relacionan con una cimentación rectangular como la que se ilustra en la Figura 5.3. En ella se muestra la orientación de ejes globales y las características geométricas de la cimentación para la aplicación del método.

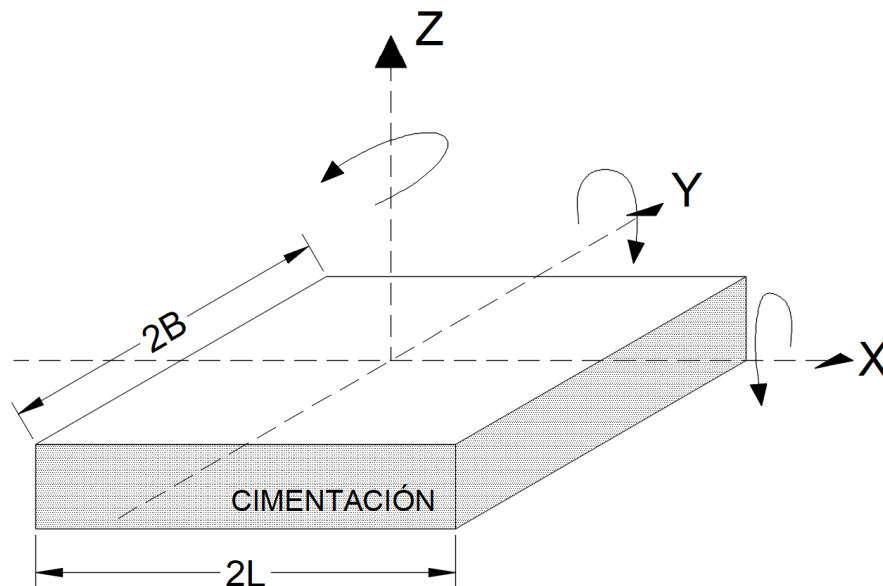


Figura 5.3. Esquema de la orientación de ejes globales y las características geométricas de la cimentación (FEMA, 2020)

Para este método, por facilidad en la organización del presente trabajo ya que implica muchos pasos, la sustitución de las ecuaciones para estimar las rigideces de los diferentes grados de libertad en la cimentación se muestra en el Apéndice A.

5.4.1 Rigidez estática

5.4.1.1 Rigidez estática para cimentaciones superficiales

La rigidez estática para cimentaciones superficiales rectangulares se denota como $K_{j_{sur}}$ y está en función de los parámetros geométricos de la cimentación y de los parámetros del suelo que se definen a continuación: longitud de la cimentación paralela al eje X (L), ancho de la cimentación paralela al eje Y (B), módulo de rigidez al corte del suelo (G) y la relación de Poisson del suelo (ν).

Con las ecuaciones A1 a A3 y A4 a A6 del Apéndice A, se calcula la rigidez traslacional y rotacional, respectivamente. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Resultados de la estimación de la rigidez estática para cimentaciones superficiales.

Rigidez	Valor	Unidades
$K_{x_{sur}}$	160,674	t/m
$K_{y_{sur}}$	166,901	t/m
$K_{z_{sur}}$	246,575	t/m
$K_{xx_{sur}}$	63,252,331	t · m
$K_{yy_{sur}}$	120,826,197	t · m
$K_{zz_{sur}}$	92,150,230	t · m

5.4.1.2 Factores de corrección por empotramiento

El efecto de empotramiento de la cimentación debajo de la superficie del suelo se traduce en una modificación de la rigidez estática, amplificando dicho valor a partir de los factores incrementales (η_j) propuestos por País y Kausel (1988). Los factores de modificación dependen del largo (L) y ancho (B) de la cimentación, así como de la longitud de empotramiento (D), igual a 5.85 m.

La sustitución de las ecuaciones para determinar los factores de corrección por empotramiento se muestra en el Apéndice A (ecuaciones A7 a la A11), mientras que los factores de corrección por empotramiento se muestran en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6. Factores de corrección por empotramiento

Factor	Valor
η_x	1.38
η_y	1.38
η_z	1.18
η_{xx}	1.47
η_{yy}	1.39
η_{zz}	1.86

5.4.1.3 Rigidez estática para cimentaciones con empotramiento

El efecto de empotramiento en la cimentación se toma en cuenta amplificando la rigidez estática para cimentaciones superficiales con el factor de corrección por empotramiento (η_j). Para cada uno de los grados de libertad, la rigidez para cimentaciones empotradas se estima con la ecuación 49.

$$K_{jemb} = \eta_j K_{jsur} \quad (49)$$

donde el subíndice “emb” se utiliza para distinguir la rigidez para cimentaciones con empotramiento y el subíndice “j” hace referencia al grado de libertad considerado en la rigidez estática.

De acuerdo con los resultados de las ecuaciones A12 a A17 del Apéndice A, se calcula la rigidez estática de la cimentación empotrada. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7. Resultados de la estimación de la rigidez estática para cimentaciones empotradas.

Rigidez	Valor	Unidades
K_{xemb}	221,420	t/m
K_{yemb}	230,001	t/m
K_{zemb}	291,391	t/m
K_{xxemb}	92,997,649	t · m
K_{yyemb}	168,491,952	t · m
K_{zzemb}	171,276,297	t · m

5.4.2 Rigidez dinámica

5.4.2.1 Factores de modificación dinámica

Los factores de modificación para la rigidez dinámica (α_j) están relacionados con la frecuencia adimensional (α_0) y con las propiedades geométricas de la cimentación L y B . En el Apéndice A, ecuaciones A19 a la A22 se realiza el cálculo de los factores de modificación correspondientes a los seis grados de libertad. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8. Factores de modificación para la rigidez dinámica.

Factor	Valor
α_x	1.00
α_y	1.00
α_z	0.73
α_{xx}	0.65
α_{yy}	0.56
α_{zz}	0.93

5.4.2.2 Rigidez dinámica

La rigidez dinámica, considerando los factores de corrección por empotramiento y los factores de modificación de la rigidez dinámica, se calcula como se indica en la ecuación 50.

$$K_i = \alpha_i K_{i emb} \quad (50)$$

donde el subíndice “i” hace referencia al grado de libertad considerado en la rigidez dinámica.

Las ecuaciones A23 a A28 muestran la sustitución de la ecuación dando como resultado los valores de la Tabla 5.9.

Tabla 5.9. Resultados de la estimación de la rigidez dinámica.

Rigidez	Valor	Unidades
K_x	221,420	t/m
K_y	230,001	t/m
K_z	212,920	t/m
K_{xx}	60,366,674	t · m
K_{yy}	94,327,929	t · m
K_{zz}	159,000,843	t · m

5.4.3 Rigidez de las cimentaciones con pilas

En los edificios localizados en suelos suaves con cimentaciones a base de pilas se toma en cuenta la rigidez dinámica de las pilas, la cual se puede obtener como el producto de la rigidez estática (K_{jp}) y un factor de modificación dinámico (α_{jp}):

$$k_{jp} = K_{jp} * \alpha_{jp} \quad (51)$$

5.4.3.1 Rigidez estática horizontal

La rigidez estática horizontal de las pilas está en función de los siguientes parámetros: diámetro de la pila (d), módulo de elasticidad de la pila (E_p), módulo de elasticidad del suelo (E_s) y la longitud de la pila (L). La ecuación (52) permite estimar la rigidez estática de las pilas.

$$K_{jp} = \chi_j * E_s * d_i \quad (52)$$

donde

d_i es el diámetro para el tipo de pila “i”

χ_j es una constante adimensional y se puede calcular a partir de la ecuación (53) (Scott,1981; Mylonaskis, 1995)

$$\chi_j = \frac{1}{2} \cdot \pi^{\frac{1}{4}} \cdot \delta_x^{\frac{3}{4}} \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (53)$$

donde δ_x se obtiene como (54):

$$\delta_x = 2 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{-\frac{3}{40}} \quad (54)$$

Uno de los aspectos fundamentales en la respuesta lateral de las pilas es que solo se deforman a cierta longitud denominada “longitud activa” (L_a). Para determinar si se considera la deformación lateral únicamente en la longitud activa de las pilas del edificio, se evalúa la relación entre el módulo de elasticidad de la pila y el módulo de elasticidad del suelo. La Figura 5.4 muestra el comportamiento de las pilas en función de la relación de E_p/E_s . De acuerdo con la relación entre el módulo de elasticidad de la pila y el suelo, se considera la longitud activa de las pilas para efectuar el cálculo de la rigidez de las pilas.

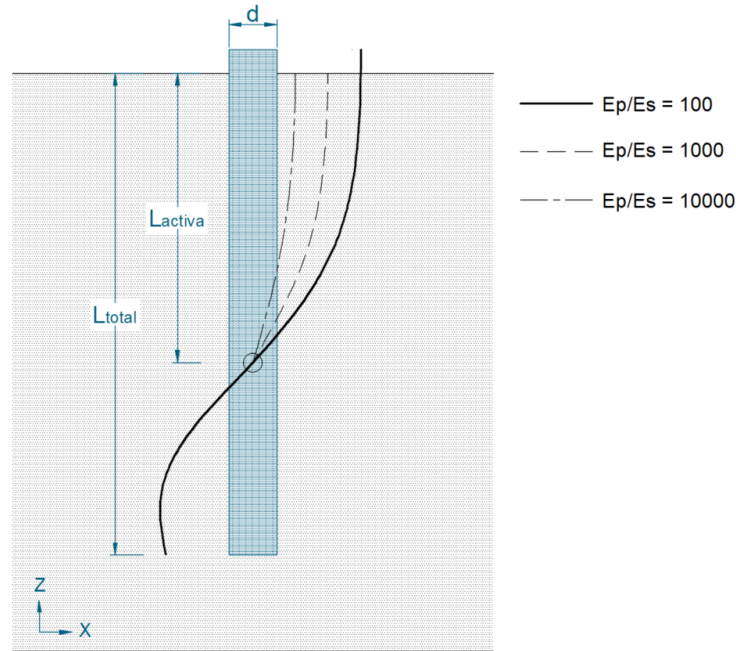


Figura 5.4. Deformación de pilas de concreto en función de la relación entre el módulo de elasticidad de la pila y el módulo de elasticidad del suelo.

Con ayuda de las ecuaciones A31 a A33 del Apéndice A se estimaron: la longitud activa y la rigidez estática horizontal de las pilas. La Tabla 5.10 muestra un resumen de los resultados. Se puede observar que la longitud activa y la rigidez estática horizontal aumentan en función del diámetro de la pila. Para los diferentes diámetros de las pilas de cimentación se tienen rigideces que van desde los 14,800 t/m hasta 23,500 t/m.

Tabla 5.10. Rigidez estática horizontal en pilas.

Diámetro de pila, d (m)	Longitud activa, L_a (m)	Rigidez, K_{jp} (t/m)
1.00	9.76	14,892
1.20	11.72	17,870
1.40	13.67	20,849
1.60	15.62	23,827
1.38	13.47	20,551

5.4.3.2 Rigidez dinámica horizontal

Para estimar la rigidez dinámica horizontal de las pilas se emplea un factor de modificación dinámica que se calcula con la ecuación (55):

$$\alpha_{jp} = 1 - \frac{3 \cdot \pi}{32 \cdot \delta_x} \left(\frac{\rho_p}{\rho_s} \right) \cdot a_{0p} \quad (55)$$

donde:

δ_x es la constante adimensional definida anteriormente

ρ_p es la densidad del material de la pila

ρ_s es la densidad del suelo

ν es la relación de Poisson del suelo

a_{0p} es la frecuencia adimensional de las pilas y se puede calcular como $a_{0p} = \frac{\omega_y \cdot d_i}{V_s}$

d es el diámetro de la pila

ω_y es la frecuencia fundamental del sistema

V_s es la velocidad de propagación de onda de corte

Con ayuda de las ecuaciones A34 a A36 del Apéndice A se obtuvieron los factores de modificación dinámica, así como la rigidez dinámica horizontal de las pilas. Los resultados se presentan en la Tabla 5.11, donde se puede observar que los factores de modificación dinámica son muy cercanos a la unidad por lo que la rigidez dinámica horizontal de las pilas es prácticamente igual a la estática.

Tabla 5.11. Rigidez dinámica horizontal en pilas.

Diámetro de pila, d (m)	Factor de modificación dinámica, α_{jp}	Rigidez dinámica, k_{jp} (t/m)
1.00	0.996	14,832
1.20	0.994	17,766
1.40	0.992	20,683
1.60	0.988	23,580
1.38	0.992	20,392

5.4.3.3 Rigidez estática vertical

La rigidez estática vertical de las pilas se estima a partir del diámetro (d) y longitud de la pila (L_p), así como la relación de los módulos de elasticidad de la pila (E_p) y del suelo (E_s). El cálculo de la rigidez estática vertical parte de la ecuación (56) y los parámetros que intervienen en él se calculan con las ecuaciones (57), (58) y (59).

$$K_{zp} = \chi_z E_s d \quad (56)$$

$$\chi_z = \left(\frac{\pi \delta_z}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega \tanh(\lambda L_p)} \right) \quad (57)$$

$$\Omega = \frac{2}{(\sqrt{\pi \delta_z})(1 - \nu^2)} \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (58)$$

$$\lambda L_p = \left(4 \frac{\delta_z}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{-\frac{1}{2}} \left(\frac{L_p}{d} \right) \quad (59)$$

donde:

δ_z es una constante adimensional con valor de 0.6 (Blaney et al., 1975; Thomas, 2005)

ν es la relación de Poisson del suelo

Ω es una constante adimensional

En el Apéndice A se muestra el desarrollo de las ecuaciones 56 a 59. Los resultados del cálculo de los parámetros χ_z , λL_p y K_{zp} se resumen en la Tabla 5.12, se puede observar que la rigidez estática vertical varía entre 60,700 y 71,300 t/m.

Tabla 5.12. Parámetros para la estimación de la rigidez estática vertical de las pilas.

Diámetro, d (m)	Parámetro λL_p	Parámetro χ_z	Rigidez estática vertical, K_{zp} (t/m)
1.00	0.74	15.62	60,796
1.20	0.62	13.94	65,092
1.40	0.53	12.57	68,494
1.60	0.46	11.46	71,337
1.38	0.54	12.70	68,183

5.4.3.4 Rigidez dinámica vertical

Las rigideces dinámicas verticales de las pilas se calcularon con la ecuación (60). Los factores de modificación dinámica α_{zp_i} y w_{sz} se calcularon con las ecuaciones (61) y (62).

$$k_{zp} = K_{zp} \cdot \alpha_{zp} \cdot w_{sz} \quad (60)$$

$$\alpha_{zp_i} = 1 - w_{sz} \left(\left(\frac{\pi}{8 \delta_z} \right) \left(\frac{\rho_p / \rho_s}{1 + \nu} \right) (a_{0p})^2 - \frac{1}{2} (a_{0p})^{1/2} \right) \quad (61)$$

$$w_{sz} = \frac{-2 \left((\lambda L_p)(\Omega^2 - 1) + \Omega \right) + 2\Omega \cosh(2\lambda L_p) + (1 + \Omega^2) \sinh(2\lambda L_p)}{4 \cosh^2(\lambda L_p) [\Omega + \tanh(\lambda L_p)] [1 + \Omega \tanh(\lambda L_p)]} \quad (62)$$

donde:

ρ_p es la densidad del material de la pila

ρ_s es la densidad del suelo

Los factores de modificación y rigideces dinámicas verticales asociados a cada tipo de pila de acuerdo con su diámetro se muestran en la Tabla 5.13, se puede apreciar que la rigidez dinámica disminuye en promedio 12% con respecto a la estática, esto se debe a los valores de los factores de modificación dinámica.

Tabla 5.13. Rigidez dinámica vertical de las pilas.

Diámetro, d (m)	Factor w_{sz}	Factor α_{zp}	Rigidez dinámica vertical, k_z (t/m)
1.00	0.765	1.125	52,344
1.20	0.783	1.137	57,942
1.40	0.789	1.146	61,980
1.60	0.790	1.152	64,928
1.38	0.789	1.145	61,632

5.5 Comparación de rigideces para la ISE

Con base en el desarrollo de los métodos estudiados en las secciones 5.2 a 5.4, enfocados en la estimación de las rigideces del suelo a partir de tres diferentes métodos, se presenta una comparación de las rigideces dinámicas obtenidas.

Con el fin de obtener resultados comparables, en el método de las NTC-DS (2020) y de FEMA (2020) se emplearon los mismos parámetros mecánicos del suelo. La comparación se muestra en las Tablas 5.14 y 5.15, para el edificio original y el edificio rehabilitado,

respectivamente. Se puede observar que las rigideces traslacionales, K_{hx} y K_{hy} , obtenidas con el método FEMA (2020) son prácticamente tres veces menores a las rigideces obtenidas con el método NTC-DS (2020). Sin embargo, la rigidez rotacional, K_{rx} y K_{ry} , estimada con los métodos NTC-DS (2020) y FEMA (2020) tienen diferencias de hasta 23%. Por su parte, el método de Luco (1980) muestra en general los menores valores de rigidez traslacional y rotacional.

Tabla 5.14. Comparación de rigideces dinámicas de ISE, edificio original.

Rigidez	Unidades	Edificio original	
		NTC-DS (2020)	FEMA (2020)
K_{hx}	t	1,028,199	318,772
K_{hy}	t	1,030,069	327,353
K_{rx}	t · m	541,696,411	627,197,718
K_{ry}	t · m	466,641,787	569,314,447

Tabla 5.15. Comparación de rigideces dinámicas de ISE, edificio rehabilitado.

Rigidez	Unidades	Edificio rehabilitado		
		NTC-DS (2020)	FEMA (2020)	LUCO (1980)
K_{hx}	t	1,025,413	318,680	169,549
K_{hy}	t	1,027,938	327,261	102,497
K_{rx}	t	532,932,813	627,151,741	9,335,583
K_{ry}	t · m	460,817,405	568,587,237	3,631,126
K_{rz}	t · m			18,344,143

6 MODELOS NUMÉRICOS

A partir de la información recopilada de planos, memorias de cálculo y estudios de vibración ambiental del edificio, se realizaron dos modelos numéricos para evaluar la respuesta global de la estructura, modelando las rigideces del suelo obtenidas con los tres métodos analizados: método de Luco (1980), método de las NTC-DS (2020) y método de la guía FEMA (2020). Los modelos empleados en el desarrollo de este trabajo se muestran en la Figura 6.1. En línea continua color azul se muestran los elementos estructurales tipo columna y trabe, así como los muros de mampostería, disipadores de energía y pilas. Por su parte, en color rojo se muestran los muros de concreto. Es importante mencionar que la modelación numérica se realizó en el programa ETABS (2019).

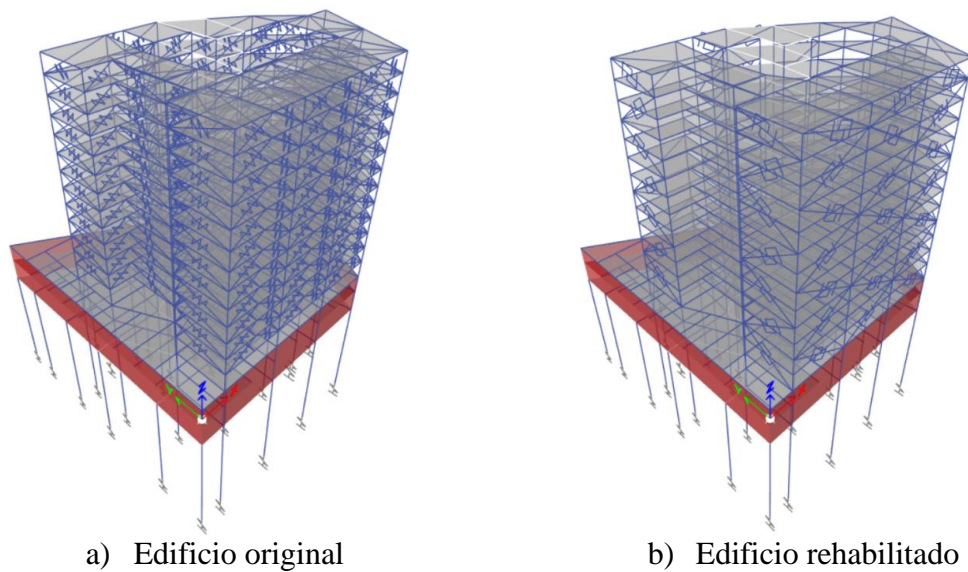


Figura 6.1. Modelos tridimensionales.

6.1 Modelación de elementos estructurales

Primero, se aclara que el comportamiento no lineal de los elementos estructurales se realizó a partir de modelos de fibras. La Figura 6.2 muestra la modelación de la columna tipo C-1 empleando la herramienta “*Section Designer*” del programa de análisis estructural. Como se puede observar, la sección transversal de la columna es de concreto reforzado y se identifican sus componentes, tales como el concreto confinado por el acero transversal, las varillas de acero longitudinal, el recubrimiento y el refuerzo con ángulos en las esquinas de la sección transversal.

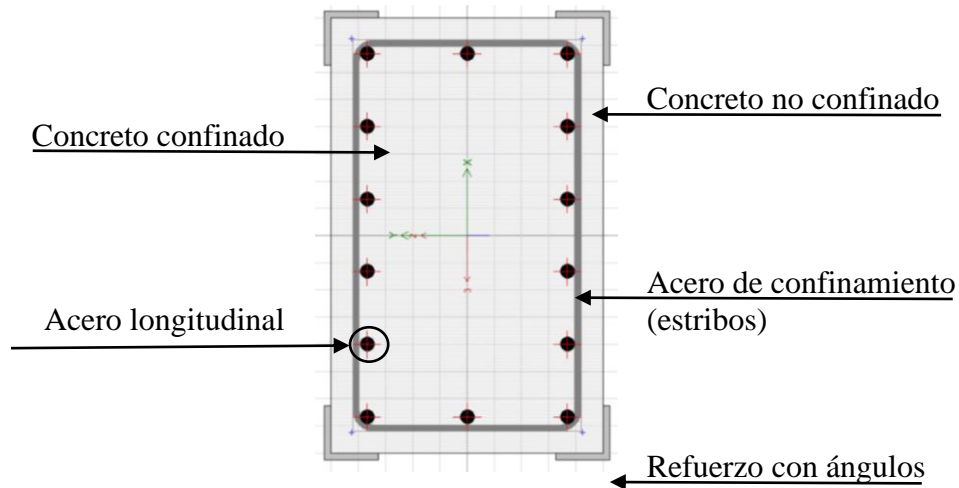


Figura 6.2. Sección transversal de columna definida a partir de un modelo de fibras.

El sistema de piso se modeló como elementos tipo cascarón (o shell) considerando el tipo, espesor y material de la losa. En la Figura 6.3 se muestra un ejemplo de la modelación de la losa de planta baja formada por tableros diversos. Por su parte, los elementos estructurales (columnas, traveses y pilas) se modelaron con elementos tipo barra.

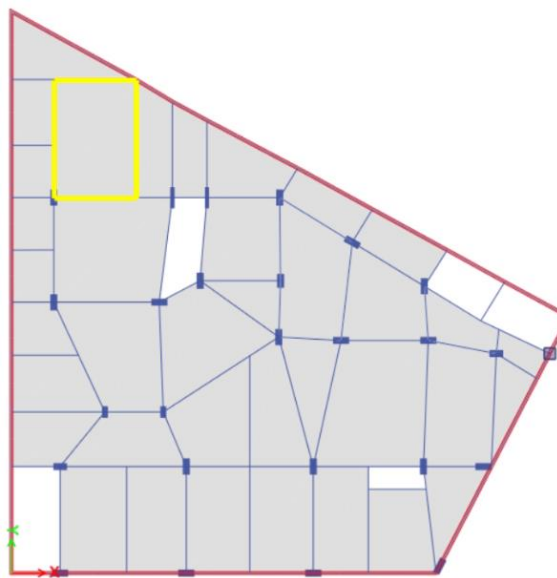


Figura 6.3. Modelación del sistema de piso.

En el modelo numérico en sus condiciones originales consideró la participación de los muros divisorios ya que, de acuerdo con los daños registrados en el inmueble, tuvieron una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, aun cuando dichos muros no eran parte del sistema estructural principal. La modelación de muros se realizó con elementos tipo resorte (o *link*) con las propiedades equivalentes obtenidas en pruebas experimentales en

México (Guerrero, 2020). En la Figura 6.4 se muestra la modelación de los muros de mampostería en resortes de color verde.

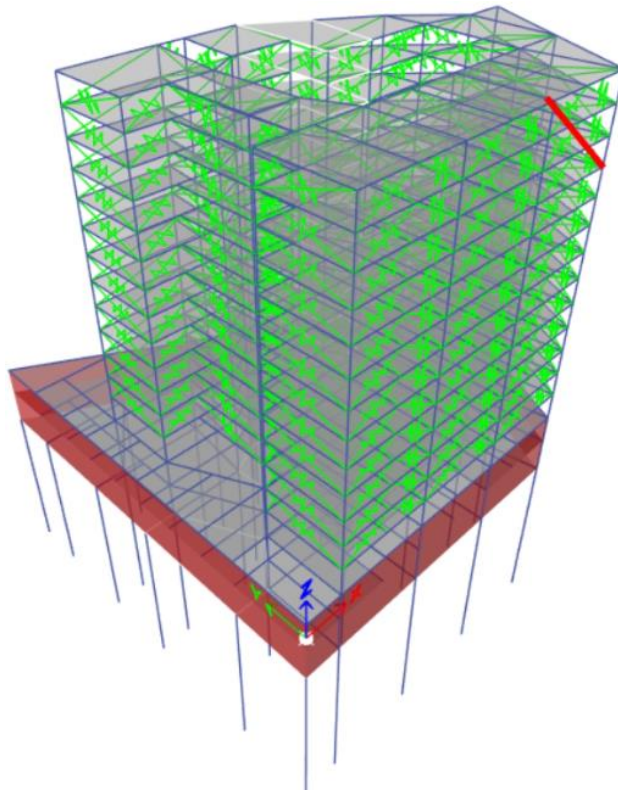


Figura 6.4. Modelación de muros de mampostería con elementos tipo resorte o *link*.

En el modelo numérico del edificio rehabilitado también se consideró la participación de los muros divisorios. Ya que si bien, en el proyecto se consideró que estarían desligados de la estructura principal, en la ejecución de la obra no se desligaron correctamente, por lo que seguían aportando rigidez y resistencia lateral.

Los disipadores histeréticos se modelaron con resortes (o elementos *link*) del tipo *Plastic Wen* disponibles en el programa de análisis estructural de acuerdo con las propiedades de los dispositivos, incluyendo la rigidez conjunta del disipador y del contraventeo de conexión. En la Figura 6.5 se muestra la modelación de los disipadores histeréticos en color azul.

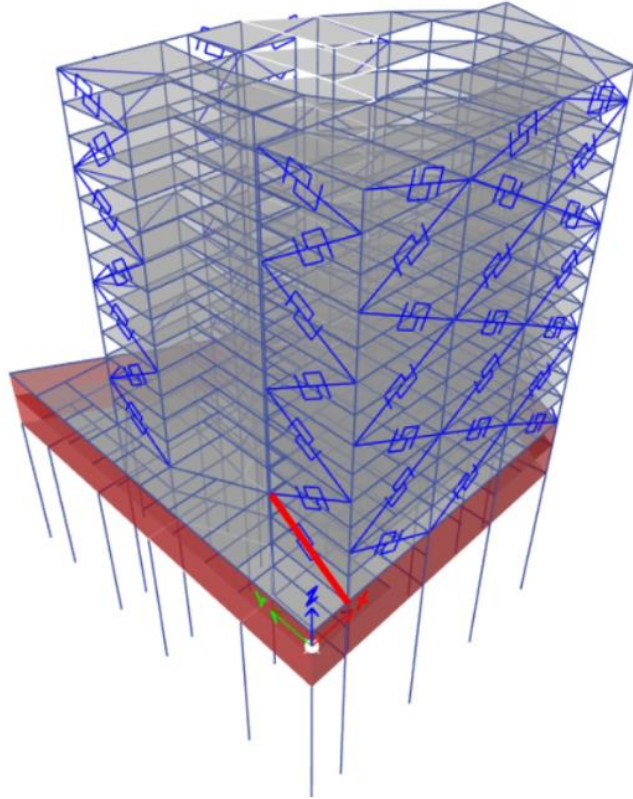


Figura 6.5. Modelación de los disipadores histeréticos con elementos tipo resorte o *link*.

El cajón de cimentación se modeló empleando muros perimetrales y losas definidos como elementos tipo cascarón. Finalmente, las pilas de cimentación y trabes se modelaron a partir de elementos tipo barra de acuerdo con la geometría de su sección transversal.

6.2 Consideraciones adicionales de análisis

Las consideraciones que se tomaron en cuenta para hacer el análisis estructural del proyecto se enlistan a continuación:

- Para efectuar el análisis estructural se emplearon las recomendaciones del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RC-CDMX, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2020).
- Los factores de carga considerados en el análisis paso a paso son unitarios, de acuerdo con lo indicado en la sección 6.2 de las NTC-DS (2020).
- El factor de rigidez considerado en las uniones viga-columna fue del 50% (Horvilleur y Cheema, 1994).
- Se incluyeron los efectos P-delta o efectos geométricos de segundo orden. Esto es, las demandas cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en una estructura con un desplazamiento lateral considerable.

- Para la modelación del sistema de piso, se empleó una sección con inercia equivalente para representar la sección transversal de la losa aligerada, además, se asignó un diafragma rígido en el sistema de piso.
- El tipo de análisis empleado fue dinámico no lineal paso a paso. Se utilizaron acelerogramas sintéticos proporcionados por el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID, 2022) de acuerdo con la ubicación del edificio.

Las parejas de acelerogramas sintéticos se muestran en la Figura 6.6. Las primeras cuatro parejas de acelerogramas corresponden a una fuente de profundidad intermedia, mientras que el resto de las parejas son de subducción.

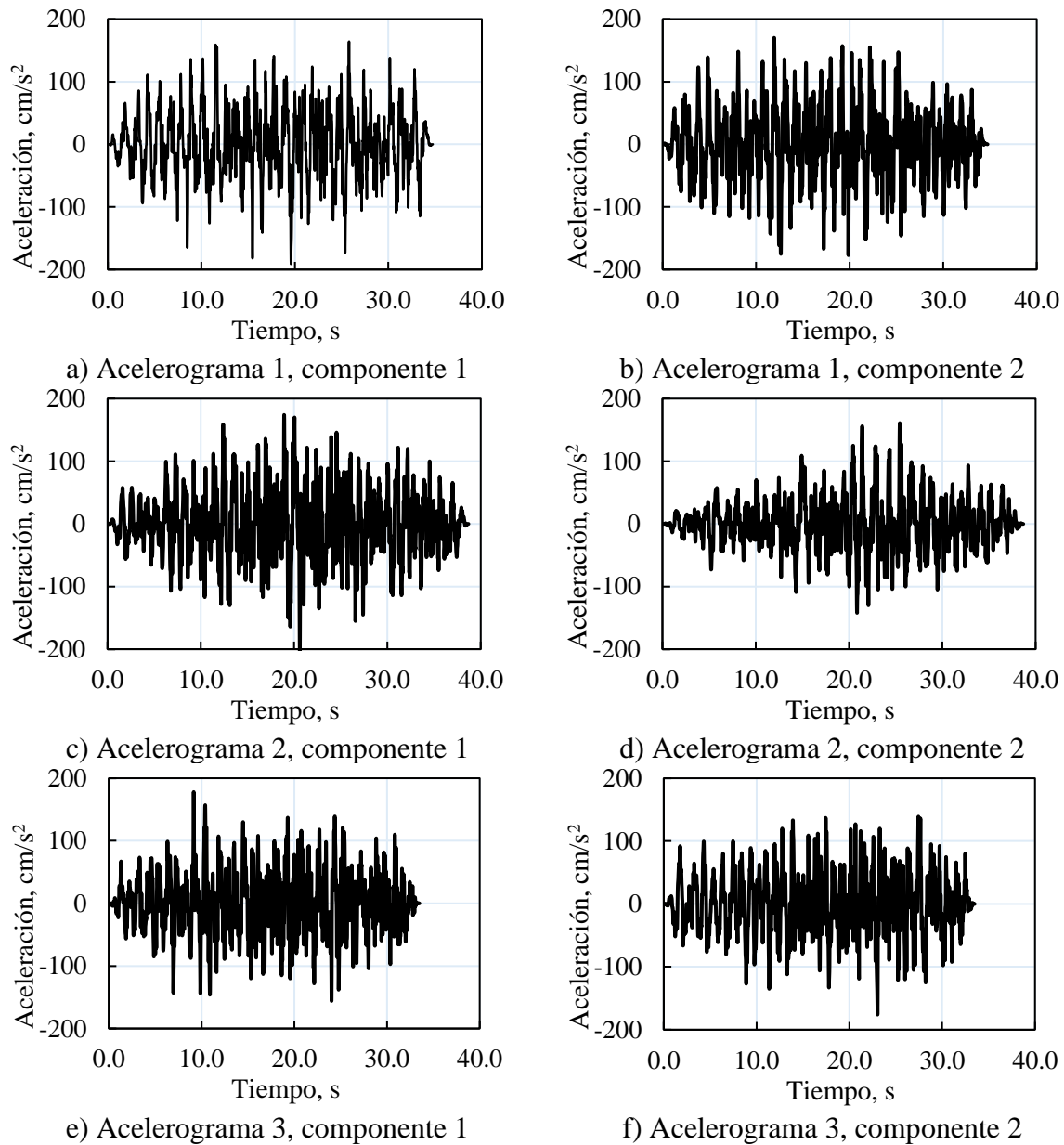
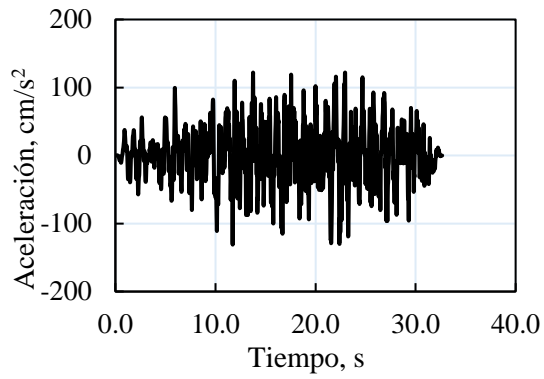
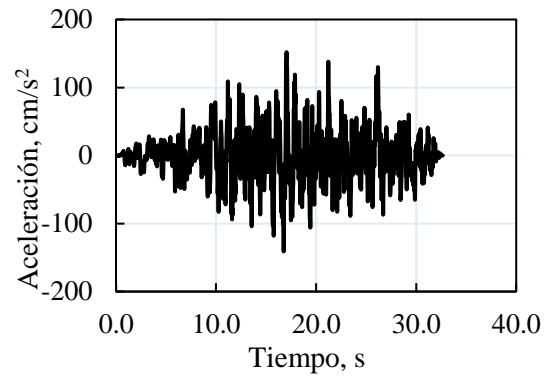


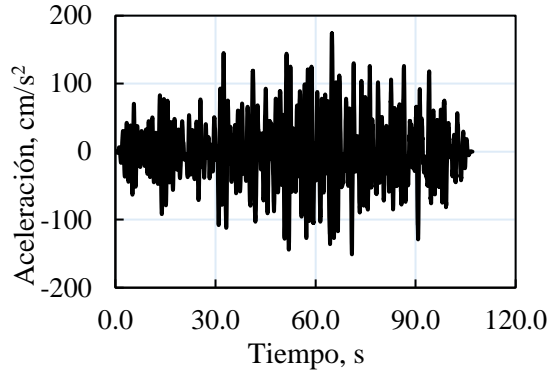
Figura 6.6. Acelerogramas sintéticos empleados para el análisis (continúa).



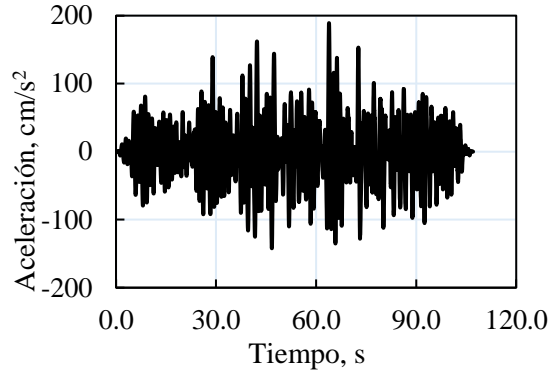
g) Acelerograma 4, componente 1



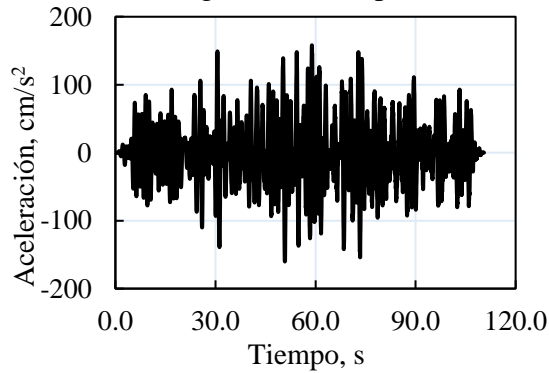
h) Acelerograma 4, componente 2



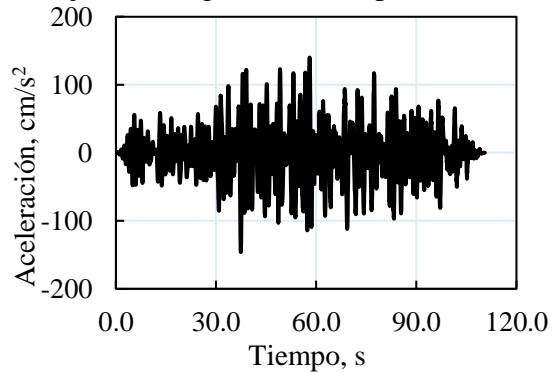
i) Acelerograma 5, componente 1



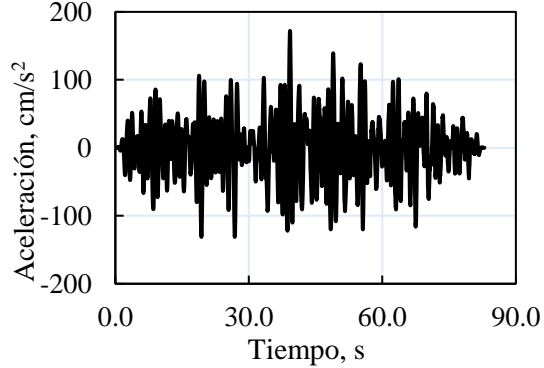
j) Acelerograma 5, componente 2



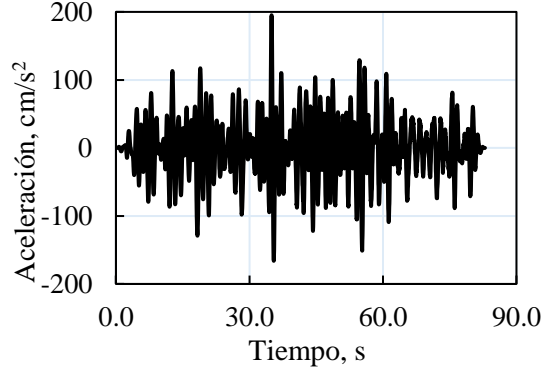
k) Acelerograma 6, componente 1



l) Acelerograma 6, componente 2

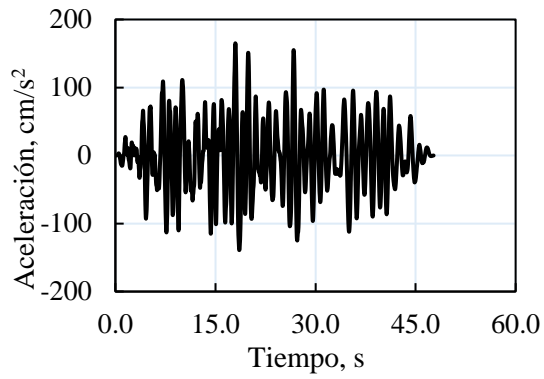


m) Acelerograma 7, componente 1

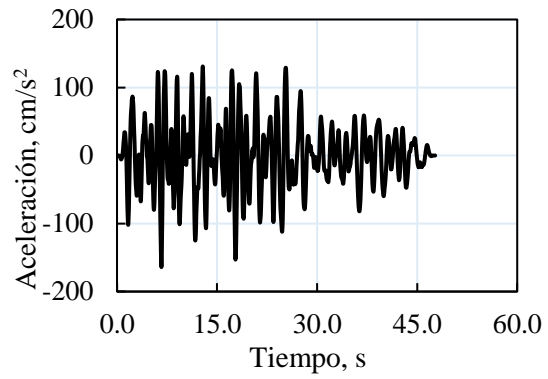


n) Acelerograma 7, componente 2

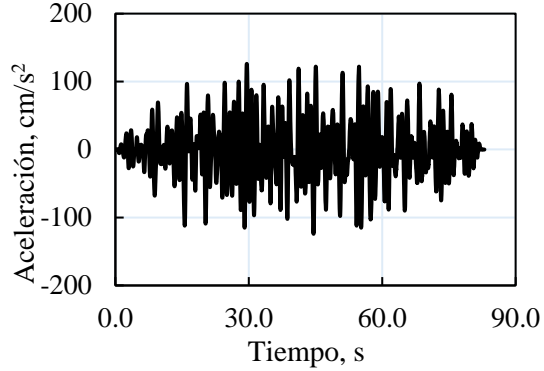
Figura 6.6. Acelerogramas sintéticos empleados para el análisis (continúa).



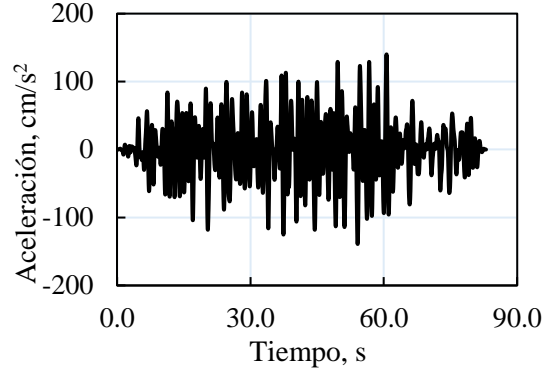
o) Acelerograma 8, componente 1



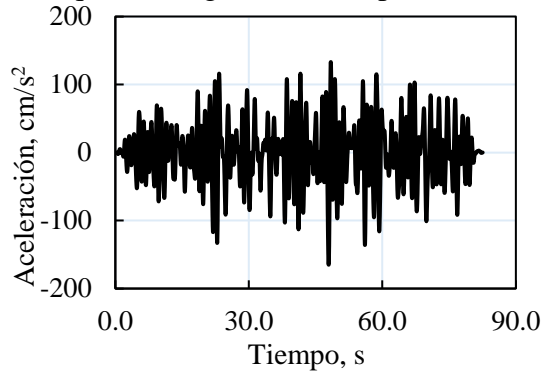
p) Acelerograma 8, componente 2



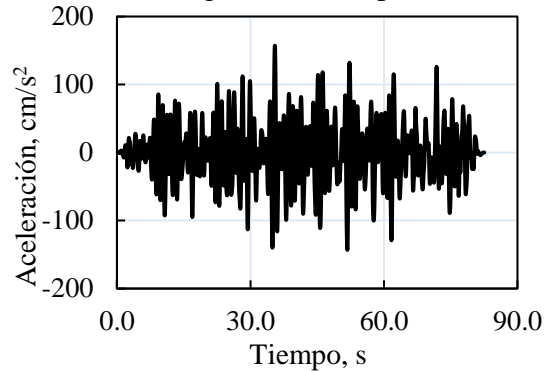
q) Acelerograma 9, componente 1



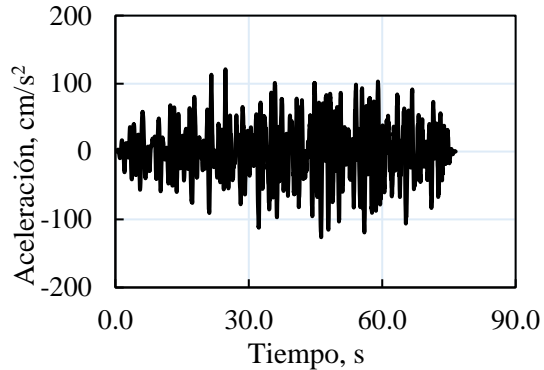
r) Acelerograma 9, componente 2



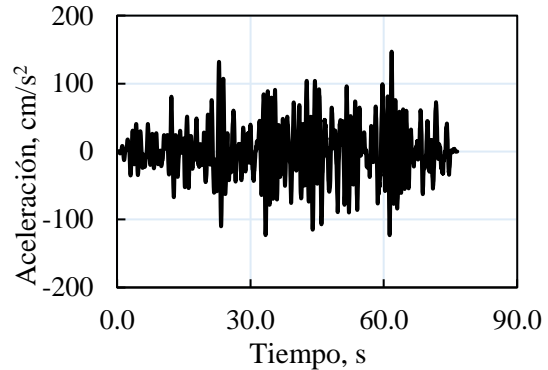
s) Acelerograma 10, componente 1



t) Acelerograma 10, componente 2

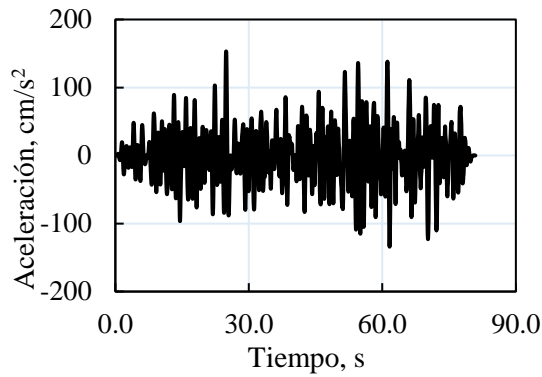


u) Acelerograma 11, componente 1

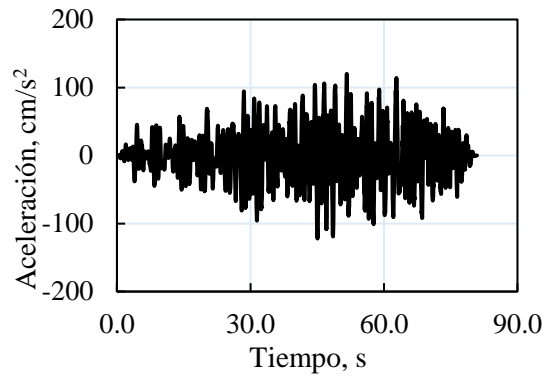


v) Acelerograma 11, componente 2

Figura 6.6. Acelerogramas sintéticos empleados para el análisis (continúa).



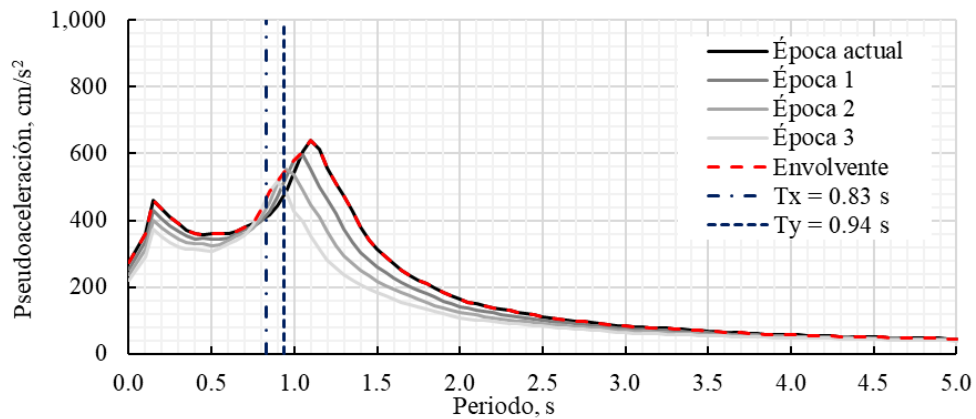
w) Acelerograma 12, componente 1



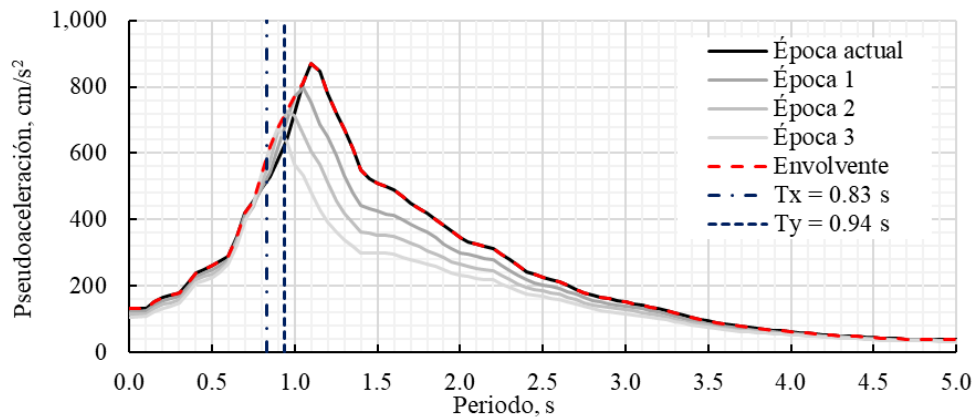
x) Acelerograma 12, componente 2

Figura 6.6. Acelerogramas sintéticos empleados para el análisis.

En la Figura 6.7 se muestran los espectros de peligro uniforme (EPU) que proporciona la aplicación SASID (2020) para ambas fuentes sísmicas: profundidad intermedia y subducción. En escala de grises se muestran las diferentes épocas, mientras que en línea discontinua se presenta el espectro envolvente. Se puede observar que las ordenadas que le corresponden a los periodos de interés, T_x y T_y , son mayores para el EPU de subducción, rondando los 650 cm/s^2 .



a) Profundidad intermedia



b) Subducción

Figura 6.7. Espectros de peligro uniforme.

Por su parte, en la Figura 6.8 se muestran los espectros de respuesta para los acelerogramas sintéticos, mismos que están divididos por fuentes sísmicas. En color gris se muestran los espectros para cada pareja de acelerogramas sintéticos, mientras que en color negro se muestra su promedio. Es importante aclarar que los espectros para cada pareja de acelerogramas se obtuvieron con la combinación cuadrática, misma que se muestra en la ecuación (61):

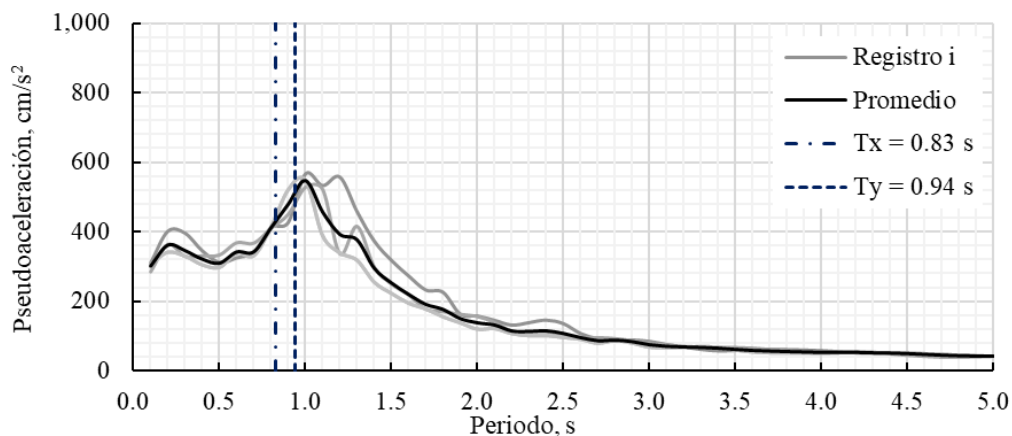
$$a(T) = \sqrt{\frac{a_{c1}^2(T) + a_{c2}^2(T)}{2}} \quad (61)$$

donde:

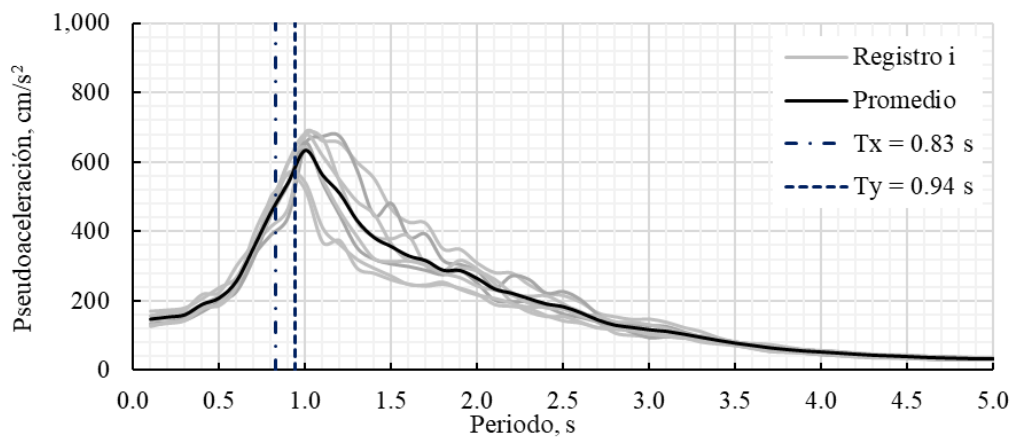
a ordenada del espectro resultante de la combinación de dos componentes del acelerograma sintético

a_{c1}^2, a_{c2}^2 pareja de componentes horizontales ortogonales y simultáneas de la excitación sísmica

T es el periodo al que corresponden las ordenadas espectrales



a) Profundidad intermedia

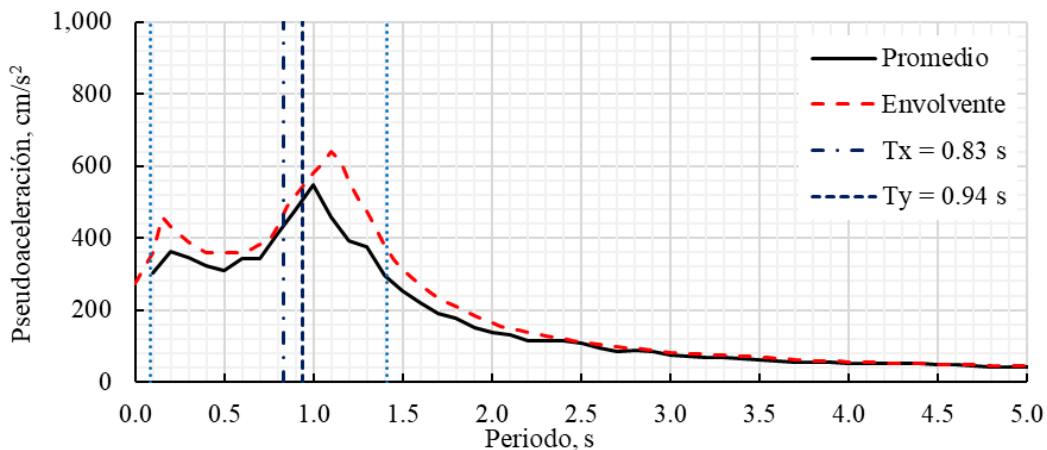


b) Subducción

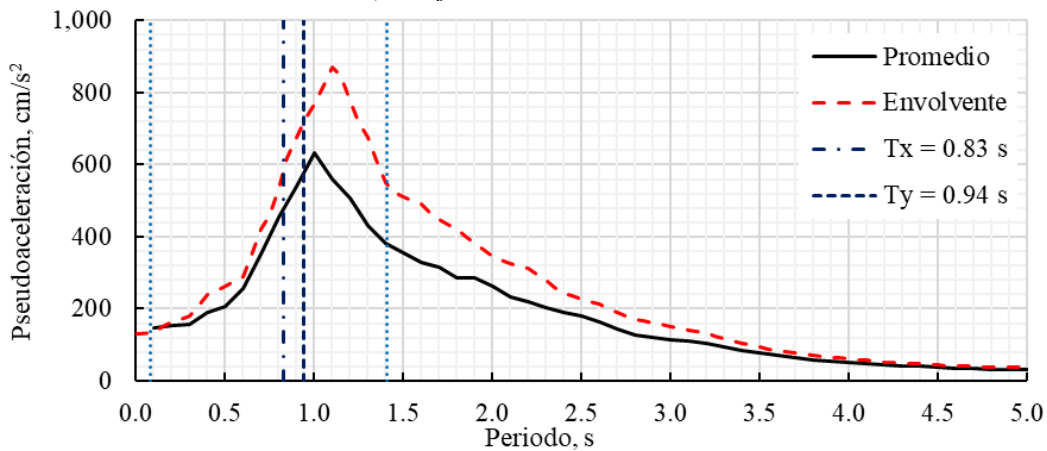
Figura 6.8. Espectros de respuesta.

De acuerdo con las NTC-DS (2020), el promedio de los espectros de respuesta debe ser mayor o igual que la envolvente de espectro de peligro uniforme (EPU) en un intervalo comprendido entre 0.1 y 1.5 veces el periodo fundamental de vibrar de la estructura (T_e). La estructura tiene un periodo fundamental de 0.95 s, por lo que los intervalos de interés se ubican entre 0.09 s y 1.42 s. Por lo anterior, se escalaron los acelerogramas sintéticos para cumplir con dicho requisito, el factor de escala para la fuente de profundidad intermedia fue de 1.19, mientras que para subducción fue de 1.15.

En la Figura 6.9 se muestra la comparación entre los espectros de respuesta y de peligro uniforme, se puede apreciar que, para el intervalo de interés, en promedio sus ordenadas espectrales son similares. En línea negra se muestra el promedio de los espectros de respuesta ya multiplicados por el factor de escala, mientras que en línea discontinua color rojo se muestra la envolvente de los espectros de peligro uniforme (EPU). Finalmente, en líneas discontinuas color azul, se aprecian el límite inferior y superior del rango de interés.



a) Profundidad intermedia



b) Subducción

Figura 6.9. Comparación entre EPU y espectros de respuesta.

7 RESULTADOS DE LA INFLUENCIA DE LOS EFECTOS DE ISE

En este capítulo se muestran los resultados del comportamiento global del edificio, obtenidos de un análisis dinámico no lineal. Se comparan los resultados para los tres métodos de estimación de los efectos de la interacción suelo estructura (ISE), mismos que fueron desarrollados en los capítulos anteriores. Los resultados incluyen:

- a) Modos de vibrar
- b) Desplazamientos
- c) Distorsiones de entrepiso
- d) Velocidades por nivel
- e) Aceleraciones por nivel

Los resultados mostrados corresponden a la respuesta promedio de cada familia de acelerogramas sintéticos analizados (profundidad intermedia y subducción). Así mismo, dentro de las gráficas que se presentan, se diferencian dos grupos de resultados; el primero corresponde a la respuesta global de la estructura antes de la rehabilitación estructural, la cual se denominó “estructura original”, mientras que el segundo grupo de resultados hace referencia al edificio rehabilitado.

7.1 Respuesta global del edificio original

Dentro de las particularidades que se presentaron en el análisis de la estructura original se muestran a continuación las consideraciones que se tomaron en cuenta para su análisis:

- Los acelerogramas sintéticos proporcionados por el SASID presentaron aceleraciones espectrales significativamente mayores que las se emplearon en el diseño de la estructura original. Por lo tanto, para brindar la comparación en la respuesta global aplicando dos de los métodos estudiados, se redujeron las ordenadas en un 75% (es decir, se usó solo el 25% de la intensidad) con la finalidad de llevar a cabo el análisis no lineal de la estructura.
- Aplicar los acelerogramas sintéticos escalados implica entonces que, la respuesta global de la estructura no muestre resultados cercanos al comportamiento esperado de la estructura ante el evento sísmico de diseño.
- En el caso de la estructura original, no fue posible la aplicación del método no paramétrico (Luco, 1980), dado que no se contaba con registros de vibración ambiental del edificio antes de la rehabilitación. Se aclara que este método requiere conocer las amplitudes espectrales de las respuestas totales medidas en diferentes puntos de la estructura.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, a continuación, se muestran los resultados obtenidos:

7.1.1 Periodos estructurales

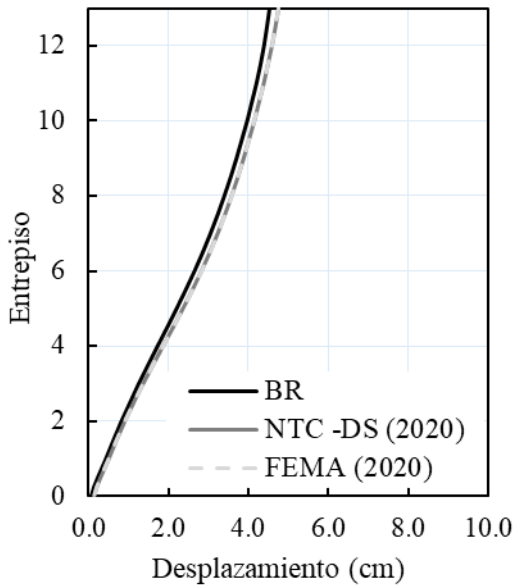
De acuerdo con los resultados obtenidos se estimaron los periodos estructurales del edificio considerando la rigidez del suelo estimada con dos métodos descritos en la sección 5.3 y 5.4. En la Tabla 7.1 se comparan los periodos estructurales obtenidos con el modelo sobre base empotrada contra los periodos con base flexible calculados y los periodos obtenidos con la modelación de la cimentación y los resortes equivalentes que representan la rigidez del suelo estimada. Se puede ver que, cuando se consideran los efectos de ISE, los periodos de la estructura en estudio en dirección *X* y *Y* aumentan en promedio 10%. Sin embargo, en torsión la variación oscila en un 3%. También se observa que con los métodos NTC-DS (2020) y FEMA (2020) se obtuvieron periodos muy similares, con variaciones cercanas al 2%.

Tabla 7.1. Periodos de vibrar de la estructura original.

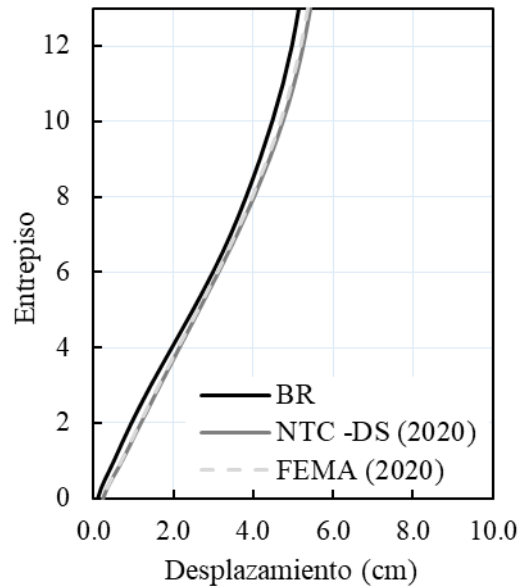
Dirección	Periodo (s)				
	Base Rígida	Método NTC-DS (2020)		Método FEMA (2020)	
		Calculado	Modelo	Calculado	Modelo
Transversal (<i>Y</i>)	0.86	0.95	0.97	0.94	0.96
Longitudinal (<i>X</i>)	0.82	0.90	0.87	0.90	0.89
Torsional	0.72	-	0.75	-	0.74

7.1.2 Desplazamientos

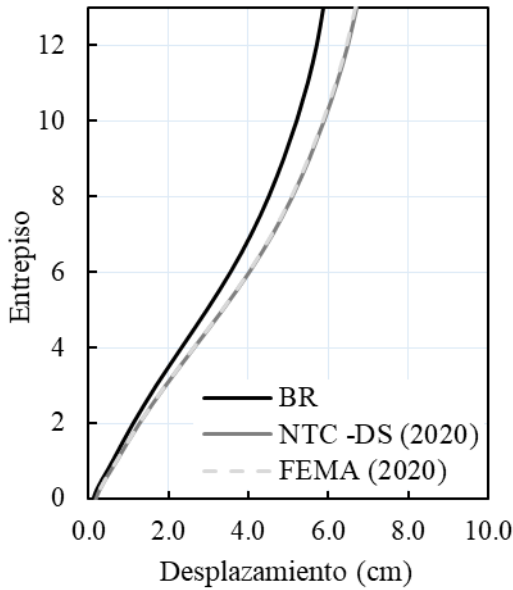
En la Figura 7.1 se muestran los desplazamientos promedio de la estructura en dirección longitudinal (*X*) y transversal (*Y*) para los movimientos sísmicos de profundidad media y de subducción, tanto para el modelo con base empotrada (BR) como para los modelos con resortes equivalentes de los métodos paramétricos de las NTC-DS (2020) y de la guía FEMA (2020). Los resultados muestran que la estructura con ISE tiene desplazamientos laterales hasta 20% mayores que aquellos de la estructura con base rígida. Así mismo, se observó un comportamiento similar entre el método NTC-DS (2020) y FEMA (2020), con diferencias cercanas al 2%.



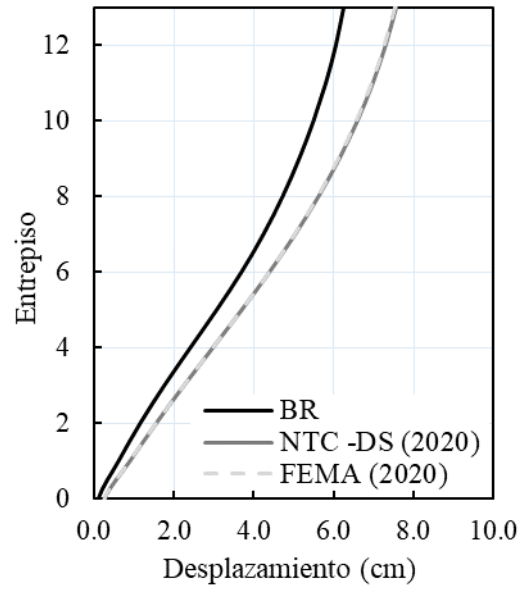
a) Profundidad intermedia, dirección X



b) Profundidad intermedia, dirección Y



c) Subducción, dirección X



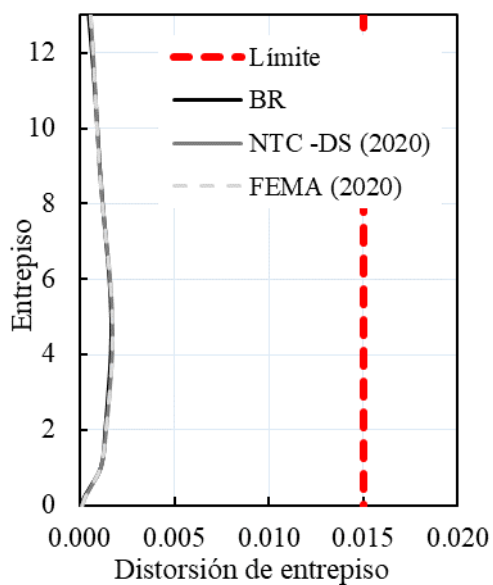
d) Subducción, dirección Y

Figura 7.1. Desplazamientos laterales, estructura original.

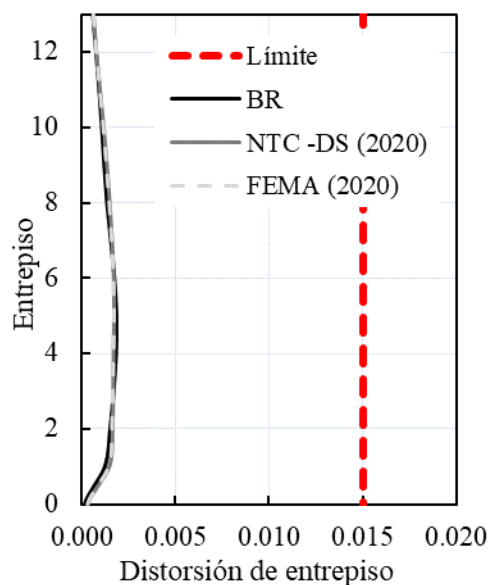
7.1.3 Distorsiones de entrepiso

La Figura 7.2 muestra los resultados de la distorsión de entrepiso de la estructura original. De acuerdo con el tipo de estructuración y detallado, el edificio se encuentra dentro de la categoría de marcos de concreto de baja ductilidad por lo que el límite de distorsión que se

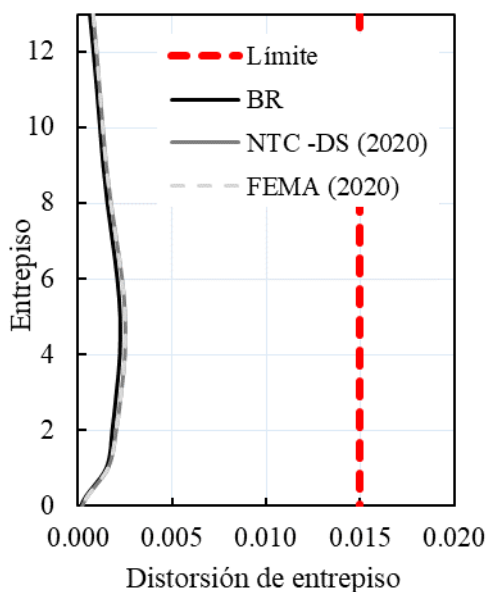
indica en las NTC-DS (2020) es del 1.5%. La diferencia que se aprecia entre las distorsiones con y sin ISE es cercana al 12%.



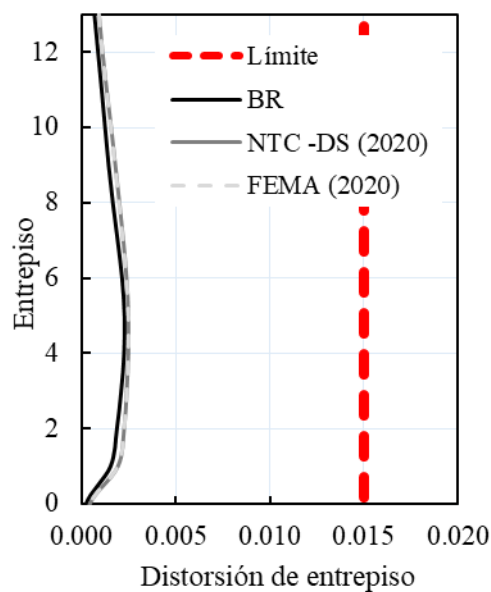
a) Profundidad intermedia, dirección X



b) Profundidad intermedia, dirección Y



c) Subducción, dirección X



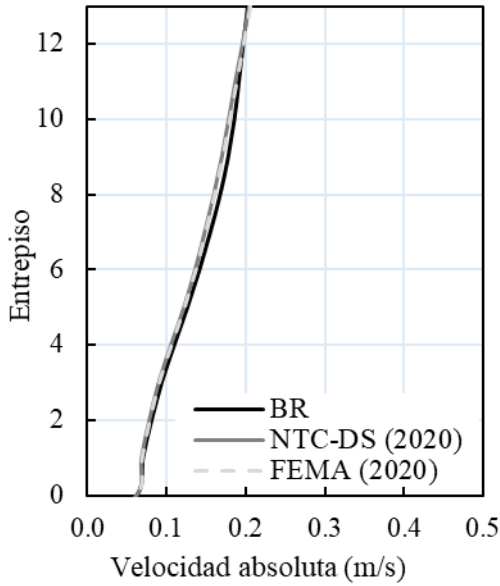
d) Subducción, dirección Y

Figura 7.2. Distorsiones de entrepiso, estructura original.

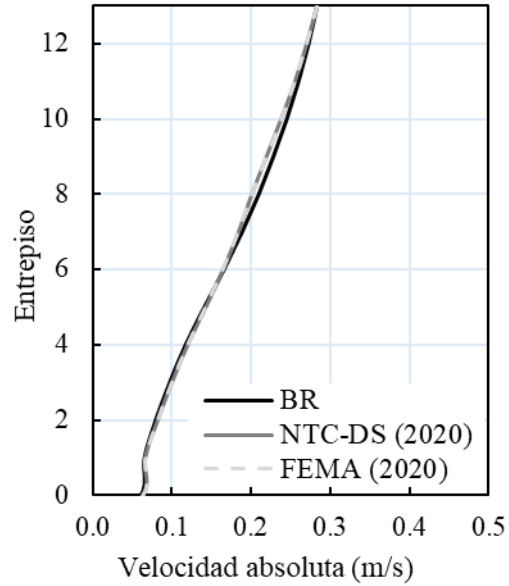
7.1.4 Velocidades absolutas de piso

La Figura 7.3 muestra el perfil de velocidades máximas de piso de la estructura original. Las velocidades máximas que se obtienen de los métodos NTC-DS (2020) y FEMA (2020) son

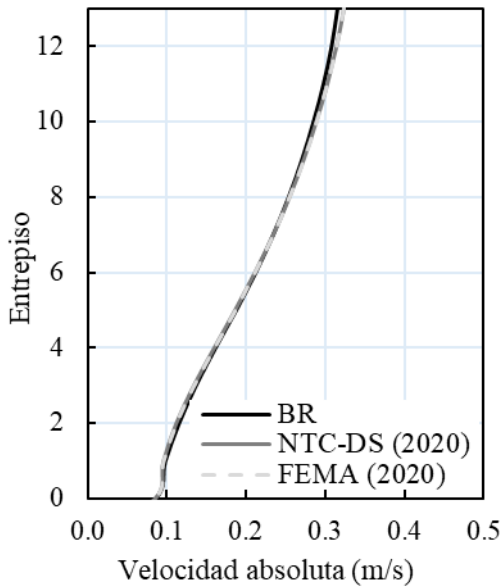
entre un 5% y 10% mayores que las que se obtienen con el modelo de base rígida. Además, al comparar los resultados entre los métodos NTC-DS (2020) y FEMA (2020) se observa una diferencia menor al 2%.



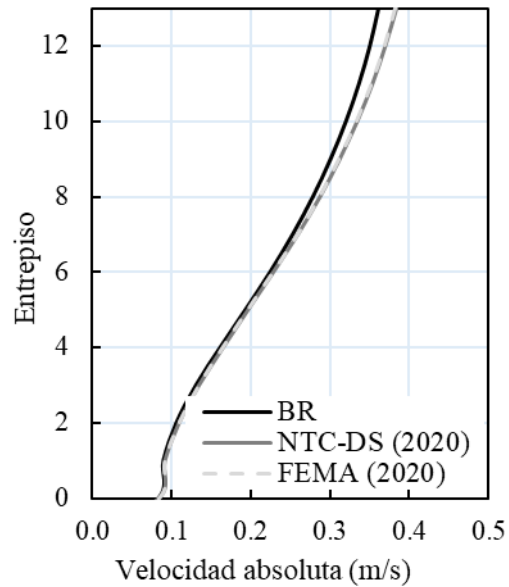
a) Profundidad intermedia, dirección X



b) Profundidad intermedia, dirección Y



c) Subducción, dirección X

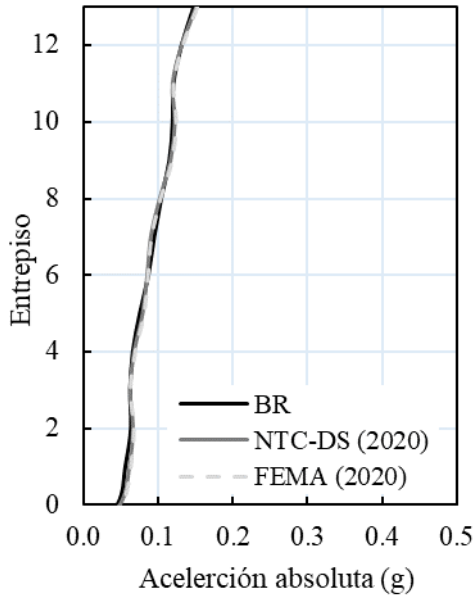


d) Subducción, dirección Y

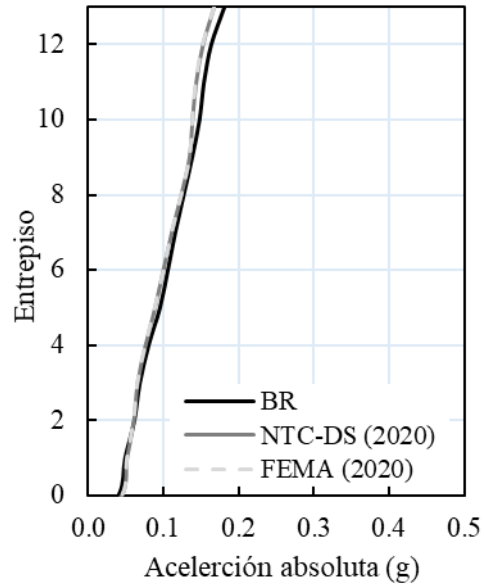
Figura 7.3. Velocidades relativas de entrepiso, estructura original.

7.1.5 Aceleraciones absolutas de piso

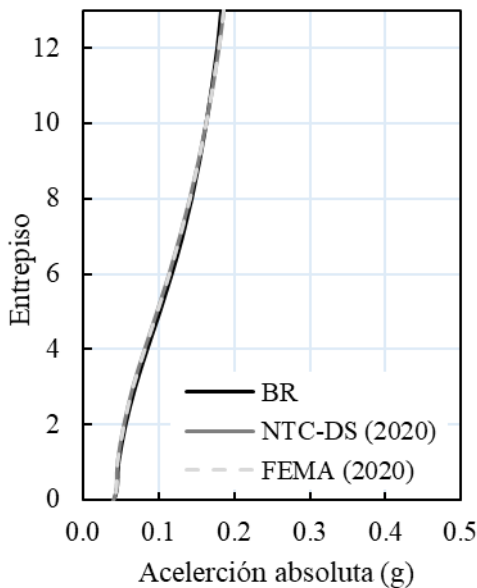
Se observa que las aceleraciones máximas de piso tanto para el modelo con base rígida como para los métodos empleados son muy similares entre sí, teniendo diferencias de hasta 5% entre cada uno.



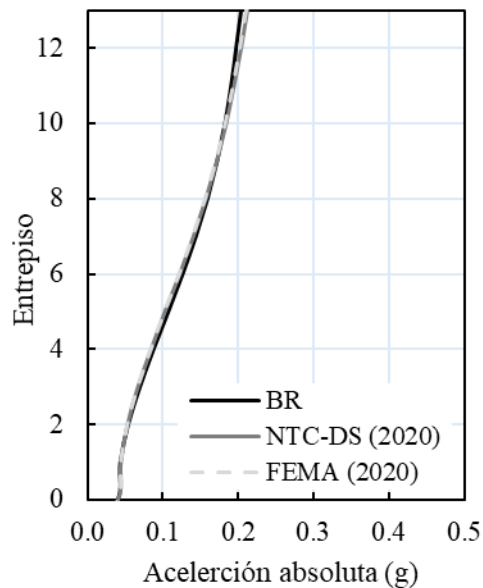
a) Profundidad intermedia, dirección X



b) Profundidad intermedia, dirección Y



c) Subducción, dirección X



d) Subducción, dirección Y

Figura 7.4. Aceleraciones absolutas de piso, estructura original.

7.2 Respuesta global del edificio rehabilitado

A continuación, se muestran los resultados obtenidos en el análisis no lineal para el edificio rehabilitado.

7.2.1 Periodos estructurales

En la Tabla 7.2 se comparan los periodos estructurales obtenidos con el modelo sobre base rígida contra los periodos con base flexible calculados y los periodos obtenidos con la modelación de la cimentación y los resortes que representan la rigidez del suelo estimada. Se puede observar que al considerar los efectos de ISE con el método Luco (1980) el periodo estructural aumenta hasta un 45% con respecto al periodo con base rígida. Por otro lado, al considerar los efectos de ISE con los métodos NTC-DS (2020) y FEMA (2020) el periodo aumenta en promedio 10%. Los resultados entre los métodos NTC-DS (2020) y FEMA (2020) difieren cerca del 2% mientras que se observaron diferencias que van desde el 20% hasta el 33% con el método de Luco (1980).

Tabla 7.2. Periodos de vibrar de la estructura rehabilitada.

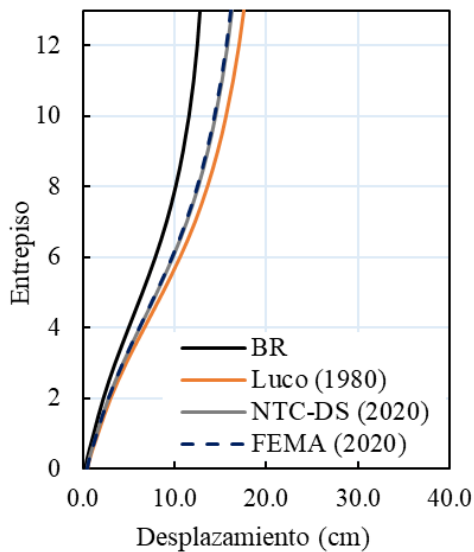
Dirección	Periodo (s)						
	Base Rígida	Método Luco (1980)		Método NTC-DS (2020)		Método FEMA (2020)	
		Modelado	Calculado	Modelo	Calculado	Modelo	Calculado
Transversal (Y)	0.82	1.20	1.16	0.91	0.90	0.90	0.89
Longitudinal (X)	0.74	1.03	1.00	0.81	0.83	0.81	0.83
Torsional	0.65	0.71	-	0.67	-	0.67	-

Al comparar los periodos de la Tabla 7.2 con los obtenidos en la Tabla 4.2 se observa que los valores obtenidos en la instrumentación del edificio son cercanos a los obtenidos al considerar los efectos de ISE. Se observa en dirección transversal un periodo medido de 0.93 segundos contra un periodo calculado de 0.90 segundos. En dirección longitudinal se observa un periodo medido de 0.83 segundos contra el periodo calculado de 0.82 segundos. En torsión se observa un periodo medido de 0.70 segundos contra un periodo calculado de 0.67 segundos. Comparando los valores medidos con los estimados considerando ISE, se observan diferencias menores al 5%.

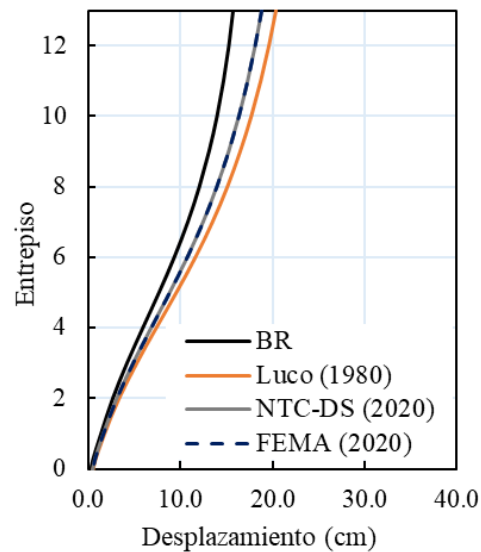
Los periodos con base rígida que se muestran en la Tabla 7.1 y 7.2 difieren entre un 5 y 10%, siendo los periodos del edificio rehabilitado menores que los del edificio original. Esto es el resultado del aumento en la rigidez del edificio debido a la rehabilitación estructural.

7.2.2 Desplazamientos

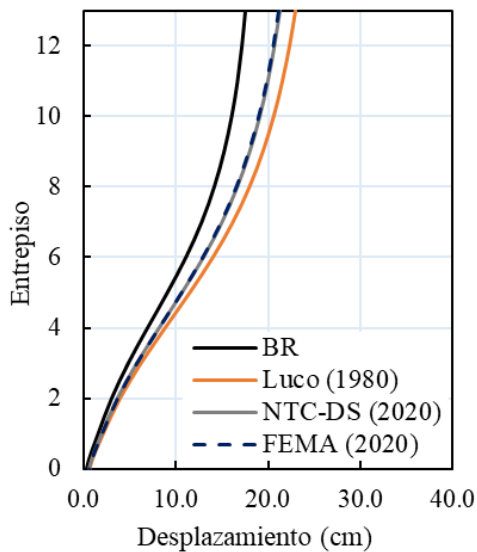
En la Figura 7.5 se muestran los desplazamientos promedio de la estructura para el modelo con base empotrada (BR) y los tres métodos para la estimación de ISE: 1) Luco (1980), 2) NTC-DS (2020) y 3) FEMA (2020). Se logra observar que la estructura con base rígida tiene desplazamientos menores, mientras que para el método Luco (1980) se generan desplazamientos mayores. La diferencia de los tres métodos de ISE con respecto al modelo de base rígida es, en promedio, del 25%, siendo el caso más desfavorable cuando se aplica el método Luco (1980) con una diferencia de hasta 28%. También se observa que los métodos NTC-DS (2020) y FEMA (2020) dan resultados muy similares.



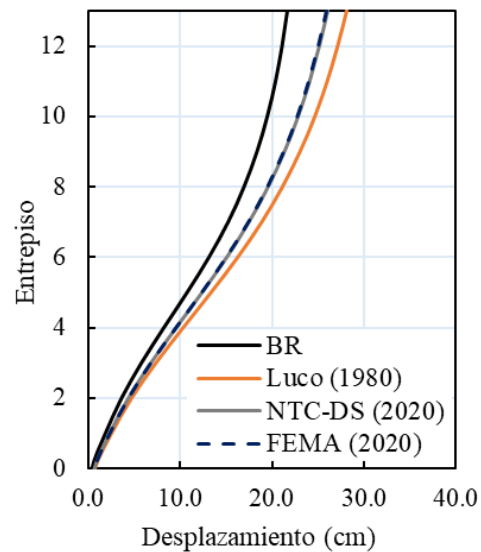
a) Profundidad intermedia, dirección X



b) Profundidad intermedia, dirección Y



c) Subducción, dirección X

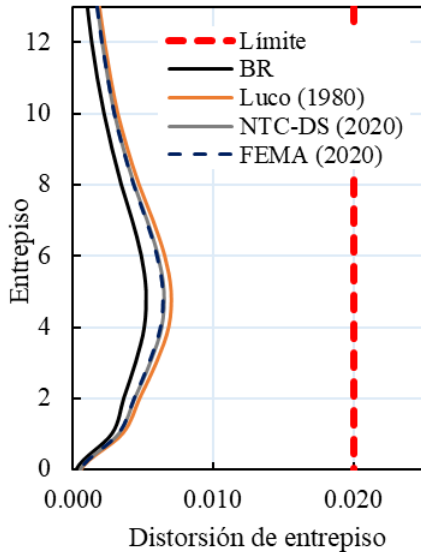


d) Subducción, dirección Y

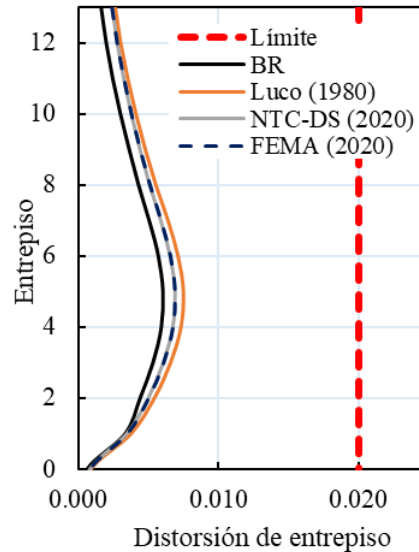
Figura 7.5. Desplazamientos laterales, estructura rehabilitada.

7.2.3 Distorsiones de entrepiso

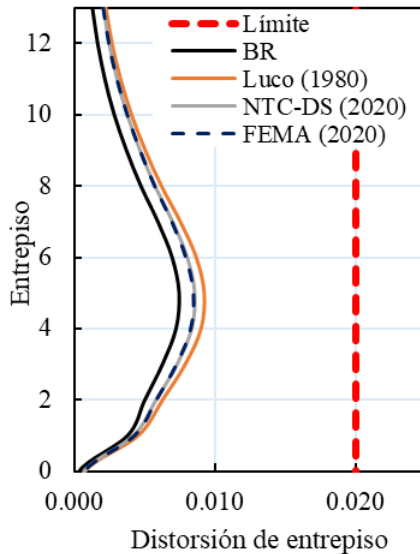
En la Figura 7.6 se muestran los perfiles promedio de distorsión de entrepiso máxima. De acuerdo con el tipo de estructuración, el edificio rehabilitado se encuentra dentro de la categoría de sistema dual de marcos de concreto y contraventeos restringidos al pandeo por lo que el límite de distorsión que se indica en las NTC-DS (2020) es del 2.0%. Se aprecia que existe una diferencia entre los valores máximos de distorsión de entrepiso obtenidos en los cuatro modelos hasta de un 30%, siendo el método de Luco (1980) el que presenta las distorsiones de entrepiso mayores.



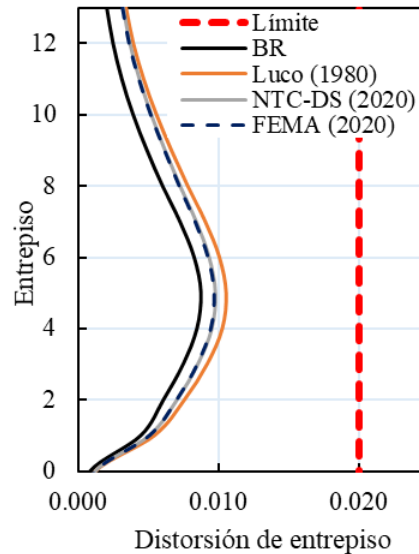
a) Profundidad intermedia, dirección X



b) Profundidad intermedia, dirección Y



c) Subducción, dirección X

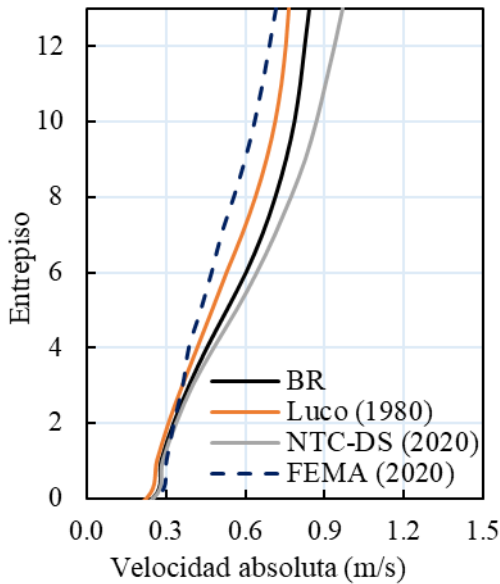


d) Subducción, dirección Y

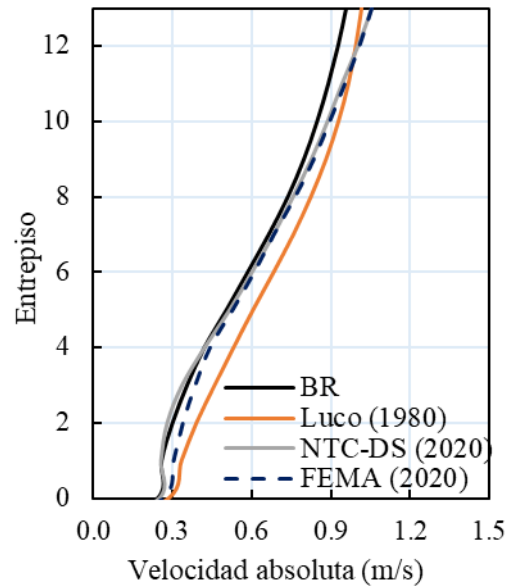
Figura 7.6. Distorsiones de entrepiso, estructura rehabilitada.

7.2.4 Velocidades absolutas de piso

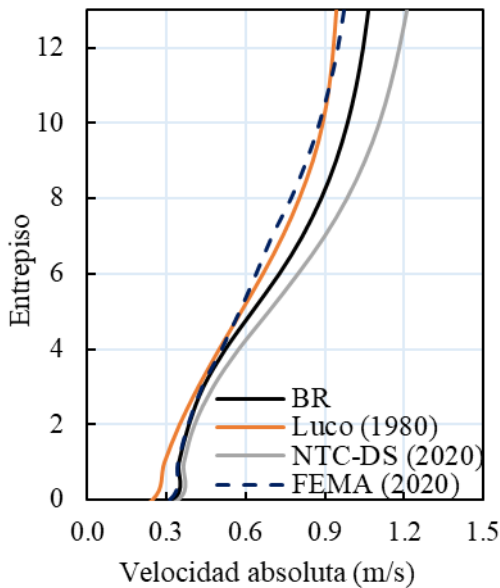
En términos generales, los perfiles de velocidad para los cuatro métodos son semejantes en la forma, pero en los valores máximos se tienen variaciones hasta del 35%. En todos los casos el método de las NTC-DS (2020) fue el que presentó el valor de velocidad máxima.



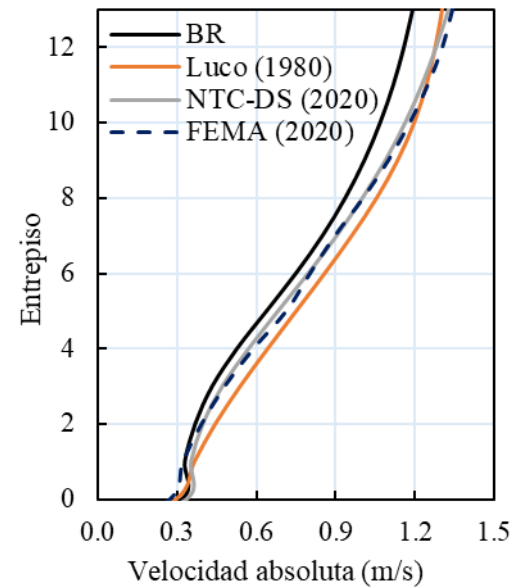
a) Profundidad intermedia, dirección X



b) Profundidad intermedia, dirección Y



c) Subducción, dirección X

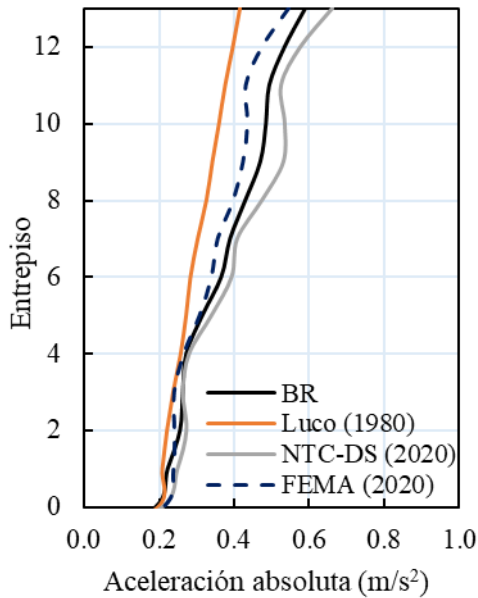


d) Subducción, dirección Y

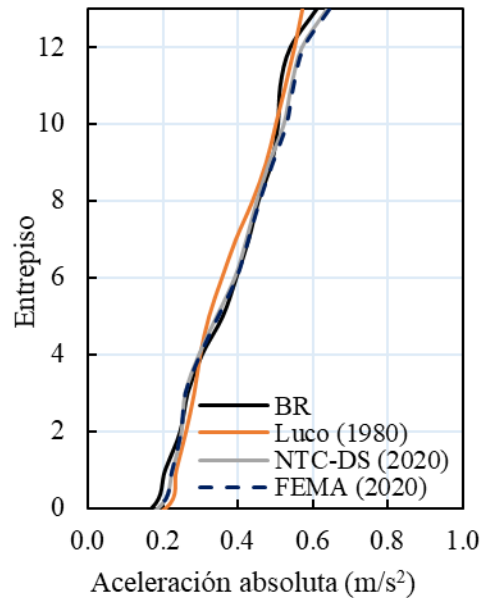
Figura 7.7. Velocidades absolutas de piso, estructura rehabilitada.

7.2.5 Aceleraciones absolutas de piso

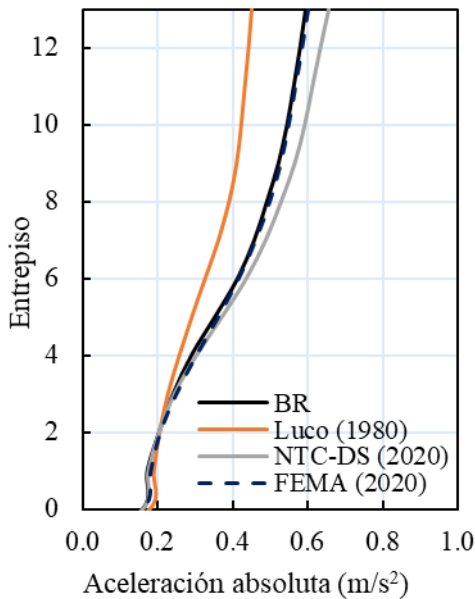
En términos generales, los perfiles de aceleración para los cuatro métodos son semejantes en la forma, pero en los valores máximos se tienen variaciones hasta del 50%. En todos los casos el método de las NTC-DS (2020) fue el que presentó el valor de aceleración máxima.



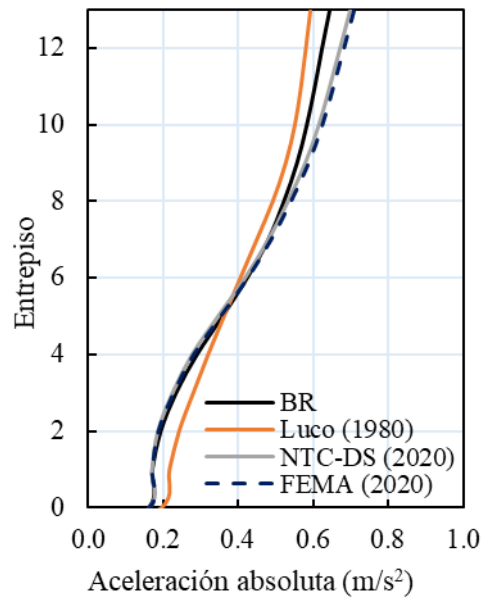
a) Profundidad intermedia, dirección X



b) Profundidad intermedia, dirección Y



c) Subducción, dirección X



d) Subducción, dirección Y

Figura 7.8. Aceleraciones absolutas de piso, estructura rehabilitada.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

A partir del desarrollo de esta tesis y del análisis de los resultados obtenidos se ofrecen las conclusiones siguientes:

- Los efectos de interacción suelo estructura influyeron en la respuesta sísmica de la estructura equipada con disipadores hysteréticos, aumentando hasta en un 30% los desplazamientos; mientras que las distorsiones de entrepiso aumentaron entre 15 y 35%. Los perfiles de velocidad y aceleración aumentaron entre 35 y 50%, respectivamente.
- Las diferencias en los parámetros de la respuesta sísmica de la estructura al considerar los efectos de ISE muestran que es muy importante tomar en cuenta dichos efectos, pues su impacto puede ser desfavorable, y debe ser revisado para garantizar la seguridad estructural de las edificaciones. Además, para efectos de rehabilitación estructural, considerar el efecto de ISE puede incrementar o modificar el refuerzo necesario para la estructura.
- Existen diferentes métodos para tomar en cuenta los efectos de la ISE en un edificio. A pesar de que cada uno puede llegar a dar resultados distintos, cuando se emplearon estos métodos paramétricos, que se basan en funciones de impedancia, no se observaron diferencias significativas en la respuesta global de la estructura estudiada.
- Algunos métodos resultan más prácticos en su aplicación que otros. Como ejemplo, se puede decir que el método de Luco (1980) resultó impráctico debido a que se requiere contar con resultados de vibración ambiental, así como el procesamiento de una gran cantidad de datos. Aunque se ha demostrado que este método tiene una buena aproximación en estructuras regulares (Correa, 2005) éste solo es aplicable a estructuras existentes.
- Otros métodos, como el de FEMA (2020), resultan en un gran número de ecuaciones que implican que no sea práctica su aplicación. Sin embargo, se requiere del conocimiento de pocos parámetros para su aplicación, principalmente parámetros geométricos, lo que puede representar una ventaja.
- El método de las NTC-DS (2020) implica una serie de parámetros mecánicos del suelo que en ocasiones resultan difíciles de obtener. Sin embargo, este método es de aplicación obligatoria en la Ciudad de México.

8.2 Recomendaciones

Con la finalidad de complementar los estudios que se llevaron a cabo en este trabajo, se hacen algunas recomendaciones que se podría abordar en investigaciones futuras:

- Ampliar el estudio para evaluar los efectos de interacción suelo estructura considerando diferentes tipos de cimentación.

- Realizar análisis de sensibilidad para verificar cuáles son los parámetros que tienen mayor o menor impacto en cada uno de los métodos estudiados.
- Mantener el edificio estudiado con instrumentación permanente para evaluar su comportamiento ante sismos futuros con la implementación de disipadores histeréticos.
- Revisar el comportamiento global de la estructura considerando el efecto de asentamientos diferenciales entre las pilas a largo plazo.

9 REFERENCIAS

RCDF (2016). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta oficial de la Ciudad de México, 17 de junio de 2016, Décima novena época, No. 96 Bis.

NTC-Acciones (2017). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Gaceta oficial de la Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017, Vigésima época, No. 220 Bis.

NTC-Cimentaciones (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gaceta oficial de la Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017, Vigésima época, No. 220 Bis

NTC-DS (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta oficial de la Ciudad de México, 9 de junio de 2020, Vigésima primera época, No. 361.

NTC-Concreto (2021), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta oficial de la Ciudad de México, 20 de julio de 2021.

Blaney, G.W., Kausel, E., and Roesset, J.M., (1975), “Dynamic stiffness of piles” Proceedings, 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Virginia Polytechnical Institute and State University, Blacksburg, Virginia, pp. 1010-1012.

Correa, V.M. (2005), “Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura de tres edificios instrumentados en México”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Correa V.M., Murià Vila D. (2005), “Efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado con modos de vibración acoplados”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco Gro., México.

Cruz, C.A. (2007), “Procedimiento simplificado para calcular rigideces y amortiguamientos en edificios cimentados con pilotes de fricción”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

ETABS (2022). “Integrated Building Design Software. Version 16.2.1.” Computers and Structures Inc., California, EUA.

FEMA (2020), “NERPH A Practical Guide to Soil-Structure Interaction”, FEMA P-2091/2020 Edition, Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Fernández L., Vázquez G, Merlín A., Arredondo C., Tapia C. (2017), “Ejemplos de aplicación de las NTC-DS 2017 para considerar los efectos de interacción dinámica suelo-estructura”, en Ejemplos de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Ciudad de México.

Fernández S. (2020), “Dictamen estructural: Insurgentes 1260”, PyDE, Ciudad de México.

Fernández S. (2020), “Reporte de pruebas de resistencia: Insurgentes 1260”, PyDE, Ciudad de México.

Gazetas G. (1991), “Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 9.

Google (2019), Av. Insurgentes Nte. 1260, Capultitlan, Gustavo A. Madero, 07370 Ciudad de México, CDMX, Recuperado el 26 de mayo de 2021.

Guerrero H. (2020), “Modelación no lineal de muros de mampostería confinada”, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Horvilleur, J. F. y Cheema, M. A. (1994) “Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales sísmicas”, en *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Zacatecas, Zac., 29 de octubre al 1 de noviembre.

Luco J. E. (1980), “Soil-structure interaction and identification of structural models”, *Proceedings 2nd ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power*, Knoxville, Tennessee, septiembre 15-17, Vol III, *Geotechnical Topics*, No 10-1, pp 10.1-10.30.

Lermo J. (2018), “Determinación experimental de los periodos dominantes de vibración natural del Condominio Grand Insurgentes, ubicado en Av. Insurgentes norte # 1260, col. Capultitlan, Gustavo A. Madero, CDMX, así como la determinación del espectro de sitio para temblores característicos”, México.

Lermo J., Luna I. (2020), “Determinación experimental de los modos de vibrar (modo longitudinal, transversal y torsión) de una estructura de catorce niveles (Condominio Grand Insurgentes) ubicado en Av. Insurgentes norte # 1260, col. Capultitlan, Gustavo A. Madero”, México.

Mendoza L., Reyes A., Luco J.E. (1991), “Ambient vibration tests of the Mexicali General Hospital”, *Earthquake Spectra*, Vol.7, No.2, pp. 281-300.

Mylonakis, G., Nikolaou, S., and Gazetas, G., (2006), “Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, pp. 824-853.

Mylonakis, G. (1995), *Contribution to Static and Seismic Analysis of Piles and PileSupported Bridge Piers*, Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, New York.

MyT (2011), “Memoria de cálculo: Edificio de departamentos: Insurgentes 1260, MyT Ingenieros Consultores SC, México.

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

NIST (2012), “Soil-Structure Interaction for Building Structures (NIST GCR 12-917-21)”, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, EUA.

País A. and Kausel E. (1988), “Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 4, pp. 213-227.

Ruiz S. E. y Orellana M.A. (2021), “Factores de amortiguamiento para espectros de desplazamiento de sistemas con disipadores de energía histeréticos”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 105, 31-58, Ciudad de México.

SASID (2021). Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño. Versión 4.0.2.0. Gobierno de la Ciudad de México. Recuperado de www.sasid.unam.mx/webNormasCDMX el 09 de noviembre de 2021.

Scott, R. (1981), Foundation Analysis, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Taborda R. (2003), “Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado en Acapulco”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Tecnocontrol (2010), “Estudio de mecánica de suelos, que se efectuó para el predio ubicado en Av. Insurgentes 1260, Colonia Caputitlán, en la CDMX”, Tecnología y Control de Suelo y Concreto, S.A. de C.V.

Tecnocontrol (2018), “Estudio geotécnico, geológico y geofísico realizado en Av. Insurgentes 1260, Colonia Caputitlán, en la CDMX”, Tecnología y Control de Suelo y Concreto, S.A. de C.V.

Thomas, J.M., Gajan S., and Kutter B.L., 2005, Soil-Foundation-Structure Interaction: Shallow Foundations, UCD/CGMDR-05/02, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, California.

Vázquez A, Flores O. y Romo M., 2010, “Caracterización de las arcillas blandas de la zona

10 Apéndice A. Aplicación del método FEMA (2020) en el edificio estudiado

Las propiedades geométricas necesarias para la aplicación del método FEMA (2020) parte del supuesto de que la planta de la cimentación es rectangular. La planta de cimentación del edificio en estudio tiene forma trapezoidal, sin embargo, es posible aproximarla a una cimentación con forma rectangular con propiedades geométricas equivalentes a la sección original. La Figura A.1 muestra las dimensiones de la cimentación equivalente que se empleó para aplicar este método.

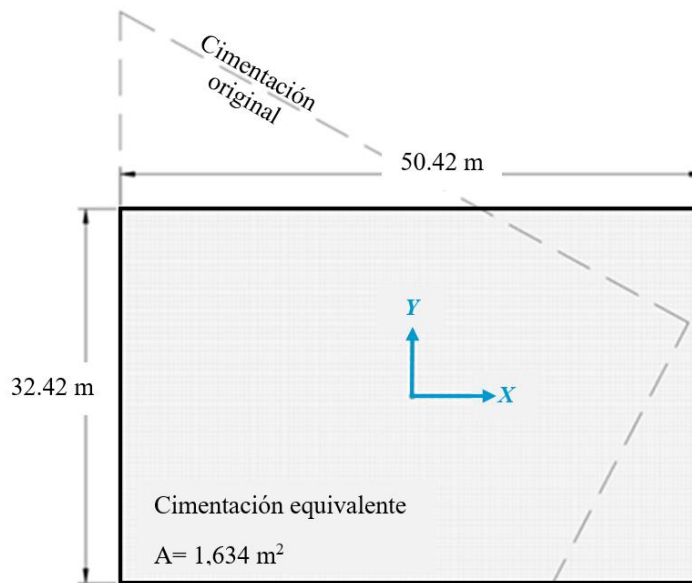


Figura A.1. Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente para la aplicación del método descrito en la guía FEMA (2020).

10.1 Rigidez estática para cimentaciones superficiales

A partir de las dimensiones de la cimentación equivalente y las características del suelo, es posible determinar la rigidez estática traslacional y rotacional de cimentaciones superficiales rectangulares con las expresiones propuestas por País y Kausel (1988) que se desarrollan a continuación. Los valores iniciales empleados en la estimación de la rigidez estática son los que se muestran en la Tabla A.1.

Tabla A.1. Valores iniciales para la estimación de la rigidez estática.

Parámetro	Valor	Unidades
L	25.21	m
B	16.21	m
G	1,303.34	t/m ²
ν	0.493	-

10.1.1 Rigidez estática traslacional

$$K_{xsur} = \frac{G \cdot B}{2-\nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = 160,674 \frac{t}{m} \quad (A1)$$

$$K_{ysur} = \frac{G \cdot B}{2-\nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = 166,901 \frac{t}{m} \quad (A2)$$

$$K_{zsur} = \frac{G \cdot B}{1-\nu} \cdot \left(3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = 246,575 \frac{t}{m} \quad (A3)$$

10.1.2 Rigidez estática rotacional

$$K_{xxsur} = \frac{G \cdot B^3}{1-\nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = 63,252,331 t \cdot m \quad (A4)$$

$$K_{yyur} = \frac{G \cdot B^3}{1-\nu} \cdot \left(3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = 120,826,197 t \cdot m \quad (A5)$$

$$K_{zzur} = G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = 92,150,230 t \cdot m \quad (A6)$$

10.2 Factores de corrección por empotramiento

Los valores empleados para el cálculo de los factores de corrección por empotramiento se muestran en la Tabla A.2.

Tabla A.2. Valores para el cálculo de los factores de corrección por empotramiento.

Parámetro	Valor	Unidades
<i>L</i>	25.21	m
<i>B</i>	16.21	m
<i>D</i>	5.85	m

$$\eta_x = \eta_y = 1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} = 1.38 \quad (A7)$$

$$\eta_z = 1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} = 1.18 \quad (A8)$$

$$\eta_{xx} = 1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.60}{0.35 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^2 = 1.47 \quad (A9)$$

$$\eta_{yy} = 1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.60}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^2 = 1.39 \quad (A10)$$

$$\eta_{zz} = 1.0 + \left(1.3 + \frac{1.32}{\frac{L}{B}}\right) \cdot \left(\frac{D}{B}\right)^{0.9} = 1.86 \quad (\text{A11})$$

10.3 Rigidez estática para cimentaciones empotradas

$$K_{xemb} = \eta_x \cdot K_{xsur} = 221,420 \frac{t}{m} \quad (\text{A12})$$

$$K_{yemb} = \eta_y \cdot K_{ysur} = 230,001 \frac{t}{m} \quad (\text{A13})$$

$$K_{zemb} = \eta_z \cdot K_{zsur} = 291,391 \frac{t}{m} \quad (\text{A14})$$

$$K_{xxemb} = \eta_{xx} \cdot K_{xxsur} = 92,997,649 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{A15})$$

$$K_{yyemb} = \eta_{yy} \cdot K_{yyur} = 168,491,952 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{A16})$$

$$K_{zzemb} = \eta_{zz} \cdot K_{zzsur} = 171,276,297 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{A17})$$

10.4 Factores de corrección de la rigidez dinámica

Los factores de corrección de la rigidez dinámica (α_j) dependen de la frecuencia adimensional (a_0) que se calcula como se muestra en la ecuación (A18). Para el cálculo se consideran los valores de la Tabla A.3, así como las dimensiones L y B definidas anteriormente.

Tabla A.3. Valores para el cálculo de los factores de modificación de la rigidez dinámica.

Parámetro	Valor	Unidades
V_s	63.57	m/s
T_y	0.812	s

$$a_0 = \frac{\omega_y * B}{V_s} = 1.97 \quad (\text{A18})$$

Los factores de corrección se calculan a continuación:

$$\alpha_z = 1.0 - \left(\frac{0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \cdot a_0^2}{\frac{10}{1 + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1\right)} + a_0^2} \right) = 0.73 \quad (\text{A19})$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left(\frac{\left(0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} \right) + a_0^2} \right) = 0.65 \quad (\text{A20})$$

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \left(\frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} \right) + a_0^2} \right) = 0.56 \quad (\text{A21})$$

$$\alpha_{zz} = 1.0 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.33 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1\right)} \right) + a_0^2} \right) = 0.93 \quad (\text{A22})$$

10.5 Rigidez dinámica

La rigidez dinámica se calcula multiplicando la rigidez estática de la cimentación empotrada por el factor de modificación α_j . A continuación, se muestra la sustitución de la ecuación (52) para los grados de libertad traslacional y rotacional.

$$K_x = \alpha_x \cdot K_{xemb} = 221,420 \frac{t}{m} \quad (\text{A23})$$

$$K_y = \alpha_y \cdot K_{yemb} = 230,001 \frac{t}{m} \quad (\text{A24})$$

$$K_z = \alpha_z \cdot K_{zemb} = 212,921 \frac{t}{m} \quad (\text{A25})$$

$$K_{xx} = \alpha_{xx} \cdot K_{xxemb} = 60,366,674 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{A26})$$

$$K_{yy} = \alpha_{yy} \cdot K_{yyemb} = 94,327,929 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{A27})$$

$$K_{zz} = \alpha_{zz} \cdot K_{zzemb} = 159,000,844 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{A28})$$

10.6 Rigidez de las cimentaciones con pilas

10.6.1 Rigidez estática horizontal

Para los diferentes diámetros de pilas de cimentación del edificio en estudio se calcula la longitud activa, L_a , sustituyendo los parámetros correspondientes en la ecuación (A29).

$$L_a = \Lambda \cdot (E_p/E_s)^\mu \cdot d \quad (\text{A29})$$

Tabla A.4. Parámetros para el cálculo de la longitud activa de las pilas.

Parámetro	Valor
Λ	2.00
μ	0.25

De acuerdo con las características del material de la pila y del suelo, la relación $\frac{E_p}{E_s}$ es:

$$\frac{E_p}{E_s} = \frac{2,213,594 \text{ t/m}^2}{3,892 \text{ t/m}^2} = 568.75 \quad (\text{A30})$$

Para cada una de las pilas, de acuerdo con el diámetro se calcula la longitud activa, obteniendo los valores siguientes:

Tabla A.5. Longitud activa de las pilas.

Diámetro, d (m)	Longitud activa, L_a (m)
1.00	9.80
1.20	11.70
1.40	13.70
1.60	15.60
1.38	13.50

Las ecuaciones relacionadas con la rigidez estática horizontal de las pilas se muestran a continuación:

$$\delta_x = 2 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{-\frac{3}{40}} = 1.243 \quad (\text{A31})$$

$$\chi_x = \frac{1}{2} \cdot \pi^{\frac{1}{4}} \cdot \delta_x^{\frac{3}{4}} \cdot \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{\frac{1}{4}} = 3.827 \quad (\text{A32})$$

La rigidez estática horizontal de las pilas se calcula de acuerdo con la ecuación (52), como ejemplo se muestra la sustitución en la ecuación (A33):

$$K_{px(d=1.0\text{ m})} = (3.83) (3,892\text{ t/m}^2) (1.0\text{ m}) = 14,906\text{ t/m} \quad (\text{A33})$$

Para cada uno de los diámetros de las pilas se calcula la rigidez estática horizontal en las pilas y se muestra en el resumen de la Tabla A.6.

Tabla A.6. Rigidez estática horizontal de las pilas.

Diámetro de pila, d (m)	Rigidez estática horizontal, K_{xp} (t/m)
1.00	14,906
1.20	17,870
1.40	20,849
1.60	23,827
1.38	20,551

10.6.2 Factor de modificación dinámica

Para el cálculo de los factores de modificación dinámica se emplea la ecuación (55) a partir de los parámetros que se muestran en la Tabla A.7.

Tabla A.7. Parámetros para el cálculo de los factores de modificación dinámica.

Parámetro	Valor	Unidades
δ_x	1.243	-
ρ_p	2.40	t/m ³
ρ_s	1.39	t/m ³
ν	0.493	-
ω_y	7.74	Hz
V_s	63.57	m/s

Como ejemplo se muestra el cálculo del factor de modificación dinámica para la pila con $d=1.0$ m. En la Tabla A.8 se muestran los factores de modificación dinámica obtenidos para las pilas.

$$a_{0p(d=1.0\text{ m})} = \frac{(7.74\text{ Hz})(1.0\text{ m})}{63.57\text{ m/s}} = 0.1218 \quad (\text{A34})$$

$$\alpha_{xp(d=1.0\text{ m})} = 1 - \frac{3 \cdot \pi}{(32)(1.243)} \left(\frac{2.40 \frac{t}{m^3}}{1.39 \frac{t}{m^3}} \right) (0.1218)^2 = 0.996 \quad (\text{A35})$$

Tabla A.8. Factores de modificación dinámica en pilas.

Diámetro de pila, d (m)	Frecuencia adimensional, a_0	Factor de modificación, α_{xp}
1.00	0.122	0.996
1.20	0.146	0.994
1.40	0.170	0.992
1.60	0.195	0.989
1.38	0.168	0.992

10.6.3 Rigidez dinámica horizontal

De acuerdo con la ecuación 51 se calcularon las rigideces dinámicas horizontales de las pilas a partir de la rigidez estática horizontal y el factor de modificación dinámico. Para la pila con 1.0 m de diámetro se sustituyeron los valores correspondientes:

$$k_{px(d=1.0\text{ m})} = (14,891\text{ t/m})(0.996) = 14,832\text{ t/m} \quad (\text{A36})$$

En resumen, las rigideces para cada tipo de pila se muestran en la Tabla A.9.

Tabla A.9. Rigidez dinámica horizontal en pilas.

Diámetro de pila, d (m)	Rigidez dinámica horizontal, k_{px} (t/m)
1.00	14,832
1.20	17,766
1.40	20,683
1.60	23,580
1.38	20,392

10.6.4 Rigidez estática vertical

Los valores de los parámetros para el cálculo de la rigidez estática vertical se muestran a en la Tabla A.10.

Tabla A.10. Parámetros para el cálculo de la rigidez estática vertical.

Parámetro	Valor	Unidades
δ_z	0.60	-
E_p/E_s	568.75	-
L_p	20.15	m

El cálculo del parámetro Ω se muestra en la ecuación (A37):

$$\Omega = \frac{2}{\sqrt{0.60 \pi (1 - 0.493^2)}} (568.75)^{-\frac{1}{2}} = 0.0807 \quad (\text{A37})$$

La rigidez estática vertical se calculó con las ecuaciones 56 a 59. A continuación, se muestra el cálculo para la pila de 1.0 m de diámetro:

$$\lambda L_{p(d=1.0 \text{ m})} = \left(4 * \frac{0.60}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} (568.75)^{-\frac{1}{2}} \left(\frac{20.15 \text{ m}}{1.0 \text{ m}}\right) = 0.738 \quad (\text{A38})$$

$$\chi_{z(d=1.0 \text{ m})} = \left(\frac{\pi (0.60)}{2}\right)^{\frac{1}{2}} (568.75)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{0.0807 + \tanh(0.738)}{1 + (0.0807) \tanh(0.738)}\right) = 15.622 \quad (\text{A39})$$

$$K_{zp(d=1.0 \text{ m})} = (15.622) \left(3,892 \frac{t}{m^2}\right) (1.0 \text{ m}) = 60,796 \frac{t}{m} \quad (\text{A40})$$

10.6.5 Factor de modificación dinámica

Los factores de modificación de la rigidez dinámica se calcularon con las ecuaciones 61 y 62. Los cálculos para las pilas de 1.0 m de diámetro se muestran en las ecuaciones (A41) y (A42). En la Tabla A.11 se muestra el resumen de los factores de modificación dinámica que se obtuvieron para cada tipo de pila.

$$w_{sz} = \frac{-2((0.738)(\Omega^2 - 1) + \Omega) + 2\Omega \cosh(2 * 0.738) + (1 + \Omega^2) \sinh(2 * 0.738)}{4 \cosh^2(0.738) [\Omega + \tanh(0.738)][1 + \Omega \tanh(0.738)]} = 0.7653 \quad (\text{A41})$$

$$\alpha_{zpi} = 1 - (0.7653) \left(\left(\frac{\pi}{8 (0.60)} \right) \left(\frac{2.40 \frac{t}{m^3}}{1 + 0.493} \right) (0.1218)^2 - \frac{1}{2} (0.1218)^{\frac{1}{2}} \right) = 1.125 \quad (\text{A42})$$

10.6.6 Rigidez dinámica vertical

La rigidez dinámica vertical de las pilas se calculó con la ecuación (60). A manera de ejemplo se muestra la sustitución de los valores correspondientes para la pila de 1.0 m de diámetro en la ecuación (A43). En la Tabla A.11 se muestra el resumen de la rigidez vertical obtenida para los diferentes diámetros de las pilas.

$$k_{zp(d=1.0m)} = K_{zp} \cdot \alpha_{zp} \cdot w_{sz} = 52,344 \frac{t}{m} \quad (A43)$$

Tabla A.11. Rigidez dinámica vertical de las pilas.

Diámetro, d (m)	Factor w_{sz}	Factor α_{zp}	Rigidez dinámica vertical, k_{zp} (t/m)
1.00	0.765	1.125	52,344
1.20	0.783	1.137	57,942
1.40	0.789	1.146	61,980
1.60	0.790	1.152	64,928
1.38	0.789	1.145	61,632