



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**RESPUESTA DINÁMICA DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES CON
ESTRUCTURACIÓN REGULAR EN LA ZONA DE LAGOS BASADO EN
PRUEBAS EN MESA VIBRADORA CON MODELOS A ESCALA**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. MARY BELÉN MORANTE GÓMEZ

DIRECTOR DE TESINA: **DR. RAÚL AGUILAR BECERRIL**

Ciudad Universitaria, CD. MX.

JULIO 2024

DEDICATORIAS

En primer lugar, a Dios, sea la honra y la gloria, porque ha sido mi guía y quien se quedó conmigo durante todo el proceso de ser estudiante de especialidad y ahora en este presente trabajo de titulación es la esencia de la investigación.

A la memoria de mi padre Víctor Hugo Morante Paredes, gran hombre visionario y que me guio hasta el último momento para que pueda realizar este posgrado.

A mi madre Beatriz, que ha sido guía y farol, que a la distancia con una llamada me animaba y se alegraba de mis éxitos. Gracias mamá, por quedarte conmigo en todo este proceso, por tu paciencia porque levantaste mi frente cuando lo necesite.

A mis hermanos Ximena, Paulina y Víctor Hugo, gracias por sus palabras y consejos.

A mis amigos Karen, Paulina, Sebastián, Samuel, Carol, Gina, Luisa, María Fernanda, Oscar y Marcelo. Este triunfo lo comparto con ustedes, no lo hubiera logrado sin su llamada de apoyo a la distancia.

A Fito, Anita, Alin y Javier porque se convirtieron en mi familia en México. Gracias, porque me han abrazado fuerte y en los momentos bajos me han impulsado.

AGRADECIMIENTOS

A la máxima casa de estudios que es la Universidad Nacional Autónoma de México, gracias por permitirme ser parte de los alumnos que ha de formarse como especialistas en Geotecnia.

Gracias Facultad de Ingeniería porque desde el día uno que aplique ustedes han sido bondadosos conmigo, gracias por compartir su conocimiento y porque durante mi proceso de investigación he tenido la bendición de poder consultarlo con profesores y doctores con un nivel de conocimiento excepcional.

A mis sinodales: Dr. Raúl Aguilar B, Dr. Rigoberto Rivera C, Dr. Enrique Ibarra, M.I Reginaldo Hernández, M.I. Carmelino Zea C, por sus observaciones y comentarios que han sido mi roca sólida. Gracias por su guía, por no hacer de menos a ninguna de mis dudas y porque ustedes son mi ejemplo a seguir como profesionales y colegas del área de ingeniería civil.

Como mención de apoyo en este proceso de investigación, al Departamento de Estructuras de la Facultad de Ingeniería UNAM. Al M. I. José Antonio Pérez, porque me brindo la apertura para poder ejecutar mis ensayos y pruebas en la mesa vibradora. Al Dr. Osvaldo Flores, Coordinador de Geotecnia del Instituto de Ingeniería. Gracias infinitas porque sin su apoyo y apertura no hubiera finalizado esta investigación.

A mis profesores de licenciatura de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, M.I Jorge Albuja y M.I Diana Sánchez, este camino fue recorrido al verlos como ejemplos de profesionales. Porque cuando recibí mi carta de aceptación ustedes también se alegraron.

Tabla de contenido

DEDICATORIAS.....	2
AGRADECIMIENTOS	3
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	7
1.1. Introducción.....	7
1.1.1. Antecedentes.....	7
1.2. Objetivos.....	8
1.2.1. Objetivo Principal.....	8
1.2.2. Objetivos Secundarios	8
CAPÍTULO 2. FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO.....	9
2.1. Estructuras de hormigón armado.....	9
2.2. Respuesta de los edificios ante sismos.....	9
2.2.1. Torsión en edificios.....	11
2.3. Introducción de la interacción dinámica suelo – estructura	12
2.3.1. Sistemas de un grado de libertad	14
2.3.2. Propiedades dinámicas.....	16
2.3.3. Dinámica del suelo.....	19
2.4. Reducción de matrices dinámicas: modelo numérico.....	28
CAPÍTULO 3. HISTORIA GEOTÉCNICA DEL VALLE DE MÉXICO.....	30
3.1. Sismicidad de la cuenca del Valle de México.....	30
3.1.1. Zonificación sísmica de la ciudad de México	32

3.2.	Estratigrafía de la Cuenca de México.....	34
CAPÍTULO 4. MODELOS EXPERIMENTALES DE ESTUDIO		38
4.1.	Diseño del modelo experimental de estudio.....	38
4.1.1.	Prototipo de estructura regular de tres pisos.....	38
4.1.2.	Montaje y construcción del sistema interacción dinámica suelo - estructura	40
4.1.3.	Caracterización de los resortes de traslación	40
4.2.	Características de la mesa vibradora	46
4.2.1.	Calibración de los acelerómetros	47
4.3.	Comportamiento del modelo experimental en mesa vibradora	50
4.3.1.	Estimación del amortiguamiento del modelo experimental de tres pisos.....	52
4.3.2.	Análisis del dominio de frecuencias del modelo experimental	54
4.3.3.	Análisis de señales del modelo experimental IDSE.....	56
4.4.	Características del suelo de la zona de estudio	58
4.4.1.	Estratigrafía y antecedentes geotécnicos de la zona de Lago.	58
4.4.2.	Acciones sísmicas.....	62
CAPÍTULO 5. RESULTADOS.....		68
5.1.	Resultados experimentales.....	68
5.1.1.	Aceleraciones.....	68
5.1.2.	Seudo aceleración.....	73
5.1.3.	Condensación dinámica del modelo numérico	76

5.1.4.	Respuesta del modelo experimental para el sismo de 1985.....	84
5.1.5.	Interacción dinámica suelo – estructura del modelo numérico aplicando el sismo de 1985	87
5.1.6.	Respuesta del modelo experimental para el sismo del 2017.....	87
5.1.7.	Interacción dinámica suelo – estructura del modelo numérico aplicando sismo del 2017	90
5.1.8.	Comparación de frecuencias modelo numérico y experimental.....	91
5.1.9.	Cálculo de los periodos y formas modales del modelo matemático IDSE.....	91
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		95
6.1.	Conclusiones	95
6.2.	Recomendaciones.....	96
CAPÍTULO 7. REFERENCIAS DE CONSULTA		97

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

1.1.1. Antecedentes

Ciudad de México se caracteriza por su ubicación en el Cinturón Circumpacífico, el cual concentra la mayor actividad sísmica del planeta. Al analizar los efectos sísmicos que se producen en valle de México, se debe relacionarlos con que el tipo de suelo y estructuras civiles que se han desplantado en el sitio.

Las características geotécnicas del valle de la Ciudad de México, se dividen en tres zonas estratigráficas importantes: zona de Lago, zona de Transición y zona de Lomas. La composición del subsuelo es de formación volcánica, los cuales se transformaron en arcillas blandas debido a los procesos de alteración fisicoquímica de la ceniza volcánica y de los materiales aluviales. La formación de los suelos en el valle de México al tener estos procesos, conformaron estratos de suelos y depósitos ordenados de la siguiente forma: estratos de arcilla blanda, separados por una capa constituida de limos y arcillas arenosas, costra seca y arenas pumíticas. Siendo estas últimas de origen volcánico.

La interacción dinámica suelo – estructura, se genera con la presencia de sismos. Así, la interacción dinámica suelo – estructura (IDSE) se definirá como los efectos inerciales y cinemáticos que se producirán en el suelo y los cuales se transmiten a la estructura. En estructuras asimétricas se generarán torsiones, debido a la diferencia de centro de masa y rigidez. La respuesta dinámica de una estructura ante un sismo se determinará por las velocidades de las ondas de corte. Mientras que las propiedades del suelo serán definidas por el amortiguamiento del material, velocidad de propagación de ondas de corte y del periodo fundamental de vibración.

El conjunto cimentación y estructura son una pieza clave para el análisis IDSE, la flexibilidad del suelo – estructura será comparada con la flexibilidad del suelo donde está situada la cimentación. La compatibilidad entre el suelo – estructura deberá incluir el fenómeno de resonancia, para evitar que el periodo del edificio planteado y el periodo del depósito de suelo de la zona de Lagos no coincidan.

La obtención de la respuesta dinámica de las estructuras regulares de construcciones existentes de hormigón armado en la Ciudad de México, se determinarán a través de modelos representativos a escala en la mesa vibradora de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Principal

Analizar el comportamiento dinámico de un modelo físico que simula un edificio de 3 niveles desplantado en la zona de Lagos en la Ciudad de México, a través de ensayos en la mesa vibradora, comparando las propiedades dinámicas y el comportamiento de dos modelos: uno con base rígida y otro con base flexible, simulando la interacción suelo – estructura como un sistema masa – resorte - amortiguador.

1.2.2. Objetivos Secundarios

Determinar las propiedades dinámicas del suelo: periodo dominante del sitio.

Estimar la variación del periodo dominante del sitio, pseudo aceleraciones, desplazamientos y amortiguamiento, durante la aplicación de un evento sísmico.

Realizar una correlación de resultados de los efectos de interacción dinámica de los modelos experimentales y matemáticos.

CAPÍTULO 2. FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

2.1. Estructuras de hormigón armado

Una estructura, puede definirse como un sistema, es decir como un conjunto de partes o componentes que al combinarse de forma ordenada cumplirán con la función de las solicitaciones del diseño (Gonzalez & Robles, 1985).

La estructura debe cumplir con un comportamiento adecuado, funcionalidad y seguridad bajo condiciones normales de carga de servicio.

Las estructuras de hormigón armado son aquellas que están constituidas en su interior por barras de acero, las cuales conforman con el hormigón una estructura “armada”. El hormigón simple, sin armadura de refuerzo, resiste solo los efectos de la compresión; ya que el efecto de tensión se ve limitado. Es por esto que la integración de la armadura de acero, como barras corrugadas, trabajara a tensión bajo las cargas de servicio del diseño.

Analizando la trabajabilidad del acero, se puede definir que “el acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto” (González & Robles, 1985, p.29).

El hormigón es un material artificial conformado por cemento, agregado y agua. El principal material que constituye al hormigón es el cemento, el cual se obtiene por una mezcla de materiales pétreos proporcionados. La relación agua cemento es inversamente proporcional a la resistencia del hormigón. En algunos casos se puede incorporar aditamentos para mejorar o modificar las propiedades mecánicas del hormigón.

2.2. Respuesta de los edificios ante sismos

La presencia de un evento sísmico, transmite ondas sísmicas a la superficie del terreno. Estas ondas al atravesar los diferentes estratos que conforman la estructura suelo, activaran las

propiedades dinámicas del suelo. De tal forma, que este tratara de disipar la energía sísmica. Ante esto, si analizamos y modelamos este efecto obtendremos la interacción suelo – estructura. Que nos permitirá definir si el sistema suelo – estructura se comportara como un conjunto y por ende concluir que las cargas inducidas en el suelo son proporcionales a las deformaciones; las cuales se relacionan con el módulo de rigidez. Este módulo de rigidez se considera como una constante de proporcionalidad.

La respuesta de la superestructura dependerá de las propiedades dinámicas y mecánicas del suelo, así como las características de las ondas sísmicas. Se entiende que la vida que las estructuras, durante su periodo de vida útil, están sometidas a cargas estáticas (cargas permanentes) y dinámicas (cargas accidentales). Siendo las cargas estáticas producto de las características de diseño y uso de la estructura. Por otro lado, las cargas accidentales están en función del tiempo y de la zonificación del sitio, donde yace la estructura (Mejia, 2017).

En base a ensayos experimentales en un edificio en la Ciudad de México, cuando existe presencia de movimiento sísmico, se generan movimiento rotacional alrededor del eje vertical, así como de otros dos ejes ortogonales horizontales a nivel de la cimentación. Esto debido a la interacción de las ondas sísmicas con la cimentación. Se ha identificado movimientos de rotación en torno a tres ejes ortogonales, tanto en magnitud como en frecuencia.

Otros autores manifiestan el análisis sísmico en edificios de la siguiente forma:

Durante un sismo los edificios que no son simétricos en masa, rigidez y en resistencia pueden presentar problemas de consideración en torsión, además de oscilaciones de traslación. Aunado a estas asimetrías, la flexibilidad de las losas puede incrementar dichos efectos. (Ávila, Hernández, p.523)

La estructura en análisis es un edificio simétrico de tres pisos. Esta estructura se modelará tridimensionalmente, y el análisis sísmico será del tipo modal espectral. El modelo a escala que se ensayará en la mesa vibradora tendrá propiedades de una estructura regular en base a las especificaciones establecidas del Capítulo 5 “Condiciones de regularidad” de la Norma NTC Sismo 2020.

En una primera instancia se considerará que la estructura tendrá un comportamiento lineal, debido a las características de los materiales de construcción y a los bajos niveles de deformación a los que será inducido.

2.2.1. Torsión en edificios

Definir el efecto de la torsión en un edificio, es implicar el efecto de la aplicación de una fuerza de giro alrededor del eje longitudinal de éste. Generalmente las fuerzas que producen estos esfuerzos de torsión con los terremotos y en algunas ocasiones la asimetría del edificio también produce la torsión.

La respuesta de los edificios ante movimientos sísmicos, puede modificarse debido a los efectos torsionales que se pueden generar. El edificio no solo se desplaza lateralmente, sino que tendrá una rotación respecto a un eje vertical. Produciéndose una distribución desigual de desplazamientos laterales en un mismo nivel, es decir se incrementarán los desplazamientos en ciertos nodos estructurales o conexiones (columna – viga) en el perímetro del edificio; también se deberá considerar un aumento en las sollicitaciones internas de los elementos de hormigón.

El cálculo del momento de torsión, generado por el efecto de la torsión sísmica, se debe realizar a través del concepto de excentricidad de diseño. La cual es la suma de dos excentricidades: la natural (e_s) y la accidental (e_a). La excentricidad natural (e_s) se puede

calcular a partir de los valores nominales de las rigideces de los elementos estructurales de hormigón y de la distribución de masas del modelo del proyecto (Santos et al., 2020).

Santos, De la Colina y Valdés (2020) mencionan que:

La excentricidad accidental se asume como una distancia a incluir en la excentricidad de diseño, por las posibles variaciones en rigideces y masas en el momento del sismo. Los reglamentos de diseño prescriben que la excentricidad accidental se estima como un porcentaje (β) de la dimensión en planta del edificio (b) perpendicular a la dirección del cortante sísmico. (p. 57)

Con base en los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC Diseño de Sismo 2020), el cálculo de la excentricidad accidental en la dirección perpendicular al análisis en el i – ésimo entrepiso (e_{ai}) se estima con la Ecuación (1):

$$\left[\frac{0.05 + 0.05(i - 1)}{(n - 1)} \right] \times b_i$$

(1)

Donde:

n = número de pisos

i = i – ésimo entrepiso

b_i = dimensión de la planta de entrepiso. La cual se mide perpendicularmente a la dirección de análisis. El sub índice (i) indica la dimensión que corresponde al i – ésimo entrepiso

2.3. Introducción de la interacción dinámica suelo – estructura

Aguilar (1997) menciona que “evaluar la distribución de esfuerzos en la masa del suelo ante un incremento de carga, es una práctica común en el campo de la geotecnia” (p.1195)

Para evaluar la metodología de la interacción dinámica suelo – estructura (IDSE), debemos considerar el comportamiento dinámico de la masa del suelo “de un grado de libertad” e incorporarlo a un medio definido por elementos finitos.

El análisis IDSE consiste en estudiar los efectos cinemáticos e inerciales como un solo conjunto, los cuales son producidos en el sistema suelo – subestructura y superestructura. Esta metodología de estudio adquiere relevancia cuando se plantea su aplicación sobre suelos blandos, siendo el caso de la Zona III del Valle de la Ciudad de México.

La metodología IDSE se descompondrá en dos interacciones, cinemática e inercial.

Interacción cinemática: se define como la modificación del movimiento del suelo debido a la presencia de la cimentación (subestructura). Esto debido al contraste de rigideces entre el suelo y la cimentación. La presencia de la cimentación difracta y refracta el paso de las ondas sísmicas, modificando la respuesta de la superestructura ante el evento sísmico. Los factores que intervienen en la interacción cinemática son: propiedades de los suelos, tipo de cimentación y tipo de superestructura (Espinoza, 2018).

En análisis de la interacción cinemática, para estructuras esbeltas y de cimentación profundas, del modelo planteado en la presente investigación nos permitirá entender el efecto de cabeceo.

Interacción inercial: se define como las fuerzas y deformaciones que se producen en la subestructura (cimentación) producto de la inercia de superestructura (edificio) Considera que la excitación sísmica en la base (cimentación) de la superestructura es igual al movimiento de

campo libre. Por lo que las acciones en el suelo serían únicamente debido a las vibraciones de la superestructura. Produciendo un alargamiento del periodo fundamental de vibración, reducción de ductilidad de superestructura y se modifica el amortiguamiento (Espinoza, 2018).

El efecto de interacción del sistema suelo – estructura, puede modificar los parámetros fundamentales del mismo. Principalmente su forma de vibrar en las direcciones ortogonales de la estructura. La Norma NTC – Sismo Capítulo 3 (2020) menciona:

Las principales modificaciones son el alargamiento del periodo fundamental de vibrar, el cambio en el nivel de amortiguamiento y la modificación de la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico Q y el factor de reducción por comportamiento sísmico, función de T , Q' . Estas modificaciones generan variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro de diseño que deberán usarse durante el diseño de la estructura y su cimentación. (p. 38)

Se presentará en los siguientes apartados las bases que constituyen la interacción dinámica suelo – estructura cuyas metodologías se encuentran en el sub capítulo 8.2.3 de las Normas Técnicas Complementarias Diseño por Sismo (NTC Sismo) versión 2020.

2.3.1. *Sistemas de un grado de libertad*

El desplazamiento de una estructura debe ser controlado, por lo que se debe considerar su desempeño o nivel de daño para poder definir su desplazamiento de diseño. Siendo este el que trabaja en la estructura. Un desempeño adecuado de la estructura proporcionará una resistencia lateral adecuada. Este principio se define como Diseño Basado en Desplazamientos o DBD por sus siglas (Estructuras de Hormigón Armado, 2014).

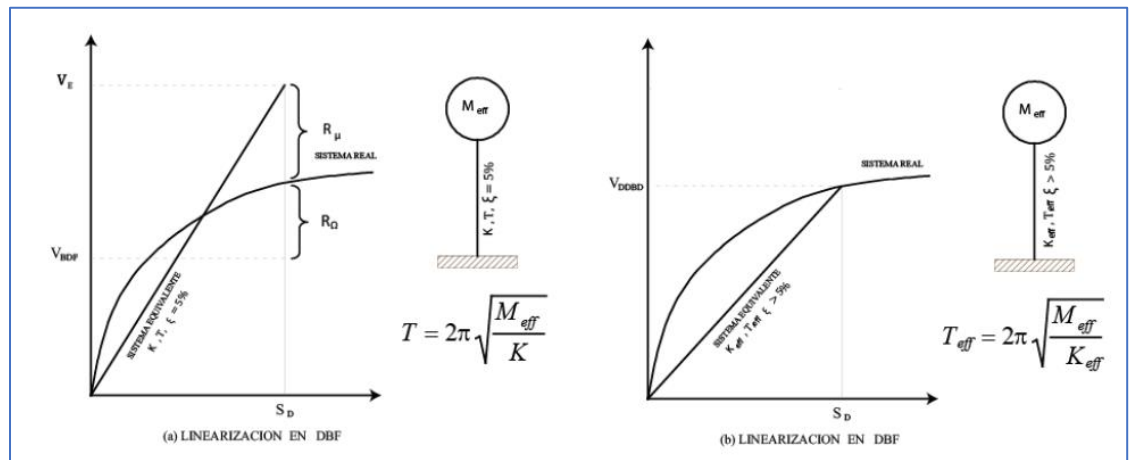
El método DBD se basa en los sistemas de un grado de libertad, ya que considera un sistema elástico equivalente. Este modelo asume que el primer modo de vibración provocará

mayores demandas y roturas plásticas en los elementos de conexión (viga – columna). La influencia de los otros modos de vibración se considerará a través de factores de amplificación dinámica para aquellos elementos que no formaran roturas plásticas o articulación flexible (NEC, 2014, p.71).

Un sistema de un grado de libertad (SDOF) es un sistema físico que puede ser descrito por una sola variable. Son sistemas simples y su modelamiento nos permite entender varios fenómenos físicos. El sistema de un grado de libertad sustituye a la estructura inelástica, cuando esta se encuentra en su máximo desplazamiento. Esta sustitución equivale a la aplicación de un amortiguamiento viscoso e histórico para la estructura real.

Ilustración 1

Diseño Basado en fuerzas (DBF) y Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DBD)



Nota. La ilustración representa las ecuaciones del periodo de vibración (T) para el Diseño Basado en fuerzas (DBF) y el periodo efectivo (Teff) para el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DBD). Adaptado de *Figura 6: Linealización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/desplazamientos)* [Ilustración], (p. 72), por Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014, Dirección de Comunicación Social MIDUVI. Obra de Dominio Público.

La respuesta dinámica del sistema de 1 GDL para el modelo estructural tendrá las siguientes consideraciones: A) comportamiento elastoplástico-perfecto; B) masa unitaria ($m=1$); C) porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ) de 5%; y D) coeficiente sísmico (c_y) de 0.40.

El modelo estructural se ubica en la zona III y corresponde al Grupo B, específicamente al subgrupo B2 (Arnal & Betancourt, 2005).

2.3.2. Propiedades dinámicas

Las propiedades dinámicas se definen como las características de un material o un sistema que determinan sus características ante fuerzas externas en función del tiempo. En este estudio, se plantea el análisis de un modelo estructural de hormigón de tres pisos, cuyas propiedades dinámicas analizar son: módulo de elasticidad dinámico y amortiguamiento.

Las propiedades dinámicas del edificio nos permitirán conocer su comportamiento a las fuerzas dinámicas externas, tales como sismo y viento. El modelo estructural estará sometido a los sismos de M 7.1 del 19-09-2017 registrado a 8 km al Noroeste de Chiautla de Tapia en Puebla y el de M 8.1 del 19-09-1985 registrado a 45 km al Noroeste en la Mira en Michoacán. Estos datos fueron extraídos de la SSN: Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geofísica, Servicio Sismológico Nacional, México. Extraído el 02 de agosto del 2023 desde <http://www2.ssn.unam.mx:8080/catalogo/>

Mientras que las propiedades dinámicas del suelo a obtener serán: velocidades de propagación y módulos elastodinámicos. Las velocidades de propagación se definirán a través de diagramas de velocidad vs profundidad, estimados para la zona III (Zona de Lagos). Dichos diagramas se establecieron a través de la instrumentación de cámaras triaxiales con transductores piezoeléctricos para medir la compresión triaxial CU de una muestra de suelo de

la zona del Lago. Al mismo tiempo, las velocidades de propagación nos permitirán definir los módulos elastodinámicos (Teran & Espinosa, 2008).

Estos ensayos de caracterización de las propiedades dinámicas del suelo se establecerán a través de ensayos de laboratorio de muestras de la zona del Lago y se correlacionarán con las propiedades dinámicas que se obtengan al simularse el modelo sobre la mesa vibradora.

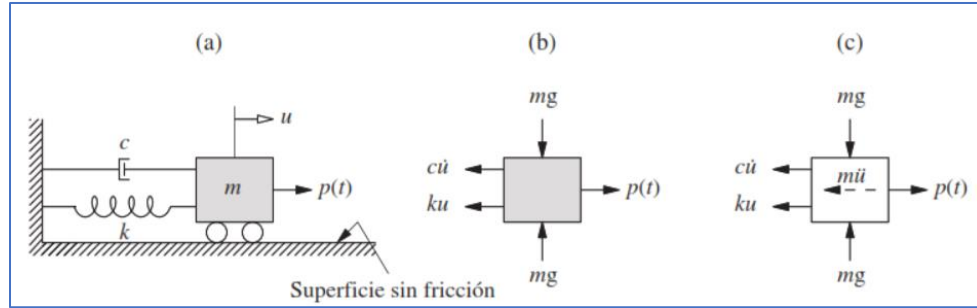
Las propiedades dinámicas de una estructura se definirán a través de modelos matemáticos. El modelamiento en el programa ETABS Ultimate versión 20.3.0 (1984 – 2022) permitirá realizar un análisis elástico lineal de modelo estructural sometido a cargas estáticas, dinámicas y de sismo.

2.3.2.1. Ecuación de equilibrio dinámico.

El IDSE considera el caso de una masa con un grado de libertad. En este fenómeno debemos considerar la aceleración, y por lo tanto la solución numérica será una ecuación diferencial de segundo orden. Se considera el sistema de estudio como el de masa – resorte – amortiguador. La dinámica de este sistema asume que el resorte y el amortiguador no tienen masa, que la masa es rígida y que el movimiento ocurre en dirección del eje x , lo que se traduce como un sistema de un grado de libertad (1GDL). En la Ilustración 2 (a), se define el sistema de 1GDL clásico.

Ilustración 2

Sistema masa – resorte - amortiguador



Nota. La ilustración representa el sistema masa – resorte – amortiguamiento y las fuerzas de influencia sobre la masa; así como la idealización del sistema idealizado de 1GDL. Adaptado de *Dinámica de Estructuras Figura 1.6.1 Sistema masa – resorte - amortiguador* [Ilustración], (p. 20), por A.K. Chopra, 2014, Pearson. Obra de Dominio Público.

En la ilustración 2 (b) se muestran las fuerzas que actúan sobre la masa rígida:

- Una fuerza externa $p(t)$
- Una fuerza de amortiguamiento en dirección u o en dirección x . Las ecuaciones (2) y (3) muestran esta fuerza.

$$F = -c \times \dot{u} \tag{2}$$

$$F = -c \times \dot{x} \tag{3}$$

Esta fuerza se considera como la de un amortiguador visco lineal, la cual se constituye por:

(\dot{u}) ó (\dot{x}), que es la velocidad en la dirección u o x

(c) constante de amortiguamiento visco lineal

- Una fuerza restitutiva del resorte en dirección u o en dirección x

$$F = -k \times u$$

(4)

$$F = -k \times x$$

(5)

Esta fuerza lateral se aplica para un sistema lineal, la cual se constituye por:

(u) ó (x), que es desplazamiento resultante en la dirección u o x

(k), rigidez lateral del sistema

La fuerza resultante $p(t)$ para el sistema masa – resorte -amortiguador a lo largo del eje x y con la aplicación de la Segunda Ley de Newton se tiene

$$\vec{a} \propto \frac{\sum \vec{F}}{m}$$

(6)

$$m \times \ddot{x} + k \times x + c \times \dot{x} = p(t)$$

(7)

Se considerará que la estructura sometida a un movimiento sísmico en su base, tendrá como respuesta una fuerza resultante $p(t)$ nula. Por lo que la ecuación (8) se reescribirá de la siguiente manera:

$$m \times \ddot{x} + k \times x + c \times \dot{x} = 0$$

(8)

2.3.3. Dinámica del suelo

Definir la dinámica de los suelos en el Valle de México, constituye un nivel de estudio complejo debido a que la naturaleza geológica y geotécnica son únicas a nivel de la región. Esto

debido a su heterogeneidad, sismicidad, origen lacustre, extracción de agua y hundimiento regional. Siendo este último aspecto una de las razones de la presencia de asentamientos y grietas en obras civiles generando a su vez daños en la infraestructura urbana. Por lo que es necesario ejecutar un análisis de la composición y características de los suelos, esto a través de pruebas de suelo y modelos geotécnicos.

En los últimos años, se ha ejecutado el monitoreo del hundimiento del suelo, en las zonas críticas (Zona de Lagos y Zona de Transición) para así mitigar los riesgos geotécnicos en estructuras ya construidas y para proyectos a futuro. Se busca garantizar la estabilidad de las mismas y la protección de infraestructura subterránea (servicios eléctricos e hidráulicos, así como las líneas del Metro).

Las propiedades dinámicas de los suelos controlan la respuesta que tendrán frente a un evento sísmico. Como se mencionó anteriormente las propiedades dinámicas de los suelos son: las velocidades de propagación (ondas de cuerpo y ondas superficiales) y los módulos elastodinámicos. Los principales parámetros que modelan la respuesta sísmica del suelo son el módulo de rigidez o llamado modulo dinámico (G), producto de las ondas de corte, y el amortiguamiento (ξ)

El módulo de rigidez o llamado modulo dinámico (G), se puede estimar en función de la velocidad de propagación de ondas de corte (S) y de la densidad (ρ) de la masa de suelo en análisis. Se presenta la Ecuación (9):

$$G = V_s^2 \times \rho$$

(9)

Siendo:

G: módulo de rigidez

Vs: velocidad de propagación de ondas de corte (S)

P: densidad del suelo

2.3.3.1. Efectos en el periodo y amortiguamiento del sistema.

Chopra (2014) define al amortiguamiento como:

El proceso mediante el cual la amplitud de la vibración libre disminuye de manera constante. En el amortiguamiento, la energía del sistema en vibración se disipa por diversos mecanismos y, con frecuencia, más de un mecanismo puede estar presente al mismo tiempo. (p.12)

En las estructuras los mecanismos de disipación de la energía que se pueden considerar son la fricción de la estructura y de los elementos no estructurales (paredes) y el cierre de las micro fisuras del hormigón. Por lo que la idealización de los sistemas de 1GDL nos permite describir matemáticamente estos mecanismos de disipación de energía. Como se describió en el capítulo [2.3.2.1. Ecuación de equilibrio dinámico](#) se muestra el sistema idealizado para 1GDL, que se utilizara para analizar el modelo de la presente investigación (Chopra, 2014a).

La determinación aproximada del periodo y amortiguamiento del sistema suelo – estructura se podrán obtener a través del uso de las ecuaciones del equilibrio dinámico, definidas por la NTC Sismo 2020.

El periodo efectivo del sistema se planteará con la siguiente ecuación:

$$\widetilde{T_e} = \sqrt{TE^2 + Th^2 + Tr^2}$$

(10)

Siendo:

\check{T}_e : periodo efectivo del sistema

TE: periodo de la estructura, es constante. Este valor es definido por la estructura

Th: periodo de vibración horizontal de la estructura

Tr: periodo de vibración por cabeceo de la estructura

El periodo de vibración horizontal de la estructura se define como:

$$Th = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \times \sqrt{\frac{We}{Kh}} \quad (11)$$

Siendo We, el peso efectivo de la estructura. Este parámetro estará en función de su i –ésimo modo. Por lo que su ecuación es la siguiente:

$$We = \frac{2 \times \pi}{TE} \quad (12)$$

Para el amortiguamiento crítico de la estructura se considerará de $\xi_0 = 5\%$. El amortiguamiento horizontal (ξ_h) y de cabeceo (ξ_r) que conforman el amortiguamiento efectivo (ξ_e) se definirán a través de las siguientes ecuaciones:

$$\xi_h = \frac{\pi \times Ch}{\check{T}_e \times Kh} \quad (13)$$

Siendo:

ξ_h : coeficiente de amortiguamiento para el modo de vibración horizontal del suelo

C_h : modo de vibración horizontal, para el coeficiente de amortiguamiento horizontal

\tilde{T}_e : periodo efectivo del sistema

K_h : rigidez del resorte elástico horizontal, para el modo de vibración horizontal

$$\xi_r = \frac{\pi \times C_r}{\tilde{T}_e \times K_r}$$

(14)

Siendo:

ξ_r : coeficiente de amortiguamiento para el modo de vibración por cabeceo del suelo

C_r : modo de vibración de cabeceo, para el coeficiente de amortiguamiento por cabeceo

K_r : rigidez del resorte elástico para cabeceo, para el modo de vibración por cabeceo

$$\tilde{\xi}_e = \xi_o \times \left(\frac{T_o}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\xi_h}{1 + 2 \times \xi_h^2} \times \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\xi_r}{1 + 2 \times \xi_r^2} \times \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2$$

(15)

Siendo:

$\tilde{\xi}_e$: amortiguamiento efectivo del sistema suelo – estructura elástica

T_o : periodo efectivo de la estructura

T_h : periodo de vibración horizontal de la estructura

T_r : periodo de vibración por cabeceo de la estructura

Las ecuaciones presentadas nos permitirán obtener el periodo efectivo del sistema suelo – estructura. De tal forma que podremos estimar el comportamiento del modelo sujeto a un evento sísmico considerando las deformaciones del suelo en la zona del Lago o denominada Zona III (NTC Diseño de sismo, 2020).

Ilustración 3

Ecuaciones del periodo y amortiguamiento para cimentaciones con pilotes

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_e}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta = \omega d / \beta_s \\ \eta_s = \pi d / 2H_s \\ \eta_p = 3.4 \eta_s / [\pi(1 - \nu_s)] \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8\zeta_s$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_h = 0.8\zeta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1 + \nu_s} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2} \right) \eta^{0.8}$; si $\eta > 1.5\eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Nota. La ilustración representa las ecuaciones para el periodo y amortiguamiento efectivos para cimentaciones profundas, pilotes. Adaptado de *Tabla 8.2.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes* [Tabla], (p. 84), por Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2020 NTC Diseño de Sismo, 2020, <https://smie.com.mx/smie-2022/archivos/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-diseno-sismo-2020.pdf>. Obra de Dominio Público.

2.3.3.2. Efectos en la ductilidad.

El efecto de la interacción en los sistemas genera reducciones con respecto a los valores de sobre resistencia y de ductilidad de la estructura. La Norma NTC Sismo 2020 establece la reducción de dos factores, el de comportamiento sísmico (Q') y el de sobre resistencia (R), los cuales se denominan como factores de las ordenadas espectrales. Se ha definido el modelo de estudio como una estructura regular, cimentada sobre un suelo blando. Las siguientes

ecuaciones y correcciones, establecidos en los sub capítulos **3.4 Factores de reducción de las ordenadas espectrales** y **3.5 Factor de sobre - resistencia** de la Norma NTC Sismo 2020 se aplicarán para el modelo en estudio:

Ilustración 4

Ecuaciones del factor de reducción por comportamiento sísmico Q'

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

Nota. La ilustración presenta las ecuaciones del factor de reducción por comportamiento sísmico Q' . Adaptado de 3.4 *Factores de reducción de las ordenadas espectrales* [Ecuaciones], (p. 39), por Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2020 NTC Diseño de Sismo, 2020, <https://smie.com.mx/smie-2022/archivos/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-diseno-sismo-2020.pdf>. Obra de Dominio Público.

Donde:

Q' : factor de reducción sísmico, en función del periodo del sistema estructural (T)

Q: factor de comportamiento sísmico. Provisto por el ingeniero estructural

β : factor de reducción considera el amortiguamiento suplementario (> 0.05) por efectos de interacción suelo – estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso

k: relación de los desplazamientos máximos del terreno vs los desplazamientos de la estructura. Este parámetro define la caída de la rama del espectro de respuesta

T: periodo natural del sistema estructural

Ta y Tb: periodos característicos, que definen la extensión de la meseta del diagrama del espectro de respuesta

P: variable

El modelo en análisis está constituido por un sistema de columnas y vigas conformados por nudos rígidos, de ductilidad media ubicado sobre la zona III. Se considerará que los elementos estructurales fallaran por flexión. Utilizando la Tabla 4.2.1 “Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límites para estructuras de concreto ⁽¹⁾” de la Norma NTC Sismo 2020 se definirán los factores de comportamiento sísmico (Q) y las distorsiones límites (γ_{\max}).

Tabla 1

Valores del factor de reducción por comportamiento sísmico Q' y distorsiones límites de estructuras de concreto

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{\max}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
9 de junio de 2020 GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO 43				
ii) Marcos de elementos prefabricados	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015

Nota. La tabla presenta los valores de del factor de comportamiento sísmico Q y de las distorsiones límite para estructuras de concreto. Adaptado de *Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto* [Tabla], (p. 42 y p.43), por Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2020

NTC Diseño de Sismo, 2020, <https://smie.com.mx/smie-2022/archivos/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-diseno-sismo-2020.pdf>. Obra de Dominio Público.

Se debe considerar que el valor de Q' podrá ser mayor que Q , esto depende de que el valor de k sea menor a 1. Siendo que este fenómeno ocurre en estructuras cuya cimentación se encuentra localizada sobre suelo blando.

El factor de sobre resistencia (R) se determinará con la siguiente ecuación:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

(16)

Donde:

R : factor de sobre resistencia

k_1 : factor de corrección por hiper elasticidad. Este factor esta entre los rangos de 0.8 a 1.25. Dependiendo del número de crujías resistentes al sismo se establecerá el valor de k_1 , a continuación, se detallan los valores:

0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis

1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis

1.25 para los sistemas estructurales duales

El valor de R_0 , factor básico de sobre resistencia del sistema estructural, dependerá del factor de comportamiento sísmico (Q). Este factor podrá ser:

2.0: para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplan con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor.

1.75: para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3

La determinación de k_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, dependerá de la siguiente ecuación

$$k_2 = 0.5 \times \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

(17)

2.4. Reducción de matrices dinámicas: modelo numérico

En base al Capítulo 8 “Interacción Suelo – Estructura” de las NTC – Sismo 2020, se considerará los efectos de interacción inercial para el modelo en análisis desplantado sobre la zona III.

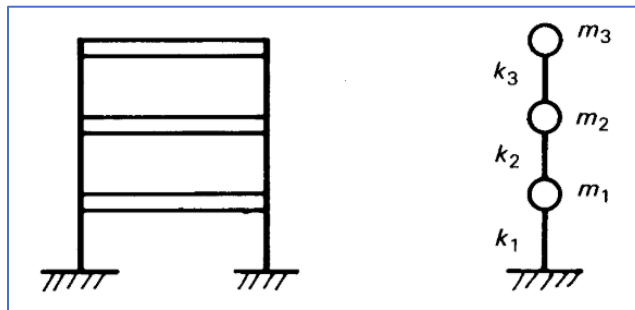
Los sistemas estructurales responden en un primer momento al efecto de cargas gravitacionales verticales, en un segundo momento se someterá al efecto de la carga o excitación sísmica. Produciendo el fenómeno de movimiento vibratorio y generando cargas dinámicas que actuaran en diferentes direcciones. La componente horizontal se considera la más crítica, debido al empotramiento producto de la cimentación.

Aplicando la metodología de la interacción dinámica suelo – estructura (IDSE), el sistema se convertirá en un sistema simple de 1GDL. El cual está conformado por una masa – resorte – amortiguador.

Sin embargo, Meli (2002) menciona que “en su mayoría las estructuras no se prestan para ser idealizadas como un sistema de un grado de libertad, pero pueden suponerse compuestas por una serie de masas concentradas unidas por resortes” (p.432), por lo que el modelo tendrá la siguiente representación para los tres grados de libertad.

Ilustración 5

Sistema de varios grados de libertad de un edificio



Nota. La ilustración representa un sistema de tres grados de libertad. Adaptado de *Diseño Estructural Figura 6.14. – Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad* [Figura], (p. 432), por R. Meli, 2001, Limusa. Obra de Dominio Público.

En consecuencia, para la solución de las matrices de rigidez y masa del sistema, se deberá realizar una reducción de las dimensiones de estas matrices. Esto con el fin de determinar las frecuencias naturales y modos normales, en una solución característica más manejable.

La metodología de análisis para reducir este problema dinámico, es el de condensación dinámica propuesto por Paz (1984, 1985), el cual es una ampliación de la metodología de condensación estática. La condensación dinámica realiza una idealización del modelo a base de masas y resortes, de tal forma que se cumple la hipótesis descrita por Meli (2001).

CAPÍTULO 3. HISTORIA GEOTÉCNICA DEL VALLE DE MÉXICO

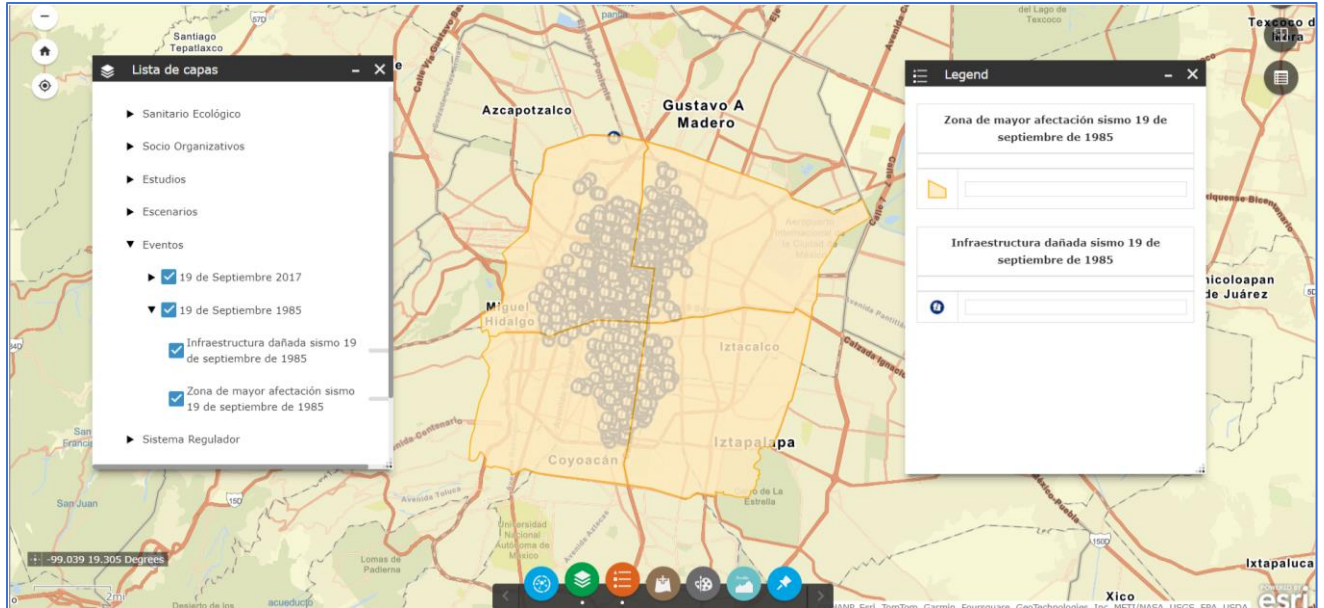
3.1. Sismicidad de la cuenca del Valle de México

Al enfocarnos en los sismos de magnitud $M_s = 8.10$ del 19 de septiembre de 1985 y del 19 de septiembre del 2017, de magnitud $M = 7.1$, podemos analizar que el primero liberó una energía sísmica 32 veces mayor al sismo del 2017. Sin embargo, el epicentro del sismo de 1985 estaba localizado en las costas del Estado de Michoacán, la cual se encuentra a una distancia de 400 km de la Ciudad de México. En contraposición con el sismo del 2017, cuyo epicentro se localizó en los estados de Puebla y Morelos (8 km al noroeste de Chiautla de Tapia, Puebla); a una distancia de 190.6 km de Ciudad de México. Por lo que el efecto de las ondas sísmicas del 2017 fueron más violentas (Cruz et al., 2017).

Los registros obtenidos del sismo del 19 de septiembre de 1985, permitió tomar en consideración los efectos que produjo este evento sobre estructuras de esta ciudad. Se muestra que la magnitud del sismo de $M_s 8.1$ afectó principalmente a las edificaciones que yacían sobre la Zona del Lago. En la Ilustración, tomada del Atlas de Riesgos de la Ciudad de México se presenta las zonas afectadas e infraestructuras.

Ilustración 6

Zona de mayor afectación del sismo del 19 de septiembre de 1985

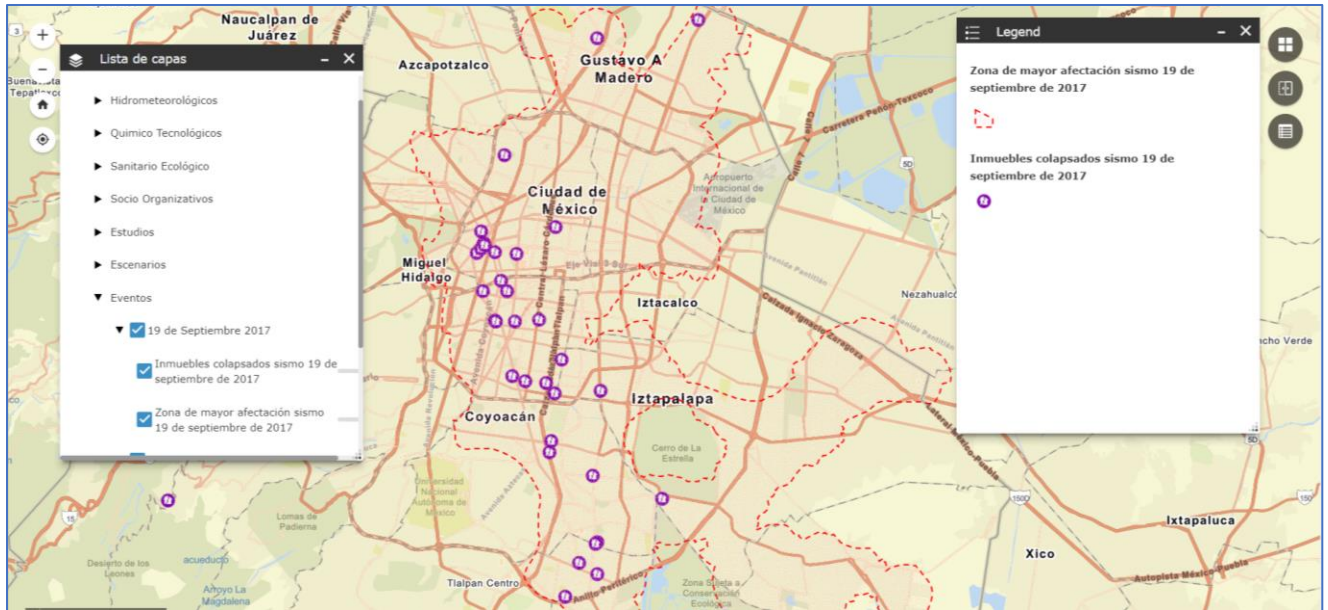


Nota. La ilustración representa las infraestructuras afectadas de la Ciudad de México producto del sismo del 19 de septiembre de 1985, las principales afectaciones se presentan en la zona de Lagos (Zona III). Adaptado de Atlas de Riesgos: Eventos: Zona de mayor afectación sismo 19 de septiembre de 1985 [Mapa], por Secretaria de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil SGIRPC, 2024, <https://www.atlas.cdmx.gob.mx/analisisn2/>, Obra de Dominio Público.

El sismo del 19 de septiembre del 2017, de magnitud $M = 7.1$, mostro que dentro de los puntos de mayor riesgo sísmico se encuentra las siguientes alcaldías: Venustiano Carranza, Iztapalapa, Tlalpan y Xochimilco. Donde se registraron edificaciones colapsadas o que presentaron daños. Como zona de estudio se seleccionó la alcaldía Benito Juárez, específicamente la zona Narvarte Poniente. Pese a no tener información en el Atlas de Peligros y Riesgos; es posible analizar su respuesta sísmica a través de los registros sísmicos de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM) para los sismos de septiembre de 1985 y del 2017. En la Ilustración se presentan las zonas afectadas.

Ilustración 7

Zona de mayor afectación del sismo del 19 de septiembre de 2017



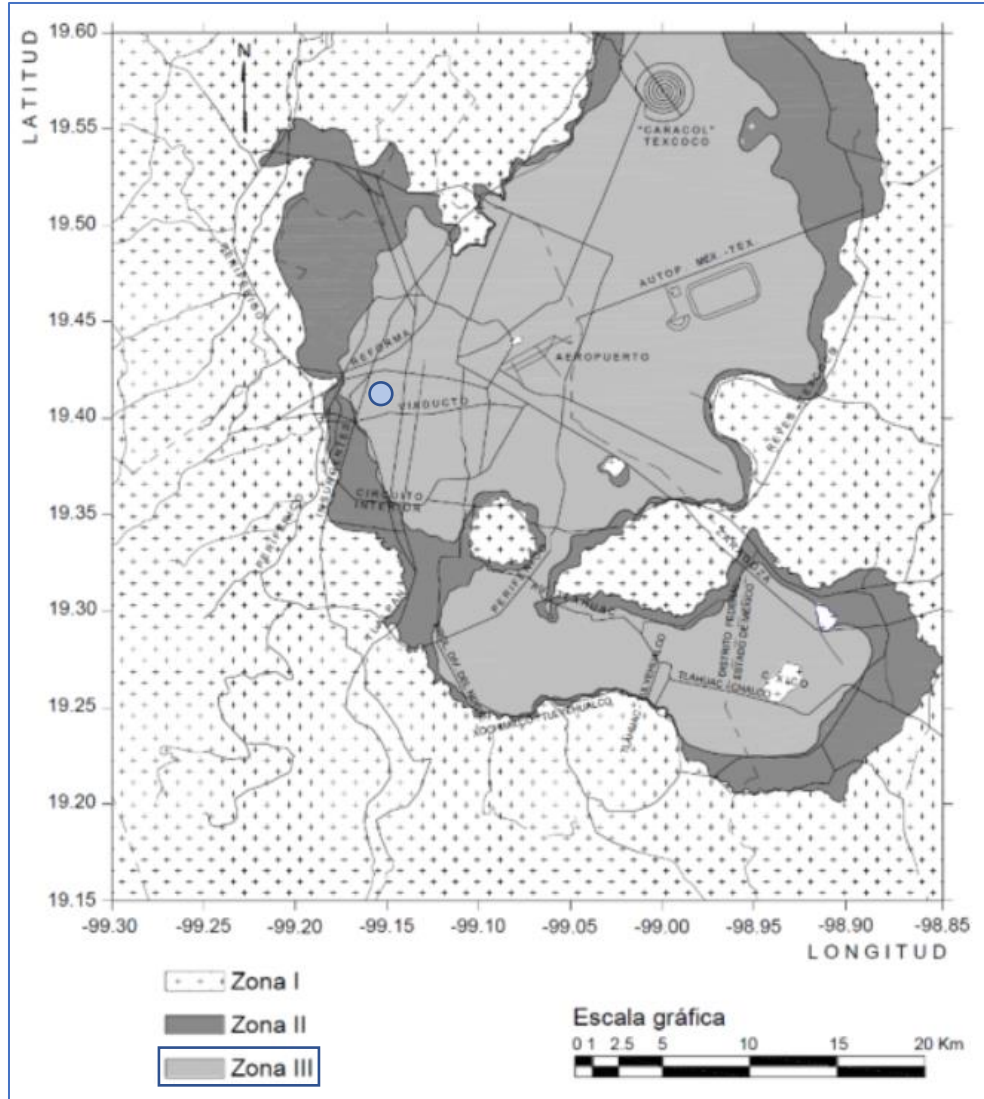
Nota. La ilustración representa las zonas de mayor afectación de la Ciudad de México producto del sismo del 19 de septiembre de 2017, se selecciona la Alcaldía Benito Juárez localizada en la parte central de CDMX y que se encuentra sobre la zona de Lagos (Zona III). Adaptado de *Atlas de Riesgos: Eventos: Zona de mayor afectación sismo 19 de septiembre de 2017* [Mapa], por Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil SGIRPC, 2024, <https://www.atlas.cdmx.gob.mx/analisisn2/>, Obra de Dominio Público.

3.1.1. Zonificación sísmica de la ciudad de México

El sismo de 1957 permitió la zonificación del suelo y dividirlo en tres zonas para la prevención de diseño sísmico. Según el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de la Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y acciones para el diseño Estructural de las Edificaciones (NTC 2023) la Ciudad de México se divide en las siguientes zonas: I (Lomas, suelo firme), II (Transición, suelo intermedio) y III (Lago, suelo blando). La Ilustración 5 permitirá ubicar la zona de ubicación del proyecto en estudio.

Ilustración 8

Zonificación Sísmica del Valle de la Ciudad de México 2023



Nota. La ilustración representa la zonificación de la Ciudad de México y se ubica la zona III de Lagos. Adaptado de *Figura 2.2.2 - Zonificación Geotécnica [Mapa]*, (p. 16), por Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 2024, NTC Cimentaciones, Obra de Dominio Público.

Después de este evento sísmico, se decidió modificar los coeficientes sísmicos al usar como base los sismos más desfavorables. Se utilizó un modelo unidimensional de propagación de ondas de corte (ondas S) para definir los efectos de amplificación dinámica generados por los suelos lacustres; es decir, las arcillas lacustres que formaban al antiguo Lago Texcoco.

A partir de este estudio y rectificación del Reglamento para las Construcciones, se implementó que para cada zona geotécnica se use un espectro de diseño sísmico.

Pérez – Rocha et al. (1997) mencionan lo siguiente:

En efecto, es la primera vez que en los reglamentos mexicanos se considera la reducción de las ordenadas espectrales de diseño en función del periodo dominante del sitio. La variación de las máximas ordenadas espectrales en cada sitio con su periodo de vibración más largo presenta reducciones significativas para periodos cortos y largos con respecto al periodo característico de $T_s = 2$ s. Por su carácter innovador, las disposiciones reglamentarias correspondientes se basaron en modelos simplificados que condujeron a recomendaciones particularmente sencillas, las cuales son aplicables solamente a las zonas II y III.

3.2. Estratigrafía de la Cuenca de México

La estratigrafía de la Cuenca de México está conformada por depósitos lacustres. En base a estudios realizados por Bryan (1948), Zeevaert (1953), Foreman (1955) y Marsal y Mazari (1959). Sin embargo, para definir la estratigrafía destacan solamente los estudios ejecutados por Zeevaert, Marsal y Mazari ; los cuales han establecido 8 formaciones principales que conforman la estratigrafía general del Valle de la Ciudad de México (Diaz, 2006).

Tabla 2

Estratigrafía general del Valle de la Ciudad de México

Formación	Profundidad (m)	Espesor (m)	w (%)	Litología
Azteca	N/D	N/D	N/D	N/D
Teotihuacan	N/D	N/D	N/D	Relleno
Zacatenco	N/D	N/D	N/D	N/D
Totalzingo	5 - 6	1	50 - 100	Ceniza alterada y arena
Barrilaco	6 - 7	1	100	Arcilla y arena con pómez y caliche.
Becerra	7 - 8.3	1.3	60 -100	Arena, arcilla y arena pumítica
Tacubaya	8.3 - 33	24.7	200-500	Limo arcilloso, ceniza alterada e inalterada, microfósiles
Tarango	33 - 80	47	30 -300	Depósitos aluviales y lacustres de grava, arena y limo arcillosos

Nota. La tabla representa estratigrafía general de la Ciudad de México de los depósitos lacustres. Adaptado de *Tabla 1:*

Estratigrafía general de la ciudad de México [Tabla], (p. 116), por J.A. Díaz, 2006,

https://www.scipedia.com/public/Rodríguez_2006a, Obra de Dominio Público.

La Ciudad de México al estar ubicada sobre un antiguo lago, posee propiedades únicas. Entre ellas el contenido de agua (w%) que fluctúan entre 150 a 350% y pueden llegar a valores superiores al 400%, índice de plasticidad (IP) superior al 300% y el índice de compresión (Cc) puede tener valores de 10, siendo que el valor característico para los suelos es menor a 1 (Díaz, 2006).

Adicional la región es considerada de alta sismicidad, esto se puede observar a través de los diferentes eventos sísmicos y los cuales han sido registrados en estaciones de instrumentación sísmica. Los cuales son forman parte del catálogo de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM).

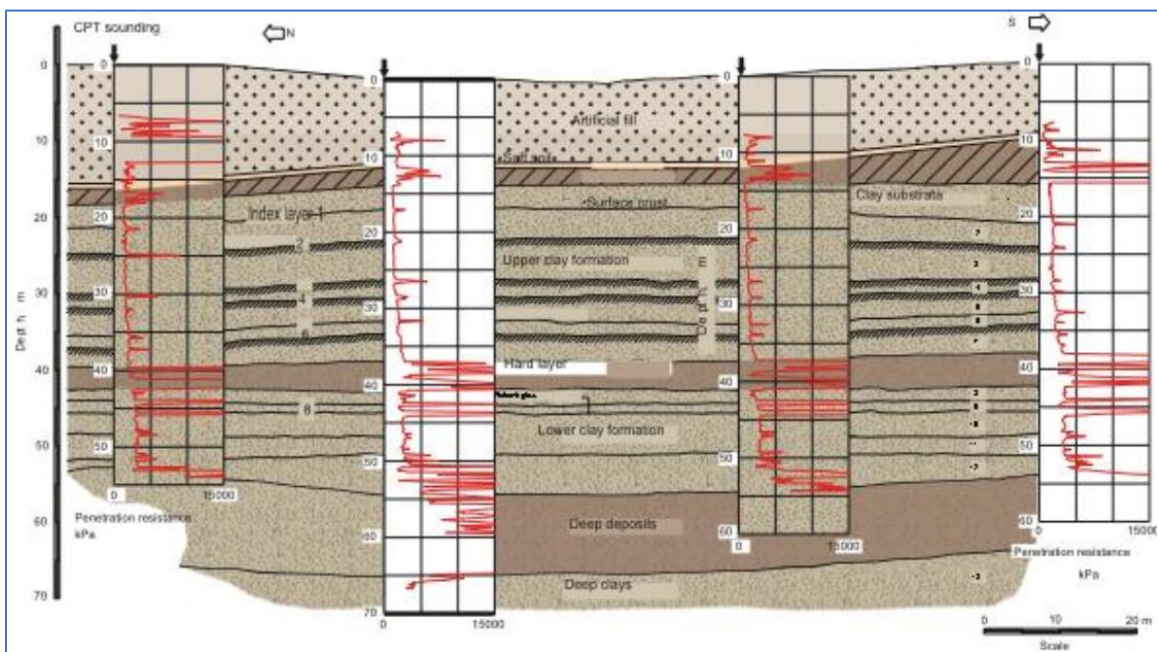
Como menciona Martínez-González, J. A., Ovando-Shelley, E., Sánchez-Sesma, F. J., & Lermo, J. (2015) en la zona de Lagos las características estratigráficas la constituyen las siguientes capas:

- a) Parte superior lo conforman escombros arqueológicos y relleno
- b) Costra de arcillas limosas secas de baja plasticidad

- c) Formación de arcilla superior (FAS) con suelos más compresibles
- d) Primera capa dura con una profundidad de 40 m constituida por arenas, arenas con grava y lentes delgadas de arcillas limosas más suaves
- e) Formación de arcilla inferior (FAI) de 10 m de espesor
- f) Depósitos profundos, conformados por limos consistentes y limos arenosos intercalados con arcillas duras. Las cuales se localizan en la base de la columna de la estratigrafía igual o mayor a 50 m de profundidad.

Ilustración 9

Sección transversal de un perfil estratigráfico de la zona de Lagos.



Nota. La ilustración representa estratigrafía general de la zona de Lagos de la Ciudad de México. Adaptado de *Figura 1. Sección transversal de las características estratigráficas generales de la zona de lago* [Ilustración], (p. 2), por J.A. Martínez, E. Ovando, F.J. Sánchez y J. Lermo, 2015, https://www.researchgate.net/profile/Jose-Martinez-Gonzalez-2/publication/286522828_SUBSIDENCIA_REGIONAL_Y_RESPUESTA_SISMICA_EN_CUADRO_DE_MEXICO_EL_SISMO_DE_EL_19_DE_SEPTIEMBRE_1985_Ms_81_HOY/links/59346374a6fdcc89e7eb9202/SUBSIDENCIA-REGIONAL-Y-

RESPUESTA-SISMICA-EN-CIUDAD-DE-MEXICO-EL-SISMO-DEL-19-DE-SEPTIEMBRE-1985-MS-81-HOY.pdf, Obra de Dominio Público.

El ensayo de penetración de cono (CPT), permitió definir los perfiles que conforman la estratigrafía de la zona de Lagos, obteniéndose una resistencia a la punta del penetrómetro del ensayo (q_c) de 15 a 22 kg/cm² y una velocidad de onda de propagación V_s de 7.5 m/s. Considerándose que la resistencia a penetración dependerá del esfuerzo local histórico en la masa del suelo, principalmente a las estructuras históricas previas que interactuaron con el suelo y de la presión de poros; la cual puede disminuir debido al bombeo de acuíferos subterráneos. La granulometría de la zona se clasifica como limo arcilloso con poca presencia de arena, exceptuando un contenido de arena que puede llegar al 50% (Diaz, 2006; Martinez et al., 2015).

CAPÍTULO 4. MODELOS EXPERIMENTALES DE ESTUDIO

4.1. Diseño del modelo experimental de estudio

Para este trabajo se compararán las características de dos modelos físicos: uno con base rígida y el otro con interacción dinámica suelo – estructura.

4.1.1. *Prototipo de estructura regular de tres pisos*

Se considero un espécimen estructural que simulara un edificio de tres pisos con una base de madera y planchas acrílico sólido. Las cuales permiten simular las losas de la estructura y las columnas cuadradas serán de policarbonato sólido.

Con base en lo establecido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se debe considerar un amortiguamiento para un edificio alto menor al 5% para sistemas estructurales convencionales (NTC Diseño de sismo, 2020), sin embargo, en la presente investigación se medirá el amortiguamiento real que posee el modelo.

El modelo en análisis es el de una estructura regular, que cumple con los parámetros establecidos en el Sub capítulo 5.1 “Estructura regular” de la NTC Diseño de sismo.

El modelo físico es representativo de un edificio constituido por columnas y losas planas. Las columnas son de policarbonato solido marca Lexan y las losas son de placas de acrílico. Las alturas de entrepiso son de 30.5 cm y se tienen espesores de losa de $\frac{1}{4}$ ” (6.35 mm). Por lo que la altura total del modelo es de 93.41 cm.

Ilustración 10

Modelo en análisis



Nota. La ilustración representa el modelo en análisis de tres pisos con elementos de policarbonato sólido y acrílico.

4.1.1.1. Descripción de materiales

En la tabla 3 se presentan las propiedades de los materiales con los cuales está construido el modelo físico, las cuales fueron obtenidas de fichas técnicas, de los materiales.

Tabla 3

Propiedades de los elementos del sistema estructural

Elementos	Material	γ (kgf/m ³)	E (kgf/cm ²)	ν (1)
Columnas	Lexan	1200	25000	0.37
Losas	Acrílico	1190	31627	0.37

Nota. La tabla presenta las propiedades de los elementos que constituyen el modelo de tres pisos. Adaptado de *Tabla 5.1 Propiedades de los materiales* [Tabla], (p. 42), por Estudio del comportamiento dinámico torsional de un modelo <http://132.248.9.195/ptd2020/agosto/0802925/Index.html>. Obra de Dominio Público.

4.1.2. Montaje y construcción del sistema interacción dinámica suelo - estructura

El modelo estructural regular posee un número finito de grados de libertad, siendo denominado como un sistema simple de varios grados de libertad (VGDL). Sin embargo, al aplicarse el concepto IDSE, el modelo analizado puede ser idealizado de manera simplificada como un sistema de 1GDL. Por tal razón el modelo de tres niveles, se convertirá en un oscilador de 1GDL (Chopra, 2014a, 2014c).

El sistema de 1GDL clásico idealizado consiste en un sistema masa – resorte y amortiguamiento.

Se considerara los siguientes supuestos: el amortiguador no posee masa, la masa es rígida (edificio) y el movimiento se desarrollará en la dirección del eje x sobre una superficie sin fricción (Chopra, 2014a).

Para simular la interacción con el suelo se le añadió al modelo un sistema de correderas, ruedas de poliuretano y 4 resortes en la base y orientados en la dirección transversal del edificio. Las correderas tienen el objetivo de impedir el efecto de volteo, por lo que el modelo estará restringido para movimiento vertical, el volteo y la torsión, con lo que el problema se simplifica y solo se permite el movimiento horizontal.

4.1.3. Caracterización de los resortes de traslación

El comportamiento dinámico de un sistema suelo – estructura (IDSE) considera la rigidez de los resortes. Con lo que se representa la flexibilidad del suelo donde se encuentra desplantado la cimentación de la estructura. Se debe considerar que el análisis más importante será la capacidad de deformación ante cargas dinámicas externas, tales como sismo o vibraciones (Tena, 2019).

Para el planteamiento y análisis IDSE del presente trabajo de investigación, se implementaron 4 resortes en el modelo físico, de tal forma que se consideró para la interacción suelo – estructura del modelo, un sistema de resortes identificado como resortes de traslación.

El material más común utilizado para la manufactura de resortes de extensión en México, es el acero al carbón o denominado alambre de piano (ASTM A228). Este alambre se caracteriza por poseer un alto contenido en carbono, por lo que pueden soportar mayor resistencia a la tensión y a esfuerzos generados por cargas repetidas (Budynas & Nisbett, 2008; Gomez, 2016).

La caracterización de la rigidez de los resortes o constante de resorte (k) se obtuvo a través de la aplicación de la Ley de Hooke. Donde se incorporó masas calibradas, que luego fueron transformadas en fuerzas (F). la aplicación de estas fuerzas genero estiramiento vertical al resorte, produciendo una deformación longitudinal (x). Se considera que la fuerza que se ejerce es proporcional al alargamiento que sufre el resorte en la dirección x .

La ecuación aplicada fue la siguiente:

$$k = \frac{F}{x}$$

(18)

Las características físicas del resorte y los valores experimentales de rigidez se presentan en la Tabla 4:

Tabla 4

Características del resorte de extensión (ASTM A228)

Resorte N°:	1	
Tipo de resorte =	Extensión	
Material =	Alambre de piano	
Especificación =	ASTM A228	
Características		
E =	3.00E+07	psi
E =	2109171.39	kg/cm ²
Lo =	6.5	cm
Lo =	0.065	m
Lf =	24.5	cm
Lf =	0.245	m

Nota. La tabla anexada representa las propiedades y características del resorte de extensión.

Ilustración 11

Resorte de extensión N°1



Nota. La ilustración representa el resorte de extensión, que se acoplo al modelo de tres pisos con elementos de policarbonato sólido y acrílico.

Tabla 5

Valores experimentales de rigidez y elongación

Ensayo	Fuerza	Desplazamiento relativo	Desplazamiento Total	Fuerza Total	k
N°	(kgf)	(cm)	(m)	(kgf)	N/m
0	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
1	5.53	0.00	0.000	5.53	0.00
2	10.02	3.80	0.038	4.48	117.98
3	14.81	8.20	0.044	4.80	109.02
4	19.30	12.40	0.042	4.48	106.74
5	23.32	17.00	0.046	4.02	87.44

Nota. La tabla anexada representa los valores de la constante de elasticidad (k), la deformación (x) y los valores de las fuerzas (F) a las que el resorte se sometió de forma experimental.

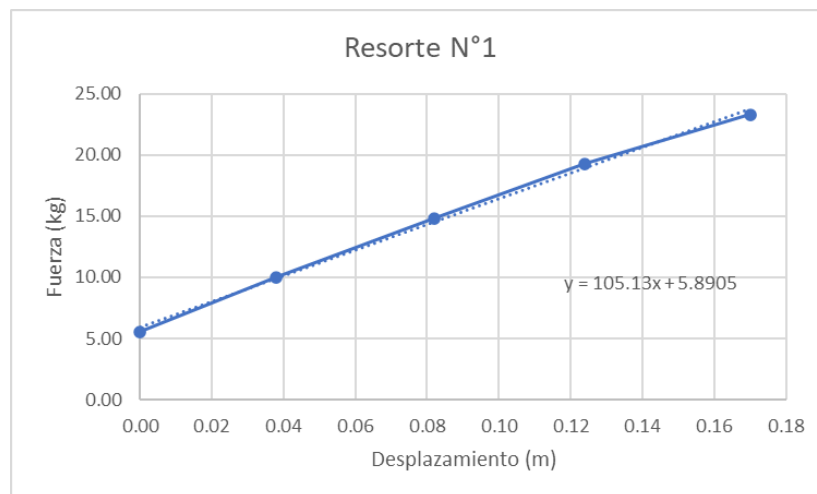
Ilustración 12

Ensayo de constante de elasticidad “k”



Nota. La ilustración anexada representa el ensayo de la constante de elasticidad (k), bajo condiciones controladas de laboratorio.

Ilustración 13



Nota. La ilustración anexada representa los valores experimentales graficados, donde el sistema de ejes en x representa la deformación longitudinal vertical (en m) y el eje vertical en y representa la fuerza F (en N).

La pendiente de la recta, es la constante elástica k del resorte. Después de analizar los valores de la rigidez (k), se estima que la rigidez promedio es de 105.30 N/m (10.73 kgf/m).

4.1.3.1. Sistema de rigidez en serie

Al evaluar la respuesta dinámica del modelo se contemplará que este se divide en dos secciones. La primera sección constituirá todos los elementos estructurales que yacen sobre la losa de cimentación y aquellos elementos estructurales bajo la losa de cimentación, incluyendo los resortes de tracción representan el sistema suelo. Por lo que las rigideces de estas dos secciones estarán conectadas en serie. Aplicando la teoría de resortes en serie, relacionaremos las rigideces individuales de los elementos que componen el sistema: prototipo de la superestructura, cimentación y suelo. De tal forma, que se podrá definir una rigidez global o total equivalente que corresponde al primer modo fundamental de vibración de modelo. Donde las fuerzas inerciales tienen la misma dirección (Richart et al., 1970).

Por lo tanto, la constante elástica del resorte o rigidez total del sistema para el primer modo fundamental de vibración es:

$$K_{Global} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i}} \quad (19)$$

Al descomponer la sumatoria de las rigideces, se obtiene la siguiente ecuación:

$$K_{Global} = \frac{1}{\frac{1}{K_E} + \frac{1}{K_C} + \frac{1}{K_S}} \quad (20)$$

Donde:

K_{Global} : rigidez global o total del sistema para el modo fundamental de vibración

K_E : rigidez de la superestructura o de la estructura

K_C : rigidez de la cimentación

K_S : rigidez del suelo de cimentación

El valor de K_{Global} se determinará a través de la excitación del modelo en la dirección X.

Mientras que el valor de K_E deberá estimarse a través de la ecuación de frecuencia angular (ω).

La ecuación relaciona un elemento masa (m) y la rigidez del resorte (K), que representa las fuerzas internas y capacidad del elemento para almacenar energía potencial.

$$\omega = \sqrt{\frac{K_E}{m_E}}$$

(21)

Despejando K_E de la ecuación de frecuencia angular (ω), el valor de K_E se describirá de la siguiente forma:

$$K_E = \omega^2 \times m_E$$

(22)

Sabiendo que el periodo fundamental de la estructura (T_E) es la inversa de la frecuencia, la cual está relacionada con la frecuencia angular (ω), se deberá sustituir el valor de la ecuación de frecuencia angular (ω).

$$T_E = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T_E = 2\pi \times \sqrt{\frac{m_E}{K_E}}$$

$$K_E = \frac{W_E}{g} \times \left(\frac{2\pi}{T_E}\right)^2$$

(23)

La ecuación de rigidez para la estructura, también se aplicará para definir la rigidez del suelo (K_S).

Al analizar los componentes de la ecuación del valor de K_{Global} tendremos como únicas incógnitas las rigideces de la cimentación (K_C) y del suelo (K_S).

Aplicando la hipótesis idealizada de que la cimentación es rígida, esta será inquebrantable y no tendrá deformaciones bajo las cargas aplicadas. Por lo tanto, la presión del suelo debajo de la cimentación será constante en toda la superficie y el valor de rigidez de la cimentación (K_C) es cero.

Finalmente, la ecuación de la rigidez global del sistema para el primer modo fundamental de vibración es:

$$K_{Global} = \frac{1}{\frac{1}{K_E} + \frac{1}{K_S}}$$

(24)

4.2. Características de la mesa vibradora

La mesa vibradora a utilizarse para la aplicación de este modelo en análisis se encuentra ubicada en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería UNAM. Las características de la mesa vibradora son las siguientes:

- Conformado por tres sistemas: mecánico, hidráulico y electrónico
- Plataforma móvil de 2 X 2 m, con un espesor de 6 mm en sus láminas de triplay de pino. Tiene una capacidad de resistencia de pesos de modelos de 12.5 kPa.

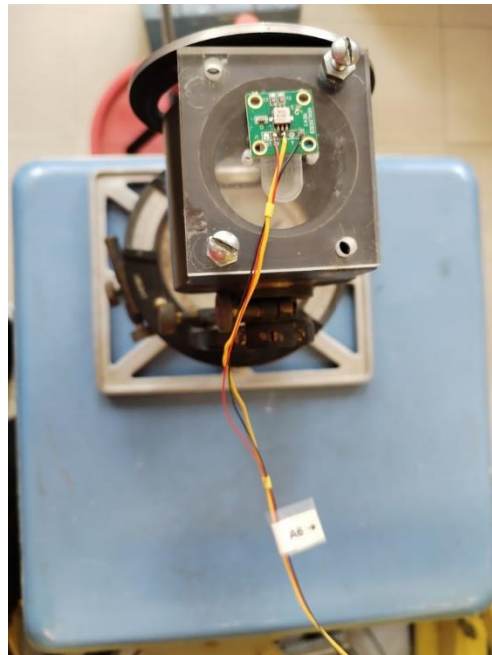
El programa que utiliza la mesa vibradora para imprimir los resultados es el Servocontrol, sin embargo, para la lectura de los resultados se deberá implementar el programa LABVIEW de National Instruments.

4.2.1. Calibración de los acelerómetros

Para medir la respuesta de la estructura se utilizarán acelerómetros tipo MEM modelo ADXL 203 EB, los cuales permitirán tener los registros de aceleración en puntos de control determinados. Su ficha técnica menciona que estos pueden medir la aceleración dinámica (vibración) y estática (gravedad). Los rangos de medición de la aceleración están en una escala de ± 1.7 g, ± 5 g o ± 18 g.

Ilustración 14

Acelerómetros modelo ADXL 203 EB



Nota. La ilustración representa los acelerómetros tipo MEM modelo ADXL 203 EB, que se encuentran en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería UNAM.

Para obtener la respuesta de aceleración y desplazamiento del modelo de interacción dinámica (IDSE) y el modelo de base rígida, se requirieron un total de 8 acelerómetros. Por lo que se realizó la metodología de calibración dinámica para cada acelerómetro.

La metodología de calibración dinámica, requiere de un ángulo en grados y de un voltaje (Volts). Con estos valores podemos definir los valores de línea de tendencia, la cual se grafica con respecto a la relación de aceleración (m/s^2) Vs voltaje (Volts). Esta calibración permite tener una amplia gama de vibraciones.

Los equipos utilizados para la calibración de los acelerómetros fueron los siguientes:

- Base niveladora: plataforma que permite la nivelación horizontal de la estación total. Posee 4 tornillos niveladores.
- Teodolito: instrumento mecánico – óptico, que permite obtener ángulos horizontales y verticales. Los valores de los ángulos se registran en dos limbos o discos graduados, tanto en sentido vertical como horizontal. adicional en su base posee dos niveles rectangulares en sentido horizontal y vertical.

Ilustración 15

Teodolito de calibración del Instituto de Ingeniería UNAM

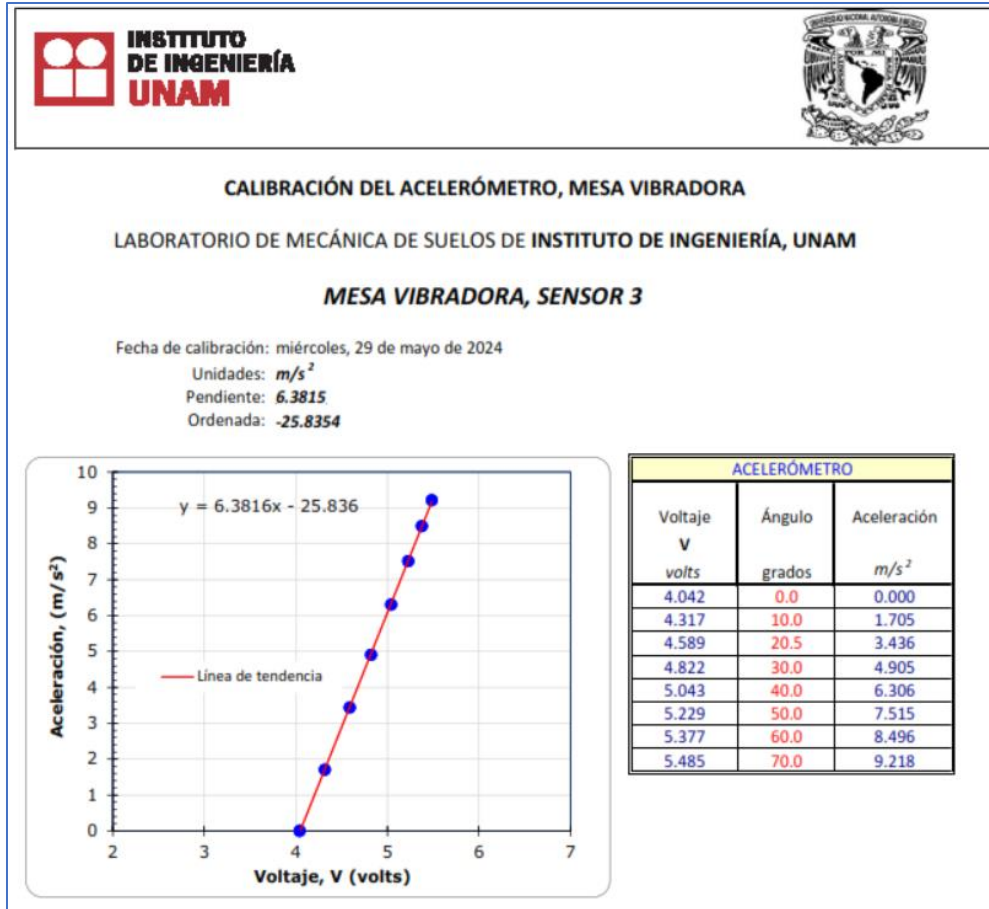


Nota. La ilustración representa el teodolito de calibración para su uso en los acelerómetros tipo MEM modelo ADXL 203 EB, esta instrumentación de calibración dinámica se encuentran en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería UNAM.

A continuación, se presenta los valores de calibración dinámica y su respectiva grafica para el acelerómetro A6.

Tabla 6

Calibración dinámica del acelerómetro A03



Nota. La gráfica y tabla anexadas representa los valores de calibración para el acelerómetro A3 aplicada por Instituto de Ingeniería UNAM.

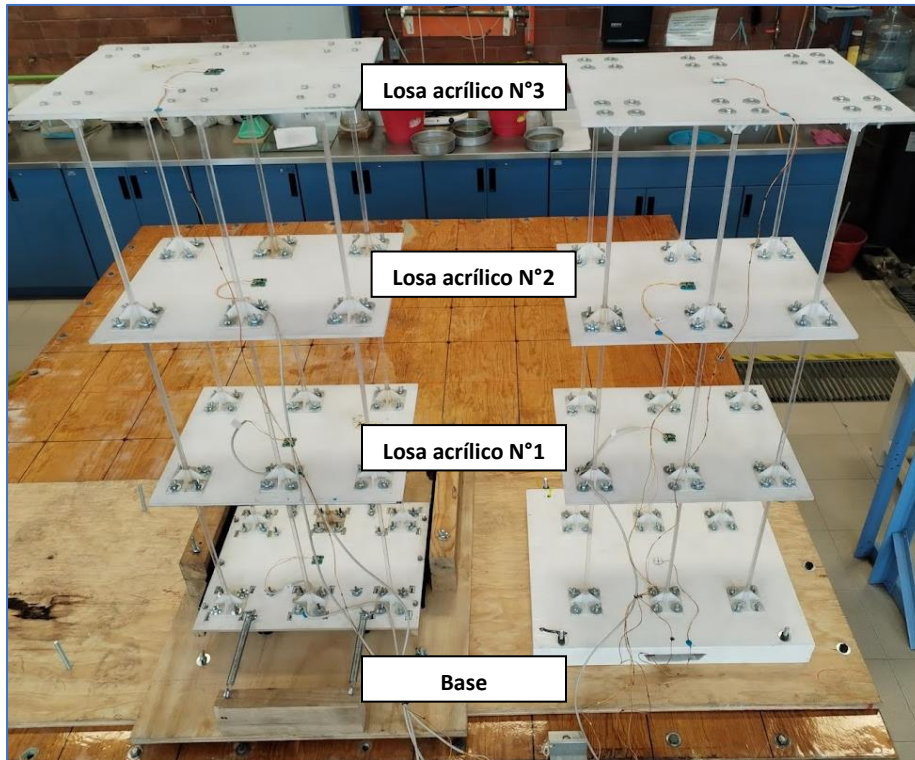
4.3. Comportamiento del modelo experimental en mesa vibradora

Definida la calibración de los acelerómetros, estos se acoplaron en los modelos físicos y en puntos de control específicos que permitieran determinar las frecuencias de vibrar en la dirección de análisis.

En la presente ilustración, se representan los 8 acelerómetros instalados en los modelos antes mencionados.

Los acelerómetros se encuentran ubicados en los centros de gravedad geométricos de las losas planas de acrílico, así como en la base de los modelos.

Ilustración 16

Ubicación de los acelerómetros en los modelos experimentales

Nota. La ilustración representa la ubicación exacta de cada acelerómetro, en los modelos experimentales IDSE y de base rígida. Es importante señalar, que el modelo experimental IDSE corresponde al conformado por los rieles y resortes de expansión.

A continuación, se incluye una tabla descriptiva de los nombres, identificaciones y ubicaciones de cada acelerómetro.

Tabla 7

Ubicación e identificación de los acelerómetros en los modelos experimentales

Modelo experimental		
Interacción dinámica suelo - estructura (IDSE)		
N° sensor	Identificación	Ubicación
1	A01	Losa de acrílico N°3
3	A03	Losa de acrílico N°2
4	A04	Losa de acrílico N°1
5	A05	Base
Base rígida		
N° sensor	Identificación	Ubicación
7	A07	Losa de acrílico N°3
6	A06	Losa de acrílico N°2
8	A08	Losa de acrílico N°1
9	A09	Base

Nota. La tabla incluida en la presente sección, ilustra la ubicación exacta de cada acelerómetro, en los modelos experimentales IDSE y de base rígida.

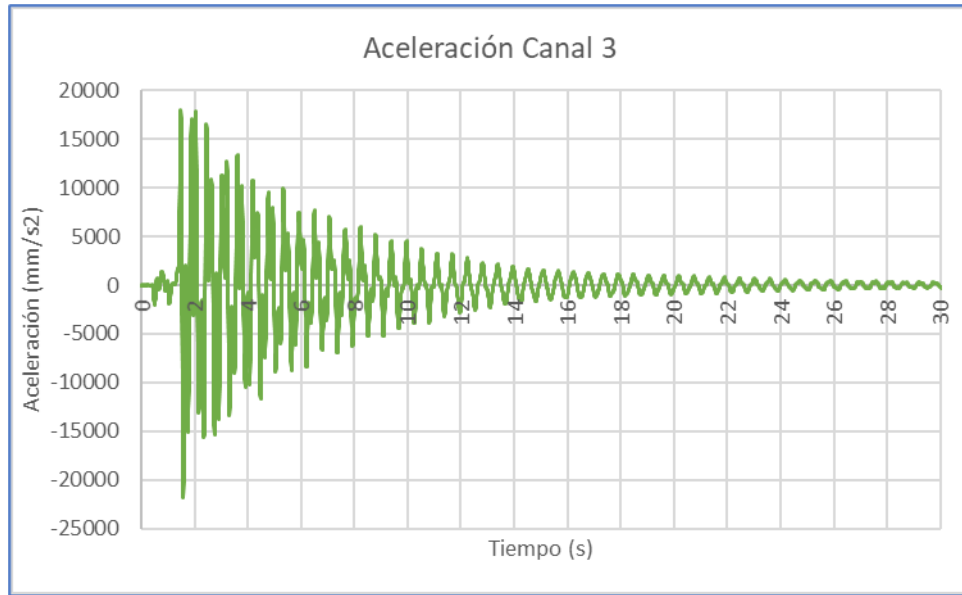
4.3.1. Estimación del amortiguamiento del modelo experimental de tres pisos

La determinación del amortiguamiento para el modelo físico de base rígida, se realizó a través del método de decrecimiento libre. Para ello se indujo al modelo a una vibración libre, se midió la respuesta en la azotea y se determinó el decremento de amplitud que esta sufría. Este valor se define como decremento logarítmico (δ) y su ecuación se relaciona con la razón o fracción de amortiguamiento (ξ) y con los ciclos de movimiento del sistema sub amortiguado (Chopra, 2014b; Paz, 1997b).

En las siguientes ilustraciones se presentan los valores de desplazamiento del Canal 3, así como la sección analizada. Se considero el intervalo de tiempo de 16 a 32 (s) para la obtención del valor de amortiguamiento y decremento logarítmico.

Ilustración 17

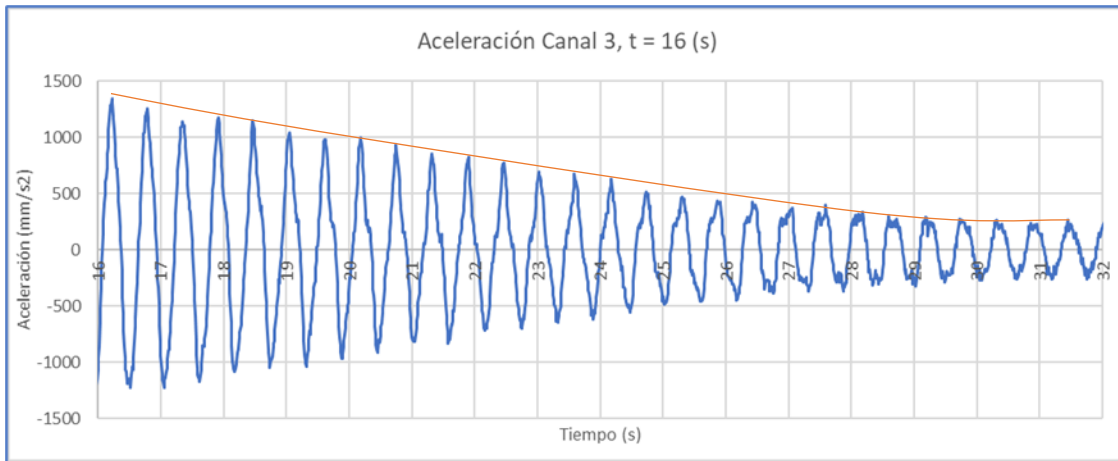
Vibración libre amortiguada del Canal 3



Nota. La ilustración representa la relación entre la aceleración (\ddot{u}) vs el tiempo (t) para una vibración libre amortiguada.

Ilustración 18

Vibración libre amortiguada del Canal 3 para $t = 16$ (s)



Nota. La ilustración representa una fracción de la vibración libre amortiguada, para un intervalo de tiempo (t) de 16 (s).

Para la obtención de los valores característicos de decremento logarítmico y amortiguamiento, se aplicaron las siguientes ecuaciones:

$$\delta = \left(\frac{1}{j}\right) \times \ln\left(\frac{u_1}{u_{j+1}}\right)$$

(25)

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi}$$

(26)

Finalmente, los valores de decremento logarítmico y de amortiguamiento del modelo físico son los siguientes:

Tabla 8

Valores del decremento logarítmico y amortiguamiento del modelo físico

δ , decremento logarítmico	ξ	$\xi \%$
0.0626	0.0100	1.00

Nota. La tabla anexada representa los valores de decremento logarítmico y amortiguamiento del modelo físico.

La fracción de amortiguamiento del modelo físico es de 1.00%, este valor se utilizará para el análisis de la interacción dinámica suelo – estructura del modelo físico.

4.3.2. Análisis del dominio de frecuencias del modelo experimental

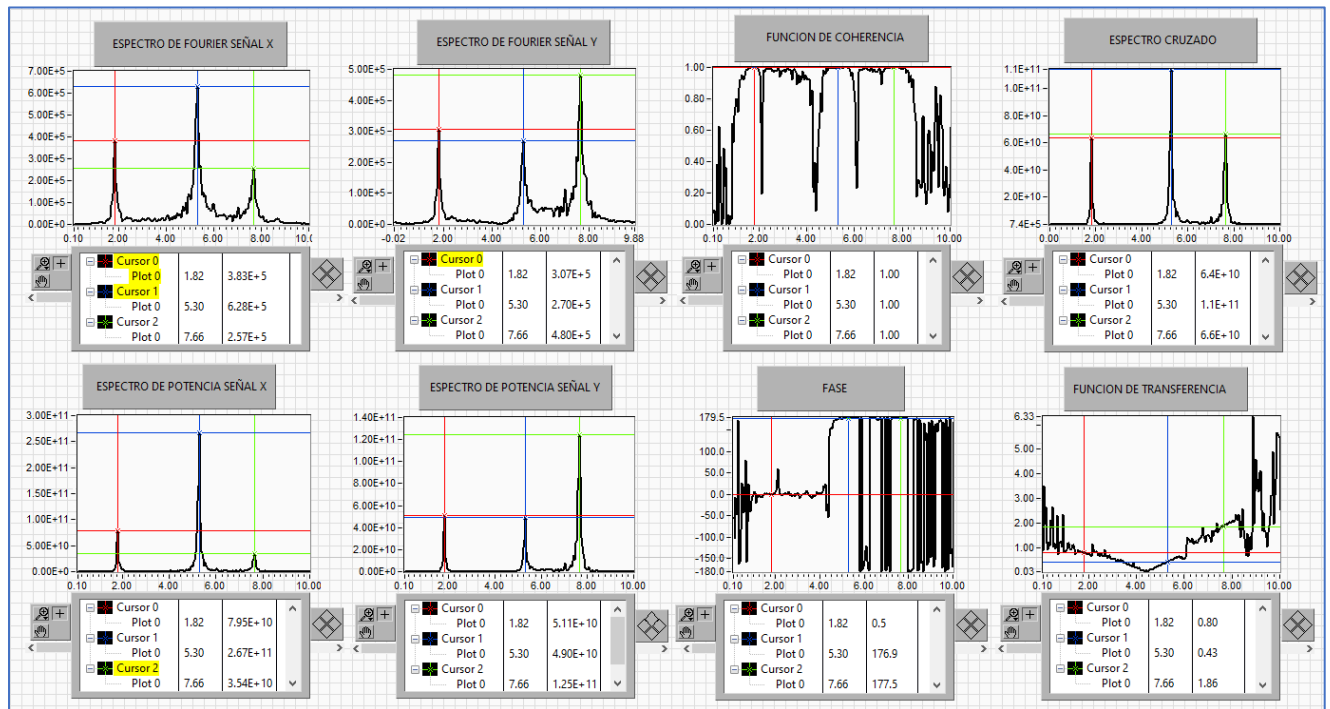
El análisis del dominio de frecuencias del modelo experimental, se realizó a través de la instrumentación virtual desarrollada por el M.Sc. Castelán (2001).

La instrumentación virtual utiliza el sistema LabVIEW (1986-2022 National Instruments), donde analiza y procesa las señales emitidas por la mesa vibradora; permitiendo obtener las gráficas de los espectros de Fourier de una señal individual, de potencia de una señal individual

y del espectro cruzado entre dos señales (amplitud y fase). También se obtienen los valores de función de transferencia y de coherencia (Castelan, 2001; Perez, 2020).

Ilustración 19

Instrumentación virtual para las "Propiedades dinámicas" (Castelán, 2001)



Nota. La ilustración presenta los valores de las propiedades dinámicas para el modelo experimental del presente trabajo de investigación.

Ambos modelos físicos se sometieron tanto a una excitación en la base con ruido blanco, como a vibración libre en la dirección de análisis (dirección transversal). Con los registros de los ensayos anteriores se aplicó la transformada de Fourier y se realizó un análisis de correlación de señales empleando el instrumento virtual desarrollado por Castelán (2001), para determinar las frecuencias asociadas a la estructura.

Tabla 9

Frecuencias modales de traslación transversal obtenidas experimentalmente

Modos de vibrar	Frecuencia	T(s)
N°	(Hz)	Experimental
1	1.82	0.55
2	5.30	0.19
3	7.66	0.13

Nota. La tabla presenta los valores de las frecuencias modales de traslación trasversal para el modelo experimental del presente trabajo de investigación.

Considerando la idealización del modelo físico como un oscilador de 1 GDL, el valor de frecuencia circular (ω_1) y el periodo dominante de la estructura (T_E) para el primer modo de vibrar serán los siguientes:

$$\omega_1 = 1.82 \text{ (Hz)}$$

$$T_E = 0.549 \text{ (s)}$$

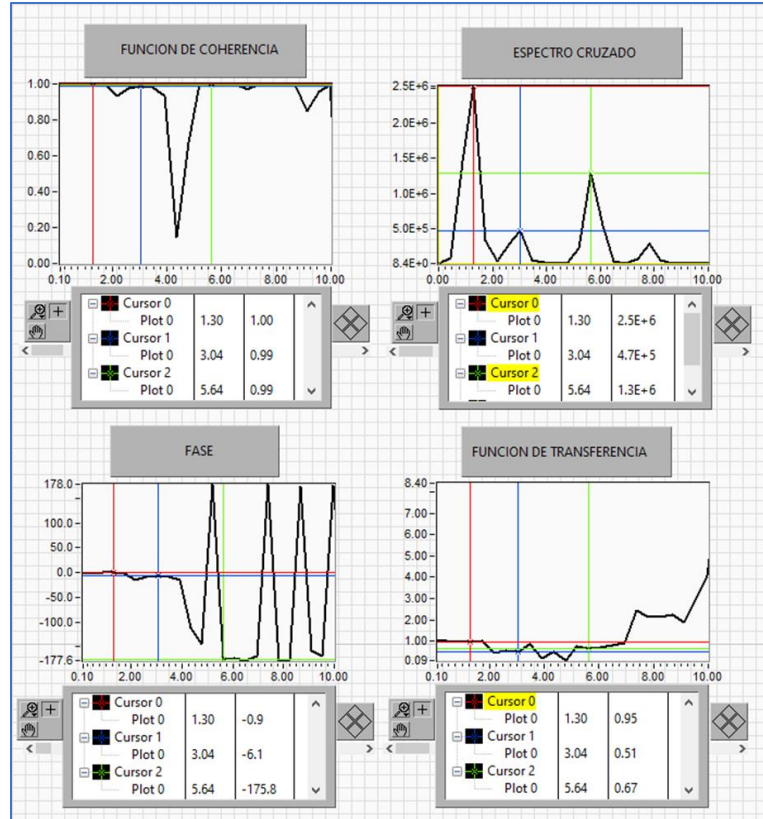
El valor de T_E aproxima a 0.55 (s). Estos valores se considerarán, como características propias del modelo experimental y se emplearán para el análisis matemático de la interacción dinámica suelo – estructura.

4.3.3. Análisis de señales del modelo experimental IDSE

Aplicando una señal de vibración de ruido blanco al modelo experimental IDSE, se obtuvo los valores del periodo efectivo del sistema (\check{T}_e) y de la frecuencia equivalente del sistema ($\check{\omega}_e$). El análisis y procesamiento de señales se ejecutó en la instrumentación virtual propuesta por Castelán (2001).

Ilustración 20

Análisis de señales del acelerómetro A01 y A03



Nota. La ilustración representa el análisis de señales del modelo experimental IDSE, bajo la aplicación de una vibración externa de ruido blanco.

Los valores de frecuencia (Hz) y del periodo T (s), para los 4 modos de vibrar se presentan a continuación:

Tabla 10

Frecuencia y periodo del modelo experimental IDSE

Vibración libre		
IDSE del modelo experimental		
Modo	f (Hz)	T (s)
1	1.30	0.769
2	3.04	0.329
3	5.64	0.177
4	7.81	0.128

Nota. La tabla presenta los valores de frecuencia y periodo del modelo experimental IDSE, bajo la aplicación de una vibración externa de ruido blanco y analizados por instrumentación virtual de Castelán (2001).

Por lo tanto, la frecuencia equivalente del sistema global ($\tilde{\omega}_e$) y del periodo efectivo del sistema global (\tilde{T}_e) del modelo experimental IDSE (rieles – resortes) considerado como un oscilador de 1 GDL es:

$$\tilde{\omega}_e = 1.30 \text{ (Hz) } \text{ ó } 8.17 \text{ (rad/s)}$$

$$\tilde{T}_e = 0.769 \text{ (s)}$$

Estos valores característicos deberán compararse con las respuestas que se obtendrán del análisis numérico de la interacción dinámica suelo – estructura.

4.4. Características del suelo de la zona de estudio

4.4.1. Estratigrafía y antecedentes geotécnicos de la zona de Lago.

Telmex en su Libro Reto Sísmico de 1988 menciona que:

El suelo del Centro de la Ciudad de México, constituido por una serie de estratos arcillosos extraordinariamente deformables que descansan, a distintas profundidades, en depósitos mucho más rígidos, es una estructura que, en amplias zonas, vibra con un periodo natural cercano a los dos segundos. (p. 74)

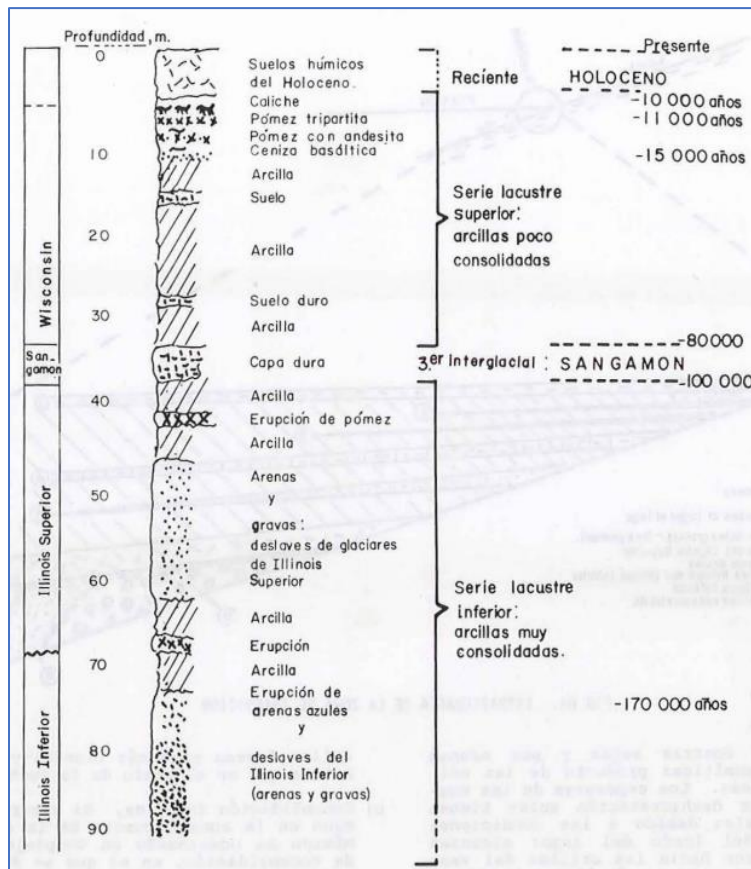
Analizando las arcillas que conforman la zona de Lago, se sabe que es complejo la obtención de muestras inalteradas en su totalidad. La presencia de agua en la zona III es alta, con contenidos de humedad de $w = 250\%$ hasta $w = 400\%$. Sin embargo, los suelos definidos como costra superficial (CS) pueden tener un valor de humedad del 25%. Estos suelos están conformados por materiales limo arenosos duros (Perez Rocha et al., 1997; Tamez et al., 1987).

La formación de estos suelos arcillosos blandos fueron producto de procesos de alteración fisicoquímica de materiales aluviales y de cenizas volcánicas pertenecientes a un ambiente lacustre. Los periodos de sequía y de erupciones volcánicas generaron costras superficiales duras cubiertas de arenas basálticas volcánicas. El Manual de Diseño Geotécnico de 1987 menciona lo siguiente “el proceso descrito formo una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas” (p. 9 y p. 10).

Para presentar la estratigrafía de los depósitos del lago que conforman el Valle de la Ciudad de México, se utilizara la Ilustración (3).

Ilustración 21

Estratigrafía de la Zona de Lagos



Nota. La ilustración representa la composición de los suelos de la Zona de Lagos. Adaptado de *Fig. B5. Estratigráfica de la planicie lacustre, Ciudad de México [Ilustración]*, (p. 9), por F. Mooser, por Manual de Diseño Geotécnico Volumen 1, 1987,

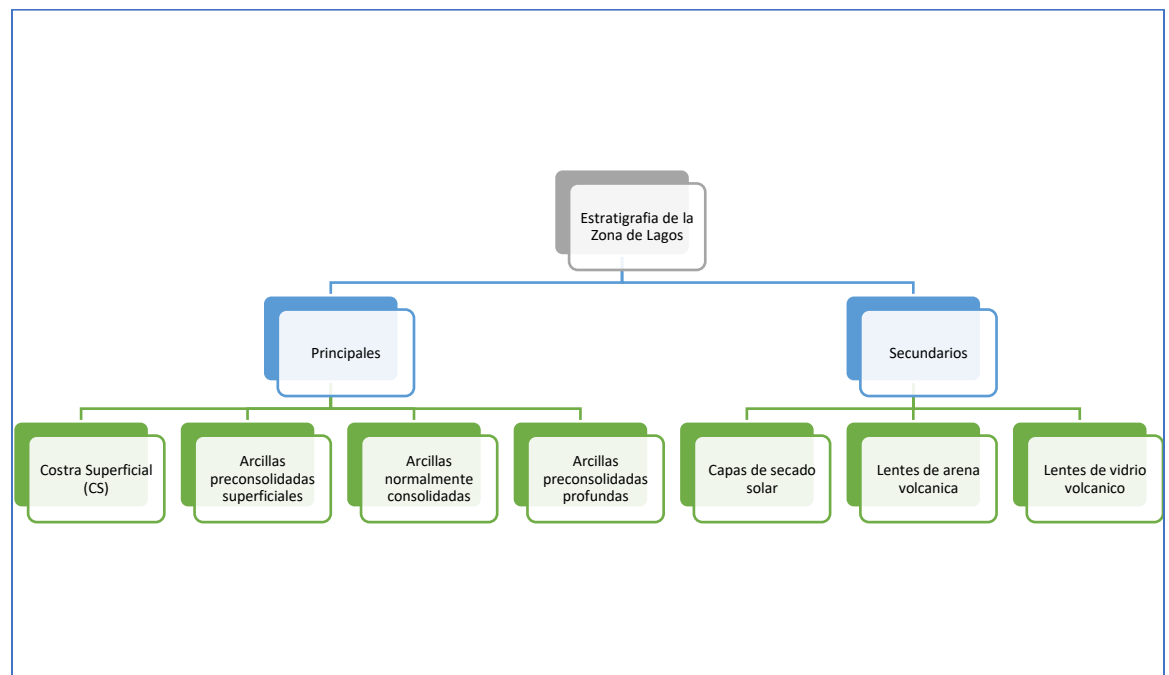
https://www.academia.edu/44796085/Manual_de_Dise%C3%B1o_Geotecnico_Vol_I_Enrique_Tamez_Enrique_Santoyo_Federico_Mooser_Carlos_E_Gutierrez. Obra de Dominio Público.

La estratigrafía de la zona de lagos entre la superficie y la capa dura es uniforme. Por lo que se ha podido identificar 4 estratos principales. Para describir de mejor forma la estratigrafía entre la superficie y la capa dura de la Zona de Lagos, se presenta el siguiente cuadro sinóptico.

La presente información fue obtenida del sub capítulo **1.2.3 Características estratigráficas del Manual de Diseño Geotécnico Volumen 1**¹

Cuadro Sinóptico 1

Estratigrafía de la Zona de Lagos



¹ Tamez, E., Santoyo, E., Mooser, F., Gutiérrez, C., (1987). 1.2.3 Características estratigráficas en M.B. Morante Gómez (Ed.), Manual de Diseño Geotécnico (Volumen 1, pp.12). Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.

A continuación, se describen las características estratigráficas de la costra superficial y de la serie arcillosa lacustre superior:

- a) Costra superficial, CS: está constituido por tres sub estratos: relleno artificial (RA), suelo blando (SB) y costra seca (SS). Estos a su vez se integran por una secuencia de materiales naturales, cubiertos por un relleno artificial heterogéneo (RA).

El relleno artificial posee un espesor de 1 – 7 m, compuesto de restos de desechos de construcción y rellenos arqueológicos. Por su parte, el suelo blando ha sufrido cambios en sus propiedades físicas debido a la presencia de viento y agua, formando depósitos blandos con lentes de material intercalados. Mientras que la costra seca se produjo debido al abatimiento del lago y la exposición de los rayos solares.

- b) Serie arcillosa lacustre superior: los estratos principales al estar intercalados con lentes duros forman los estratos secundarios, los cuales varían sus espesores. Una serie lacustre superior arcillosa tiene un espesor de 25 – 50 m aproximadamente.

4.4.1.1. Evaluación de las propiedades dinámicas de los suelos de la Zona de Lagos.

La caracterización dinámica de los suelos requiere de ensayos cíclicos, para poder evaluar los parámetros dinámicos. Siendo estos: modulo cortante, modulo dinámico de elasticidad y amortiguamiento de la muestra reconstituida bajo condiciones controladas de laboratorio. La evaluación dinámica del suelo estará sometida al efecto del sismo de diseño.

Los indicadores para la evaluación de las propiedades dinámicas de los suelos son:

- Humedad natural (w%)
- Límites: plástico (LP %), líquido (LL %)
- Índice de plasticidad (IP)

- Granulometría (%)
- Gravedad específica (G_s , gr/cm³)
- Contenido de humedad óptimo (%): ensayo Proctor

4.4.2. Acciones sísmicas

4.4.2.1. Propiedades y parámetros dinámicos del suelo.

La ubicación de los Registros Acelerográficos de la RAII – UNAM, que contienen los registros sísmicos del año 1985 y del 2017 se encuentra en la Colonia Narvarte que pertenece a la Alcaldía Benito Juárez. Las estaciones sísmicas SCT B-1 ($M_s = 8.1$, del 19 de septiembre del 2017) y SCT B-2 ($M_s = 7.1$, del 19 de septiembre del 2017) se encuentran en la zona sub zona Narvarte Poniente.

El Manual de Exploración Geotécnica emitido por la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal de noviembre de 1988, realizó la zonificación del área urbana del Distrito Federal (actualmente Ciudad de México). Considero las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos de la cuenca; adicional se aplicaron los lineamientos de Marsal y Mazari de 1959.

La zonificación de la zona de lago se dividió en tres subzonas, las cuales dependen de los siguientes factores:

- Espesor y propiedades de la costra superficial
- Consolidación in situ

La zona de estudio donde se encuentra la estación sísmica SCT B-1 (1985) corresponde a la subzona denominada “Lago Centro I”. Se asocia al sector no colonial de la ciudad, sujetas a sobrecargas producto de construcciones de mediana y pequeña altura. Para caracterizar sus

estratos y definir las propiedades dinámicas de la subzona, se realizaron pruebas triaxiales CU y sondeos con cono eléctrico (Secretaría General de Obras, 1988).

Los resultados de los ensayos mencionados, se presentan a continuación:

Tabla 11

Propiedades de los estratos de la subzona Lago Centro I

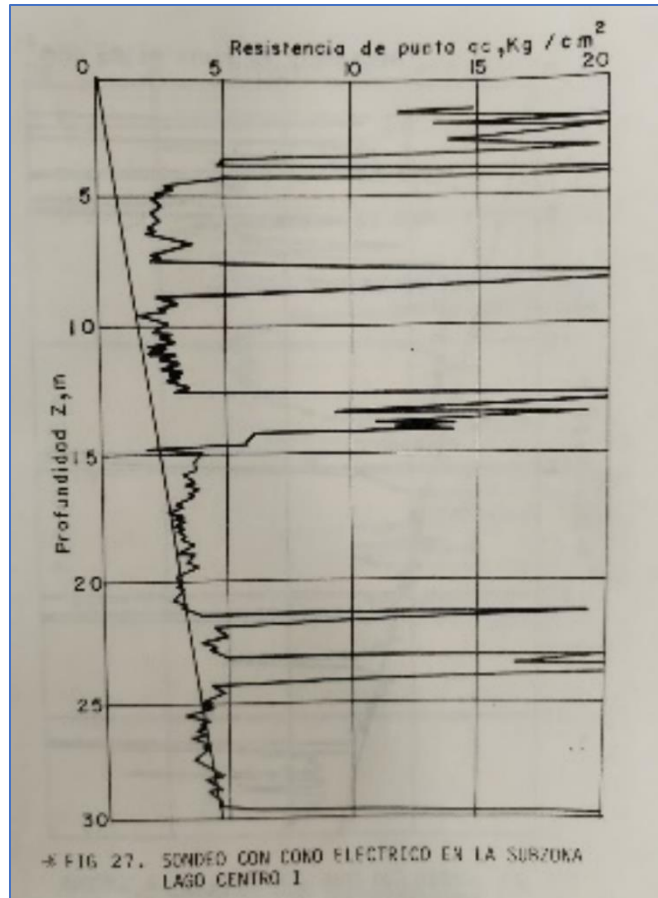
Estrato	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en °
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura*	3 a 5	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 - 1.35	5 a 8	-

* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Nota. La tabla representa las propiedades de los estratos que constituyen la subzona Lago Centro I. Adaptado de *Tabla 2 Estratigrafía y propiedades, Lago Centro I* [Tabla], (p. 28), por Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, 1988, Manual de Exploración Geotécnica (Manual), Obra de Dominio Público.

Ilustración 22

Sondeo con cono eléctrico de la subzona Lago Centro I



Nota. La ilustración representa sondeo con cono eléctrico de los estratos que constituyen la subzona Lago Centro I.

Adaptado de *Figura 27. Sondeo con cono eléctrico en la subzona lago centro I* [Ilustración], (p. 29), por Secretaria General de Obras del Departamento del Distrito Federal, 1988, Manual de Exploración Geotécnica (Manual), Obra de Dominio Público.

Después del sismo del 19 de septiembre del 2019 y de los 20 sismos locales (del 12 al 18 de julio del 2019), se realizó una revisión y actualización del reglamento de construcciones de las Normas Técnicas de Diseño por Sismo. La actualización se enfocó en los mapas de isoperiodos y áreas aledañas, a través de sondeos geotécnicos y pozos profundos.

El Informe Técnico emitido por Instituto de Ingeniería de la UNAM (2020) para la Actualización de la Zonificación Sísmica menciona que:

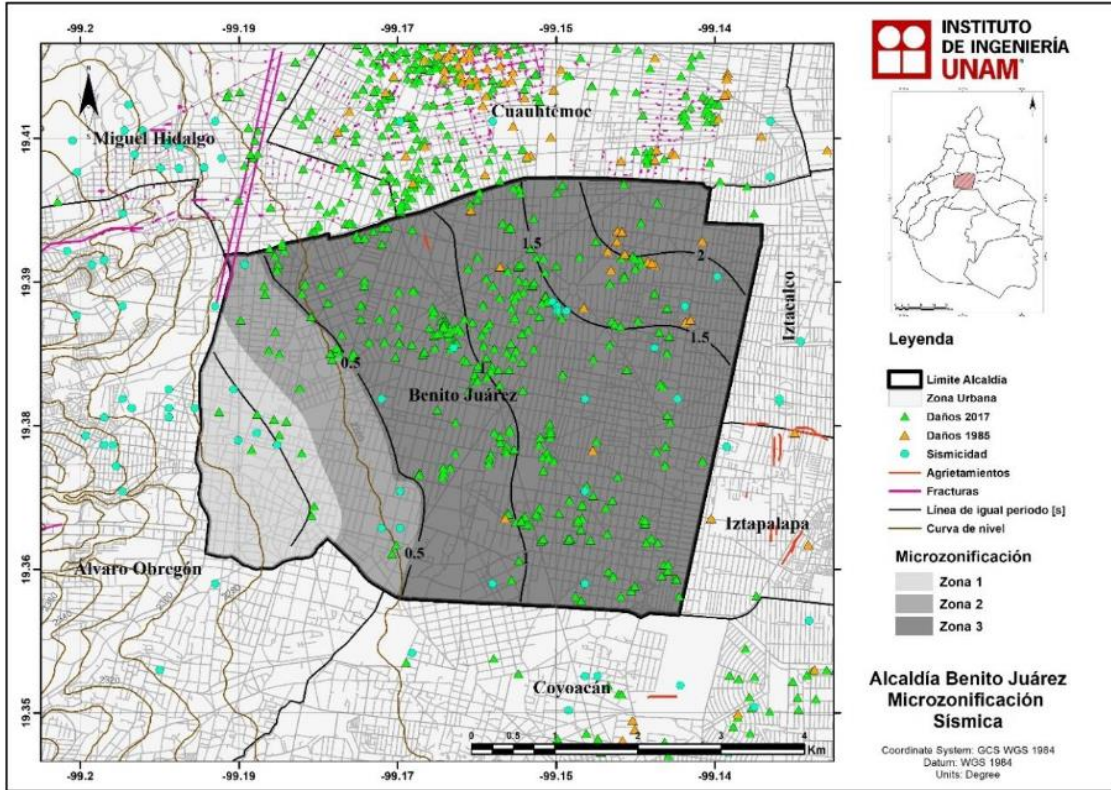
Por último, la Zona III se ubica a partir de los 0.5 s de periodo, de las 5-9 veces de amplitud y de los 12 m de espesor. Esta zona abarca toda la parte centro y noreste de la alcaldía y, aunque no se presentan grietas, en esta zona se presentaron la mayor cantidad de daños debidos al sismo del 2017.

Por último, la Zona III se ubica a partir de los 0.5 s hasta los 2 segundos de periodo dominante, así como la amplificación relativa llegó hasta las 26 veces, y su profundidad del espesor de suelo hasta el estrato resistente crece hasta los 50 metros. Aun cuando no se observan grietas, ni fracturas, la combinación del periodo dominante del suelo entre 0.5 a 2 segundos, y la amplificación relativa hasta 26 veces, para estratos de suelo blando de hasta 50 metros, sobre un estrato resistente, se tiene que tener en cuenta como un factor importante en el origen de la distribución de daños debido a los terremotos del 19 de septiembre de 1985 Mw8.1 (figura 5.16, triángulos de color naranja) y 2017 Mw7.1 (figura 5.16, triángulos de color naranja). (p. 41)

En las siguientes ilustraciones se demarcan los valores de amplificación sísmica y periodo dominante; así como la actualización de la microzonificación sísmica.

Ilustración 23

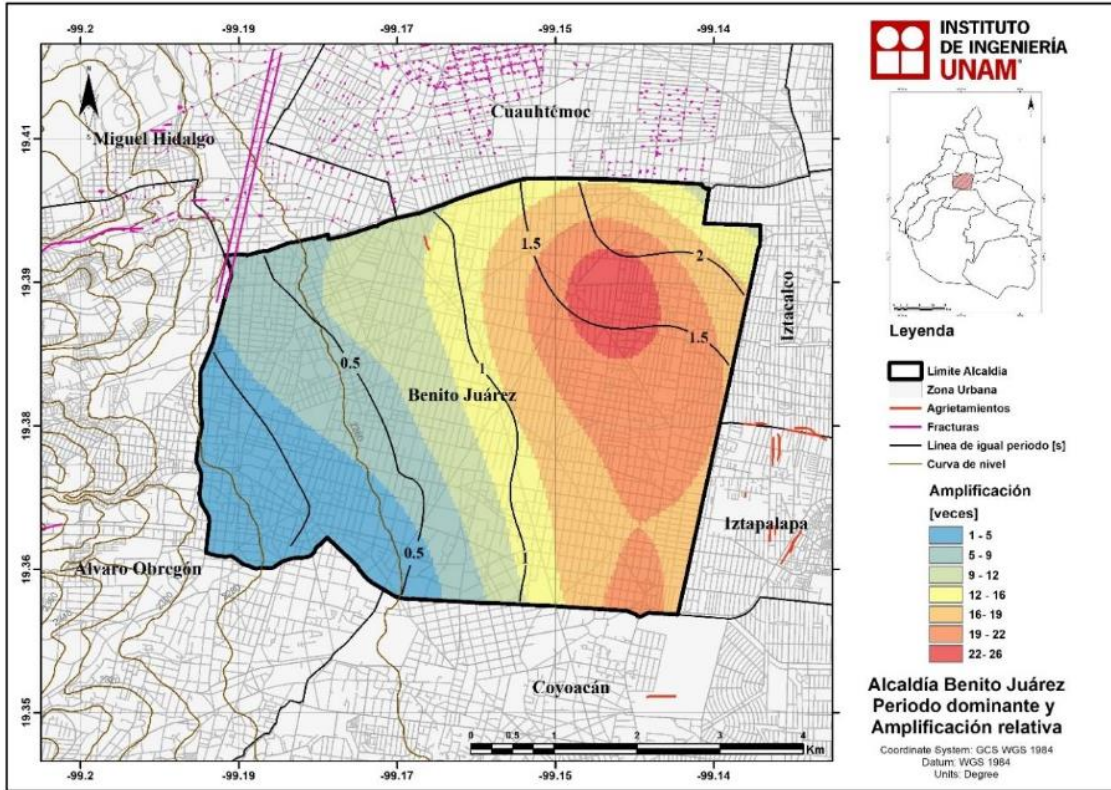
Microzonificación Sísmica de la Alcaldía Benito Juárez



Nota. La ilustración representa los valores de la microzonificación sísmica de la Alcaldía Benito Juárez. Adaptado de *Figura 5.16. - Mapa de microzonificación sísmica para la alcaldía Benito Juárez* [Mapa], (p. 43), por Instituto de Ingeniería UNAM, 2020, Actualización de la zonificación sísmica de la Ciudad de México y áreas aledañas-Parte Norte (Informe Técnico), Obra de Dominio Público.

Ilustración 24

Ampliación sísmica y periodo dominante de la Alcaldía Benito Juárez



Nota. La ilustración representa los valores del periodo dominante, así como el de amplificación relativa de la Alcaldía Benito Juárez. Adaptado de *Figura 5.14. - Mapa de periodo dominante y amplificación relativa para la alcaldía Benito Juárez* [Mapa], (p. 42), por Instituto de Ingeniería UNAM, 2020, Actualización de la zonificación sísmica de la Ciudad de México y áreas aledañas-Parte Norte (Informe Técnico), Obra de Dominio Público.

CAPÍTULO 5. RESULTADOS

5.1. Resultados experimentales

Empleando la base de datos de los Registros Acelerográficos de la RAI – UNAM. Se decidió analizar la información de los datos de la estación SCT B-1 del Estacionamiento en el Edificio de SCT, ubicada sobre la Av. Universidad entre Cumbres de Maltrata y Xola Col. Narvarte, México D.F. Esta registra los datos de las aceleraciones del sismo del 19 de septiembre de 1985.

El registro del acelerograma para el sismo de magnitud de $M= 7.1$ del 19 de septiembre del 2017 se seleccionó la estación SCT B-2. Al igual que la estación SCT B-1, esta se encuentra ubicada en el estacionamiento del Edificio de SCT.

Las estaciones sísmicas, al encontrarse en la colonia Narvarte, es parte de la Zona de Lagos, para un suelo tipo III. Por lo que los datos provenientes de esta estación podrán utilizarse para analizar los efectos sísmicos generados sobre la alcaldía de Benito Juárez.

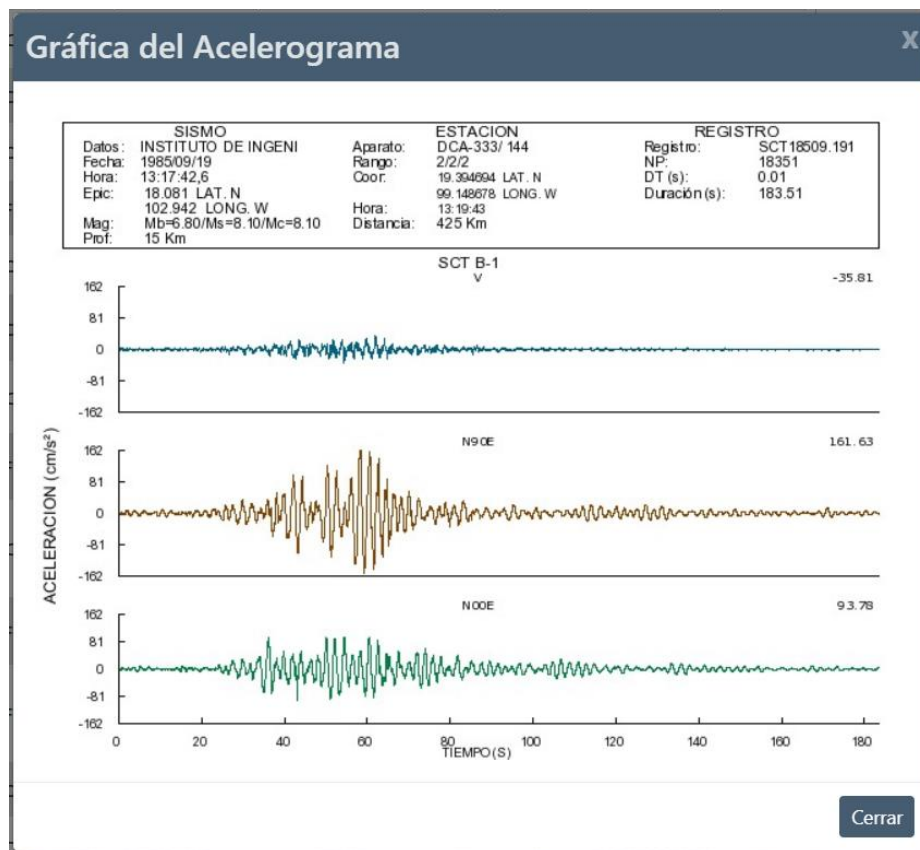
5.1.1. Aceleraciones

Considerando como punto de partida las aceleraciones registradas en ciudad Universitaria, la cual se encuentra localizada sobre el derrame basáltico del Xitle que se considera la Zona I. Donde la amplificación de ondas sísmicas es reducida, se alcanzó una aceleración máxima de 30 gal ($1 \text{ gal} = 1 \text{ cm/s}^2$) para el sismo de 1985. Mientras que para el sismo de septiembre del 2017 la aceleración máxima registrada fue de 57 gal. Por lo que la aceleración se incrementó en dos veces. Pero es necesario tomar en cuenta que la Ciudad de México se encuentra asentada sobre sedimentos con altos contenidos de agua, lo que permite la amplificación de las ondas sísmicas.

Los registros sísmicos del 19 de septiembre de 1985 se encuentran en la estación de la SCT B-1, se encuentra localizada Av. Universidad entre Cumbres de Maltrata y Xola, Col. Narvarte, Ciudad de México. La estación sismográfica se encuentra en las siguientes coordenadas 19.39469 Lat. N y 99.14868 Long. W; registrando una aceleración máxima de 161.63 (cm/s²). El suelo que rodea la estación es de tipo arcilloso y forma parte de la zona de Lagos: suelo tipo III.

Ilustración 25

Datos del catálogo de acelerogramas de la Estación SCT B-1



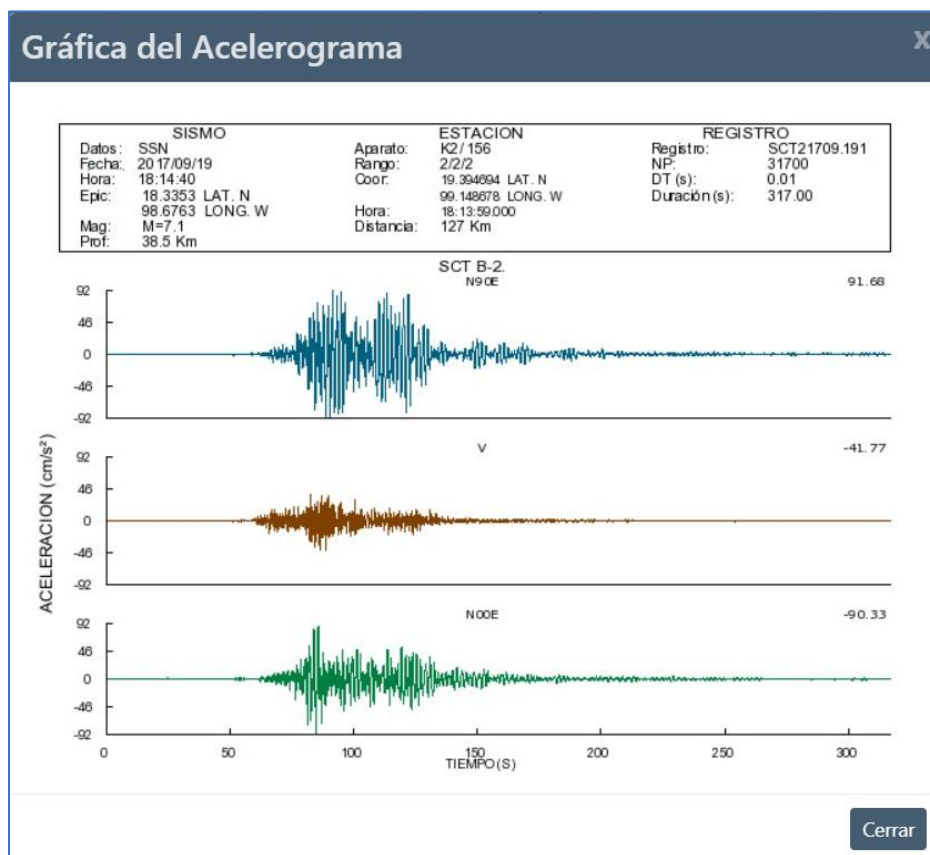
Nota. La ilustración representa los valores de los registros digitales de la estación SCT B-1. Adaptado de *Gráfica de Acelerograma de la estación SCT B-1* [Gráfica], por Instituto de Ingeniería UNAM, 2018, Los registros acelerográficos proporcionados han sido producto de las labores de instrumentación y

procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Obra de Dominio Público.

Los registros sísmicos del sismo del 19 de septiembre de 2017, se obtuvieron de la estación SCT B-2 ubicada en el estacionamiento en el Edificio de SCT, Avenida Universidad entre Cumbres de Maltrata y Xola, Col. Narvarte, Ciudad de México. La estación sismográfica se encuentra en las siguientes coordenadas 19.394694 Lat. N y 99.148678 Long. W; registrando una aceleración máxima de 91.68 (cm/s²). El suelo que rodea la estación es de tipo arcilloso y forma para de la zona de Lagos: suelo tipo III.

Ilustración 26

Datos del catálogo de acelerogramas de la Estación SCT B-2.

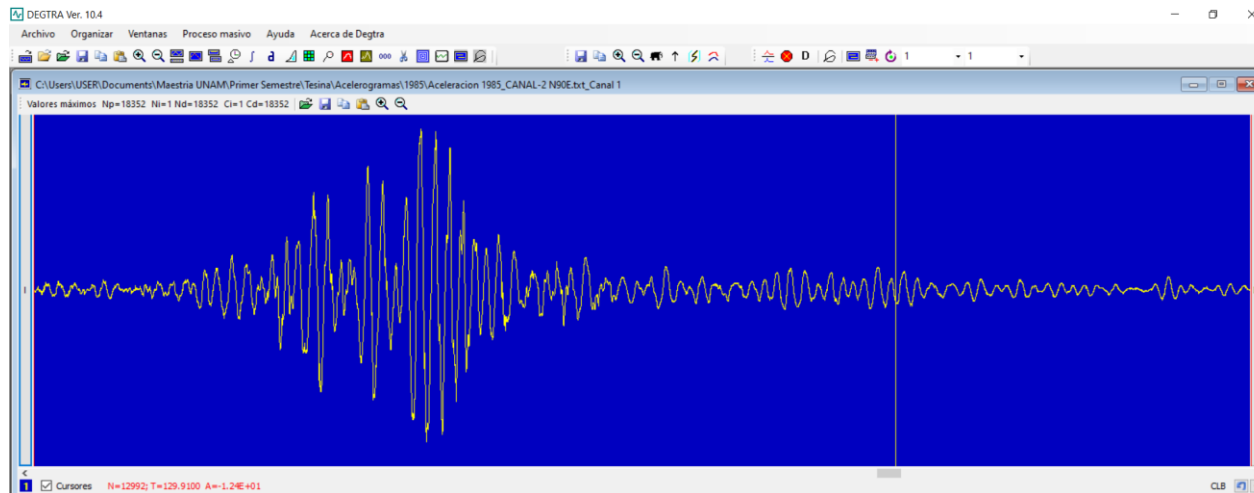


Nota. La ilustración representa los valores de los registros digitales de la estación SCT B-2. Adaptado de *Grafica de Acelerograma de la estación SCT B-2* [Gráfica], por Instituto de Ingeniería UNAM, 2018, Los registros acelerográficos proporcionados han sido producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Obra de Dominio Público.

Empleando el programa DEGTRA A4 versión 2018 desarrollado por M. Ordaz (II – UNAM) y C. Montoya Dulché (CENAPRED), se realizarán los espectros de aceleración para el sismo del 19 de septiembre de 1985 de $M_s = 8.10$ y el sismo del 19 de septiembre del 2017 de $M_s = 7.10$.

Ilustración 27

Acelerograma de la estación SCT B-1 para $M_s = 8.10$ año 1985



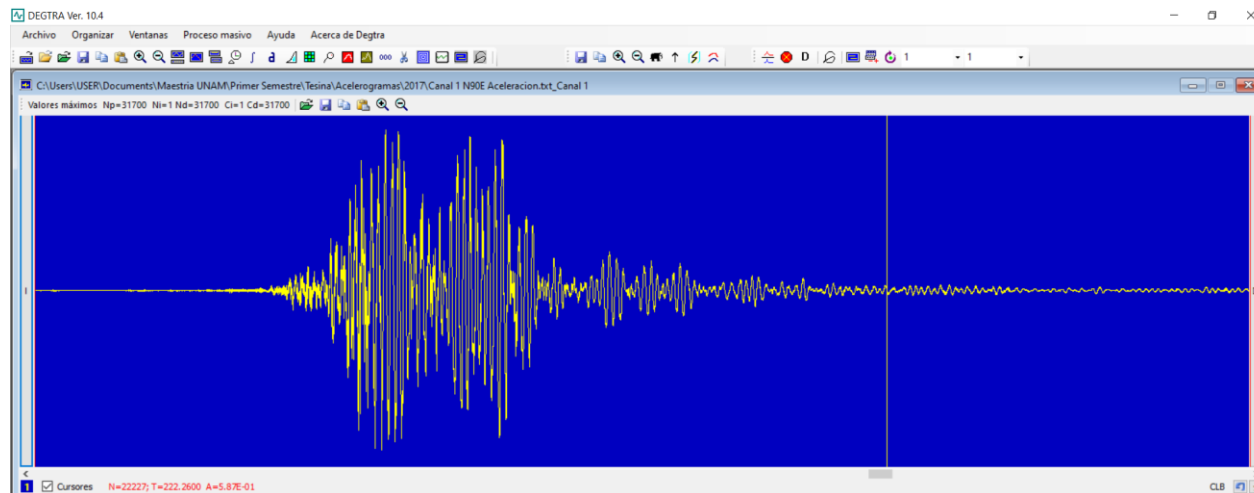
Nota. La ilustración representa los valores de los acelerogramas de la estación SCT B-1. Adaptado de *Gráfica de Acelerograma de la estación SCT B-1* [Gráfica], por Instituto de Ingeniería UNAM, 2018, Los registros acelerográficos proporcionados han sido producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Programa DEGTRA A4.

El intervalo de tiempo (DT) del muestreo de los dos acelerogramas fue de 0.01 (s) siendo que para el sismo de $M_s = 8.10$ se registró una duración de 183.51 (s), es decir, 3.06 (min). Los valores de aceleración máxima fueron de 161.63 gal (cm/s/s).

En contraposición, el sismo de $M_s = 7.10$ tuvo una duración de 317 (s) es decir, 5.28 (min). Los valores de aceleración máxima fueron de 91.68 gal (cm/s/s).

Ilustración 28

Acelerograma de la estación SCT B-2 para $M_s = 7.10$ año 2017



Nota. La ilustración representa los valores de los acelerogramas de la estación SCT B-2. Adaptado de *Grafica de Acelerograma de la estación SCT B-2* [Gráfica], por Instituto de Ingeniería UNAM, 2018, Los registros acelerográficos proporcionados han sido producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Programa DEGTRA A4.

5.1.2. Seudo aceleración

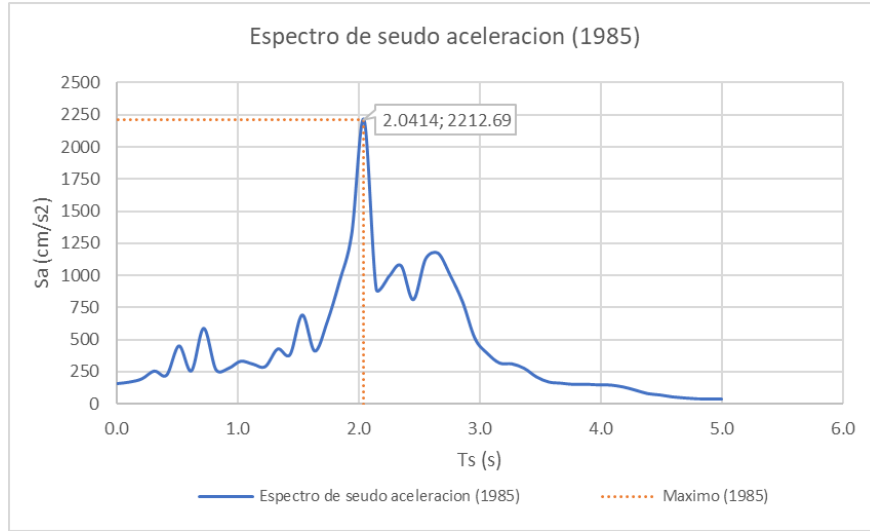
Con base en los cálculos de aceleración obtenidos a través del programa DEGTRA A4, el espectro de seudo aceleración se puede determinar de manera directa. De tal forma, que nos permita obtener las máximas aceleraciones que el conjunto suelo – cimentación – superestructura se desplazó durante el sismo. Los valores de seudo aceleración (S_a) se expresan en unidades de gravedad (g), para el amortiguamiento del modelo (ξ) de 1%.

Se debe considerar realizar la corrección de línea base de los datos registrados de las estaciones, la corrección de los valores considero cero como línea base.

Los resultados gráficos del espectro de seudo aceleración para el sismo de 1985 con $M_s = 8.10$, permite visualizar un pico de seudo aceleración (S_a) de 2212.69 (cm/s^2) para un periodo de vibración (T_s) de 2.041 (s).

Ilustración 29

Seudo aceleración de la estación SCT B-1 para $M_s = 8.10$



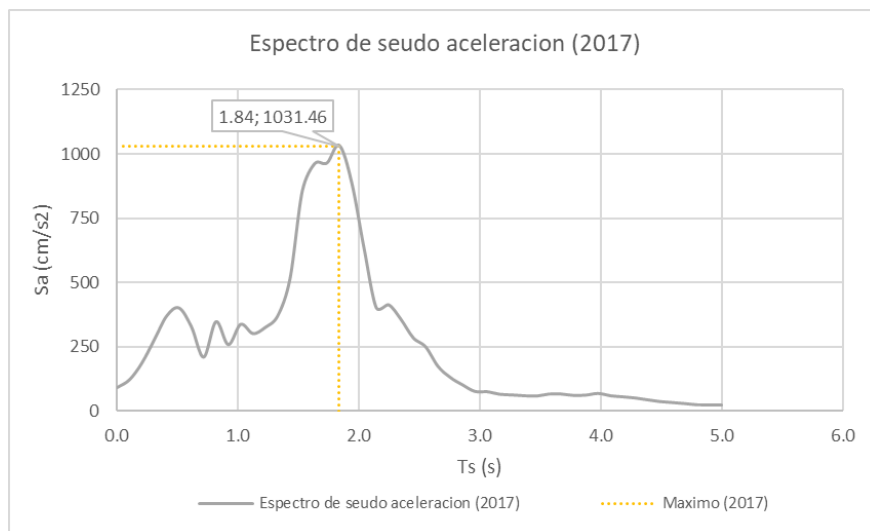
Nota. La ilustración representa el espectro de respuesta de seudo aceleración, para el sismo de septiembre de 1985.

Los datos primarios fueron obtenidos de programa DEGTRA A4, del Instituto de Ingeniería UNAM, 2018.

El análisis gráfico del espectro de seudo aceleración (Sa) expresado en cm/s² (Gals) para el sismo de septiembre del 2017 con Ms = 7.10, posee un pico de seudo aceleración (Sa) de 1031.46 (cm/s²) para un periodo de vibración (Ts) de 1.84 (s).

Ilustración 30

Desplazamientos máximos de la estación SCT B-2 para Ms = 7.10



Nota. La ilustración representa el espectro de respuesta de pseudo aceleración máxima (S_a), para el sismo de septiembre del 2017. Los datos primarios fueron obtenidos de programa DEGTRA A4, del Instituto de Ingeniería UNAM, 2018.

Al superponer las gráficas de seudo aceleraciones de los sismos de 1985 y del 2017, los valores más altos de seudo aceleración y de periodo de vibración del suelo registrados corresponden al evento sísmico de 1985.

Tabla 12

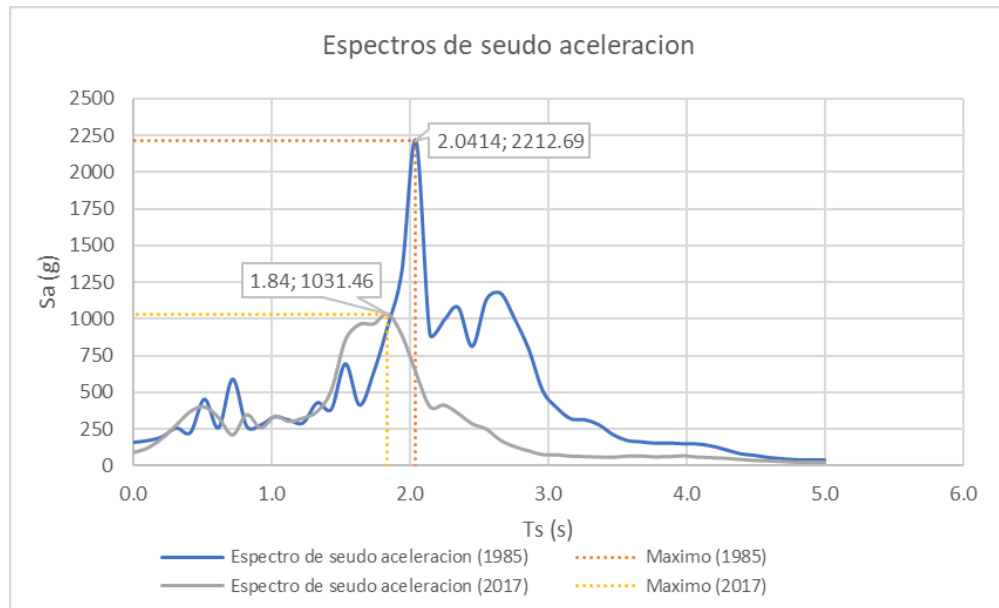
Comparativa de los valores de pseudo aceleración de sismo de 1985 y del 2017

Año	S_a (cm/s ²)	δS_a (cm/s ²)	T_s (s)	δT_s (g)
1985	2212.69	1181.23	2.04	0.20
2017	1031.46		1.84	

Nota. La tabla presenta los valores máximos de seudo aceleraciones (S_a), para el sismo de septiembre de 1985 y del 2017. Los datos primarios fueron obtenidos de programa DEGTRA A4, del Instituto de Ingeniería UNAM, 2018.

Ilustración 31

Comparativa de los desplazamientos máximos de la estación SCT B-1 y SCT B-2



Nota. La ilustración representa los espectros de respuesta de pseudo aceleraciones (S_a), para el sismo de septiembre de 1985 y del 2017. Los datos primarios fueron obtenidos de programa DEGTRA A4, del Instituto de Ingeniería UNAM, 2018.

5.1.3. Condensación dinámica del modelo numérico

El proceso de discretización de la estructura aplicando la condensación dinámica, es un método ampliado del método de condensación estática. Sin embargo, el método dinámico permite obtener virtualmente exactos en contraposición con la reducción estática.

La condensación dinámica considera al primer valor característico ω_1^2 un valor de cero.

Por lo que al conformar la matriz dinámica estará dada por:

$$[D1] = [K] - \omega_1^2[M] \quad (27)$$

Donde:

D1: Matriz dinámica 1

K: Matriz reducida de rigidez

ω : Frecuencia circular, en rad/seg.

M: Matriz de masa

Este algoritmo continuara con la solución del problema característico reducido, para así determinar los valores característicos ω_1^2 y ω_2^2 . Después se aplicará, nuevamente la condensación dinámica una nueva matriz dinámica:

$$[D2] = [K] - \omega_2^2[M] \quad (28)$$

Así determinamos los valores característicos ω_2^2 y ω_3^2 . El proceso continuara hasta obtener un valor característico exacto (Paz, 1997a).

Aplicando el programa MATLAB® se desarrollará las matrices de masas y rigideces, para así obtener las frecuencias del modelo. A continuación, se presentan las matrices obtenidas:

```
%Peso específico acrílico kg/cm3 %;
P_Esp_Acr = 0.00119;

%Soportes de sujeción%
% %%Peso en gr%
P_Sop_Suj = 12.76;

% %%Peso en kg%;
P_SopS= P_Sop_Suj/1000;

Sop_Suj_P1 = 12;
Sop_Suj_P2 = 12;
Sop_Suj_P3 = 6;

%Tornillos y rodelas%
% %%Peso en gr%
P_Torn_Rod = 11.92;

% %%Peso en kg%;
P_TornR= P_Torn_Rod/1000;

Torn_P1 = 24;
Torn_P2 = 24;
Torn_P3 = 24;

%Matriz de Masas kgf*s2/cm%

M1 = ((P_Esp_Acr*A_Acr*B_Acr)+(P_TornR*Torn_P1)+(P_SopS*Sop_Suj_P1))/980.6;
M2 = ((P_Esp_Acr*A_Acr*B_Acr)+(P_TornR*Torn_P2)+(P_SopS*Sop_Suj_P2))/980.6;
M3 = ((P_Esp_Acr*A_Acr*B_Acr)+(P_TornR*Torn_P3)+(P_SopS*Sop_Suj_P3))/980.6;

M = [M1 0 0;0 M2 0;0 0 M3] kg;

%
M = 
$$\begin{bmatrix} 0.0014 & 0 & 0 \\ 0 & 0.0014 & 0 \\ 0 & 0 & 0.0013 \end{bmatrix}$$

```

La rigidez de los elementos estructurales del marco, Chopra (2014) menciona que “la rigidez lateral del marco puede determinarse fácilmente para dos casos extremos: si la viga es

infinitamente rígida (es decir, la rigidez a la flexión $EI_b = \infty$ " (p..9), por lo que los valores de inercia y de rigidez serán los siguientes:

```
%%Matriz de Rigidez%;
%Módulo de E en kg/cm2%
E_Col =25000;
%Propiedades de las columnas en cm%;
b_C1 = 0.635;
h_C1 = 0.635;
L_C1 = 25;
A_C1 = b_C1*h_C1;
I_C1 = ((b_C1)*(h_C1^3))/12;
%Rigideces en kg/cm%
%Número de columnas por piso%
Num_Col_P1 = 6;
Num_Col_P2 = 6;
Num_Col_P3 = 6;
k1 = ((Num_Col_P1)*(12*E_Col*I_C1))/(L_C1^3);
k2 = ((Num_Col_P2)*(12*E_Col*I_C1))/(L_C1^3);
k3 = ((Num_Col_P3)*(12*E_Col*I_C1))/(L_C1^3);
K = [k1+k2 -k2 0; -k2 k2+k3 -k3; 0 -k3 k3] kg/cm;
```

$$K = \begin{bmatrix} 3.1217 & -1.5609 & 0 \\ -1.5609 & 3.1217 & -1.5609 \\ 0 & -1.5609 & 1.5609 \end{bmatrix}$$

Las frecuencias naturales del sistema son:

$$\omega_1^2 = 230.77 \text{ entonces } \omega_1 = 15.19 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2^2 = 1792.84 \text{ entonces } \omega_2 = 42.34 \text{ rad/s}$$

$$\omega_3^2 = 3691.74 \text{ entonces } \omega_3 = 60.76 \text{ rad/s}$$

Por consiguiente, las frecuencias naturales expresadas en hercios (Hz) o ciclos por segundo (cps) del sistema serán determinados de la siguiente forma:

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi}$$

(29)

$$f_1 = 2.41 \text{ (cps)}$$

$$f_2 = 6.73 \text{ (cps)}$$

$$f_3 = 9.67 \text{ (cps)}$$

Los periodos de vibrar del sistema serán:

$$t_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

(30)

$$t_1 = 0.41 \text{ seg}$$

$$t_2 = 0.15 \text{ seg}$$

$$t_3 = 0.10 \text{ seg}$$

La obtención de la matriz modal de los modos de vibrar y su respectiva grafica es:

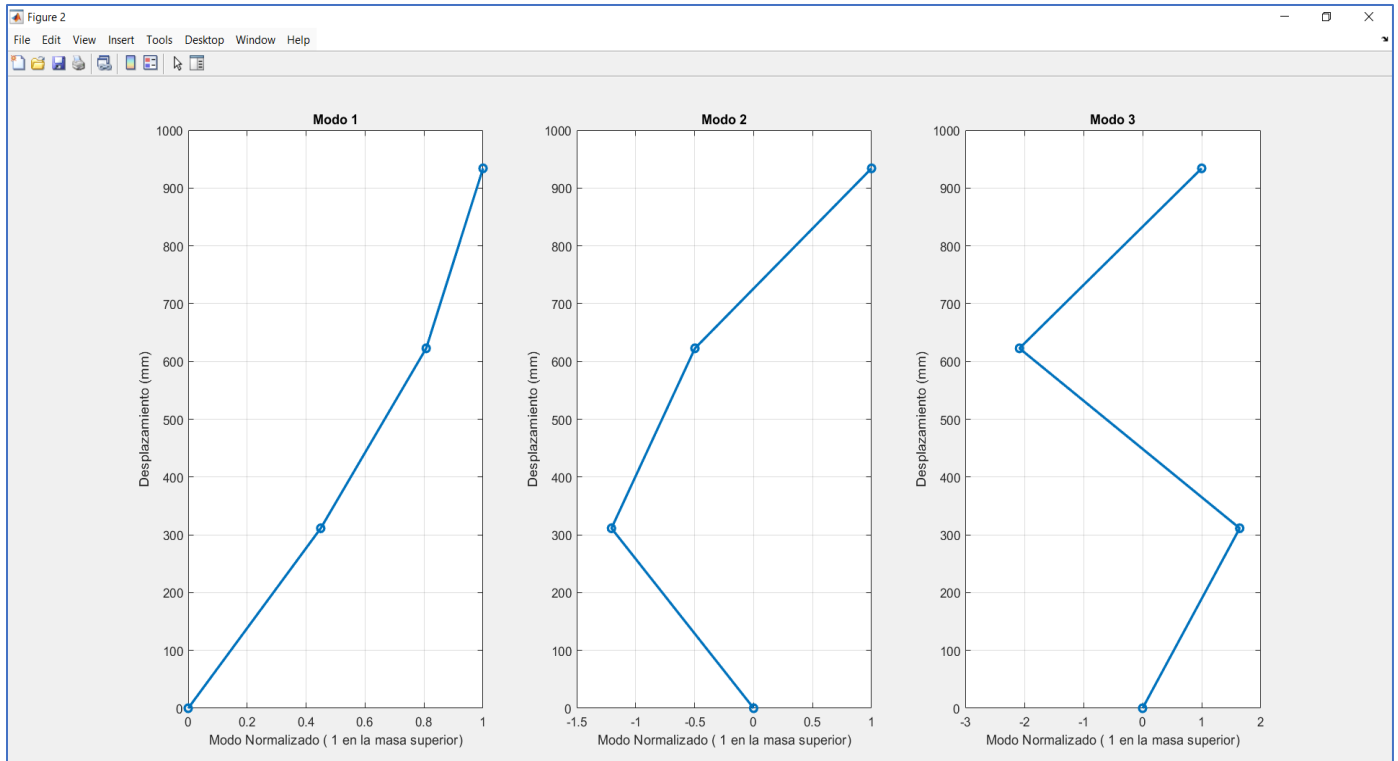
$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} 0.449 \\ 0.807 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_2 = \begin{bmatrix} -1.205 \\ -0.497 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_3 = \begin{bmatrix} 1.642 \\ -2.083 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Ilustración 32

Modo normalizado del modelo



Nota. La ilustración representa los modos de vibración normalizado del modelo matemático.

Finalmente se propone un desplazamiento unitario normalizado para el mayor absoluto obtenido, por lo que los modos de vibrar serán los siguientes:

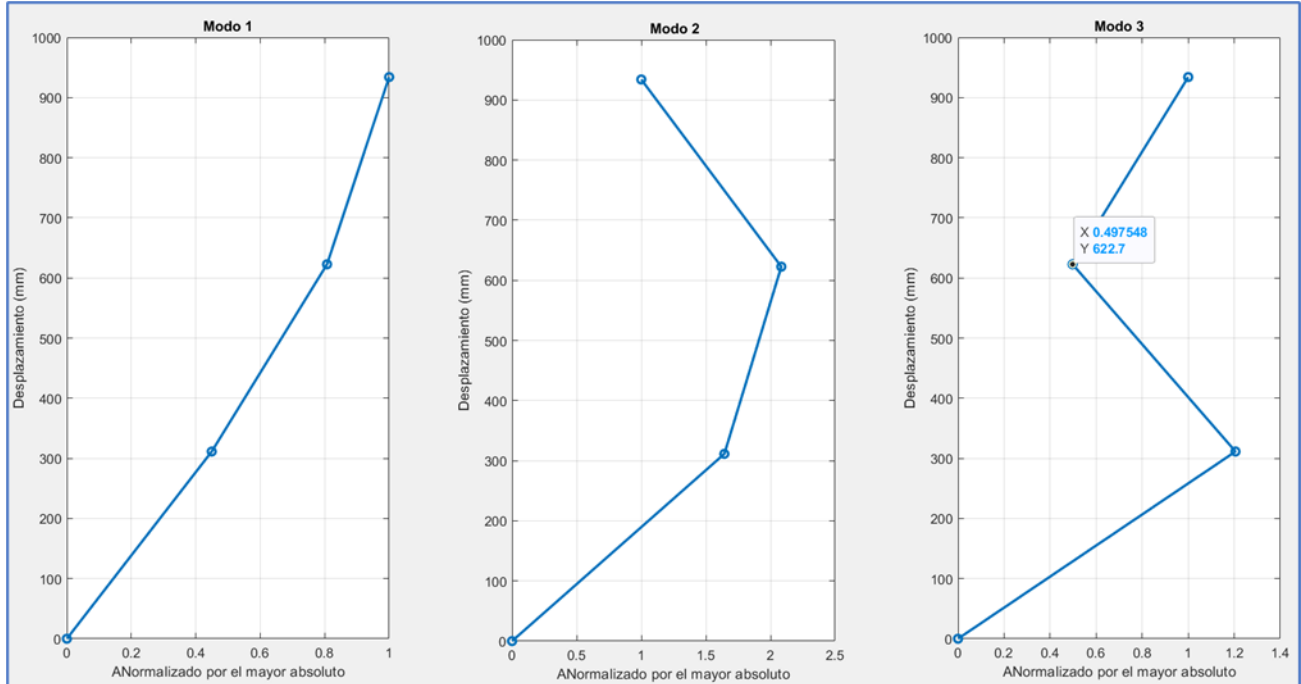
$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} 0.449 \\ 0.807 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_2 = \begin{bmatrix} 1.205 \\ 0.497 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_3 = \begin{bmatrix} 1.642 \\ 2.083 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Ilustración 33

Modo normalizado por el mayor absoluto para el modelo



Nota. La ilustración representa los modos de vibración normalizado por el mayor absoluto del modelo matemático.

A continuación, se definirá la matriz dinámica principal del sistema, considerando que

$\omega_1^2 = 0$. Por lo tanto, la matriz dinámica será:

`%%Matriz dinámica del sistema%;`

`D = K;`

`k1_k2 = k1+k2;`

`k11 = k1_k2/k1_k2;`

`k12 = -k2/k1_k2;`

$$[D] = \begin{bmatrix} 3.12 & -1.56 & 0 \\ -1.56 & 3.12 & -1.56 \\ 0 & -1.56 & 1.56 \end{bmatrix}$$

Aplicando el proceso de simplificación de Gauss – Jordan para la eliminación de la primera columna de la matriz D. La matriz de transformación (T1) y la matriz dinámica condensada ($\check{D}1$) para el modo de vibrar 1 son:

$$[T1] = \begin{bmatrix} 0.500 & 0 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[\overline{D1}] = \begin{bmatrix} 2.34 & -1.56 \\ -1.56 & 1.56 \end{bmatrix}$$

Los valores característicos para la solución del problema característico reducido, son:

$$\omega_1^2 = 233.20$$

$$\omega_2^2 = 2319.43$$

Realizando la iteración con el valor de $\omega_1^2 = 233.20$ y sustituyéndolo en la matriz

dinámica principal del sistema, tendremos:

`%Modo 1 de vibrar iterando%`

`M1_a11 = (k1+k2)-(W1_Cuadrado_1)*M1;`

`M1_a12 = -k2;`

`M1_a13 = 0;`

`M1_a21 = -k2;`

`M1_a22 = (k2+k3)-(W1_Cuadrado_1)*M2;`

`M1_a23 = -k3;`

`M1_a31 = 0;`

`M1_a32 = -k3;`

`M1_a33 = k3-(W1_Cuadrado_1)*M3;`

`D1_Int1 = [M1_a11 M1_a12 M1_a13;M1_a21 M1_a22 M1_a23;M1_a31 M1_a32 M1_a33];`

$$[D1] = \begin{bmatrix} 2.799 & -1.560 & 0 \\ -1.560 & 2.799 & -1.560 \\ 0 & -1.560 & 1.256 \end{bmatrix}$$

Aplicando el proceso de simplificación de Gauss – Jordan para la eliminación de la primera columna de la matriz D. La matriz de transformación (T1) y la matriz dinámica condensada ($\check{D}1$) para el modo de vibrar 1 con $\omega_1^2 = 0.6166$ será:

$$[T1] = \begin{bmatrix} 0.55 & 0 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[\overline{D1}] = \begin{bmatrix} 1.929 & -1.560 \\ -1.560 & 1.256 \end{bmatrix}$$

El valor característico es de $\omega_2^2 = 2264.62$. Obteniéndose la matriz de interacción para el modo 2:

$$[\overline{D2}] = \begin{bmatrix} -0.0076 & -1.5608 & 0 \\ -1.5608 & -0.0076 & -1.5608 \\ 0 & -1.5608 & -1.3917 \end{bmatrix}$$

Aplicando el proceso de simplificación de Gauss – Jordan para la eliminación de la primera columna de la matriz D2. La matriz de transformación (T2) y la matriz dinámica condensada ($\check{D}2$) para el modo de vibrar 2 son:

$$[T2] = \begin{bmatrix} -203.87 & 0 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[\overline{D2}] = \begin{bmatrix} 318.22 & -1.56 \\ -1.56 & -1.39 \end{bmatrix}$$

El valor característico es de $\omega_2^2 = 2270.19$. Obteniéndose, por segunda iteración la matriz para el modo 2:

$$[\overline{D2}] = \begin{bmatrix} -0.0153 & -1.5608 & 0 \\ -1.5608 & -0.0153 & -1.5608 \\ 0 & -1.5608 & -1.3989 \end{bmatrix}$$

Aplicando el proceso de simplificación de Gauss – Jordan para la eliminación de la primera columna de la matriz D2. La matriz de transformación (T2) y la matriz dinámica condensada ($\check{D}2$) para el modo de vibrar 2 son:

$$[T2] = \begin{bmatrix} -203.87 & 0 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[\overline{D2}] = \begin{bmatrix} 318.21 & -1.56 \\ -1.56 & -1.39 \end{bmatrix}$$

El valor característico es de $\omega_2^2 = 2275.76$.

Por lo que finalmente, los primeros valores característicos y vectores característicos del modelo con tres grados de libertad es:

$$\omega_1^2 = 233.20$$

$$\begin{Bmatrix} Y1 \\ Y2 \\ Y3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -8.17 \\ -16.35 \\ 18.82 \end{Bmatrix}$$

$$\omega_2^2 = 2275.76$$

$$\begin{Bmatrix} Y1 \\ Y2 \\ Y3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.00034 \\ -0.00069 \\ 0.1464 \end{Bmatrix}$$

(31)

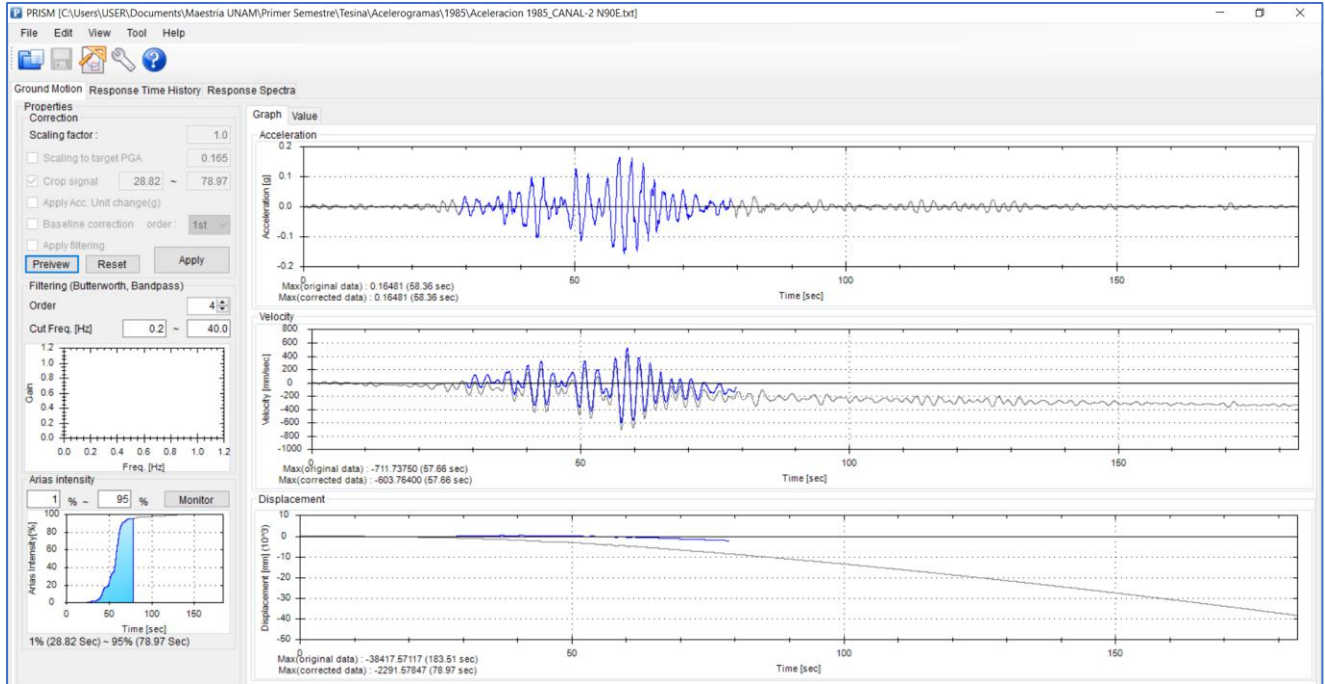
5.1.4. Respuesta del modelo experimental para el sismo de 1985

La evaluación de la respuesta dinámica del modelo IDSE, utilizo el registro de los acelerogramas de la estación SCT B-1. Considerando que el registro sísmico posee una duración de 3.05 minutos, utilizando el programa PRISM (Version 2.0.1 Seong-Hoon Jeong) se delimita el análisis al rango de intensidad de arias.

El rango de intensidad de arias está comprendido entre el 1% al 95% del registro del acelerograma, por lo que el intervalo de tiempo se encuentra entre $t_1 = 28.82$ (s) y $t_2 = 78.97$ (s).

Ilustración 34

Intensidad de arias del programa PRISM para el sismo de 1985



Nota. La ilustración representa la intensidad de arias de la aceleración (g) del evento sísmico de 1985.

Determinada la intensidad de Arias, se integrará la señal del acelerograma para obtener un registro de desplazamientos. Sin embargo, es importante considerar que este registro debe escalarse debido a la capacidad limitada de movimiento horizontal de la mesa vibradora. En este estudio, se utilizó una escala de 0.60 para los valores de desplazamiento. Por lo que el valor escalado de desplazamiento es el siguiente:

Tabla 13

Desplazamiento escalado para el sismo de 1985

Sismo 1985	Desplazamiento (cm)	
	Valor de escala:	
Val. Maximo =	19.942	cm
Val. Max. Esc =	11.965	cm

Nota. La tabla representa el valor máximo del desplazamiento escalado del evento sísmico de 1985.

Al finalizar la simulación del sismo de 1985 en la mesa vibradora, se obtuvieron los espectros de pseudo aceleración tanto del registro real de aceleraciones que tuvo la mesa vibradora como de la señal de entrada. Obteniendo resultados congruentes del modelo experimental con respecto al programa Degtra. En estos espectros es fácil ver también que el periodo dominante del sitio es de $T_s = 2.04$ (s).

Tabla 14

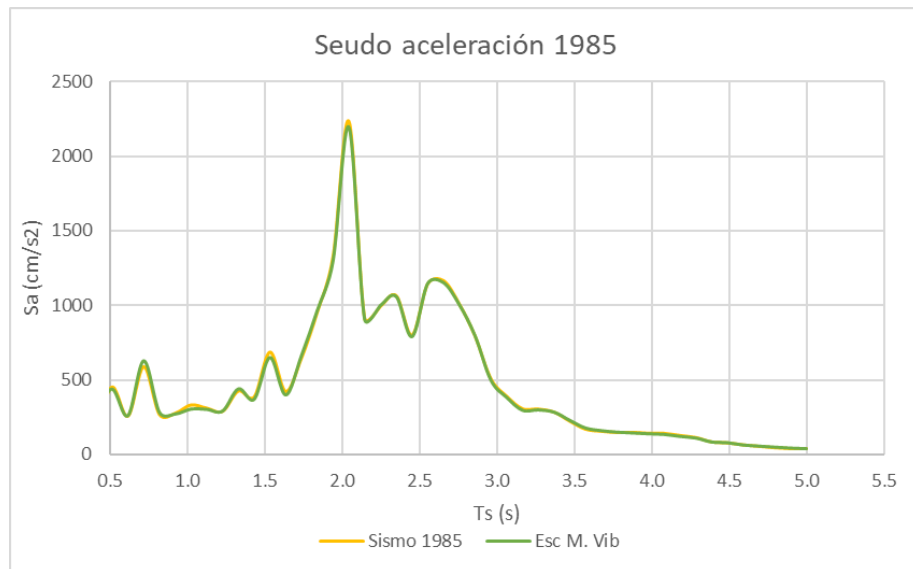
Periodo dominante de sitio obtenido de la mesa vibradora para el sismo de 1985

Valor Máximo de Seudo Aceleración			
Ts (s)	Mesa Vibradora	Sismo 1985	% Precisión
	Sa (cm/s ²), M. Vib	Sa (cm/s ²)	Sa - Sa M. Vib
2.04	2195.62	2232.68	1.66%

Nota. La tabla representa los valores máximos registrados en la mesa vibradora del periodo dominante y seudo aceleración, en comparación con los valores del acelerómetro de sitio.

Ilustración 35

Seudo aceleración del sismo de 1985



Nota. Seudo aceleración obtenido del modelo experimental en base a los datos escalados del sismo de 1985.

5.1.5. Interacción dinámica suelo – estructura del modelo numérico aplicando el sismo de 1985

Definido el periodo dominante del sitio (T_s) y el periodo de la estructura (T_E), se realizará el análisis de la interacción dinámica suelo – estructura. Los efectos de interacción inercial definidos en el Capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2017) nos permitirá obtener la frecuencia equivalente del sistema ($\tilde{\omega}_e$) y el periodo efectivo del sistema (\tilde{T}_e).

Tabla 15

Resultados del modelo matemático de la IDSE para el sismo de 1985

#Interacion	TE (s)	Th (s)	Tr (s)	\tilde{T}_e (s)	ω_e (rad/s)	$\tilde{\omega}_e$ (rad/s)	Cumple la igualdad
1	0.55	0.003	0.010	0.550	11.4360	11.4334	No
2	0.55	0.003	0.010	0.550	11.4340	11.4340	SI
3	0.55	0.003	0.010	0.550	11.4340	11.4340	SI

Nota. Resultados del análisis numérico de la interacción dinámica suelo - estructura (IDSE) del sismo de 1985.

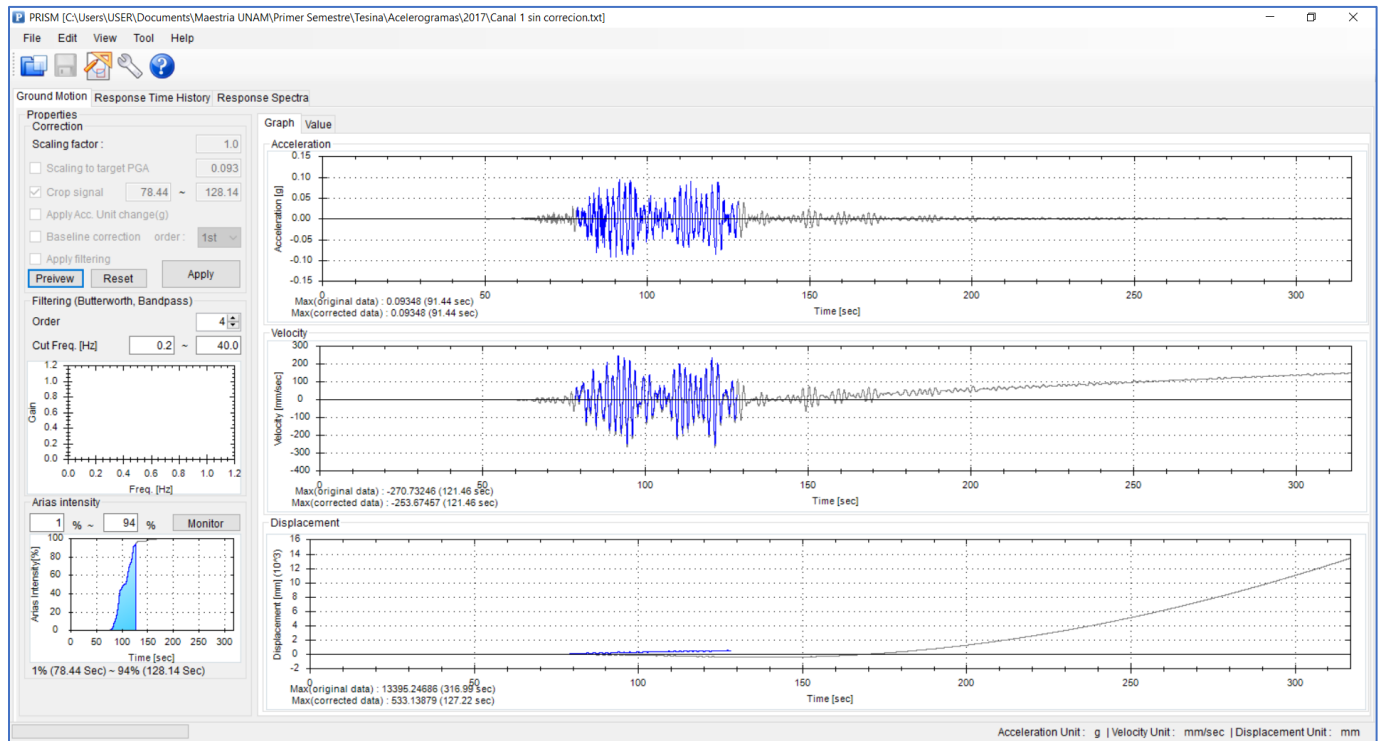
5.1.6. Respuesta del modelo experimental para el sismo del 2017

En el marco del análisis del evento sísmico producido el 19 de septiembre del 2017, se emplean las metodologías de intensidad de Arias e integración de las señales para definir el periodo dominante del sitio. Por lo que se requiere discretizar y escalar los datos registrados por la estación acelerográfica SCT B-2. Se realiza el mismo proceso ejecutado para el evento sísmico de 1985.

El rango de intensidad de arias está comprendido entre el 1% al 95% del registro del acelerograma, por lo que el intervalo de tiempo se encuentra entre $t_1 = 78.44$ (s) y $t_2 = 128.14$ (s).

Ilustración 36

Intensidad de arias del programa PRISM para el sismo del 2017



Nota. La ilustración representa la intensidad de arias de la aceleración (g) del evento sísmico del 2017.

Una de las observaciones más importantes del registro de la estación SCT B-2 (CANAL-1 N90E), es que se debe ejecutar la corrección de línea base previo a realizar el análisis de Intensidad de Arias, a través del software Degtra.

Realizada la corrección de línea base de los registros de aceleración de la estación, se procede a implementar la intensidad de Arias y la integración de la señal del acelerograma para obtener un registro de desplazamientos. Este registro se escaló 0.60 de su valor real el registro de desplazamiento, que se ingresara como datos primarios de entrada para el modelado experimental sobre la mesa vibradora. Por lo que el valor escalado de desplazamiento es el siguiente:

Tabla 16

Desplazamiento escalado para el sismo del 2017

Sismo 2017	Desplazamiento (cm)	
	Valor de escala:	0.6
Val. Maximo =	7.663	cm
Val. Max. Esc =	4.598	cm

Nota. La tabla representa el valor máximo del desplazamiento escalado del evento sísmico del 2017.

Finalizando la simulación del evento sísmico del año 2017 en la mesa vibradora, se compararon los valores de pseudo aceleración del modelo experimental con respecto a los simulados en el programa Degtra. Esta comparación permitió obtener el periodo dominante del sitio, el cual es de $T_s = 1.84$ (s).

Tabla 17

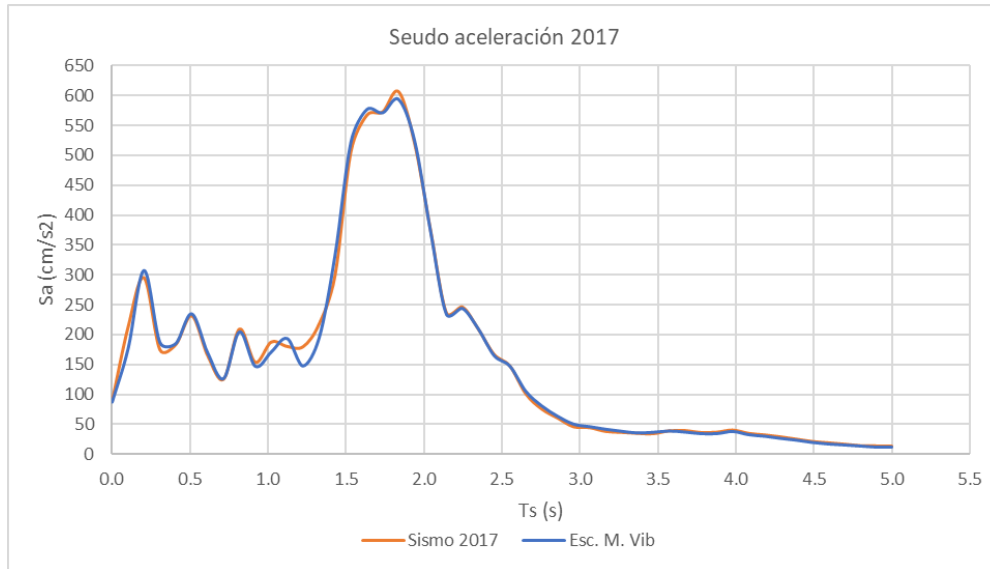
Periodo dominante de sitio obtenido de la mesa vibradora para el sismo de 2017

Valor Máximo de Seudo Aceleración			
Ts (s)	Mesa Vibradora	Sismo 2017	% Precisión
	Sa (cm/s ²), M. Vib	Sa (cm/s ²)	Sa - Sa M. Vib.
1.84	593.09	606.28	2.18%

Nota. La tabla representa los valores máximos registrados en la mesa vibradora del periodo dominante y seudo aceleración, en comparación con los valores del acelerómetro de sitio.

Ilustración 37

Seudo aceleración del sismo de 2017



Nota. Seudo aceleración obtenido del modelo experimental en base a los datos escalados del sismo de 2017.

5.1.7. Interacción dinámica suelo – estructura del modelo numérico aplicando sismo del 2017

Obtenido el periodo dominante del sitio (T_s) y conservando el valor del periodo de la estructura (T_E), se realizará el análisis de la interacción dinámica suelo – estructura. Los efectos de interacción inercial definidos en el Capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo,2017) nos permitirá obtener la frecuencia equivalente del sistema ($\tilde{\omega}_e$) y el periodo efectivo del sistema (\tilde{T}_e). Estos valores se considerarán como parte del modelado numérico

Tabla 18

Resultados del modelo matemático de la IDSE para el sismo de 2017

#Interacion	T_E (s)	T_h (s)	T_r (s)	\tilde{T}_e (s)	ω_e (rad/s)	$\tilde{\omega}_e$ (rad/s)	Cumple la igualdad
1	0.55	0.004	0.012	0.550	11.4360	11.4322	No
2	0.55	0.004	0.012	0.550	11.4330	11.4330	SI
3	0.55	0.004	0.012	0.550	11.4330	11.4330	SI

Nota. Resultados del análisis numérico de la interacción dinámica suelo - estructura (IDSE) del sismo de 2017.

5.1.8. Comparación de frecuencias modelo numérico y experimental

Una vez finalizado el proceso de discretización del modelo numérico, utilizando el software Matlab R2024 (Licencia UNAM) y obtenidos los valores experimentales. Se realizó una calibración de los mismos y se compararon con los resultados obtenidos de forma experimental derivados de los ensayos ejecutados en la mesa vibradora. Permitiendo confirmar la precisión del modelo experimental y su contraparte matemática.

Tabla 19

Frecuencias naturales del modelo experimental y matemático

Modos de vibrar	ωn^2	ωn	fn factorizada Matlab	fn factorizada Experimental	Precision
N°	(s ²)	(s)	Hz	Hz	(%)
1	230.778	11.497	1.830	1.820	0.54%
2	1792.842	33.563	5.342	5.300	0.78%
3	3691.744	48.434	7.709	7.660	0.63%

Nota. La tabla representa los modos de vibración y frecuencia del modelo matemático y experimental.

5.1.9. Cálculo de los periodos y formas modales del modelo matemático IDSE

Aplicando la hipótesis de que el modelo matemático se comporta como un oscilador de 1 GDL. Las rigideces de la estructura (k_E) y del suelo (k_s), se consideran como una combinación de resortes en serie. Por lo tanto, la constante de rigidez del suelo (k_s) se determinará con las ecuaciones mencionadas en el capítulo [4.1.3.1. Sistema de rigidez en serie](#)

Utilizando el software Matlab R2024 (Licencia UNAM), se realizó el análisis dinámico del modelo matemático IDSE. De tal manera, que las características dinámicas del modelo se presentan a continuación:

```
%Rigidez del suelo del sistema en serie%
%modelo matematico%

clear;
%%Propiedades dinamicas del sistema global IDSE%
```

```

%gravedad
g = 9.81; %m/s2

%Tglobal%
TG= 0.769; %seg%

%Peso global%
WG = 6.125; %kgf

%Rigidez global
kG = (4*(pi^2)*WG)/(g*(TG^2)); %kgf/m

%%Propiedades dinamicas de la estructura%
%Testructura
TE = 0.549; %seg%

%Peso estructura%
WE = 4.020; %kgf

%Rigidez estructura%
kE = (4*(pi^2)*WE)/(g*(TE^2)); %kgf/m

%%Propiedades dinamicas de suelo, representado por los resortes%
%Testructura
TS = TG-TE; %seg%

%Peso estructura%
WS = WG-WE; %kgf

%Rigidez estructura%
kS = 1/((1/kG)-(1/kE)); %kgf/m
kefectivo_suelo = kS;

%valor exprimental de la rigidez de 1 resorte de ..
...extension, obtenido de las pruebas de laboratorio%
k_exp_1R = 105.30; %N/m%
k_exp_6R = (k_exp_1R*6); %kgf/m%
k_exp_T = (k_exp_6R)*(1/9.81); %kgf/m%

Factor_de_calibracion = k_exp_T/kefectivo_suelo ;
Ktotal_suelo = Factor_de_calibracion*kefectivo_suelo;

%%Calculo de periodos y formas modales%

%Matriz de rigidez%

k1 = Ktotal_suelo;
k2 = kE;

K = [k1+k2 -k2;-k2 k2];

K = 
$$\begin{bmatrix} 118.07 & -53.67 \\ -53.67 & 53.67 \end{bmatrix} \frac{kgf}{m}$$


%Matriz de masas en kgf-s2/m%

```

```

m1 = WS/9.81;
m2 = WE/9.81;

M = [m1 0; 0 m2];

```

$$M = \begin{bmatrix} 0.2145 & 0 \\ 0 & 0.409 \end{bmatrix} \frac{kgf*s^2}{m}$$

```

% Calcular los modos y frecuencias naturales

```

```

[V, W] = eig(K, M);

```

```

% Ordenar los resultados en orden ascendente

```

```

[freq_naturales, indices] = sort(sqrt(diag(W)));
modos_forma = V(:, indices);

```

```

% Obtener coordenadas modales (desplazamientos) en cada modo

```

```

coordenadas_modales = zeros(size(modos_forma));

```

```

for i = 1:size(modos_forma, 2)

```

```

    coordenadas_modales(:, i) = modos_forma(:, i) / norm(modos_forma(:, i)); %

```

```

Normalizar los desplazamientos

```

```

% yy(:, i) = coordenadas_modales(:, i);

```

```

    coordenadas_modales_N(:, i) = coordenadas_modales(:, i) / coordenadas_modales
(end, i) ;

```

```

end

```

```

% Obtener frecuencias naturales (rad/s) y modos de vibración

```

```

frecuencias_naturales_hz = sqrt(diag(W))/(2*pi); % Frecuencias naturales en Hz

```

```

modos_forma = V; % Los modos de vibración (autovectores) están en las columnas de V

```

```

w1 = sqrt(diag(W));

```

Los valores de la matriz de frecuencia equivalente ($\tilde{\omega}_e$) y la matriz del periodo efectivo

del modelo matemático IDSE, para el sistema oscilador de 1GDL se presentan a continuación:

$$\tilde{\omega}_e = \begin{bmatrix} 7.9783 \\ 24.8519 \end{bmatrix} \frac{rad}{seg}$$

$$\tilde{T}_e = \begin{bmatrix} 0.788 \\ 0.253 \end{bmatrix} seg$$

Finalmente, las características dinámicas del modelo matemático y experimental del sistema de Interacción Dinámica Suelo – Estructura (IDSE) revelan una interacción significativa

entre suelo – estructura. Los resultados finales de la relación matemática y experimental, se presentan a continuación:

Tabla 20

Resultados finales de la relación matemática y experimental de la metodología IDSE

Resultados finales de la Interacción dinámica suelo - estructura							
Modelo experimental				Modelo matemático		%Precisión de $\tilde{\omega}_e$	%Precisión de \check{T}_e
Modo	$\tilde{\omega}_e$, exp (Hz)	$\tilde{\omega}_e$, exp (rad/s)	\check{T}_e , exp (s)	$\tilde{\omega}_e$, mat (rad/s)	\check{T}_e , mat (s)		
1	1.30	8.17	0.769	7.98	0.788	2.30%	-2.44%

Se determinó que el porcentaje de precisión promedio del modelo experimental y del modelado matemático, para los efectos de interacción inercial es equivalente al $\pm 2.37\%$

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Los resultados de esta investigación demuestran la necesidad de desarrollar metodologías alternas para el análisis sísmico de modelos experimentales IDSE, cuya evaluación se realizó sobre un sistema de mesa vibradora. El análisis numérico realizado con el software Matlab, baso su análisis matemático en función de las ecuaciones de equilibrio dinámico de un sistema de masa – resorte – amortiguador. Por lo que se obtuvieron resultados más precisos de la respuesta sísmica del modelo IDSE en contraposición con aquellos que se evaluaron con las ecuaciones del Capítulo 8 “Interacción Suelo – Estructura” de la NTC – DS – 2017.

La identificación precisa de las frecuencias modales y el porcentaje de amortiguamiento del sistema estructural experimental correspondiente al modo de vibración N°1, se realizó al implementar técnicas de instrumentación virtual. Por lo que se obtuvo concordancia y linealidad entre los modelos matemáticos y los resultados experimentales. La aplicación de la instrumentación virtual para la definición de las propiedades dinámicas, como herramienta confiable y eficiente del análisis de señales de los espectros.

Considerando que el modelo experimental no posee una profundidad de desplante de cimentación y que las dimensiones geométricas se adaptaron para su evaluación sobre un sistema de mesa vibradora. La aplicabilidad de las ecuaciones de la NTC – DS - 2017 no proporcionan resultados validos para estos modelos experimentales. Esto se observo en los resultados numéricos del periodo efectivo del sistema (\check{T}_e) y de la frecuencia equivalente ($\check{\omega}_e$). Las ecuaciones del Capítulo 8 “Interacción Suelo – Estructura”, están diseñadas y son aplicables para modelos IDSE con cimentaciones someras y de pilotes, donde la profundidad de desplante juega un papel fundamental en la respuesta sísmica del sistema.

6.2. Recomendaciones

El potencial de la instrumentación virtual para la identificación de las frecuencias modales y caracterización de las formas modales del prototipo experimental del sistema Interacción Dinámica Suelo – Estructura, sugiere extender el análisis de los modos de vibrar superiores y así mismo evaluar la influencia de modelos experimentales de sección irregular.

A partir de estos resultados obtenidos en la presente investigación se recomienda realizar una exploración de la aplicación de la metodología de la NTC – DS – 2017 para modelos experimentales, considerando que la influencia de la variable de profundidad de desplante (D_f).

CAPÍTULO 7. REFERENCIAS DE CONSULTA

- Aguilar, H. (1997). Distribución de esfuerzos bajo cimentaciones con pilotes de fricción ante condiciones accidentales. *Memoria XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, XI*, 1195–1201.
<http://www.unam.mx/smis/home.html>
- Arnal, L., & Betancourt, M. (2005). De la seguridad estructural de las construcciones. Capítulo I: Art.139. En L. Simon (Ed.), *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal* (5a ed., p. 892). Editorial Trillas, S. A. de C. V.
<https://www.ipn.mx/assets/files/cecyt4/docs/estudiantes/aulas/mescrito/cuarto/vespertino/construccion/dibarquitectonico/4.pdf>
- Budynas, R., & Nisbett, K. (2008). 10.6 Materiales para resortes. En McGraw-Hill/Interamericana Editores S.A. DE C.V. (Ed.), *Diseño en ingeniería mecánica de Shigley* (8a ed., pp. 505–509). McGraw-Hill Interamericana. <https://termoaplicadaunefm.wordpress.com/wp-content/uploads/2015/03/disec3b1o-en-ingenierc3ada-mecc3a1nica-de-shigley-8-edicic3b3n-budynas.pdf>
- Castelan, I. (2001). *Determinación experimental de las propiedades dinámicas de un edificio reforzado con disipadores de energía* [UNAM].
<https://doi.org/https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000297408>
- Chopra, A. (2014a). 1.6 Sistema masa-resorte-amortiguador. En P. de la Vega, M. Contreras, & B. Gutierrez (Eds.), *Dinámica de estructuras* (4a ed., pp. 19–20). Pearson Educación de México, S.A. de C.V.
- Chopra, A. (2014b). 2.2.3 Decaimiento del movimiento. En P. de la Vega, M. Contreras, & B. Gutierrez (Eds.), *Dinámica de estructuras* (4a ed., pp. 52–55). Pearson Educación de México, S.A. de C.V.

- Chopra, A. (2014c). Parte II Sistemas de varios grados de libertad. En P. de la Vega, M. Contreras, & B. Gutierrez (Eds.), *Dinamica de estructuras* (4a ed., pp. 347–369). Pearson Educacion de Mexico, S.A. de C.V.
- Computers and Structures Inc. (2022). *ETABS* (Núm. 20). Computers and Structures Inc.
- Cruz, V. M., Krishna, S., & Ordaz, M. (2017). ¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México? *Revista Digital Universitaria (RDU)*, 18(7), 9.
- Diaz, J. A. (2006). Los suelos lacustres de la ciudad de México. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 6(2), 111–129.
https://www.scipedia.com/public/Rodríguez_2006a
- Espinoza, A. (2018). *INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN EN LA DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO* [Universidad Nacional Autonoma de Mexico].
https://www.researchgate.net/profile/Alfredo-Espinoza-Mezquita/publication/345683069_INFLUENCIA_DE_LA_GEOMETRIA_DE_LA_CIMENTACION_EN_LA_DETERMINACION_DEL_ESPECTRO_DE_DISENO_SISMICO/links/5faab4a9299bf15bae064657/INFLUENCIA-DE-LA-GEOMETRIA-DE-LA-CIMENTACION
- NTC Diseño de sismo, 120 (2020). <https://smie.com.mx/smie-2022/archivos/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-diseno-sismo-2020.pdf>
- Gobierno de la Ciudad de México, & Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil. (2024). *Atlas de Riesgos*. <https://www.atlas.cdmx.gob.mx/analisisn2/>
- Gomez, L. (2016). *ESTUDIO SOBRE LAS VARIABLES QUE INTERVIENEN EN EL PROCESO DE ELABORACIÓN DE UN RESORTE DE COMPRESIÓN QUE PERMITAN OPTIMIZAR LA ETAPA DE AJUSTE* [CIATEC].

<https://ciatec.repositorioinstitucional.mx/jspui/bitstream/1019/101/1/TESIS-Belen Gomez.pdf>

Gonzalez, O., & Robles, F. (1985). *Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado* (Limusa S.A. de C.V. (ed.); Segunda). Sistemas Editoriales Tecnicos S.A. de C.V.

Martinez, J., Ovando, E., Sanchez, F., & Lermo, J. (2015). SUBSIDENCIA REGIONAL Y RESPUESTA SISMICA EN CIUDAD DE MEXICO: EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE. *XX Congreso Nacional de Ingenieria Sismica*, XX(1), 15. https://www.researchgate.net/profile/Jose-Martinez-Gonzalez-2/publication/286522828_SUBSIDENCIA_REGIONAL_Y_RESPUESTA_SISMICA_EN_CIUADAD_DE_MEXICO_EL_SISMO_DEL_19_DE_SEPTIEMBRE_1985_Ms_81_HOY/links/59346374a6fdcc89e7eb9202/SUBSIDENCIA-REGIONAL-Y-RESPUESTA-S

Mejia, A. (2017). *Interaccion dinamica suelo - estructura* [Universidad Nacional Autonoma de Mexico]. <https://ru.dgb.unam.mx/bitstream/20.500.14330/TES01000759438/3/0759438.pdf>

Estructuras de Hormigón Armado, 109 (2014). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf>

Ordaz, M., & Montoya, C. (2018). *Degtra* (10.4.0). Intituto de Ingenieria UNAM.

Paz, M. (1997a). 13.3 Dynamic Condensation. En International Thomson Publishing (Ed.), *Structural Dynamics* (4a ed., pp. 380–387). Chapman & Hall.

Paz, M. (1997b). 2.6 Logarithmic decrement. En International Thomson Editors (Ed.), *Structural Dynamics* (4a ed., pp. 37–40). Chapman & Hall.

Perez, J. A. (2020). *Estudio del comportamiento dinámico torsional de un modelo estructural físico, representativo de un edificio asimétrico de 3 niveles, empleando mesa vibradora* [UNAM]. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000802925>

- Perez Rocha, L. E., Ordaz Schroeder, M., & Reinoso Angulo, E. (1997). Escenarios de alto riesgo sísmico en la Ciudad de México. En L. Alcantara & H. Sandoval (Eds.), *Memoria XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (1a ed., pp. 279–289). Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.
- Richart, F. ., Hall, J. ., & Woods, R. . (1970). 2.3 Single-Degree-of-Freedom Systems. Series and Parallel Springs. En N. . Newmark & W. . Hall (Eds.), *Vibrations of soils and foundations* (Ilustrada, pp. 14–15). Prentice Hall.
- Santos, G., De la Colina, J., & Valdes, J. (2020). Estimation of the seismic accidental-torsion effects from the amplification of the response of a torsionally balanced model. *Ingeniería sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.*, 103, 56–76.
https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2020000200056
- Secretaria General de Obras. (1988). *Manual de Exploración Geotécnica* (Secretaria General de Obras (ed.); 1a ed.). Secretaria General de Obras.
- Tamez, E., Santoyo, E., Mooser, F., & Gutierrez, C. (1987). B. Antecedentes Geológicos. En J. M. Rioboo, C. Rodriguez, & Departamento del Distrito Federal Secretaria General de Obras (Eds.), *Manual de Diseño Geotécnico* (pp. 8–22). Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
- Tena, A. (2019, junio). Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26.
<https://doi.org/10.24133/riie.v24i2.1282>
- Teran, A., & Espinosa, M. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: la resistencia lateral de diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78(1), 23–46. <https://www.redalyc.org/pdf/618/61807803.pdf>
- The MathWorks Inc. (2024). *MATLAB* (Núm. R2024a). MathWorks.