



BENEMÉRITA **U**NIVERSIDAD **A**UTÓNOMA DE **P**UEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**PROPUESTA DE METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE
INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA EN
EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA**

TESIS

Que para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA
Con Opción Terminal en Geotecnia

Presenta:

BLANCA GUADALUPE MORENO DÍAZ

Asesor de tesis:

M.I. Miguel Ángel Figueras Corte

Coasesor de tesis:

PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui

Puebla, Pue.

Diciembre 2019



BUAP

Oficio No. 1497/2018

C. Blanca Guadalupe Moreno Díaz

Pasante de la Maestría en Ingeniería
con opción terminal en Geotecnia

Facultad de Ingeniería, BUAP.

Presente

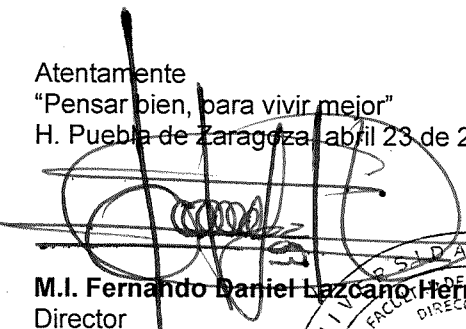
Por medio del presente, el suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: **Propuesta de metodología para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura en edificios de mediana altura**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Geotecnia. Asignándose como Director al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte y Co-director al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"

H. Puebla de Zaragoza, abril 23 de 2018.


M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director

C.c.p M.I. Miguel Ángel Figueras Corte y Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui, Director y Co-director del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

ABH/AAM/sco*





M. I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP
P R E S E N T E

En atención a la atenta solicitud de nombrar al que suscribe como asesor de la tesis: **“Propuesta de metodología para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura en edificios de mediana altura”**, mediante el Oficio No. 1497/2018 que presenta la alumna para obtener el grado de maestra en ingeniería con opción terminal en geotecnia, **C. Blanca Guadalupe Moreno Díaz**; me permito informar a usted que después de haber revisado el documento correspondiente, tomando en cuenta las observaciones de los sinodales, no existe inconveniente alguno en **autorizar la impresión** de la misma.

Lo hago de su conocimiento, para los efectos académicos a que haya lugar.

ATENTAMENTE

H. Puebla de Z., a 27 de noviembre de 2019



M. I. Miguel Ángel Figueras Corte
Asesor de Tesis

C. c. p. Mesa de exámenes profesionales
C. c. p. Interesada
C. c. p. Archivo

M. I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP
P R E S E N T E

En atención a la atenta solicitud de nombrar al que suscribe como Co-asesor de la tesis: **“Propuesta de metodología para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura en edificios de mediana altura”**, mediante el Oficio No. 1497/2018 que presenta la alumna para obtener el grado de maestra en ingeniería con opción terminal en geotecnia, **C. Blanca Guadalupe Moreno Díaz**; me permito informar a usted, que después de haber revisado el documento correspondiente y tomando en cuenta las observaciones de los sinodales, no existe inconveniente en **autorizar la impresión de la misma**.

Lo hago de su conocimiento, para los efectos académicos a que haya lugar.

ATENTAMENTE

H. Puebla de Z., a 28 de noviembre de 2019



PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui
Co-asesor de Tesis

C. c. p. Mesa de exámenes profesionales
C. c. p. Interesada
C. c. p. Archivo

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, principalmente a mis padres, que a lo largo de mi vida han sido un apoyo incondicional. Por su comprensión, dedicación y confianza en la distancia.

Al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte, por su apoyo y confianza en mi trabajo, su capacidad para guiar mis ideas y sus valiosos comentarios.

Al PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui por sus útiles aportes y comentarios.

Al M.I. Domingo Ramírez Delgado, por su invaluable guía y observaciones a este trabajo.

A la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla por darme la oportunidad de seguir aprendiendo y crecer profesionalmente.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	i
OBJETIVOS.....	iii
ANTECEDENTES.....	iv
ALCANCES	vi
CAPÍTULO I INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	1
1.1 ¿Qué es la interacción suelo-estructura?	2
1.2 Tipos de apoyos entre el suelo-cimentación-estructura.....	4
1.3 Resortes y amortiguadores equivalentes al suelo	5
1.4 Criterios de estructuras sismorresistentes.....	11
CAPÍTULO II PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO Y SU DETERMINACIÓN ..	13
2.1 Propiedades dinámicas	13
2.1.1 Módulo dinámico al esfuerzo cortante (G).....	13
2.1.2 Coeficiente de Poisson (ν)	17
2.1.3 Coeficiente de amortiguamiento (ζ).....	18
2.2 Pruebas de campo	20
2.2.1 Prueba de refracción sísmica.....	20
2.2.2 Down-Hole	23
2.2.3 Cross-Hole	25
2.2.4 Prueba de penetración de cono sísmico	27
2.2.5 Sonda suspendida	29
2.2.6 Vibración ambiental.....	31
2.3 Pruebas de laboratorio	33
2.3.1 Cristales piezoeléctricos.....	34
2.3.2 Columna resonante.....	36
2.3.3 Triaxial Cíclico.....	37
2.3.4 Corte simple cíclico	39
CAPÍTULO III MÉTODOS APLICADOS EN LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	42
3.1 Comisión Federal de Electricidad	42
3.2 Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo 2017	57

3.3	Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del Municipio de Puebla.....	66
3.4	Modelo dinámico de D. D. Barkan - O. A. Savinov	71
3.5	Modelo A.E. Sargsian	73
3.6	Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	74
3.7	Método Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006).....	77
CAPÍTULO IV METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA		83
4.1	Estudios de mecánica de suelos y pruebas dinámicas.....	84
4.2	Resortes y amortiguamientos.....	86
4.3	Estructura y espectro sísmico	86
4.4	Modelación con software ETABS 2016	87
CAPÍTULO V APLICACIÓN		89
5.1	Características del edificio	89
5.2	Características del sitio y zona sísmica.....	98
5.3	Espectro sísmico con y sin interacción suelo-estructura.....	100
5.4	Resultados	110
CONCLUSIONES		115
REFERENCIAS		117
ANEXOS.....		122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Modelo de interacción suelo-estructura (Jiménez, Mendoza y Díaz, s. f.).....	2
Figura 1.2 Apoyos entre la cimentación y el suelo.....	5
Figura 1.3 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Fernández y Avilés, 2008).....	6
Figura 1.4 Modelo de interacción suelo-cimentación (NIST, 2012).....	7
Figura 1.5 Sistema suelo-estructura (CFE, 2015).....	8
Figura 2.1 Módulo de cortante secante y módulo de cortante tangente (Kramer, 1996).	14
Figura 2.2 Curva de degradación de $G_{máx}$ (Kramer, 1996).....	15
Figura 2.3 Relación entre el módulo de cortante dinámico (a), coeficiente de amortiguamiento (b) y deformación angular Curva de degradación de $G_{máx}$ (Seed e Idriss, 1970).	19
Figura 2.4 Configuración de la prueba de refracción sísmica (Kramer, 1996).....	21
Figura 2.5 Esquema de la prueba Down-Hole (Aguirre, 2018).	23
Figura 2.6 Configuraciones de prueba Cross-Hole (Aguirre, 2018).	26
Figura 2.7 Esquema de ensayo con cono sísmico (Robertson et al., 1986).....	28
Figura 2.8 Esquema general del sistema perforación-sonda suspendida modificado de (Bringen y Davie, 2010 citado de Flores y Botero, 2014).....	29
Figura 2.9 Ejemplo de cociente espectral (H/V) (Ferrer, 2005).	33
Figura 2.10 Esquema de conexión eléctrica para cristales piezoeléctricos (Hernández, 2014).....	34
Figura 2.11 Esquema del aparato de columna resonante a torsión (Jaime, 1980 citado de Aguirre, 2018).	36
Figura 2.12 Equipo típico de aparato triaxial cíclico (Kramer, 1996).	38
Figura 2.13 Equipo típico de aparato triaxial cíclico (Kramer, 1996).	39
Figura 2.14 Esquema de prueba de corte simple cíclico (Kramer, 1996).....	40
Figura 3.1 Aceleración máxima en roca de acuerdo al nivel de referencia ER (<i>aor</i>) (CFE, 2015).....	44
Figura 3.2 Regionalización sísmica de la República Mexicana (CFE, 2015).....	45
Figura 3.3 Carta de microzonificación sísmica (CFE, 2015).	47
Figura 3.4 Espectro de diseño sísmico (CFE, 2015).....	49
Figura 3.5 Sistema suelo-estructura equivalente (CFE, 2015).....	54
Figura 3.6 Clasificación de estructuras (NTCDS, 2017).	57
Figura 3.7 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (NTCDS, 2017).....	58
Figura 3.8 Carta de microzonificación sísmica (NTCMP, 2017).....	67
Figura 3.9 Mapa de zonificación sísmica de la Ciudad de Puebla (Avilés, 1999).....	67
Figura 3.10 Esquema de representación de B y L , ejes donde $L \geq B$ respetando la orientación mostrada (NIST, 2012).....	78
Figura 3.11 Esquema de representación de variables z_w , d_w y D (NIST, 2012).	79
Figura 4.1 Diagrama de propuesta de metodología de análisis de interacción dinámica suelo-estructura.	88
Figura 5.1 Vista en corte del edificio eje 1, 3 y 5	90

Figura 5.2 Vista en corte del edificio eje A, B, C y D.....	91
Figura 5.3 Vistas en planta del edificio: a) Sótanos y niveles y b) Cimentación de zapatas corridas bajo muros.	92
Figura 5.4 Modelo en software ETABS.....	97
Figura 5.5 Ciudad Universitaria BUAP (Ontiveros, 2017).	98
Figura 5.6 Mapa de microzonificación sísmica para la zona de Ciudad Universitaria (Ontiveros, 2017).	99
Figura 5.7 Mapa de curvas de isoperiodos para la zona de CU (Ontiveros, 2017). ...	100
Figura 5.8 Espectro de diseño de acuerdo a las NTCMP.	103
Figura 5.9 Zona sísmica y aceleración máxima en roca PRODISIS (MDOC, 2015). .	104
Figura 5.10 Tipo de suelo, parámetros espectrales y espectro de diseño transparente regional PRODISIS (MDOC, 2015).	104
Figura 5.11 Espectro de diseño de acuerdo a CFE en dirección X.....	107
Figura 5.12 Espectro de diseño de acuerdo a CFE en dirección Y.....	108
Figura 5.13 Resortes en la cimentación.	109
Figura 5.14 Ventana de herramienta Link-Damper Exponencial.....	109
Figura 5.15 Entrada de datos en dirección X.....	110
Figura 5.16 Distorsiones del edificio con y sin efectos de interacción suelo-estructura en dirección X.	111
Figura 5.17 Distorsiones del edificio con y sin efectos de interacción suelo-estructura en dirección Y.	111
Figura 5.18 Fuerzas cortantes normativa MDOC (2015) con efectos IDSE.	112
Figura 5.19 Fuerzas cortantes normativa MDOC (2015) sin efectos IDSE.	112
Figura 5.20 Fuerzas cortantes normativa NTCMP (2017) sin efectos IDSE.	113
Figura 5.21 Fuerzas cortantes método A. E. Sargsian.	113
Figura 5.22 Fuerzas cortantes método de Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006).	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones superficiales (CFE, 2015)..	9
Tabla 2.1 Exponente de la relación de sobreconsolidación k (Hardin y Drnevich, 1972).	16
Tabla 2.2 Rangos de valores de la relación de Poisson de acuerdo al tipo de suelo (Budhu, 2011).	17
Tabla 2.3 Rangos de valores de la relación de Poisson de acuerdo al tipo de suelo (Bowles, 1996).	17
Tabla 2.4 Características de equipos geosísmicos portátiles (Santoyo, 2010).	21
Tabla 2.5 Velocidad de onda P para diversos materiales (Santoyo, 2010).	23
Tabla 2.6 Determinación de las propiedades del suelo de interés en un análisis dinámico, (modificado de Gordillo, 2011).	41
Tabla 3.1 Clasificación de las estructuras según su destino (CFE, 2015).	43
Tabla 3.2 Grupos y clases estructurales (CFE, 2015).	43
Tabla 3.3 Regionalización sísmica (CFE, 2015).	45
Tabla 3.4 Factor de importancia estructural para el grupo B (CFE, 2015).	46
Tabla 3.5 Exploración y caracterización del terreno en función de la estructura (CFE, 2015).	46
Tabla 3.6 Pruebas recomendadas (CFE, 2015).	47
Tabla 3.7 Factor de sitio F_{sit} para diferentes tipos de suelo (CFE, 2015).	51
Tabla 3.8 Factor de sitio F_{res} para diferentes tipos de suelo (CFE, 2015).	51
Tabla 3.9 Restricciones para a_0 , ERr , a_0 y c en cm/s^2 (CFE, 2015).	51
Tabla 3.10 Valores de los periodos característicos y exponentes que controlan las ramas descendentes de los espectros de diseño (CFE, 2015).	51
Tabla 3.11 Clasificación de las construcciones según su estructuración (CFE, 2015).	52
Tabla 3.12 Valores de λ , ε y τ (NTCDS, 2017).	60
Tabla 3.13 Clasificación de construcciones (NTCMP, 2017).	66
Tabla 3.14 Parámetros de los espectros de diseño para estructuras del grupo B (NTCMP, 2017).	69
Tabla 3.15 Coeficiente determinado a través de experimentos para $P_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ (Villarreal, 2017).	73
Tabla 3.16 Comparativa de métodos dinámicos de interacción dinámica suelo-estructura.	81
Tabla 4.1 Clasificación de un edificio de mediana altura.	83
Tabla 4.2 Correlaciones empíricas para diferentes tipos de suelo y edades geológicas (Astorga y Rivero, 2012).	84
Tabla 5.1 Secciones de los elementos de concreto en la cimentación	93
Tabla 5.2 Secciones de los elementos de concreto en los sótanos	93
Tabla 5.3 Secciones de los elementos de concreto en los niveles y azotea	93
Tabla 5.4 Cargas muertas	94
Tabla 5.5 Cargas vivas	94
Tabla 5.6 Condiciones y combinaciones de carga	94
Tabla 5.7 Bajada de cargas de losa de azotea	95

Tabla 5.8 Bajada de cargas de losa de azotea.....	95
Tabla 5.9 Parámetros del concreto.....	96
Tabla 5.10 Masas y pesos de los niveles de la estructura.	97
Tabla 5.11 Modelo de velocidades y propiedades dinámicas.	100
Tabla 5.12 Casos de estudio.....	100
Tabla 5.13 Condiciones de regularidad.	101
Tabla 5.14 Resultados PRODISIS.....	105
Tabla 5.15 Factores de reducción	105
Tabla 5.16 Condiciones de regularidad	105
Tabla 5.17 Periodo de la estructura con efectos IDSE	110

INTRODUCCIÓN

La cimentación es un conjunto de elementos estructurales, la cual recibe las cargas de la edificación y las transmite al suelo, es decir, cargas permanentes; en algunas zonas del país el suelo es perturbado por acciones sísmicas, por lo que la interacción entre el suelo y el cimiento es mayor y trabajan juntos intercambiando fuerzas. De lo anterior se deriva la clasificación de fuerzas estáticas y fuerzas dinámicas, estas últimas, con una mayor complejidad debido a la interacción directa con el suelo y la influencia que genera en el comportamiento estructural.

Un sismo es el principal origen de fuerzas dinámicas, pudiendo provocar asentamientos en las construcciones y hasta el colapso, esencialmente en edificios con altura significativa; por esta razón, es elemental el estudio de la interacción dinámica suelo-estructura, sobre todo, en suelos blandos donde existe mayor movimiento.

Nuestro país se encuentra sujeto a la influencia de grandes sismos provenientes de la Costa del Pacífico y del interior del continente, el efecto se extiende en varios estados del país, entre ellos Puebla. Existen siete fallas principales que demarcan tres zonas de riesgo (alto, mediano y bajo), el municipio de Puebla se ubica en una región de alto riesgo; sitio donde a lo largo del tiempo se han construido estructuras con múltiples niveles, particularmente edificios de mediana altura, es decir, aquellos de más de tres pisos pero menores a veinte. Este contexto en el que se encuentra la Ciudad de Puebla hace decisivo si una edificación necesita un análisis dinámico de interacción suelo-estructura relacionando sus propiedades de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Municipio de Puebla (NTCMP, 2017).

Generalmente, la cimentación y la estructura son analizadas de manera independiente consiguiendo resultados no del todo apegados a la realidad y al realizar estudios contemplando la interacción entre ambas muchas veces se tienden a suponer parámetros en las condiciones de apoyos y en la representación del suelo, por eso caracterizar estas partes y establecer una metodología que ayude a hacerlo es fundamental.

Este trabajo de tesis expone el estudio de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en cimentaciones superficiales, particularmente en zapatas corridas y sótanos o cajones de cimentación, con el enfoque establecido en definir y modelar las características y condiciones de los apoyos entre la estructura-cimentación y cimentación-suelo, caracterizando este último elemento a través de coeficientes de rigideces y de amortiguamiento, todo esto a partir de pruebas geotécnicas y propiedades dinámicas del suelo.

Abascal (1984) comenta que:

“Estructuras semejantes con cimentaciones morfológicamente diferentes tenían un comportamiento diverso cuando eran sometidas a un mismo terremoto. Este hecho mostró la influencia que tiene la geometría y rigidez del cimiento, así como las de la estructura sustentada. Tal fenómeno de relación mutua obliga a un estudio único y global del sistema suelo-cimentación-estructura”.

OBJETIVOS

Objetivo general

Proponer una metodología de análisis de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura estableciendo las condiciones y características adecuadas en los apoyos y determinando los resortes y amortiguamientos que se ajustan al suelo, tal que, sea aplicada a inmuebles de mediana altura que emplean en sus cimientos zapatas corridas y cajones de cimentación en la Ciudad de Puebla.

Objetivos específicos

1. Identificar las propiedades dinámicas que intervienen en la interacción dinámica suelo-estructura.
2. Describir los métodos aplicados en el país asimismo procedimientos externos y definir los alcances de cada uno.
3. Obtener las rigideces y amortiguamientos representativos del suelo.
4. Determinar y aplicar la metodología de análisis propuesta en un edificio de la Ciudad de Puebla.
5. Realizar el modelo del edificio en el software ETABS y equiparar los resultados de los métodos empleados.

ANTECEDENTES

La interacción suelo-estructura existe desde el instante preciso en que dos medios de naturaleza diferente “cimentación y suelo” interactúan e intercambian fuerzas y energía (Moreno, 2011).

Numerosos investigadores han realizado aportaciones a este tema, se mencionan a continuación algunas de éstas:

Winkler (1867) publicó “Die lehre von der elastizität und festigkeit” traducido como “La teoría de la elasticidad y resistencia”, cuya obra fue la primera en señalar que el suelo se asemeja a una distribución continua de resortes elásticos, de manera que, el asentamiento producido en un punto es directamente proporcional a la carga aplicada.

Zeevaert (1947) realizó trabajos considerados pioneros en el tema del comportamiento sísmico de cimentaciones y estructuras. Posteriormente en su libro “Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions” (1973) plasma su experiencia profesional y académica; en su segundo libro “Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones” (1980) Zeevaert propone el uso de las leyes físicas para simular el comportamiento de la masa del suelo y el uso de los procedimientos de cálculo estructural en la determinación de las fuerzas y deformaciones según sean las propiedades mecánicas del material que compone la estructura de cimentación.

Barkan (1948) propuso mediante investigaciones experimentales las ecuaciones para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones. Posteriormente, otros investigadores realizaron ciertas precisiones al método propuesto por Barkan, este modelo es conocido ahora como D. D. Barkan-O. A. Savinov. En 1962 publica el libro “Dynamics of bases and foundations”.

Terzaghi (1955) emitió su trabajo titulado “Evaluation of coefficients of subgrade reaction” en el que indica que la geometría de la cimentación tiene influencia en el coeficiente de reacción de la subrasante.

Avilés y Pérez-Rocha (2004) indagan en una publicación las bases de las nuevas disposiciones reglamentarias para los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura. Las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTCDS) fueron actualizadas en el año 2017, las cuales siguen vigentes.

Fernández y Avilés (2008) emitieron un artículo donde indican que un piso blando en planta baja, ante acciones sísmicas, se traduce en mayor flexibilidad en el sistema pudiendo generar distorsiones muy altas, este análisis fue efectuado en el rango de comportamiento elástico.

Villarreal (2009) ratifica en su obra “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas” la actualización de diferentes métodos dinámicos contemplando los efectos de flexibilidad y las propiedades inerciales; en 2017 publica su libro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación” donde muestra el desarrollo de cuatro modelos dinámicos de los cuales tres ya se han expuesto en su obra de 2009, pero en este caso, con aplicación a losas de cimentación.

En referencia a los apoyos entre la cimentación y la estructura, se ha considerado aceptable realizar el análisis con empotramiento; las reacciones se calculan en los puntos de apoyo y se utilizan como acciones sobre el cimiento. La base se asume apoyada en una serie de resortes que representan al suelo, calculados a partir de un coeficiente de reacción de la subrasante, con lo que se obtienen las reacciones del suelo y las deformaciones generadas. Si el asentamiento total y, sobre todo, el diferencial afectan el comportamiento de la superestructura, se introducen las deformaciones en los apoyos de la estructura y se rehace el análisis hasta obtener resultados consistentes (López, 2012).

Deméneghi (1979, 1983) propone un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo pretendiendo facilitar los cálculos por medio de simplificaciones y uso de la computadora, esto a nivel estático.

ALCANCES

Se pretende que este trabajo sirva como base para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura por medio de la metodología propuesta y recomendaciones a partir de la comparación de métodos aplicables.

El capítulo I alude a la definición de los conceptos básicos del tema interacción suelo-estructura, se describen los tipos de apoyos que se utilizan entre el cimiento y la edificación, además de la representación del suelo a través de resortes y amortiguadores equivalentes a éste; por último, se mencionan criterios a considerar en el diseño estructural con el propósito de que haya un mejor comportamiento ante sismo.

Los parámetros dinámicos del suelo y su determinación se exponen en el capítulo II; podrá observar las definiciones de las propiedades dinámicas, enseguida, se precisan las pruebas de campo y laboratorio que comúnmente se ejecutan indicando las ventajas y limitaciones de cada una, finalmente se muestra una tabla en la cual se recomienda qué tipo de ensayo efectuar de acuerdo a la propiedad en estudio.

Los métodos de D. D. Barkan – O. A. Savinov, el modelo A. E. Sargsian, la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y el método de Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006) se describen en el capítulo III; así también, las NTCDS (2017), las NTCMP (2017) y las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC), sección de Diseño por Sismo, publicado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015); al término del capítulo se observa una tabla comparativa de los métodos, normativas y manual antes citados.

El capítulo IV plantea la metodología del análisis de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura en edificios de mediana altura, indicando el proceso de desarrollo y determinando las condiciones y características apropiadas en los apoyos, resortes y amortiguamientos que se ajustan al suelo, abordando específicamente zapatas corridas y cajones de cimentación.

La metodología postulada se pone en práctica en un edificio de la Ciudad de Puebla con trece niveles y dos sótanos, apoyados sobre zapatas corridas y éstas a su vez en suelo clasificado Tipo III (suelo blando), esto señalado en el capítulo V.

Con la intención de cotejar y dar credibilidad a la metodología se utilizó el software ETABS para modelar la estructura y equiparar las soluciones de los métodos usados. Al final, se expresan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

CAPÍTULO I INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Este es un tema que se ha estudiado desde hace décadas, fundamentalmente en la construcción de plantas nucleares desplantadas en zonas con suelos blandos, sin embargo, su aplicación es escasa por la complejidad de análisis y los altos costos en estudios del suelo para definir sus propiedades dinámicas.

En México, el análisis de interacción suelo-estructura tuvo relevancia ante el sismo del 19 de septiembre de 1985, a consecuencia de éste, un grupo de especialistas de ingeniería sísmica y estructural fue asignado en la tarea de modificar, en condición de emergencia, el Reglamento de Construcciones del D.F. a favor de continuar con las obras en proceso de construcción así como en la reparación de edificios dañados. Al mismo tiempo, realizaron investigaciones y plasmaron sus conocimientos en la actualización y mejora de los lineamientos del nuevo reglamento de 1987 (Romo, 1991).

Estudios orientados a evaluar diferentes facetas del problema de interacción suelo-estructura, en la Ciudad de México, mostraron que este fenómeno puede resultar de suma importancia; Romo (1991) observó que el efecto de la interacción no siempre es benéfico para el edificio ya que dependiendo de las características de la estructura, de la cimentación, del suelo y del movimiento de campo libre, la intensidad de los movimientos dinámicos en la base del edificio pueden ser mayores o inferiores. Los resultados de sus investigaciones muestran las ventajas de usar un cajón rígido profundo en lugar de pilotes de fricción para cimentar un edificio, dado que en el sismo de 1985 presentaron hundimientos diferenciales permanentes y, en algunos casos, fallaron; también, resaltó los beneficios potenciales de la profundidad de desplante en la atenuación de la intensidad de la excitación dinámica que actúa en la base del edificio; los resultados teóricos y observaciones de la respuesta de diferentes inmuebles indicaron que al haber una gran flexibilidad en los suelos esto se traduce en el incremento del periodo natural efectivo de las estructuras; asimismo concluyó que la presencia de construcciones vecinas puede modificar los espectros de piso calculados suponiendo que los edificios están aislados; además de que la consideración de este fenómeno en la evaluación de la seguridad sísmica de estructuras puede significar economías importantes.

Es habitual realizar el análisis interacción suelo-estructura en edificaciones de gran magnitud, envergadura y comúnmente de carácter privado. Para este trabajo de tesis se enfocará a inmuebles de mediana altura, puesto que en la Ciudad de Puebla está siendo común la proyección de edificios con más de tres niveles, destacando que se encuentra en una zona sísmica con alto riesgo y en muchos de los casos el estudio de la interacción suelo-estructura no está valorada.

1.1 ¿Qué es la interacción suelo-estructura?

Se puede entender como el proceso en el cual el suelo influye en el comportamiento de la estructura y ésta a su vez en el suelo. La interacción suelo-estructura busca establecer el sistema de reacciones de los elementos con el objeto de homologar las deformaciones, es decir, los desplazamientos del suelo y la estructura son iguales, resultando un solo cuerpo con el mismo comportamiento (Fig. 1.1).

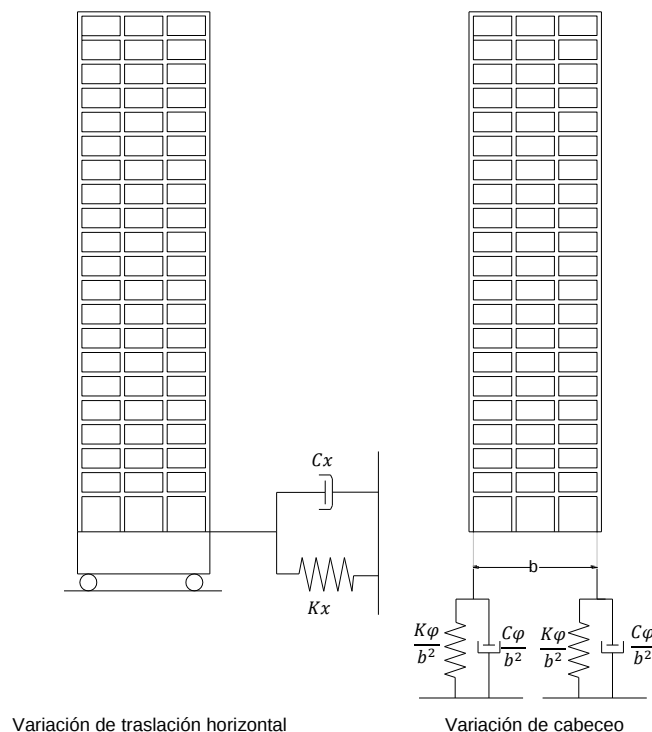


Figura 1.1 Modelo de interacción suelo-estructura (Jiménez, Mendoza y Díaz, s. f.).

Una propuesta de definición es la de Deméneghi y Sanginés (2001):

“La interacción suelo-estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la interacción estática suelo-estructura, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la interacción dinámica suelo-estructura”.

Las fuerzas estáticas corresponden a las propiedades mecánicas de los cuerpos que componen la estructura y la cimentación, las dinámicas, son originadas debido a la deformabilidad del terreno en donde se ha desplantado la estructura ante la acción de excitaciones sísmicas. En breve, se resumen la interacción estática y dinámica suelo-estructura.

La interacción estática suelo-estructura describe la interrelación entre los elementos resistentes y el suelo con que tienen contacto. El estudio de la interacción estática es complejo y se enfoca a evaluar, por un lado, el cambio de elementos mecánicos en la estructura generado por la diferencia de condiciones del terreno y, por otro, la modificación de condiciones de carga de terreno por la presencia de estructuras. Aunque la consideración de cargas estáticas es más directa que las dinámicas, el análisis y diseño estático está lejos de ser simple por varias razones. En primer lugar, los materiales térreos se comportan, bajo cargas estáticas, en el intervalo no elástico incluso a un nivel de deformación bajo. La acumulación de deformaciones no recuperables produce en la masa de suelo zonas de cedencia local, de tal modo que se incrementa la potencialidad de falla total ante cargas accidentales como las de viento y sismo. También, el suelo por tratarse de un material natural se conoce que es heterogéneo, por lo que los estudios estratigráficos de la zona juegan un papel importante y deben ser interpretados correctamente (Avilés y Liu, 1994).

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante acciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura, así como las características del movimiento del terreno y la cimentación.

El fenómeno de interacción entre el suelo y la estructura puede descomponerse en una parte inercial y otra cinemática. El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el aumento en el amortiguamiento y la modificación de la ductilidad de la estructura supuesta con apoyo indeformable, son producto de la interacción inercial, debido a la inercia y flexibilidad del sistema suelo-estructura. En tanto que la interacción cinemática reduce el movimiento de la cimentación e induce torsión y cabeceo en ella, a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación (Avilés y Liu, 1994).

El proceso de análisis comienza por el estudio de la estructura, suponiéndose empotrada en la cimentación. Una vez calculadas las acciones que el edificio transmite a la cimentación se calcula la geometría de ésta, no sin antes haber comprobado que las tensiones transmitidas sean admisibles para el terreno. Las etapas señaladas son: la cimentación recibe de la estructura unos esfuerzos que ha de aceptar y del suelo un estado de tensión admisible, por lo que, el conjunto suelo-cimentación-estructura repercute de forma considerable en las leyes de esfuerzos siendo muy importante definir las condiciones de frontera que hay entre los elementos (Freire, 2001).

1.2 Tipos de apoyos entre el suelo-cimentación-estructura

En la práctica, es común analizar la estructura como un sistema independiente de su cimentación y el suelo, y suponer en la base de la estructura condiciones de apoyo determinadas, en general empotrado. Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas directas sobre la cimentación para el análisis de ésta y de su interacción con el suelo, no considerando la superestructura. Este procedimiento al estudiarse de forma rigurosa resulta incorrecto, puesto que, es necesario el análisis del sistema en conjunto suelo-cimentación-estructura debido a que las deformaciones que se tienen en la cimentación y en el suelo modifican la distribución de presiones sobre la cimentación y las fuerzas internas en la estructura (Meli, 2006).

En una cimentación profunda se garantiza la hipótesis de empotramiento porque se suele buscar un estrato rígido (roca) como soporte, por esta razón los asentamientos que se presentan son mínimos y despreciables en el comportamiento de los elementos;

en la cimentación superficial, pueden ocurrir asentamientos diferenciales, generando rotaciones que influyen directamente en el momento del elemento (Freire, 2001) (Fig. 1.2).

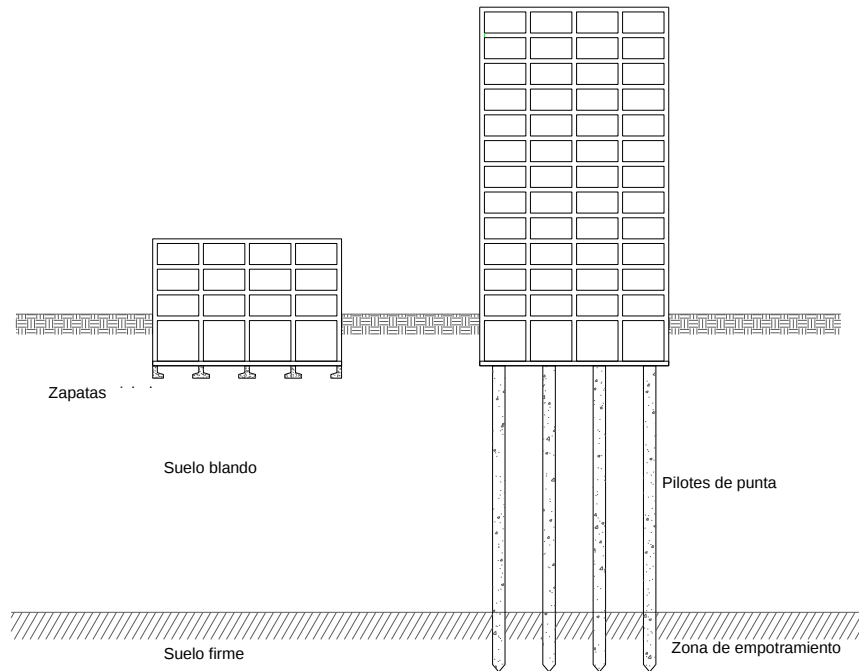


Figura 1.2 Apoyos entre la cimentación y el suelo.

1.3 Resortes y amortiguadores equivalentes al suelo

La variación en el movimiento está dada principalmente por la alta o baja rigidez de la cimentación en comparación con la del terreno, lo cual evita que los elementos que componen la cimentación se deformen de la misma manera que éste, lo que implica un comportamiento desigual y por tanto no hay una interacción adecuada.

En este caso la diferencia entre la respuesta de la estructura con base flexible y la de base rígida proviene principalmente de la inercia y la flexibilidad del sistema completo. A este efecto se le conoce como interacción inercial y está controlado por la relación de rigideces entre la estructura y el suelo.

Para considerar la interacción inercial se sustituyen tanto la rigidez como el amortiguamiento del suelo por medio de los resortes y amortiguadores (Fig. 1.3).

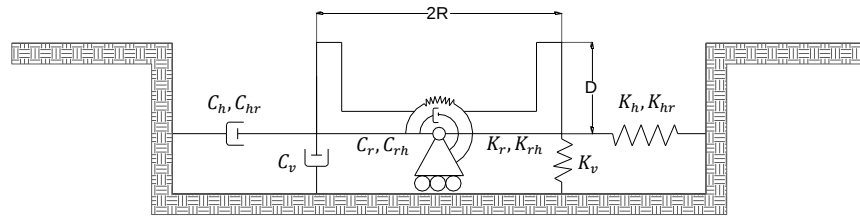


Figura 1.3 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Fernández y Avilés, 2008).

Con objeto de representar la flexibilidad del cimiento, se han utilizado unas expresiones del tipo:

$$F = Ky + C\dot{y} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

Donde:

K y C = Constantes del resorte

Las constantes del resorte relacionan el esfuerzo de restitución del cimiento con su movimiento respecto al campo libre. Sus estimaciones dependen no sólo del terreno, sino también del tipo de cimentación (zapatas, losas, pilotes, etc.) y de sus dimensiones (Soriano, 1989).

Recientemente, la representación del suelo se ha planteado contemplarla a través del uso de softwares comerciales aptos para el análisis estructural. Genner (2017) señala que en la caracterización de resortes y amortiguamientos del suelo pueden emplearse elementos LINK, herramienta disponible en el software ETABS, uno de los programas más utilizados en México.

El National Institute of Standards and Technology (NIST) en conjunto con el National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) muestra diversos modelos de estudio, en la Figura 1.4 se señala el de interés para esta tesis.

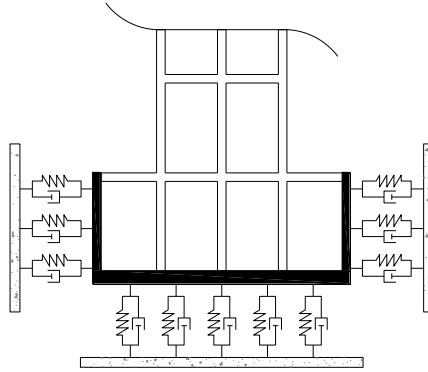
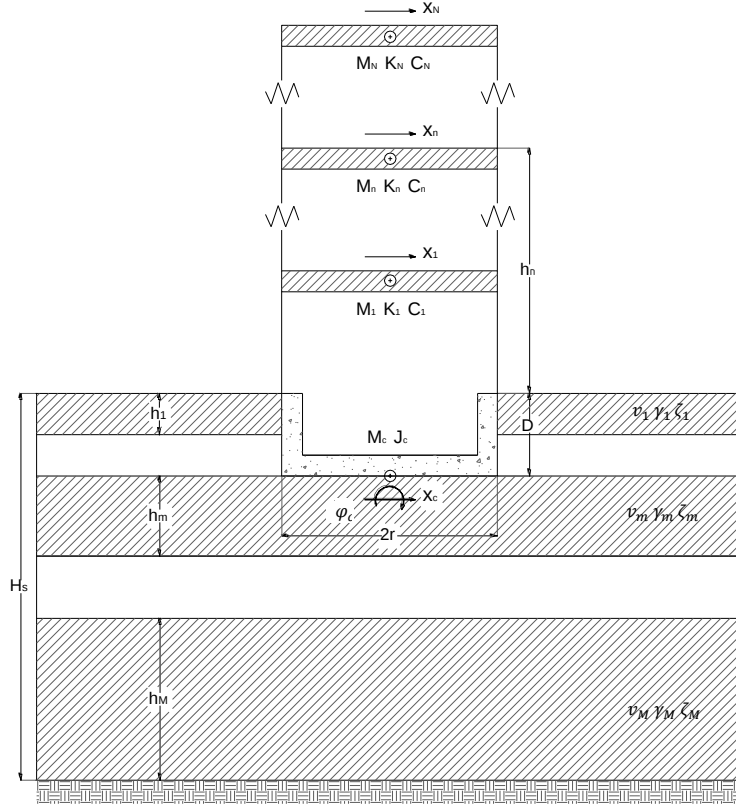


Figura 1.4 Modelo de interacción suelo-cimentación (NIST, 2012).

Las características de rigidez y amortiguación se representan usando modelos de función de impedancia relativamente simples o una serie de resortes distribuidos alrededor de la cimentación y su respectivo valor de amortiguamiento. En la parte extrema de los elementos SPRING se considera empotrado para que el movimiento de éstos sea en conjunto (NIST, 2012).

La Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015) describe que para estructuras con varios grados de libertad y depósitos de suelo estratificado, el sistema suelo-estructura puede idealizarse adecuadamente por medio de una estructura con N grados de libertad en traslación horizontal apoyada sobre una cimentación superficial, circular e infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y el otro de rotación o cabeceo (Fig. 1.5).

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades de éste, de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación, será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida de acuerdo a la Tabla 1.1.



Donde:

- D = Profundidad de enterramiento de la cimentación
- J_c = Momento polar de inercia de la cimentación
- C_n = Amortiguamiento de entrepiso de la estructura en el n -ésimo nivel
- K_n = Rigidez de entrepiso de la estructura en el n -ésimo nivel
- M_c = Masa de la cimentación
- M_n = Masa de entrepiso de la estructura en el n -ésimo nivel
- v_m = Velocidad de propagación de ondas de corte en el m -ésimo estrato de suelo
- x_c = Desplazamiento horizontal de la cimentación
- x_n = Desplazamiento horizontal en el entrepiso de la estructura en el n -ésimo nivel
- r = Radio de la base de la estructura
- γ_m = Densidad en el m -ésimo estrato de suelo
- ϕ_c = Desplazamiento angular de la cimentación
- ζ_m = Amortiguamiento en el m -ésimo estrato de suelo

Figura 1.5 Sistema suelo-estructura (CFE, 2015).

Tabla 1.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones superficiales (CFE, 2015).

$K_m = K_m^0(k_m - 2\zeta_s\eta_m c_m) \quad ; \quad C_m = K_m^0(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)/\omega$ $\omega(frecuencia\ de\ interés) = \frac{2\pi}{\tilde{T}_e}$ $m = h, v, r$		Parámetros de frecuencia	$\eta_m = \frac{\omega R_m}{\beta_s} \ ; \ \eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s}$ $\eta_p = \sqrt{\frac{2(1 - v_s)\pi R_r}{(1 - 2v_s)2H_s}}$
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - v_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2}{3} \frac{D}{R_h}\right) \left(1 + \frac{5}{4} \frac{D}{H_s}\right)$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} \frac{0.65\zeta_s\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2} & \text{si } \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576 & \text{si } \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} > 1 \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1 - v_s} \left(1 + \frac{1.28R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - \frac{0.28D}{R_v}\right) \frac{\frac{D}{H_s}}{1 - \frac{D}{H_s}}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = \begin{cases} 0 & \text{si } \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - v_s) \frac{D}{R_v}}{1 + 0.5 \frac{D}{R_v}} & \text{si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases}$
Cabeceo	$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - v_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + \frac{0.71D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r; \text{ si } \eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5; \text{ si } \eta_r > 2.5, \ v_s \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r; \text{ si } \eta_r > 2.5, \ v_s \geq 0.45$ Interpolar linealmente para: $1/3 < v_s < 0.45$	$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2} & \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2} & \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1 \end{cases}$

Notas:

- G_s = Módulo de rigidez en cortante del estrato de terreno equivalente
 R_h y R_v = Radio de la cimentación circular equivalente a las superficies de desplante para el modo de traslación horizontal y vertical
 R_r = Radio de la cimentación circular equivalente a las superficies de desplante para el modo de rotación

En las estructuras se reconoce que es necesario incluir mecanismos de disipación de energía con el fin de disminuir el movimiento generado por fuerzas accidentales. El proceso mediante el cual la amplitud de la vibración libre disminuye de manera constante se denomina amortiguamiento. En el amortiguamiento, la energía del sistema en vibración se disipa por diversos dispositivos y, con frecuencia, más de uno puede estar presente al mismo tiempo. Existen muchos otros mecanismos que también contribuyen a la disipación de la energía, por ejemplo, en un edificio se suman la fricción en las conexiones de acero, la apertura y cierre de microfisuras en el concreto y la fricción entre la propia estructura y los elementos no estructurales (Chopra, 2014).

Los modelos matemáticos utilizados para considerar el amortiguamiento en la respuesta dinámica de estructuras son dos: el amortiguamiento viscoso que es proporcional a la velocidad y el amortiguamiento independiente de la frecuencia de excitación. En el cálculo de la respuesta dinámica de estructuras de varios grados de libertad, generalmente se utiliza el amortiguamiento de tipo viscoso, ya que el manejo matemático del problema considerando este modelo es más sencillo (Fernández, 2007).

Los tipos de amortiguamiento que se utilizan comúnmente son:

- Amortiguamiento de Coulomb. El amortiguamiento de Coulomb resulta de la fricción por deslizamiento de dos superficies secas (Chopra, 2014). La fuerza de fricción es:

$$F = \mu N \quad (\text{Ec. 1.2})$$

Donde:

μ = Indica los coeficientes de fricción estática y cinética tomados como iguales

N = Fuerza normal entre las superficies deslizantes

Se plantea que la fuerza de fricción es independiente de la velocidad una vez que inicia el movimiento. La dirección de la fuerza de fricción se opone al movimiento, y el signo de la fuerza de fricción cambiará cuando se modifique la dirección del movimiento (Chopra, 2014).

- Amortiguamiento viscoso. Tiene la intención de modelar la disipación de energía para amplitudes de deformación dentro del límite elástico lineal de toda la estructura. Según Chopra (2014), la fuerza de amortiguamiento f_D se relaciona con la velocidad $\dot{u}$ a través del amortiguador viscoso lineal por lo que:

$$f_D = c\dot{u} \quad (\text{Ec. 1.3})$$

Donde:

c = Coeficiente de amortiguamiento viscoso

- Amortiguamiento histerético. Fernández (2007) señala que el amortiguamiento histerético está asociado con la histéresis estática debida a las deformaciones inelásticas. El modelo más simple que puede ser utilizado para representar el amortiguamiento histerético lineal es asumir que la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad e inversamente proporcional a la frecuencia:

$$f_D = \frac{\eta k}{\omega} \dot{u} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

Donde:

η = Coeficiente de amortiguamiento independiente de la frecuencia

k = Rigidez de la estructura

ω = Frecuencia de excitación

1.4 Criterios de estructuras sismorresistentes

Los criterios de diseño por sismo adoptados por la mayor parte de los reglamentos de construcción de los países que tienen problemas sísmicos, establecen la necesidad de diseñar las estructuras para resistir éstos sin daños graves. El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED, 1999) publicó el libro que lleva por título “Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras” que con base en la experiencia obtenida en muchos temblores ocurridos en distintas partes del mundo, se han elaborado una serie de recomendaciones sobre estructuración para lograr un mejor comportamiento sísmico, entre las más importantes están las siguientes: poco peso; sencillez, simetría y

regularidad tanto en planta como en elevación; plantas poco alargadas; uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad; hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural; formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales antes que en los verticales, propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplantará la estructura; y, congruencia entre lo proyectado y lo construido.

Se sugiere que las estructuras sean ligeras pues las fuerzas debidas al sismo surgen como consecuencia de la inercia de las masas a desplazarse, por lo que, entre menos pesen, menores serán los efectos de los sismos en ellas. La simetría reduce efectos de torsión, por lo que se deben evitar las plantas en forma de L, T, C, y triangulares, que no sean muy alargadas ni en planta, ni en elevación: en planta, para reducir la posibilidad de que el movimiento de un extremo del edificio sea diferente al del otro extremo, lo que causaría efectos usualmente no previstos; en elevación, para reducir los efectos de volteo, que encarecen considerablemente las cimentaciones. Conviene que la resistencia y la rigidez de la estructura estén repartidas uniformemente, sin concentrarse en unos cuantos elementos o con variaciones grandes en los claros entre columnas o en las dimensiones de las trabes y de las columnas. Entre mayor hiperestaticidad tiene una estructura, es mayor el número de secciones estructurales que deben fallar antes de que la estructura colapse, asimismo, si se planea que haya elementos que fallen antes que otros, se pueden evitar daños grandes a toda la estructura. Estos elementos deben colocarse adecuadamente para que su reparación sea sencilla. El problema de satisfacer esta condición es que se requiere analizar varias etapas del comportamiento, para verificar que los elementos estructurales que van quedando son capaces de soportar el sismo sin colapsar, lo que encarece y complica el cálculo de la estructura.

Se propone también que se busque que las propiedades dinámicas de la estructura sean congruentes con las del suelo en que está desplantada, en general, se dice que en suelos firmes se comportan mejor las estructuras flexibles y en suelos blandos las estructuras rígidas. Lo que trata de evitarse con esta recomendación es la posible resonancia por coincidencia de las propiedades dinámicas de la estructura y del suelo, como la observada el 19 de septiembre de 1985.

CAPÍTULO II PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO Y SU DETERMINACIÓN

Las propiedades del suelo se ven influenciadas al someterse a fuerzas dinámicas y dependen de la naturaleza de la fuente que lo produce, varían en su magnitud, dirección o posición con el tiempo. La medición de las propiedades dinámicas es una tarea crítica y costosa, se mencionan en puntos posteriores técnicas de campo y laboratorio disponibles, cada una de ellas con sus ventajas y limitaciones con respecto a los distintos problemas que se encuentran a lo largo de los trabajos de Ingeniería.

2.1 Propiedades dinámicas

El comportamiento del suelo sometido a cargas dinámicas se rige por lo que se conoce como propiedades dinámicas del suelo (Kramer, 1996). Las cargas dinámicas pueden originarse debido a terremotos, explosiones, operaciones de maquinaria y construcción, tráfico intenso, viento y otras, sin embargo, son los sismos los que impactan en el comportamiento del suelo, cimentación y estructura.

Como parámetros dinámicos del suelo se encuentran el módulo de cortante dinámico (G), la relación de Poisson dinámica (ν), el porcentaje de amortiguamiento del suelo (ζ), así como la densidad de masa (ρ) y los periodos y frecuencias naturales de vibración de cada estrato involucrado (T_m , ω_m).

2.1.1 Módulo dinámico al esfuerzo cortante (G)

Proporciona una magnitud de la rigidez del material y está en función de la deformación, el módulo dinámico al esfuerzo cortante es definido con el módulo secante de corte del suelo G_{sec} que varía con la magnitud de la deformación angular cíclica. A magnitudes de baja deformación el módulo secante de corte es alto, pero éste decrece conforme la magnitud de la deformación angular aumenta. Al realizar pruebas de laboratorio al suelo se exhibirán curvas de histéresis (Fig. 2.1) en donde interesan la inclinación y amplitud; la inclinación depende de la rigidez del suelo, la que puede ser descrita durante el proceso de carga por el módulo tangente de cortante G_{tan} (Kramer, 1996).

$$G_{sec} = \frac{\tau}{\gamma} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante

γ = Deformación angular (%)

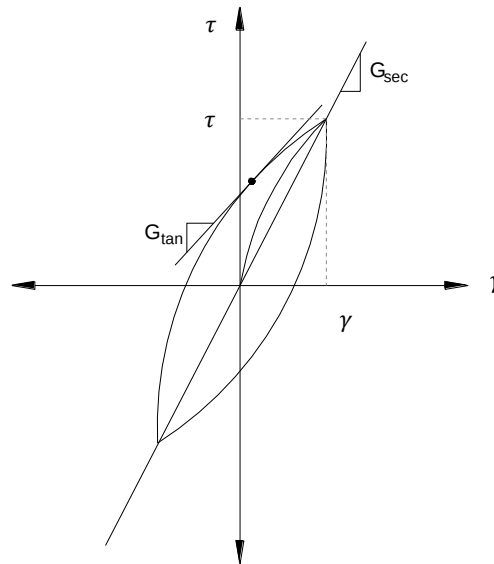


Figura 2.1 Módulo de cortante secante y módulo de cortante tangente (Kramer, 1996).

El mismo autor indica que el conjunto de puntos correspondiente a las curvas de histéresis a diferentes magnitudes de deformación angular cíclica se llama curva esfuerzo - deformación angular, en donde la pendiente en el origen representa el mayor valor del módulo de cortante. A mayores magnitudes de deformación angular cíclica, la relación entre los módulos $G/G_{m\acute{a}x}$ decae a valores menores que 1. La variación de la relación del módulo con la deformación angular es descrita gráficamente por la curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ (Fig. 2.2). La curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ contiene la misma información que la curva esfuerzo-deformación angular, por lo tanto, una puede determinarse a partir de la otra. Se han planteado diversas ecuaciones que calculan el módulo de cortante máximo $G_{m\acute{a}x}$, se destaca que el medio más fiable para evaluarlo es utilizando la velocidad de onda de corte, esto con pruebas de campo de geofísica sísmica, se define como:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho v_s^2 \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

ρ = Densidad del material

v_s = Velocidad de onda de corte

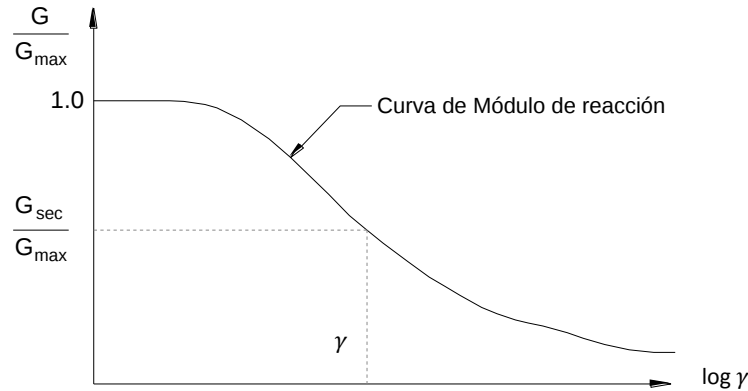


Figura 2.2 Curva de degradación de $G_{m\acute{a}x}$ (Kramer, 1996).

Si la velocidad de onda de corte no está disponible se ocupan datos de ensayos de laboratorio, tal es el caso de Hardin (1978 citado en Kramer, 1996) quien detalla la formulación matemática (Ec. 2.3) partiendo de la verificación de factores que intervienen en el cálculo de $G_{m\acute{a}x}$, expresada como:

$$G_{m\acute{a}x} = 625F(e)(OCR)^k Pa^{1-n}(\sigma'_m)^n \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

$F(e)$ = Función de la relación de vacíos

OCR = Relación de sobreconsolidación

k = Exponente de relación de sobreconsolidación (Tabla 2.1)

σ'_m = Esfuerzo principal efectivo medio

n = Exponente de esfuerzo

Pa = Presión atmosférica

Hardin (1978 citado en Kramer, 1996) propuso que $F(e) = \frac{1}{(0.3+0.7e^2)}$, mientras que Jamiolkowski, Leroueil y Lo Presti (1991) sugieren que $F(e) = \frac{1}{e^{0.3}}$; el esfuerzo principal efectivo medio se calcula como $\sigma'_m = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3}$; el exponente n toma usualmente el valor

de 0.5 si bien puede ser calculado para suelos en particular con pruebas de laboratorio a diferentes presiones de confinamiento.

Tabla 2.1 Exponente de la relación de sobreconsolidación k (Hardin y Drnevich, 1972).

Índice plástico (%)	k
0	0.00
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
≥ 100	0.50

Existen relaciones empíricas entre G y parámetros de prueba *in situ*, de acuerdo a la prueba de penetración estándar (SPT) según Ohta y Goto (1976) $G_{m\acute{a}x}$ se define como:

$$G_{m\acute{a}x} = 20,000(N_1)_{60}^{0.333}(\sigma'_m)^{0.5} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

N_1 = Número de golpes corregido

σ'_m = Esfuerzo principal efectivo medio

Así también Imai y Tonouchi (1982) proponen la ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = 325N_{60}^{0.68} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

N_{60} = Número de golpes corregido por la energía del martillo al 60 %

Cabe aclarar que las correlaciones empíricas generalmente no pueden ser aplicadas de forma directa en otras regiones porque la consideración de los parámetros de la prueba SPT cambian de zona a zona, destacando que la variación está en N , aplicando factores de corrección apropiados a éste las correlaciones pueden emplearse.

2.1.2 Coeficiente de Poisson (ν)

Representa la proporción de deformación que puede sufrir un espécimen de suelo sujeto a tensiones o compresiones, medido en materiales con comportamiento lineal e isótropo, por lo tanto, el coeficiente de Poisson es la relación de la deformación perpendicular y la axial.

$$\nu = -\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_a} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

ε_p = Deformación perpendicular

ε_a = Deformación axial

En la Tabla 2.2 y 2.3 se indican los valores típicos del coeficiente de Poisson.

Tabla 2.2 Rangos de valores de la relación de Poisson de acuerdo al tipo de suelo (Budhu, 2011).

Tipo de suelo	Descripción	ν
Arcilla	Suave	0.35-0.40
	Medio	0.30-0.35
	Rígido	0.20-0.30
Arena	Suelto	0.15-0.25
	Medio	0.25-0.30
	Denso	0.25-0.35

Nota: Son valores efectivos ν'

Tabla 2.3 Rangos de valores de la relación de Poisson de acuerdo al tipo de suelo (Bowles, 1996).

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada	0.40-0.50
Arcilla no saturada	0.10-0.30
Arcilla arenosa	0.20-0.30
Limo	0.30-0.35
Arena o arena de grava	-0.10-1.00 0.30-0.40
Roca	0.10-0.40 (depende del tipo de roca)
Loess	0.10-0.30
Ice	0.36
Concreto	0.15
Acero	0.33

Los métodos para la obtención de este parámetro son complicados pudiendo ser pruebas de campo o de laboratorio; sin embargo, generalmente es determinado por la relación del módulo de rigidez al corte (G) y el módulo de Young (E):

$$\nu = \left(\frac{E}{2G} \right) - 1 \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde:

E = Módulo de Young

G = Módulo de rigidez al corte

El módulo de elasticidad es resultado del cociente entre el esfuerzo unitario (σ_x) y la deformación unitaria axial (ε_x) correspondiente:

$$E = \frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Si se tienen los datos de las velocidades de propagación de las ondas sísmicas, al relacionarse con las propiedades elásticas del medio de propagación, la relación de Poisson se determina como:

$$\nu = \frac{0.5v_p^2 - v_s^2}{v_p^2 - v_s^2} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Y el módulo elástico:

$$E = 2\rho v_s^2(1 + \nu) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Donde:

v_p = Velocidad de ondas de compresión

v_s = Velocidad de ondas de corte

ρ = Densidad del material

2.1.3 Coeficiente de amortiguamiento (ζ)

Está asociado con la capacidad del suelo para disipar energía en otros tipos de ésta, existen dos tipos de amortiguamiento, su clasificación depende principalmente de la pérdida de energía y viscosidad:

1. Amortiguamiento histerético: corresponde a la pérdida de energía debido al deslizamiento en los contactos de las partículas cuando éstas se reacomodan.
2. Amortiguamiento viscoso: se debe a la pérdida de viscosidad a causa del movimiento relativo entre el líquido y la partícula (Fernández, 2007).

A mayor deformación de un suelo sin alcanzar la falla, más alto será su amortiguamiento (Seed e Idriss, 1970).

El coeficiente de amortiguamiento es proporcional al área limitada por la curva histerética, éste proporciona una medida de la disipación de energía del material y se expresa de la siguiente manera:

$$\zeta = \frac{\text{Área de la curva de histéresis}}{4\pi (\text{área } w)} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

La amplitud de las curvas histeréticas presentadas por un suelo cargado cíclicamente crece al aumentar la amplitud de deformación cíclica, lo que indica que el coeficiente de amortiguamiento crece al aumentar la amplitud de deformación.

Hardin y Drnevich (1972) demostraron que el módulo de cortante dinámico y la relación de amortiguamiento son afectados por los siguientes factores: la magnitud de la deformación angular (Fig. 2.3), el esfuerzo principal efectivo promedio, la relación de vacíos, el número de ciclos de carga y el grado de saturación del suelo.

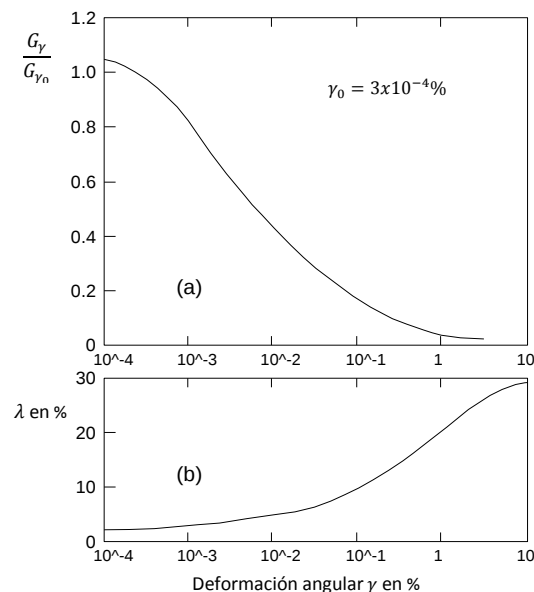


Figura 2.3 Relación entre el módulo de cortante dinámico (a), coeficiente de amortiguamiento (b) y deformación angular Curva de degradación de $G_{\text{máx}}$ (Seed e Idriss, 1970).

2.2 Pruebas de campo

Hacen posible la medición directa de las propiedades del suelo *in situ* sin necesidad de muestras de suelo. Estas pruebas proporcionan información sobre la forma en que se propagan las ondas de excitación en el suelo, permitiendo estimar las velocidades de propagación de ondas con base en el tipo de onda generada y el tiempo que le toma llegar de un punto a otro.

A continuación, se mencionan los métodos de campo más utilizados para el cálculo de las propiedades dinámicas de los suelos.

2.2.1 Prueba de refracción sísmica

Consiste en la medición de los tiempos de recorrido de las ondas de compresión o primarias (P) y las ondas de corte o secundarias (S) de una fuente de impulso hacia una serie lineal de puntos que se encuentran sobre la superficie del terreno a diferentes distancias.

El equipo se integra de tres unidades básicas:

1. Mecanismo de generación de la onda (martillos o explosivos) (Tabla 2.4).
2. Conjunto de geófonos captadores.
3. Aparato de registro. Sismógrafo que recibe las señales de los geófonos.

Se coloca un tendido sísmico o línea de refracción de 12, 24 o 48 geófonos, en un extremo de ésta se ubica la placa y martillo y en el opuesto el aparato de registro. La longitud total de la línea de geófonos se condiciona a tres veces la profundidad a la cual interese hacer la exploración; los geófonos se ubican equidistantes entre sí, más cercanos, a no menos de 2 m en el extremo en el que se genera la onda, y a distancias mayores en la parte más alejada, a no más de 20 m (Santoyo, 2010).

El impacto del martillo o explosión sobre la superficie del suelo provoca ondas sísmicas artificiales, éstas se propagan por el subsuelo hasta encontrar interfaces en donde ocurre la refracción y retorno de la onda, una vez que arriban al terreno los geófonos capturan el tiempo de arribo y finalmente se envían a una unidad de almacenamiento denominada sismógrafo (Fig. 2.4).

Tabla 2.4 Características de equipos geosísmicos portátiles (Santoyo, 2010).

Generación de onda	Registro	Fuente de poder	Número de canales	Intervalo de tiempos (ms)	Peso (kg)	Penetración (m)
Martillo	Pantalla digital	Baterías recargables	1 – 2	0 – 10	5	10
Explosivos	Papel fotosensible		2 – 12	0 – 100	10	100
	Cinta magnética		12 o más	0 - 1000	30	100

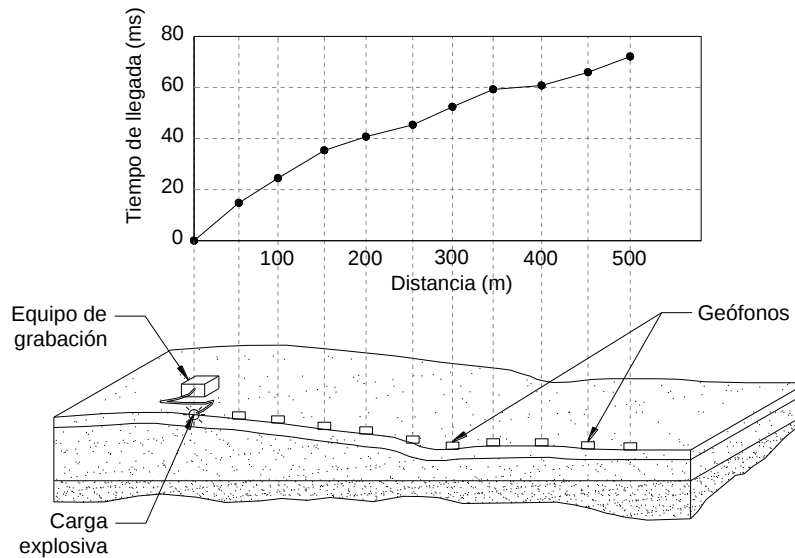


Figura 2.4 Configuración de la prueba de refracción sísmica (Kramer, 1996).

Das (2015) señala que las ondas primarias viajan más rápido que las ondas secundarias, por lo que la primera llegada de las ondas de perturbación se relaciona con las velocidades de las ondas primarias en varias capas. La velocidad de las ondas P en un medio es:

$$v_p = \sqrt{\frac{E_{dim}(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

La velocidad de las ondas S se define como:

$$v_s = \sqrt{\frac{E_{dim}}{2\rho(1+\nu)}} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde:

- v_p = Velocidad de ondas de compresión
- v_s = Velocidad de las ondas de corte
- ν = Relación de Poisson
- E_{dim} = Módulo de elasticidad dinámico
- ρ = Densidad de masa del material

Con el valor de la velocidad de onda de corte promedio del sitio se calcula el módulo dinámico al esfuerzo cortante (Ec. 2.2).

Es importante destacar que esta prueba de campo se basa en los siguientes supuestos (Murthy, 2002):

1. Cada estrato es homogéneo e isotrópico.
2. Los límites entre estratos son planos horizontales o inclinados.
3. Cada estrato tiene el grosor suficiente para refractar un cambio en la velocidad en una gráfica de tiempo-distancia.
4. La velocidad de propagación de la onda para cada estrato siguiente aumenta con la profundidad.

El método de refracción sísmica además de determinar las velocidades de ondas de cuerpo (primarias y secundarias) y a partir de éstas los parámetros elásticos dinámicos, permite la detección de la profundidad de la roca; deduce la estratigrafía del sitio incluso si es inclinada o irregular, la identificación del suelo se hace comparando las velocidades de ondas P con la Tabla 2.5, hace posible la detección de cavernas, su costo es accesible, y no es necesario realizar una perforación a menos que se utilicen explosivos. El tendido sísmico se efectúa acorde al nivel de detalle del estudio y en función de éste se infiere la profundidad de exploración que alcanza hasta 100 m.

Por otro lado, para que este procedimiento arroje resultados fidedignos es menester que la velocidad de propagación de las ondas se intensifique con la profundidad, es decir, si se tienen intercalaciones de suelos blandos y duros la prueba no es apta por lo cual llevar a cabo exploraciones preliminares sustentan la ejecución de ésta; para el caso de zonas urbanas tiene como limitante la disponibilidad de la superficie.

Tabla 2.5 Velocidad de onda P para diversos materiales (Santoyo, 2010).

Material	Velocidad (m/s)
Suelo orgánico	170 a 500
Arcilla	1000 a 2800
Arcilla limosa	975 a 1100
Arcilla arenosa	1160 a 1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610 a 1830
Aluvión	550 a 1000
Aluvión (terciario)	800 a 1500
Aluvión profundo	1000 a 2360
Depósito glacial	490 a 1700
Basalto	2000 a 4000
Agua*	1430 a 1680

Nota: Dependiendo de la temperatura y del contenido de sales.

2.2.2 Down-Hole

Constituye uno de los métodos tradicionales en el cálculo de parámetros dinámicos del suelo. Para la ejecución de un ensayo Down-Hole (D-H) es necesario hacer un barreno de 7.6 cm de diámetro hasta la profundidad de exploración requerida, se coloca un ademe y se introduce un geófono de pozo triaxial, en un punto próximo a éste se generan ondas P y S a través del impulso generado por un martillo de 4.5 kg en un bloque de concreto de aproximadamente 0.6 m de lado; las ondas de cuerpo se registran en el sismógrafo y el proceso se repite de cada 1.5 a 3 m hasta terminar (Fig. 2.5) (Díaz, 2005).

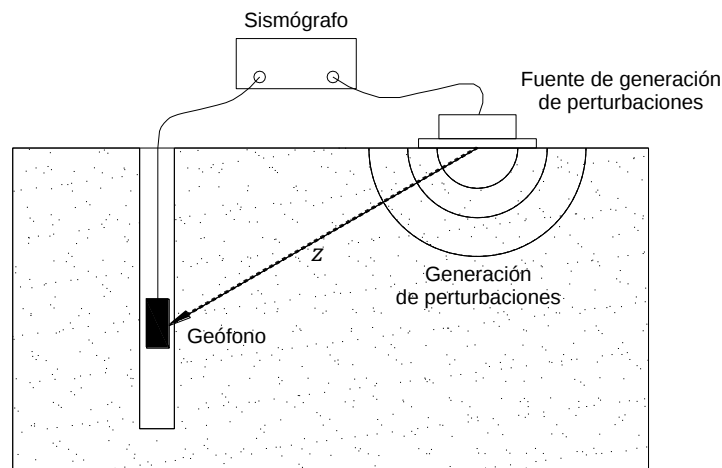


Figura 2.5 Esquema de la prueba Down-Hole (Aguirre, 2018).

Das y Ramana (2011) indican que la velocidad de onda de corte se puede obtener como:

$$v_s = \frac{\Delta z}{\Delta t} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Donde:

- z = Distancia del punto de perturbación al geófono
- t = Tiempo de desplazamiento de la onda de corte desde la fuente hasta el aparato de registro

Esta práctica de campo fue comparada con pruebas de laboratorio, donde Larkin y Taylor (1979 citado en Das y Ramana, 2011) demostraron que para suelos similares el valor de $v_{s(lab)}$ es considerablemente más bajo que el obtenido en campo y definieron la expresión:

$$v_{s(lab)} \approx 0.25v_{s(campo)} + 83 \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

- $v_{s(lab)}$ = Velocidad de onda de corte a través de pruebas de laboratorio
- $v_{s(campo)}$ = Velocidad de onda de corte obtenida en campo

Así mismo establecieron una variable llamada factor de perturbación de la muestra S_D :

$$S_D = \left[\frac{v_{s(campo)}}{v_{s(lab)}} \right]^2 = \frac{G_{campo}}{G_{lab}} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

El valor promedio de S_D varía desde 1 para $v_{s(campo)} = 140 \text{ m/s}$ hasta 4 para $v_{s(campo)} = 400 \text{ m/s}$. Esto exhibe que pequeñas perturbaciones en el muestreo podrían introducir grandes errores en la evaluación de los módulos de corte del suelo.

Los parámetros que se obtienen específicamente son las velocidades de propagación v_s y v_p , la relación de Poisson, módulo dinámico de rigidez al corte, módulo de elasticidad, compresibilidad volumétrica y compresibilidad edométrica. Además, proporciona la velocidad de propagación de onda en dirección vertical, que puede ser diferente de las velocidades en la dirección horizontal y de inclinación en el suelo anisotrópico (Milutin, 2011).

El estudio de Down-Hole se puede realizar de manera efectiva en las zonas pobladas donde está limitado el espacio disponible, se trata de una sola perforación y ésta se puede emplear para otra prueba como SPT; el ensayo permite la detección de las capas no registradas en el método de refracción sísmica; por otro lado, la interpretación de los registros arrojados resulta ser difícil debido a que se generan dos tipos de onda, además de que la energía se atenúa rápidamente con la profundidad.

Milutin (2011) señala que otras dificultades refieren que los parámetros registrados podrían ser afectados por la perturbación del suelo a causa de los equipos de perforación, el uso de ademe y el fluido de la perforación para la estabilización de ésta, la fuente de impulso es insuficiente o excesivamente grande, los efectos de ruido de fondo, el nivel de aguas freáticas (NAF) y el amortiguamiento del material puede dificultar la identificación de las llegadas de ondas transversales o de corte a una profundidad superior de 30 a 60 m.

2.2.3 Cross-Hole

El método está basado en determinar la velocidad de propagación de las ondas de compresión (P) y de corte (S) a diferentes niveles de profundidad.

La prueba Cross-Hole (C-H) requiere un mínimo de dos barrenos de 7.6 cm de diámetro, los cuales serán revestidos con ademe de PVC días antes con el objeto de lograr un buen contacto entre la pared exterior del ademe y el suelo; los impulsos sísmicos se generan en el sondeo emisor pudiendo utilizar el penetrómetro del ensaye de penetración estándar (SPT), el impacto generado por un martillo de 63.5 kg viaja a través de un transductor de velocidad vertical hacia el fondo del agujero produciendo ondas de corte que viajan horizontalmente en el suelo y, por medio de geófonos de tres componentes situados en los sondeos receptores se calcula el tiempo transcurrido desde que se genera el pulso hasta que se recibe (Fig. 2.6). En profundidades de 30 a 60 m se sugieren medios mecánicos, en casos mayores se recomiendan explosivos. La diferencia en el tiempo recorrido entre los dos geófonos adyacentes se utiliza para calcular la velocidad de la onda de corte, debiendo ser de 2 a 5 m para obtener una diferencia apreciable en el tiempo y que sea lo suficientemente cerca como para reducir la posibilidad de detectar una onda refractada de las capas adyacentes (Díaz, 2005; Kramer, 1996).

Conociendo la distancia que separa ambos sondeos, se puede obtener la velocidad de transmisión de las ondas sísmica de la forma siguiente (Das y Ramana, 2011):

$$v_s = \frac{L}{t} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde:

L = Tiempo de viaje de la onda de corte

t = Longitud entre las dos perforaciones

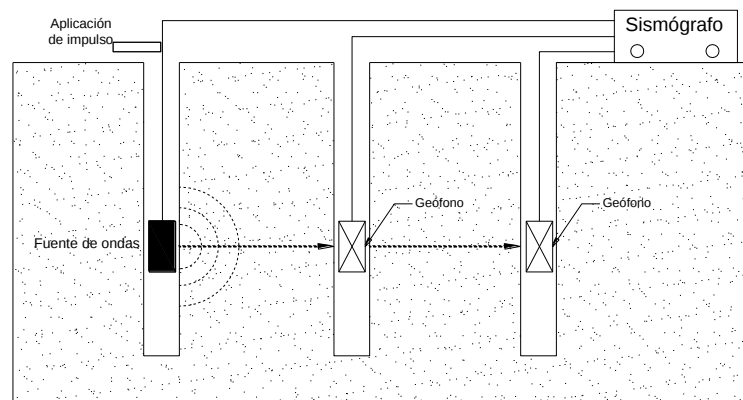


Figura 2.6 Configuraciones de prueba Cross-Hole (Aguirre, 2018).

Prakash (1981) recalca que aunque se aconseja usar un mínimo de dos orificios de perforación, para investigaciones exhaustivas y para una mayor precisión, siempre que sea posible, son adecuados tres o más barrenos. Además, los orificios del agujero deben ser verticales para medir correctamente la distancia de viaje; cualquier agujero de 10 m o más de profundidad debe inspeccionarse con un inclinómetro u otro dispositivo de registro para determinar la verticalidad (Woods, 1978).

Los ensayos de Cross-Hole permiten estimar módulos elásticos (dinámicos): el coeficiente de Poisson, el módulo de Young y el módulo de rigidez al corte del terreno, que resultan de la deducción de las velocidades de propagación obtenidas. Estos parámetros son muy importantes a la hora de determinar el grado de rigidez, compresión y deformación del terreno.

Entre las ventajas de llevar a la práctica un Cross-Hole, se distingue como el método más fiable para determinar G y evidentemente la generación predominantemente de ondas de corte; permite que se analicen capas de suelo individuales y se detecten capas ocultas que pueden perderse en estudios de refracción sísmica.

También, la profundidad de exploración puede ser mayor a 60 m siempre y cuando se realicen las debidas consideraciones en el proceso de ejecución.

Desde otro punto de vista, las velocidades medidas pueden no ser iguales a las velocidades reales cuando existen cerca estratos con mayores velocidades de propagación de ondas y existan ondas refractadas; es importante realizar un correcto calibrado de los equipos e instalación de los geófonos; y por último, el costo puede resultar relativamente alto, debido a que las perforaciones necesarias son tres, además que es imprescindible la perfecta verticalidad.

2.2.4 Prueba de penetración de cono sísmico

Robertson y Campanella (1981) integraron un geófono en un cono eléctrico con el objetivo de detectar ondas de corte generadas en la superficie, de ahí el origen de cono sísmico; este elemento tiene un ángulo de 60° y 10 cm^2 de área en la base, una manga de fricción localizada sobre la punta de éste correspondiente a un área de 150 cm^2 y un transductor de presión de poro para medir las presiones dinámicas de los poros durante la penetración (Fig. 2.7a).

El método de penetración de cono sísmico (SCPT) consiste en hincar el penetrómetro de cono, utilizando varillas de 1 m o un camión CPT, a una velocidad constante de 2 cm/s teniendo cuidado de conservar la verticalidad del sondeo. Una vez realizado el hincado, se coloca una viga de acero aproximadamente a 3 m del cono con una carga estática, el operador golpea a la viga con un marro y genera ondas de corte que viajan a través del suelo. El proceso de avance del penetrómetro de cono proporciona un contacto mecánico firme y continuo entre el portador del geófono y el suelo circundante, permitiendo una excelente respuesta de la señal, además, la orientación del geófono se puede controlar y extraer mediciones de profundidad precisas (Robertson, Campanella, Gillespie y Rice, 1986) (Fig. 2.7b).

Con el SCPT se obtiene la resistencia de punta y de fricción y la velocidad de onda de corte, resaltando que la medición combinada de éstas genera la relación esfuerzo-deformación del suelo; así también se recaban datos de presión de poro dinámicos y la estratigrafía del sitio.

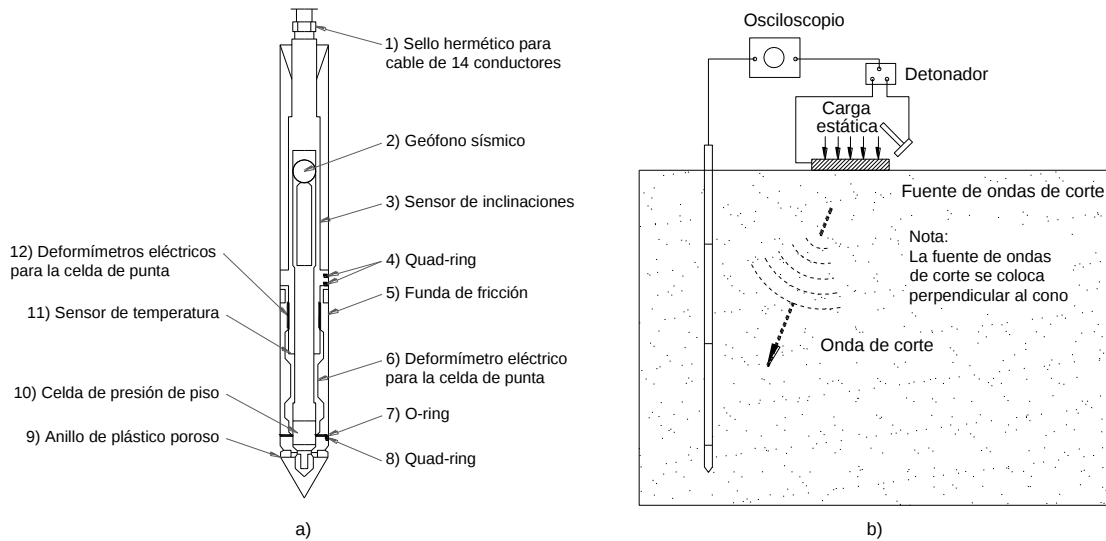


Figura 2.7 Esquema de ensayo con cono sísmico (Robertson et al., 1986).

El análisis de datos existentes en campo muestra que las amplitudes de deformación causadas por el impulso del martillo son generalmente menores al $10^{-4} \%$ y decrecen con la profundidad.

Las ventajas de ejecutar un SCPT conciernen en que la medición de las velocidades de las ondas S se puede realizar durante breves pausas en la penetración del cono y con ello el cálculo del máximo módulo dinámico de corte, genera lecturas en tiempo real que permiten una adecuada caracterización de un perfil del suelo; la determinación precisa de la profundidad se realiza midiendo la longitud de la barra y la orientación del geófono se mantiene fácilmente durante todo el sondeo, al mismo tiempo se verifica la verticalidad del orificio con un pequeño sensor de pendiente instalado en el cono. Los resultados sísmicos registrados son similares en comparación con un Down-Hole y Cross-Hole, sin embargo, se enfatiza que el cono sísmico es considerablemente menos costoso y es un procedimiento más rápido porque no requiere perforación.

En cambio, es elemental un personal calificado debido a que los elementos electrónicos requieren de una calibración y de un cuidado especial en terreno, con este ensayo no es posible extraer muestras de suelo y el ensayo no funciona en todo tipo de suelo.

2.2.5 Sonda suspendida

La sonda suspendida (SS) es un método de campo que determina las velocidades de onda de corte (V_s) y compresión (V_p) en suelo y roca. Previamente se hace una perforación la cual puede estar ademada (PVC) o no, llena de mezcla de bentonita con agua, si se coloca ademe es importante que entre éste y el suelo exista una lechada de bentonita-cemento. La sonda de 5 a 6 m de largo se suspende mediante un cable de tensión dentro del barreno lleno de agua o fluido de perforación, otros componentes son el *winch* o malacate y el sistema de control y adquisición de datos (Fig. 2.8).

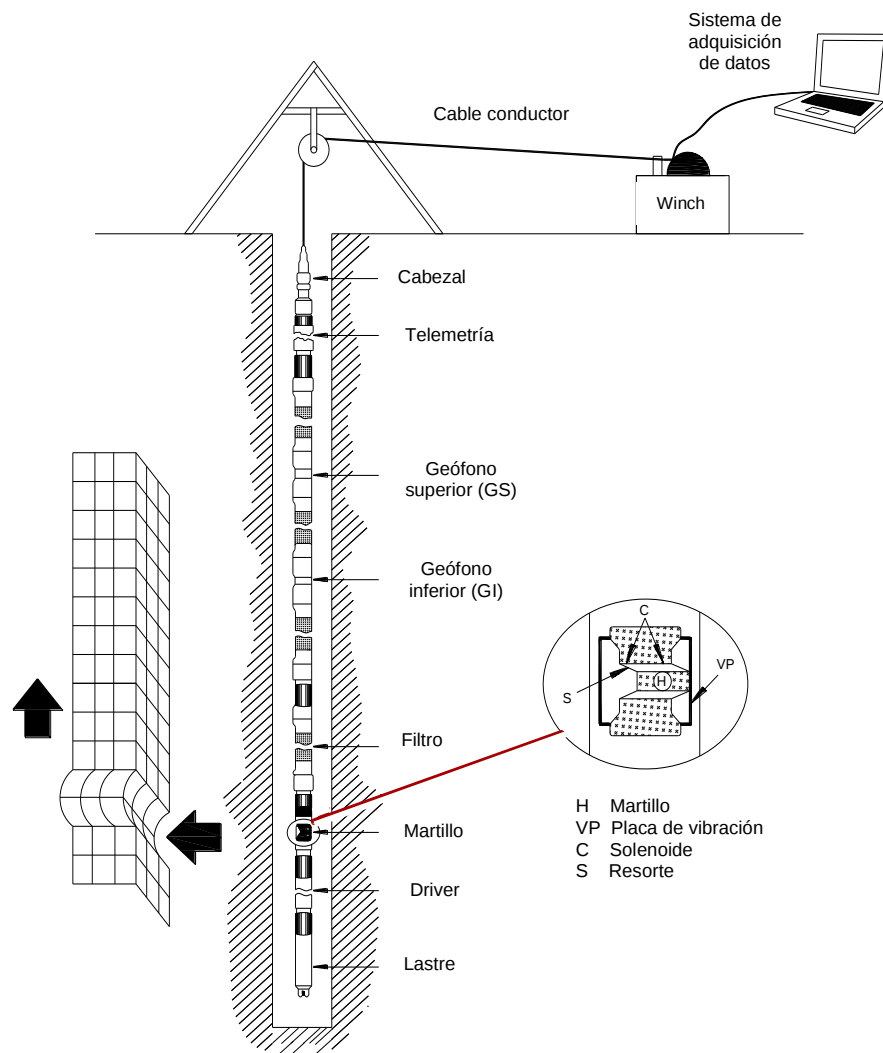


Figura 2.8 Esquema general del sistema perforación-sonda suspendida modificado de (Bringen y Davie, 2010 citado de Flores y Botero, 2014).

De acuerdo a Flores y Botero (2014) la prueba consiste en un golpe (transmisor) y dos geófonos biaxiales (superior e inferior) separados por unos filtros físicos (elemento flexible). En la prueba, el sistema genera ondas que viajan a través del suelo y son registradas por los geófonos. La sonda se mueve por la perforación en sentido ascendente o descendente, produciendo una señal con amplitud aproximadamente constante en toda la perforación. El sistema excitador consiste de dos solenoides con polarización reversible para generar ondas horizontales de cortante (S) y de compresión (P). En otro punto se encuentran los receptores (R1 y R2) separados 1 m, los que captan las vibraciones emitidas con el martillo. Estas señales se registran y amplifican para luego mandarlas al sistema de adquisición de datos. Los cables conductores están envueltos por un cable metálico, el que soporta el peso de la sonda y que se enreda en el malacate. La generación de estas ondas se hace de la siguiente forma:

1. La orientación de los receptores horizontales se mantiene paralela al eje de la excitación, maximizando la amplitud de la señal receptora.
2. Para cada profundidad, las ondas S son obtenidas con la excitación generada en la dirección opuesta, produciendo estas ondas con polaridad opuesta, proveyendo una característica de las ondas S, distinta que el signo de la onda P.
3. Por la distancia que separa el punto de la excitación y el receptor 1 (R1 ó cercano) permite que la onda P se amortigüe significativamente, después de que la onda S arribe al receptor. En suelos o rocas con velocidades altas, el cilindro donde se genera la excitación se extiende, permitiendo una mayor separación entre las ondas P y S.
4. En suelos saturados los valores de las ondas P son suficientemente altos, lo cual permite una razonable separación con el arribo en las ondas S.
5. El arribo directo de las ondas del fluido por el cual se transmiten las ondas no se detectan en los sensores porque la longitud de onda del pulso en el fluido es significativamente alta respecto a las dimensiones del anillo alrededor de la sonda (escala de metros vs centímetros), evitando la transmisión importante de energía a través del fluido.

Las diferencias en los tiempos de llegada se utilizan para calcular las velocidades de las ondas primarias y secundarias del suelo. La prueba SS es efectiva a grandes profundidades, hasta 2 km (Nigbor e Imai, 1994 citado en Kramer, 1996).

Las velocidades de onda se calculan mediante la expresión 2.18 conforme a Flores y Botero (2014):

$$v_{(p,s)} = \frac{1}{t_{(p,s_2)} - t_{(p,s_1)}} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde:

- $v_{(p,s)}$ = Velocidades de la onda P o S
- $t_{(p,s_1)}$ = Tiempos de arribo de las ondas P o S en el geófono 1
- $t_{(p,s_2)}$ = Tiempos de arribo de las ondas P o S en el geófono 2

Las características más relevantes para el método de sonda suspendida se resumen como sigue: permite la medición en un corto espacio de 1 m y un alto nivel de resolución en la obtención de los perfiles de velocidades del suelo; el ensaye puede ser ejecutado a profundidades de hasta 2 km; la sonda suspendida ha demostrado su gran versatilidad, rapidez y capacidad de determinación de las velocidades de onda P y S, en múltiples materiales y en tiempos de procesamiento de resultados muy cortos. También, se eliminan los problemas de atenuación de las ondas de corte ya que el impulso no se genera en la superficie sino en la profundidad.

Tiene como desventaja realizar un barreno y estabilizarlo con lodo bentonítico; en suelos inestables requiere de ademe de PVC lo que puede originar interferencias en la interpretación de las velocidades, sin embargo no son altas equiparándolos con el metal. La energía de la fuente se transmite siempre a través del fluido en pozos de sondeo, por lo tanto, si no hay agua en los pozos de sondeo es imposible realizar la prueba. El costo de adquisición es demasiado elevado y el operador debe estar capacitado para el manejo e interpretación.

2.2.6 Vibración ambiental

Consiste en el registro de vibraciones ambientales del suelo, las cuales al ser procesadas, dan como resultado el periodo dominante del terreno.

En distintos puntos de la Ciudad de Puebla se han realizado diversos trabajos empleando este método, especialmente en zonas con alto riesgo sísmico, por nombrar algunos ejemplos:

1. Microzonificación sísmica de la zona urbana de la Ciudad de Puebla (Chávez, Lermo, Cuenca, Aguilar, Rivera y Hernández, 1994).
2. Revisión de las propuestas de microzonificación sísmica para la Ciudad de Puebla (Ferrer y Ramírez, 2001).
3. Determinación de las propiedades dinámicas para los suelos de Ciudad Universitaria en Puebla, Pue. (Ortiz, Ferrer, Aguirre, Vázquez, Aguilar y Azomoza, 2013).

En el sitio de estudio se instala el equipo necesario, posteriormente se enciende e inician los registros almacenando las vibraciones ambientales y por último la información compilada se transfiere a una computadora portátil.

En el procesamiento de las señales se aplica la técnica de Nakamura (1989 citado en Ferrer, 2005), la cual, a través de un cociente, relaciona la respuesta de un sistema a una señal de entrada o excitación.

Los efectos de amplificación vertical (E_s) debida a la fuente local se definen por:

$$E_s = \frac{S_{VS}}{S_{VB}} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde:

S_{VS} y S_{VB} = Ordenadas espectrales en el dominio de la frecuencia de los movimientos verticales en la superficie y en la base del depósito

La función de transferencia (S_T) de un sitio dado es:

$$S_T = \frac{S_{HS}}{S_{HB}} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde:

S_{HS} y S_{HB} = Ordenadas espectrales de los movimientos horizontales en la superficie y en la base del depósito

Lo anterior permite eliminar el efecto de las fuentes cercanas de modo que prevalezca el efecto de sitio, los efectos de fuente se compensan al obtener la función de transferencia modificada:

$$S_{TT} = \frac{S_T}{E_s} = \frac{R_s}{R_B} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

$$R_S = \frac{S_{HS}}{S_{VS}}; R_B = \frac{S_{HB}}{S_{VB}}$$

Donde:

R_S y R_B = Tasas espectrales H/V superficial y en el basamento, respectivamente

Dado que $R_B \approx 1$, la función de transferencia modificada está definida sólo por R_S , con base a esto, S_{TT} puede determinarse únicamente por los registros de superficie. En la Fig. 2.9 se muestra un ejemplo de cociente espectral (H/V).

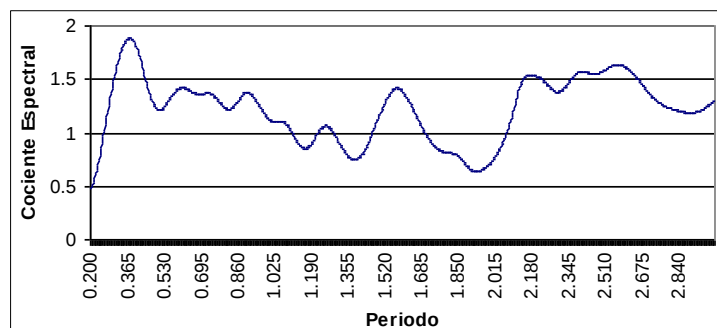


Figura 2.9 Ejemplo de cociente espectral (H/V) (Ferrer, 2005).

El monitoreo de vibración ambiental tiene como ventajas el no requerir una excitación artificial, de manera que sea comparativamente más económica que los métodos que utilizan vibraciones inducidas; la prueba es sencilla y rápida; los registros se hacen directamente sobre el terreno natural; es una prueba económica. Desde el punto de vista desfavorable, es forzosa la interpretación especializada lo que se traduce en personal capacitado; sus lecturas podrían ser influenciadas por factores externos.

2.3 Pruebas de laboratorio

Los métodos de laboratorio analizan muestras extraídas del sitio en estudio, intentando reproducir las condiciones estáticas y dinámicas a las que está sometido realmente el suelo. Sus beneficios radican en la fácil manipulación de la muestra, la ejecución e implica menos economía; por otra parte, se sabe bien que las muestras suelen alterarse por diversos factores, en consecuencia, los resultados no son reales pero sí lo suficientemente confiables combinándolo con la experiencia del ingeniero geotecnista.

A continuación, se mencionan los métodos de laboratorio más aplicados en la caracterización dinámica del suelo.

2.3.1 Cristales piezoeléctricos

Los cristales piezoeléctricos son elementos que transmiten y reciben ondas de cuerpo mediante un impulso mecánico o eléctrico. La primera aplicación en el suelo de estos materiales fue descrita por Shirley y Anderson (1975).

Los cristales están formados por dos placas de cristal piezoeléctrico unidos en contra fase mediante una hoja conductiva, cuando se les aplica un voltaje, una de las placas se contrae y la otra se expande flexionando al conjunto. En el caso de los materiales de flexión se empotra un extremo del cristal y se producen ondas de corte (Fig. 2.10a), mientras que en los de compresión el empotramiento se realiza en una de las caras, generando ondas de compresión (Fig. 2.10b) (Hernández, 2014).

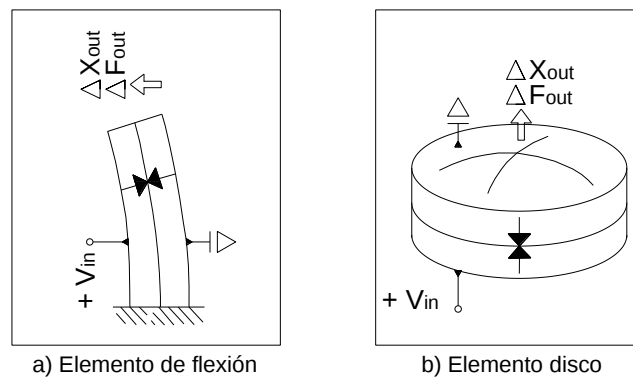


Figura 2.10 Esquema de conexión eléctrica para cristales piezoeléctricos (Hernández, 2014).

Si estos materiales son sometidos a una tensión mecánica adquieren una polarización eléctrica, esto provoca una diferencia de potencial y cargas eléctricas en la superficie del material. Este fenómeno también se presenta a la inversa, es decir, los materiales piezoeléctricos se deforman bajo la acción de un campo eléctrico. Si el material piezoeléctrico está en contacto con un material flexible, preferentemente fluido, le transmite sus vibraciones y produce ultrasonidos dando origen al ensaye de Pulsos Ultrasónicos.

El método de pulsos ultrasónicos genera ondas de propagación a lo largo del espécimen de suelo, las cuales son registradas en un osciloscopio. Posteriormente se hacen los cálculos de las velocidades de las ondas P y S (Díaz, 2005):

$$v_{(p,s)} = \frac{L}{t_{(p,s)}} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

Donde:

L = Longitud del espécimen
 $t_{(p,s)}$ = Tiempo de recorrido de la onda

El módulo equivalente de Young E se define como:

$$E = \rho v_p^2 = \rho \frac{L^2}{t_p^2} \quad (\text{Ec. 2.23})$$

Donde:

ρ = Densidad del suelo
 v_p = Velocidad de la onda de compresión
 t_p = Tiempo de recorrido de la onda P

El módulo G queda expresado como:

$$G = \rho v_s^2 = \rho \frac{L^2}{t_s^2} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Donde:

ρ = Densidad del suelo
 v_s = Velocidad de la onda de torsión (S)
 t_s = Tiempo de recorrido de la onda S

Actualmente los cristales piezoeléctricos se adaptan a varios equipos de laboratorio, por ejemplo, el triaxial cíclico y recientemente en la columna resonante.

La prueba de pulso ultrasónico es particularmente útil para materiales muy blandos, como los sedimentos del fondo marino, ya que puede realizarse mientras el suelo está todavía en el tubo de muestreo (Woods, 1978). Además, es relativamente barato y de sencilla adaptación a los aparatos de laboratorio, también, se considera un ensaye no destructivo.

2.3.2 Columna resonante

Este ensaye consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo sólido o hueco a un estado de vibración forzada longitudinal o torsional, variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia del espécimen. Los parámetros dinámicos resultan de los datos de frecuencia de resonancia (f_n), la geometría del espécimen y las características del equipo (Fig. 2.11) (Díaz, 2005; Kramer, 1996).

De acuerdo a Díaz (2005) el procedimiento se resume a la colocación del espécimen cilíndrico sobre la base rígida de la cámara de la columna resonante, encima de la muestra se sitúa el dispositivo que transmite la excitación torsional y/o longitudinal. La respuesta del suelo es medida con un acelerómetro, para la deformación axial se emplea un transductor de desplazamiento (LVDT), la presión de confinamiento se aplica con aire comprimido y la frecuencia de vibración se controla hasta encontrar la frecuencia de resonancia.

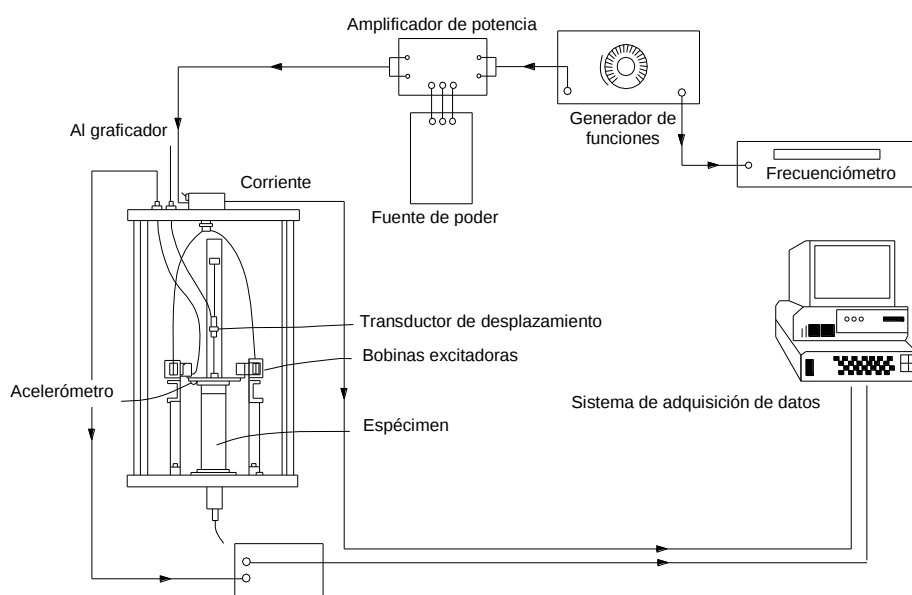


Figura 2.11 Esquema del aparato de columna resonante a torsión (Jaime, 1980 citado de Aguirre, 2018).

Con los resultados obtenidos del ensaye, la velocidad de propagación de onda de cortante se expresa como:

$$v_s = \frac{2\pi f_n L}{\psi_s} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde:

f_n = Frecuencia de resonancia

L = Longitud del espécimen

ψ_s = Valor calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra

$\psi_s \tan \psi_s = J/J_o$; donde J es el momento de inercia del espécimen y J_o es el momento de inercia del sistema móvil del aparato

Finalmente G se define:

$$G = v_s^2 \rho \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde:

v_s = Velocidad de onda cortante

ρ = Densidad del suelo

Asimismo se definen el módulo de Young y la relación de Poisson; a partir del registro de vibración libre se calcula el amortiguamiento, a consecuencia de la suspensión de la corriente eléctrica de excitación y aplicando la expresión del decremento logarítmico.

En la ejecución de la prueba de columna resonante se determinan diversos parámetros con el objeto de caracterizar el suelo de forma dinámica, permite ensayar suelos granulares; la muestra es inducida a deformaciones de corte muy pequeñas, por lo que puede utilizarse para otro ensaye; desde otra perspectiva, es necesaria la extracción de una muestra del sitio en estudio además de que debe ser labrada cuidadosamente respetando la geometría solicitada y el equipo debe ser calibrado.

2.3.3 Triaxial Cíclico

Es el más usado para la medición del módulo de Young y la relación de amortiguamiento del suelo a altos niveles de deformación. En la prueba triaxial, se coloca una muestra cilíndrica entre las placas de carga superior e inferior y se rodea con una membrana de goma delgada (Fig. 2.12). La muestra se somete en principio a una presión de confinamiento, enseguida se aplica un esfuerzo axial cíclico generalmente llevándolo a la falla (Das y Ramana, 2011; Kramer, 1996).

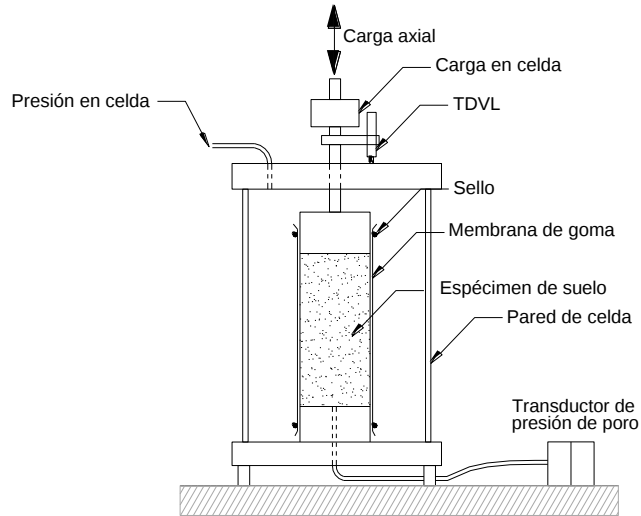


Figura 2.12 Equipo típico de aparato triaxial cíclico (Kramer, 1996).

Según Das y Ramana (2011) el módulo de elasticidad E se determina como:

$$E = \frac{\Delta\sigma_d}{\varepsilon} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde:

$\Delta\sigma_d$ = Esfuerzo axial cíclico

ε = Deformación unitaria axial estimada de $\varepsilon = \delta/H_o$, donde δ es la deformación axial de la muestra y H_o la altura inicial de la probeta

El módulo de cortante dinámico G puede ser calculado asumiendo un valor representativo de la relación de Poisson:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (\text{Ec. 2.28})$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad o de Young

μ = Relación de Poisson

Refiriéndose a la Fig. 2.13 y a la fórmula 2.29, la relación de amortiguamiento se define como:

$$D = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{Área del lazo de histéresis}}{\text{Área del triángulo } OAB \text{ y } OA'B'}} \quad (\text{Ec. 2.29})$$

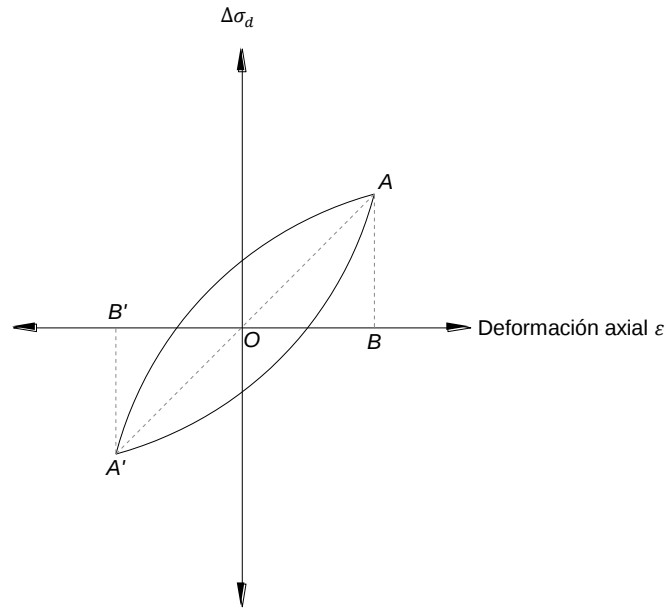


Figura 2.13 Equipo típico de aparato triaxial cíclico (Kramer, 1996).

Para concluir se trata de una prueba que ofrece la obtención de la curva esfuerzo-deformación, el módulo de Young dinámico, la relación de amortiguamiento, el comportamiento bajo carga cíclica, así como la deformación plástica acumulada. La onda inducida al suelo es conocida, lo cual facilita la interpretación de los resultados obtenidos por el ensaye. También, el equipo tiene la posibilidad de trabajar a carga o desplazamiento controlado y una aportación importante es que es posible anexar cristales piezoeléctricos para medir ondas de cuerpo. Es importante el correcto calibrado del equipo.

2.3.4 Corte simple cíclico

El método de corte simple cíclico es capaz de reproducir las condiciones sísmicas con mucha más precisión que la prueba triaxial cíclica. Es más comúnmente utilizado para pruebas de licuefacción. Consiste en una muestra de suelo, generalmente de 20 a 30 mm de altura con un diámetro de 60 a 80 mm, sometida a un esfuerzo vertical efectivo y de corte cíclico (Fig. 2.14). La carga horizontal necesaria para deformar el espécimen se mide con una celda de carga y la deformación se estima con un transformador diferencial de variación lineal. El módulo de corte de un suelo en la prueba de corte simple cíclico se puede determinar como:

$$G = \frac{\text{Amplitud del esfuerzo cortante cíclico, } \tau}{\text{Amplitud de la deformación cortante cíclica, } \gamma'} \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Para la obtención del porcentaje de amortiguamiento se emplea la Ec. 2.29.

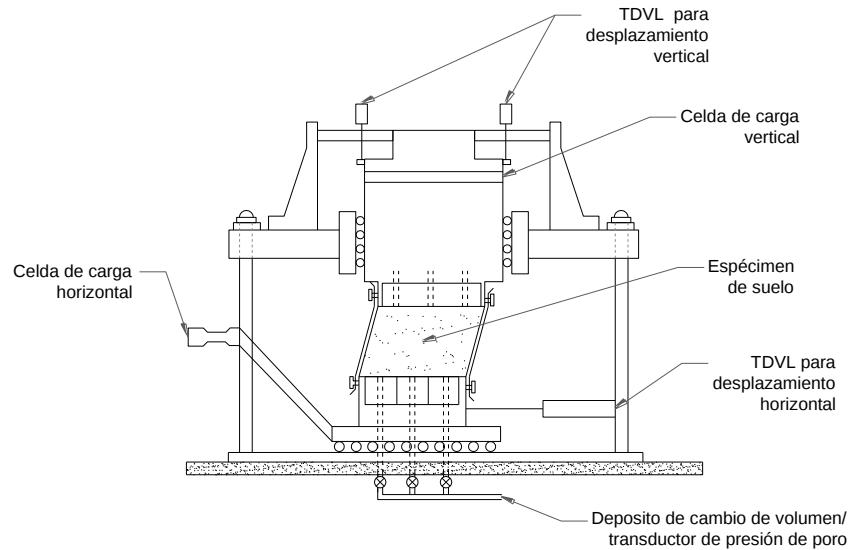


Figura 2.14 Esquema de prueba de corte simple cíclico (Kramer, 1996).

Este ensaye genera de manera directa las gráficas de esfuerzo cortante vs deformación angular, de la cual se obtiene el módulo cortante dinámico y el porcentaje de amortiguamiento crítico. Es posible realizar pruebas con especímenes rectangulares o cilíndricos.

En la Tabla 2.6 se resumen las propiedades dinámicas del suelo y las pruebas de campo o laboratorio aplicables.

Tabla 2.6 Determinación de las propiedades del suelo de interés en un análisis dinámico, (modificado de Gordillo, 2011).

Propiedad	Tipo de ensaye	Tipo de suelo	Método de prueba recomendable
Módulo de cortante G	Campo	Gruesos y finos	Refracción sísmica, Down-Hole, Cross-Hole, cono sísmico, sonda suspendida.
	Laboratorio	Gruesos y finos	Corte simple cíclico, columna resonante, cristales piezoeléctricos.
Coeficiente de amortiguamiento	Laboratorio	Gruesos y finos	Triaxial cíclico, columna resonante, corte simple cíclico, sonda suspendida.
Relación de Poisson	Campo	Gruesos y finos	Refracción sísmica, Down-Hole, Cross-Hole.
	Laboratorio	Gruesos y finos	Triaxial cíclica, columna resonante, normalmente se estima.
Módulo de Young	Campo	Gruesos y finos	Down-Hole, Cross-Hole.
	Laboratorio	Gruesos y finos	Columna resonante, triaxial cíclico, cristales piezoeléctricos.

CAPÍTULO III MÉTODOS APLICADOS EN LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

Existen distintos métodos y normativas nacionales e internacionales dedicados al estudio de la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE), cada uno con sus términos y condiciones aplicables en su país; investigadores en este tema apuntan que a pesar del progreso en el análisis IDSE, las soluciones están lejos de ser reales.

Las particularidades de cada procedimiento se indican en este capítulo con el propósito de demarcar las formulaciones para la caracterización de las condiciones de frontera. En breve se describen los métodos de interés para este trabajo de tesis.

3.1 Comisión Federal de Electricidad

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) a través del Manual de Diseño de Obras Civiles presenta recomendaciones de Diseño por Sismo (MDOC, 2015), se explica a continuación el proceso para evaluar el fenómeno de interacción suelo-estructura ante fuerzas sísmicas.

En la clasificación de construcciones el MDOC considera como primer criterio tres niveles de importancia estructural: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+); al mismo tiempo, incluye los efectos que podrían ocurrir en caso de falla (Tabla 3.1). El tamaño y su participación en el sector energético o industrial constituyen el segundo criterio (Tabla 3.2).

El nivel de seguridad, la exploración del subsuelo y la construcción de los espectros de diseño dependen de los criterios anteriores.

En virtud de que el caso de estudio para este trabajo atiende a un edificio para uso habitacional y de oficinas, conforme a lo dispuesto en la Tabla 3.1, la estructura se cataloga en el grupo B, específicamente en B1. Por esta razón sólo se reportarán las recomendaciones de este grupo, aclarando que compete sólo al método de CFE.

Tabla 3.1 Clasificación de las estructuras según su destino (CFE, 2015).

Grupo	Descripción
A+	Son aquellas en que se exhorta un grado de seguridad extrema, ya que su falla causaría cientos o miles de víctimas, y/o graves pérdidas y daños económicos, culturales, ecológicos o sociales; ejemplos: grandes presas y plantas nucleares.
A	Requieren un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas, daños ecológicos o culturales, científicos o tecnológicos de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial después de un sismo. Ejemplos de ellas son las estructuras fundamentales (principales) de: centrales de generación, transmisión y distribución eléctrica, instalaciones industriales de proceso, almacenamiento y distribución de hidrocarburos, sistemas de transporte y telecomunicaciones, sistemas de almacenamiento, conducción, distribución y tratamiento de aguas, escuelas, centros de investigación, estadios, hoteles, sistemas de emergencia como estaciones de bomberos u hospitales, etc.
B	Estructuras en las que se requisita un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría la pérdida de un número reducido de vidas, pérdidas económicas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo y/o daños a las del Grupo A+ y A moderados. Ejemplo de ellas son las naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en los Grupos A+ y A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas.

Tabla 3.2 Grupos y clases estructurales (CFE, 2015).

Grupo	Clasificación de las construcciones	
A+	Todas las estructuras de gran importancia del sector energético o industrial.	
A	A1: Pertenece o se relaciona con el sector energético o industrial.	A2: No pertenece ni se relaciona con el sector energético o industrial.
B	B1: Altura (H) mayor que 13 m o área total (Ac) construida mayor que 400 m ² . $H > 13\text{ m}$ o $Ac > 400\text{ m}^2$	B2: Altura (H) menor o igual que 13 m y área total (Ac) construida menor o igual que 400 m ² . $H \leq 13\text{ m}$ o $Ac \leq 400\text{ m}^2$

El espectro de diseño sísmico tiene enfoque probabilista; se construye con la influencia de todas las fuentes sísmicas relevantes, considerando la frecuencia con que se producen temblores y su intensidad. Estudia los siguientes tipos de espectros de respuesta probabilista:

1. Espectro de respuesta de Referencia (ER) (para periodo de retorno óptimo). Es el espectro para todas las estructuras del Grupo B con que se fija el nivel de seguridad mínimo recomendado en este documento, y proporcionado por el programa PRODISIS; éste suministra el peligro sísmico para un sitio con coordenadas geográficas definidas y para las siguientes condiciones en roca:
 - a) Aceleración máxima en roca a_o^r , correspondiente al nivel de referencia ER.
 - b) Aceleración máxima en roca $a_{o,EPR}^r$ correspondiente a un periodo de retorno especificado.
 - c) Espectro de respuesta de referencia en roca (ER).
 - d) Espectro de respuesta para periodo de retorno especificado en roca (EPR).
 - e) Espectro de diseño transparente en roca.
 - f) Espectro de diseño transparente regional.
 - g) Espectro de diseño modificado.

En la Figura 3.1 se muestra la distribución de aceleraciones máximas de referencia en roca en unidades de cm/s^2 .

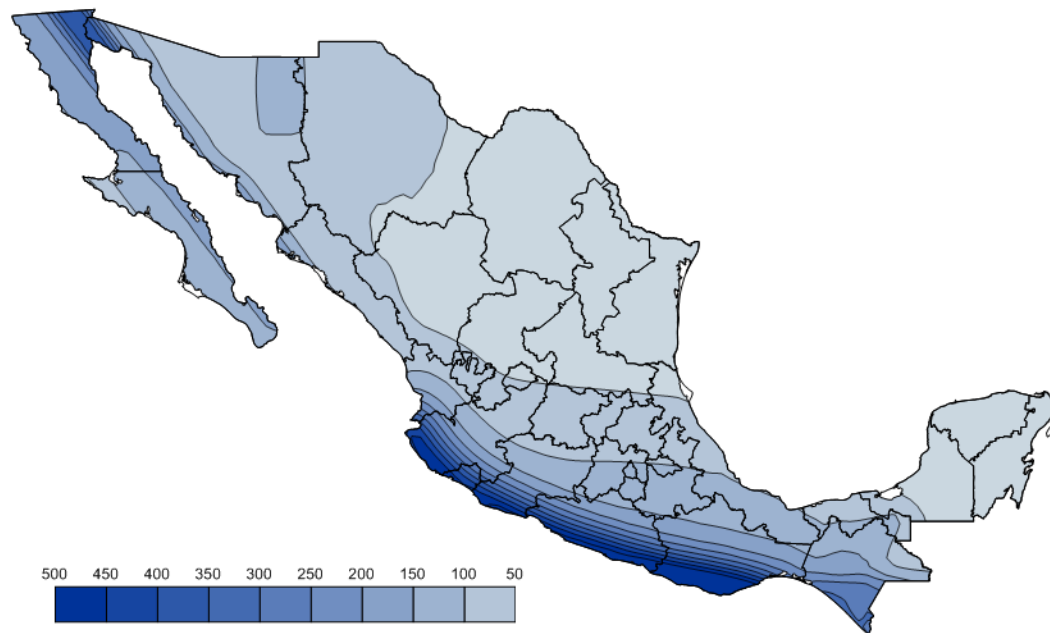


Figura 3.1 Aceleración máxima en roca de acuerdo al nivel de referencia ER (a_o^r) (CFE, 2015).

2. Espectro de respuesta para Periodo de Retorno especificado (EPR). Está especificado por una norma internacional, nacional o por las bases de licitación, siempre que éste tenga un nivel de seguridad similar o superior al ER.

El Manual de Diseño de Obras Civiles de Diseño por Sismo propone una regionalización sísmica con base en la aceleración máxima en roca (a_o^r) y nivel ER a través de PRODISIS (Fig. 3.2). Se observan cuatro zonas, de las cuales dos son de baja sismicidad y las restantes de alta (Tabla 3.3).

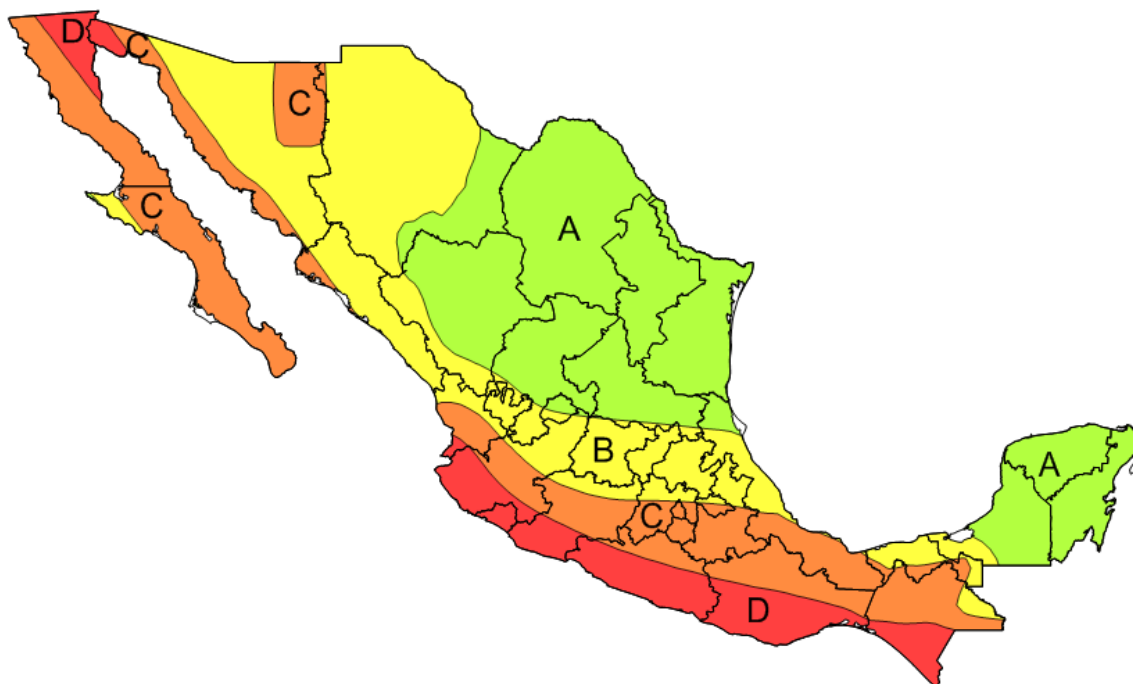


Figura 3.2 Regionalización sísmica de la República Mexicana (CFE, 2015).

Tabla 3.3 Regionalización sísmica (CFE, 2015).

Aceleración máxima en roca ($a_o^r, cm/s^2$) correspondiente al nivel de referencia ER	Zona	Intensidad sísmica
$a_o^r \geq 200$	D	Muy alta
$100 \leq a_o^r < 200$	C	Alta
$50 \leq a_o^r < 100$	B	Moderada
$a_o^r < 50$	A	Baja

Es necesario contemplar un factor de importancia estructural (F_{IE}) que modifica el espectro de respuesta para roca una vez considerados los efectos de sitio (Tabla 3.4).

Se recomienda que para la caracterización del terreno de cimentación se tome en cuenta la Tabla 3.5.

Tabla 3.4 Factor de importancia estructural para el grupo B (CFE, 2015).

Estructuras	Espectro de respuesta	Factor de importancia estructural (F_{IE})
B2	Espectro de aceleración constante (sólo se requiere a_o^r).	1.0
B1	Espectro probabilista de referencia (sólo se requiere a_o^r).	1.0

Tabla 3.5 Exploración y caracterización del terreno en función de la estructura (CFE, 2015).

Estructuras	Nivel de exploración dinámica del terreno	Caracterización del terreno
B2	No requerida.	Suelo general, no se requiere especificar el tipo de terreno.
B1	Exploración básica: Determinación de periodo, velocidad de ondas de corte y espesor del depósito idealizado como manto homogéneo.	Tipos de terreno I, II y III

El depósito de suelo es idealizado como un manto homogéneo equivalente, el periodo dominante del estrato equivalente se define como:

$$T_s = \frac{4H_s}{v_s} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

H_s = Espesor total del estrato de terreno equivalente

v_s = Velocidad de propagación de onda de corte en el estrato de terreno equivalente

T_s = Periodo dominante del estrato equivalente del terreno

El tipo de suelo se determina según la carta de microzonificación sísmica (Fig. 3.3). Conforme a esa carta se tiene que:

Tipo I. Terreno firme o rocoso en que no se presentan amplificaciones dinámicas donde $v_s \geq 720 \text{ m/s}$ o $H_s \leq 2 \text{ m}$.

Tipo II. Terreno formado por suelos en que se presentan amplificaciones dinámicas intermedias donde $v_c \leq v_s < 720 \text{ m/s}$ y $H_s > 2 \text{ m}$, o $H_s > H_c$ y $v_s < 720 \text{ m/s}$.

Tipo III. Terreno formado por suelos en que se presentan grandes amplificaciones dinámicas donde $v_s < v_c$ m/s y $2 < H_s \leq H_c$ m.

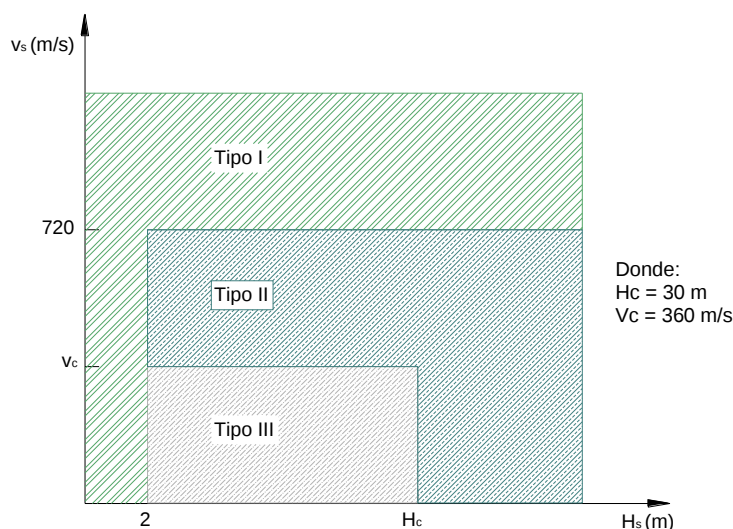


Figura 3.3 Carta de microzonificación sísmica (CFE, 2015).

En la Tabla 3.6 se mencionan las pruebas sugeridas para la obtención de los parámetros dinámicos del depósito de suelo.

Tabla 3.6 Pruebas recomendadas (CFE, 2015).

Parámetro dinámico	Prueba
H_s	• Cota de profundidad a la que se encuentre un basamento rocoso o de suelo firme detectado en los estudios geotécnicos para el diseño de la cimentación. • Prueba de penetración estándar. • Sondeo Eléctrico Vertical. • Sondeo Electromagnético por Transitorios. • Prueba de dispersión de ondas (MASW, SPAC).
T_s	• Prueba de vibración ambiental. • Registros sísmicos de sitio.
v_s	• Prueba de dispersión de ondas (MASW, SPAC). • Tendido de refracción sísmica. • Cross-Hole. • Down-Hole. • Sonda suspendida. • Cono sísmico. • Dilatómetro sísmico.

Conforme a los lineamientos del MDOC la clasificación del terreno se hará considerando la condición más desfavorable según el valor de H_s y v_s , es decir:

1. El suelo se clasificará como Tipo III si al menos uno de los puntos cae en la zona de terreno III.
2. El suelo se clasificará como Tipo II si al menos uno de los puntos cae en la zona de terreno II, pero no cae ninguno en la zona de terreno III.
3. El suelo se clasificará como Tipo I si todos los puntos caen en la zona de terreno I.

El único método que proporciona directamente v_s es el Down-Hole, en muchas de las ocasiones ejecutar esta prueba resulta costosa por las perforaciones que se realizan, por lo que es necesario recurrir a las siguientes ecuaciones cuando se efectúan los ensayos restantes mencionados en la Tabla 3.6.

$$H_s = \sum_{i=1}^N h_i \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

H_s = Espesor total del estrato de terreno equivalente

h_i = Espesor del N -ésimo estrato

Y utilizar el criterio más desfavorable de los siguientes:

- a) Velocidad promedio

$$v_s = \frac{\sum_{i=1}^N v_i h_i}{H_s} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

- b) Lentitud promedio

$$v_s = \frac{H_s}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

- c) Aproximación del modo fundamental. Cálculo del periodo dominante del terreno:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{G_i} \right) \left[\sum_{i=1}^M \gamma_i h_i (w_i^2 + w_i w_{i-1} + w_{i-1}^2) \right]} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Con:

$w_0 = 0$ en la roca basal

$w_M = 1$ en el estrato superficial

$$w_m = \frac{\sum_{i=1}^m \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}, \text{ en los estratos intermedios}$$

Donde:

γ_i = Peso volumétrico del i -ésimo estrato

G_i = Módulo de rigidez en cortante del i -ésimo estrato, igual a $\gamma_i v_s^2 / g$

g = Aceleración de la gravedad

v_i = Velocidad de propagación de ondas de corte del m -ésimo estrato

h_i = Espesor del m -ésimo estrato

M = Número de estratos

Retomando el espectro de diseño sísmico, éste está en función del periodo estructural y el factor de amortiguamiento (Fig. 3.4), adquiriendo la forma paramétrica de la ecuación 3.6.

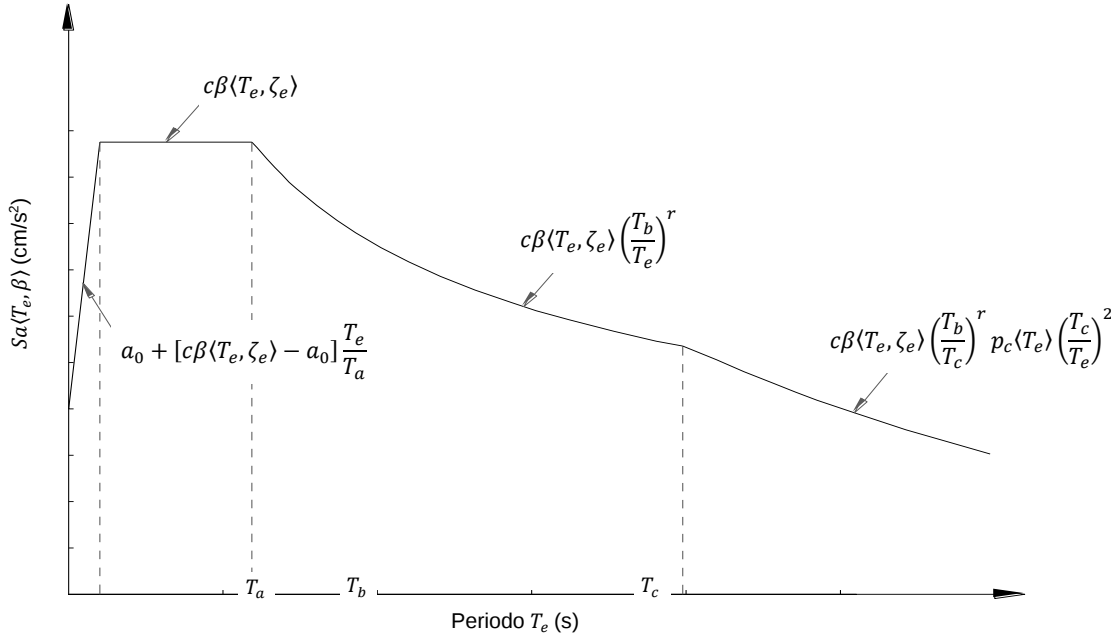


Figura 3.4 Espectro de diseño sísmico (CFE, 2015).

$$Sa\langle T_e, \beta \rangle = \begin{cases} a_0 + [c\beta\langle T_e, \zeta_e \rangle - a_0] \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ c\beta\langle T_e, \zeta_e \rangle & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ c\beta\langle T_e, \zeta_e \rangle \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ c\beta\langle T_e, \zeta_e \rangle \left(\frac{T_b}{T_c} \right)^r p_c\langle T_e \rangle \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde:

- a_0 = Aceleración máxima del terreno
- c = Aceleración máxima espectral
- T_a = Límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- T_b = Límite superior de la meseta del espectro de diseño
- T_c = Periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
- T_e = Periodo estructural en la dirección del análisis
- $\beta(T_e, \zeta_e)$ = Factor de amortiguamiento. Para un amortiguamiento estructural $\zeta_e = 5 \%$, el valor de $\beta(T_e, 0.05) = 1$
- r = Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$
- k = Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$
- $p_c(T_e)$ = Factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente calculado de la siguiente forma: $p_c(T_e) = k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2$

Los parámetros espectrales para estructuras B1 se obtendrán con el criterio de *Espectros Regionales*. Acorde a lo dispuesto en CFE (2015), para terreno Tipo I la aceleración máxima del terreno ($a_0 = a_0^r$) y la aceleración máxima espectral (c), para 5 % de amortiguamiento estructural, se obtienen con el programa PRODISIS. Para terrenos Tipo II y III estos parámetros se determinan como:

$$a_0 = F_{sit} a_0^r \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$c = F_{res} a_0 \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Donde:

- F_{sit} = Factor de sitio
- F_{res} = Factor de respuesta

Los factores de sitio y respuesta dependen de la zona sísmica, la Ciudad de Puebla se identifica en la Zona C (Tabla 3.7 y 3.8).

Tabla 3.7 Factor de sitio F_{sit} para diferentes tipos de suelo (CFE, 2015).

Zona	Tipo I	Tipo II	Tipo III
C	$F_{sit} = 1.0$	$F_{sit} = 2.4 - 0.3 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$	$F_{sit} = 2.7 - 0.4 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$

Tabla 3.8 Factor de sitio F_{res} para diferentes tipos de suelo (CFE, 2015).

Zona	Tipo I	Tipo II	Tipo III
C	PRODISIS	$F_{res} = 3.6 - 0.2 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$	$F_{res} = 3.9 - 0.3 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$

Es de interés que las variables $a_{0,ER}^r$, a_0 y c cumplan con las restricciones de la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 Restricciones para $a_{0,ER}^r$, a_0 y c en cm/s^2 (CFE, 2015).

Zona	Tipo I	Tipo II	Tipo III
a_0^r	$32 \leq a_0^r \leq 490$	$80 \leq a_0 \leq 690$	$94 \leq a_0 \leq 752$
c	$80 \leq c \leq 1225$	$320 \leq c \leq 2000$	$390 \leq c \leq 2256$

El resto de los parámetros necesarios para definir el espectro de diseño se observan en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Valores de los periodos característicos y exponentes que controlan las ramas descendentes de los espectros de diseño (CFE, 2015).

Zona	Suelo	T_a (s)	T_b (s)	T_c (s)	k	r
C	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	II	0.2	2.0	2.0	0.5	1

Se recomienda representar los espectros de diseño como fracción de la gravedad para el cálculo de las fuerzas sísmicas, es decir:

$$a\langle T_e, \beta \rangle = \frac{Sa\langle T_e, \beta \rangle}{g} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Donde:

$a\langle T_e, \beta \rangle$ = Ordenada espectral normalizada

g = Aceleración de la gravedad

Es importante resaltar que para el estudio de la interacción dinámica suelo-estructura además de que se adopten las solicitaciones sísmicas del sitio, el tipo de suelo y sus parámetros dinámicos, es indispensable conocer el sistema estructural, es decir, los elementos y materiales de la estructura y los detalles de diseño y construcción. Según CFE (2015) los aspectos estructurales se contemplan como:

- a) Clasificación de construcciones según su estructuración. El ejemplo de aplicación involucra un edificio, por lo que, de acuerdo a la Tabla 3.11 corresponde a Tipo 1.

Tabla 3.11 Clasificación de las construcciones según su estructuración (CFE, 2015).

Tipo 1	Edificios.
Tipo 2	Estructuras industriales.
Tipo 3	Péndulos invertidos y apéndices.
Tipo 4	Muros de retención.
Tipo 5	Chimeneas, silos y similares.
Tipo 6	Tanques, depósitos y similares.
Tipo 7	Puentes.
Tipo 8	Tuberías.
Tipo 9	Presas.
Tipo 10	Sistemas de aislamiento sísmico y disipación de energía.
Tipo 11	Torres de telecomunicación.
Tipo 12	Túneles y lumbreras.
Tipo 13	Aerogeneradores.

- b) Factor de amortiguamiento. Para considerar sus efectos de acuerdo a la estructuración este factor está dado por la ecuación:

$$\beta(T_e, \zeta_e) = \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} & \text{si } T_e < T_c \\ \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} \left(\frac{T_c}{T_e}\right) & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Donde:

- T_c = Periodo del inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
- T_e = Periodo estructural en la dirección del análisis
- ζ_e = Amortiguamiento estructural. Cuando se utilicen sistemas de aislamiento y disipación de energía, este valor es la suma del amortiguamiento inherente de la estructura más el que proporcionan los sistemas

Para el caso de interacción suelo-estructura el T_e corresponde al periodo estructural modificado por la interacción, esto es, $T_e = \tilde{T}_{e0}$.

- c) Factor reductor por ductilidad. Las ordenadas espectrales se dividen por el factor reductor por ductilidad $Q'(T_e, Q)$ a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas.

$$Q'(T_e, Q) = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e) T_e}{k T_b}} & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e) p_b(T_e)}{k}} & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Donde:

Q = Factor de comportamiento sísmico para cada tipo de estructura

T_b = Límite superior de la meseta del espectro de diseño (Fig. 3.4)

k = Parámetro que controla la caída del espectro

$p_b(T_e)$ = Factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente calculado de la siguiente forma: $p_b(T_e) = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^2$

- d) Factor de reducción por sobre resistencia a las acciones sísmicas

$$R(T_e, R_0) = \begin{cases} R_0 + 1.0 - \sqrt{T_e/T_a} & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_0 & \text{si } T_e > T_a \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Donde:

T_a = Límite inferior de la meseta del espectro de diseño

R_0 = Sobre resistencia índice dependiendo del sistema estructural

El factor $R(T_e, R_0)$ puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura según sean sus propiedades.

- e) Modificación de la respuesta estructural por efectos de interacción suelo-estructura

Los efectos de interacción suelo-estructura se justificarán cuando se cumpla la relación siguiente:

$$\frac{T_{e0}}{T_s} \frac{H_s}{H_{e0}} < 2.5 \quad (\text{Ec. 3.13})$$

Donde:

H_{e0} = Altura efectiva fundamental de la estructura supuesta con base rígida

H_s = Espesor total del estrato de terreno equivalente

T_{e0} = Periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida

T_s = Periodo dominante del terreno equivalente

CFE (2015) caracteriza el sistema suelo-estructura como ya fue descrito en el apartado 1.3, la cimentación se desplanta en un depósito de suelo con base indeformable y estratificada horizontalmente con M estratos. Los grados de libertad correspondientes a la traslación vertical y a la torsión de la cimentación se desprecian, a pesar de que pueden ser muy importantes cuando se tengan sistemas de piso flexible o en estructuras irregulares. No obstante, si la estructura con varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador de un grado de libertad en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto homogéneo, el sistema suelo-estructura se puede reemplazar por el sistema equivalente indicado en la Figura 3.5.

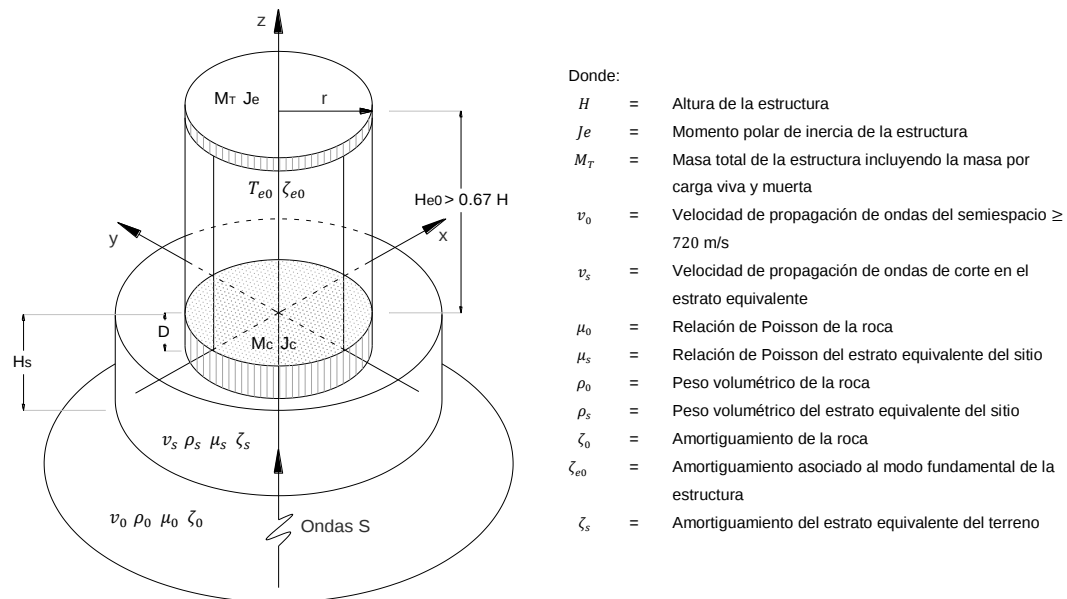


Figura 3.5 Sistema suelo-estructura equivalente (CFE, 2015).

La rigidez dinámica o función de impedancia de un sistema suelo-cimentación representa físicamente a los resortes y amortiguadores del suelo, su expresión se define así:

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m^0[k_m\langle\eta_m\rangle + i\eta_m c_m\langle\eta_m\rangle](1 + i2\tilde{\zeta}_s) \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Donde:

K_m^0 = Rigidez estática

$k_m\langle\eta_m\rangle$ = Coeficiente de rigidez dependiente de la frecuencia normalizada η_m

$c_m\langle\eta_m\rangle$ = Coeficiente de amortiguamiento dependiente de la frecuencia normalizada η_m

$\tilde{\zeta}_s$ = Amortiguamiento efectivo del estrato de suelo equivalente

La determinación del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura se representan de la siguiente manera:

Periodo efectivo:

$$\tilde{T}_{e0} = \sqrt{T_{e0}^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (\text{Ec. 3.15})$$

Donde:

T_h = Periodo natural de la estructura supuesta infinitamente rígida y cuya base sólo puede trasladarse

T_r = Periodo natural de la estructura supuesta infinitamente rígida y cuya base sólo puede rotar

$$T_h = 2\pi \left(\frac{M_{e0}}{K_h} \right)^{1/2} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$T_r = 2\pi \left[\frac{M_{e0}(H_{e0} + D)^2}{K_r} \right]^{1/2} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Donde:

K_h = Rigidez lateral de la cimentación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de dicha fuerza (Tabla 1.1)

K_r = Rigidez de rotación de la cimentación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria en la dirección de dicho momento (Tabla 1.1)

Una vez obtenido el periodo efectivo $\tilde{T}_{e0}$ el amortiguamiento efectivo se calcula como sigue:

$$\tilde{\zeta}_{e0} = \zeta_{e0} \left(\frac{T_{e0}}{\tilde{T}_{e0}} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_{e0}} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_{e0}} \right)^2 \quad (\text{Ec. 3.18})$$

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_{e0} C_h}{2K_h} \quad (\text{Ec. 3.19})$$

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_{e0} C_r}{2K_r} \quad (\text{Ec. 3.20})$$

Donde:

ζ_h = Amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación

K_r = Amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación

C_h y C_r = Amortiguamientos de la cimentación en traslación y rotación (Tabla 1.1)

El factor del comportamiento sísmico efectivo se estipula como:

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1) \left[\frac{T_{e0}^2}{\bar{T}_{e0}^2} + \alpha \left(1 - \frac{T_{e0}^2}{\bar{T}_{e0}^2} \right) \right] \quad (\text{Ec. 3.21})$$

CFE (2015) menciona así también otros criterios de interacción suelo-estructura en cimentaciones superficiales. Para estructuras apoyadas sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección de análisis o sobre cajones de cimentación, que poseen rigidez y resistencia tal, que es posible suponer que su base se desplaza como un cuerpo rígido, las rigideces dinámicas se obtendrán a partir de cimentaciones circulares equivalentes empleando las aproximaciones analíticas que se presentaron anteriormente. Los radios de las cimentaciones circulares equivalentes a las superficies de desplante para el modo de traslación y rotación están dados, respectivamente, por las siguientes ecuaciones:

$$R_h = \left(\frac{A}{\pi} \right)^{1/2} \quad (\text{Ec. 3.22})$$

$$R_r = \left(\frac{4I}{\pi} \right)^{1/4} \quad (\text{Ec. 3.23})$$

Donde:

A = Área de la cimentación

I = Momento de inercia del área de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación

La frecuencia normalizada se define como:

$$\eta_h = \frac{\omega_{e0} R_h}{v_s} \quad (\text{Ec. 3.24})$$

$$\eta_r = \frac{\omega_{e0} R_r}{v_s} \quad (\text{Ec. 3.25})$$

Donde:

R_h = Radio de la cimentación circular equivalente para el modeo de traslación

R_r = Radio de la cimentación circular equivalente para el modeo de rotación

v_s = Velocidad de propagación de ondas de corte en el estrato de terreno equivalente

ω_{e0} = Frecuencia fundamental de la estructura

El análisis dinámico de interacción suelo-estructura contempla múltiples criterios a considerar obedeciendo al tipo de estructura, estas recomendaciones no se notifican porque este trabajo de tesis no está enfocado a la parte estructural; sin embargo, en el caso de estudio se reportan cada una de las condiciones aplicadas.

3.2 Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo 2017

La Gaceta Oficial de la Ciudad de México publica en diciembre de 2017 la actualización de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTCDS), las recomendaciones que expone se explican en breve.

La clasificación de las estructuras para fines de diseño sísmico se muestra en la Fig. 3.6.

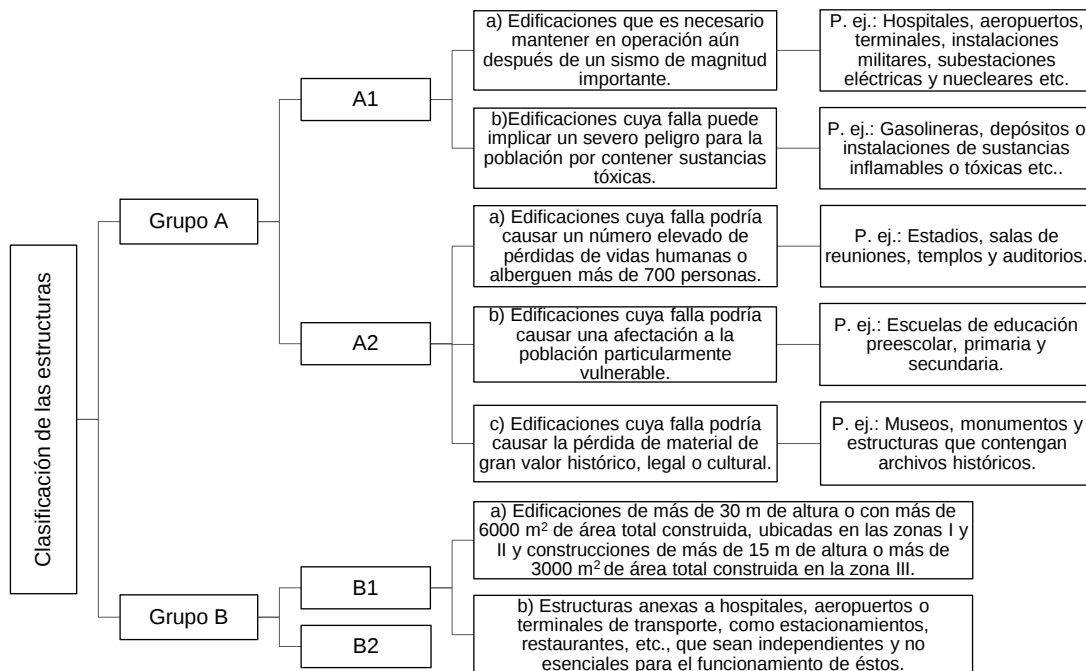
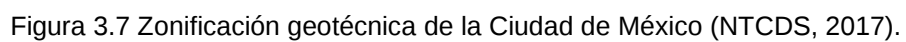


Figura 3.6 Clasificación de estructuras (NTCDS, 2017).

- a) Zona I o de Lomas
- b) Zona II o de Transición
- c) Zona III o del Lago



En tanto a los espectros para diseño sísmico, se obtendrán del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), el cual muestra el espectro elástico para el sitio, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico y sobre resistencia.

Según las NTCDS (2017) las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por $Q'R$ y por el factor K_s , que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6} & \text{si } T_s < 0.5 \text{ s} \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)} & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0 \text{ s} \\ \frac{1}{4} & \text{si } T_s \geq 1.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.26})$$

Donde:

T_s = Periodo del sitio

Los espectros de diseño contenidos en el SASID se apegan a las ecuaciones siguientes para la construcción de espectros de sitio y cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.27})$$

Donde:

T = Periodo de vibrar de la estructura

a = Ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad

a_0 = Coeficiente de aceleración del terreno

β = Factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía

T_a y T_b = Periodos característicos de la meseta espectral

c = Coeficiente sísmico, ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño

$$p = k + (1 - k) \left(T_b / T \right)^2 \quad (\text{Ec. 3.28})$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a} & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\lambda} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.29})$$

Donde:

p = Variable usada para el cálculo de a y Q'

k = Cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de a y Q'

ζ = Fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño

λ, ε y τ = Valores en función de T_s (Tabla 3.12)

Tabla 3.12 Valores de λ, ε y τ (NTCDS, 2017).

Periodo del sitio	λ	ε	τ
$T_s \leq 0.5$	0.40	0.80	2.50
$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.45	0.20	1.00
$1.0 < T_s \leq 1.5$	0.45	0.30	1.00
$1.5 < T_s \leq 2.0$	0.50	1.20	1.00
$2.0 < T_s \leq 2.5$	0.50	1.80	1.00
$2.5 < T_s \leq 3.0$	0.55	3.00	1.00
$3.0 < T_s \leq 4.0$	0.50	4.00	1.00

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c y k y los periodos característicos T_a y T_b así como el periodo dominante del sitio se tomarán de SASID. Los factores de reducción de las ordenadas espectrales se calculan como sigue:

Factor de reducción por comportamiento sísmico

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.30})$$

Donde:

- Q = Factor de comportamiento sísmico independiente de T
- T = Periodo de vibrar de la estructura
- k = Cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de a y Q'
- β = Factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía
- T_a y T_b = Periodos característicos de la meseta espectral
- p = Variable usada para el cálculo de a y Q'

El factor de sobre resistencia se define como:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (\text{Ec. 3.31})$$

Donde:

- R_0 = Factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural; 2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen 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.
- k_1 = Factor de corrección por hiperestaticidad; 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.
- k_2 = Factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas (Ec. 3.32)

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(T/T_a \right)^{1/2} \right] > 0 \quad (\text{Ec. 3.32})$$

Para estructuras desplantadas en las Zonas II o III, los espectros de diseño para campo libre pueden no representar correctamente la excitación sísmica, pues se han despreciado los efectos de interacción cinemática así como los efectos de interacción inercial (NTCDS, 2017).

En estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes, los efectos de interacción cinemática pueden despreciarse si se cumplen las condiciones siguientes:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \quad (\text{Ec. 3.33})$$

$$\frac{D}{r} < 0.5 \quad (\text{Ec. 3.34})$$

Donde:

$$r = \sqrt{A/\pi}$$

A = Área de la cimentación

D = Profundidad de desplante

τ_v = Tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante: D/v_s ; $v_s = 4H_s/T_s$

H_s = Profundidad de la segunda capa dura (valor tomado de SASID)

T_s = Periodo dominante del sitio tomado de SASID

Los efectos de interacción inercial pueden despreciarse si se cumple la condición:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (\text{Ec. 3.35})$$

Donde:

T_e = Periodo fundamental de la estructura con base rígida

H_e = Altura efectiva tomándose 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel donde se toma completa

T_s = Periodo dominante del sitio tomado de SASID

Conforme a las NTCDS (2017) la interacción inercial puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Si no se cumple la ecuación 3.35 es necesario aplicar cláusulas que modifican las ordenadas espectrales de diseño y el factor de reducción por comportamiento sísmico.

Las ordenadas espectrales de diseño a' y $\tilde{a}'$ sin y con efectos de interacción, respectivamente, se calcularán como sigue:

$$a' = \frac{a}{RQ'} \quad (\text{Ec. 3.36})$$

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'} \quad (\text{Ec. 3.37})$$

Donde:

- a = Ordenada espectral elástica para el periodo T_e y el amortiguamiento ζ_e (5 %) de la estructura con base rígida
- $\tilde{a}$ = Ordenada espectral elástica para el periodo $\tilde{T}_e$ y amortiguamiento $\tilde{\zeta}_e$ de la estructura con base flexible
- Q' y $\tilde{Q}'$ = Factores de reducción por comportamiento sísmico sin y con efectos de interacción, respectivamente
- $\tilde{T}_e$ y $\tilde{\zeta}_e$ = Periodo y amortiguamiento efectivos

El factor de sobre resistencia R es independiente de la interacción suelo-estructura. El factor de reducción por comportamiento sísmico $\tilde{Q}'$, se calculará como:

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k} \frac{\tilde{T}_e}{T_a}} & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}} & \text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}} & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.38})$$

Donde:

- $\tilde{p} = p(\tilde{T}_e)$ de acuerdo a la Ec. 3.28
- $\tilde{\beta} = \beta(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)$ de acuerdo a la Ec. 3.29
- $\tilde{Q} = 1 + (Q - 1) \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2}$

El periodo y amortiguamiento efectivos se obtienen con los siguientes pasos:

1. Determinar los radios para los modos de traslación horizontal (R_h) y rotación (R_r).

$$R_h = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}} \quad (\text{Ec. 3.39})$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{AI}{\pi}} \quad (\text{Ec. 3.40})$$

Donde:

A = Área de la superficie neta de la cimentación

I = Momento de inercia de la superficie neta de la cimentación

2. Calcular las rigideces de los resortes elásticos, coeficientes de los amortiguamientos viscosos y parámetros de frecuencia, las ecuaciones son las mismas que utiliza el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (2015), Tabla 1.1.

3. Resolver las ecuaciones para los periodos naturales de la estructura asociados a una traslación horizontal (T_h) y una rotación (T_r).

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (\text{Ec. 3.41})$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_r}} \quad (\text{Ec. 3.42})$$

Donde:

g = Aceleración de la gravedad

W_e = Peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental; un subíndice i indica que el peso corresponde al i -ésimo modo

K_h = Rigidez en traslación horizontal de la cimentación

H_e = Altura efectiva tomándose 0.7 de la altura total

D = Profundidad de desplante

K_r = Rigidez rotacional de la cimentación

4. Obtener el periodo efectivo del sistema suelo-estructura.

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (\text{Ec. 3.43})$$

Donde:

T_h = Periodo natural de la estructura asociado a una traslación de cuerpo rígido

T_r = Periodo natural de la estructura asociado a una rotación de cuerpo rígido

T_e = Periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida

Este nuevo $\tilde{T}_e$ es el que se tomará para el cálculo a partir del paso 2, cuando $\tilde{T}_e$ sea constante será el correcto.

5. Estimar los coeficientes de amortiguamiento

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \quad (\text{Ec. 3.44})$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (\text{Ec. 3.45})$$

Donde:

$\tilde{T}_e$ = Periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible

ζ_h = Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

K_h = Rigidez en traslación horizontal de la cimentación

C_h = Constante de amortiguamiento viscoso traslacional horizontal de la cimentación

ζ_r = Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

K_r = Rigidez rotacional de la cimentación

C_r = Constante de amortiguamiento viscoso en rotación de la cimentación

6. Determinar el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura elástico

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (\text{Ec. 3.46})$$

Donde:

$\tilde{T}_e$ = Periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible

T_e = Periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida

ζ_h = Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

T_h = Periodo natural de la estructura asociado a una traslación de cuerpo rígido

ζ_e = Fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida

ζ_r = Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

T_r = Periodo natural de la estructura asociado a una rotación de cuerpo rígido

Los parámetros afectados por la interacción dinámica suelo-estructura tienen la finalidad de modificar el espectro de diseño y tomar las consideraciones adecuadas.

3.3 Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del Municipio de Puebla

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del Municipio de Puebla (NTCMP) fue actualizado en el año 2017, los criterios que aplica en el municipio son los que a continuación se presentan.

Atendiendo a la seguridad estructural, los inmuebles se clasifican según su destino (Tabla 3.13), el ejemplo de aplicación se establece en el grupo B.

Tabla 3.13 Clasificación de construcciones (NTCMP, 2017).

Grupo	Estructuras
A	Alto grado de seguridad. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso.
B	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas con altura mayor de 2.5 m.
C	Estructuras en que es admisible un grado de seguridad bajo. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud sumamente pequeña y no causaría normalmente daños a construcciones de los grupos A y B ni pérdida de vidas. Se incluyen en este grupo, por ejemplo, bodegas provisionales y bardas con altura no mayor de 2.5 m.

De acuerdo a la respuesta del sitio ante excitación sísmica, el terreno se organiza de la forma que se representa en la Fig. 3.8.

Tipo I (terreno firme). Roca o suelo muy compacto o duro con $T_s < 0.4 \text{ s}$ y $\beta_s > 350 \text{ m/s}$, o en su defecto $N_s > 40$ para suelos granulares o $S_s > 10 \text{ ton/m}^2$ para suelos cohesivos.

Tipo II (terreno intermedio). Formación de suelo con $T_s < 0.4 \text{ s}$ y $\beta_s \leq 350 \text{ m/s}$ o bien con $0.4 \leq T_s \leq 1.0 \text{ s}$ y $\beta_s \geq 150 \text{ m/s}$, o en su defecto $15 \leq N_s \leq 40$ para suelos granulares o $2.5 \leq S_s \leq 10 \text{ ton/m}^2$ para suelos cohesivos.

Tipo III (terreno blando). Formación de suelo con $T_s > 1.0$ s o bien con $0.4 \leq T_s \leq 1.0$ s y $\beta_s < 150$ m/s, o en su defecto $N_s < 15$ para suelos granulares o $S_s < 2.5$ ton/m² para suelos cohesivos.

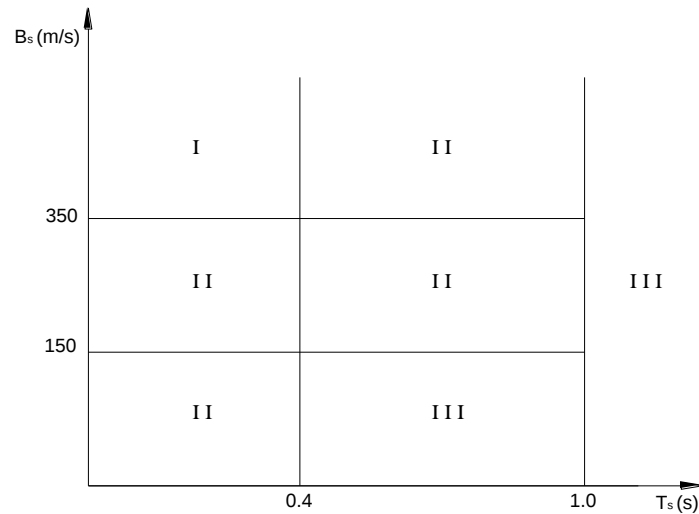


Figura 3.8 Carta de microzonificación sísmica (NTCMP, 2017).

La Figura 3.9 es una propuesta de la zonificación sísmica de la Ciudad de Puebla realizada en 1999.

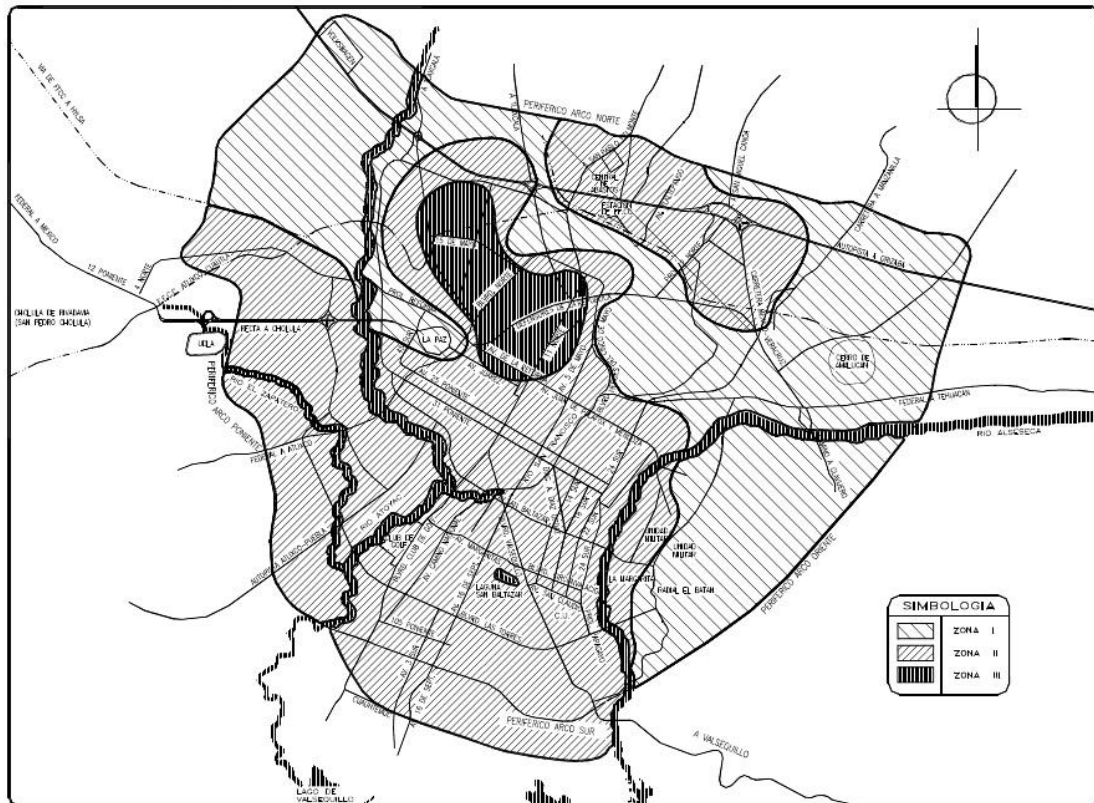


Figura 3.9 Mapa de zonificación sísmica de la Ciudad de Puebla (Avilés, 1999).

Donde:

Zona I Roca o suelos de consistencia de muy firme a dura para limos y arcillas o de compactos a muy compactos para materiales granulares. Suelos de origen eólico volcánico.

Zona II Suelos de consistencia de blanda a firme para limos y arcillas o depósitos arenosos de compacidad media, o bien capas intercaladas de estos materiales.

Zona III Suelos de consistencia de muy blanda a blanda para limos y arcillas o depósitos arenosos de compacidad suelta. Depósitos lacustres y aluviales.

Los parámetros T_s , β_s , N_s y S_s son los valores medio del periodo dominante, la velocidad de ondas de cortante, el número de golpes de la prueba de penetración estándar y la resistencia al corte no drenada, respectivamente, de la formación de suelo en el sitio (NTCMP, 2017). Estos parámetros se obtendrán mediante:

$$\beta_s, N_s, S_s = \frac{\sum_i h_i}{\sum_i (h_i/\beta_i), (h_i/N_i), (h_i/S_i)} \quad (\text{Ec. 3.47})$$

Donde:

h_i = Espesor del estrato de suelo i

β_i = Velocidad de ondas de cortante en el estrato de suelo i

G_i = Módulo de rigidez al corte del estrato de suelo i

ρ_i = Densidad de masa del estrato de suelo i

N_i = Número de golpes de la prueba SPT en el estrato de suelo i

S_i = Resistencia al corte no drenada del estrato de suelo i

El periodo dominante del sitio se determina con la ecuación 3.1, establecida en el método de CFE (2015).

Los espectros sísmicos están dados por las expresiones siguientes:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{si } T < T_a \quad (\text{Ec. 3.48})$$

$$a = c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (\text{Ec. 3.49})$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad \text{si } T > T_b \quad (\text{Ec. 3.50})$$

Donde:

a_0 = Coeficiente de aceleración del terreno

c = Coeficiente sísmico, ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño

T = Periodo de vibrar de la estructura

T_a y T_b = Periodos característicos de la meseta espectral

r = Exponente dependiente del tipo de terreno

Los valores de a_0 , c , T_a , T_b y r se consignan en la Tabla 3.14 para los diferentes tipos de suelo.

Tabla 3.14 Parámetros de los espectros de diseño para estructuras del grupo B (NTCMP, 2017).

Tipo de terreno	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
I	0.05	0.18	0.15	0.60	1/2
II	0.09	0.32	0.20	1.50	2/3
III	0.11	0.40	0.50	2.50	1

De acuerdo a las NTCMP (2017) cuando se conozca el periodo dominante del sitio (T_s) se permitirán reducciones en los espectros de diseño. Para ello, tratándose de terrenos tipo II y III se podrán modificar el coeficiente sísmico y los periodos característicos de la meseta espectral como se indica a continuación:

$$c = 0.18 + \frac{T_s - 0.4}{T_s^2 + 3.3} \quad T_s \geq 0.4 \text{ s} \quad (\text{Ec. 3.51})$$

Terreno tipo II:

$$T_a = \text{máx}(0.35T_s, 0.20 \text{ s})$$

$$T_b = \text{máx}(1.25T_s, 0.60 \text{ s})$$

Terreno tipo III:

$$T_a = \text{máx}(0.35T_s, 0.50 \text{ s})$$

$$T_b = \text{máx}(1.25T_s, 1.50 \text{ s})$$

En terreno tipo I no se admiten modificaciones en el espectro de diseño por efectos del periodo dominante del terreno. Los espectros de diseño aquí especificados son aplicables a construcciones con 5% de amortiguamiento estructural.

En el diseño sísmico de construcciones ubicadas en terrenos tipo II o III se admitirá tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura (NTCMP, 2017).

Se justificará el estudio siempre y cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20 \quad (\text{Ec. 3.52})$$

Donde:

- β_s = Velocidad media de ondas de corte del sitio
- T_e = Periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida
- H_e = Altura efectiva de la estructura la cual se tomará como 0.7 de su altura total, excepto para estructuras en que su peso está concentrado en un solo nivel donde se tomará igual a la altura de ese nivel

Cuando se conozca el modo fundamental de vibración de la estructura, la altura efectiva de ésta se podrá calcular como:

$$H_e = \frac{\sum_i W_i X_i h_i}{\sum_i W_i X_i} \quad (\text{Ec. 3.53})$$

Donde:

- W_i = Peso del nivel i
- X_i = Amplitud del desplazamiento modal en el nivel i
- h_i = Altura del nivel i sobre el desplante

El periodo y amortiguamiento efectivos se definen como sigue:

1. Determinar los radios para los modos de traslación horizontal (R_h) y rotación (R_r) empleando las ecuaciones 3.39 y 3.40.
2. Calcular las rigideces de los resortes elásticos, coeficientes de los amortiguamientos viscosos y parámetros de frecuencia, las NTCMP recomiendan las ecuaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, Tabla 1.1.
3. Resolver las ecuaciones para los periodos naturales de la estructura asociados a una traslación horizontal (T_h) y una rotación (T_r) conforme a las ecuaciones 3.41 y 3.42, ya que son las mismas que las mencionadas en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo de la Ciudad de Puebla.
4. Obtener el periodo efectivo del sistema suelo-estructura ($\tilde{T}_e$) calculando la expresión 3.43.

Este nuevo $\tilde{T}_e$ es el que se tomará para el cálculo a partir del paso 2, cuando $\tilde{T}_e$ sea constante será el correcto.

5. Estimar los coeficientes de amortiguamiento en los modos de traslación (ζ_h) y rotación (ζ_r) con las fórmulas 3.44 y 3.45.
6. Determinar el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (\text{Ec. 3.54})$$

Donde:

- $\tilde{T}_e$ = Periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
- T_e = Periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida
- ζ_h = Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal
- T_h = Periodo natural de la estructura asociado a una traslación de cuerpo rígido
- ζ_e = Fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida
- ζ_r = Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
- T_r = Periodo natural de la estructura asociado a una rotación de cuerpo rígido

Los parámetros afectados por la interacción dinámica suelo-estructura tienen la finalidad de modificar el espectro de diseño y tomar las consideraciones adecuadas.

3.4 Modelo dinámico de D. D. Barkan - O. A. Savinov

En 1948 el científico D.D. Barkan propuso utilizar las siguientes expresiones para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones:

$$K_z = C_z A \quad (\text{Ec. 3.55})$$

$$K_x = K_y = C_x A \quad (\text{Ec. 3.56})$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x \quad (\text{Ec. 3.57})$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y \quad (\text{Ec. 3.58})$$

Donde:

- C_z = Coeficiente de compresión elástica uniforme
- $C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$ = Coeficiente de compresión elástica no uniforme
- C_x = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

A = Área de la base de la cimentación
 I_x, I_y = Momentos de inercia de la base de la cimentación respecto a los ejes X y Y

O. A. Shejter (1948, citado en Villarreal, 2017) presenta las ecuaciones siguientes, en donde identificó la dependencia de los coeficientes C_z, C_x y $C_{\varphi x}$ y $C_{\varphi y}$ con la presión estática que transmite la cimentación a la base. El modelo D. D. Barkan – O. A. Savinov expresa las fórmulas finales:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{P}{P_0}} \quad (\text{Ec. 3.59})$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{P}{P_0}} \quad (\text{Ec. 3.60})$$

$$C_{\varphi x} = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{P}{P_0}} \quad (\text{Ec. 3.61})$$

$$C_{\varphi y} = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{P}{P_0}} \quad (\text{Ec. 3.62})$$

Donde:

C_0 = Coeficiente determinado a través de experimentos para $P_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ u observar la Tabla 3.15

a, b = Dimensiones de la cimentación

Δ = Coeficiente empírico asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$

A = Área de la cimentación

Se sugiere utilizar las fórmulas siguientes:

$$P = \frac{P_{\text{edificio}} + P_{\text{cimentación}}}{A_{\text{cimentación}}} \quad (\text{Ec. 3.63})$$

$$D_0 = \frac{1-\nu}{1-0.5\nu} C_0 \quad (\text{Ec. 3.64})$$

Donde:

P_{edificio} = Peso del edificio

$P_{\text{cimentación}}$ = Peso de la cimentación

$A_{\text{cimentación}}$ = Área de la cimentación

ν = Relación de Poisson

Tabla 3.15 Coeficiente determinado a través de experimentos para $P_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ (Villarreal, 2017).

Característica de la base de fundación	Suelo	C_0 (kg/cm^3)
Roca dura	Roca sana $v_s > 1500 \text{ m/s}$	4.0
Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura	3.0
	Arena compacta	2.2
	Cascajo, grava arenosa densa, canto rodado, arena muy densa	2.6
Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica	2.0
	Arena plástica	1.6
	Arena polvorosa medio densa y densa	1.4
	Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1.8
Suelos blandos	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad	0.8
	Arena plástica	1.0
	Arenas polvorosa, saturada, porosa	1.2
Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda	0.6
	Arena movediza	0.6

3.5 Modelo A.E. Sargsian

Sargsian y Najapetian (1986, citado en Villarreal, 2017) elaboraron otro modelo dinámico de interacción suelo-estructura. De acuerdo a tal modelo dinámico, se consideró al medio como homogéneo e isotrópico obteniendo los coeficientes de rigidez de la base de fundación $K_x, K_y, K_z, K_{\phi x}, K_{\phi y}, K_{\psi z}$ representados con las expresiones siguientes:

$$K_x = K_y = \frac{28.8 \rho v_s^2}{\sqrt{\pi}(7-8\nu)} \sqrt{A} \quad (\text{Ec. 3.65})$$

$$K_z = \frac{4 \rho v_s^2}{\sqrt{\pi}(1-\nu)} \sqrt{A} \quad (\text{Ec. 3.66})$$

$$K_{\phi x} = \frac{8.52 \rho v_s^2}{\sqrt{\pi}(1-\nu)} \frac{I_x}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ec. 3.67})$$

$$K_{\phi y} = \frac{8.52 \rho v_s^2}{\sqrt{\pi}(1-\nu)} \frac{I_y}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ec. 3.68})$$

$$K_{\psi z} = \frac{4 \rho v_s^2}{\sqrt{\pi}(1-\nu)} \frac{I_z}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ec. 3.69})$$

Donde:

A = Área de la base de la cimentación

ρ = Densidad del suelo

I_x, I_y = Momentos de inercia de la base de la cimentación respecto a los ejes X y Y

I_z = Momento polar de inercia

v_s = Velocidad de propagación de ondas de corte

ν = Relación de Poisson

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación (B_j) se determinan con estas ecuaciones:

$$B_x = B_y = \frac{18.24(1-\nu)\rho v_s}{\pi(7-8\nu)} A \quad (\text{Ec. 3.70})$$

$$B_z = \frac{3.4\sqrt{1-2\nu}\rho v_p}{\pi(1-\nu)\sqrt{2(1-\nu)}} A \quad (\text{Ec. 3.71})$$

$$B_{\varphi x} = \frac{1.6\sqrt{1-2\nu}\rho v_p}{\pi(1-\nu)\sqrt{2(1-\nu)}} I_x \quad (\text{Ec. 3.72})$$

$$B_{\varphi y} = \frac{1.6\sqrt{1-2\nu}\rho v_p}{\pi(1-\nu)\sqrt{2(1-\nu)}} I_y \quad (\text{Ec. 3.73})$$

$$B_{\psi z} = \frac{3.4\sqrt{1-2\nu}\rho v_p}{\pi(1-\nu)\sqrt{2(1-\nu)}} I_z \quad (\text{Ec. 3.74})$$

Donde:

A = Área de la base de la cimentación

ρ = Densidad del suelo

I_x, I_y = Momentos de inercia de la base de la cimentación respecto a los ejes X y Y

I_z = Momento polar de inercia

v_s = Velocidad de propagación de ondas de corte

v_p = Velocidad de propagación de ondas de compresión

ν = Relación de Poisson

3.6 Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

De acuerdo a la Norma Rusa 2.02.05-87 los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme (K_z), de desplazamiento elástico uniforme (K_x), de compresión elástica no uniforme ($K_{\varphi x}$ y $K_{\varphi y}$) y de desplazamiento elástico no uniforme ($K_{\psi z}$) se definen así:

$$K_z = C_z A \quad (\text{Ec. 3.75})$$

$$K_x = K_y = C_x A \quad (\text{Ec. 3.76})$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x \quad (\text{Ec. 3.77})$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y \quad (\text{Ec. 3.78})$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z \quad (\text{Ec. 3.79})$$

Donde:

A = Área de la base de cimentación

I_x, I_y = Momentos de inercia de la base de la cimentación respecto a los ejes X y Y

I_z = Momento polar de inercia

C_z = Coeficiente de compresión elástica uniforme

C_x = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

$C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$ = Coeficiente de compresión elástica no uniforme

$C_{\psi z}$ = Coeficiente de desplazamiento elástico no uniforme

C_z se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se emplea la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (\text{Ec. 3.80})$$

Donde:

b_0 = Coeficiente de corrección de unidad de medida (m^{-1}) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1.2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1.5.

E = Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación

$A_{10} = 10 \text{ m}^2$

A = Área de la base de cimentación

Los coeficientes restantes se expresan con las ecuaciones siguientes:

$$C_x = 0.7 C_z \quad (\text{Ec. 3.81})$$

$$C_{\varphi x}, C_{\varphi y} = 2 C_z \quad (\text{Ec. 3.82})$$

$$C_{\psi z} = C_z \quad (\text{Ec. 3.83})$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas β obtenidas a través de pruebas de laboratorio. En caso de no contar con esos datos emplear las fórmulas propuestas:

Amortiguamiento relativo para vibraciones verticales:

$$\beta_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (\text{Ec. 3.84})$$

Donde:

C_z = Coeficiente de compresión elástica uniforme

E = Módulo de elasticidad del suelo

p_m = Presión estática media en la base de la cimentación $p_m \leq \gamma_{ts} R$

γ_{ts} = Coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0.7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza y para el resto de suelos es igual a 1.

R = Resistencia del suelo

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se definen así:

$$\beta_x = 0.6\beta_z \quad (\text{Ec. 3.85})$$

$$\beta_{\varphi x} = \beta_{\varphi y} = 0.5\beta_z \quad (\text{Ec. 3.86})$$

$$\beta_{\psi z} = 0.3\beta_z \quad (\text{Ec. 3.87})$$

Las características de amortiguamiento del suelo se determinan con las ecuaciones siguientes:

$$B_x = B_y = 2\beta_x \sqrt{K_x M_x} \quad (\text{Ec. 3.88})$$

$$B_z = 2\beta_z \sqrt{K_z M_z} \quad (\text{Ec. 3.89})$$

$$B_{\varphi x} = 2\beta_{\varphi x} \sqrt{K_{\varphi x} M_{\varphi x'}} \quad (\text{Ec. 3.90})$$

$$B_{\varphi y} = 2\beta_{\varphi y} \sqrt{K_{\varphi y} M_{\varphi y'}} \quad (\text{Ec. 3.91})$$

$$B_{\psi z} = 2\beta_{\psi z} \sqrt{K_{\psi z} M_{\psi z'}} \quad (\text{Ec. 3.92})$$

Donde:

β_j = Amortiguamiento relativo

K_j = Coeficientes de rigidez

M_j = Masas traslacionales respecto a X, Y y Z

$M_{j'}$ = Masas rotacionales respecto a los ejes X', Y' y Z'

3.7 Método Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006)

Las funciones de impedancia representan las características de rigidez y amortiguación dependientes de la frecuencia de la interacción suelo-cimiento.

$$\bar{k}_j = k_j + i\omega c_j \quad (\text{Ec. 3.93})$$

Donde:

k_j = Rigidez dinámica traslacional o rotacional en dirección X, Y y Z

c_j = Coeficiente de amortiguamiento traslacional o rotacional en dirección X, Y y Z

ω = Frecuencia angular

De forma alternativa se presenta la ecuación:

$$\bar{k}_j = k_j(1 + 2i\beta_j) \quad (\text{Ec. 3.94})$$

Donde:

β_j = Relación de amortiguamiento traslacional y rotacional definido por:

$$\beta_j = \frac{\omega c_j}{2k_j} \quad (\text{Ec. 3.95})$$

y la rigidez dinámica se define como:

$$k_j = K_j \alpha_j \eta_j \quad (\text{Ec. 3.96})$$

Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006) presentan las fórmulas de las rigideces estáticas de la base (K_j), aclarando que es para cimentaciones en la superficie:

$$K_{z,sup} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \quad (\text{Ec. 3.97})$$

$$K_{y,sup} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] \quad (\text{Ec. 3.98})$$

$$K_{x,sup} = K_{y,sup} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left[1 - \frac{B}{L} \right] \quad (\text{Ec. 3.99})$$

$$K_{zz,sup} = GI_z^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \quad (\text{Ec. 3.100})$$

$$K_{yy,sup} = \frac{G}{1-\nu} I_y^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right] \quad (\text{Ec. 3.101})$$

$$K_{xx,sup} = \frac{G}{1-\nu} I_x^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \quad (\text{Ec. 3.102})$$

Donde:

G = Relación de amortiguamiento traslacional y rotacional

ν = Relación de Poisson

B y L = Se refieren a la mitad del ancho y a la mitad de la longitud, respectivamente (Figura 3.10)

I_x, I_y = Momento de inercia del área de contacto suelo-cimentación en X y Y

I_z = Momento polar de inercia

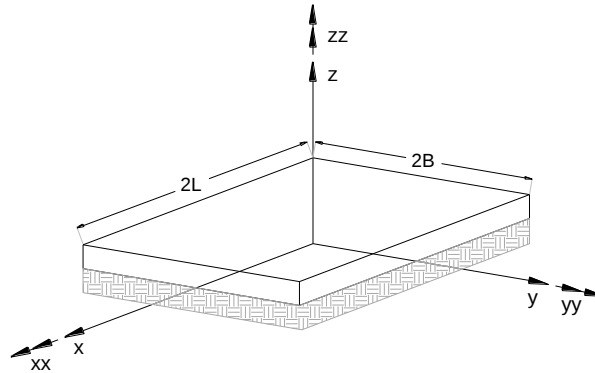


Figura 3.10 Esquema de representación de B y L , ejes donde $L \geq B$ respetando la orientación mostrada (NIST, 2012).

Para cimentaciones embebidas en el suelo se establecen las ecuaciones anteriores aplicándoles un factor de corrección η_j (Fig. 3.11):

$$K_{j,emb} = \eta_j K_{j,sup} \quad (\text{Ec. 3.103})$$

$$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{21B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right] \quad (\text{Ec. 3.104})$$

$$\eta_y = \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.52 \left(\frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \quad (\text{Ec. 3.105})$$

$$\eta_y = \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.52 \left(\frac{z_w B}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \quad (\text{Ec. 3.106})$$

$$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9} \quad (\text{Ec. 3.107})$$

$$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right] \quad (\text{Ec. 3.108})$$

$$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad (\text{Ec. 3.109})$$

Donde:

D = Profundidad de la superficie hasta la base de la cimentación

A_w = Área de contacto de pared lateral para d_w a lo largo de su perímetro

B y L = Se refieren a la mitad del ancho y a la mitad de la longitud, respectivamente
(Figura 3.10)

z_w = Profundidad al centroide del contacto efectivo de la pared lateral

d_w = Altura de contacto efectivo de la pared lateral

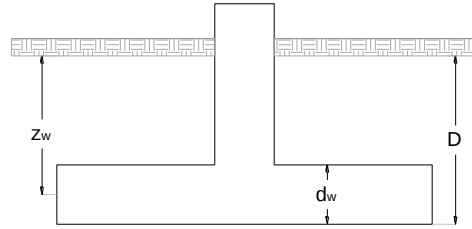


Figura 3.11 Esquema de representación de variables z_w , d_w y D (NIST, 2012).

Las relaciones de amortiguamientos traslacionales y rotacionales se expresan como:

$$\beta_z = \left[\frac{4 \left[\psi \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right]}{\frac{K_{z,emb}}{GB}} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right] \quad (\text{Ec. 3.110})$$

$$\beta_y = \left[\frac{4 \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{D}{B} \right) \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right]}{\frac{K_{y,emb}}{GB}} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right] \quad (\text{Ec. 3.111})$$

$$\beta_x = \left[\frac{4 \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{D}{B} \right) \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right]}{\frac{K_{x,emb}}{GB}} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad (\text{Ec. 3.112})$$

$$\beta_{zz} = \left[\frac{\frac{4}{3} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3 \left(\frac{L}{B}-1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right] \quad (\text{Ec. 3.113})$$

$$\beta_{yy} = \left[\frac{\frac{4}{3} \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75 \left(\frac{L}{B}-1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right] \quad (\text{Ec. 3.114})$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\frac{4}{3} \left[\left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right] \quad (\text{Ec. 3.115})$$

Donde:

D = Profundidad de la superficie hasta la base de la cimentación

a_0 = Frecuencia adimensional $a_0 = \frac{\omega B}{v_s}$

ω = Frecuencia angular

v_s = Velocidad de onda de corte

B y L = Se refieren a la mitad del ancho y a la mitad de la longitud, respectivamente (Figura 3.10)

α_j = Modificador de rigidez (Ec. 3.116-Ec. 3.121)

ψ = $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$

G = Módulo dinámico al esfuerzo cortante

K_j = Rigideces estáticas de la base

$$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right] \quad (\text{Ec. 3.116})$$

$$\alpha_y = 1.0 \quad (\text{Ec. 3.117})$$

$$\alpha_x = 1.0 \quad (\text{Ec. 3.118})$$

$$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03 \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right] \quad (\text{Ec. 3.119})$$

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2} \right] \quad (\text{Ec. 3.120})$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01 \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2} \right] \quad (\text{Ec. 3.121})$$

De los siete métodos expuestos, tres son los que se aplican en nuestro país y los restantes son externos, es notorio que, los criterios tomados dependen grandemente del tipo de estructura a construir y la clase de suelo a desplantarse.

Se ha observado que las normativas de México al efectuar el análisis de interacción suelo-estructura modifican el espectro de diseño con las nuevas condiciones de frontera calculadas; en los procedimientos externos se enfoca puntualmente en la interacción suelo-cimentación y emplea tanto características dinámicas como geotécnicas del suelo, describiendo el comportamiento del suelo con los resortes y amortiguamientos adquiridos. En la Tabla 3.16 se observa una comparativa entre los métodos expuestos de este capítulo.

Es necesario revisar qué condiciones aplican en el estudio de interacción dinámica suelo-estructura en edificios de mediana altura, obedeciendo esencialmente a la normativa de CFE. En el capítulo posterior se describe la metodología propuesta.

Tabla 3.16 Comparativa de métodos dinámicos de interacción dinámica suelo-estructura.

Método dinámico	Tipo de documento	Sitio de aplicación	Tipo de cimentación	Clasificación		Regionali- zación sísmica	Uso de software	Espectro sísmico	Parámetros del suelo		Observaciones
				Estr.	Suelo				Geotécnicos	Dinámicos	
Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (2015)	Manual	República Mexicana	Someras y profundas	A+, A y B	I, II y III	A, B, C y D	PRODISIS	Espectro ER y EPR. El espectro de diseño es modificado por factores de reducción Q y R sin y con efectos de ISE	γ	T_s, v_s, G	Contempla un factor de importancia estructural que influye en el espectro de respuesta. Se analiza un sistema equivalente de la estructura y el suelo.
Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (2017)	Normativa	Ciudad de México	Someras y profundas	A y B	I, II y III	I, II y III	SASID	Espectro de diseño de acuerdo a SASID	ρ, H_s	T_s, v_s, G	Limita al uso de SASID. Aplicable sólo a la Cd. De México.
Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Municipio de Puebla (2017)	Normativa	Municipio de Puebla	Someras y profundas	A, B y C	I, II y III	I, II y III	---	Espectro que dependen del tipo de suelo.	ρ, N_s, S_s, H_s	T_s, v_s, G	Las NTCMP señalan el uso del MDOC CFE en el cálculo de periodo y amortiguamiento efectivo, sin embargo, en su normativa NTCMP no señala cómo modifican el espectro de puebla.
D. D. Barkan – O. A. Savinov	Método	País de Rusia	Someras	---	---	---	---	---	ρ	μ, E	Expone ecuaciones de rigideces con base a experimentos.
A.E. Sargsian	Método		Someras	---	---	---	---	---	ρ	μ, E, v_s, v_p	Considera al suelo como un manto homogéneo e isotrópico.

Método dinámico	Tipo de documento	Sitio de aplicación	Tipo de cimentación	Clasificación		Regionali- zación sísmica	Uso de software	Espectro sísmico	Parámetros del suelo		Observaciones
				Estr.	Suelo				Geotécnicos	Dinámicos	
Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	Normativa		Someras y profundas	---	---	---	---	---	γ, R	E	C_z se determina con ensayos de laboratorio, en caso contrario se aplica una correlación empírica
Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006).	Método	USA	En superficie y embebidas	---	---	---	---	---	---	μ, G, v_s	Ecuaciones que actualmente se están utilizando en la representación del suelo, en las cuales la geometría de la cimentación está altamente involucrada así como la profundidad.

Simbología:

γ = Peso específico del suelo

ρ = Densidad del suelo

T_s = Periodo fundamental del suelo

G = Módulo dinámico al esfuerzo cortante

v_s = Velocidad de onda de corte

v_p = Velocidad de onda de compresión

H_s = Espesor total del estrato de terreno equivalente

N_s = Número de golpes de la prueba de penetración estándar

S_s = Resistencia al corte no drenada

E = Módulo de elasticidad del suelo

ν = Relación de Poisson

R = Resistencia del suelo

CAPÍTULO IV METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

La interacción dinámica suelo-estructura es un tema muy complejo, del cual se han realizado innumerables publicaciones sustentadas a partir de sus investigaciones y modelos realizados. En este capítulo se propone una metodología enfocada en las condiciones de apoyo y la representación del suelo a través de rigideces y amortiguamientos. Como apoyo en el análisis del modelo de un edificio se empleó el software ETABS 2016.

Se señala que para efectos de esta proposición se sugieren la normativa de Puebla y el manual de la Comisión Federal de Electricidad; la primera porque manifiesta recomendaciones específicas del municipio y la segunda con motivo que es referencia nacional y fundamentada por expertos del tema.

Este trabajo corresponde al análisis de edificios de mediana altura localizados en el Municipio de Puebla. La clasificación de este tipo de construcciones corresponde al grupo B (Tabla 4.1).

Tabla 4.1 Clasificación de un edificio de mediana altura.

Documento	Grupo	Subgrupo
NTCMP	B	
MDOC CFE	B	B1 y B2

En la evaluación de la interacción suelo-estructura es imprescindible que el terreno de cimentación pertenezca a suelos Tipo II y III (NTCMP, 2017), aclarando que una vez estimada la ecuación 3.52 queda justificado el análisis del sistema.

Se analizará la cimentación tipo superficial, propiamente zapatas corridas.

4.1 Estudios de mecánica de suelos y pruebas dinámicas

Es habitual efectuar únicamente estudios de mecánica de suelos realizando pozos a cielo abierto (PCA) y pruebas de penetración estándar (SPT), de ser así, se adoptan correlaciones empíricas para estimar las propiedades dinámicas del suelo. El módulo ($G_{m\acute{a}x}$) se valora con las fórmulas de la sección 2.1.1 y debido a la importancia de la velocidad de onda de corte se han desarrollado numerosas ecuaciones empíricas en función del número de golpes del procedimiento SPT (Tabla 4.2). La relación de Poisson es definida por las Tablas 2.2 y 2.3 y posteriormente el módulo E .

Tabla 4.2 Correlaciones empíricas para diferentes tipos de suelo y edades geológicas (Astorga y Rivero, 2012).

Autores	Ecuación	Tipo de suelo
Imai y Yoshimura (1970)	$v_s = 76N^{0.33}$	Todo tipo de suelo
Ohba y Toriumi (1970)	$v_s = 84N^{0.31}$	Todo tipo de suelo
Imai (1977)	$v_s = 91N^{0.337}$	Todo tipo de suelo
	$v_s = 80.6N^{0.331}$	Arena
	$v_s = 80.2N^{0.292}$	Arcilla
Ohta y Goto (1978)	$v_s = 85.34N^{0.348}$	Todo tipo de suelo
Seed e Idriss (1981)	$v_s = 61.4N^{0.50}$	Todo tipo de suelo
Imai y Tonouchi (1981)	$v_s = 96.9N^{0.314}$	Todo tipo de suelo
Jinan (1987)	$v_s = 116.1(N + 0.3185)^{0.202}$	Todo tipo de suelo
Okamoto et al. (1989)	$v_s = 125N^{0.30}$	Arena
Lee (1990)	$v_s = 57.4N^{0.49}$	Arena
	$v_s = 150.64N^{0.32}$	Limo
	$v_s = 114.43N^{0.31}$	Arcilla
Athanasopoulos (1995)	$v_s = 107.6N^{0.36}$	Todo tipo de suelo
	$v_s = 76.55N^{0.445}$	Arcilla
Sisman (1995)	$v_s = 32.8N^{0.51}$	Todo tipo de suelo
Iyisan (1996)	$v_s = 51.5N^{0.516}$	Todo tipo de suelo
Jafari et al. (1997)	$v_s = 22N^{0.85}$	Todo tipo de suelo
Kiku et al. (2001)	$v_s = 68.3N^{0.292}$	Todo tipo de suelo
Jafari et al. (2002)	$v_s = 22N^{0.77}$	Limo
	$v_s = 27N^{0.73}$	Arcilla
Japan Road Association (2002)	$v_s = 80N^{1/3}$	Arena
	$v_s = 100N^{1/3}$	Arcilla
Hasancebi y Ulusay (2006)	$v_s = 90N^{0.309}$	Todo tipo de suelo
	$v_s = 90.82N^{0.319}$	Arena
	$v_s = 97.89N^{0.269}$	Arcilla

Tabla 4.2 (Continuación) Correlaciones empíricas para diferentes tipos de suelo y edades geológicas (Astorga y Rivero, 2012).

Autores	Ecuación	Tipo de suelo
Dikmen (2009)	$v_s = 58N^{0.39}$	Todo tipo de suelo
	$v_s = 73N^{0.33}$	Arena
	$v_s = 60N^{0.36}$	Limo
	$v_s = 44N^{0.48}$	Arcilla
Pitilakis et al. (1999)	$v_s = 145(N_{60})^{0.178}$	Arena
	$v_s = 132(N_{60})^{0.271}$	Arcilla
Hasancebi y Ulusay (2006)	$v_s = 104.79(N_{60})^{0.26}$	Todo tipo de suelo
	$v_s = 131(N_{60})^{0.205}$	Arena
	$v_s = 107.63(N_{60})^{0.237}$	Arcilla
Ballena (2009)	$v_s = 126.395(N_{60})^{0.223}$	Todo tipo de suelo
	$v_s = 124.051(N_{60})^{0.216}$	Arena
	$v_s = 102.758(N_{60})^{0.301}$	Limo
	$v_s = 122.945(N_{60})^{0.260}$	Arcilla

Donde:

N = Número de golpes sin correcciones

N_{60} = Número de golpes corregido por la energía del martillo al 60 %

Es esencial la descripción de la estratigrafía del sitio, la profundidad de exploración del subsuelo así como sus datos geotécnicos.

En la Tabla 3.6 se observan las pruebas indicadas por el MDOC (2015). En la Ciudad de Puebla se ha practicado la vibración ambiental para la obtención del periodo fundamental del suelo (T_s), arrojando resultados considerados confiables para diseño. El Down-Hole es el método tradicional sugerido para el cálculo de la velocidad de onda de corte (v_s). En el capítulo 2 se exponen las ventajas y limitaciones de los ensayos anteriores.

4.2 Resortes y amortiguamientos

Este punto es muy importante, puesto que, es aquí donde la representación del suelo mediante resortes y amortiguamientos tiene un papel fundamental en la respuesta conjunta suelo-estructura. Se manejan dos casos:

Caso 1) Conforme a la normativa del MDOC 2015, los coeficientes de rigideces y amortiguamientos se resolverán con las ecuaciones de la Tabla 1.1 para determinar un periodo y amortiguamiento efectivos del sistema.

Caso 2) A continuación se resuelven los métodos A. E. Sargsian y de Gazetas exclusivos de la representación del suelo.

4.3 Estructura y espectro sísmico

El espectro de diseño del sitio es obtenido como indican las NTCMP (2017) y el MDOC (2015) con sus respectivas reducciones por comportamiento y sobre-resistencia, así como condiciones de regularidad de la estructura.

Caso 1) El periodo y amortiguamiento efectivos se definen como sigue y proceden a modificar el espectro de diseño anterior:

1. Determinar los radios para los modos de traslación horizontal (R_h) y rotación (R_r) empleando las ecuaciones 3.39 y 3.40.
2. Calcular rigideces y amortiguamientos como el apartado 4.2 caso 1.
3. Resolver las ecuaciones para los periodos naturales de la estructura asociados a una traslación horizontal (T_h) y una rotación (T_r) conforme a las ecuaciones 3.41 y 3.42, ya que son las mismas que las mencionadas en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo de la Ciudad de Puebla.
4. Obtener el periodo efectivo del sistema suelo-estructura ($\tilde{T}_e$) calculando la expresión 3.43.

Este nuevo $\tilde{T}_e$ es el que se tomará para el cálculo a partir del paso 2, cuando $\tilde{T}_e$ sea constante será el correcto.

5. Estimar los coeficientes de amortiguamiento en los modos de traslación (ζ_h) y rotación (ζ_r) con las fórmulas 3.44 y 3.45.
6. Determinar el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura con la ecuación 3.54.

Los parámetros afectados por la interacción dinámica suelo-estructura tienen la finalidad de modificar el espectro de diseño.

Para su modelación en el software ETABS se asignará el espectro de diseño modificado considerando ahora la flexibilidad de la base.

Caso 2) Las representaciones de los procedimientos externos se modelarán en el software ETABS mediante la herramienta LINK-DAMPER, es decir, la representación del suelo. El espectro a considerar es aquel que no ha sido afectado por los efectos IDSE de acuerdo a CFE.

4.4 Modelación con software ETABS 2016

La primera etapa está enfocada al análisis y diseño de la edificación considerando el sistema de base rígida mediante el uso del paquete computacional ETABS 2016.

La segunda etapa corresponde al análisis con efecto interacción suelo-estructura usando el mismo paquete computacional (caso 1).

Como tercera etapa se analizará la interacción dinámica del sistema empleando el caso 2.

En la segunda y tercera etapa se realizará un estudio del análisis modal espectral, a fin de obtener resultados de las formas de vibración de la edificación, desplazamientos y fuerzas internas en los elementos estructurales.

Por último en la cuarta etapa se procederá al análisis comparativo de los resultados obtenidos, es decir, distorsiones de entrepiso y periodos modificados.

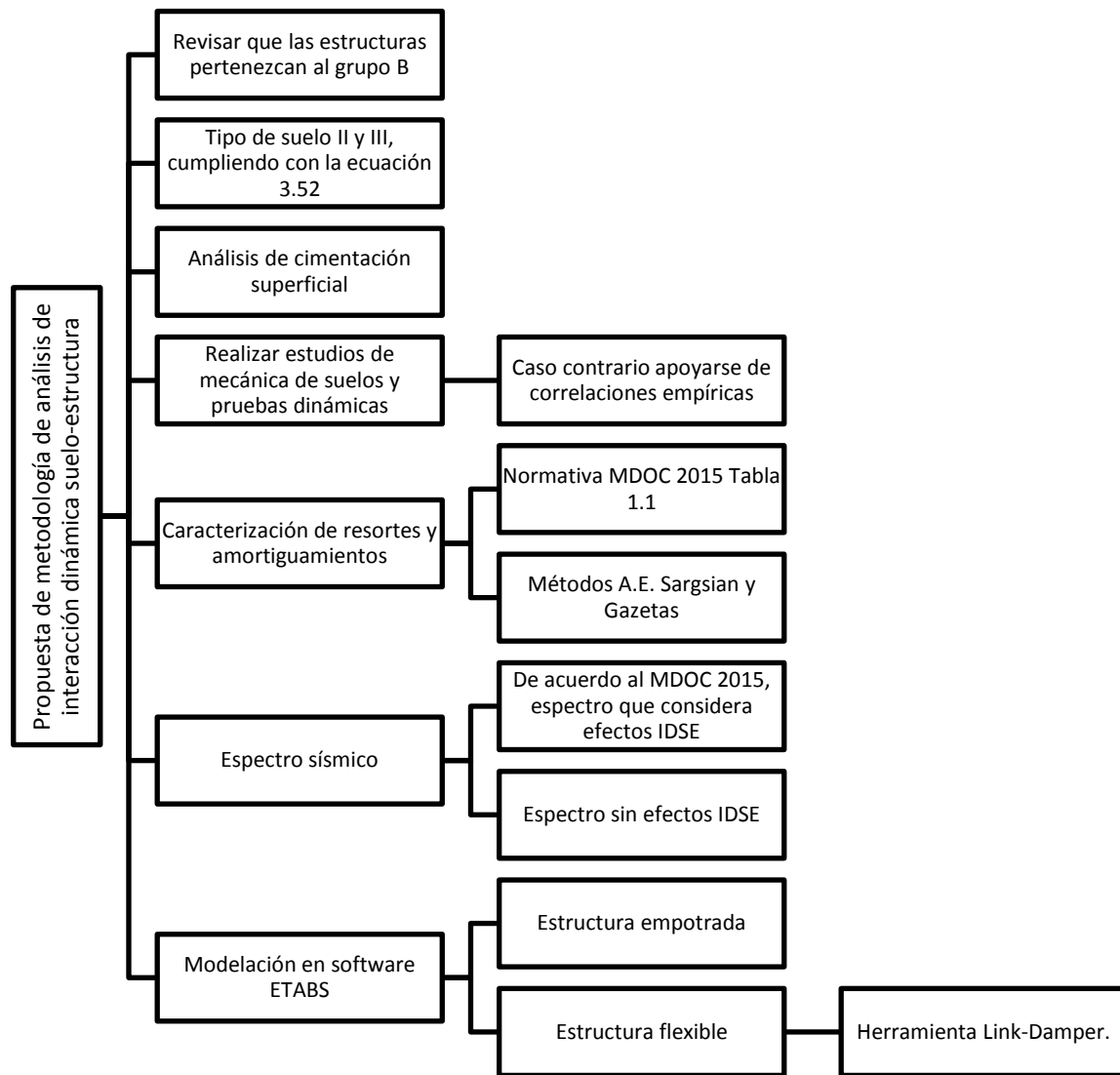


Figura 4.1 Diagrama de propuesta de metodología de análisis de interacción dinámica suelo-estructura.

CAPÍTULO V APLICACIÓN

Se consideró un edificio regular de 13 niveles y dos sótanos, éste se supuso localizado en el Sur de la Ciudad de Puebla. La descripción de la estructura se expone de acuerdo al uso del inmueble y la del sitio corresponde a estudios realizados en Ciudad Universitaria, por lo que, el caso de estudio compromete al diseño estructural tomando los parámetros del suelo de CU-BUAP para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura.

5.1 Características del edificio

Se trata de un edificio con uso habitacional (nivel 2 a 12) cuenta además con una planta de reuniones (nivel 1) y dos sótanos de estacionamiento. De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Municipio de Puebla (NTCMP) la estructura se clasifica en el grupo B.

Estructuras grupo B: Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas con altura mayor de 2.5 m.

El edificio tiene una altura total de 43.90 m, los sótanos y planta baja cuentan con una altura de entrepiso de 3.10 m, el nivel 1 de 4.50 m y de 3.30 m para los niveles restantes. La distancia entre los ejes 1-3 y 3-5 es de 10 m, siendo en total 20 m (Figura 5.1); la longitud entre los ejes A-B es de 9.50 m así también de C-D, la distancia de B-C es de 7.25 m existiendo un total de 26.25 m (Figura 5.2).

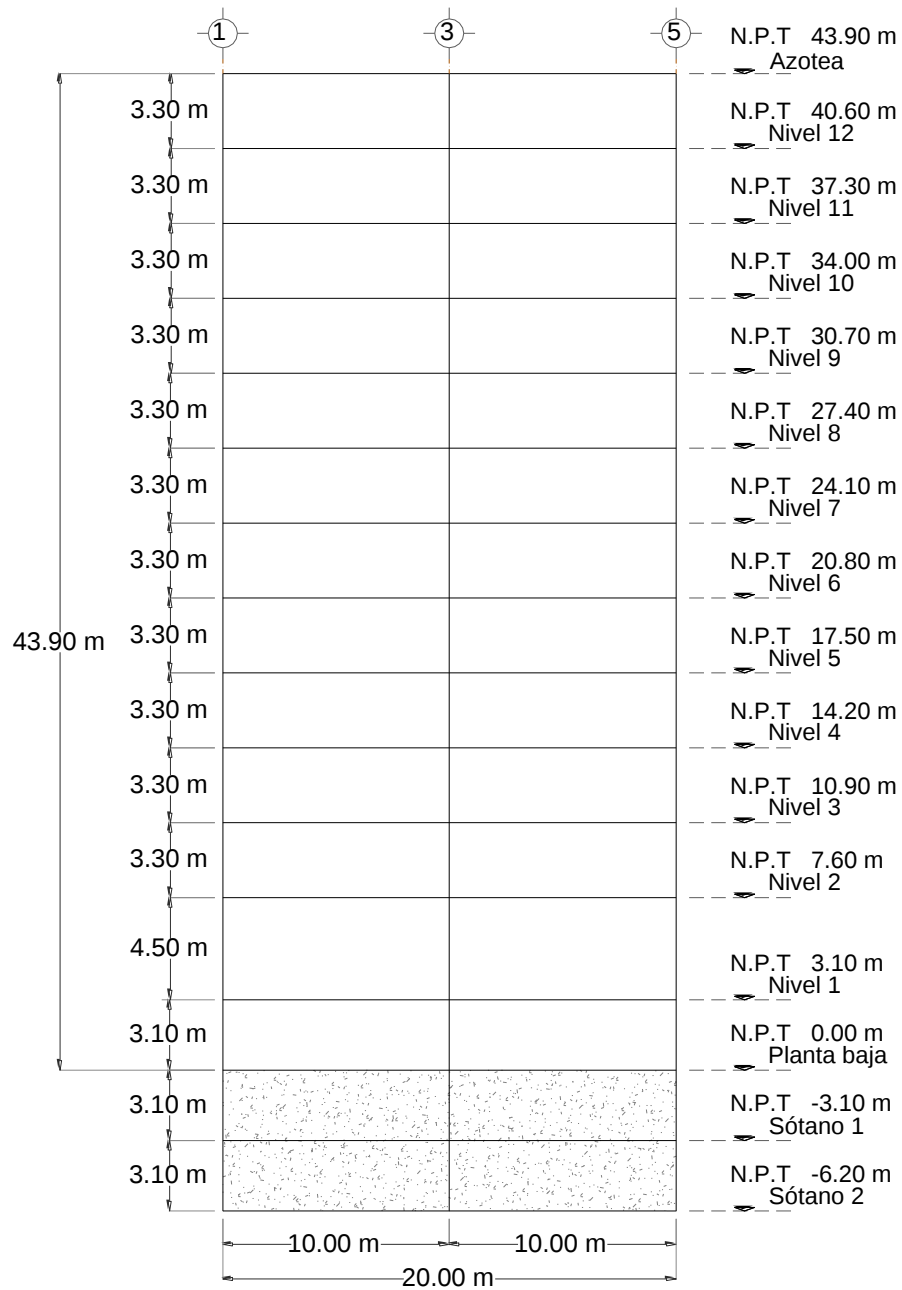


Figura 5.1 Vista en corte del edificio eje 1, 3 y 5

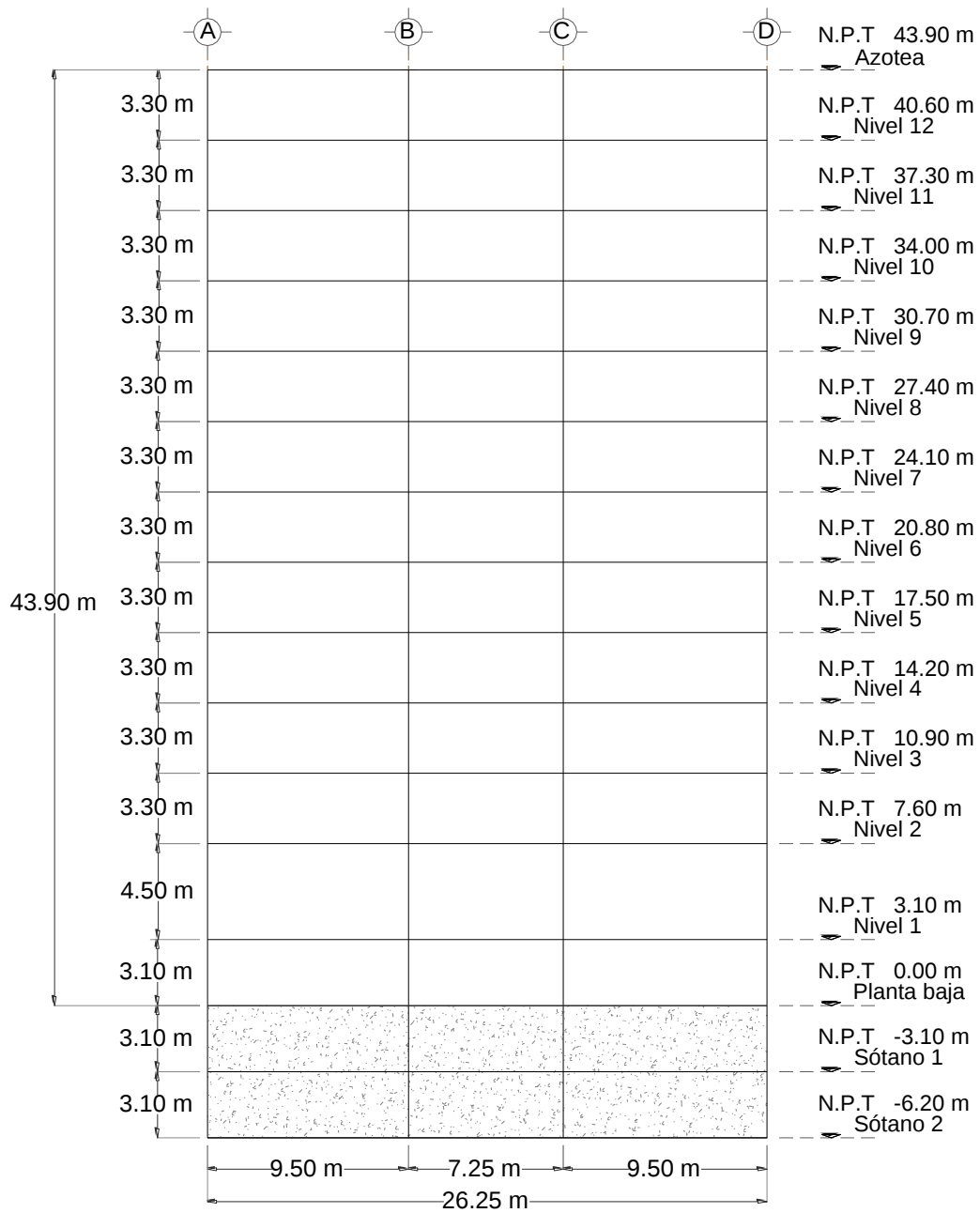
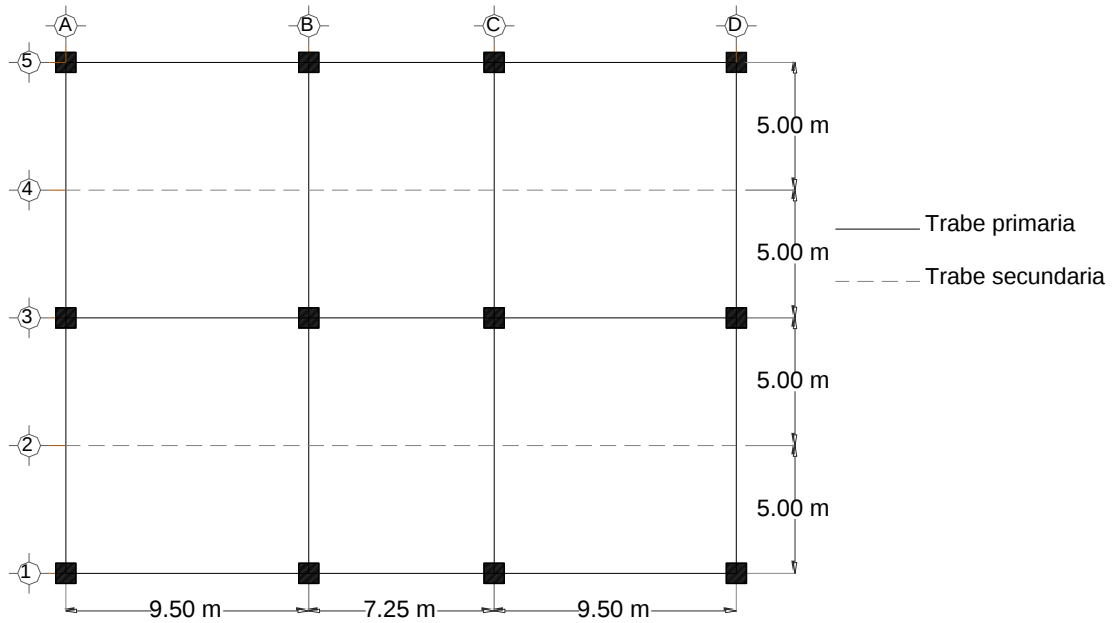
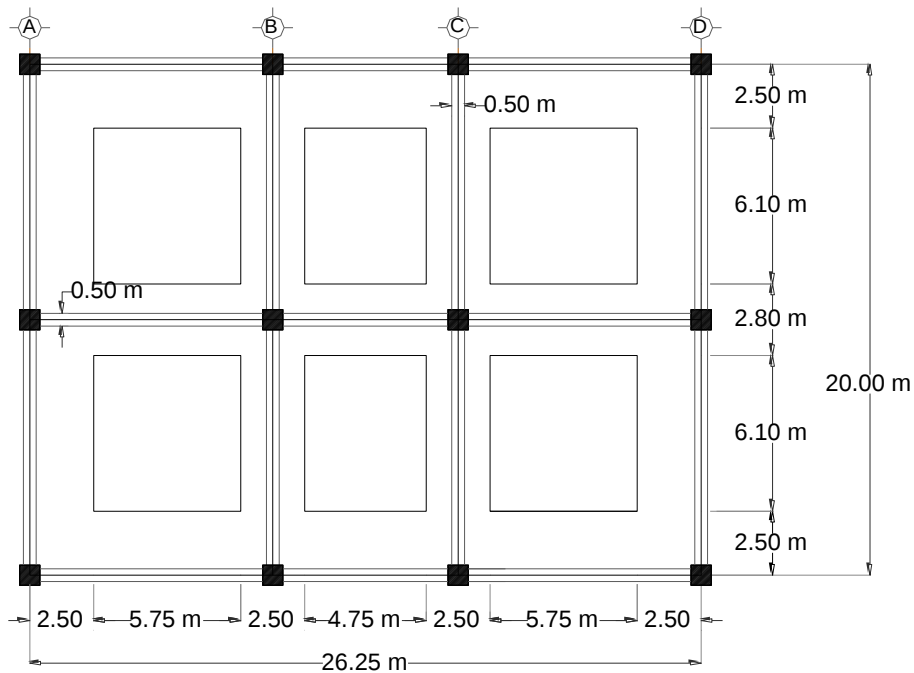


Figura 5.2 Vista en corte del edificio eje A, B, C y D



a)



b)

Figura 5.3 Vistas en planta del edificio: a) Sótanos y niveles y b) Cimentación de zapatas corridas bajo muros.

Las plantas tienen una sección de 26.25 m por 20.00 m, la distancia entre los ejes 1-2 hasta 5 es de 5 m.

La estructura del edificio es de concreto armado y utiliza elementos prefabricados (trabes y columnas). Los materiales empleados en la estructura y la cimentación son concreto Clase 1 y acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. En las Tablas 5.1 a 5.3 se muestran las dimensiones de los elementos y la resistencia a la compresión del concreto usado.

Tabla 5.1 Secciones de los elementos de concreto en la cimentación

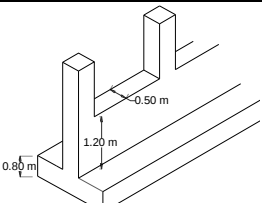
Elemento	x (m)	y (m)	Espesor (m)	f'_c (kg/cm ²)	Esquema
Contratrabe	0.50	1.20	---	250	
Zapata corrida	---	---	0.80	250	

Tabla 5.2 Secciones de los elementos de concreto en los sótanos

Elemento	x (m)	y (m)	Espesor (m)	f'_c (kg/cm ²)
Columna	0.80	0.80	---	300
Trabe primaria	0.40	0.70	---	350
Trabe secundaria	0.40	0.70	---	350
Muro	---	---	0.15	250
Losa nervada de entrepiso	---	---	0.17	250
Losa maciza de fondo	---	---	0.17	250

Tabla 5.3 Secciones de los elementos de concreto en los niveles y azotea

Elemento	x (m)	y (m)	Espesor (m)	f'_c (kg/cm ²)
Columna	0.80	0.80	---	300
Trabe primaria	0.40	0.70	---	350
Trabe secundaria	0.40	0.70	---	350
Losa de entrepiso	---	---	0.17	250
Losa de azotea	---	---	0.19	250

El análisis de la estructura se realizó bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno debido a la acción del sismo y cargas gravitacionales.

Para el análisis de cargas se tomaron en cuenta los siguientes valores de las acciones permanentes, variables y accidentales (Tabla 5.4 a 5.6).

Tabla 5.4 Cargas muertas

SIMBOLOGÍA	Descripción	Carga (kgf/m ²)
MUERTA	Peso de la estructura	
	Reglamento	40
	Acabados e instalaciones	60
FIRME	Firme de compresión	236
SCM		336

Tabla 5.5 Cargas vivas

Patrón de carga	Carga (kgf/m ²)		
	CV	CVa	CVm
Azotea	15	70	100
Estacionamiento	40	100	250
Habitacional	70	90	170
Reunión	40	250	350

En las combinaciones de acciones permanentes y variables se contemplan factores de carga de 1.3 y 1.5, respectivamente. Para las combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales el factor de carga tiene valor de 1.1.

Tabla 5.6 Condiciones y combinaciones de carga

Combinación	Cargas
Carga Muerta (CM)	CM + SCM
1	1.3 CM + 1.5 CVMáx
2	1.1 CM + 1.1 CVInst
3	1.1 CM + 1.1 CVInst + 1.1 Sx + 0.33 Sy
4	1.1 CM + 1.1 CVInst + 1.1 Sx - 0.33 Sy
5	1.1 CM + 1.1 CVInst - 1.1 Sx + 0.33 Sy
6	1.1 CM + 1.1 CVInst - 1.1 Sx - 0.33 Sy
7	1.1 CM + 1.1 CVInst + 0.33 Sx + 1.1 Sy
8	1.1 CM + 1.1 CVInst - 0.33 Sx + 1.1 Sy
9	1.1 CM + 1.1 CVInst + 0.33 Sx - 1.1 Sy
10	1.1 CM + 1.1 CVInst - 0.33 Sx - 1.1 Sy

En las Tablas 5.7 y 5.8 se observan las bajadas de carga de las losas del edificio.

Tabla 5.7 Bajada de cargas de losa de azotea.

Elemento	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso vol. (kg/m3)	Peso/mód (kg/mód)
Peso losa	0.7	1	0.06	2400	100.80
Nervio	0.11	1	0.2	2400	52.80
Bovedilla	0.59	1	0.2	10	1.18
				Σ (kg/mód)	154.78
				Σ (kg/m2)	221.11
Análisis de losa de azotea					
Elemento	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso vol. (kg/m3)	Peso/mód (kg/mód)
Losa					221.11
Cuadrado	1	1	0.02	1800	36.00
Mortero	1	1	0.02	2100	42.00
Relleno	1	1	0.05	1100	55.00
Sobrecarga					40.00
Acabados/instalaciones					60.00
				Σ (kg/mód)	454.11

Tabla 5.8 Bajada de cargas de losa de azotea.

Elemento	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso vol. (kg/m3)	Peso/mód (kg/mód)
Peso losa	0.7	1	0.06	2400	100.80
Nervio	0.11	1	0.2	2400	52.80
Bovedilla	0.59	1	0.2	10	1.18
				Σ (kg/mód)	154.78
				Σ (kg/m2)	221.11
Análisis de losa de entrepiso					
Elemento	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso vol. (kg/m3)	Peso/mód (kg/mód)
Losa					221.11
Piso cerámico	1	1	0.01	2200	22.00
Mortero	1	1	0.02	2100	42.00
Sobrecarga					40.00
Acabados/instalaciones					60.00
				Σ (kg/mód)	385.11

Las características de la estructura antes mostradas fueron modeladas en el software ETABS (Figura 5.4).

Las cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva) se consideraron como cargas uniformemente repartidas en las trabes de cada nivel y el peso propio de la estructura es calculado directamente por el programa de análisis al declararle el peso volumétrico de los materiales y las secciones transversales de cada elemento. En la Tabla 5.9 se señalan los parámetros considerados del concreto.

Tabla 5.9 Parámetros del concreto

Parámetro	Valor
Peso volumétrico	2402.77 kg/m ³
Masa por unidad de volumen	245.014 kg s ² /m ⁴
Módulo de Poisson	0.2
Coeficiente de expansión térmica	0.0000099
Módulo de elasticidad $f'c=250$ kg/cm ²	221359.4362 kg/cm ²
Módulo de elasticidad $f'c=300$ kg/cm ²	242487.1100 kg/cm ²
Módulo de elasticidad $f'c=350$ kg/cm ²	261916.0200 kg/cm ²

El módulo de elasticidad del concreto se define de acuerdo a la expresión de las NTCDs (2017):

$$E_c = 14000\sqrt{f'c} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Donde:

$f'c$ = Resistencia a compresión del concreto

Para el análisis sísmico, los sistemas de piso se consideraron como diafragmas y se realizó un análisis dinámico modal-espectral tomando en cuenta las recomendaciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Puebla.

El análisis de la estructura arroja los siguientes resultados:

Periodo de la estructura $T_e = 2.57$ s

Amortiguamiento de la estructura $\zeta_e = 0.05$

Tabla 5.10 Masas y pesos de los niveles de la estructura.

Nivel	Masa	Peso
	kgf-s ² /m	Tonf
Azotea	46889.43	459.985308
Nivel 12	55654.15	545.967212
Nivel 11	55654.15	545.967212
Nivel 10	55654.15	545.967212
Nivel 9	55654.15	545.967212
Nivel 8	55654.15	545.967212
Nivel 7	55654.15	545.967212
Nivel 6	55654.15	545.967212
Nivel 5	55654.15	545.967212
Nivel 4	55654.15	545.967212
Nivel 3	55654.15	545.967212
Nivel 2	56783.18	557.042996
Nivel 1	65160.62	639.225682
Planta baja	62838.95	616.4501

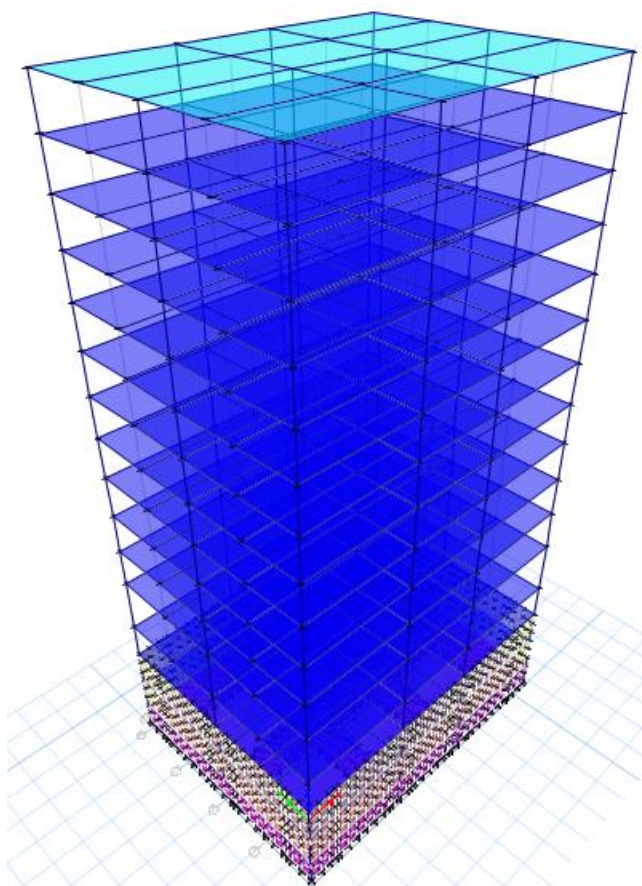


Figura 5.4 Modelo en software ETABS.

5.2 Características del sitio y zona sísmica

El sitio de estudio es la Ciudad Universitaria (CU) de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP), específicamente en la Facultad de Ingeniería (Figura 5.5).

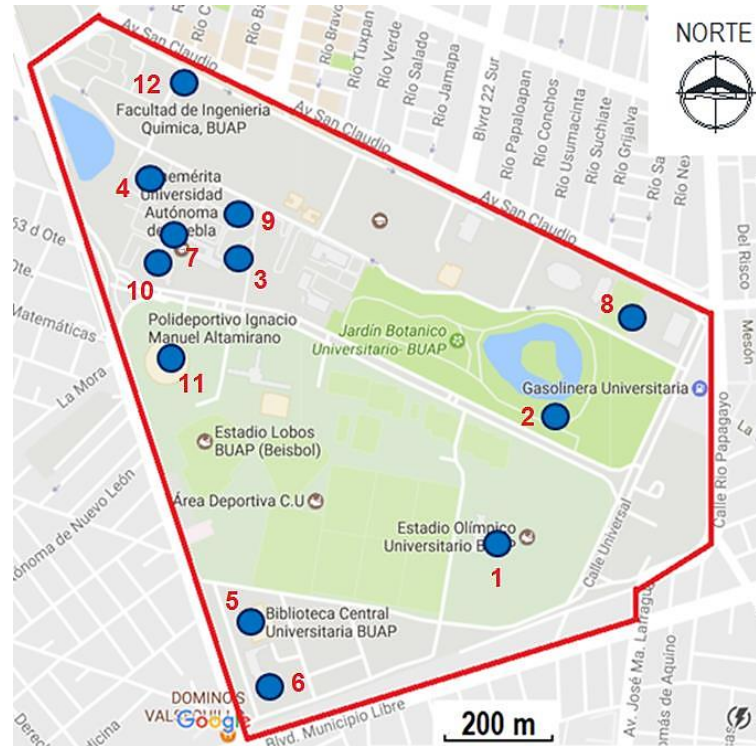


Figura 5.5 Ciudad Universitaria BUAP (Ontiveros, 2017).

Ontiveros (2017) generó un mapa de microzonificación sísmica del lugar con base en resultados del análisis de las características elásticas y propiedades dinámicas de los suelos de CU, así como un mapa geotécnico y de isoperiodos (Figura 5.6) el cual está clasificado en tres zonas:

Zona I: Arenas arcillosas de compacidad media a densa, ubicada principalmente en dirección este oeste a la mitad del polígono donde se ubican las instalaciones deportivas, extendiéndose hacia el noreste, hasta el acceso entre la Av. San Claudio y Av. José Ma. La Fragua. También se ubican partes de esta zona en el sitio donde se localiza el acceso del Blvd. Capitán Carlos hacia la Av. Central, pasando por la Facultad de Ingeniería extendiéndose hasta los laboratorios de Ciencias Químicas y el Invernadero. Asimismo se localizan un pequeño enclave de esta zona en la mayor área de ubicación de la zona III, donde se localiza la Facultad de Ciencias Químicas. Caracterizada por tener periodos entre 0.65 y 0.70 segundos.

Zona II: Corresponde a la mayor parte del área de CU, presenta características físicas parecidas a la Zona I, con depósitos de arena arcillosa, con compacidad suelta a media, sin embargo presenta valores de amplificación relativa más altos. Se ubica principalmente, donde se localiza el círculo infantil, pasando por el estadio universitario, al noreste donde se localiza el jardín botánico y parte de la Facultad de Derecho, la Facultad de Cultura Física y la DAE, extendiéndose hacia la Av. San Claudio envolviendo prácticamente a la mayor área de la zona II. Esta zona presenta periodos dominantes que varían de 0.70 a 0.80 segundos.

Zona III: Depósitos de arcilla y arcilla limosa de baja compresibilidad y mediana expansibilidad. Se ubica principalmente al norte y noroeste del polígono, donde se localizan las Facultades de Ingeniería, de Arquitectura, de Ciencias de la Computación y parte de la Facultad de Ciencias Químicas. Ubicándose también un enclave en la mayor área de la zona I, donde se localizan las nuevas multiaulas y la Biblioteca Central. Esta zona presenta periodos dominantes largos en comparación a la zona I y II, con valores que varían entre 0.85 a 1.00 segundos.

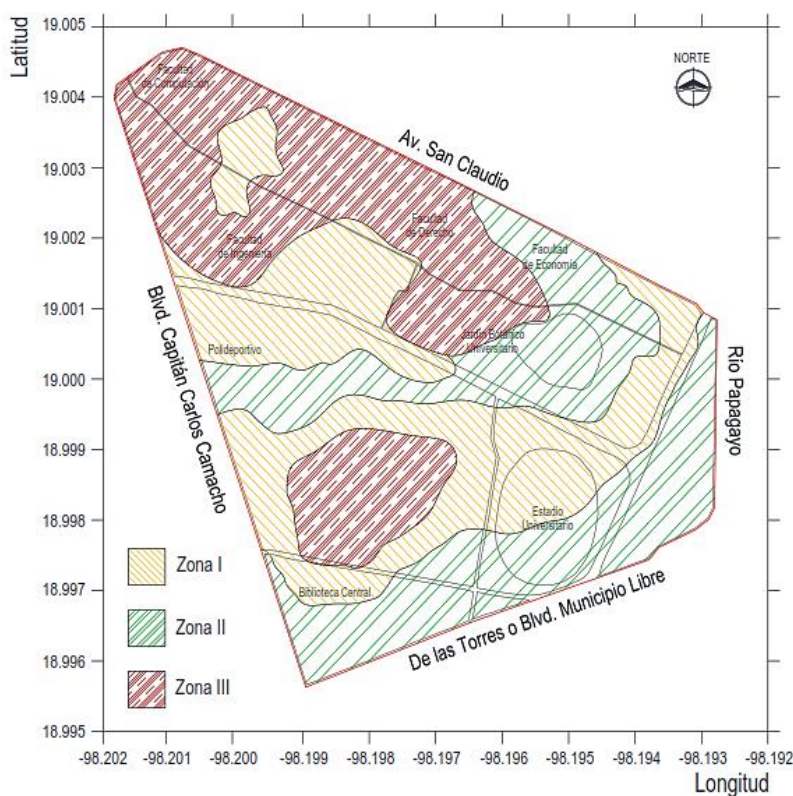


Figura 5.6 Mapa de microzonificación sísmica para la zona de Ciudad Universitaria (Ontiveros, 2017).

De acuerdo a lo señalado previamente, el edificio supuesto se localiza en la zona III, es decir, el tipo de suelo es arcilla limosa con un periodo dominante del sitio de 0.86 s (Figura 5.7). Para el ejemplo de aplicación de tomaron las siguientes propiedades dinámicas del suelo (Tabla 5.11):

Tabla 5.11 Modelo de velocidades y propiedades dinámicas.

Estrato	z (m)	v_p (m/s)	v_s (m/s)	ρ (Ts ² /m ⁴)	μ	G (T/m ²)	E (T/m ²)
1	0.00-17.00	170.50	79.07	0.157	0.363	984.01	2682.41

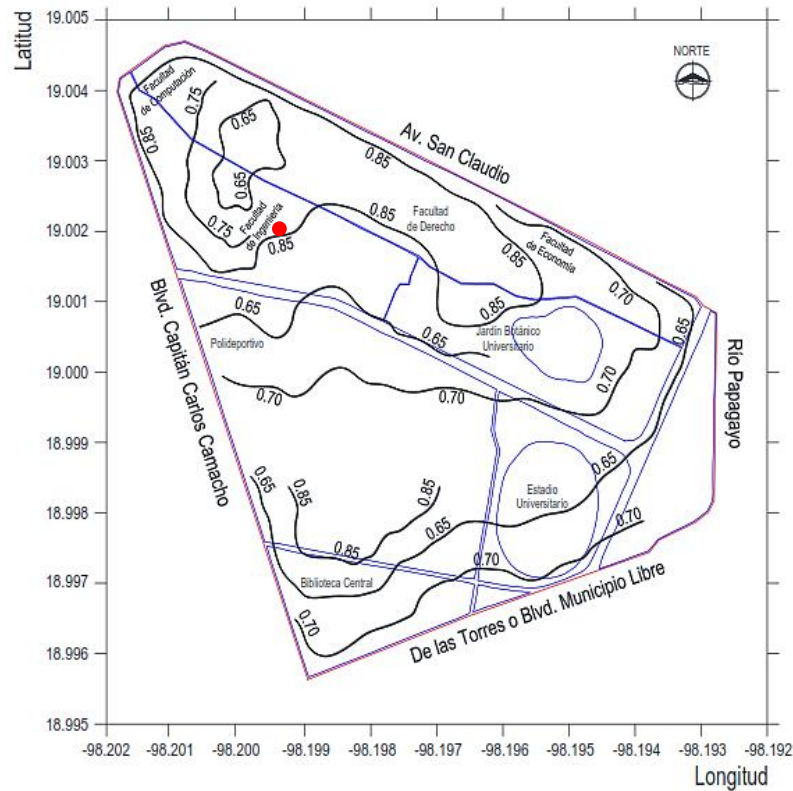


Figura 5.7 Mapa de curvas de isoperiodos para la zona de CU (Ontiveros, 2017).

5.3 Espectro sísmico con y sin interacción suelo-estructura

Con el objetivo de comparar el comportamiento del edificio se manejan las siguientes combinaciones de casos (Tabla 5.12):

Tabla 5.12 Casos de estudio

Caso	Combinación	Normativa
1	Sin efecto IDSE	NTCMP
2	Sin efecto IDSE	MDOC-CFE
3	Con efecto IDSE	MDOC-CFE

Caso 1: Sin efecto IDSE de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Municipio de Puebla (Fig. 5.8), tomando las consideraciones siguientes:

Destino del edificio: Grupo B

Factor de comportamiento: $Q=2$

Factor de regularidad: 1 (Tabla 5.13).

Tabla 5.13 Condiciones de regularidad.

Condición	Cumplimiento
Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. <i>Los elementos resistentes en cada nivel son simétricos en ambas direcciones.</i>	Sí
La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5. $\frac{H}{B_y} = \frac{43.90 \text{ m}}{20.00 \text{ m}} = 2.195 < 2.5$	Sí
La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5. $\frac{B_x}{B_y} = \frac{26.25 \text{ m}}{20.00 \text{ m}} = 1.313 < 2.5$	Sí
En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente. <i>No existe ningún entrante ni saliente en la planta del edificio.</i>	Sí
En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente. <i>Sistema a base de vigueta y bovedilla considerada resistente.</i>	Sí
No tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta. <i>En planta no se observan aberturas en el techo o piso, es decir, no hay áreas huecas.</i>	Sí
El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, ni menor que 70 por ciento de dicho peso.	Sí

	Nivel	Peso (ton)		70 %	
	Azotea	459.985308			Ok
>	Nivel 12	545.967212	>	321.99	Ok
>	Nivel 11	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 10	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 9	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 8	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 7	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 6	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 5	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 4	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 3	545.967212	>	382.18	Ok
>	Nivel 2	557.042996	>	382.18	Ok
>	Nivel 1	639.225682	>	389.93	Ok
	Planta baja	616.4501		Exento	Ok

Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

Sí

Las áreas son iguales en los entrepisos.

Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Sí

Las columnas se encuentran restringidas por trabes y losas planas.

La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.

Sí

Se consideró que la rigidez de los elementos estructurales permanece constante durante el análisis por sus características.

En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Sí

Nivel	e _{sx}	e _{sy}	
Azotea	0	0	Ok
Nivel 12	0	0	Ok
Nivel 11	0	0	Ok
Nivel 10	0	0	Ok
Nivel 9	0	0	Ok
Nivel 8	0	0	Ok
Nivel 7	0	0	Ok
Nivel 6	0	0	Ok
Nivel 5	0	0	Ok
Nivel 4	0	0	Ok
Nivel 3	0	0	Ok
Nivel 2	0	0	Ok
Nivel 1	0	0	Ok
Planta baja	0	0	Ok

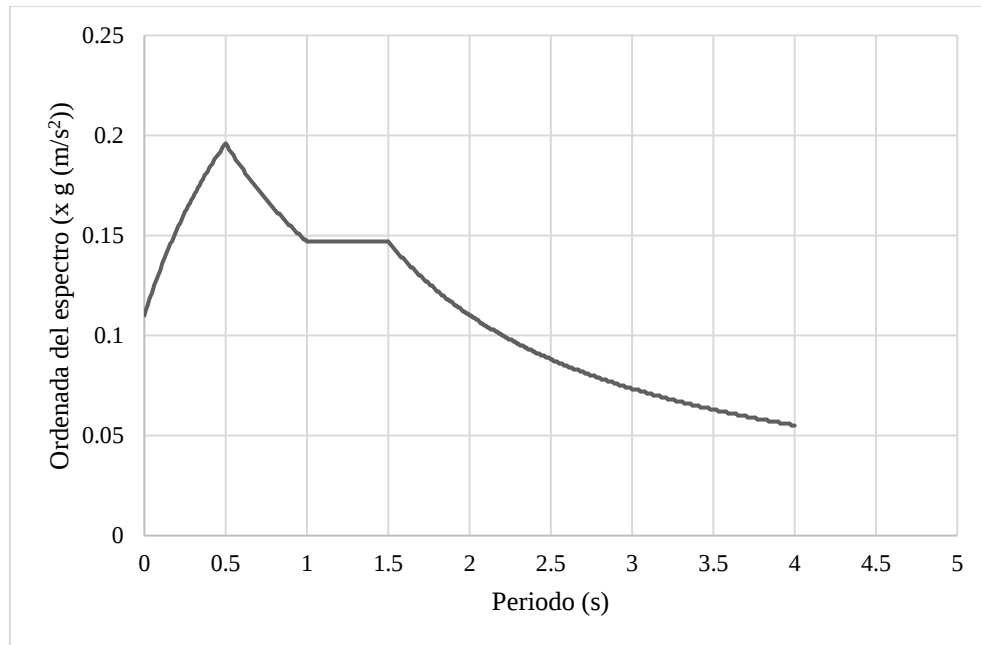


Figura 5.8 Espectro de diseño de acuerdo a las NTCMP.

Caso 2 y 3: Se muestran los espectros para ambas direcciones X y Y con y sin efectos de interacción dinámica suelo-estructura, la diferencia entre éstas radica en el factor de redundancia de la estructura. Las consideraciones se definieron como sigue conforme al MDOC:

Destino del edificio: Grupo B, subgrupo B1

Zona sísmica: C (Figura 5.9)

Aceleración máxima en roca: 115.97 cm/s^2 (Figura 5.9) obtenida del programa PRODISIS.

Tipo de suelo: III (Figura 5.10)

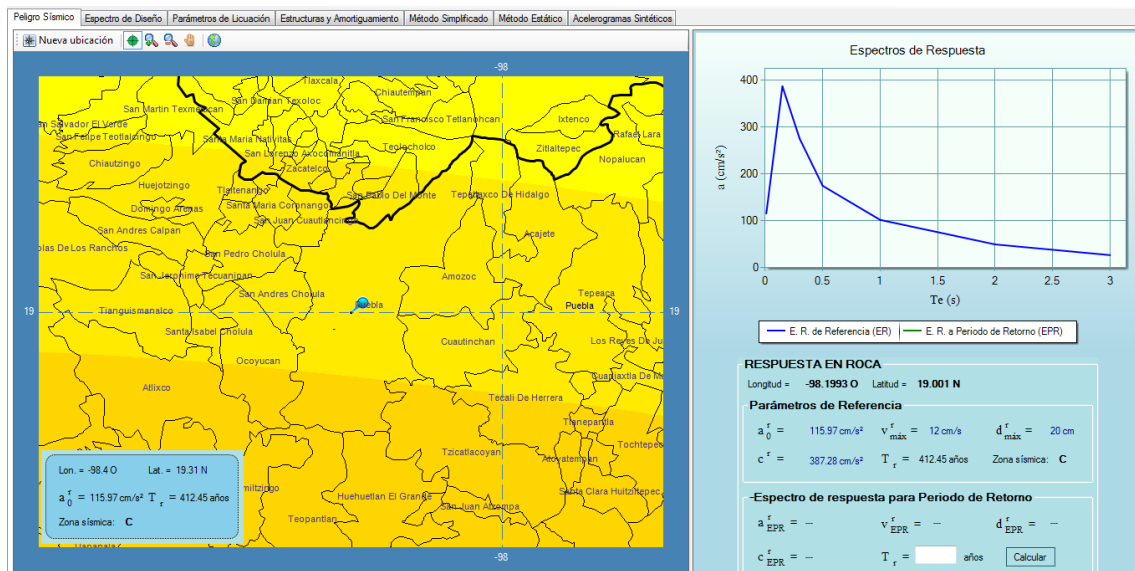


Figura 5.9 Zona sísmica y aceleración máxima en roca PRODISIS (MDOC, 2015).

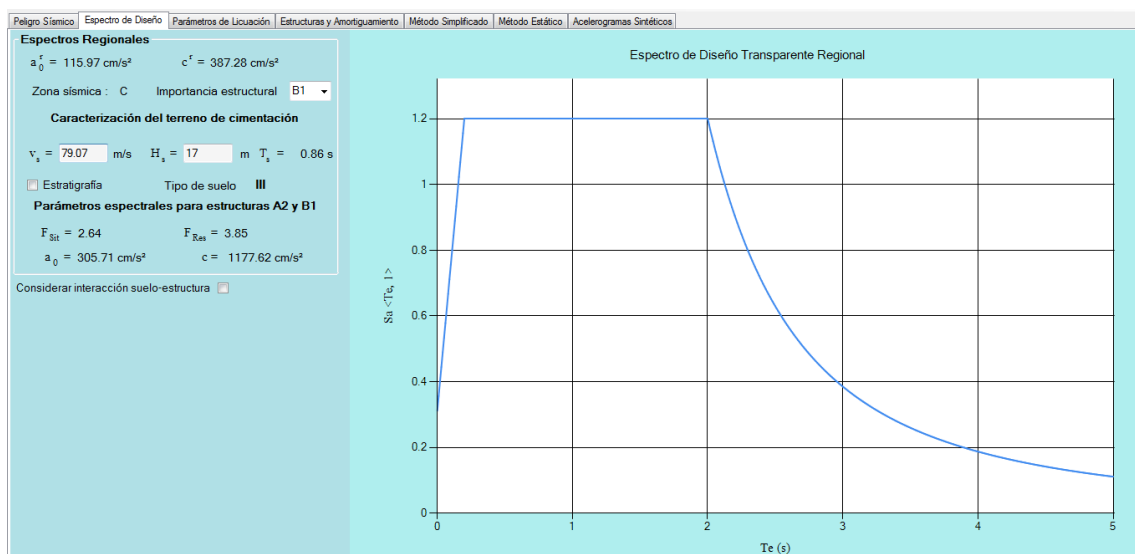


Figura 5.10 Tipo de suelo, parámetros espectrales y espectro de diseño transparente regional PRODISIS (MDOC, 2015).

En la Tabla 5.14 se observa el reporte con los resultados del programa PRODISIS.

Tabla 5.14 Resultados PRODISIS

Zona sísmica:		C	
Longitud:		-98.1993 O	
Latitud:		19.001 N	
Espectro de roca:		Espectro de sitio	
a_0^r :	115.97 cm/s ²	a_0 :	305.71 cm/s ²
c:	387.28 cm/s ²	c:	1177.62 cm/s ²
		T_a :	0.2 s
		T_b :	2 s
		T_c :	2 s
		k:	0.5
		r:	1

El edificio está estructurado a base de elementos prefabricados de concreto armado. Los factores de reducción aplicados en cada dirección son (Tabla 5.15):

Tabla 5.15 Factores de reducción

Dirección	Factores de reducción			
	De comportamiento sísmico (Q)	Por sobre resistencia (R_0)	De redundancia (ρ)	Por regularidad (α) (Tabla 5.16)
X	2	2	1.25	1
Y	2	2	1.00	1

Tabla 5.16 Condiciones de regularidad

Condición	Cumplimiento
La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. <i>Los elementos resistentes en cada nivel son simétricos en ambas direcciones.</i>	Sí
La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5. $\frac{H}{By} = \frac{43.90\ m}{20.00\ m} = 2.195 < 2.5$	Sí
La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5. $\frac{Bx}{By} = \frac{26.25\ m}{20.00\ m} = 1.313 < 2.5$	Sí

En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente. <i>No existe ningún entrante ni saliente en la planta del edificio.</i>	Sí																																																																																																									
En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente, lo que deberá justificarse con resultados de análisis de modelos simplificados del sistema de piso a utilizar. <i>Sistema a base de vigueta y bovedilla considerada resistente.</i>	Sí Sí																																																																																																									
No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta. <i>En planta no se observan aberturas en el techo o piso, es decir, no hay áreas huecas.</i>	Sí																																																																																																									
El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo. <table><tr><td>110 %</td><td></td><td>Nivel</td><td>Peso (ton)</td><td></td><td>70 %</td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td>Azotea</td><td>459.985308</td><td></td><td></td><td>Ok</td></tr><tr><td>505.98</td><td>></td><td>Nivel 12</td><td>545.967212</td><td>></td><td>321.99</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 11</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 10</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 9</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 8</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 7</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 6</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 5</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 4</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 3</td><td>545.967212</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>600.56</td><td>></td><td>Nivel 2</td><td>557.042996</td><td>></td><td>382.18</td><td>Ok</td></tr><tr><td>612.75</td><td>></td><td>Nivel 1</td><td>639.225682</td><td>></td><td>389.93</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Exento</td><td></td><td>Planta baja</td><td>616.4501</td><td></td><td>Exento</td><td>Ok</td></tr></table>	110 %		Nivel	Peso (ton)		70 %				Azotea	459.985308			Ok	505.98	>	Nivel 12	545.967212	>	321.99	Ok	600.56	>	Nivel 11	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 10	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 9	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 8	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 7	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 6	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 5	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 4	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 3	545.967212	>	382.18	Ok	600.56	>	Nivel 2	557.042996	>	382.18	Ok	612.75	>	Nivel 1	639.225682	>	389.93	Ok	Exento		Planta baja	616.4501		Exento	Ok	Sí
110 %		Nivel	Peso (ton)		70 %																																																																																																					
		Azotea	459.985308			Ok																																																																																																				
505.98	>	Nivel 12	545.967212	>	321.99	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 11	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 10	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 9	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 8	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 7	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 6	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 5	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 4	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 3	545.967212	>	382.18	Ok																																																																																																				
600.56	>	Nivel 2	557.042996	>	382.18	Ok																																																																																																				
612.75	>	Nivel 1	639.225682	>	389.93	Ok																																																																																																				
Exento		Planta baja	616.4501		Exento	Ok																																																																																																				
Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores. <i>Las áreas son iguales en los entrepisos.</i>	Sí																																																																																																									
En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. <i>Las columnas se encuentran restringidas por trabes y losas planas.</i>	Sí																																																																																																									

La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no exceden en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición. <i>Se consideró que la rigidez de los elementos estructurales permanece constante durante el análisis por sus características.</i>	Sí																																																												
En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional. <table><tr><td>Nivel</td><td>e_{sx}</td><td>e_{sy}</td><td></td></tr><tr><td>Azotea</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 12</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 11</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 10</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 9</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 8</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 7</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 6</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 5</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 4</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 3</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 2</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Nivel 1</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr><tr><td>Planta baja</td><td>0</td><td>0</td><td>Ok</td></tr></table>	Nivel	e _{sx}	e _{sy}		Azotea	0	0	Ok	Nivel 12	0	0	Ok	Nivel 11	0	0	Ok	Nivel 10	0	0	Ok	Nivel 9	0	0	Ok	Nivel 8	0	0	Ok	Nivel 7	0	0	Ok	Nivel 6	0	0	Ok	Nivel 5	0	0	Ok	Nivel 4	0	0	Ok	Nivel 3	0	0	Ok	Nivel 2	0	0	Ok	Nivel 1	0	0	Ok	Planta baja	0	0	Ok	Sí
Nivel	e _{sx}	e _{sy}																																																											
Azotea	0	0	Ok																																																										
Nivel 12	0	0	Ok																																																										
Nivel 11	0	0	Ok																																																										
Nivel 10	0	0	Ok																																																										
Nivel 9	0	0	Ok																																																										
Nivel 8	0	0	Ok																																																										
Nivel 7	0	0	Ok																																																										
Nivel 6	0	0	Ok																																																										
Nivel 5	0	0	Ok																																																										
Nivel 4	0	0	Ok																																																										
Nivel 3	0	0	Ok																																																										
Nivel 2	0	0	Ok																																																										
Nivel 1	0	0	Ok																																																										
Planta baja	0	0	Ok																																																										

En la Figura 5.11 se observan los espectros con y sin interacción en dirección X y en la Figura 5.12 se muestran los espectros con y sin interacción en dirección Y.

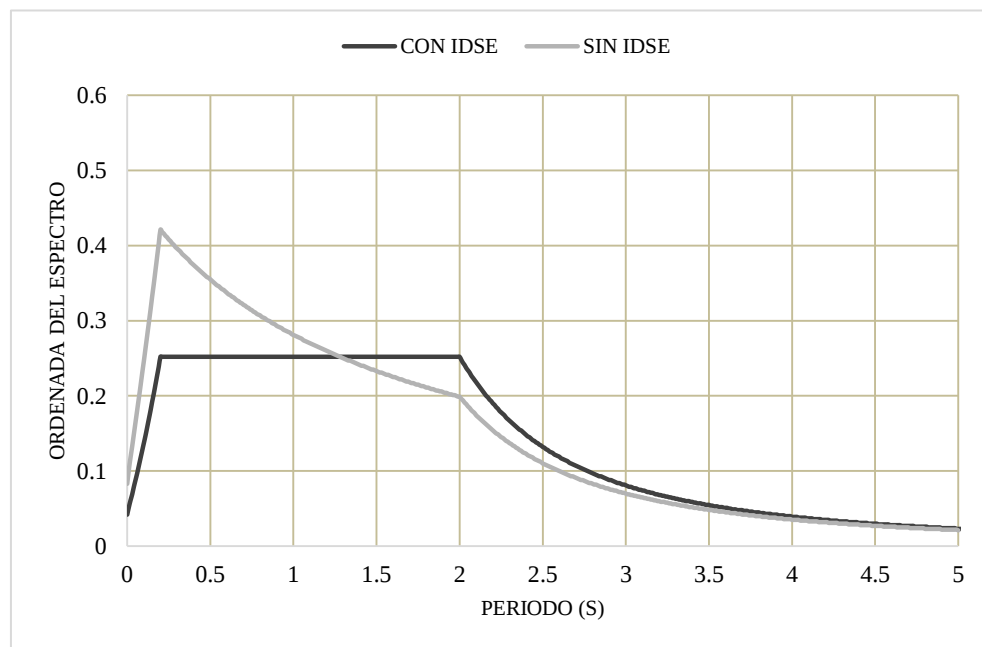


Figura 5.11 Espectro de diseño de acuerdo a CFE en dirección X.

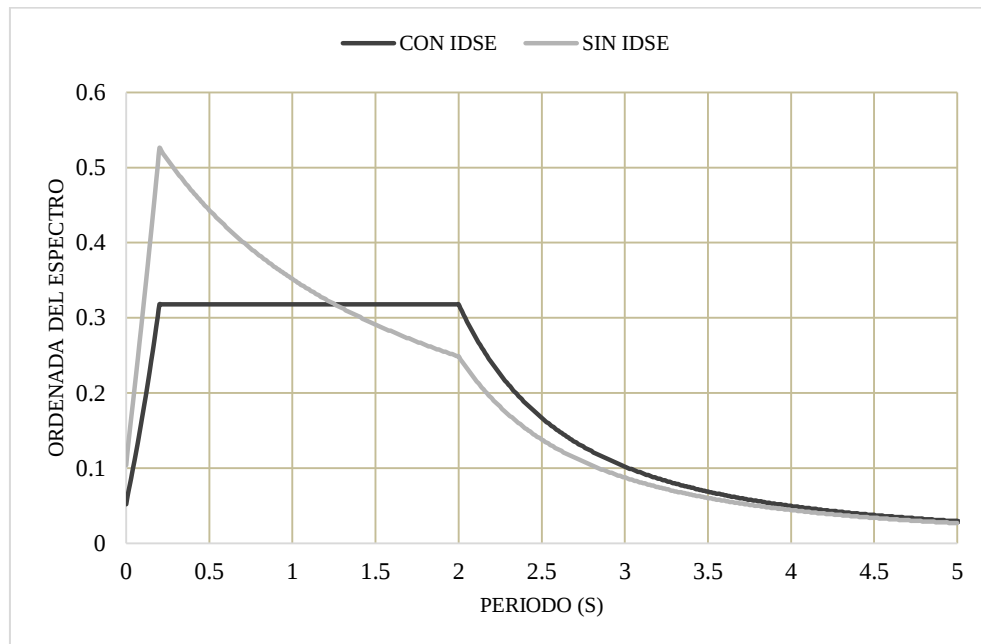


Figura 5.12 Espectro de diseño de acuerdo a CFE en dirección Y.

Para los modelos realizados utilizando el método Sargsian y el método de Gazetas se empleó el espectro de diseño de CFE sin efectos de interacción en ambas direcciones.

En el modelo de ETABS se utilizó la herramienta LINK para representar los resortes y amortiguamientos del suelo en cada una de las caras de la cimentación, es decir, en sus direcciones X, Y y Z (Fig. 5.13). Se generó una serie de nodos y con base en ello se colocaron la misma cantidad de resortes.

Para la asignación de los valores calculados usando los métodos externos (Anexos) se empleó la herramienta de DAMPER EXPONENCIAL (Fig. 5.14).

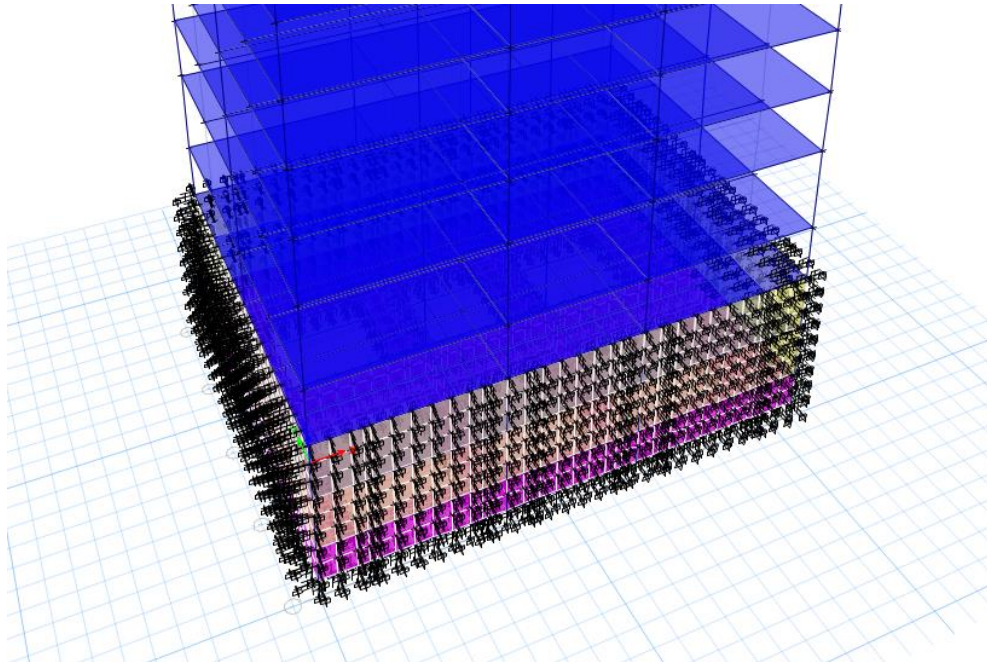


Figura 5.13 Resortes en la cimentación.

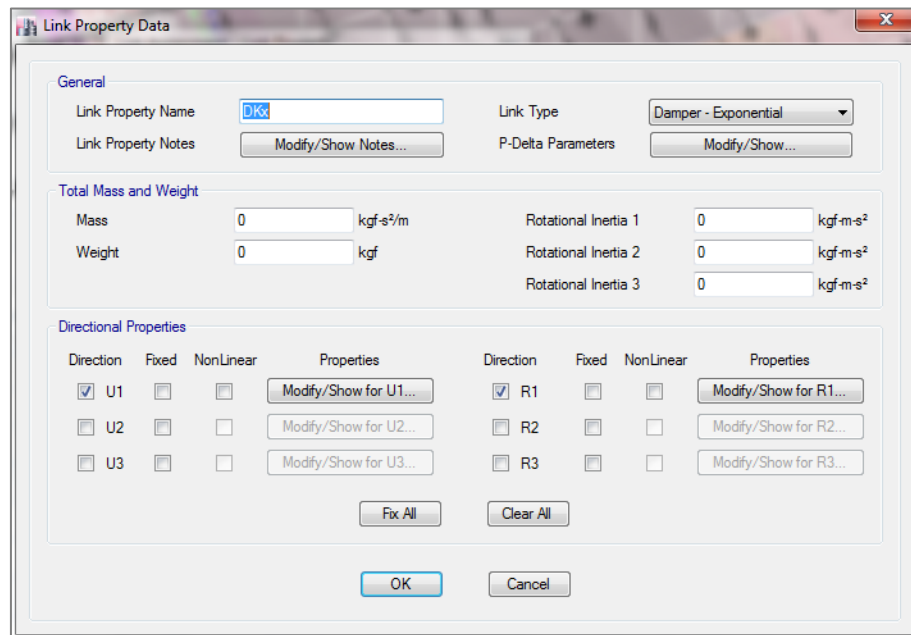


Figura 5.14 Ventana de herramienta Link-Damper Exponencial.

En la Figura 5.15 se observa la entrada de datos en dirección X.

The image shows a software dialog box titled "Link/Support Directional Properties". It contains two main sections: "Identification" and "Linear Properties". In the "Identification" section, the "Property Name" is "DKx", "Direction" is "U1", "Type" is "Damper - Exponential", and "NonLinear" is "No". In the "Linear Properties" section, "Effective Stiffness" is "312828 kgf/m" and "Effective Damping" is "16278 kgf-s/m". At the bottom, there are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 5.15 Entrada de datos en dirección X.

Cuando los resultados han sido establecidos en el programa se procede a correr el análisis.

5.4 Resultados

Las distorsiones generadas en el edificio se observan en las Figuras 5.16 y 5.17, en sus direcciones X y Y.

La Tabla 5.17 indica la modificación del periodo de la estructura al considerar la interacción dinámica suelo-estructura.

Tabla 5.17 Periodo de la estructura con efectos IDSE

Método	Te (s)
MDOC (2015)	2.817
A. E. Sargsian	3.074
Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006).	2.858

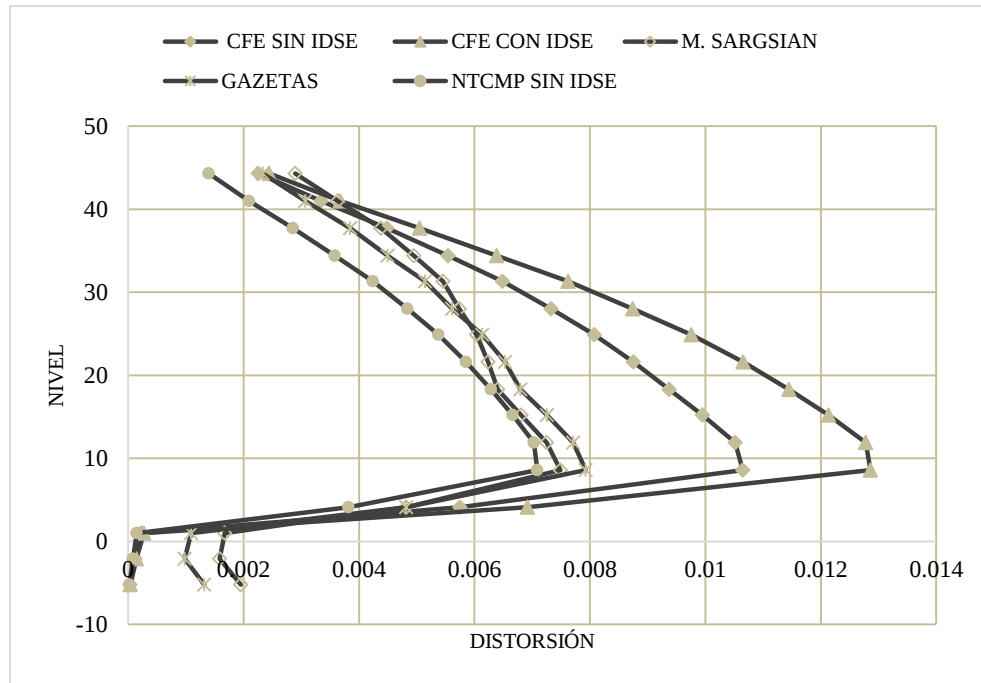


Figura 5.16 Distorsiones del edificio con y sin efectos de interacción suelo-estructura en dirección X.

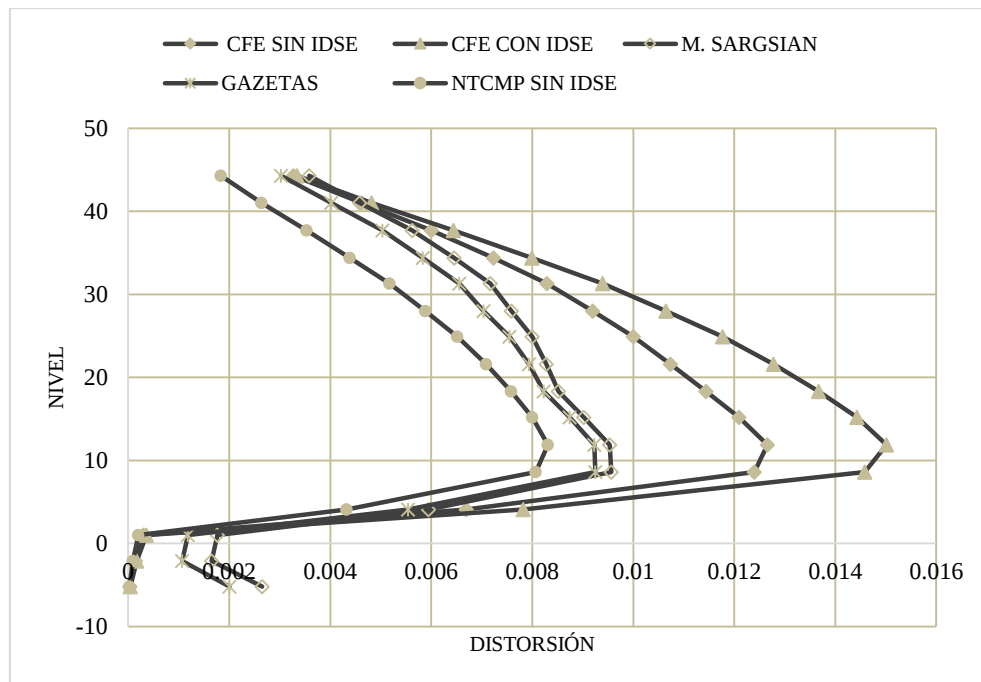


Figura 5.17 Distorsiones del edificio con y sin efectos de interacción suelo-estructura en dirección Y.

Las distorsiones son notoriamente mayores en ambas direcciones utilizando la normativa del Manual de Diseño de Obras Civiles (2015) considerando efectos IDSE, esto, en contraste con las distorsiones de los métodos representativos del suelo.

También, se señalan las gráficas de las fuerzas cortantes en el edificio (Figuras 5.18 – 5.22).

● Dirección X
● Dirección Y

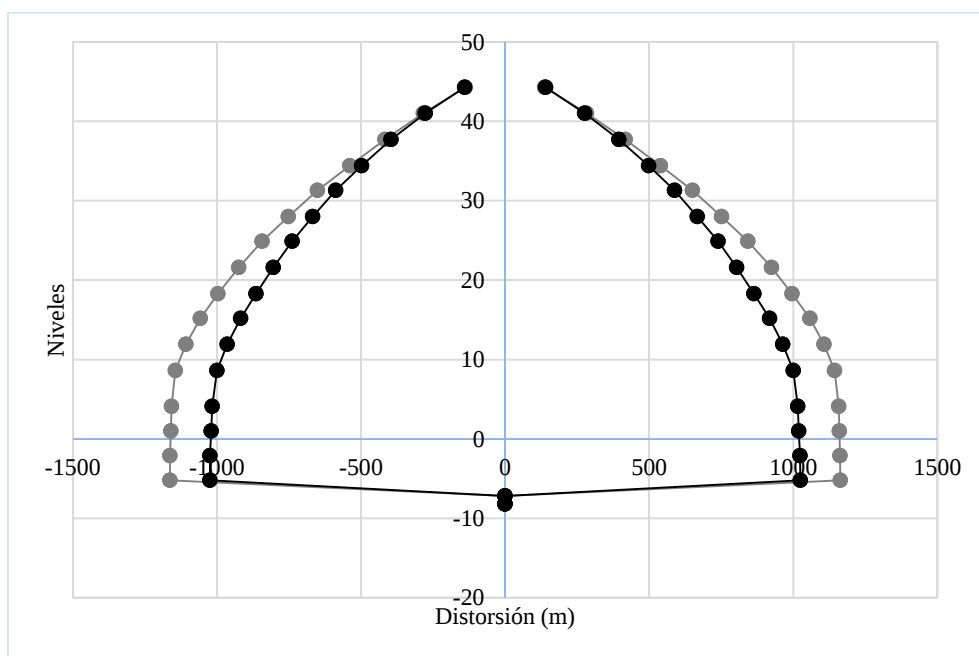


Figura 5.18 Fuerzas cortantes normativa MDOC (2015) con efectos IDSE.

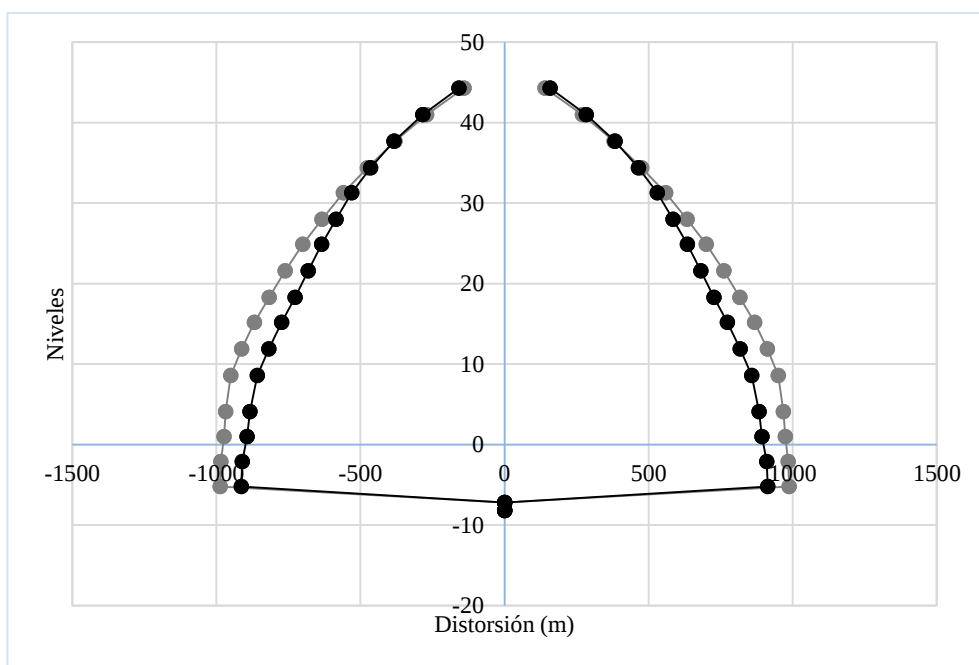


Figura 5.19 Fuerzas cortantes normativa MDOC (2015) sin efectos IDSE.

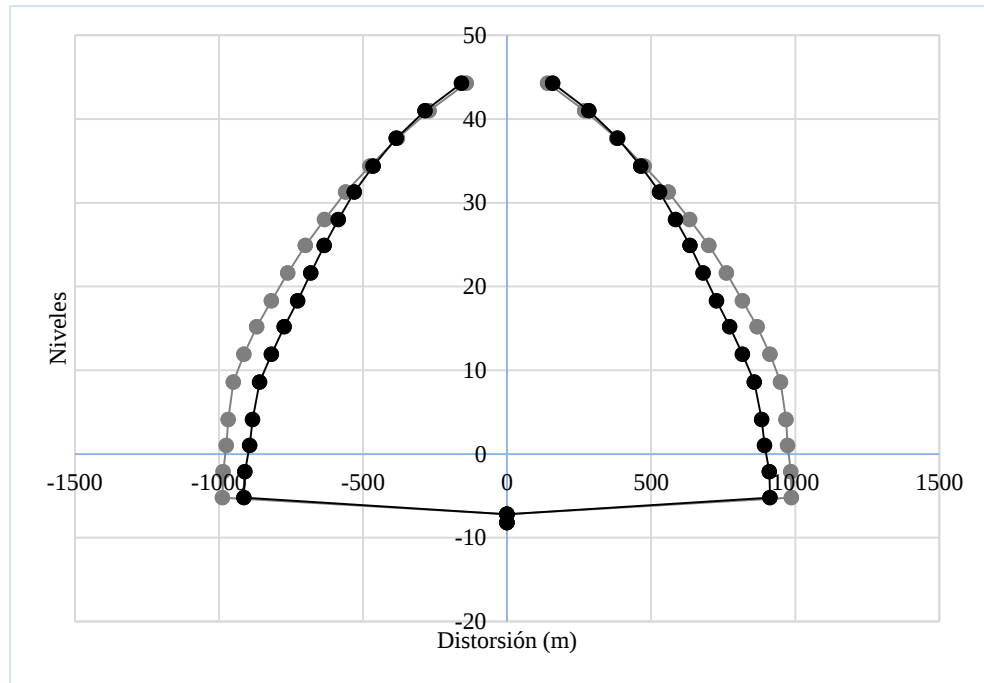


Figura 5.20 Fuerzas cortantes normativa NTCMP (2017) sin efectos IDSE.

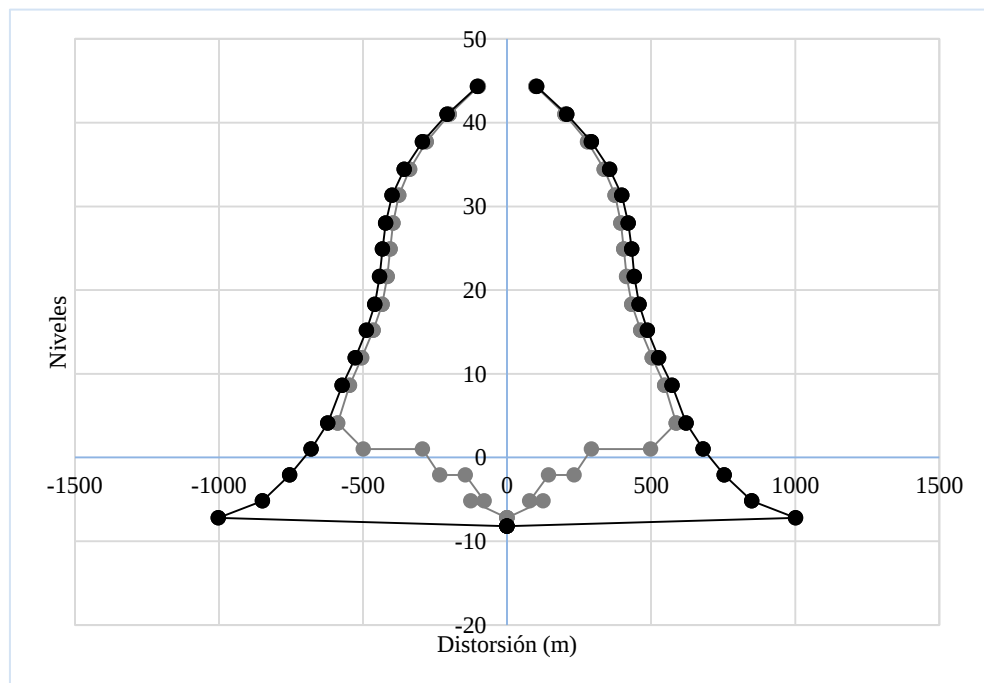


Figura 5.21 Fuerzas cortantes método A. E. Sargsian.

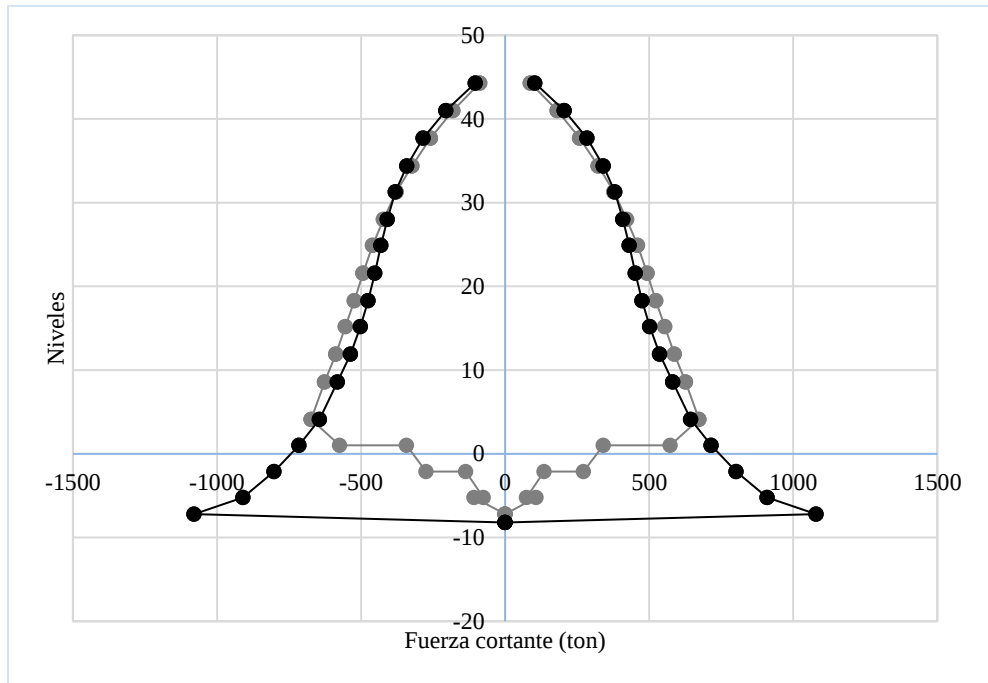


Figura 5.22 Fuerzas cortantes método de Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006).

CONCLUSIONES

El estudio de mecánica de suelos y los procedimientos geofísicos, en conjunto, logran caracterizar adecuadamente el suelo, sin embargo, la mayoría de las veces sólo se desarrollan los primeros y con base a éstos se estiman los valores de los parámetros dinámicos del suelo a través de ecuaciones empíricas omitiendo los métodos geofísicos. Se destaca que a través de la prueba de Down-Hole se obtiene la velocidad de onda de corte del suelo de forma directa, pese a ello, su uso es limitado por el alto costo en la realización de barrenos.

La metodología aquí propuesta hace uso de la información de vibración ambiental, procedimiento que es empleado actualmente en la Ciudad de Puebla, y, que a través de la técnica de Nakamura se puede estimar el periodo dominante del suelo.

Las metodologías más recientes sobre el análisis IDSE se basan en funciones de impedancia, entre ellos se encuentran el MDOC (2015) de CFE y el método de Gazetas, también, modelos de medios continuos (MEF). De igual forma que los estudios geotécnicos y geofísicos, los modelos continuos generan un alto costo por la adquisición de software especializado y equipo de cómputo, además de tener en consideración que el tiempo de análisis de un modelo puede llevar días, por lo que lo más viable es utilizar las metodologías basadas en funciones de impedancia.

Al construir el espectro de diseño considerando la interacción dinámica suelo-estructura mediante la analogía del oscilador de un sólo grado de libertad y utilizando un suelo tipo III con periodo dominante de 0.86 s, se observó que el periodo de la estructura aumenta aproximadamente 10 %. Por otro lado, al utilizar los modelos que representan al suelo mediante resortes y amortiguadores en sus seis grados de libertad se obtiene un aumento cerca del 20 % para A. E. Sargsian y de 11 % para Gazetas. Todo esto en contraste con la estructura empotrada.

Las distorsiones del edificio con efecto IDSE son mayores en X y Y utilizando la normativa de CFE (2015) con respecto a los métodos representativos del suelo. El método A. E. Sargsian y de Gazetas tienen similar comportamiento en Y, pero, las

distorsiones son mayores en el primero; en la dirección X existe una intersección entre las gráficas, donde Gazetas muestra mayores distorsiones.

Las fuerzas cortantes son mayores al comparar los modelos que consideran efectos IDSE con el modelo del MDOC (2015) sin efectos IDSE, esto influye directamente en el diseño estructural del edificio.

Los modos de vibrar de la estructura con base empotrada son 39, con el criterio de CFE con interacción dinámica suelo-estructura se mantiene con la misma cantidad de modos porque su base es fija, caso contrario para los modelos con resortes y amortiguamientos, cuyos modos de vibrar disminuyeron hasta 9 modos, esto es al lograr una participación de masa mínima del 90 %.

Para el caso de estudio no existe peligro de resonancia, ya que el periodo fundamental del suelo es de 0.86 s y los de la estructura con y sin efectos IDSE tienen valores mayores a 2 s.

Utilizar elementos tipo LINK, herramienta de software ETABS, puede representar apropiadamente los resortes y amortiguadores del suelo y su aplicación es sencilla. El ingreso de datos se realiza manualmente, datos previamente obtenidos con los métodos externos. Se destaca que la realización del modelo no requiere equipo especial de cómputo, además de que el programa empleado es de fácil acceso y el tiempo es muy corto al correr el análisis.

La representación del suelo a través de resortes y amortiguamientos es una opción viable en el estudio de efectos IDSE, dado que considera la flexibilidad del suelo en sus seis grados de libertad y su influencia en la estructura.

El suelo ha sido representado a través de parámetros geotécnicos y dinámicos, lo que establece un estudio más completo en su interacción dinámica con la estructura.

Para una validación sólida, los resultados aquí expuestos deben ser comparados con modelos de medios continuos o con instrumentación de edificios para la correcta calibración de la metodología.

REFERENCIAS

- Abascal, R. A. (1984). *Estudio de problemas dinámicos en interacción suelo-estructura por el método de los elementos de contorno*. Sevilla: Universidad de Sevilla.
- Aguirre, J. L. (2018). *Análisis de licuación de arenas*. Tesis de Maestría para la obtención del título de Maestro en Ingeniería Civil-Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Astorga, A. y Rivero, P. (2012). *Riesgo sísmico y diseño de edificaciones sismorresistentes para ingenieros civiles*. Mérida, Venezuela: Université Grenoble Alpes.
- Avilés, J. y Liu, X. L. (1994, abril). *Interacción suelo-estructura*. Boletín. México, D. F.
- Avilés, J. (1999). *Anteproyecto de normas técnicas para diseño por sismo*. Puebla: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.
- Avilés, J. y Pérez Rocha, L. E. (2004, junio 3). Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, pp. 1-36.
- Barkan, D. D. (1962). *Dynamics of bases and foundations*. New York, N. Y.: McGraw-Hill Book Company Inc.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (5ª ed.). Peoria, I. L.: McGraw-Hill Companies Inc.
- Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations* (3ª ed.). Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- Campanella, R.G. y Robertson, P.K. (1981). Applied Cone Research. *Sym. on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Eng. Div. ASCE*, pp. 343-362.
- Centro Nacional de Prevención de Desastres (1999). *Diseño y construcción sismorresistente de estructuras*. Ciudad de México: Secretaría de gobernación.
- Chávez-García, F. J., Lermo, J., Cuenca, J., Aguilar, A., Rivera, J. y Hernández, H. (1994). *Microzonificación sísmica de la zona urbana de la ciudad de Puebla*. Informe Técnico 2548, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Comisión Federal de Electricidad (2015). *Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo*. Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad.
- Chopra, A (2014). *Dinámica de estructuras* (4ta ed.). Naucalpan de Juárez, Edo. de México: Pearson Educación de México.

- Das, B.M. y Ramana, G.V. (2011). *Principles of Soil Dynamics* (2ª ed.). Stamford, C.T.: Cengage Learning.
- Das, B.M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (4ª ed.). Ciudad de México: Cengage Learning Editores, S.A.
- Deméneghi, A. (1979). Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo. *Revista de Ingeniería*, 3.
- Deméneghi, A. y Sanginés, H. (2001, agosto). Interacción suelo-zapata corrida. *Revista Ingeniería, Investigación y Tecnología*, pp. 177-186.
- Díaz, J. A. (2005). *Dinámica de suelos*. México: LIMUSA, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Díaz, J. A. (2016). *Conferencia Leonardo Zeevaert Wiechers*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- Fernández, L. R. (2007). *Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en edificios con primer piso blando*. Tesis de Maestría para la obtención del título de Maestro en Ingeniería Civil-Estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Fernández, L. R. y Avilés, J. (2008, octubre 1). Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda. *Revista de Ingeniería Sísmica*, pp. 71-90.
- Ferrer, H. O. y Ramírez, M. (2001, noviembre 3). *Revisión de las propuestas de microzonificación sísmica para la ciudad de Puebla*. Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, México.
- Ferrer, H. O. (2005). *Revisión de las propuestas de microzonificación sísmica para la ciudad de Puebla* [Presentación en Power Point]. Puebla.
- Flores, O., Flores, M. y Botero, E. (2014, noviembre 21). *Análisis de estabilidad sísmica del nuevo depósito de jales de la unidad minera Buenavista del Cobre Cananea, Sonora*. Conferencia presentada en el XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Puerto Vallarta, México.
- Freire, M.J. (2001, febrero). Interacción del suelo, cimiento y estructura: el caso de las zapatas (1ª parte). *Informes de la construcción*, pp. 45-58.
- Gaceta Oficial de la Ciudad de México. (2017). *Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Corporación Mexicana de Impresión S. A. de C. V.
- Gordillo, N. O. (2011). *Aplicaciones de la dinámica de suelos*. Tesis de Maestría para la obtención del título de Maestro en Ingeniería Civil, Escuela Superior de Ingeniería

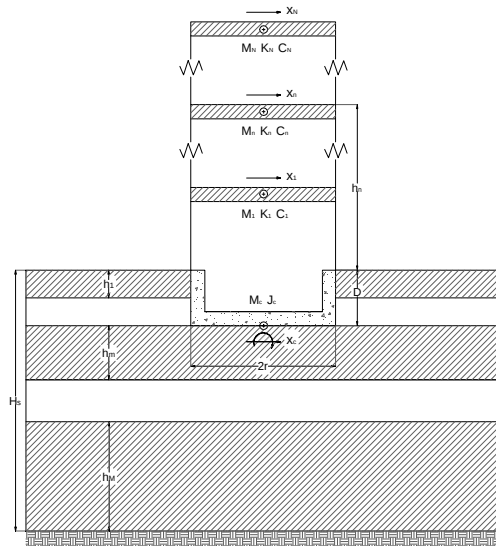
- y Arquitectura Unidad Profesional Adolfo López Mateos, Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México.
- Hardin, B.O. y Drnevich, V.P. (1972, diciembre). Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM6(98)*, 603-624.
- Hardin, B. O. (1978). The nature of stress-strain behavior of soils," *Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics ASCE Pasadena California*, pp. 3-89.
- H. Ayuntamiento del Municipio de Puebla. (2017). *Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo del Municipio de Puebla*. Puebla: Periódico Oficial.
- Hernández, Z. (2014). *Medición de velocidades de propagación de ondas sísmicas v_p y v_s en suelo de la sonda de Campeche con transductores piezoeléctricos*. Tesis de Maestría para la obtención del título de Maestro en Ingeniería Civil- Análisis y diseño de obras para vías terrestres, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Imai, T. y Tonouchi, K. (1982). Correlation of N-value with s-wave velocity and shear modulus. *Proceedings, 2nd European Symposium on Penetration Testing*, pp. 57-72.
- Jiménez, J.A., Mendoza, E. y Díaz, O. (s. f.). *Comportamiento sísmico de un modelo de edificio de veinte niveles considerando la interacción suelo-estructura*. México, D. F.: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Kramer, S. (1980). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, N. J.: Prentice Hall.
- López, G. (2012). *Un método directo de interacción tridimensional suelo-estructura*. Tesis de Maestría para la obtención del título de Maestro en Ingeniería Civil-Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Meli, R. (2006). *Diseño estructural* (2ª ed.). Ciudad de México: Limusa Grupo Noriega Editores.
- Milutin, S. (2011). *Practical soil dynamics: Case studies in earthquake and geotechnical engineering*. Springer Netherlands.
- Moreno, M. (2011). *Formulación de una cimentación superficial en suelo arcilloso considerando interacción suelo-estructura e implementación en un código de elementos finitos*. Tesis de Maestría para la obtención del título de Maestro en

- Ingeniería Civil, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco, Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México.
- Murthy, V.N. (2002). *Geotechnical engineering: Principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. New York, N. Y.: CRC Press.
- National Institute of Standards and Technology (2012). *Soil-structure interaction for building structures*. USA: U. S. Department of Commerce.
- Ohta, Y. y Goto, N. (1976). Estimation of s-wave velocity in terms of characteristic indices of soil. *Butsuri-Tankō*, 4(29), 34-41.
- Ontiveros, M. A. (2017). *Comportamiento dinámico de los suelos de Ciudad Universitaria Puebla, Pue.* Tesis de Maestría para la obtención del título de Maestro en Ingeniería Geotécnica, Facultad de Ingeniería, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla, Pue.
- Ortiz, F., Ferrer, H.O., Aguirre, J., Vázquez, R., Aguilar, A. y Azomoza, G. (2013). *Determinación de las propiedades dinámicas para los suelos de Ciudad Universitaria en Puebla, Pue.* Conferencia presentada en el XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Río, México.
- Prakash, S. (1981). *Soil dynamics*. USA: McGraw-Hill Book Company.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillispie, D. y Rice A. (1986). Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, pp. 34-48.
- Romo, M. P. (1991). *Interacción dinámica suelo-estructura en la Ciudad de México*. Ciudad de México: Academia Mexicana de Ingeniería.
- Santoyo, E. (2010). Exploración de suelos métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo, *XX Conferencia Nabor Carrillo*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*. Berkeley, C. A.: Earthquake Engineering Research Center.
- Shirley, D. J. y Anderson, A. L. (1975). *Acoustical and Engineering Properties of Sediments*. Applied Research Lab, pp. 73.
- Soriano, A. (1989). Interacción suelo-estructura. Modificación del movimiento. *Física de la Tierra*, 1, pp. 287-308.
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, 4(5), 41-50.

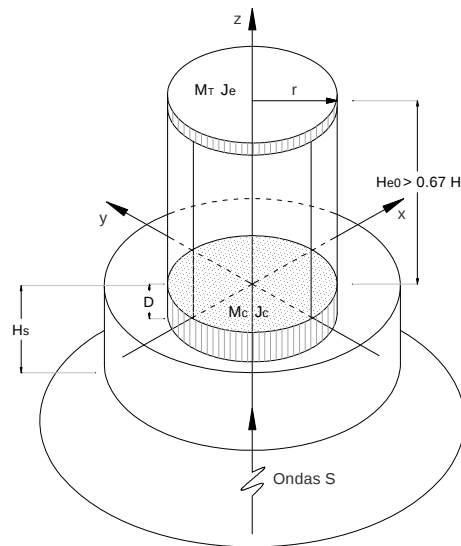
- Villarreal, G. (2017). Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación. Trujillo: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.
- Winkler, E. (1867). *Die lehre von elastizität und festigkeit*. Praga: Kessinger Legacy Reprints.
- Woods, R.D. (1978). Measurement of dynamic soil properties. Pasadena, C.A.: *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference*.
- Zeevaert, L. (1980). *Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas*. México D.F.: LIMUSA S.A.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions* (2^a ed.). New York, N. Y.: Van Nostrand Reinhold Company Inc.

ANEXOS

Determinación aproximada del periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas Suelo-Estructura (MDOC, 2015)



1. Sistema suelo-estructura



2. Sistema suelo-estructura equivalente

Datos de la estructura

$$W_e := 7732.376 \cdot 0.7 = 5412.66 \text{ ton} \quad M_e := \frac{W_e}{9.81} = 551.75 \frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$T_e := 2.57 \text{ s}$$

$$H_e := 43.90 \cdot 0.7 = 30.73 \text{ m}$$

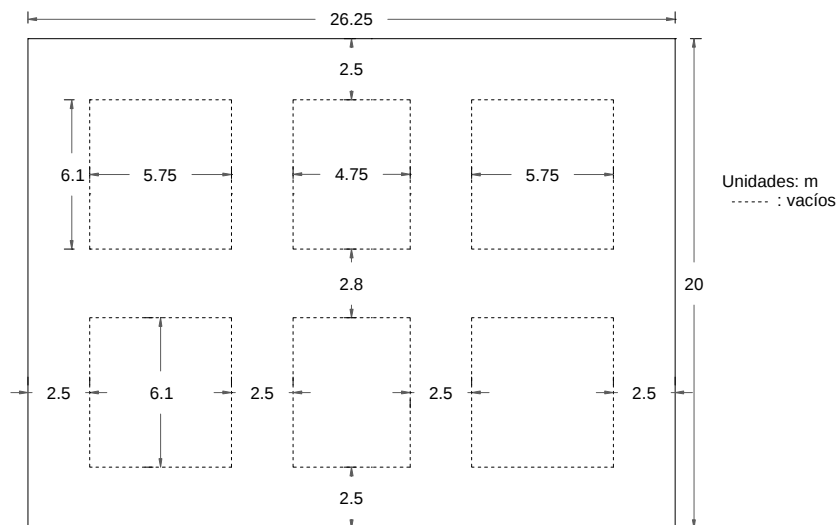
$$\zeta_e := 0.05$$

Datos de la cimentación

$$a := 20.00 \text{ m} \quad W_c := 2285.663 \text{ ton}$$

$$b := 26.25 \text{ m}$$

$$D := 8.2 \text{ m}$$



$$A := 326.75 \text{ m}^2$$

$$I := 21224.202 \text{ m}^4$$

Propiedades del estrato equivalente o depósito de suelo

$$T_s := 0.86 \text{ s}$$

$$\zeta_s := 0.03$$

$$H_s := 17 \text{ m} \quad \gamma := 1.544 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\nu_s := 0.363$$

$$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\rho_s := \frac{\gamma}{g} = 0.157 \frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4}$$

$$V_s := \frac{4 \cdot H_s}{T_s} = 79.07 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$G_s := V_s^2 \cdot \rho_s = 984.009 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Proceso de solución

$$T_{e0} := 2.57 \text{ s} \quad \text{Periodo de la estructura estático}$$

$$H_{e0} := H_e = 30.73 \text{ m}$$

$$\text{Justificación} := \begin{cases} \text{"Sí se justifica el análisis del efecto de interacción suelo-estructura"} & \text{if } \frac{T_{e0}}{T_s} \cdot \frac{H_s}{H_{e0}} < 2.5 \\ \text{"No se justifica el análisis del efecto de interacción suelo-estructura"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Justificación} = \text{"Sí se justifica el análisis del efecto de interacción suelo-estructura"}$$

Propiedades geométricas de la cimentación

$$R_h := \left(\frac{A}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} = 10.198 \text{ m} \quad R_r := \left(\frac{4I}{\pi} \right)^{\frac{1}{4}} = 12.821 \text{ m}$$

Cálculo de las rigideces estáticas

$$K_{0h} := \frac{8 \cdot G_s \cdot R_h}{2 - \nu_s} \cdot \left(1 + \frac{R_h}{2 \cdot H_s} \right) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot D}{3 \cdot R_h} \right) \cdot \left(1 + \frac{5 \cdot D}{4 \cdot H_s} \right) = 156970.74 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$K_{0r} := \frac{8 \cdot G_s \cdot R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \cdot \left(1 + \frac{R_r}{6 \cdot H_s} \right) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot D}{R_r} \right) \cdot \left(1 + \frac{0.71 \cdot D}{H_s} \right) = 29903889.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Frecuencias normalizadas

$$\eta_s := \frac{\pi R_h}{2 \cdot H_s} = 0.942 \quad \eta_p := \frac{\left[\frac{2(1 - \nu_s)}{(1 - 2\nu_s)} \right]^{0.5} \cdot \pi \cdot R_r}{2 H_s} = 2.555$$

Cálculo iterativo del periodo efectivo

```

Calc := | Tñe0 ← Te0
        Tñe1 ← Te0 + 0.1
        iter ← 0
        while |Tñe0 - Tñe1| ≥ 0.0001
            iter ← iter + 1
            Tñe0 ← Tñe1
             $\omega \leftarrow \frac{2 \cdot \pi}{Tñe0}$ 
             $\eta_h \leftarrow \frac{\omega \cdot R_h}{V_s}$ 
             $\eta_r \leftarrow \frac{\omega \cdot R_r}{V_s}$ 
            kh ← 1
            kr ← 1 - 0.2 ·  $\eta_r$ 
            ch ←  $\begin{cases} \frac{0.65 \cdot \zeta_s \cdot \frac{\eta_h}{\eta_s}}{1 - (1 - 2 \cdot \zeta_s) \cdot \left(\frac{\eta_h}{\eta_s}\right)^2} & \text{if } \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576 & \text{otherwise} \end{cases}$ 
            cr ←  $\begin{cases} \frac{0.5 \cdot \zeta_s \cdot \frac{\eta_r}{\eta_p}}{1 - (1 - 2 \cdot \zeta_s) \cdot \left(\frac{\eta_r}{\eta_p}\right)^2} & \text{if } \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3 \cdot \eta_r^2}{1 + \eta_r^2} & \text{otherwise} \end{cases}$ 
            Kh ← K0h · (kh - 2ζe ·  $\eta_h$  · ch)
            Kr ← K0r · (kr - 2ζe ·  $\eta_r$  · cr)
            Th ←  $2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{Me}{Kh}\right)^{0.5}$ 
            Tr ←  $2 \cdot \pi \cdot \left[\frac{Me \cdot (He + D)^2}{Kr}\right]^{0.5}$ 
            Tñe1 ←  $(Te0^2 + Th^2 + Tr^2)^{0.5}$ 
        (Tñe1 ω  $\eta_h$   $\eta_r$  kh kr ch cr Kh Kr Th Tr iter)
    
```

Cálculo de las rigideces dinámicas

$$\omega := \text{Calc}_{0,1} = 2.231 \quad \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\eta_h := \text{Calc}_{0,2} = 0.288$$

$$\eta_r := \text{Calc}_{0,3} = 0.362$$

$$k_h := \text{Calc}_{0,4} = 1$$

$$k_r := \text{Calc}_{0,5} = 0.928$$

$$\text{Iter} := \text{Calc}_{0,12} = 3$$

$$c_h := \text{Calc}_{0,6} = 6.526 \times 10^{-3}$$

$$c_r := \text{Calc}_{0,7} = 2.165 \times 10^{-3}$$

$$K_h := \text{Calc}_{0,8} = 156941.269 \quad \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$K_r := \text{Calc}_{0,9} = 27738220.595 \quad \text{ton} \cdot \text{m}$$

Periodo de traslación, rotación y efectivo

$$T_h := \text{Calc}_{0,10} = 0.373 \quad \text{s}$$

$$T_r := \text{Calc}_{0,11} = 1.091 \quad \text{s}$$

$$T_{\text{ñe0}} := \text{Calc}_{0,0} = 2.817 \quad \text{s}$$

Determinación del amortiguamiento efectivo

$$\omega_{e0ch} := K_{0h} \cdot (\eta_h \cdot c_h + 2\zeta_s \cdot k_h) = 9712.959 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{e0cr} := K_{0r} \cdot (\eta_r \cdot c_r + 2\zeta_s \cdot k_r) = 1687848.785 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Amortiguamiento en traslación y rotación

$$\zeta_h := \frac{\omega_{e0ch}}{2 \cdot K_h} = 0.031$$

$$\zeta_r := \frac{\omega_{e0cr}}{2 \cdot K_r} = 0.03$$

Amortiguamiento efectivo

$$\zeta_{e0} := \zeta_e \cdot \left(\frac{T_e}{T_{\text{ñe0}}} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \cdot \left(\frac{T_h}{T_{\text{ñe0}}} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \cdot \left(\frac{T_r}{T_{\text{ñe0}}} \right)^2 = 0.043$$

Relación de amortiguamiento

$$T_c := 2$$

$$\beta := \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\zeta_{e0}} \right) & \text{if } T_{\tilde{n}e0} < T_c \\ 0.45 \cdot \left(\frac{T_c}{T_{\tilde{n}e0}} \right) & \text{if } T_{\tilde{n}e0} \geq T_c \end{cases} \quad \beta = 1.049$$

Espectro de diseño modificado

Periodo dominante del sitio $T_s := 0.86 \text{ s}$

Espesor de depósito del suelo $H_s := 17 \text{ m}$

Velocidad de propagación de ondas de corte $V_s := \frac{4 \cdot H_s}{T_s} = 79.07 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Suelo :=

I
II
III

 Zona :=

C

Aceleración máxima en roca $a_{r0} := 115.97 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$

Parámetros espectrales para estructuras B1

Factor de sitio F_{sit}

$$C_{F_{sit}} := \begin{bmatrix} 1 \\ 2.4 - 0.3 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \\ 2.7 - 0.4 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \end{bmatrix} \quad F_{sit} := C_{F_{sit}}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 2.636$$

$$C_{F_{res}} := \begin{bmatrix} \text{"PRODISIS"} \\ 3.6 - 0.2 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \\ 3.9 - 0.3 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \end{bmatrix} \quad F_{res} := C_{F_{res}}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 3.852$$

$$a_0 := F_{sit} \cdot a_{r0} = 305.711$$

$$c := F_{res} \cdot a_0 = 1177.626$$

Restricciones de los valores ar0, a0 y c

$$\text{ar0} := \left\{ \begin{array}{l} \text{Suelo} \leftarrow 0 \\ \text{"S\xed cumple"} \quad \text{if } 32 \leq \text{ar0} \leq 490 \\ \text{"No cumple"} \quad \text{otherwise} \\ \text{Suelo} \leftarrow 1 \\ \text{"S\xed cumple"} \quad \text{if } 80 \leq \text{a0} \leq 690 \\ \text{"No cumple"} \quad \text{otherwise} \\ \text{Suelo} \leftarrow 2 \\ \text{"S\xed cumple"} \quad \text{if } 94 \leq \text{a0} \leq 752 \\ \text{"No cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

$$c := \left\{ \begin{array}{l} \text{Suelo} \leftarrow 0 \\ \text{"S\xed cumple"} \quad \text{if } 80 \leq c \leq 1225 \\ \text{"No cumple"} \quad \text{otherwise} \\ \text{Suelo} \leftarrow 1 \\ \text{"S\xed cumple"} \quad \text{if } 320 \leq c \leq 2000 \\ \text{"No cumple"} \quad \text{otherwise} \\ \text{Suelo} \leftarrow 2 \\ \text{"S\xed cumple"} \quad \text{if } 390 \leq c \leq 2256 \\ \text{"No cumple"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

$$\text{ar0} = \text{"S\xed cumple"}$$

$$c = \text{"S\xed cumple"}$$

$$C_Ta := \begin{pmatrix} 0.1 \\ 0.2 \\ 0.2 \end{pmatrix} \quad Ta := C_Ta_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 0.200 \quad C_Tb := \begin{pmatrix} 0.6 \\ 1.4 \\ 2.0 \end{pmatrix} \quad Tb := C_Tb_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 2.000$$

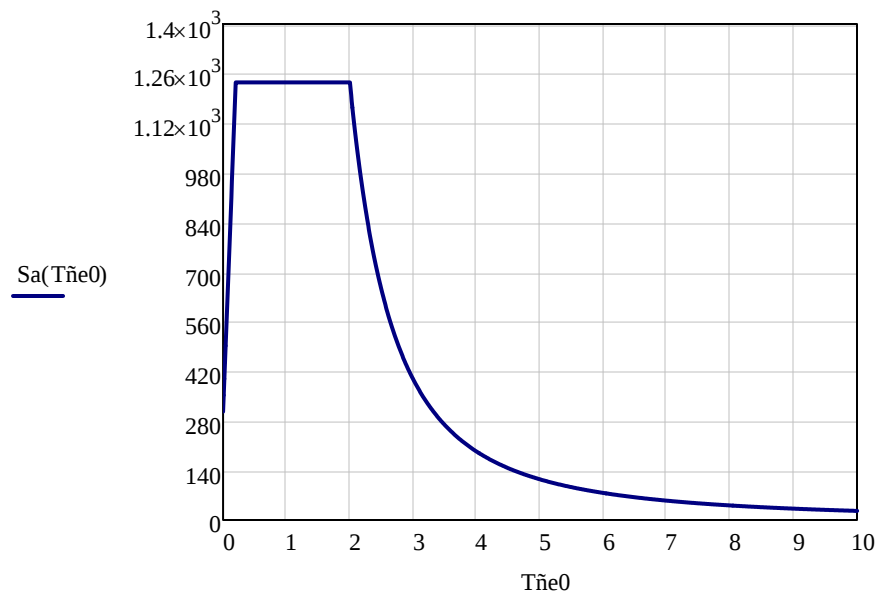
$$C_Tc := \begin{pmatrix} 2.0 \\ 2.0 \\ 2.0 \end{pmatrix} \quad Tc := C_Tc_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 2.000 \quad C_k := \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.0 \\ 0.5 \end{pmatrix} \quad k := C_k_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 0.500$$

$$C_r := \begin{pmatrix} \frac{1}{2} \\ \frac{2}{3} \\ 1 \end{pmatrix} \quad r := C_r_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 1.000$$

$$Ta = 0.2 \quad Tb = 2 \quad Tc = 2 \quad k = 0.500 \quad a0 = 305.711 \quad c = 1177.626 \quad \beta = 1.049$$

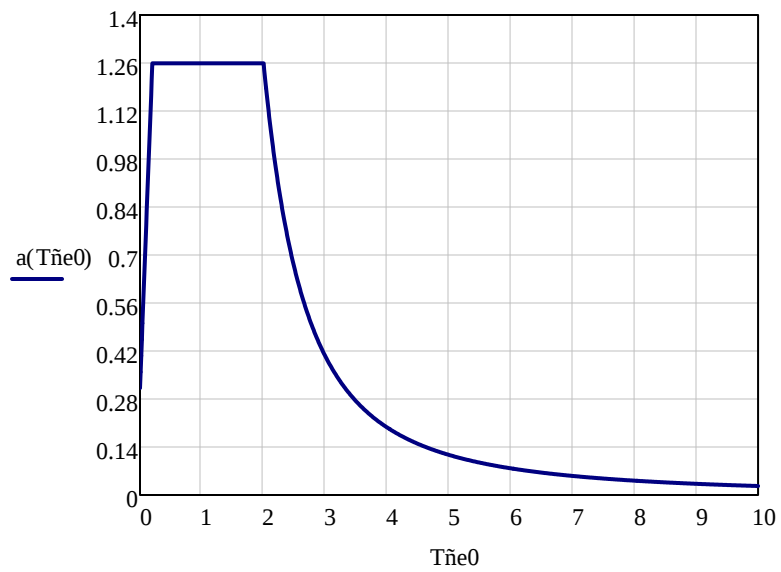
$$Tñe0 := 0, 0.01 \dots 10$$

$$Sa(Tñe0) := \left\{ \begin{array}{l} a0 + (c \cdot \beta - a0) \cdot \frac{Tñe0}{Ta} \quad \text{if } Tñe0 < Ta \\ c \cdot \beta \quad \text{if } Ta \leq Tñe0 < Tb \\ c \cdot \beta \cdot \left(\frac{Tb}{Tñe0} \right)^r \quad \text{if } Tb \leq Tñe0 < Tc \\ c \cdot \beta \cdot \left(\frac{Tb}{Tc} \right)^r \cdot \left[k + (1 - k) \cdot \left(\frac{Tc}{Tñe0} \right)^2 \right] \cdot \left(\frac{Tc}{Tñe0} \right)^2 \quad \text{if } Tñe0 \geq Tc \end{array} \right.$$



$$g := 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

$$a(Tne0) := \frac{Sa(Tne0)}{g}$$



Factores que modifican el espectro transparente

Factor reductor por sobre resistencia

$$Ro := 2$$

$$R(Tne0, Ro) := \begin{cases} Ro + 1.0 - \sqrt{\frac{Tne0}{Ta}} & \text{if } Tne0 \leq Ta \\ Ro & \text{if } Tne0 > Ta \end{cases}$$

Factor por redundancia

$$\rho := 1.25$$

Factor efectivo por irregularidad

$$\alpha := 1.0$$

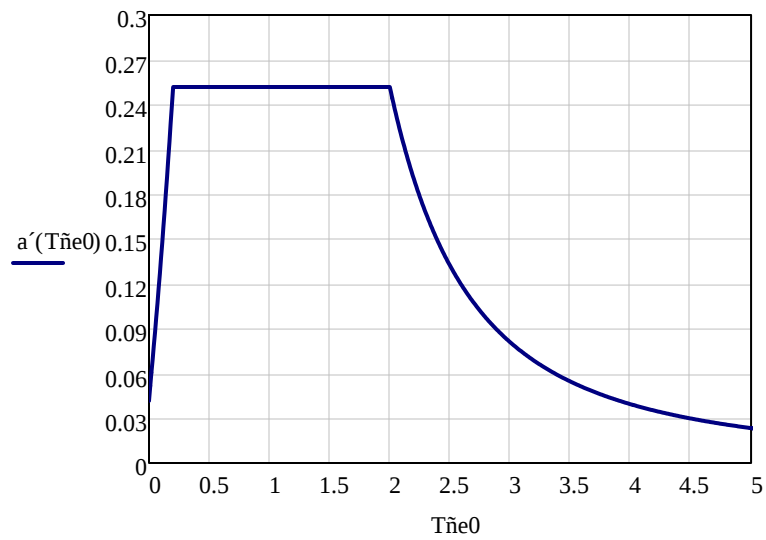
Factor de comportamiento sísmico

$$Q := 2 \quad T_{\tilde{n}e0} := 2.895$$

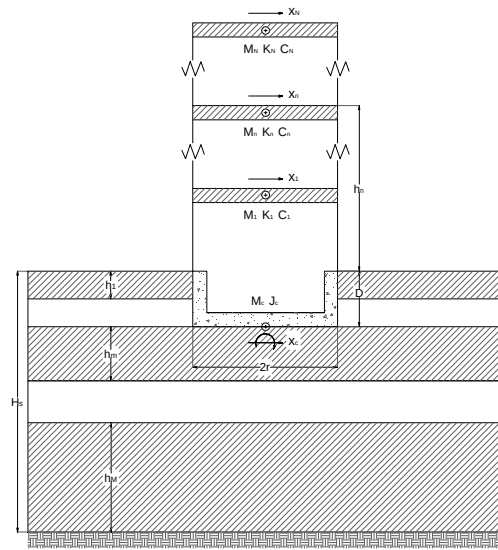
$$Q_{\tilde{n}}' := 1 + (Q - 1) \cdot \left[\frac{T_{e0}^2}{T_{\tilde{n}e0}^2} + \alpha \cdot \left(1 - \frac{T_{e0}^2}{T_{\tilde{n}e0}^2} \right) \right]$$

$$a'(T_{\tilde{n}e0}) := \frac{a(T_{\tilde{n}e0})}{Q_{\tilde{n}}' \cdot R(T_{\tilde{n}e0}, Ro) \cdot \rho}$$

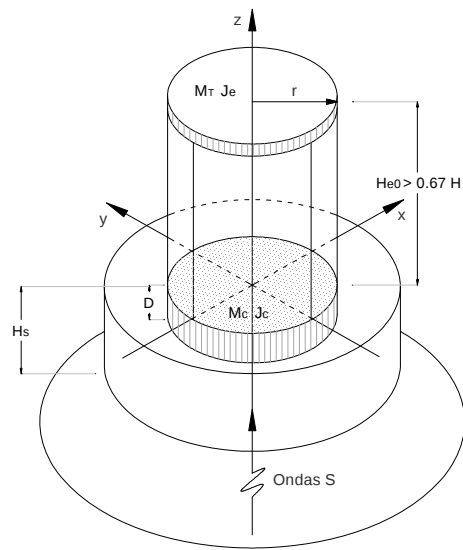
$$T_{\tilde{n}e0} := 0, 0.01 \dots 10$$



Determinación aproximada del periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas Suelo-Estructura (MDOC, 2015)



1. Sistema suelo-estructura



2. Sistema suelo-estructura equivalente

Datos de la estructura

$$W_e := 7732.376 \cdot 0.7 = 5412.66 \text{ ton} \quad M_e := \frac{W_e}{9.81} = 551.75 \frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$T_e := 2.57 \text{ s}$$

$$H_e := 43.90 \cdot 0.7 = 30.73 \text{ m}$$

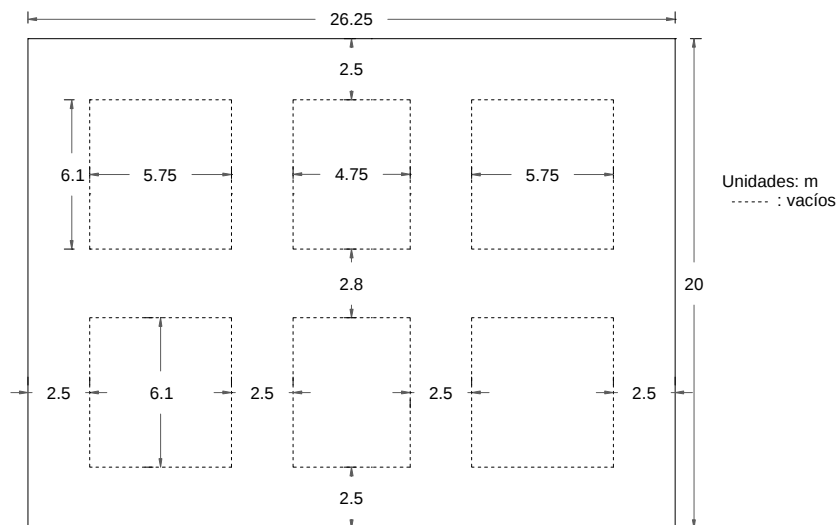
$$\zeta_e := 0.05$$

Datos de la cimentación

$$a := 20.00 \text{ m} \quad W_c := 2285.663 \text{ ton}$$

$$b := 26.25 \text{ m}$$

$$D := 8.2 \text{ m}$$



$$A := 326.75 \text{ m}^2$$

$$I := 12959.414 \text{ m}^4$$

Propiedades del estrato equivalente o depósito de suelo

$$T_s := 0.86 \text{ s}$$

$$\zeta_s := 0.03$$

$$H_s := 17 \text{ m}$$

$$\gamma := 1.544 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\nu_s := 0.363$$

$$g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\rho_s := \frac{\gamma}{g} = 0.157 \frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4}$$

$$V_s := \frac{4 \cdot H_s}{T_s} = 79.07 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$G_s := V_s^2 \cdot \rho_s = 984.009 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Proceso de solución

$$T_{e0} := 2.57 \text{ s} \quad \text{Periodo de la estructura estático}$$

$$H_{e0} := H_e = 30.73 \text{ m}$$

$$\text{Justificación} := \begin{cases} \text{"Sí se justifica el análisis del efecto de interacción suelo-estructura"} & \text{if } \frac{T_{e0}}{T_s} \cdot \frac{H_s}{H_{e0}} < 2.5 \\ \text{"No se justifica el análisis del efecto de interacción suelo-estructura"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Justificación} = \text{"Sí se justifica el análisis del efecto de interacción suelo-estructura"}$$

Propiedades geométricas de la cimentación

$$R_h := \left(\frac{A}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} = 10.198 \text{ m} \quad R_r := \left(\frac{4I}{\pi} \right)^{\frac{1}{4}} = 11.334 \text{ m}$$

Cálculo de las rigideces estáticas

$$K_{0h} := \frac{8 \cdot G_s \cdot R_h}{2 - \nu_s} \cdot \left(1 + \frac{R_h}{2 \cdot H_s} \right) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot D}{3 \cdot R_h} \right) \cdot \left(1 + \frac{5 \cdot D}{4 \cdot H_s} \right) = 156970.74 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$K_{0r} := \frac{8 \cdot G_s \cdot R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \cdot \left(1 + \frac{R_r}{6 \cdot H_s} \right) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot D}{R_r} \right) \cdot \left(1 + \frac{0.71 \cdot D}{H_s} \right) = 21890155.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Frecuencias normalizadas

$$\eta_s := \frac{\pi R_h}{2 \cdot H_s} = 0.942 \quad \eta_p := \frac{\left[\frac{2(1 - \nu_s)}{(1 - 2\nu_s)} \right]^{0.5} \cdot \pi \cdot R_r}{2 H_s} = 2.258$$

Cálculo iterativo del periodo efectivo

```

Calc := | Tñe0 ← Te0
        Tñe1 ← Te0 + 0.1
        iter ← 0
        while |Tñe0 – Tñe1| ≥ 0.0001
            | iter ← iter + 1
            Tñe0 ← Tñe1
            ω ←  $\frac{2 \cdot \pi}{Tñe0}$ 
            ηh ←  $\frac{\omega \cdot Rh}{Vs}$ 
            ηr ←  $\frac{\omega \cdot Rr}{Vs}$ 
            kh ← 1
            kr ← 1 – 0.2 · ηr
            ch ←  $\begin{cases} \frac{0.65 \cdot \zeta_s \cdot \frac{\eta_h}{\eta_s}}{1 - (1 - 2 \cdot \zeta_s) \cdot \left(\frac{\eta_h}{\eta_s}\right)^2} & \text{if } \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576 & \text{otherwise} \end{cases}$ 
            cr ←  $\begin{cases} \frac{0.5 \cdot \zeta_s \cdot \frac{\eta_r}{\eta_p}}{1 - (1 - 2 \cdot \zeta_s) \cdot \left(\frac{\eta_r}{\eta_p}\right)^2} & \text{if } \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3 \cdot \eta_r^2}{1 + \eta_r^2} & \text{otherwise} \end{cases}$ 
            Kh ← K0h · (kh – 2ζe · ηh · ch)
            Kr ← K0r · (kr – 2ζe · ηr · cr)
            Th ←  $2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{Me}{Kh}\right)^{0.5}$ 
            Tr ←  $2 \cdot \pi \cdot \left[\frac{Me \cdot (He + D)^2}{Kr}\right]^{0.5}$ 
            Tñe1 ←  $\left(Te0^2 + Th^2 + Tr^2\right)^{0.5}$ 
        | (Tñe1 ω ηh ηr kh kr ch cr Kh Kr Th Tr iter)

```

Cálculo de las rigideces dinámicas

$$\omega := \text{Calc}_{0,1} = 2.174 \quad \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\eta_h := \text{Calc}_{0,2} = 0.28$$

$$\eta_r := \text{Calc}_{0,3} = 0.312$$

$$k_h := \text{Calc}_{0,4} = 1$$

$$k_r := \text{Calc}_{0,5} = 0.938$$

$$\text{Iter} := \text{Calc}_{0,12} = 3$$

$$c_h := \text{Calc}_{0,6} = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$c_r := \text{Calc}_{0,7} = 2.108 \times 10^{-3}$$

$$K_h := \text{Calc}_{0,8} = 156942.879 \quad \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$K_r := \text{Calc}_{0,9} = 20524368.598 \quad \text{ton} \cdot \text{m}$$

Periodo de traslación, rotación y efectivo

$$T_h := \text{Calc}_{0,10} = 0.373 \quad \text{s}$$

$$T_r := \text{Calc}_{0,11} = 1.268 \quad \text{s}$$

$$T_{\text{ñe0}} := \text{Calc}_{0,0} = 2.89 \quad \text{s}$$

Determinación del amortiguamiento efectivo

$$\omega_{e0ch} := K_0 h \cdot (\eta_h \cdot c_h + 2\zeta_s \cdot k_h) = 9696.86 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\omega_{e0cr} := K_0 r \cdot (\eta_r \cdot c_r + 2\zeta_s \cdot k_r) = 1245927.243 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Amortiguamiento en traslación y rotación

$$\zeta_h := \frac{\omega_{e0ch}}{2 \cdot K_h} = 0.031$$

$$\zeta_r := \frac{\omega_{e0cr}}{2 \cdot K_r} = 0.03$$

Amortiguamiento efectivo

$$\zeta_{e0} := \zeta_e \cdot \left(\frac{T_e}{T_{\text{ñe0}}} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \cdot \left(\frac{T_h}{T_{\text{ñe0}}} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \cdot \left(\frac{T_r}{T_{\text{ñe0}}} \right)^2 = 0.042$$

Relación de amortiguamiento

$$T_c := 2$$

$$\beta := \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\zeta_{e0}} \right) & \text{if } T_{\tilde{n}e0} < T_c \\ 0.45 \cdot \left(\frac{T_c}{T_{\tilde{n}e0}} \right) & \text{if } T_{\tilde{n}e0} \geq T_c \end{cases} \quad \beta = 1.06$$

Espectro de diseño modificado

Periodo dominante del sitio $T_s := 0.86 \text{ s}$

Espesor de depósito del suelo $H_s := 17 \text{ m}$

Velocidad de propagación de ondas de corte $V_s := \frac{4 \cdot H_s}{T_s} = 79.07 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Suelo :=

I
II
III

 Zona :=

C

Aceleración máxima en roca $a_{r0} := 115.97 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$

Parámetros espectrales para estructuras B1

Factor de sitio F_{sit}

$$C_{Fsit} := \begin{bmatrix} 1 \\ 2.4 - 0.3 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \\ 2.7 - 0.4 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \end{bmatrix} \quad F_{sit} := C_{Fsit}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 2.636$$

$$C_{Fres} := \begin{bmatrix} \text{"PRODISIS"} \\ 3.6 - 0.2 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \\ 3.9 - 0.3 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \end{bmatrix} \quad F_{res} := C_{Fres}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 3.852$$

$$a_0 := F_{sit} \cdot a_{r0} = 305.711$$

$$c := F_{res} \cdot a_0 = 1177.626$$

Restricciones de los valores a_0 , a_0 y c

$$a_0 := \begin{cases} \text{Suelo} \leftarrow 0 \\ \text{"S\u00ed cumple"} & \text{if } 32 \leq a_0 \leq 490 \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \\ \text{Suelo} \leftarrow 1 \\ \text{"S\u00ed cumple"} & \text{if } 80 \leq a_0 \leq 690 \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \\ \text{Suelo} \leftarrow 2 \\ \text{"S\u00ed cumple"} & \text{if } 94 \leq a_0 \leq 752 \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$c := \begin{cases} \text{Suelo} \leftarrow 0 \\ \text{"S\u00ed cumple"} & \text{if } 80 \leq c \leq 1225 \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \\ \text{Suelo} \leftarrow 1 \\ \text{"S\u00ed cumple"} & \text{if } 320 \leq c \leq 2000 \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \\ \text{Suelo} \leftarrow 2 \\ \text{"S\u00ed cumple"} & \text{if } 390 \leq c \leq 2256 \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$a_0 = \text{"S\u00ed cumple"}$

$c = \text{"S\u00ed cumple"}$

$$C_{Ta} := \begin{pmatrix} 0.1 \\ 0.2 \\ 0.2 \end{pmatrix} \quad Ta := C_{Ta}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 0.200 \quad C_{Tb} := \begin{pmatrix} 0.6 \\ 1.4 \\ 2.0 \end{pmatrix} \quad Tb := C_{Tb}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 2.000$$

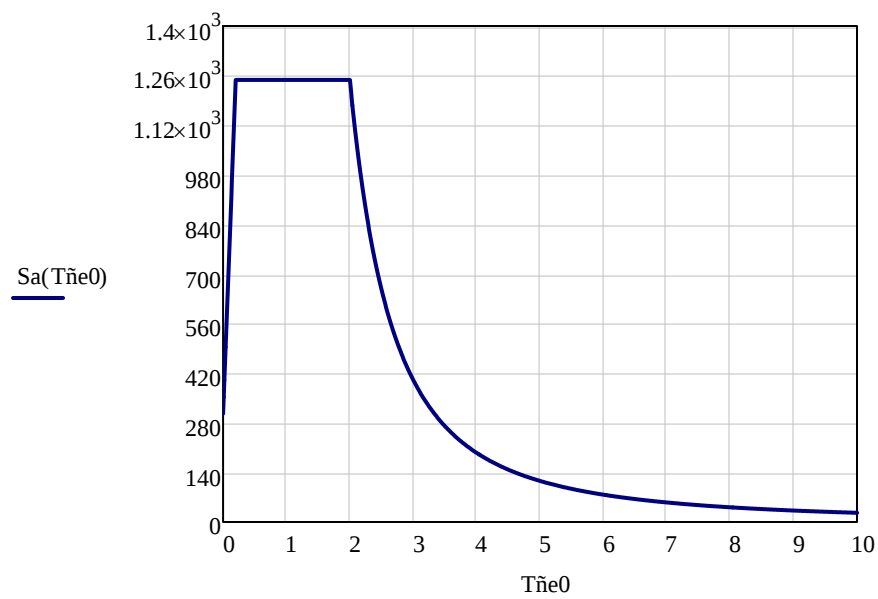
$$C_{Tc} := \begin{pmatrix} 2.0 \\ 2.0 \\ 2.0 \end{pmatrix} \quad Tc := C_{Tc}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 2.000 \quad C_k := \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.0 \\ 0.5 \end{pmatrix} \quad k := C_k_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 0.500$$

$$C_r := \begin{pmatrix} \frac{1}{2} \\ \frac{2}{3} \\ 1 \end{pmatrix} \quad r := C_r_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 1.000$$

$Ta = 0.2 \quad Tb = 2 \quad Tc = 2 \quad k = 0.500 \quad a_0 = 305.711 \quad c = 1177.626 \quad \beta = 1.06$

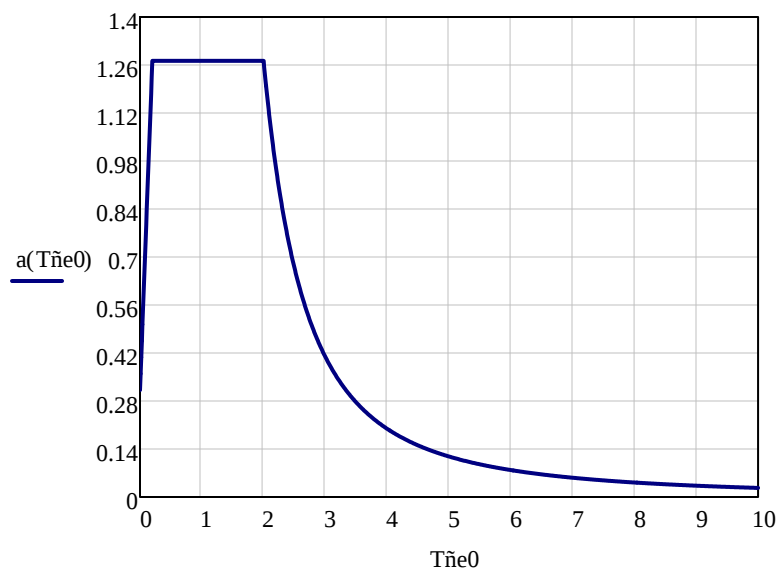
$T_{\text{ñe0}} := 0, 0.01 \dots 10$

$$Sa(T_{\text{ñe0}}) := \begin{cases} a_0 + (c \cdot \beta - a_0) \cdot \frac{T_{\text{ñe0}}}{Ta} & \text{if } T_{\text{ñe0}} < Ta \\ c \cdot \beta & \text{if } Ta \leq T_{\text{ñe0}} < Tb \\ c \cdot \beta \cdot \left(\frac{Tb}{T_{\text{ñe0}}} \right)^r & \text{if } Tb \leq T_{\text{ñe0}} < Tc \\ c \cdot \beta \cdot \left(\frac{Tb}{Tc} \right)^r \cdot \left[k + (1 - k) \cdot \left(\frac{Tc}{T_{\text{ñe0}}} \right)^2 \right] \cdot \left(\frac{Tc}{T_{\text{ñe0}}} \right)^2 & \text{if } T_{\text{ñe0}} \geq Tc \end{cases}$$



$$g := 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

$$a(Tñe0) := \frac{Sa(Tñe0)}{g}$$



Factores que modifican el espectro transparente

Factor reductor por sobre resistencia

$$Ro := 2$$

$$R(Tñe0, Ro) := \begin{cases} Ro + 1.0 - \sqrt{\frac{Tñe0}{Ta}} & \text{if } Tñe0 \leq Ta \\ Ro & \text{if } Tñe0 > Ta \end{cases}$$

Factor por redundancia

$$\rho := 1.0$$

Factor efectivo por irregularidad

$$\alpha := 1.0$$

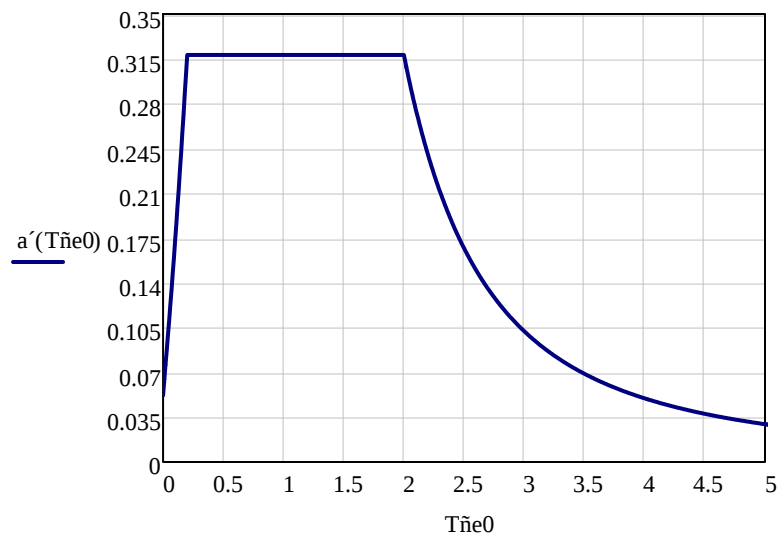
Factor de comportamiento sísmico

$$Q := 2 \quad T_{\text{ne}0} := 2.895$$

$$Q_{\text{ñ}}' := 1 + (Q - 1) \cdot \left[\frac{T_{\text{e}0}^2}{T_{\text{ne}0}^2} + \alpha \cdot \left(1 - \frac{T_{\text{e}0}^2}{T_{\text{ne}0}^2} \right) \right]$$

$$a'(T_{\text{ne}0}) := \frac{a(T_{\text{ne}0})}{Q_{\text{ñ}}' \cdot R(T_{\text{ne}0}, R_0) \cdot \rho}$$

$$T_{\text{ne}0} := 0, 0.01 \dots 10$$



Espectro de diseño sísmico transparente

Periodo dominante del sitio $T_s := 0.86 \text{ s}$

Espesor de depósito del suelo $H_s := 17 \text{ m}$

Velocidad de propagación de ondas de corte $V_s := \frac{4 \cdot H_s}{T_s} = 79.07 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Suelo :=

I
II
III

Zona :=

C

Aceleración máxima en roca $a_{r0} := 115.97 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$

Parámetros espectrales para estructuras B1

Factor de sitio F_{sit}

$$C_{Fsit} := \begin{bmatrix} 1 \\ 2.4 - 0.3 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \\ 2.7 - 0.4 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \end{bmatrix}$$

$$F_{sit} := C_{Fsit}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 2.636$$

$$C_{Fres} := \begin{bmatrix} \text{"PRODISIS"} \\ 3.6 - 0.2 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \\ 3.9 - 0.3 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \end{bmatrix}$$

$$F_{res} := C_{Fres}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 3.852$$

$$a_0 := F_{sit} \cdot a_{r0} = 305.711 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

$$c := F_{res} \cdot a_0 = 1177.626 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

Restricciones de los valores a_{r0} , a_0 y c

$a_{r0} :=$ | Suelo $\leftarrow 0$
 | "Sí cumple" if $32 \leq a_{r0} \leq 490$
 | "No cumple" otherwise
 | Suelo $\leftarrow 1$
 | "Sí cumple" if $80 \leq a_0 \leq 690$
 | "No cumple" otherwise
 | Suelo $\leftarrow 2$
 | "Sí cumple" if $94 \leq a_0 \leq 752$
 | "No cumple" otherwise

$c :=$ | Suelo $\leftarrow 0$
 | "Sí cumple" if $80 \leq c \leq 1225$
 | "No cumple" otherwise
 | Suelo $\leftarrow 1$
 | "Sí cumple" if $320 \leq c \leq 2000$
 | "No cumple" otherwise
 | Suelo $\leftarrow 2$
 | "Sí cumple" if $390 \leq c \leq 2256$
 | "No cumple" otherwise

ar0 = "Sí cumple"

c = "Sí cumple"

$$C_{Ta} := \begin{pmatrix} 0.1 \\ 0.2 \\ 0.2 \end{pmatrix} \quad Ta := C_{Ta}_{\text{Suelo, Zona}} = 0.200 \quad C_{Tb} := \begin{pmatrix} 0.6 \\ 1.4 \\ 2.0 \end{pmatrix} \quad Tb := C_{Tb}_{\text{Suelo, Zona}} = 2.000$$

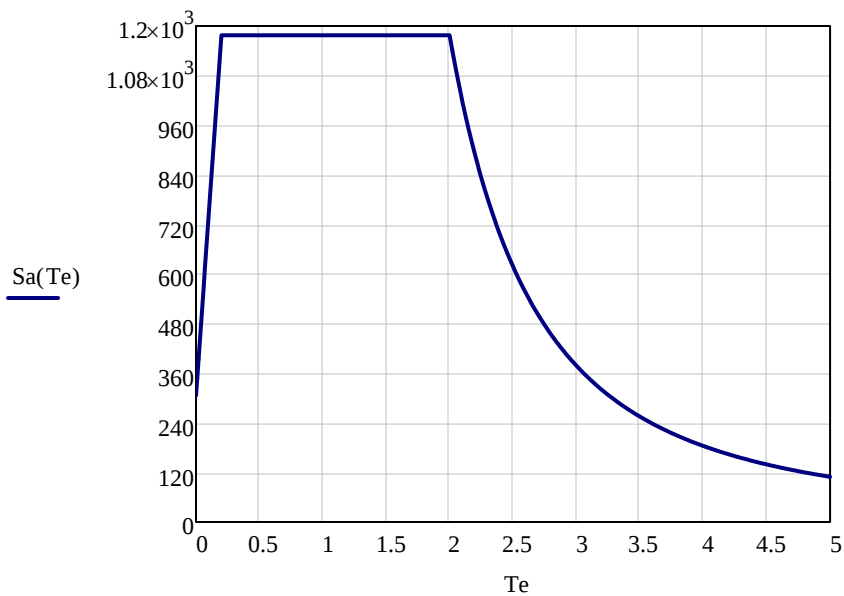
$$C_{Tc} := \begin{pmatrix} 2.0 \\ 2.0 \\ 2.0 \end{pmatrix} \quad Tc := C_{Tc}_{\text{Suelo, Zona}} = 2.000 \quad C_k := \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.0 \\ 0.5 \end{pmatrix} \quad k := C_k_{\text{Suelo, Zona}} = 0.500$$

$$C_r := \begin{pmatrix} \frac{1}{2} \\ \frac{2}{3} \\ 1 \end{pmatrix} \quad r := C_r_{\text{Suelo, Zona}} = 1.000$$

$$Ta = 0.2 \quad Tb = 2 \quad Tc = 2 \quad k = 0.500 \quad a0 = 305.711 \quad c = 1177.626 \quad \beta := 1$$

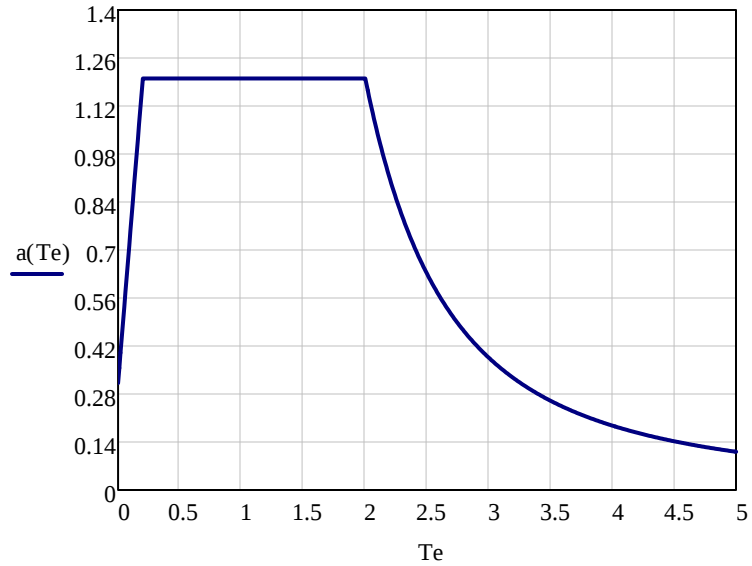
$$Te := 0, 0.01 \dots 5$$

$$Sa(Te) := \begin{cases} a0 + (c \cdot \beta - a0) \cdot \frac{Te}{Ta} & \text{if } Te < Ta \\ c \cdot \beta & \text{if } Ta \leq Te < Tb \\ c \cdot \beta \cdot \left(\frac{Tb}{Te} \right)^r & \text{if } Tb \leq Te < Tc \\ c \cdot \beta \cdot \left(\frac{Tb}{Tc} \right)^r \cdot \left[k + (1 - k) \cdot \left(\frac{Tc}{Te} \right)^2 \right] \cdot \left(\frac{Tc}{Te} \right)^2 & \text{if } Te \geq Tc \end{cases}$$



$$g := 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

$$a(Te) := \frac{Sa(Te)}{g}$$



Factores que modifican el espectro transparente

Factor de comportamiento sísmico

$$Q := 2$$

Factor reductor por ductilidad

$$Q'(Te, Q) := \begin{cases} 1 + (Q - 1) \cdot \sqrt{\frac{\beta}{k} \cdot \left(\frac{Te}{Tb}\right)} & \text{if } Te \leq Tb \\ 1 + (Q - 1) \cdot \sqrt{\frac{\beta \cdot \left[k + (1 - k) \cdot \left(\frac{Tb}{Te}\right)^2\right]}{k}} & \text{if } Te > Tb \end{cases}$$

Factor reductor por sobre resistencia

$$Ro := 2$$

$$R(Te, Ro) := \begin{cases} Ro + 1.0 - \sqrt{\frac{Te}{Ta}} & \text{if } Te \leq Ta \\ Ro & \text{if } Te > Ta \end{cases}$$

Factor por redundancia

$$\rho := 1.25$$

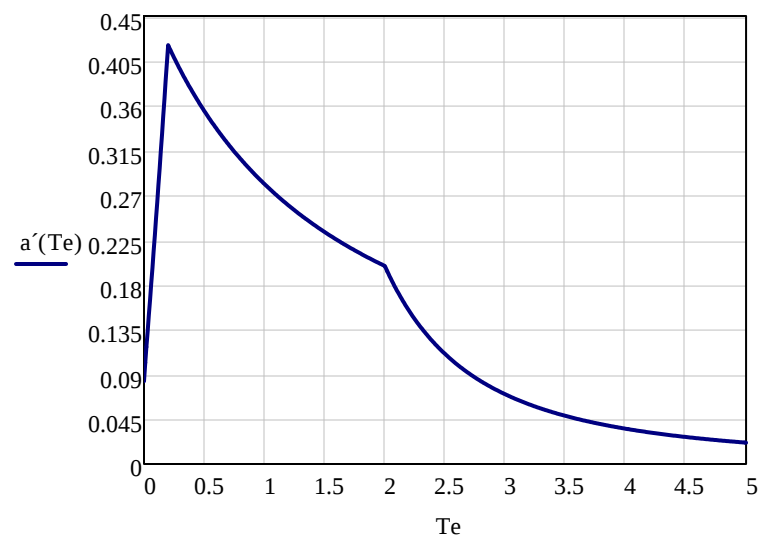
Factor efectivo por irregularidad

$$\alpha := 1$$

$$Acd(Te) := 0.8 + \frac{1}{2 + 5 \left[\left| 2 \cdot \left(\frac{Te}{Ts} \right) - 1 \right| \right]^5}$$

$$a'(Te) := \frac{a(Te)}{(Q'(Te, Q) \cdot \alpha) \cdot R(Te, Ro) \cdot \rho}$$

Espectro de diseño modificado



Espectro de diseño sísmico transparente

Periodo dominante del sitio $T_s := 0.86 \text{ s}$

Espesor de depósito del suelo $H_s := 17 \text{ m}$

Velocidad de propagación de ondas de corte $V_s := \frac{4 \cdot H_s}{T_s} = 79.07 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Suelo :=

I
II
III

Zona :=

C

Aceleración máxima en roca $a_{r0} := 115.97 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$

Parámetros espectrales para estructuras B1

Factor de sitio F_{sit}

$$C_{Fsit} := \begin{bmatrix} 1 \\ 2.4 - 0.3 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \\ 2.7 - 0.4 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \end{bmatrix}$$

$$F_{sit} := C_{Fsit}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 2.636$$

$$C_{Fres} := \begin{bmatrix} \text{"PRODISIS"} \\ 3.6 - 0.2 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \\ 3.9 - 0.3 \cdot \left(\frac{a_{r0} - 100}{100} \right) \end{bmatrix}$$

$$F_{res} := C_{Fres}_{\text{Suelo}, \text{Zona}} = 3.852$$

$$a_0 := F_{sit} \cdot a_{r0} = 305.711 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

$$c := F_{res} \cdot a_0 = 1177.626 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

Restricciones de los valores a_{r0} , a_0 y c

$a_{r0} :=$ | Suelo $\leftarrow 0$
 | "Sí cumple" if $32 \leq a_{r0} \leq 490$
 | "No cumple" otherwise
 | Suelo $\leftarrow 1$
 | "Sí cumple" if $80 \leq a_0 \leq 690$
 | "No cumple" otherwise
 | Suelo $\leftarrow 2$
 | "Sí cumple" if $94 \leq a_0 \leq 752$
 | "No cumple" otherwise

$c :=$ | Suelo $\leftarrow 0$
 | "Sí cumple" if $80 \leq c \leq 1225$
 | "No cumple" otherwise
 | Suelo $\leftarrow 1$
 | "Sí cumple" if $320 \leq c \leq 2000$
 | "No cumple" otherwise
 | Suelo $\leftarrow 2$
 | "Sí cumple" if $390 \leq c \leq 2256$
 | "No cumple" otherwise

ar0 = "Sí cumple"

c = "Sí cumple"

$$C_Ta := \begin{pmatrix} 0.1 \\ 0.2 \\ 0.2 \end{pmatrix} \quad Ta := C_Ta_{\text{Suelo, Zona}} = 0.200 \quad C_Tb := \begin{pmatrix} 0.6 \\ 1.4 \\ 2.0 \end{pmatrix} \quad Tb := C_Tb_{\text{Suelo, Zona}} = 2.000$$

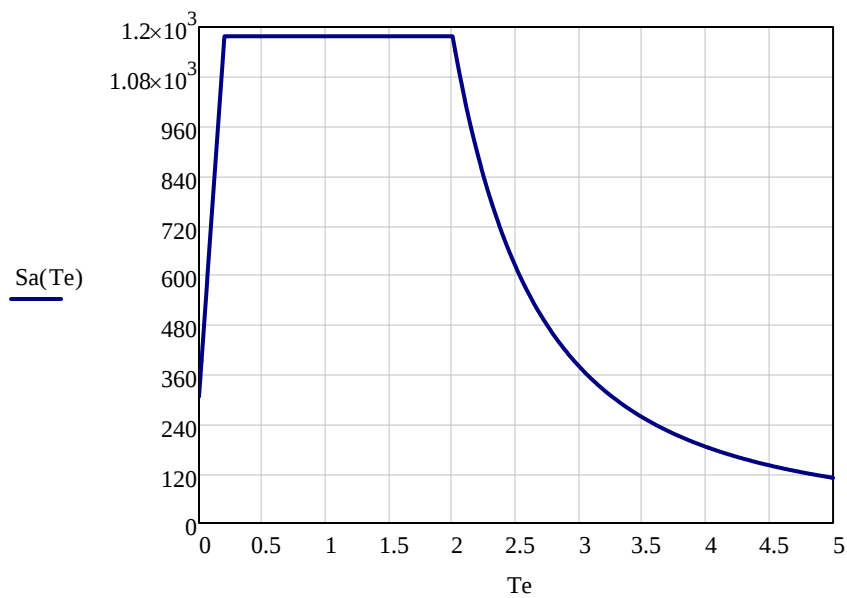
$$C_Tc := \begin{pmatrix} 2.0 \\ 2.0 \\ 2.0 \end{pmatrix} \quad Tc := C_Tc_{\text{Suelo, Zona}} = 2.000 \quad C_k := \begin{pmatrix} 1.5 \\ 1.0 \\ 0.5 \end{pmatrix} \quad k := C_k_{\text{Suelo, Zona}} = 0.500$$

$$C_r := \begin{pmatrix} \frac{1}{2} \\ \frac{2}{3} \\ 1 \end{pmatrix} \quad r := C_r_{\text{Suelo, Zona}} = 1.000$$

$$Ta = 0.2 \quad Tb = 2 \quad Tc = 2 \quad k = 0.500 \quad a0 = 305.711 \quad c = 1177.626 \quad \beta := 1$$

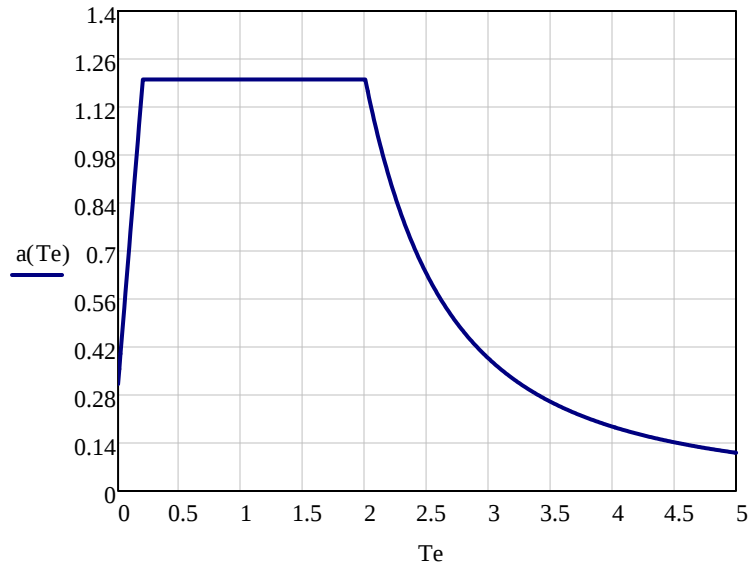
$$Te := 0, 0.01 \dots 5$$

$$Sa(Te) := \begin{cases} a0 + (c \cdot \beta - a0) \cdot \frac{Te}{Ta} & \text{if } Te < Ta \\ c \cdot \beta & \text{if } Ta \leq Te < Tb \\ c \cdot \beta \cdot \left(\frac{Tb}{Te} \right)^r & \text{if } Tb \leq Te < Tc \\ c \cdot \beta \cdot \left(\frac{Tb}{Tc} \right)^r \cdot \left[k + (1 - k) \cdot \left(\frac{Tc}{Te} \right)^2 \right] \cdot \left(\frac{Tc}{Te} \right)^2 & \text{if } Te \geq Tc \end{cases}$$



$$g := 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

$$a(\text{Te}) := \frac{S_a(\text{Te})}{g}$$



Factores que modifican el espectro transparente

Factor de comportamiento sísmico

$$Q := 2$$

Factor reductor por ductilidad

$$Q'(\text{Te}, Q) := \begin{cases} 1 + (Q - 1) \cdot \sqrt{\frac{\beta}{k} \cdot \left(\frac{\text{Te}}{\text{Tb}}\right)} & \text{if } \text{Te} \leq \text{Tb} \\ 1 + (Q - 1) \cdot \sqrt{\frac{\beta \cdot \left[k + (1 - k) \cdot \left(\frac{\text{Tb}}{\text{Te}}\right)^2\right]}{k}} & \text{if } \text{Te} > \text{Tb} \end{cases}$$

Factor reductor por sobre resistencia

$$R_o := 2$$

$$R(\text{Te}, R_o) := \begin{cases} R_o + 1.0 - \sqrt{\frac{\text{Te}}{\text{Ta}}} & \text{if } \text{Te} \leq \text{Ta} \\ R_o & \text{if } \text{Te} > \text{Ta} \end{cases}$$

Factor por redundancia

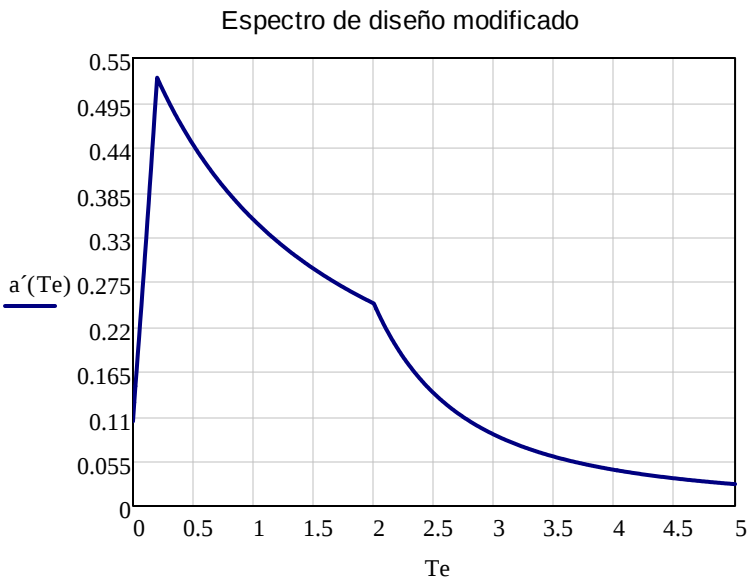
$$\rho := 1.0$$

Factor efectivo por irregularidad

$$\alpha := 1$$

$$Acd(Te) := 0.8 + \frac{1}{2 + 5 \left[\left| 2 \cdot \left(\frac{Te}{Ts} \right) - 1 \right| \right]^5}$$

$$a'(Te) := \frac{a(Te)}{(Q'(Te,Q) \cdot \alpha) \cdot R(Te,Ro) \cdot \rho}$$



Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo Municipio de Puebla

Espectro Sísmico de Diseño

Tipo de terreno: III

$$T_s := 0.86 \text{ s} \quad a_0 := 0.11 \quad r := 1$$

1. Coeficiente sísmico

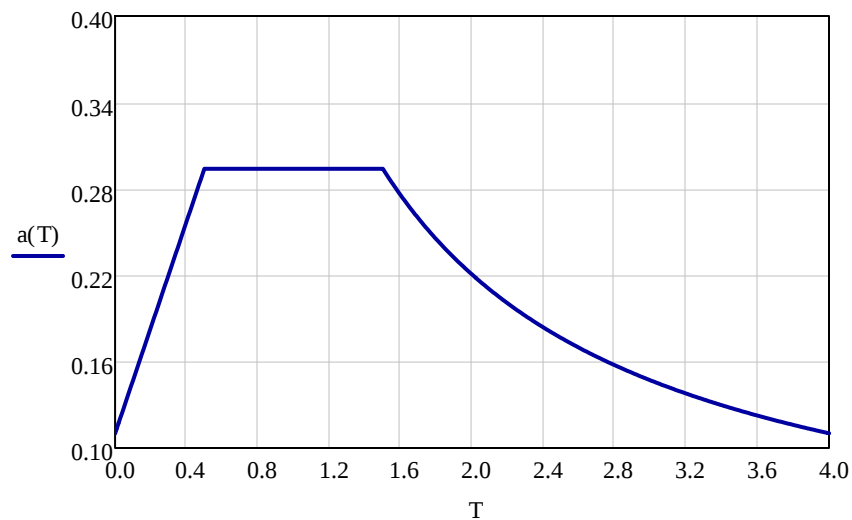
$$cs := 0.18 + \frac{T_s - 0.4}{T_s^2 + 3.3} \quad \text{donde } (T_s \geq 0.4)\text{s}$$

2. Valores de T_a y T_b

$$T_a := \max(0.35T_s, 0.50) \quad T_b := \max(1.25T_s, 1.50)$$
$$T_a = 0.5 \text{ s} \quad T_b = 1.5 \text{ s}$$

3. Espectro de diseño

$$a(T) := \begin{cases} a_0 + (cs - a_0) \cdot \frac{T}{T_a} & \text{if } T < T_a \\ cs & \text{if } T_a \leq T \leq T_b \\ cs \cdot \left(\frac{T_b}{T} \right)^r & \text{if } T > T_b \end{cases} \quad T := 0, 0.01 \dots 4.0 \text{ s}$$

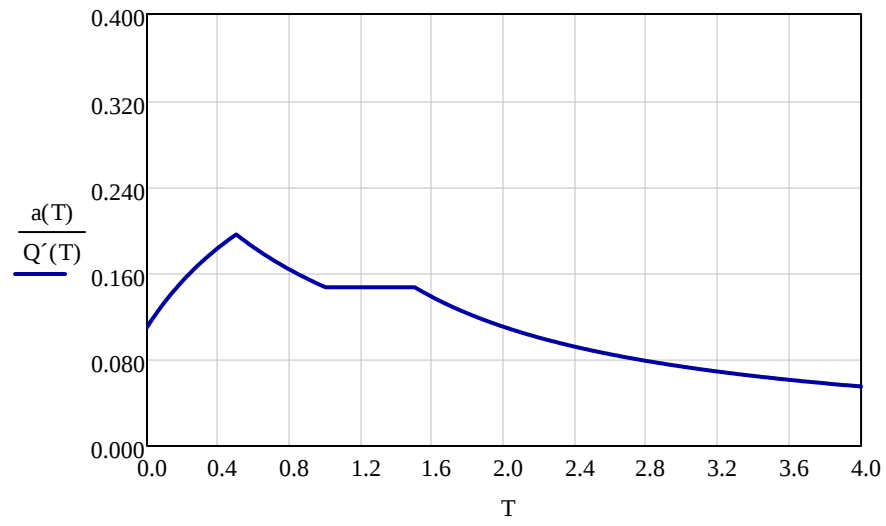


Factor de reducción Q'

$$T_c := 2 \cdot T_a \quad T := 0, 0.01 \dots 4$$

$$Q := 2$$

$$Q'(T) := \begin{cases} 1 + (Q - 1) \cdot \frac{T}{T_c} & \text{if } T < T_c \\ Q & \text{if } T \geq T_c \end{cases}$$



Momento de inercia en I_y

$$I_{yt} := \frac{h \cdot b^3}{12} = 30146.484 \text{ m}^4$$

$$b1 := 5.75 \text{ m}$$

$$b2 := 4.75 \text{ m}$$

$$h1 := 6.1 \text{ m}$$

$$h2 := 6.1 \text{ m}$$

$$I_{ycv1} := \frac{h1 \cdot b1^3}{12} \cdot 4 = 386.556 \text{ m}^4$$

$$I_{ycv2} := \frac{h2 \cdot b2^3}{12} \cdot 2 = 108.958 \text{ m}^4$$

$$I_{yv1} := I_{ycv1} + 4 \cdot (7.75^2 \cdot h1 \cdot b1) = 8813.324 \text{ m}^4$$

$$I_{yv2} := I_{ycv2} + 2 \cdot (0^2 \cdot h2 \cdot b) = 108.958 \text{ m}^4$$

$$I_y := I_{yt} - I_{yv1} - I_{yv2} = 21224.202 \text{ m}^4$$

Momento polar de inercia I_z

$$I_z := I_x + I_y = 34183.616 \text{ m}^4$$

Características del depósito de suelo

$$\text{Densidad del suelo} \quad \rho_s := 0.157 \frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4}$$

$$\text{Coeficiente de Poisson} \quad \mu_s := 0.363$$

$$\text{Velocidad de onda transversal} \quad v_s := 79.07 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\text{Módulo de elasticidad dinámico del suelo} \quad E_s := 2 \cdot \rho_s \cdot v_s^2 \cdot (1 + \mu_s) = 2675.771 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Velocidad de onda longitudinal} \quad v_p := \sqrt{\frac{(1 - \mu_s) \cdot E_s}{(1 + \mu_s) \cdot (1 - 2\mu_s) \cdot \rho_s}} = 170.499 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Coeficientes de rigidez

$$K_x := \frac{28.8 \cdot \rho_s \cdot v_s^2}{\sqrt{\pi} \cdot (7 - 8\mu_s)} \cdot \sqrt{A} \quad K_x = 70386.364 \frac{\text{t}}{\text{m}} \quad \frac{K_x}{450} = 156.414 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_y := K_x \quad K_y = 70386.364 \frac{\text{t}}{\text{m}} \quad \frac{K_y}{630} = 111.724 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_z := \frac{4 \cdot \rho_s \cdot v_s^2}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu_s)} \cdot \sqrt{A} \quad K_z = 62860.315 \frac{\text{t}}{\text{m}} \quad \frac{K_z}{645} = 97.458 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_{\varphi x} := \frac{8.52 \cdot \rho_s \cdot v_s^2}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu_s)} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{A}} \quad K_{\varphi x} = 5310384.012 \frac{\text{t}}{\text{m}} \quad \frac{K_{\varphi x}}{450} = 11800.853 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$K_{\varphi y} := \frac{8.52 \cdot \rho_s \cdot v_s^2}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu_s)} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{A}} \quad K_{\varphi y} = 8697049.155 \frac{\text{t}}{\text{m}} \quad \frac{K_{\varphi y}}{630} = 13804.84 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$K\psi_z := \frac{4 \cdot \rho_s \cdot v_s^2}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu_s)} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{A}}$$

$$K\psi_z = 6576259.703 \frac{t}{m}$$

$$\frac{K\psi_z}{645} = 10195.751 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Características de amortiguamientos

$$B_x := \frac{18.24 \cdot (1 - \mu_s) \cdot \rho_s \cdot v_s}{\pi \cdot (7 - 8\mu_s)} \cdot A$$

$$B_x = 3662.532 \frac{t \cdot s}{m}$$

$$\frac{B_x}{450} = 8.139 \frac{t \cdot s}{m}$$

$$B_y := B_x$$

$$B_y = 3662.532 \frac{t \cdot s}{m}$$

$$\frac{B_y}{630} = 5.814 \frac{t \cdot s}{m}$$

$$B_z := \frac{3.4 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_s} \cdot \rho_s \cdot v_p}{\pi \cdot (1 - \mu_s) \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \mu_s)}} \cdot A$$

$$B_z = 6891.545 \frac{t \cdot s}{m}$$

$$\frac{B_z}{645} = 10.685 \frac{t}{m}$$

$$B\varphi_x := \frac{1.6 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_s} \cdot \rho_s \cdot v_p}{\pi \cdot (1 - \mu_s) \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \mu_s)}} \cdot I_x$$

$$B\varphi_x = 128625.607 \frac{t \cdot s}{m}$$

$$\frac{B\varphi_x}{450} = 285.835 \text{ t} \cdot \text{s} \cdot \text{m}$$

$$B\varphi_y := \frac{1.6 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_s} \cdot \rho_s \cdot v_p}{\pi \cdot (1 - \mu_s) \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \mu_s)}} \cdot I_y$$

$$B\varphi_y = 210655.807 \frac{t \cdot s}{m}$$

$$\frac{B\varphi_y}{630} = 334.374 \text{ t} \cdot \text{s} \cdot \text{m}$$

$$B\psi_z := \frac{3.4 \cdot \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_s} \cdot \rho_s \cdot v_p}{\pi \cdot (1 - \mu_s) \cdot \sqrt{2 \cdot (1 - \mu_s)}} \cdot I_z$$

$$B\psi_z = 720973.006 \frac{t \cdot s}{m}$$

$$\frac{B\psi_z}{645} = 1117.788 \text{ t} \cdot \text{s} \cdot \text{m}$$

Gazetas (1991) & Mylonakis et al. (2006)

Características de la estructura

Periodo de la estructura $T_e := 2.57 \text{ s}$

Características de la cimentación

Dimensiones del sistema de cimentación $b := 26.25$ $h := 20$

Área

$$A_t := 26.25 \cdot 20 = 525 \text{ m}^2$$

$$A_v := 5.75 \cdot 6.1 \cdot 4 + 4.75 \cdot 6.1 \cdot 2 = 198.25 \text{ m}^2$$

$$A := A_t - A_v = 326.75 \text{ m}^2$$

Momento de inercia en I_x

$$I_{xt} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 17500 \text{ m}^4$$

$$b_1 := 5.75 \text{ m}$$

$$h_1 := 6.1 \text{ m}$$

$$I_{xcv1} := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} \cdot 4 = 435.047 \text{ m}^4$$

$$b_2 := 4.75 \text{ m}$$

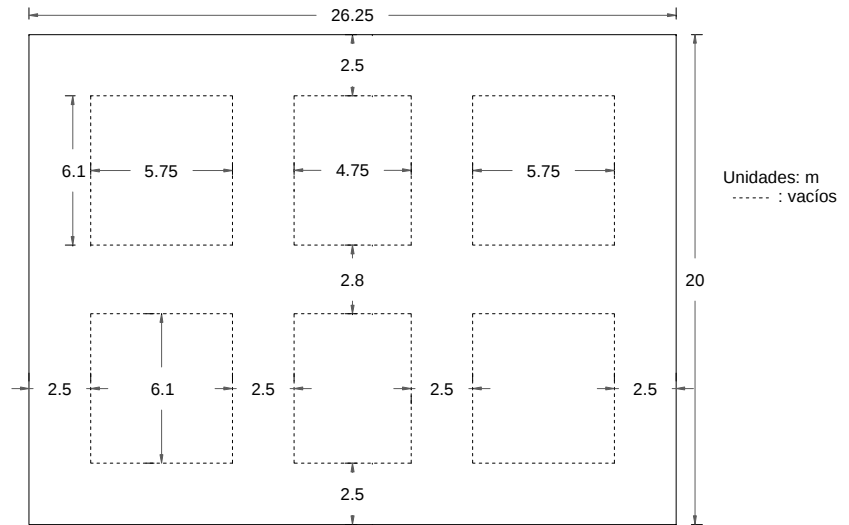
$$h_2 := 6.1 \text{ m}$$

$$I_{xcv2} := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} \cdot 2 = 179.693 \text{ m}^4$$

$$I_{xv1} := I_{xcv1} + 4 \cdot (4.45^2 \cdot h_1 \cdot b_1) = 3213.338 \text{ m}^4$$

$$I_{xv2} := I_{xcv2} + 2 \cdot (4.45^2 \cdot h_2 \cdot b_2) = 1327.248 \text{ m}^4$$

$$I_x := I_{xt} - I_{xv1} - I_{xv2} = 12959.414 \text{ m}^4$$



Momento de inercia en Iy

$$I_{yt} := \frac{h \cdot b^3}{12} = 30146.484 \text{ m}^4$$

$$b1 := 5.75 \text{ m}$$

$$b2 := 4.75 \text{ m}$$

$$h1 := 6.1 \text{ m}$$

$$h2 := 6.1 \text{ m}$$

$$I_{ycv1} := \frac{h1 \cdot b1^3}{12} \cdot 4 = 386.556 \text{ m}^4$$

$$I_{ycv2} := \frac{h2 \cdot b2^3}{12} \cdot 2 = 108.958 \text{ m}^4$$

$$I_{yv1} := I_{ycv1} + 4 \cdot (7.75^2 \cdot h1 \cdot b1) = 8813.324 \text{ m}^4$$

$$I_{yv2} := I_{ycv2} + 2 \cdot (0^2 \cdot h2 \cdot b) = 108.958 \text{ m}^4$$

$$I_y := I_{yt} - I_{yv1} - I_{yv2} = 21224.202 \text{ m}^4$$

Momento polar de inercia Iz

$$I_z := I_x + I_y = 34183.616 \text{ m}^4$$

Características del depósito de suelo

Peso específico del suelo

$$\gamma := 1.544 \quad g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Densidad del suelo

$$\rho_s := \frac{\gamma}{g} = 0.157 \frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4}$$

Coeficiente de Poisson

$$\mu_s := 0.363$$

Velocidad de onda transversal

$$v_s := \frac{4.17}{0.86} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Módulo de elasticidad dinámico del suelo

$$E_s := 2 \cdot \rho_s \cdot v_s^2 \cdot (1 + \mu_s) = 2682.409 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Módulo cortante dinámico del suelo

$$G := \rho_s \cdot v_s^2 = 984.009 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Velocidad de onda longitudinal

$$v_p := \sqrt{\frac{(1 - \mu_s) \cdot E_s}{(1 + \mu_s) \cdot (1 - 2\mu_s) \cdot \rho_s}} = 170.498 \quad \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Rigideces

$$B := \frac{h}{2} = 10 \quad \text{m} \quad L := \frac{b}{2} = 13.125 \quad \text{m}$$

$$K_{zs} := \frac{2 \cdot G \cdot L}{1 - \mu_s} \cdot \left[0.73 + 1.54 \cdot \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \quad K_{zs} = 80526.882 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_{ys} := \frac{2 \cdot G \cdot L}{2 - \mu_s} \cdot \left[2 + 2.5 \cdot \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] \quad K_{ys} = 62864.592 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_{xs} := K_{ys} - \frac{0.2}{0.75 - \mu_s} \cdot G \cdot L \cdot \left(1 - \frac{B}{L} \right) \quad K_{xs} = 61275.430 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_{zss} := G \cdot I_z^{0.75} \cdot \left[4 + 11 \cdot \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \quad K_{zss} = 9895173.260 \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

$$K_{yys} := \frac{G}{1 - \mu_s} \cdot (I_y)^{0.75} \cdot \left[3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right] \quad K_{yys} = 8488275.285 \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

$$K_{xss} := \frac{G}{1 - \mu_s} \cdot (I_x)^{0.75} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \cdot \left[2.4 + 0.5 \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \right] \quad K_{xss} = 5584922.961 \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

Factor de corrección

$$A_w := 74 \text{ m}^2 \quad z_w := 7.8 \text{ m} \quad d_w := 0.8 \text{ m} \quad D := 8.2 \text{ m}$$

$$\eta_z := \left[1 + \frac{D}{21 \cdot B} \cdot \left(1 + 1.3 \cdot \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.2 \cdot \left(\frac{A_w}{4 \cdot B \cdot L} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \quad \eta_z = 1.136$$

$$\eta_y := \left(1 + 0.15 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 0.52 \cdot \left(\frac{z_w \cdot A_w}{B \cdot L^2} \right)^{0.4} \right] \quad \eta_y = 1.517$$

$$\eta_x := \left(1 + 0.15 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 0.52 \cdot \left(\frac{z_w \cdot B}{B \cdot L^2} \right)^{0.4} \right] \quad \eta_x = 1.307$$

$$\eta_{zz} := 1 + 1.4 \cdot \left(1 + \frac{B}{L} \right) \cdot \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9} \quad \eta_{zz} = 1.254$$

$$\eta_{yy} := 1 + 0.92 \cdot \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \cdot \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \cdot \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right] \quad \eta_{yy} = 1.306$$

$$\eta_{xx} := 1 + 1.26 \cdot \frac{d_w}{B} \cdot \left[1 + \frac{d_w}{B} \cdot \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \cdot \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad \eta_{xx} = 1.112$$

Rigideces corregidas

$$K_z := K_{zs} \cdot \eta_z \quad K_z = 91486.732 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_y := K_{ys} \cdot \eta_y \quad K_y = 95379.397 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_x := K_{xs} \cdot \eta_x$$

$$K_x = 80093.019 \quad \frac{t}{m}$$

$$K_{zz} := K_{zzs} \cdot \eta_{zz} = 12408881.428$$

$$K_{zz} = 12408881.428 \quad t \cdot m$$

$$K_{yy} := K_{yys} \cdot \eta_{yy} = 11086206.411$$

$$K_{yy} = 11086206.411 \quad t \cdot m$$

$$K_{xx} := K_{xxs} \cdot \eta_{xx} = 6210495.952$$

$$K_{xx} = 6210495.952 \quad t \cdot m$$

Coeficiente modificador

$$\omega := \frac{2 \cdot \pi}{T_e} = 2.445 \quad \frac{\text{rad}}{s}$$

$$a_0 := \frac{\omega \cdot B}{v_s} = 0.309 \quad \text{rad}$$

$$\alpha_z := 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2}{\left[\frac{10}{1 + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right] + a_0^2} \right]$$

$$\alpha_z = 0.99$$

$$\alpha_y := 1.0$$

$$\alpha_y = 1$$

$$\alpha_x := 1.0$$

$$\alpha_x = 1$$

$$\alpha_{zz} := 1.0 - \frac{\left[\frac{0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \cdot a0^2}{\left[\frac{0.8}{1 + 0.33 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right] + a0^2} \right]}{1}$$

$$\alpha_{zz} = 0.964$$

$$\alpha_{yy} := 1.0 - \frac{\left[\frac{0.55 \cdot a0^2}{\left[0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right] + a0^2} \right]}{1}$$

$$\alpha_{yy} = 0.96$$

$$\alpha_{xx} := 1.0 - \frac{\left[\frac{0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \cdot a0^2}{\left[2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right] + a0^2} \right]}{1}$$

$$\alpha_{xx} = 0.977$$

Amortiguamientos

$$\psi := \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \mu s)}{(1 - 2 \cdot \mu s)}} = 2.156$$

$$\beta_z := \frac{\left[4 \cdot \left[\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right] \right]}{\frac{K_z}{G \cdot B}} \cdot \left(\frac{a0}{2 \cdot \alpha_z} \right)$$

$$\beta_z = 0.318 \quad \text{rad}$$

$$\beta_y := \left[\frac{4 \cdot \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(1 + \psi \cdot \frac{L}{B} \right) \right]}{\frac{K_y}{G \cdot B}} \right] \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) \quad \beta_y = 0.284 \quad \text{rad}$$

$$\beta_x := \left[\frac{4 \cdot \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right]}{\frac{K_x}{G \cdot B}} \right] \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) \quad \beta_x = 0.316 \quad \text{rad}$$

$$\beta_{zz} := \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \right) \cdot \left[3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right] \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{zz}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left[\frac{1.4}{1 + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right] + a_0^2} \right] \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) \quad \beta_{zz} = 0.039 \quad \text{rad}$$

$$\beta_{yy} := \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \right) \cdot \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{yy}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left[\frac{1.8}{1 + 1.75 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right] + a_0^2} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy}}{G \cdot B^3} \right)} \right] \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) \quad \beta_{yy} = 0.055 \quad \text{rad}$$

$$\beta_{xx} := \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \right) \cdot \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \right] \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{xx}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left[\frac{1.8}{1 + 1.75 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right] + a_0^2} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx}}{G \cdot B^3} \right)} \right] \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) \quad \beta_{xx} = 0.093 \quad \text{rad}$$

$$kz := Kz \cdot \alpha z \cdot \eta z \quad \frac{kz}{645} = 159.526 \quad \frac{t}{m}$$

$$ky := Ky \cdot \alpha y \cdot \eta y \quad \frac{ky}{630} = 229.701 \quad \frac{t}{m}$$

$$kx := Kx \cdot \alpha x \cdot \eta x \quad \frac{kx}{450} = 232.643 \quad \frac{t}{m}$$

$$kzz := Kzz \cdot \alpha zz \cdot \eta zz \quad \frac{kzz}{645} = 23245.643 \quad t \cdot m$$

$$kyy := Kyy \cdot \alpha yy \cdot \eta yy \quad \frac{kyy}{630} = 22063.819 \quad t \cdot m$$

$$kxx := Kxx \cdot \alpha xx \cdot \eta xx \quad \frac{kxx}{450} = 14995.411 \quad t \cdot m$$

$$cz := \frac{2 \cdot \beta z \cdot kz}{\omega} \quad \frac{cz}{645} = 41.442 \quad \frac{t \cdot s}{m}$$

$$cy := \frac{2 \cdot \beta y \cdot ky}{\omega} \quad \frac{cy}{630} = 53.386 \quad \frac{t \cdot s}{m}$$

$$cx := \frac{2 \cdot \beta x \cdot kx}{\omega} \quad \frac{cx}{450} = 60.106 \quad \frac{t \cdot s}{m}$$

$$czz := \frac{2 \cdot \beta zz \cdot kzz}{\omega} \quad \frac{czz}{645} = 743.961 \quad t \cdot m \cdot s$$

$$cyy := \frac{2 \cdot \beta yy \cdot kyy}{\omega} \quad \frac{cyy}{630} = 999.493 \quad t \cdot m \cdot s$$

$$cxx := \frac{2 \cdot \beta xx \cdot kxx}{\omega} \quad \frac{cxx}{450} = 1145.813 \quad t \cdot m \cdot s$$