



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

INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

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

PRESENTA:
CARLOS ISIDORO COYOLT

TUTOR
M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, DICyG
COMITÉ TUTOR
M. I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN, DICyG
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, DICyG
DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN, IINGEN
DR. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO, IINGEN

MÉXICO, D. F. MARZO DEL 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Secretario: M. I. Magaña del Toro Roberto

Vocal: M. I. Deméneghi Colina Agustín

1^{er.} Suplente: M. I. López Rincón Germán

2^{do.} Suplente: Dr. Flores Castrellón Osvaldo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por brindarme su apoyo incondicional y recordarme día con día la sencillez de todas las cosas.

A la familia Vega Sánchez por haberme brindado el amor y calor de un hogar.

A mis amigos que han sido un factor importante para poder lograr mis metas y levantar el ánimo en momentos difíciles.

A mis compañeros y profesores de la maestría que me apoyaron con sus conocimientos y experiencias, sin duda, son personas admirables.

A mi director de Tesis el M. I. Agustín Deméneghi Colina por su admirable forma de mostrarme la Ingeniería Geotécnica y dejarme inculcado la pasión por la ingeniería teórica-aplicada.

A mis sinodales: Dr. Rigoberto Rivera Constantino, M. I. Roberto Magaña del Toro, M. I. Agustín Deméneghi Colina, M. I. German López Rincón y el Dr. Osvaldo Flores Castellón, por su tiempo invertido, por sus consejos brindados y por la enorme disposición que tuvieron para poder enriquecer el contenido de este documento.

Mientras el rio corra, los montes hagan sombra y en el cielo haya estrellas, debe durar la memoria del beneficio recibido en la mente del hombre agradecido (Virgilio).

INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

CONTENIDO

CAPÍTULOS.....	PAG.
A ÍNDICE DE FIGURAS	III
B ÍNDICE DE TABLAS	IV
C ÍNDICE DE SIMBOLOS	V
D RESUMEN	VII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 JUSTIFICACIÓN	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ORGANIZACIÓN	2
2 EL PROBLEMA SÍSMICO Y LA DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS	4
2.1 SISMICIDAD EN MÉXICO	4
2.2 ORIGEN DE LOS SISMOS	8
2.3 MÉTODOS PARA EVALUAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS	12
2.4 RESPUESTA DE EDIFICIOS AL MOVIMIENTO SÍSMICO	23
2.5 INTRODUCCIÓN A LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	27
3 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	31
3.1 MODELO INVESTIGADO	32
3.2 EFECTOS EN EL PERÍODO Y AMORTIGUAMIENTO	36
3.3 RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL SUELO	41
3.4 EFECTOS EN LA DUCTILIDAD	43
3.5 CRITERIOS DE DISEÑO	45
4 APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL APÉNDICE “A”	49
4.1 SITIO DE ESTUDIO	49
4.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO	54
4.3 PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUELO	55
4.4 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	57
4.5 PARÁMETROS DINÁMICOS DE LA ESTRUCTURA.....	59
4.6 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA, RCDF-NTCDS-2004	60
4.7 ESPECTRO DE DISEÑO CUANDO SE APLIQUE ANÁLISIS DINÁMICO MODAL	75
4.8 ESPECTROS ENVOLVENTES PARA DISEÑO SÍSMICO (ZEEVAERT, 1973 Y 1994).	78
4.9 COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO	80
5 CONCLUSIONES	84
REFERENCIAS	88
I) ANEXO I-VISCOELASTICIDAD	91
MODELO DE KELVIN-VOIGT.....	91
DISIPACIÓN DE ENERGÍA	92

II)	ANEXO II-ECUACIONES CONSTITUTIVAS DE UN MATERIAL VISCOELÁSTICO	94
	ECUACIONES DE MOVIMIENTO.....	94
	VELOCIDAD DE LAS ONDAS SÍSMICAS.....	97
III)	ANEXO III- ECUACIONES USADAS EN EL CÁLCULO DE IDSE	99
	PERIODO DOMINANTE DEL SITIO	99
	RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DINÁMICOS.....	103
	INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	105

A ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 LA IMAGEN REPRESENTA UNA VISTA AL AMANECER DE LA ISLA DE TENOCHTITLAN EN EL AÑO DE 1519, ASÍ COMO LA SOBREPOSICIÓN DE LA ISLA DE TENOCHTITLAN SOBRE LA TRAZA URBANA DEL 2012 Y UN MAPA DE ELEVACIÓN DE LA CIUDAD DE MÉXICO (FILSINGER, 2015)	4
FIGURA 2.2 MAPA HIPSOGRÁFICO DE LA REPÚBLICA MEXICANA (INEGI, 2015) Y (SGM, 2015)	6
FIGURA 2.3 GEOSUTURA, MASAS CRATÓNICAS, FOSA ORIENTAL-CHICONQUIACO Y EJE VOLCÁNICO (SANTOYO VILLA, OVANDO SHELLEY, MOOSER, & LEÓN PLATA, 2005, PÁG. 10)	7
FIGURA 2.4 TRANSMISIÓN DE ONDAS EN UN MEDIO INFINITO (COLINDRES, 1983; ISIDORO, 2012; MODELO DE KELVIN-VOIGT, 2014; ONDAS SISMICAS, 2014)	11
FIGURA 2.5 RESUMEN DE DIFERENTES AMPLITUDES DE DEFORMACIÓN ANGULAR (COLINDRES, 1983, PÁG. 184; FERNANDEZ, 2014, PÁG. 13; FLORES, 2008, PÁG. 1).....	13
FIGURA 2.6 MÉTODOS DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO (COLINDRES, 1983, PÁG. 187; JUAREZ B., 2014, PÁG. 7).....	15
FIGURA 2.7 PÉNDULO DE TORSIÓN LIBRE (ZEEVAERT, 1980, PÁG. 99)	16
FIGURA 2.8 DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS PARA OBTENER G_{MAX} CON EL MÉTODO DE TRANSMISIÓN DE ONDAS (FLORES, 2008, PÁG. 2).....	17
FIGURA 2.9 DISPOSICIÓN DE EQUIPOS UTILIZADOS EN UN ENSAYE DE COLUMNA RESONANTE (DIAZ, 2005, PÁG. 133)	17
FIGURA 2.10 CURVAS DE RESPUESTA BAJO VIBRACIÓN FORZADA (FLORES, 2008, PÁG. 4)	18
FIGURA 2.11 CÁLCULO DE PARÁMETROS (MUESTRA CILÍNDRICA SÓLIDA) (FLORES, 2008, PÁG. 4)	18
FIGURA 2.12 ESQUEMA DEL EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO (FERNANDEZ, 2014, PÁG. 15).....	19
FIGURA 2.13 DISPOSITIVO DE CORTE SIMPLE CÍCLICO (FERNANDEZ, 2014, PÁG. 20).....	20
FIGURA 2.14 RESPUESTA DINÁMICA DE UNA EDIFICACIÓN SOBRE UNA ROCA Y SOBRE UN SUELO BLANDO (FERNÁNDEZ S., 2013)	27
FIGURA 2.15 DIFERENCIAS DEL MOVIMIENTO EN DISTINTOS PUNTOS DE UN SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA (FERNÁNDEZ S., 2013).....	28
FIGURA 3.1 MODELO PARA CONSIDERAR LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL MODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN; DESPLAZAMIENTO LATERAL DE LA ESTRUCTURA RELATIVO AL TERRENO (MENA U. & PÉREZ-ROCHA, 2008) ..	32
FIGURA 3.2 PERIODOS PREDOMINANTES DEL SUELO T_s (NTCDS, 2004, PÁG. 75).....	33
FIGURA 3.3 MODELO DE PARÁMETROS DISCRETOS PARA EL ANÁLISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (AVILÉS & PÉREZ-ROCHA, 2004, PÁG. 7).....	35
FIGURA 3.4 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA EL SISTEMA ACOPLADO (LÍNEA CONTINUA) Y EL OSCILADOR DE REEMPLAZO (DISCONTINUA); $H_e/R=1$, $D/R=1$ Y $H_s/R=2$ (AVILÉS & PÉREZ-ROCHA, 2004, PÁG. 10)	39
FIGURA 3.5 COEFICIENTES DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO PARA LOS MODOS DE TRASLACION HORIZONTAL (ARRIBA) Y CABECEO (ABAJO) , PARA UNA CIMENTACION ENTERRADA CON $D/R=0.5$ EN UN ESTRATO SOMERO CON $H_s/R=3$ (AVILÉS & PÉREZ-ROCHA, 2004, PÁG. 14).....	43
FIGURA 4.1 REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA (MENA U. & PÉREZ-ROCHA, 2008)	49
FIGURA 4.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO (SSN, 2014).....	50
FIGURA 4.3 ZONIFICACIÓN DEL D. F. PARA FINES DE DISEÑO POR SISMO (NTCDS, 2004, PÁG. 59).....	51
FIGURA 4.4 PERIODOS PREDOMINANTES DEL SUELO, T_s (NTCDS, 2004, PÁG. 75).....	52
FIGURA 4.5 VALORES DE H_s DEL SUELO (NTCDS, 2004, PÁG. 76)	53
FIGURA 4.6 PERFIL ESTRATIGRÁFICO	54
FIGURA 4.7 CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUELO	56
FIGURA 4.8 VISTA EN ISOMÉTRICO DE LA ESTRUCTURA.....	58
FIGURA 4.9 RIGIDECES Y AMORTIGUAMIENTOS PARA CIMENTACIONES SOMERAS O CON PILOTES (NTCDS, 2004, PÁG. 77)	62
FIGURA 4.10 MODELO IDEALIZADO PARA LOS ANÁLISIS DE IDSE	64
FIGURA 4.11 ESPECTRO TRANSPARENTES DE DISEÑO SÍSMICO, SENTIDO CORTO	69
FIGURA 4.12 ESPECTRO REDUCIDO DE DISEÑO SÍSMICO, SENTIDO CORTO	70
FIGURA 4.13 VARIACIÓN DEL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO, SENTIDO CORTO	70

FIGURA 4.14 ESPECTRO TRANSPARENTE DE DISEÑO SÍSMICO, SENTIDO LARGO.....	72
FIGURA 4.15 ESPECTRO REDUCIDO DE DISEÑO SÍSMICO, SENTIDO LARGO	73
FIGURA 4.16 VARIACIÓN DEL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	73
FIGURA 4.17 ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ANÁLISIS MODAL.....	76
FIGURA 4.18 ESPECTROS DE DISEÑO DE LA ZONA II	77
FIGURA 4.19 CALCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (FUENTE: INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA; ZEEVAERT, 1973 Y 1964	79
FIGURA 4.20 COMPARACIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO POR LOS CRITERIOS PRESENTADOS EN LA SECCIÓN 3 Y EN EL APÉNDICE A DEL RCDF-NTCDS (2004)	81
FIGURA I.1 MODELO DE KELVIN-VOIGT (LEVI E., 1980).....	91
FIGURA I.2 MODELO DE HOOKE Y NEWTON (DÍAZ, 2011).....	91
FIGURA I.3 INFLUENCIA DE LA SOLICITACIÓN EN LA BASE EN EL EQUILIBRIO DINÁMICO (DEMÉNÉGGHI, MAGAÑA, & SAGINÉS, 1986)	93
FIGURA III.1 ESTRATO DE ESPESOR H_n (DEMÉNÉGGHI, MAGAÑA, & SAGINÉS, 1986).....	100
FIGURA III.2 SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD (DEMÉNÉGGHI C., 2013)	103
FIGURA III.3 SISTEMA ESTRUCTURA-SUELO (AVILÉS & PÉREZ-ROCHA, 2004, PÁG. 7)	105
FIGURA III.4 GRADOS DE LIBERTAD DEL SISTEMA EQUIVALENTE (MENA U. & PÉREZ-ROCHA, 2008)	106
FIGURA III.5 ROTACIÓN DE LA BASE DE LA CIMENTACIÓN (DEMÉNÉGGHI, MAGAÑA, & SAGINÉS, 1986).....	107

B ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2-1 DIFERENCIA ENTRE LAS EDIFICACIONES CON BASE INDEFORMABLE Y BASE DEFORMABLE (FERNÁNDEZ S., 2013).....	29
TABLA 4-1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA Y SÍSMICA PROPORCIONADA POR LAS NTCDS-2004	51
TABLA 4-2 VARIABLES PARA EL CÁLCULO DEL PERÍODO PREDOMINANTE DEL SUELO POR INTERPOLACIÓN LINEAL	52
TABLA 4-3 PARÁMETROS DINÁMICOS.....	55
TABLA 4-4 RESUMEN DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS DE LA ESTRUCTURA Y LA CIMENTACIÓN	59
TABLA 4-5 EVALUACIÓN DE LA IMPORTANCIA DE LA IDSE	63
TABLA 4-6 EVALUACIÓN DE LA IMPORTANCIA DE LA IDSE PARA DISTINTAS PROPIEDADES DEL SUELO.....	63
TABLA 4-7 CÁLCULO DEL PERÍODO Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS, SENTIDO CORTO	68
TABLA 4-8 CÁLCULO DEL ESPECTRO DE DISEÑO CON Y SIN EL EFECTO DE IDSE, SENTIDO CORTO	69
TABLA 4-9 CÁLCULO DEL PERÍODO Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS, SENTIDO LARGO	71
TABLA 4-10 CÁLCULO DEL ESPECTRO DE DISEÑO CON Y SIN EL EFECTO DE IDSE, SENTIDO LARGO	72
TABLA 4-11 RESUMEN DE RESULTADOS PARA EL SENTIDO CORTO DE LA ESTRUCTURA.....	74
TABLA 4-12 RESUMEN DE RESULTADOS PARA EL SENTIDO LARGO DE LA ESTRUCTURA.....	74
TABLA 4-13 PARÁMETROS PARA UN ANÁLISIS DINÁMICO MODAL.....	77
TABLA 4-14 RESULTADOS DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN.....	79
TABLA 4-15 VALORES DE ACELERACIONES PARA LAS ZONAS GEOTÉCNICAS DEL D. F. DE ACUERDO AL RCDF-NTCDS-2004.....	80
TABLA 4-16 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA COMPARACIÓN.	80

C ÍNDICE DE SIMBOLOS

A=área de la superficie neta de cimentación

a=ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad

a_0 =valor de a que corresponde a $T=0$

$a_{\text{mín}}$ =resistencia mínima de diseño

c' =factor por el que se multiplican los pesos de los apéndices a la altura de desplante

c=coeficiente sísmico

C_r =amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación.

C_{vi} =amortiguamiento del pilote o zapata i en traslación en traslación vertical

C_x amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal de la cimentación

C_{xi} =amortiguamiento del pilote i en traslación horizontal

d=diámetro del pilote

d=diferencia en valores de los cocientes a/Q' , expresados como fracción de la gravedad, que sería necesario aplicar en cada uno de los dos sentidos opuestos de una dirección dada, para que la estructura fallara o fluyera plásticamente

D=profundidad de desplante de la cimentación

d_i =espesor del i-ésimo estrato de la formación del suelo

E_p =módulo de elasticidad del material del pilote

E_s =módulo de elasticidad del suelo

g=aceleración de la gravedad

G=módulo de rigidez medio del suelo de soporte

G_i =módulo de rigidez al corte del i-ésimo estrato de la formación de suelo

G_s =módulo de rigidez dinámico promedio

H_e =altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental

H_s =profundidad de exploración hasta el primer estrato duro

H_s =profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés

I=momento de inercia de la superficie neta de cimentación

k=variable para calcular el factor de reducción por ductilidad

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

K_{vi} =rigidez del pilote o zapata i en traslación vertical

K_x =rigidez del suelo en el modo de traslación horizontal de la cimentación

K_{xi} =rigidez del pilote i en traslación horizontal

L=longitud del pilote

NAF=Nivel de Aguas Freáticas

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

Q=factor de comportamiento dúctil

R=factor de reducción por sobrerresistencia

R_r =radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de rotación

R_x =radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de translación

$T_{efe}=T''_e=T_o$ =período efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis

T_e =período fundamental de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza

T_e =período para el primer modo de vibrar de la estructura

$T_s=T_{s1}$ =período dominante más largo del terreno en el sitio de interés

T_s =Período predominante del suelo

$V''_{o,1}$ =fuerza cortante basal de la estructura corregida por interacción con el suelo, en la dirección que se analiza

V = fuerza cortante horizontal en el nivel que se analiza

$V_{o,1}$ =fuerza cortante basal de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza

V_o =fuerza cortante horizontal en la base de la construcción

V_s =velocidad de ondas de corte

W_o =Peso de la estructura para el 60% de su confinamiento

W_e =peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental

β =factor reductivo por amortiguamiento suplementario, debido a la interacción suelo-estructura

γ_1 =peso volumétrico del i-ésimo estrato de la formación de suelo

γ_s =peso volumétrico medio del suelo

γ_s =peso volumétrico promedio del suelo

λ = variable para el cálculo de β

ν =relación de Poisson

ω =frecuencia

$\zeta_{efe}=\zeta''_e$ =amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis

ζ_e =fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza

ζ_r = amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis

ζ_s =amortiguamiento histerético del suelo

ζ_x =coeficiente de amortiguamiento del suelo en el de translación

D RESUMEN

El objetivo de esta investigación es comparar tres criterios de diseño sísmico de los cuales dos se encuentran dentro del cuerpo de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2004, y el criterio propuesto por el Dr. Zeevaert en 1973 y 1994 referente a espectros envolventes de diseño por sismo. Con base en lo anterior, se ensayó un modelo que involucra las características dinámicas de la estructura y del subsuelo de apoyo.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

- Criterio de análisis dinámico modal: utilizando el amortiguamiento de la estructura de 5% y período de la estructura de 0.8 s obtuvimos un valor de aceleración de 0.160g.
- Criterio de Interacción Dinámica Suelo-Estructura, apéndice A. Con efectos de interacción en el sentido corto se obtuvo un factor reductivo por amortiguamiento suplementario de 1.038, un amortiguamiento efectivo de 4.64%, un período efectivo de 1.11 s y una aceleración de 0.172g; en el sentido largo se obtuvo un factor reductivo por amortiguamiento suplementario de 1.089, un amortiguamiento efectivo de 4.21%, un período efectivo de 1.22 s y una aceleración de 0.179g. Sin efectos de interacción para el sentido corto y largo se utilizó un factor reductivo por amortiguamiento suplementario de 1, un amortiguamiento de la estructura de 5% y un período de 0.8 s con los cuales se obtuvo una aceleración de 0.164g.
- Criterio de los espectros envolventes para diseño por sismo. En el sentido corto se utilizó un amortiguamiento de la estructura de 5% y un período efectivo de 1.11 s, con los cuales se obtuvo un valor de aceleración de 0.262g; en el sentido largo se utilizó un amortiguamiento de la estructura de 5% y un período efectivo de 1.22 s, con los cuales se obtuvo un valor de aceleración de 0.302g.

Los resultados obtenidos cuando se aplica el criterio de análisis dinámico modal y el criterio del apéndice A, son similares. Los valores de aceleración son mayores cuando se aplica el criterio de los espectros envolventes.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación

Esta investigación se hace para proporcionar al Ingeniero en geotecnia la sensibilidad que se debe tener para el análisis y diseño por sismo con base en el Reglamento Construcciones del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en su versión 2004 (NTCDS, 2004).

Este trabajo se limita a comparar el método sísmico cuando se aplique análisis dinámico modal (ADM) contra el método de Interacción Dinámica Suelo Estructura (IDSE) y los espectros envolventes para diseño por sismo propuesto por Zeevaert en 1973 y 1994; donde el interés primordial será comprobar la siguiente hipótesis:

“El procedimiento de Interacción Dinámica Suelo Estructura, cuyo propósito es hacer más transparente el proceso de diseño al considerar los espectros de diseño elástico, con los cuales se pretende representar de una manera más realista los verdaderos niveles de demanda que se presentan ante los sismos de diseño y reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad para diferentes tipos de suelo, nos permite obtener un período efectivo representativo de un sistema suelo-cimentación-superestructura conllevándonos al cálculo de un espectro elástico representativo del sitio de estudio con los que se obtienen los parámetros de diseño sísmico, ¿qué tanta variación tienen estos resultados contra los obtenidos cuando se aplica análisis dinámico modal y cuando se aplican los espectros envolventes propuestos por Zeevaert en 1973 y 1994?, así, como cuán eficaz puede ser y qué criterios se pueden tomar con respecto a los factores de reducción propuestos”.

En la búsqueda de comprobar la hipótesis planteada, se podrá lograr lo siguiente:

- Presentar los fundamentos teóricos que rigen el Análisis Dinámico Modal y la Interacción Dinámica Suelo-Estructura, (NTCDS, 2004).
- Exponer la importancia que tiene el efecto de sitio sobre las estructuras desplantadas en la zona II y III.
- El efecto que tienen los factores de reducción por ductilidad (Q') y sobrerresistencia (R).
- Presentar la unificación de criterios propuestas en el RCDF-NTCDS-2004.

1.2 Objetivos

Para la obtención y comprobación de la hipótesis se plantean los siguientes objetivos los cuales llevarán de manera secuencial a los resultados, siendo cronológicos en la teoría.

Objetivo general:

- Presentar la teoría acerca de: Viscoelásticidad de los suelos (que se refiere al comportamiento dinámico de medios elásticos continuos y se encarga del estudio y caracterización de la propagación de ondas. Dinámica de los suelos para entender cuáles son las propiedades del suelo que influyen en el comportamiento dinámico, y cómo se modifican cuando se someten ante cargas cíclicas).
- Presentar los conceptos de dinámica estructural, para identificar la problemática que tendrá el hecho de que los edificios no estén apoyados sobre una base infinitamente rígida.
- Presentar el procedimiento de análisis sísmico para la construcción de espectros de diseño sísmico cuando se aplique Análisis Dinámico Modal y cuando se aplique la Interacción Dinámica Suelo-Estructura así como la obtención de los parámetros dinámicos para diseño sísmico utilizando la teoría de las NTCDS-2004.

Objetivos específicos:

- Mostrar la importancia que tiene realizar un análisis de diseño por sismo en las zonas de alta sismicidad.
- Mostrar los criterios y limitaciones que el ingeniero en geotecnia debe tener al plantear un análisis sísmico.
- Demostrar qué impacto tiene el diseño de la estructura cuando se utilizan parámetros de diseño sísmico obtenidos por el criterio planteado en el capítulo 3 y/o el método del apéndice “A” de las NTCDS-2004.

1.3 Organización

El siguiente trabajo de investigación está conformado por 5 capítulos, estructurados en orden cronológico. A continuación, se presenta una descripción breve de cada capítulo.

Capítulo 2 El problema sísmico y la dinámica de suelos y estructuras: en este capítulo se abordan los temas correspondientes a la sismicidad en México, el origen de los sismos, los tipos de ondas que existen, las ecuaciones que describen su comportamiento, los modelos que representan al suelo como un elemento capaz de disipar energía, el modelo que representa el comportamiento

de la superestructura en excitación sísmica y una introducción a la Interacción Dinámica Suelo-Estructura.

Capítulo 3 Interacción dinámica suelo-estructura: en este capítulo se presentan los fundamentos teóricos para evaluar la interacción dinámica suelo estructura, propuesto en el RCDF-NTCDS-2004, así como algunos comentarios acerca de su aplicación y recomendaciones para su buen uso.

Capítulo 4 Aplicación del método del apéndice A del RCDF-NTCDS-2004: este capítulo está dedicado a presentar con un ejemplo la metodología paso a paso de la aplicación de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura, así como los efectos de las cimentaciones someras sobre los períodos y desplazamientos originados con la excitación sísmica, comparados con el método sísmico cuando se aplique Análisis Dinámico Modal y cuando se apliquen los Espectros Envoltantes propuestos por Zeevaert en 1973 y 1994.

Capítulo 5 Conclusiones: con base en el capítulo 4 se realizarán las conclusiones que tienen que ver con lo expuesto alrededor de todo el documento, así como la experiencia de los métodos ensayados y las respectivas recomendaciones para cada método.

Anexo I Viscoelásticidad: se presenta la deducción y explicación del modelo de Kelvin-Voigt el cual es muy usado en la teoría de disipación de energía, así como en el cálculo de la velocidad de propagación de ondas, etc.

Anexo II Ecuaciones constitutivas de un material viscoelástico: se presenta la deducción matemática de las ecuaciones que representan el comportamiento de las velocidades de ondas de corte y compresión.

Anexo III Ecuaciones usadas en el cálculo de IDSE: se presenta la deducción matemática de las ecuaciones usadas en los análisis de interacción dinámica suelo estructura, usando las ecuaciones del apéndice A presentadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2004.

Para poder entender la aplicación de estos métodos, se considera necesario conocer: la sismología y peligro sísmico, los efectos sísmicos en las estructuras y la combinación de todos estos conceptos en lo que es la interacción dinámica suelo estructura.

2 EL PROBLEMA SÍSMICO Y LA DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

2.1 Sismicidad en México

Por su ubicación geográfica y la irregularidad del suelo, el terreno donde está cimentada la Ciudad de México es propenso a temblores, de los que se tiene registro desde la época prehispánica, como el ocurrido en 1475, durante el reinado del tlatoani mexica Axayácatl, en el que varias construcciones de la gran Tenochtitlán quedaron en ruinas. Se abrió la tierra en algunas partes, se hundieron las cumbres de algunos cerros (Linda M., 2015). En la Figura 2.1 se puede apreciar en una vista sobrepuesta, la antigua Tenochtitlan con la ciudad actual, el objetivo de esta imagen es el de ampliar el panorama acerca de la distribución del agua en el valle de México en la antigüedad.

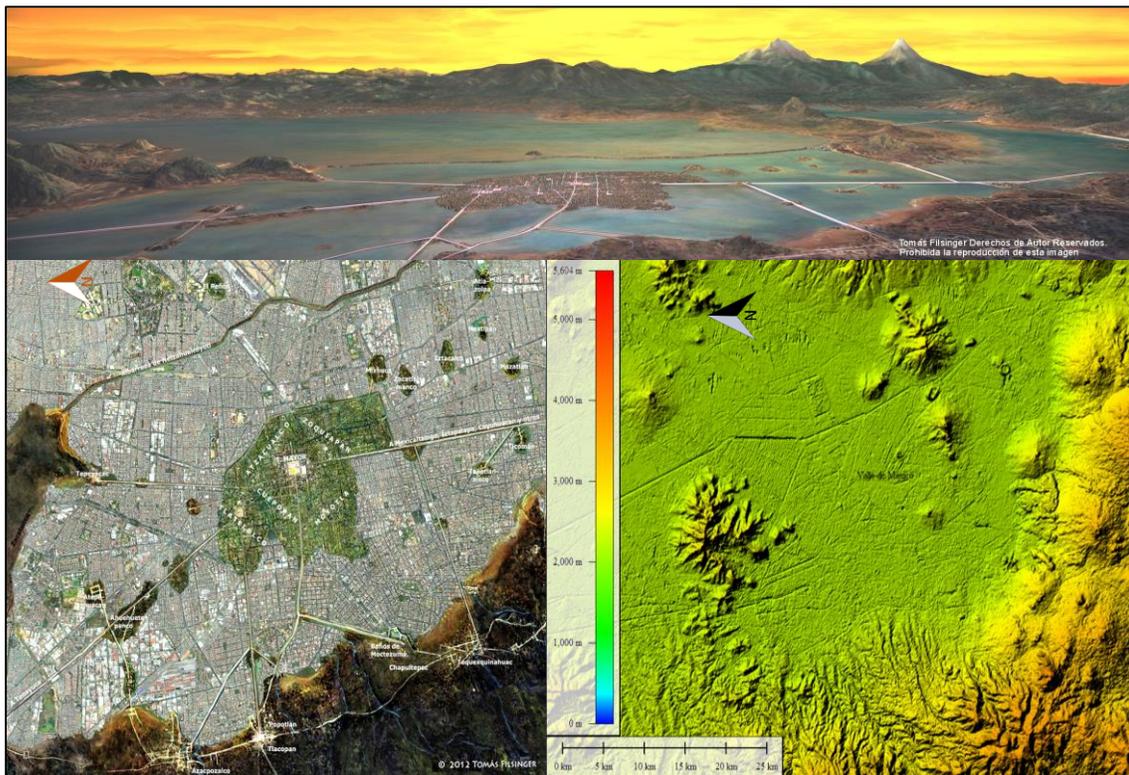


Figura 2.1 La imagen representa una vista al amanecer de la isla de Tenochtitlan en el año de 1519, así como la Sobreposición de la isla de Tenochtitlan sobre la traza urbana del 2012 y un mapa de elevación de la ciudad de México (Filsinger, 2015).

Al igual que en el pasado, los temblores siguen afectando a las obras de infraestructura, para entender el origen de los sismos en México, es necesario hablar acerca de la posición geográfica de nuestro país.

México se encuentra en una zona de alta sismicidad debido a la interacción que tiene con cinco placas tectónicas, tal como se puede observar en la imagen adjunta a la Figura 2.2, en la que se presenta un resumen de los sistemas montañosos, los volcanes activos, inactivos, durmientes y los sismos que se han presentado en nuestro territorio nacional, representados con una nomenclatura establecida por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía en el 2013. El Distrito Federal está ubicado dentro del eje Neovolcánico, caracterizado por una serie de cadenas montañosas que atraviesan la República Mexicana, en esta zona se encuentra la mayor cantidad de volcanes activos, así como el graben de Acambay, presentado en la Figura 2.3, el cual es capaz de producir gran afectación en caso de que tuviese actividad.

Desde el punto de vista Geotécnico el Profesor Emilio Rosenbleuth analizó el riesgo sísmico de la ciudad de México, mencionando las fuentes que originan los sismos, resumidas en los siguientes textos:

Temblores locales. Se originan dentro de la cuenca o en sus inmediaciones. En el siglo XX se registraron sismos no destructivos de este tipo con magnitudes intermedias o bajas pero posiblemente en el pasado hayan ocurrido otros más grandes. En años recientes han ocurrido varios pequeños sismos en las lomas del poniente de la ciudad de México (Rosenbleuth & Ovando, 1990).

Temblores originados en la placa Norteamericana. El gran temblor de 1912, originado en el graben de Acambay a unos 70 km al noroeste de la capital es uno de estos. Este graben sigue amenazando a la ciudad aunque se ha estimado que el período de retorno de los macrosismos que originan es del orden de un milenio, ver Figura 2.3, (Rosenbleuth & Ovando, 1990).

Temblores de subducción de la placa de Cocos bajo la de Norteamérica. Son los que mayores estragos han causado en la capital. Los temblores de Guerrero de 1909, 1957 y 1979 se originaron ahí, así como los de Michoacán de 1911 y los tristemente célebres de septiembre de 1985. Cerca de la placa de Rivera tuvieron lugar los temblores de Colima de 1932 y 2002 así como el de Manzanillo de 1995. El temblor de Manzanillo de 1932 es el de mayor magnitud que se haya registrado en nuestro país con $M=8.5$, (Rosenbleuth & Ovando, 1990).

Temblores de la placa de Cocos. Se originan a profundidades intermedias, entre 50 y 100 km con magnitudes que disminuyen conforme se alejan del litoral. Han alcanzado magnitudes en la escala de Richter de 8.0 cerca de la costa y alrededor de 6.5 bajo la cuenca de México. Estos temblores ocurren por fallamiento normal en la placa de Cocos subducida bajo la placa continental. Los temblores del Golfo de México así como los de Jáltipan de 1957 y de Orizaba (o Cd. Serdán) de 1873, y más recientemente el de Tehuacán del 1999 tienen este origen, (Rosenbleuth & Ovando, 1990).

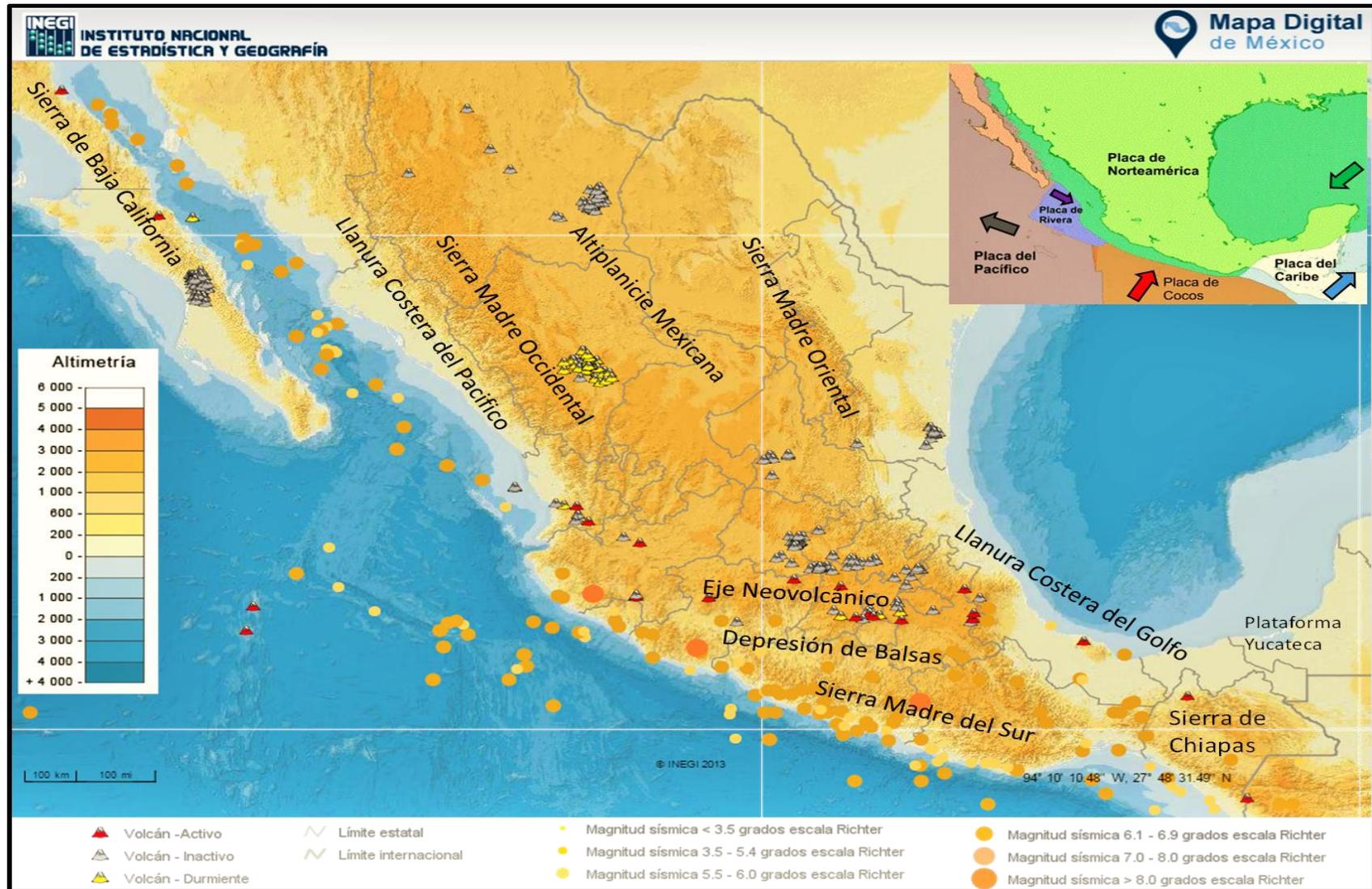


Figura 2.2 Mapa Hipsográfico de la república mexicana (INEGI, 2015) y (SGM, 2015)

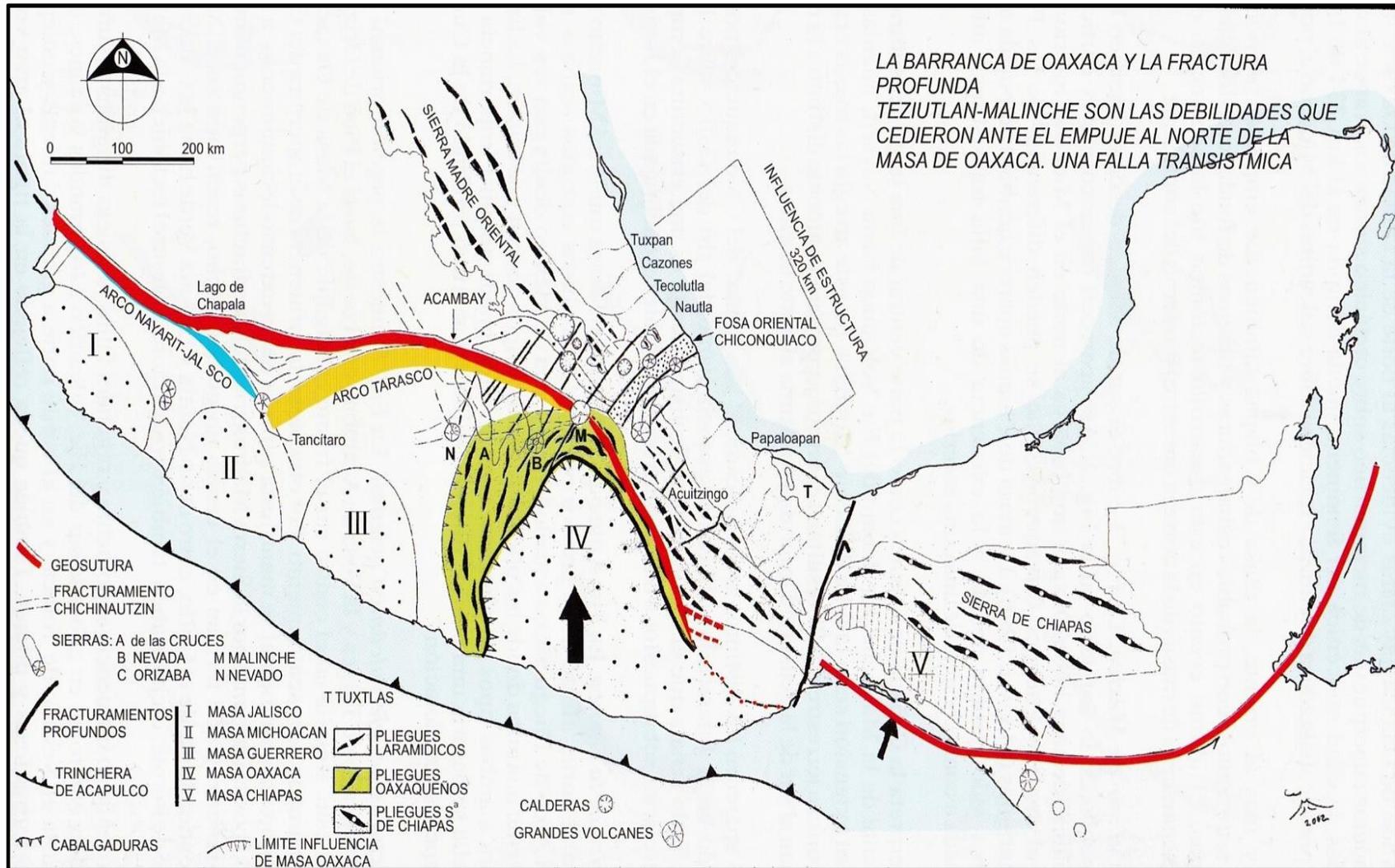


Figura 2.3 Geosutura, masas cratónicas, fosa Oriental-Chiconquiaco y Eje Volcánico (Santoyo Villa, Ovando Shelley, Mooser, & León Plata, 2005, pág. 10)

2.2 Origen de los sismos

Los sismos se originan al liberarse energía en el interior de la tierra, esto se produce por el movimiento de las placas tectónicas, que provocan una ruptura, originando una perturbación, pero, ¿qué ocurre con el subsuelo en el momento en que se desarrollan estos movimientos?; para explicarlo tenemos que imaginar que el suelo es una masa capaz de almacenar grandes cantidades de energía potencial y cuando ésta se libera se convierte en energía cinética provocando el movimiento de las partículas del subsuelo; sin embargo, no todas las partículas son afectadas en el mismo instante, la interacción entre partículas permite que se propague la energía generando un tren de ondas constituida por ondas de cuerpo (longitudinales y transversales) y de superficie (Love y Rayleigh) con una velocidad denominada celeridad, c .

Desde el punto de vista de diseño sísmico, las ondas que causan afectación a la estructura son: la onda longitudinal (onda P o de compresión) la cual hace que las partículas oscilen a lo largo de la dirección de propagación, en cambio, la onda transversal (onda S o de cortante) hace que las partículas del medio oscilen en una dirección perpendicular a la dirección de propagación (Diaz, 2005); con el movimiento telúrico ocurren caídas bruscas de esfuerzos que se inician en un punto y se propagan a lo largo de ellas, a velocidades comparables a la de propagación de las ondas de cortante.

La dimensión de la zona en donde se producen caídas bruscas de esfuerzos y desplazamientos relativos del orden de varias decenas de kilómetros para temblores de magnitud moderada, puede alcanzar varias centenas de kilómetros para magnitudes del orden de 7.5 o mayores. El punto que se determina como hipocentro o foco a partir de los registros de sismógrafos es aquel en donde se inicia la ruptura y por tanto en donde se generan las primeras ondas (Esteva, 1980).

Para poder analizar el subsuelo, es necesario idealizar el material mediante modelos de comportamiento que representen los fenómenos que ocurren en sitio, para el caso del subsuelo cuando está sometido a fuerzas sísmicas, ocurre una condición viscoelástica entendida como la relación que existe entre esfuerzo-deformación-tiempo, el efecto de esta condición dependerá de las propiedades mecánicas y dinámicas que tengan los materiales, por tanto, en un material sometido a fuerzas dinámicas (sismo) ocurrirán alteraciones que afectarán el estado de esfuerzos inicial de los materiales que interactúen, estas caídas de esfuerzos de compresión y de tensión, provocarán deformaciones, y se reflejarán en los cambios volumétricos y cambio en las propiedades mecánicas y dinámicas de los materiales.

En mecánica de suelos se utiliza el modelo de Kelvin-Voigt para el estudio del fenómeno de consolidación en suelos finos totalmente saturados, sin embargo, este modelo también se usa para el estudio de la disipación de energía, donde se considera como proporcional a la velocidad de deformación del material, en ingeniería sísmica interesa el movimiento de la base de un sistema estructural; en consecuencia, el modelo de Kelvin-Voigt también es representativo de una estructura con comportamiento elástico-viscoso (Deméneghi, Magaña, & Saginés, 1986). En el anexo I, se presenta el modelo matemático del cuerpo de Kelvin-Voigt, así como las ecuaciones que conforman esta teoría. Voigt considero que las componentes de esfuerzo en un sólido son la suma de dos términos: el primero proporcional a la deformación unitaria y el segundo proporcional a la velocidad de deformación unitaria este último para tomar en cuenta la velocidad de deformación unitaria.

Las ecuaciones que describen el movimiento de las ondas a través de un medio infinito, elástico, homogéneo, isótropo y continuo, han sido deducidas a partir de la ley de Hooke generalizada (ecuaciones 2-1 a 2-7), en donde se toma en cuenta la disipación de energía. Para deducir las ecuaciones de movimiento para un sólido que cumpla con las leyes de comportamiento de Voigt, se realiza un análisis a un elemento diferencial como el que se muestra adjuntamente en la Figura 2.4, también se le aplica la segunda ley de Newton despreciando las fuerzas de masa y partiendo de la hipótesis de un movimiento en el que no se presenta rotación, ni cambio de volumen, y el desplazamiento de la partícula es en dirección del movimiento, por otra parte se desprecia el amortiguamiento del suelo.

$$\sigma_x = \lambda \varepsilon_v + \lambda' \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) + 2G \varepsilon_x + 2\eta \left(\frac{\partial \varepsilon_x}{\partial t} \right) \quad [2-1]$$

$$\sigma_y = \lambda \varepsilon_v + \lambda' \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) + 2G \varepsilon_y + 2\eta \left(\frac{\partial \varepsilon_y}{\partial t} \right) \quad [2-2]$$

$$\sigma_z = \lambda \varepsilon_v + \lambda' \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) + 2G \varepsilon_z + 2\eta \left(\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} \right) \quad [2-3]$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} + \eta \left(\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial t} \right) \quad [2-4]$$

$$\tau_{xz} = G \gamma_{xz} + \eta \left(\frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial t} \right) \quad [2-5]$$

$$\tau_{yz} = G \gamma_{yz} + \eta \left(\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial t} \right) \quad [2-6]$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad [2-7]$$

En el contexto de estas ecuaciones se encuentra G y λ que están asociadas con E y K que son las constantes elásticas de Lamé, cuyas expresiones son:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad [2-8]$$

$$\lambda = K - \frac{2}{3}G \quad [2-9]$$

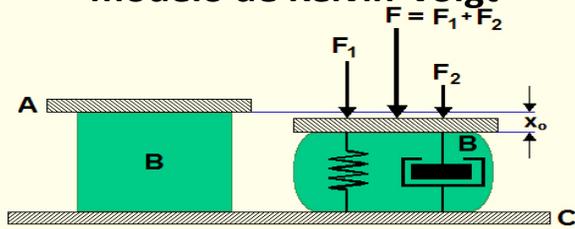
$$K = \frac{EG}{3(3G - E)} \quad [2-10]$$

Módulo de compresibilidad (K); Módulo de Young (E); Primer parámetro de Lamé (λ); Módulo de rigidez (G); Coeficiente de Poisson (ν), (Colindres, 1983). En el anexo II, se presenta la deducción matemática de la velocidad de onda de corte y de compresión.

Desde el punto de vista geotécnico ¿Qué variables alteran el movimiento sísmico?, para responder a esta cuestión, debemos de conocer que cada tipo de onda viaja a una velocidad diferente que puede depender de la frecuencia. Como consecuencia de las diferencias de velocidad de propagación, de la dispersión geométrica, de las pérdidas por fricción interna y de las muchas discontinuidades e irregularidades que las ondas deben atravesar, las características del movimiento del terreno se alteran en intensidad y en contenido de frecuencia con la distancia. Además, las condiciones locales (geología, estratigrafía, topografía) en los sitios en donde se determinan o interesa determinar las características del movimiento del terreno influyen en dichas características, y la forma en que se presenta tal influencia depende de los tipos de ondas sísmicas que más contribuyen al movimiento del terreno en el sitio. Esto depende principalmente del mecanismo de cada temblor y de la posición relativa del sitio con respecto a la fuente, así como de las características de la corteza en la trayectoria de las ondas. La complejidad asociada con estas variables hace que sea difícil predecir mediante modelos teóricos las ondas responsables del movimiento sísmico en sitios cercanos a la fuente (Esteva, 1980).

Con el fin, de esclarecer las ideas comentadas, se presenta en la Figura 2.4, el modelo de Kelvin-Voigt, así como los parámetros que rigen a las ondas sísmicas, la manera como ocurre el fenómeno sísmico y cómo las ondas se mueven en el interior del subsuelo atravesando diferentes espesores de estratos en los cuales la onda se refracta y se refleja alterando la magnitud de la onda y la frecuencia, de tal forma que el impacto que tiene el conjunto de ondas de cuerpo y superficiales sobre la estructura será proporcional a la interacción que se origina con el movimiento del subsuelo como material viscoelástico y de la estructura como material elasto-plástico (dúctil o resistente), transmitiendo un movimiento oscilatorio proporcional a la magnitud de la suma de ondas que llegan en todos los sentidos.

**Comportamiento elástico-viscoso:
modelo de Kelvin-Voigt**



Parámetros de una onda

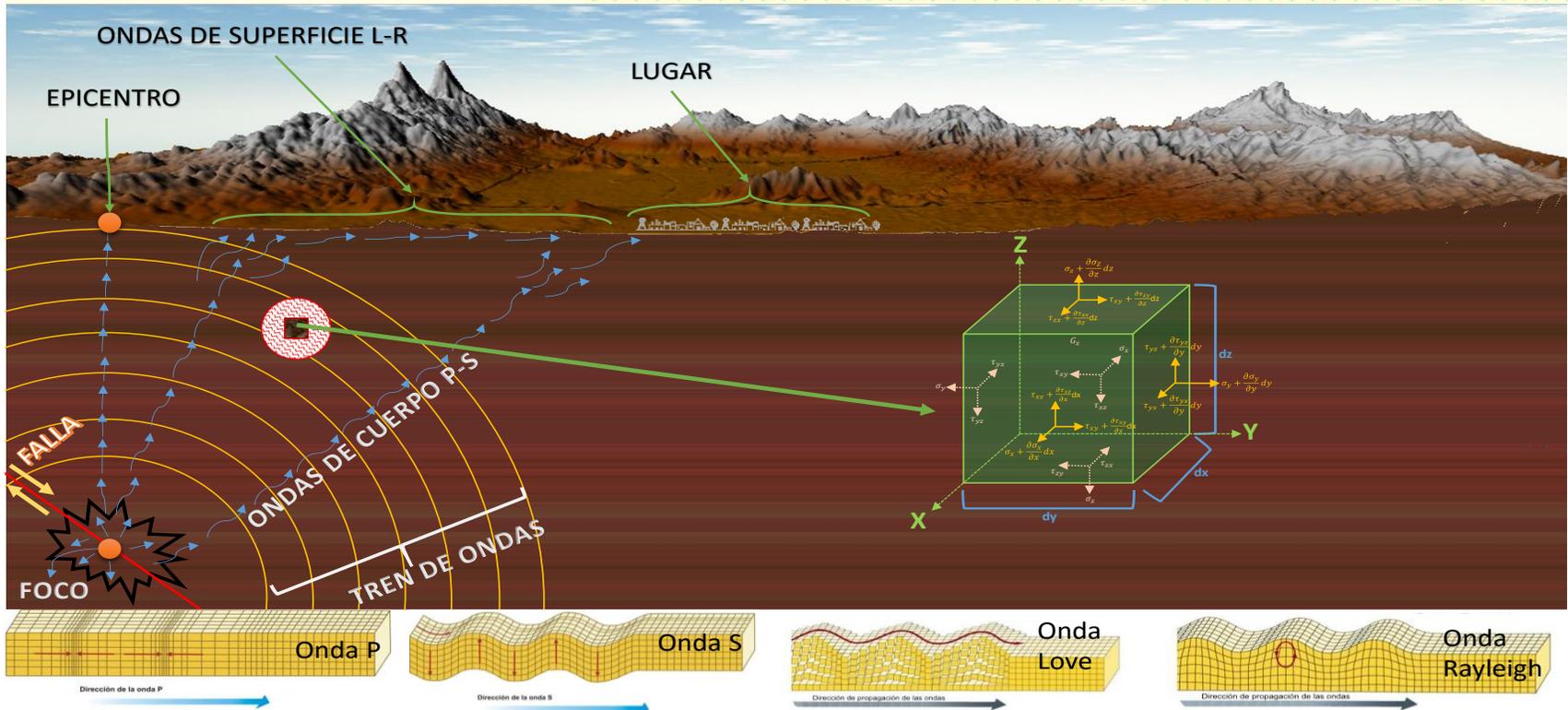
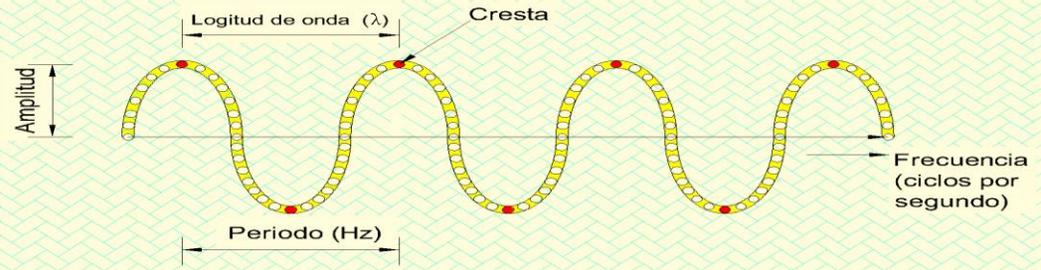


Figura 2.4 Transmisión de ondas en un medio infinito (Colindres, 1983; Isidoro, 2012; Modelo de Kelvin-Voigt, 2014; Ondas sísmicas, 2014)

2.3 Métodos para evaluar las propiedades dinámicas de los suelos

Cuando se habla de cargas dinámicas inducidas en el suelo ya sea por sismo o por otro tipo de agente generador, lo primero que se debe tener claro es que el comportamiento esfuerzo-deformación con el que reacciona el suelo es de carácter no lineal, de allí surge la complejidad para la obtención de las propiedades dinámicas del suelo, ya sea por medio de pruebas de laboratorio o en pruebas de campo, esto, sin tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene al extraer muestras representativas y las alteraciones que sufren en su transporte al laboratorio, etc.

Las propiedades dinámicas del suelo definen el comportamiento que éste asumirá ante un evento sísmico, las principales propiedades dinámicas que se requieren en la práctica profesional son: Módulo dinámico equivalente de Young, E ; Módulo dinámico al esfuerzo cortante, G ; Módulo dinámico de deformación volumétrica, K_v ; Relación de Poisson, ν ; Amortiguamiento, ζ ; Propiedades esfuerzo-deformación; resistencia al esfuerzo cortante en función de la velocidad de aplicación de la carga, etc. De acuerdo con Jaime, 1987; de las propiedades dinámicas las más importantes son el módulo de cortante dinámico y amortiguamiento, las demás tienen menor importancia y tienden a caer dentro de intervalos relativamente pequeños (Fernandez, 2014).

Cabe mencionar que no existe ninguna prueba que logre abarcar toda la amplitud de deformaciones que efectúan los distintos ciclos histeréticos de cargas, por otra parte, las pruebas de laboratorio tienen como ventaja principal, la economía de éstas y como desventaja la alteración de las propiedades en la transportación de las muestras al laboratorio; las pruebas de campo tienen como ventaja, el análisis del suelo en las condiciones naturales, sin embargo, suelen ser muy costosas.

Las técnicas de análisis para la obtención de las propiedades dinámicas del suelo se clasifican en tres. De acuerdo con el estado actual del conocimiento, la clasificación queda como:

- Los que se basan en análisis de registros de sismos (acelerógramas y sismoscopios).
- Los que se basan en análisis de pequeños sismos generados artificialmente (captación de microtemores para la construcción de acelerogramas teóricos)
- Los basados en métodos analíticos, que se apoyan en estudios de campo y laboratorio.

Cabe señalar que la primera técnica enlistada necesita de un sismo real para obtener resultados directos, desde el punto de vista de diseño necesitamos

anticiparnos a los sismos, es por eso que para cuestiones de diseño nos enfocaremos en los métodos teóricos y analíticos, con los que podremos obtener propiedades dinámicas aproximadas.

Con el fin de ampliar los conocimientos acerca de los métodos analíticos y teóricos de campo y laboratorio, se presenta una clasificación de los distintos métodos para ensayar el suelo en campo y laboratorio, así como los parámetros que se pueden determinar con estos métodos, solo se enlistan los métodos más comunes, ya que existen una gran cantidad de métodos que se han desarrollado.

- Métodos de campo
 - Refracción sísmica (V_s y V_p)
 - Método de pozos cruzados o Crosshole (V_s)
 - Método de arriba de la perforación o Uphole (V_s y V_p)
 - Método de adentro de la perforación o Downhole (V_s)
 - Sonda suspendida (V_s y V_p)
- Métodos de laboratorio
 - Propagación de ondas (G , E , ν)
 - Péndulo de torsión (G , ζ)
 - Columna resonante (V_s , G , γ , λ)
 - Triaxial cíclica (ε , q , E , G , τ , γ)
 - Corte simple cíclico (τ , γ , G , ζ)

Los métodos previamente mencionados inducen al suelo diferentes amplitudes de deformación angular, para cada rango de amplitud de deformación angular ocurre un fenómeno específico; por ejemplo, en el rango de 10^{-4} a 10^{-2} % se dan asentamientos diferenciales. En la Figura 2.5 se presenta un resumen de las diferentes amplitudes de deformación angular.

Magnitud de deformación angular		10^0 (%)	10^{-1} (%)	10^{-2} (%)	10^{-3} (%)	10^{-4} (%)	10^{-5} (%)
Fenomeno		Propagación de ondas Vibración		Asentamientos diferenciales		Deslizamiento licuación	
Características mecánicas		Elastico		Elastico-plastico		Falla	
Pruebas de campo	Refracción sísmica (V_s y V_p)	←→		←→			
	Método de pozos cruzados o Crosshole (V_s y V_p)	←→		←→			
	Método de arriba de la perforación o Uphole (V_s y V_p)	←→		←→			
	Método de adentro de la perforación o Downhole (V_s)	←→		←→			
	Sonda suspendida (V_s y V_p)	←→		←→			
Pruebas de laboratorio	Propagación de ondas (G , E , ν)	←→		←→		←→	
	Péndulo de torsión (G , ζ)	←→		←→		←→	
	Columna resonante (V_s , G , γ , λ)	←→		←→		←→	
	Triaxial cíclica (ε , q , E , G , τ , γ)	←→		←→		←→	
	Corte simple cíclico (τ , γ , G , ζ)	←→		←→		←→	
Mesa vibradora		←→		←→		←→	
Sismos		←→		←→		←→	

Figura 2.5 Resumen de diferentes amplitudes de deformación angular (Colindres, 1983, pág. 184; Fernandez, 2014, pág. 13; Flores, 2008, pág. 1)

Cada método tendrá un uso en específico y éste dependerá del nivel de deformaciones angulares esperado en la realidad y del problema estudiado. En los siguientes párrafos se explicaran de forma somera los métodos, tanto de campo como de laboratorio, con el fin de complementar el tema.

Pruebas de campo

En los siguientes párrafos se presenta una breve descripción del método en campo para la obtención de las propiedades dinámicas del suelo, se recomienda apoyarse en la Figura 2.6 para su correcta comprensión.

Refracción sísmica: la prueba consiste en la medición de los tiempos de recorridos por las ondas P y S de una fuente de impulso para una serie lineal de puntos que se encuentran sobre la superficie del terreno a diferentes distancias de la fuente, con esta prueba podemos obtener velocidades de ondas de corte (V_s) y compresión (V_p).

Método arriba de la perforación o Uphole: se mide V_s , V_p , se generan ondas a varias profundidades captando los tiempos de recorrido de la onda con geófonos en la superficie, en general se obtiene un promedio de las velocidades.

Método abajo de la perforación o Downhole: se mide V_s , se generan ondas en la superficie y se capta el arribo de la onda generada con geófonos localizados dentro de la perforación, para distintos arribos se obtiene una velocidad media.

Método de perforación cruzada o Crosshole: este método presentado por Kenneth H. Stoke y Richard D. Woods en mayo de 1972, consiste en evaluar V_s , generando pequeños núcleos de energía a diversas profundidades en un agujero y leyendo en el otro los tiempos de viaje de las ondas. Todo esto se hace utilizando osciloscopios, transductores y equipo fotoeléctrico que permite grabar los recorridos de los impulsos. El método se usa para materiales entre roca y arcilla, sin que el nivel freático lo afecte. El equipo que se utiliza para muestrear depende de la profundidad del sondeo; en exploraciones someras se utilizan generalmente posteadoras manuales y equipo de perforación simple, lo que lo hace ventajoso, sin embargo, no se garantiza la verticalidad del barreno.

Sonda suspendida: es una prueba que permite medir las velocidades de propagación de ondas de corte (V_s) y ondas de compresión (V_p). El dispositivo para medición consiste en una sonda con una longitud aproximada de 5 m, en la que están integradas una fuente de perturbación mecánica, tipo martillo y elementos receptores llamados geófonos; la sonda se introduce en un pozo lleno de bentonita-agua para estabilizar la perforación, o en su caso, además con tubería de PVC, lleno de agua, y una mezcla bentonita-cemento y agua entre el tubo y el suelo que funge como cementante; la prueba inicia al sumergir la sonda dentro del lodo bentónico la cual ira bajando conforme se va ensayando hasta completar la profundidad máxima de exploración, cabe mencionar que el avance de la sonda se hace a través de una polea. De la distancia entre la fuente y los receptores, y el tiempo de arribo de un tren de ondas, se determinan las velocidades correspondientes (Osorio , 2007; Juarez B., 2014).

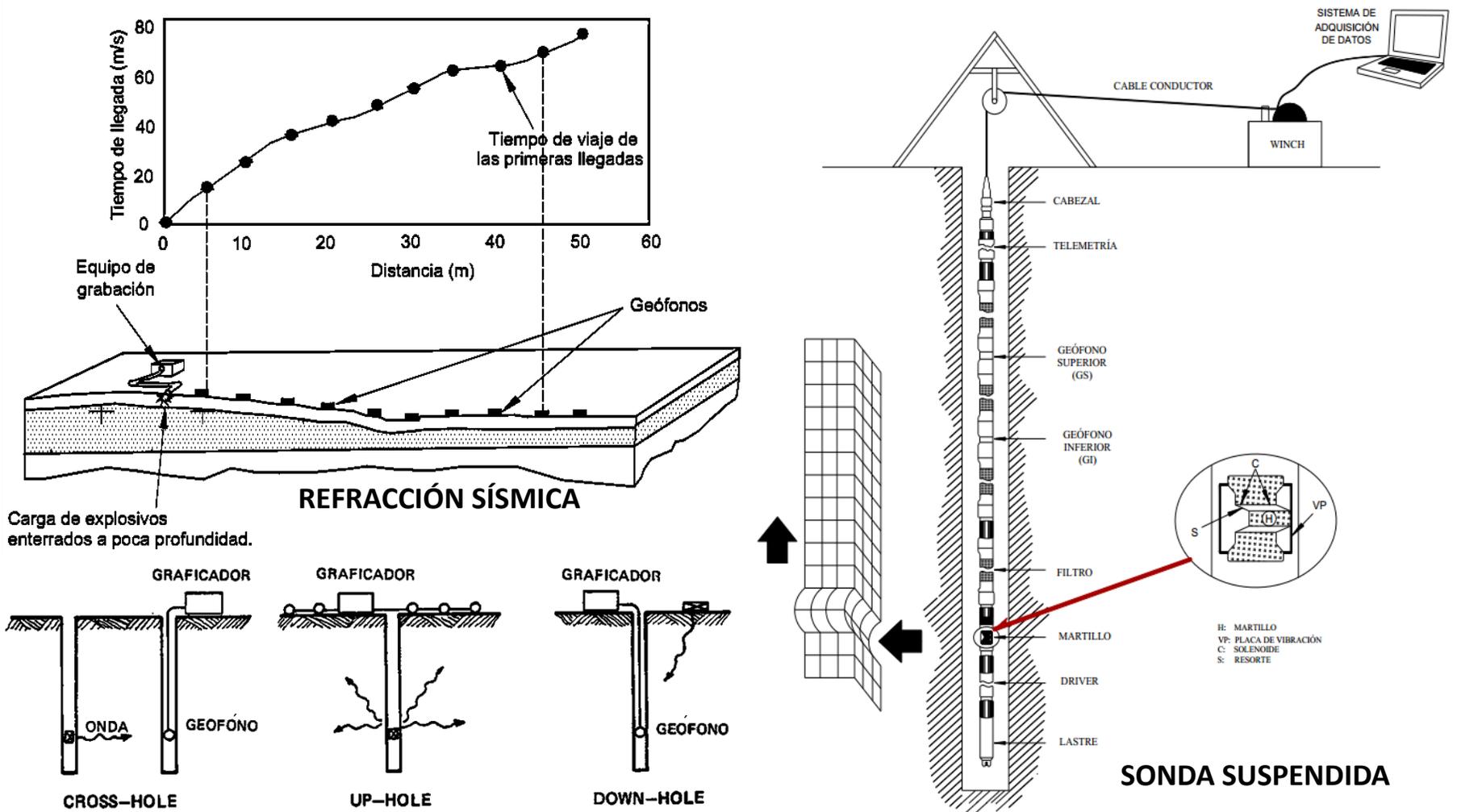


Figura 2.6 Métodos de campo para la obtención de propiedades dinámicas del suelo (Colindres, 1983, pág. 187; Juárez B., 2014, pág. 7)

Pruebas de laboratorio

A continuación se presenta una breve descripción de las pruebas de laboratorio con el respectivo esquema que define las partes que conforman el equipo de ensaye.

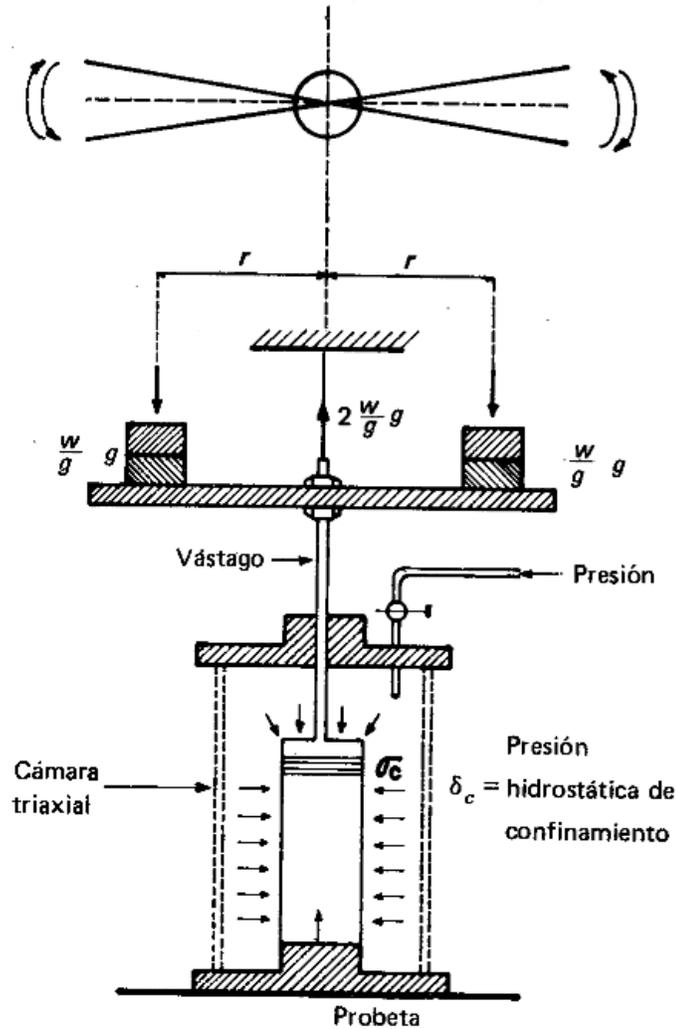


Figura 2.7 Péndulo de torsión libre (Zeevaert, 1980, pág. 99)

Péndulo de torsión libre (ver Figura 2.7): el módulo dinámico de respuesta elástica al cortante se puede determinar con precisión practica por medio de esta prueba diseñado por el Dr. Zeevaert 1967, 1973; la probeta de suelo se sujeta a un esfuerzo de confinamiento, σ_c . Cuando el material de la probeta se encuentra saturado se permite la disipación total del exceso hidrostático antes de comenzar la prueba. Se impulsa el brazo y se registra la vibración libre, la cual representa la respuesta visco-elástica después del primer impulso. De la vibración registrada se mide el período amortiguado de vibración libre del sistema, T_{sd} , y el porcentaje de amortiguamiento crítico, ζ_s , con los cuales se determina el valor del módulo de rigidez dinámica para un determinado confinamiento.

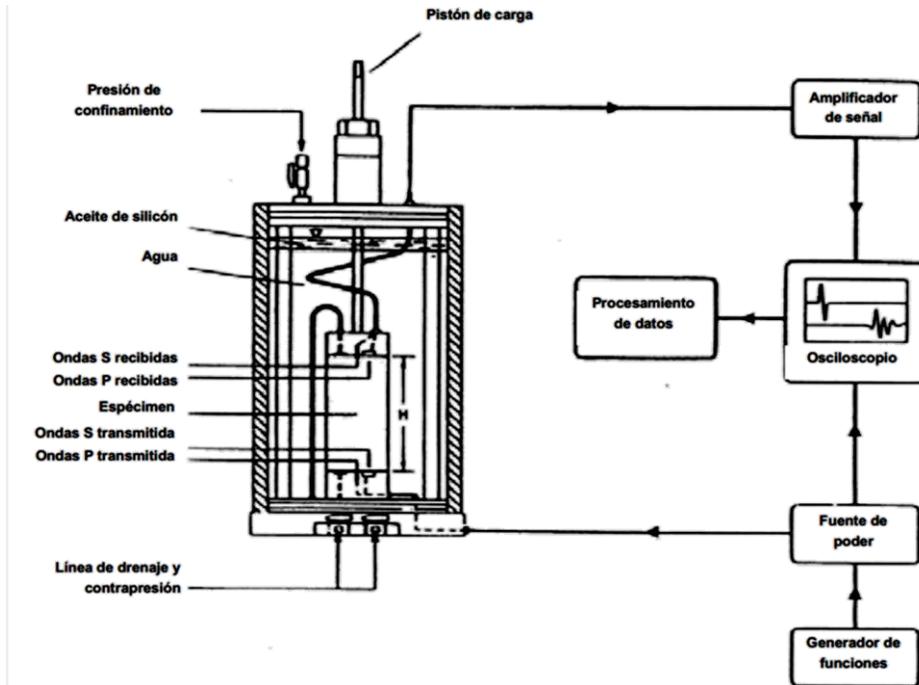


Figura 2.8 Distribución de elementos para obtener G_{max} con el método de transmisión de ondas (Flores, 2008, pág. 2)

Transmisión de ondas (ver Figura 2.8): este tipo de ensayos, se realiza en una cámara Triaxial, en donde la muestra se somete a esfuerzos y deformaciones en el intervalo elástico, por lo que no sufre daños en su estructura y se asume que el módulo de rigidez obtenido es el máximo, G_{max} . Esto permite usar varias veces el mismo espécimen y determinar su módulo de rigidez a diferentes esfuerzos efectivos (Flores, 2008).

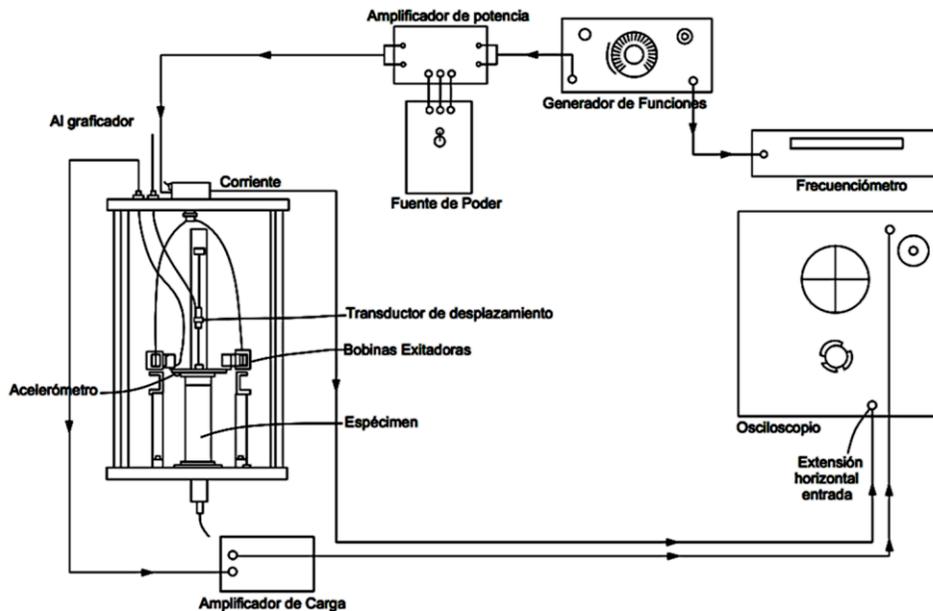


Figura 2.9 Disposición de equipos utilizados en un ensayo de columna resonante (Diaz, 2005, pág. 133)

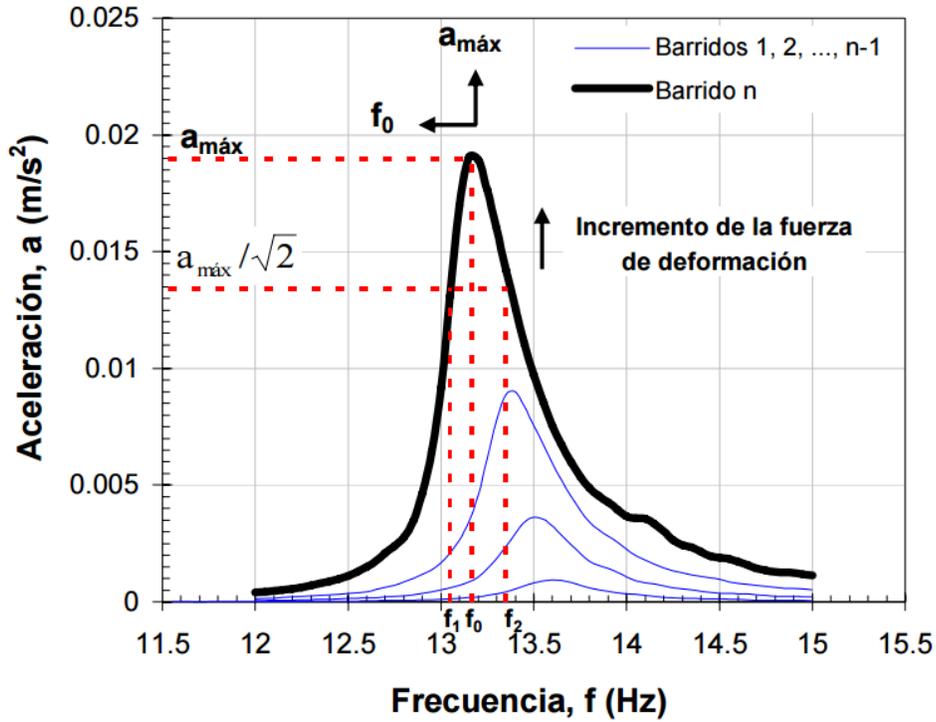


Figura 2.10 Curvas de respuesta bajo vibración forzada (Flores, 2008, pág. 4)

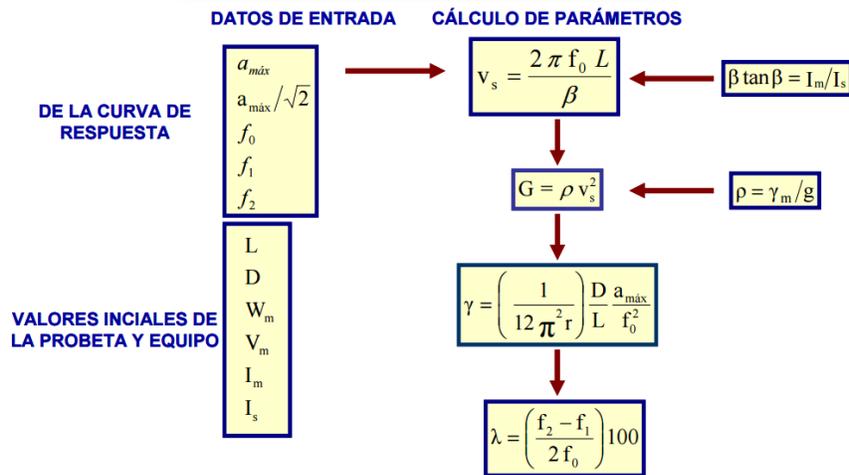


Figura 2.11 Cálculo de parámetros (muestra cilíndrica sólida) (Flores, 2008, pág. 4)

Columna resonante (ver Figura 2.9): durante la etapa de ensaye se aplica un momento torsionante, F , en la parte superior del espécimen mientras que su base se encuentra empotrada; se registra la aceleración de respuesta, a , con un acelerómetro, cuya magnitud dependerá de la rigidez del material ensayado; entre más rígido sea este, menor será la aceleración de respuesta. Con la fuerza F se excita la probeta a una frecuencia, definida como frecuencia inicial, f_1 , y se registra la aceleración de respuesta posteriormente se incrementa la frecuencia en valores Δf constantes, y en cada uno de ellos se registra la aceleración, hasta

llegar a una frecuencia final, f_1 . A estas lecturas de aceleración, desde f_i hasta f_f con incrementos Δf , se le llama barrido de frecuencias. Al terminar cada barrido de frecuencias se incrementa la fuerza de torsión en valores ΔF , de manera que al final del ensaye se tendrá una serie de estos barridos, donde la fuerza de torsión va incrementándose entre cada uno de ellos. Para diferentes incrementos de frecuencia de excitación, se obtienen los valores de aceleración y frecuencia correspondientes, con los cuales se forma la curva de aceleraciones versus frecuencia como la mostrada en la Figura 2.10. En esta, se presenta una serie de barridos de frecuencia; a cada una de estas curvas se le conoce como curva de respuesta o de aceleraciones totales bajo vibración forzada y cada una de ellas corresponde a una fuerza de torsión, F . Es claro que al incrementarse la fuerza, F , aumenta la aceleración máxima, a_{max} , y se reduce la frecuencia denominada de resonancia, f_0 . De cada curva de aceleraciones totales se registran, a_{max} , f_0 , y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{max}/\sqrt{2}$. Con los valores de f_0 , la longitud de la muestra, L , y el valor de β calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra, I_m , y del sistema móvil, I_s , se determinan el módulo de rigidez al cortante dinámico, G , el amortiguamiento (bajo vibración forzada), λ , y la distorsión angular, γ , tal como se ilustra esquemáticamente en la Figura 2.11.

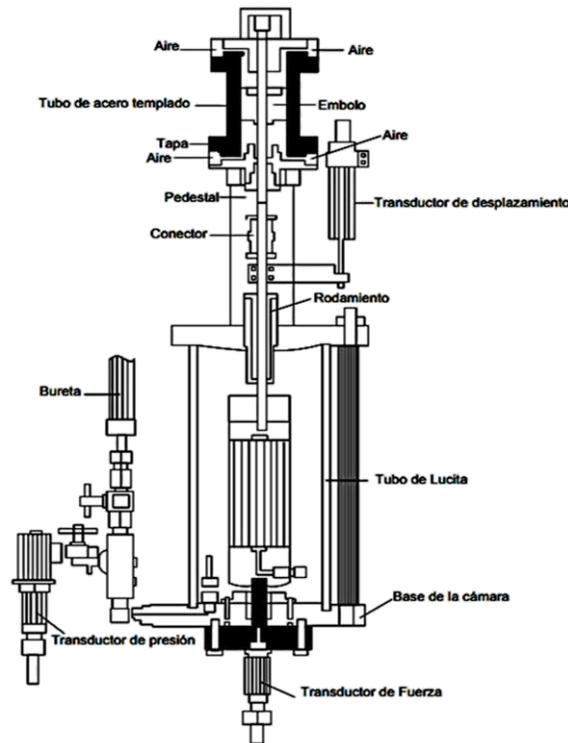


Figura 2.12 Esquema del equipo Triaxial cíclico (Fernandez, 2014, pág. 15)

Triaxial cíclica (ver Figura 2.12): consiste en obtener la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones histeréticas, el procedimiento de ensaye inicia montando una probeta representativa del suelo que posteriormente se le aplica una saturación y se consolida en función del estado de esfuerzos que se obtuvo en campo, finalmente se le aplica una señal con patrón dinámico senoidal ya sea a desplazamientos o esfuerzos controlados.

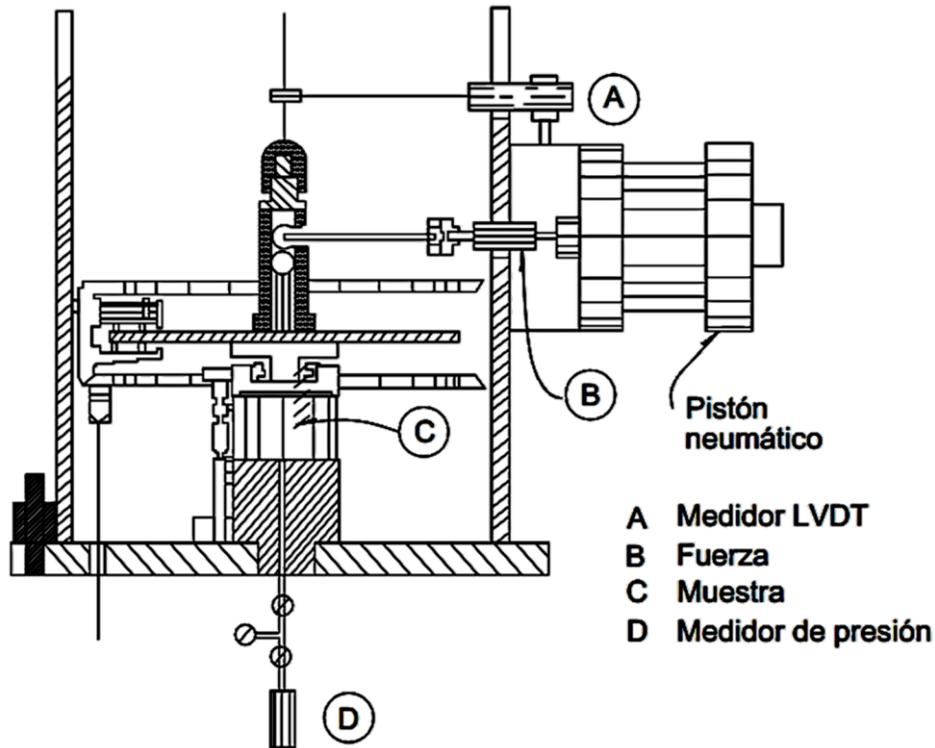


Figura 2.13 Dispositivo de corte simple cíclico (Fernandez, 2014, pág. 20)

Corte simple cíclico (ver Figura 2.13): la prueba consiste en la aplicación de una fuerza cortante cíclica horizontal a una muestra de suelo cilíndrica o de sección rectangular, confinada con una membrana especial y un resorte plano (slinky) o un recipiente de paredes móviles. La muestra de suelo previamente consolidada se somete a una fuerza cortante cíclica horizontal, ya sea en la tapa o en la base del espécimen. La muestra se deforma de manera muy similar a la de un elemento de suelo sujeto a la propagación vertical de ondas de cortante (Fernandez, 2014).

Modelos de comportamiento cíclico del suelo

En laboratorio se han recreado las condiciones de excitación sísmica, aplicada a especímenes de suelos, cuyos resultados, han demostrado que las deformaciones inducidas son producto de los esfuerzos de cortante, y que este esfuerzo es el que más se aproxima a los esfuerzos que se generan en una excitación sísmica. Se conoce que un terremoto induce esfuerzos de cortante

simple, caracterizado por una serie de esfuerzos variantes en cuanto a frecuencia y amplitud se refiere (Colindres, 1983) no obstante, se han desarrollado modelos matemáticos para tratar de establecer expresiones analíticas que permitan la representación del comportamiento esfuerzo-deformación y amortiguamiento del suelo, en la siguiente lista se enuncian los modelos de comportamiento desarrollados para explicar el comportamiento cíclico del suelo:

- Correlaciones empíricas de Seed e Idriss (1970).
- Modelo hiperbólico de Hardin y Drnevich (1972). Este modelo no incluye el aspecto cíclico de las cargas sísmicas.
- Modelo de Ramberg-Osgood (1970) descrito por Anderson y Richard (1976). Este modelo incluye el aspecto cíclico de las cargas.
- Modelo tipo Masing; Romo, 1995; Flores et al., 1999. Se utiliza principalmente para modelar el comportamiento de arcillas en cargas cíclicas.

Propiedades dinámicas de los suelos

A continuación se hace una síntesis de los puntos más relevantes en cuanto a las propiedades dinámicas del suelo, estas conclusiones provenientes de diversos estudios nos permiten sensibilizarnos con los parámetros dinámicos que posteriormente se usarán en los análisis de interacción dinámica suelo-estructura.

Módulo de rigidez dinámico, G: este parámetro es considerado el más importante de todos, es un parámetro elástico que representa el cambio de forma que puede experimentar un espécimen de suelo cuando se le aplican esfuerzos cortantes, en una prueba de torsión cíclica, se puede obtener a través de la pendiente de la gráfica deformación angular contra esfuerzo cortante, obtendremos distintos módulos de rigidez como ciclos de histéresis tengamos. Con el conocimiento de este parámetro se puede obtener el módulo de Young dinámico, E. En cuanto a los valores obtenidos, se debe saber que para una deformación angular alta se esperan módulos de rigidez bajos, en consecuencia, para deformaciones angulares bajas, módulos de rigidez altos y a medida que la deformación angular aumenta, el módulo de rigidez decrece. Se puede calcular un valor medio durante el ciclo completo, el cual se puede aproximar por el modulo secante de cortante expresado como: $G_{sec}=\tau/\gamma$, donde: τ =esfuerzo cortante, kg/cm²; γ =deformación angular, %.

Módulo de rigidez dinámico máximo, G_{max}: este módulo es obtenido en el rango de deformaciones angulares bajas, generalmente se toman valores bajo el límite de deformaciones elásticas lineales de aproximadamente $\gamma=5 \times 10^{-3}\%$, las actividades de todos los días, por ejemplo, vibraciones ocasionadas por pruebas dinámicas, in situ, el tráfico, trabajos de construcción, sismos débiles e incluso

voladuras, se encuentran en este rango de deformaciones angulares. Si se conocen las velocidades de propagación de onda V_p o V_s , es posible aplicar la teoría de la elasticidad y obtener el módulo de Young y el módulo de cortante dinámico. El valor del módulo de cortante dinámico máximo se puede calcular como: $G_{max}=\rho V_s^2$, donde: ρ = densidad del material, kg/cm^3 ; V_s =velocidad de onda cortante, m/s^2 . Investigaciones realizadas por Hardin y Drenvich (1972) y Hardin y Black (1968), demostraron que los factores que afectan los valores de G y λ de un suelo son: magnitud de la deformación angular, γ ; el esfuerzo normal octaédrico efectivo, σ'_m ; la relación de vacíos, e ; el número de ciclos de carga, N ; el grado de saturación, no obstante, las pruebas de laboratorio han demostrado que el parámetro que tiene más influencia sobre el módulo de rigidez es la deformación angular; sin embargo, no han sido los únicos estudios que se han realizado para revelar las afectaciones que sufre el módulo en función de diversos factores; por ejemplo, Anderson y Woods (1975) en un estudio que realizaron comparando los resultados de pruebas de campo con el fin de darle una explicación a qué se debía la discrepancia existente entre los resultados de campo y laboratorio, se dieron cuenta que el problema radica en el estado de esfuerzos a los que se encuentra sometida la muestra, la alteración de la misma, efectos en la relación al tiempo; Anderson y Stoke (1978) propusieron una ecuación matemática que toma en cuenta la edad geológica de un depósito de arcilla natural; otros investigadores (Mesri et al. 1983, 1983, 1984, 1990; Schmertmann, 1991) han demostrado que el módulo de rigidez máximo tiene un ligero incremento en función del tiempo que se haya dejado consolidar la muestra de suelo antes de ser ensayada.

Coeficiente de amortiguamiento, λ : este parámetro está asociado con la capacidad del suelo para disipar energía en otros tipos de energía, existen dos tipos de amortiguamiento, su clasificación depende principalmente de la pérdida de energía y viscosidad: amortiguamiento histerético: corresponde a la pérdida de energía debido al deslizamiento en los contactos de las partículas, que genera la creación o pérdida de contactos, cuando la partícula es reacomodada; amortiguamiento viscoso; se debe a la pérdida de viscosidad debido al movimiento relativo entre el líquido y la partícula. El amortiguamiento histerético puede ser calculado por medio de pruebas de laboratorio determinado mediante la curva de respuesta a la frecuencia en ensayos dinámicos, con base en la hipótesis de que un suelo tiene amortiguamiento histerético cuando la energía disipada por ciclo y la frecuencia de vibración son independientes. La relación de amortiguamiento está representado como: $\lambda = (\text{área del ciclo de histéresis}) / (4\pi \times \text{área bajo la curva de respuesta a la frecuencia})$. De las investigaciones que se han realizado acerca de este parámetro se han obtenido las siguientes conclusiones: a mayor deformación de un suelo sin alcanzar la falla, más alto será su amortiguamiento, Seed e Idriss (1970) y Kokusho, Yoshida y Esashi

(1982) concluyeron que en suelos cohesivos el amortiguamiento incrementa desde menos de 5% (para una deformación de 10^{-4} %), además estos últimos sugirieron que existe un ligero decremento del amortiguamiento con la presión confinante. Por su parte Hardin y Drnevich (1972) presentaron datos que demuestran que el amortiguamiento decrece con la raíz cuadrada de la presión de confinamiento. El amortiguamiento disminuye por influencia con el esfuerzo efectivo principal, con la edad geológica, con la cementación del material, con el índice de plasticidad, además de que, se incrementa con la deformación angular. León et al. (1974), Kokusho et al. (1982), Romo y Jaime (1986), Jaime (1987) y Romo et al. (1989) corroboraron que el amortiguamiento disminuye cuando la relación de vacíos es máxima, también concluyeron que las arcillas preconsolidadas tienen un amortiguamiento mayor que las normalmente consolidadas (Fernandez, 2014).

Relación de Poisson, ν : este parámetro 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. Los métodos para la obtención de este parámetro son sumamente complicados, ya sean por los métodos de campo o de laboratorio; sin embargo, se acostumbra a determinarlo a partir del módulo de rigidez (G) y del módulo de elasticidad (E), de tal manera que en una expresión matemática pueden ser representados los tres como: $\nu = (E/2G) - 1$.

2.4 Respuesta de edificios al movimiento sísmico

Como se vio en los apartados anteriores, el movimiento tectónico libera energía potencial que posteriormente se transmite a través de ondas sísmicas que atraviesan los estratos que conforman el suelo, dispersándose en todos los sentidos hasta llegar a la superficie, estas ondas activan las propiedades dinámicas del suelo, y en cierta forma el suelo responde tratando de disipar la energía en otros tipos de energía, pero, ¿qué ocurre cuando la onda atraviesa el suelo y llega a la base de la cimentación de cualquier estructura? En este punto se da un fenómeno muy difícil de comprender y sobre todo de modelar, llamado interacción suelo-estructura, en función de esto se han desarrollado diversas teorías que tratan de explicar este comportamiento cuya finalidad primordial es la obtención de parámetros dinámicos representativos de este fenómeno. Cuando la onda impacta la estructura, es conveniente que ésta tenga un comportamiento que garantice la seguridad en todos los aspectos; a causa de esto, se han desarrollado teorías que tratan de representar la respuesta del sistema suelo-estructura con la cual se pueda tener un diseño óptimo y que tome en consideración el comportamiento en conjunto. La principal ley que rige este fenómeno se puede expresar de la siguiente manera: *las cargas inducidas al suelo deberán ser directamente proporcionales a las deformaciones,*

relacionadas por una constante de proporcionalidad denominado módulo de rigidez, k . La obtención del módulo de rigidez es uno de los objetivos de la interacción; a causa de esto, las teorías que analizan este fenómeno están enfocada en la obtención del módulo de rigidez desde el punto de vista estático o dinámico. Con el fin de delimitar nuestro tema de estudio, en el capítulo 3 se analizarán los fundamentos teóricos que conforman la teoría de interacción dinámica suelo-estructura presentada en el apéndice A del RCDF-NTCDS-2004; sin embargo, para efectos de introducción del presente capítulo, es necesario tener presente el fenómeno de interacción, para que de esta manera nos podamos adentrar en la importancia que tienen las propiedades dinámicas de la estructura ante los efectos de las fuerzas accidentales originadas por los sismos o por eventos que originen fuerzas dinámicas.

Propiedades dinámicas de la estructura:

Las respuestas de un edificio dependen tanto de las propiedades mecánicas y dinámicas del edificio como de las características del movimiento del terreno al que se ve sometido. En primera instancia debemos tener claro que en la vida útil de cualquier estructura habrá momentos en los que estará sometido a cargas estáticas (acciones permanentes) y dinámicas (acciones accidentales), las primeras son función de las características de diseño y de uso y las segundas son función del tiempo y de la zona donde esté desplantada dicha estructura. A continuación, se presentan algunos conceptos básicos de dinámica estructural que permiten entender los principales factores que afectan la respuesta sísmica de los edificios.

Inercia: este concepto se refiere a la propiedad de la materia de resistirse al movimiento o cambio de dirección del mismo. Las fuerzas necesarias para simular un sismo en una edificación, es un porcentaje del peso total de la estructura, esta propiedad es importante, ya que en un sismo el movimiento oscilatorio depende en gran medida de la inercia de la estructura.

Período dominante de la estructura (T_e): cuando un edificio se ve sometido a fuerzas dinámicas éste oscilará con un período dominante a una determinada frecuencia que dependerá de la magnitud de las fuerzas dinámicas y de los grados de libertad de la estructura, el período dominante se puede definir como el tiempo en el cual un sistema masa-resorte completa un ciclo completo de tiempo. Tomando en cuenta que para edificios altos habrá tantos grados de libertad como número de entresijos, se tiene que en estas estructuras podrían influir los modos superiores (segundo o tercero). Para el cálculo de los modos de vibrar se pueden utilizar los siguientes métodos: a) Para calcular el primer modo o modo fundamental, se puede utilizar los métodos combinados de: Stodola-Vianello-Newmark. El Reglamento Constructivo del Distrito Federal en la sección de diseño por sismo acepta y propone la llamada fórmula de Schwartz, para el

cálculo del primer modo de vibración; b) para calcular el segundo modo y los restantes, se puede utilizar el método de Holzer, métodos matriciales o programas de computadora como SAP2000, ETABS, etc. Desde el punto de vista estructural el ingeniero civil se vale de un modelo matemático cuyas propiedades mecánicas y dinámicas se procuran sean las mismas que posee la estructura. Uno de los modelos más simples y usado para estimar la respuesta dinámica de la estructura es la de suponer que la estructura está conformada por un sistema de un grado de libertad, este modelo se caracteriza por ser un sistema dinámico en el que la masa está concentrada en un solo punto, en el que se aplican las fuerzas dinámicas laterales producto de la inercia del material, éste provoca un desplazamiento lateral y luego se le quitará en forma repentina, ésta oscilará de un lado a otro de su posición de equilibrio en un movimiento que se le conoce como vibración. Esta oscilación continuará siempre con una amplitud, existen una gran cantidad de métodos que se han desarrollado para la explicación de esta amplitud, en la que se describe que la estructura puede ser modelada como un sistema de un grado de libertad amortiguado, sin amortiguamiento, con amortiguamiento viscoso y fuerza externa.

Amortiguamiento crítico de la estructura: de acuerdo a la teoría clásica de dinámica estructural, “se puede definir el amortiguamiento como la capacidad de un material de disipar energía cinética en otro tipo de energía, actuando con una fuerza directamente proporcional a la velocidad relativa de la misma y con sentido contrario a ella, por otra parte el amortiguamiento crítico se refiere al amortiguamiento que suspende la vibración, o sea, la menor cantidad de amortiguamiento para el cual no ocurre vibración en el movimiento libre” (Colindres, 1983). El porcentaje de amortiguamiento del valor crítico considerando comportamiento viscoso en la estructura depende de muchas variables y de cada tipo de material, lo cual requiere de un estudio especial. En este estudio sólo se indica que el valor que alcanza este parámetro está entre un 2 y 10% del valor crítico para la mayoría de los tipos de estructuras, para diseño se recomienda considerar un valor mínimo de 5%. En estructuras con dispositivos de amortiguamiento se pueden alcanzar valores mayores para este importante parámetro que puede atenuar los efectos nocivos de las vibraciones, siempre y cuando el diseño sea el adecuado para cada caso. Es importante mencionar que valores bajos de amortiguamientos se traducen en valores altos del período fundamental y viceversa. El valor del periodo fundamental generado por distintos valores de amortiguamientos varía del 0.02 al 0.5%, aproximadamente.

Ductilidad de los edificios: se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de soportar deformaciones importantes a cargas laterales prácticamente constantes, sin alcanzar niveles excesivos de daño o de disminución de la resistencia ante aplicaciones subsecuentes de cargas, sin embargo, los fenómenos naturales son impredecibles y en el caso de un sismo, las cargas

laterales reales pueden exceder los valores de cargas laterales estimadas en el análisis estructural, rebasando la ductilidad máxima y el último mecanismo de disipación de energía que pueden soportar los miembros estructurales, conllevando la estructura a daños importantes o a su destrucción total, por tanto, es necesario proporcionar una ductilidad a la estructura acorde al uso y a los eventos críticos esperados de acuerdo a la ubicación geográfica que tenga.

Rigidez: la rigidez es la capacidad de resistencia de un cuerpo a cambiar por la acción de fuerzas exteriores sobre el mismo. En estructuras el concepto de rigidez es relativo a la capacidad de deformación de un miembro estructural ante la acción de fuerzas externas. Analizando nuevamente el sistema masa-resorte, la rigidez corresponde al elemento elástico, que reduce las desviaciones laterales a diferencia del amortiguador, que disipa la energía para que el sistema vuelva al reposo. La importancia del concepto, radica en que la rigidez determina las deflexiones que presenta un miembro ante cargas externas y es por eso que la mayoría de métodos de análisis estructurales utilizan matrices de rigideces para cuantificar fuerzas internas de una estructura. Toda deformación de un miembro es proporcional a su rigidez, este postulado es especialmente importante en los desplazamientos laterales producidos por un sismo, ya que un sistema de marcos generalmente se encuentra sujeto por una losa (diafragma rígido), que ocasiona que la distribución de fuerzas sea proporcional a la rigidez de cada tramo.

La capacidad de sistemas estructurales para absorber energía mediante comportamiento histerético sirve de apoyo a los criterios convencionales de diseño sísmico que requieren que las estructuras se diseñen para fuerzas laterales de magnitud muy inferior a la necesaria, para mantenerlas dentro de su intervalo de comportamiento lineal durante temblores severos. Así, la seguridad contra colapso puede lograrse al diseñar la estructura como resistente o dúctil o en una combinación económica de ambas propiedades. Para algunos tipos de materiales y miembros estructurales, la ductilidad es difícil de lograr, y la economía dicta la conveniencia de diseñar para cargas laterales relativamente elevadas; para otras, es mucho más barato lograr ductilidad que resistencia, y la práctica de diseño refleja este hecho. La idealización más usual de estructuras dúctiles es el sistema elasto-plástico. Para ellos se define el factor de ductilidad (Q) como el cociente de la deformación máxima desarrollada (D) entre la deformación que corresponde al límite de cedencia del elemento (D_y), expresado matemáticamente como: $Q=D/D_y$.

2.5 Introducción a la interacción dinámica suelo-estructura

Las propiedades dinámicas del suelo y la estructura se activan con la excitación sísmica, pero, ¿qué ocurre con la forma en cómo se diseña una cimentación?, ¿Cómo responde una cimentación rígida y una cimentación flexible ante los efectos de IDSE?, para darle respuesta a esta pregunta, a continuación, se presenta un resumen del trabajo realizado por el Doctor en Estructuras Luciano Roberto Fernández Sola presentado en mayo del 2013.

Para identificar los principales efectos que introduce el considerar que la base de las edificaciones es deformable, debemos primero analizar cualitativamente las diferencias fundamentales que tienen estos modelos, respecto a aquellos que consideran bases indeformables. Consideremos dos estructuras desplantadas, una sobre un lecho rocoso (base indeformable) y otra sobre un suelo de rigidez relativamente baja (base deformable), tal y como se muestra en la Figura 2.14.

Queda claro que para el caso de la estructura con base indeformable, los movimientos en toda la cimentación son los mismos (punto A y B), por lo que la excitación en la base de la estructura (punto B), está definida por el movimiento en la superficie (punto A), además, esta excitación se considera que varía muy poco en todo el lecho rocoso. Recordemos que este movimiento queda definido por las características de la fuente sísmica (mecanismo de ruptura y magnitud del sismo) y por el decaimiento del movimiento con la distancia, definido por alguna ley de atenuación. Dada esta excitación, la respuesta de la superestructura estará dada exclusivamente por las propiedades de la misma (masa, rigidez y amortiguamiento), así como por los desplazamientos que sean permitidos por su deformabilidad e inercia.

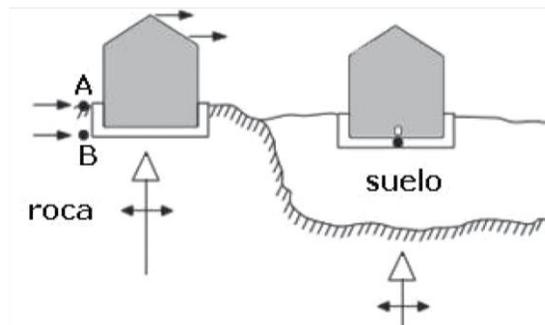


Figura 2.14 Respuesta dinámica de una edificación sobre una roca y sobre un suelo blando (Fernández S., 2013)

Para describir la respuesta dinámica de la cimentación con base deformable, es necesario descomponer el problema en más partes. Para ello consideremos la Figura 2.15. El movimiento en el punto C corresponde al movimiento en el lecho rocoso definido anteriormente. La primera diferencia aparece, dado que el suelo

que descansa sobre el lecho rocoso tendrá propiedades distintas a éste, lo que se traduce en una variación del movimiento entre los puntos C, D y E, incluso en ausencia de la cimentación. Para el caso anterior (base indeformable), el movimiento en estos tres puntos sería el mismo. Esta variación en la mayoría de los casos se traduce en una amplificación del movimiento y un filtrado en el contenido de frecuencias del mismo; a estas modificaciones se les denomina “efectos de sitio”. Posteriormente, cuando se introduce la cimentación, que es un elemento de rigidez mayor que el suelo, es claro que el campo de desplazamientos impuesto en el terreno libre, en ausencia de ésta, se verá modificado por la presencia de la misma. En general, esto produce una reducción en las amplitudes de los movimientos de alta frecuencia, e introduce una excitación rotacional en la base de la cimentación (punto O), ya que los puntos E y D no pueden moverse independientemente entre ellos. A las modificaciones del movimiento, debidas a la presencia de un elemento de mayor rigidez, suele denominarse “Interacción cinemática”, ya que en esta parte del fenómeno solamente interviene la difracción de ondas producida por el contraste de rigideces entre el terreno y la cimentación.

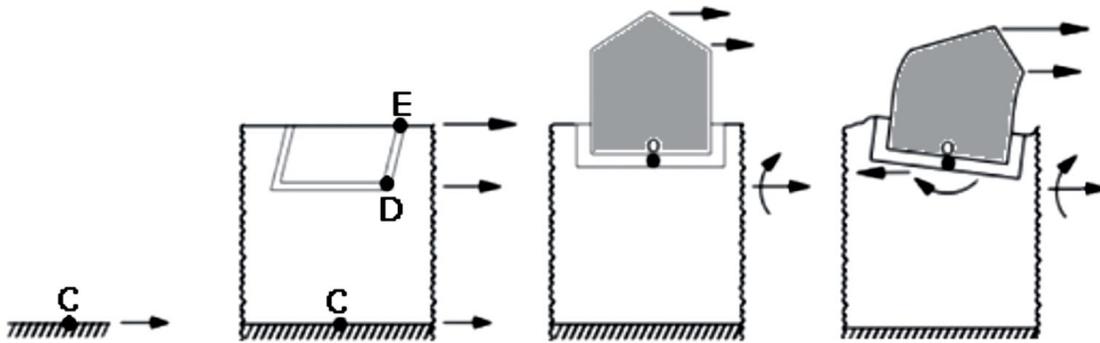


Figura 2.15 Diferencias del movimiento en distintos puntos de un sistema suelo-cimentación-estructura (Fernández S., 2013)

Si la estructura se somete a las traslaciones modificadas, tanto por los efectos de sitio, como por la rigidez de la cimentación y las rotaciones producidas por el movimiento diferencial entre los puntos E y D (ver Figura 2.15), los movimientos que experimenta el sistema estarán compuesto por tres partes fundamentales, descritas a continuación:

- Movimientos traslacionales originados por las fuerzas de inercia de la superestructura en el sistema deformable suelo-cimentación.
- Desplazamientos originados por los giros impuestos en el sistema deformable suelo-cimentación, por los momentos de volteo causados por las fuerzas de inercia de la superestructura. Estos dos movimientos corresponden a un movimiento de cuerpo rígido de la superestructura respecto al terreno.

- Finalmente, los desplazamientos permitidos por las propiedades y deformabilidad de la propia estructura (deformaciones producidas por las fuerzas de inercia desarrolladas por la superestructura sobre el sistema suelo-cimentación) o mejor conocido como interacción inercial.

Para concretar, en la Tabla 2-1 se presentan las principales diferencias entre los análisis de edificaciones desplantadas sobre una base indeformable y deformable o dicho en otras palabras, estructuras apoyadas sobre suelos con alta rigidez y sobre suelos con baja rigidez.

Tabla 2-1 Diferencia entre las edificaciones con base indeformable y base deformable (Fernández S., 2013)

Base indeformable	Base deformable
<i>No hay modificaciones del movimiento en los distintos puntos del terreno.</i>	<i>Existe una modificación del movimiento en los distintos puntos del terreno (Efectos de sitio).</i>
<i>No hay desplazamiento relativo de la cimentación respecto al terreno</i>	<i>Existe una modificación del movimiento de campo libre, debido a la presencia de la cimentación (interacción cinemática).</i>
<i>No hay componente de movimiento de cuerpo rígido de la superestructura (cabeceo y traslación).</i>	<i>Existe un desplazamiento relativo de la cimentación respecto al terreno producido por las fuerzas de inercia de la superestructura (interacción inercial).</i>

En la Tabla 2-1 se describen las características que modifican el comportamiento del sistema suelo-estructura desplantados sobre bases deformables; a partir de esto se puede decir que la interacción dinámica suelo estructura está compuesta por tres tipos de modificaciones, las cuales son producto de la flexibilidad del suelo; no obstante, sólo dos de ellas definen la IDSE y éstas son: la interacción inercial y la interacción cinemática, a partir de lo descrito surge una pregunta y es, ¿cómo toma en consideración los efectos de sitio, interacción inercial y cinemática el procedimiento de análisis presentado en el apéndice A de la normatividad sísmica del D. F.?

Efecto de sitio: las modificaciones producidas por la variación de los materiales se toman en cuenta mediante el uso de los espectros de diseño reglamentarios y de los denominados espectros de sitio.

Interacción inercial: este fenómeno está asociado con el alargamiento del período fundamental de la estructura y la modificación del amortiguamiento, en función de estos parámetros, la normatividad sísmica del Distrito Federal toma en cuenta la interacción inercial. Por otra parte, el amortiguamiento se modifica debido a dos fenómenos; el amortiguamiento histerético que aporta el suelo al sistema y la energía que se irradia en forma de ondas elásticas a través del suelo, debido al movimiento de la cimentación que produce perturbaciones en éste.

Interacción cinemática: es el fenómeno que desde el punto de vista estructural es menos conocido y estudiado. En general se suele pensar, que el no considerar la interacción cinemática, está del lado de la seguridad debido a la reducción del

movimiento de altas frecuencias que produce, y a que la rotación de la cimentación introducida suele tener poca influencia en las aceleraciones y desplazamientos de la superestructura. Esta consideración es correcta para el caso de edificaciones robustas, con relaciones de esbeltez bajas y cimentaciones relativamente superficiales, sin embargo, para estructuras altas con cimentación profunda, el efecto del cabeceo puede introducir componentes de movimientos importantes, induciendo a que el diseño que no tome en cuenta la interacción cinemática, esté del lado de la inseguridad. Por otra parte, la interacción cinemática en términos de la modificación del movimiento, tiene una mayor influencia en las estructuras cimentadas con cajones de cimentación que en aquellas cimentadas con pilas (Fernández S., 2013). El enfoque de diseño más sencillo es el que ignora la interacción del cimiento con el suelo circundante. Según este enfoque, primero se estiman las deformaciones del terreno en campo libre y luego la cimentación se diseña para acomodarse a estas deformaciones. El resultado es satisfactorio cuando el suelo es mucho más rígido que la cimentación. En caso contrario es necesario considerar los efectos de interacción cinemática, ya que pueden afectar considerablemente las deformaciones circundantes. Estos efectos son debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación y hasta la fecha han sido poco estudiados, a diferencia de los efectos de interacción inercial debidos a la vibración de la estructura.

3 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

Con la publicación de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo en octubre del 2004, se introdujo oficialmente un nuevo procedimiento para diseño sísmico en la normativa de su apéndice A, con este procedimiento se propone un análisis de interacción dinámica suelo-estructura (IDSE), el cual puede definirse como un conjunto de efectos producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante excitación sísmica, la interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación (Corona , Avilés Lopez, & Gerardo, 2004). La Interacción Estática Suelo Estructura (IESE) se refiere a los esfuerzos y deformaciones que se inducen, tanto en el suelo como en la estructura, debidas únicamente a las cargas gravitacionales y en el que se debe tener una compatibilidad de deformaciones entre estructura y terreno de cimentación. La importancia de la IDSE en la respuesta estructural está definida por el contraste que existe entre la rigidez del sistema suelo-cimentación y la rigidez de la estructura, por lo que, en estructuras rígidas (como es el caso de estructuras a base de muros de mampostería o concreto, o de marcos de concreto robustos) el efecto será más pronunciado (Fernández S., 2013).

La IDSE consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos entre la estructura y el suelo ante sollicitaciones dinámicas, tiene como objetivo tomar los efectos acoplados de tres disciplinas que influyen en el fenómeno, las cuales se vieron en capítulos anteriores. En primera instancia tenemos la respuesta elastodinámica, que se refiere al comportamiento dinámico de medios elásticos constitutivos y se encarga del estudio y caracterización de la propagación de ondas; por otro lado, es de suma importancia conocer la dinámica de los suelos para entender cuáles son las propiedades del suelo que influyen en su comportamiento dinámico y cómo se modifican cuando se someten a cargas cíclicas. Finalmente, es necesario conocer la dinámica estructural, para identificar las implicaciones que tiene la superestructura al no estar apoyado sobre una base infinitamente rígida.

En los apartados siguientes se presenta un resumen acerca de las bases para las disposiciones reglamentarias sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura propuestas por el Doctor Javier Avilés López en 1991, mismas que a la fecha actual están vigentes y cuya metodología se presenta en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en su versión 2004. El objetivo de presentar estas disposiciones que en la actualidad forman parte de las Normatividad del D. F., es sensibilizar al lector para el entendimiento de esta teoría desde el punto de vista teórico-práctico, ya que en dicha normatividad, las especificaciones sobre su uso son confusas.

3.1 Modelo investigado

Para fines de diseño, los efectos de interacción suelo-estructura suelen tenerse en cuenta exclusivamente en el modo fundamental de vibración (Jennings & Bielak, 1973). Si la estructura de varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador elemental y si el depósito de suelo estratificado se comporta básicamente como un manto homogéneo, el sistema suelo-estructura puede representarse como se muestra en la Figura 3.1.

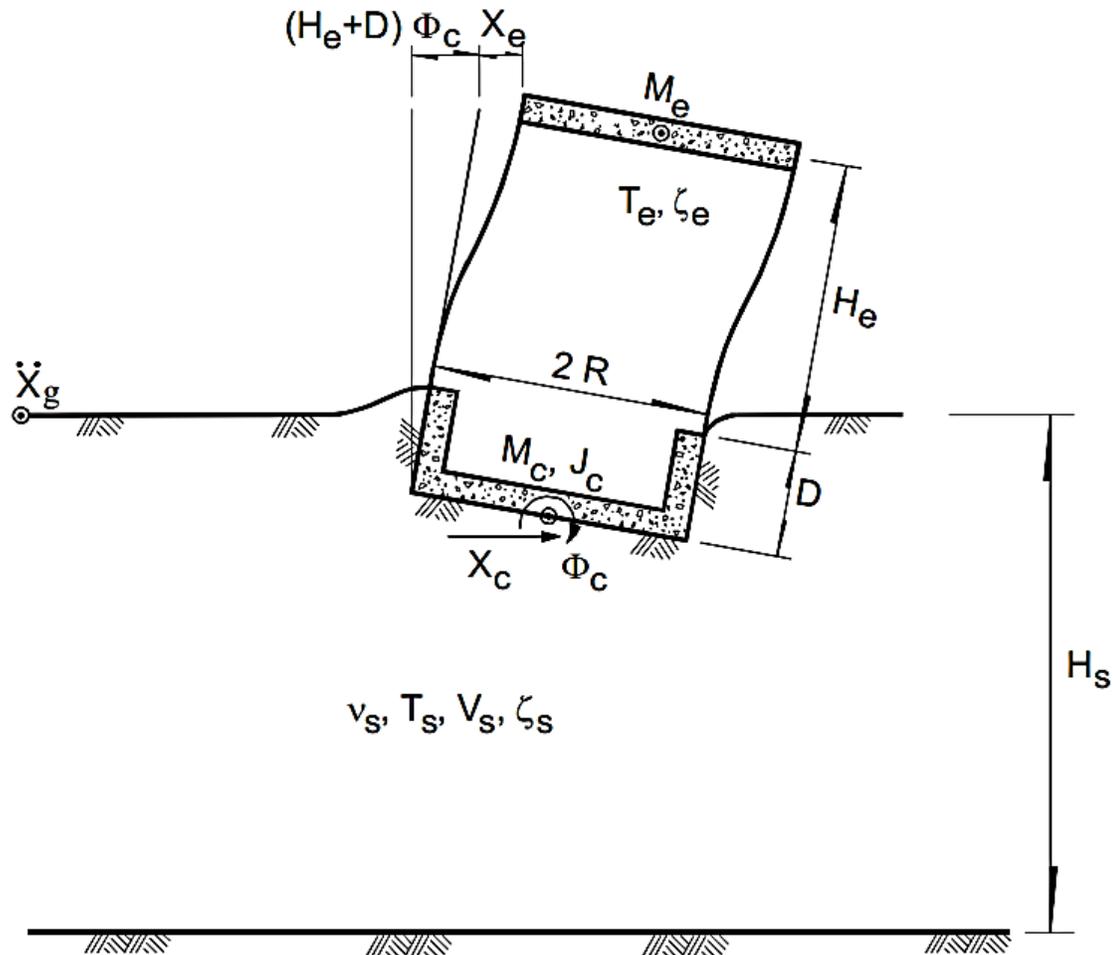


Figura 3.1 Modelo para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el modo fundamental de vibración; desplazamiento lateral de la estructura relativo al terreno (Mena U. & Pérez-Rocha, 2008)

Por otra parte, el parámetro con el que se representa el período predominante del suelo, T_s , puede medirse directamente en campo. Las normas admiten que su valor se tome de la Figura 3.2 o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determine a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de emplazamiento. En tal caso, las normas especifican usar las expresiones 3.1 y 3.2.

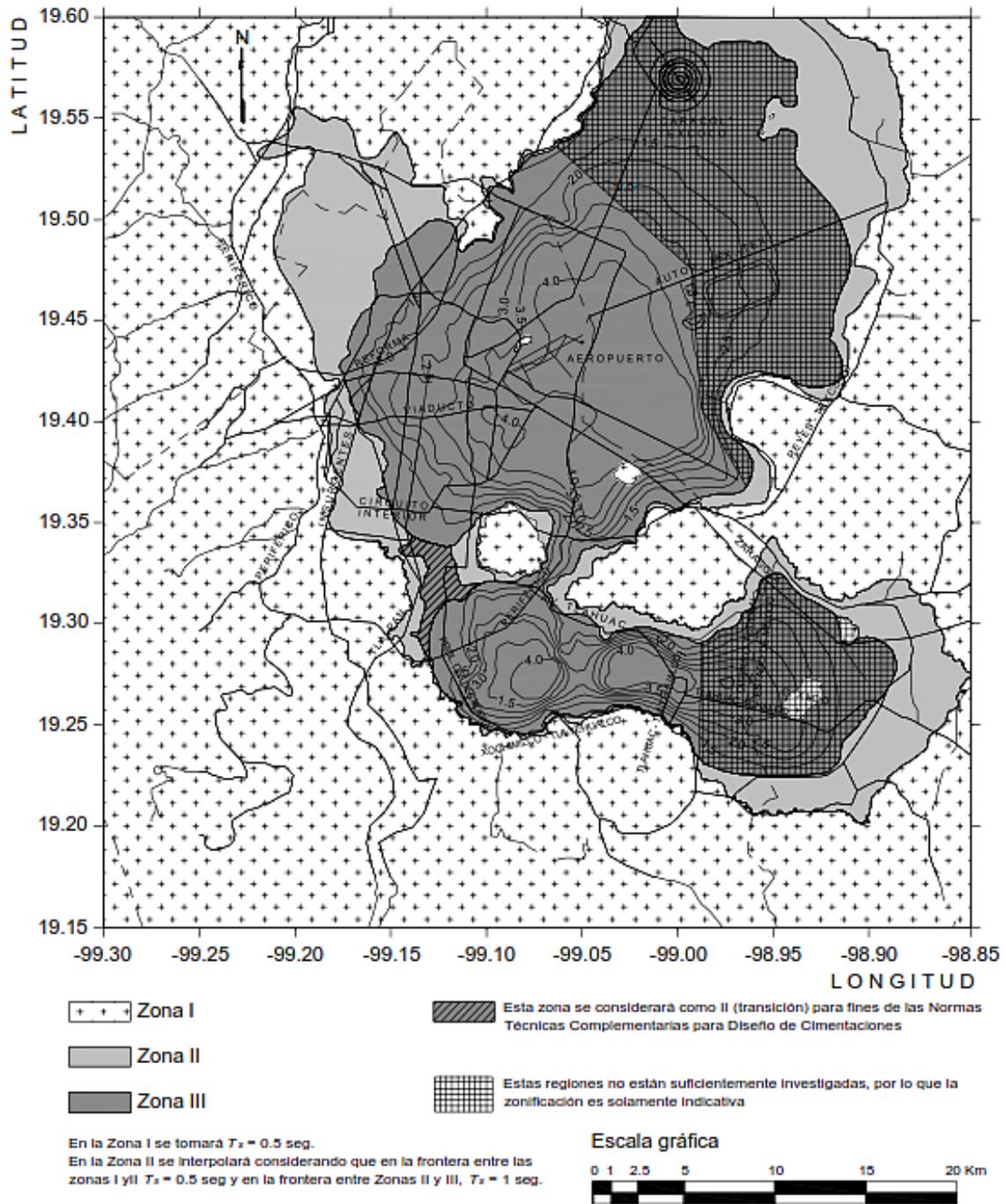


Figura 3.2 Periodos predominantes del suelo T_s (NTCDS, 2004, pág. 75)

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad [3-1]$$

Donde g es la aceleración de la gravedad y N el número de estratos de la formación de suelo; $x_0=0$ y x_i ($i=1, 2, \dots, N$) está dado por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j} \quad [3-2]$$

Siendo d_i , G_i , y γ_i el espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato, respectivamente (Gomez A., 2000) por medio del método de Rayleigh, usando una aproximación estática para el modo fundamental del depósito estratificado y haciendo una corrección empírica para predecir correctamente el valor del periodo fundamental de un manto homogéneo. Para la aplicación de las ecuaciones 3.1 y 3.2 es necesario que la profundidad de exploración del subsuelo, $H_s = \sum d_i$, se efectuó hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, donde la velocidad de ondas de cortante es mayor de 700 m/s, de lo contrario se estará excluyendo la influencia de la deformabilidad del suelo por debajo del nivel de exploración alcanzado.

Por lo que respecta a la estructura, los parámetros T_e , ζ_e son respectivamente el periodo fundamental y la fracción de amortiguamiento para las condiciones elásticas y de base rígida, en la dirección de análisis. En tanto que M_e y H_e son la masa y altura efectivas correspondientes al modo fundamental, respectivamente. Estos parámetros se obtienen al igualar el cortante basal y momento de volteo modales de la estructura de N grados de libertad con los valores respectivos de un oscilador simple. En las siguientes ecuaciones se presenta una manera en la que se puede calcular la masa y altura efectiva tomando en consideración el primer modo de vibrar para un análisis dinámico.

$$M_e = \frac{\left(\sum_{i=1}^N M_i \phi_i \right)^2}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i^2} \quad [3-3]$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i h_i}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i} \quad [3-4]$$

Donde h_i , M_i y ϕ_i son, respectivamente, la altura, masa y amplitud del modo fundamental correspondientes al i -ésimo nivel sobre el desplante. Cuando se utilice el método estático de análisis sísmico, los valores de la masa y altura efectivas pueden aproximarse como $M_e = 0.7M_t$ y $H_e = 0.7H_t$, siendo M_t y H_t la masa y altura totales de la estructura, respectivamente, excepto para construcciones

de un solo nivel en que se toman los valores totales. Pese a que en este método no se requiere del modo fundamental, es posible mejorar la estimación de M_e Y H_e tomado ϕ_i , igual al desplazamiento lateral del i -ésimo nivel debido a las fuerzas sísmicas calculadas estáticamente.

Si el suelo se reemplaza por los resortes lineales $K_x(\omega)$ y $K_r(\omega)$ y por los amortiguadores viscosos $C_x(\omega)$ y $C_r(\omega)$, dependientes de la frecuencia de excitación ω , el sistema por analizar ante el movimiento de campo libre \ddot{X}_g queda representado como se indica en la Figura 3.3. Consta de tres grados de libertad definidos por la deformación de la estructura, X_e , y por el desplazamiento y rotación de la cimentación, X_c y ϕ_c , respectivamente. Carece de modos naturales clásicos de vibración porque el amortiguamiento del suelo es no proporcional. Pese a que el análisis puede implementarse usando un método paso a paso que tenga en cuenta explícitamente el comportamiento no lineal de la estructura, para propósitos prácticos es más conveniente recurrir al uso de espectros de respuesta estándar de campo libre en combinación con las propiedades dinámicas relevantes de la estructura modificada por interacción. En esta sección se explicaran los criterios que condujeron a las disposiciones reglamentarias para interacción suelo-estructura, asumiendo que la cimentación es relativamente rígida y que el suelo en sus inmediaciones se mantiene esencialmente en el intervalo lineal. En la literatura (Wolf, 1985 y 1988) existen métodos para considerar la flexibilidad de la cimentación y el comportamiento inelástico del suelo.

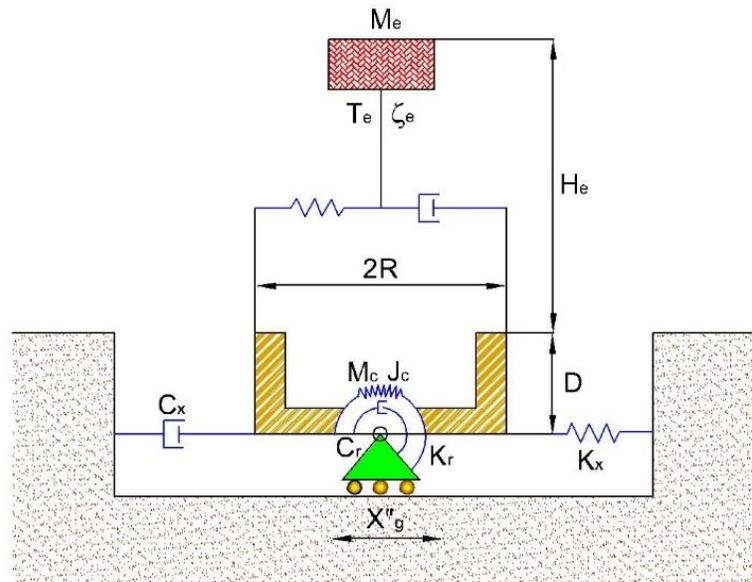


Figura 3.3 Modelo de parámetros discretos para el análisis de interacción suelo-estructura (Avilés & Pérez-Rocha, 2004, pág. 7)

Se ha identificado que los parámetros adimensionales del sistema que controlan los efectos de interacción son, en orden de importancia, la rigidez relativa de la estructura y el suelo, $H_e T_s / H_s T_e$; la relación de esbeltez de la estructura, H_e / R ; la relación de enterramiento de la cimentación D/R ; y la profundidad normalizada del estrato H_s / R , siendo R el radio de un círculo equivalente a la superficie de desplante de la cimentación, con igual área o igual momento de inercia que dicha superficie (Avilés & Pérez-Rocha, 1996). A los demás parámetros del sistema se les asignan los siguientes valores, recomendados por las normatividad sísmica del D. F.; $\zeta_e = 0.05$ y $\zeta_s = 0.03$, para los amortiguamientos de la estructura y del suelo; $\nu_s = 0.45$, para la relación de Poisson del suelo; $M_c / M_e = 0.25$, para la relación de masas entre la cimentación y la estructura; $J_c / M_e (H_e + D)^2 = 0.05$, para la relación de momentos de inercia de masa entre la cimentación y la estructura; y $M_e / \rho_s \pi R^2 H_e = 0.15$, para la densidad relativa de la estructura y el suelo, donde $\rho_s = G_s / V_s^2$ es la densidad de masa del subsuelo, siendo $V_s = 4H_s / T_s$ la velocidad media del sitio.

Cabe destacar que los valores de ζ_s , ν_s y G_s se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos y corresponderán a las condiciones de esfuerzo y deformación que prevalezcan durante el sismo de diseño. Han de interpretarse como valores medios del suelo de soporte para la región de influencia de las fuerzas que actúan sobre la cimentación, la cual se extiende hasta una profundidad alrededor de $4R$ debajo de la profundidad de desplante para movimientos de traslación y alrededor de $1.5R$ para movimiento de cabeceo.

3.2 Efectos en el período y amortiguamiento

El alargamiento del período es producto de la deformabilidad del medio de soporte. En tanto que la modificación del amortiguamiento resulta de la capacidad del suelo para disipar energía no solo por comportamiento histerético (amortiguamiento material) y radiación de ondas (amortiguamiento geométrico), sino también por la difracción de las ondas incidentes por la cimentación. En vista de que el cabeceo de la cimentación puede incrementar la respuesta relativa del edificio y por consiguiente reducir el amortiguamiento, es necesario equilibrar el amortiguamiento efectivo en función del amortiguamiento del suelo, manipulando el amortiguamiento de la estructura, para poder asegurar que el sistema suelo-cimentación disipe la energía y procure la estabilidad contra el colapso. Este efecto suele ocurrir en estructuras esbeltas que son las más sensibles al cabeceo de la cimentación. En la Figura 3.4 se pueden observar los resultados obtenidos de algunas investigaciones para las relaciones de $H_e / R = 5$ y $0.2 < H_e T_s / H_s T_e < 1.8$.

Los criterios de interacción de las normas consideran tanto el alargamiento del período debido a la deformabilidad del suelo como las modificaciones del amortiguamiento, producto del comportamiento histerético y la radiación de

ondas en el suelo. De esta forma se tiene en cuenta la interacción inercial solamente; la interacción cinemática es reconocida implícitamente restringiendo la posible reducción del amortiguamiento al valor nominal de 5% considerado en los espectros de diseño reglamentarios. Las modificaciones del período y amortiguamiento pueden calcularse usando una analogía con un oscilador de reemplazo, cuya respuesta resonante sea igual a la de la estructura con base flexible, para la misma excitación armónica de la base. Como la masa del oscilador se toma igual a la de la estructura, esta equivalencia se logra igualando la pseudoaceleración máxima y el período resonante del sistema acoplado con los valores correspondientes del oscilador de reemplazo. La ventaja práctica de este enfoque reside en que la máxima respuesta estructural puede estimarse por medio de espectros de respuesta estándar de campo libre, usando el período y amortiguamiento efectivos del sistema.

Evaluación rigurosa

Si analizamos de forma rigurosa el sistema, entonces partimos de un planteamiento que involucra calcular una función de transferencia denominada $S(\omega) = \omega_e^2 X_e / \ddot{X}_g$ que relaciona la pseudoaceleración estructural entre la aceleración de campo libre en la superficie del terreno, siendo $\omega_e = 2\pi/T_e$ la frecuencia fundamental de base rígida. Así, el período y amortiguamiento efectivos del sistema, \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$, se determinan usando las siguientes expresiones (Avilés y Pérez-Rocha, 1996):

$$\tilde{T}_e = \sqrt{1 - 2\zeta_e^2 T_{res}^2} \quad [3-5]$$

$$\tilde{\zeta}_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(1 - \sqrt{\frac{S_{res}^2 - 1}{S_{res}^2}} \right)^{1/2} \quad [3-6]$$

Donde T_{res} es el período resonante y S_{res} la respuesta máxima medidos en la función de transferencia del sistema acoplado. El uso de estas expresiones en

lugar de $\tilde{T}_e = T_{res}$ y $\tilde{\zeta}_e = 1/2S_{res}$ obedece a que los valores del amortiguamiento efectivo pueden exceder considerablemente al amortiguamiento estructural que comúnmente es muy bajo, por lo que los términos de amortiguamiento de segundo orden no pueden despreciarse.

Con esta analogía se logra, en general, una excelente coincidencia entre las respuestas armónicas de la estructura real y el oscilador de reemplazo. La concordancia entre las respuestas máximas ante excitación transitoria también es satisfactoria, como habrá de mostrarse posteriormente. No obstante, como la

función de transferencia del sistema acoplado no es exactamente la de un oscilador elemental, el concepto de período y amortiguamiento efectivos está restringido en algunos casos. Esta limitación se ha observado para estructuras bajas con cimentación enterrada en estratos someros, como se ilustra en la Figura 3.4, para cierta combinación de los parámetros del sistema. Se aprecia que la forma de la función de transferencia del sistema acoplado no puede ser ajustada por medio de la función de transferencia de un oscilador elemental cuando el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo es considerable, $H_e T_s / H_s T_e \geq 1.5$.

Evaluación aproximada

En aplicaciones de ingeniería es aceptable determinar el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema en forma aproximada. Si se desprecian la masa de la cimentación M_c y su momento de inercia J_c , parámetros que tienen poca influencia en el alargamiento del periodo y modificación del amortiguamiento, con base en estos lineamientos en la normativa correspondiente se ha estipulado las siguientes ecuaciones:

$$T_e = (T_e^2 + \tilde{T}_x^2 + T_r^2)^{1/2} \quad [3-7]$$

Donde:

$$T_x = 2\pi \left(\frac{M_e}{K_x} \right)^{1/2} \quad [3-8]$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right)^{1/2} \quad [3-9]$$

Son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo se pudiera trasladar o balancear, respectivamente.

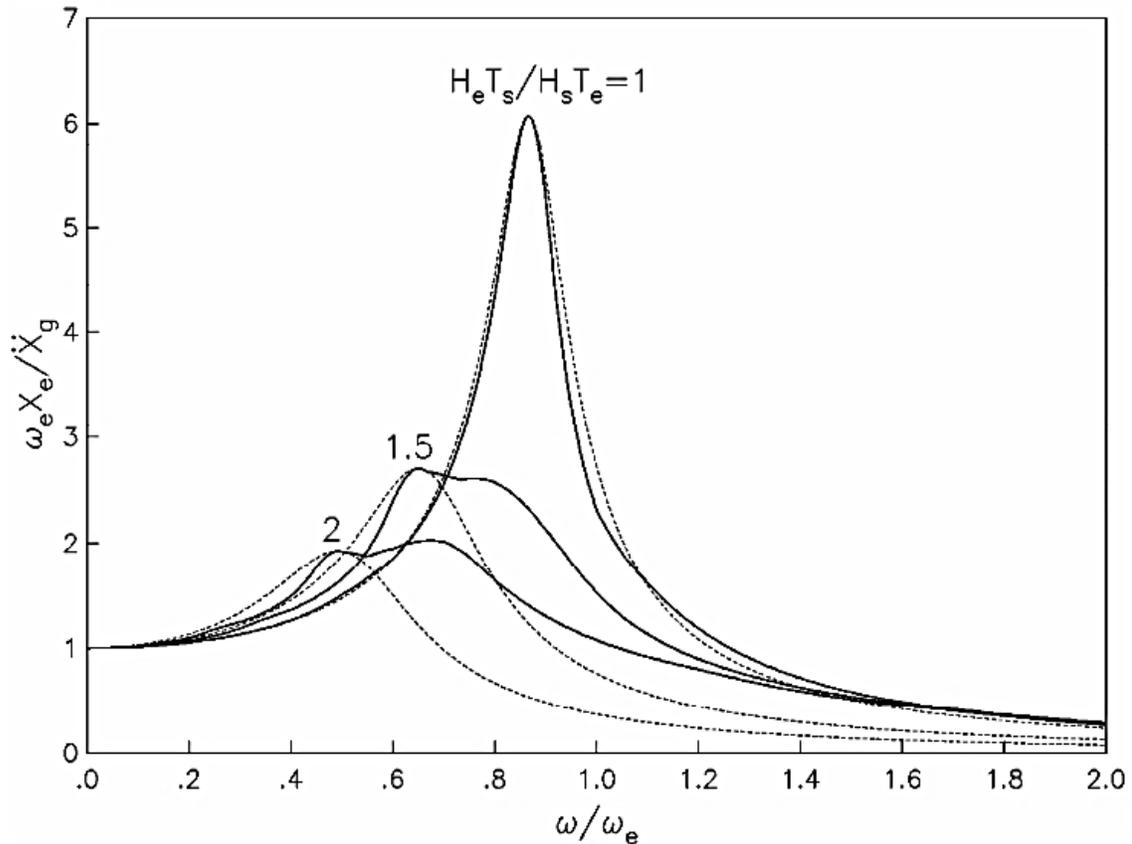


Figura 3.4 Funciones de transferencia para el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (discontinua); $H_e/R=1$, $D/R=1$ y $H_e/R=2$ (Avilés & Pérez-Rocha, 2004, pág. 10)

Los parámetros K_x y K_r , representan las rigideces de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura; K_x , es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento armónico unitario del cimiento, mientras que K_r es la rigidez de rotación definida como el momento necesario para producir una rotación armónica unitaria del cimiento.

Por su parte, el amortiguamiento efectivo del sistema ha de calcularse, según las normas como:

$$\zeta_e = \zeta_e \left(\frac{\tilde{T}_e}{T_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad [3-10]$$

Donde:

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad [3-11]$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad [3-12]$$

Son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad armónica unitaria del cimiento en traslación horizontal y en rotación, respectivamente.

Con rigor el período efectivo del sistema debería calcularse mediante iteraciones porque los resortes K_x y K_r tienen que ser evaluados para una excitación

armónica de frecuencia $\omega_e = \tilde{\omega}_e$ siendo $\tilde{\omega}_e = \frac{2\pi}{\tilde{T}_e}$ la frecuencia efectiva del

sistema. No obstante, una aproximación razonable se obtiene usando los valores correspondientes a la frecuencia fundamental de base rígida. El amortiguamiento efectivo del sistema se determina directamente una vez conocido su período efectivo.

Si bien la importancia de la interacción depende de las características tanto del sistema acoplado como de la excitación sísmica, Avilés y Pérez-Rocha (1996) han mostrado que su influencia en el período y amortiguamiento resulta ser despreciable para $H_e T_s / H_s T_e < 0.4$. En este caso es posible analizar la estructura como si estuviera apoyada rígidamente pues los mayores cambios por interacción son apenas del orden de 10%, sin aplicaciones prácticas significativas. De ahí que en las normas se haya estipulado que el análisis de interacción pueda omitirse cuando se cumpla la condición:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad [3-13]$$

Donde H_s puede tomarse directamente del mapa de isoprofundidades contenido en las normas, o bien estimarse a partir de la siguiente correlación empírica recientemente propuesta (Aguilar B., y otros, 2003):

$$H_s = 31(T_s - 0.5)^{1/2} \quad [3-14]$$

En esta expresión, el periodo dominante del suelo está en segundos y el espesor de los depósitos compresibles en metros.

3.3 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo

Es usual en la práctica evaluar los efectos de interacción reemplazando al suelo por resortes y amortiguadores constantes. El estado actual del conocimiento permite realizar el análisis de interacción usando el concepto de función de impedancia o rigidez dinámica del suelo. Las técnicas modernas sustituyen al suelo por resortes y amortiguadores que dependen de la frecuencia de excitación, considerando además aspectos como la profundidad de desplante de la cimentación y el perfil estratigráfico del subsuelo.

La rigidez dinámica del suelo se define como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas funciones son de tipo complejo y dependiente de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo y, la imaginaria, los amortiguamientos material y geométrico del suelo. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes de la cimentación. La rigidez dinámica del suelo se puede expresar en términos de la rigidez estática, K_m° y los coeficientes de rigidez dinámico k_m y amortiguamiento c_m , de la forma (Gazetas, 1991):

$$\tilde{K}_m = K_m^\circ [k_m(\eta) + i\eta c_m(\eta)](1 + i2\zeta_s) \quad [3-15]$$

Donde $\eta = \omega R / V_s$ es la frecuencia adimensional y $m=x$, r indica el modo de vibración de la cimentación, que puede ser de traslación o rotación. El factor $(1 + i2\zeta_s)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento material del suelo.

Por otra parte, si K_m representa el resorte y C_m el amortiguador equivalente de la cimentación, la rigidez dinámica del suelo se definen alternativamente como:

$$\tilde{K}_m = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega) \quad [3-16]$$

Igualando las partes real e imaginaria de las ecuaciones 5.15 y 5.16, se encuentran las siguientes expresiones:

$$K_m = K_m^\circ (k_m - 2\zeta_s \eta c_m) \quad [3-17]$$

$$C_m = K_m^\circ (\eta c_m + 2\zeta_s k_m) / \omega \quad [3-18]$$

El término K_m representa un resorte lineal que expresa tanto la rigidez como la inercia del suelo, es esencialmente independiente de la frecuencia. En tanto que

el término C_m representa un amortiguador viscoso que expresa los amortiguamientos material y geométrico del suelo; el primero es básicamente independiente de la frecuencia y se debe al comportamiento histerético, mientras que el segundo es dependiente de la frecuencia y se debe a la radiación de las ondas.

La rigidez dinámica del suelo así definida está restringida a modelos elástico lineales. No obstante, una forma práctica de tener en cuenta de forma aproximada el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar sus propiedades de rigidez y amortiguamiento compatibles con las deformaciones causadas por el movimiento de campo libre. Las no-linealidades adicionales debidas a las deformaciones producidas por el movimiento de la estructura pueden despreciarse, ya que para temblores intensos la mayor parte del comportamiento inelástico del suelo se debe a la excitación sísmica y no a la interacción suelo-estructura (Roesset & H. Scaletti, 1986). De hecho, el enfoque de diseño debería satisfacer el requisito práctico de evitar la deformación inelástica en el contacto suelo-cimentación.

Para el cálculo riguroso de rigideces dinámicas puede recurrirse a un eficiente método de elementos finitos desarrollado por Tassoulas y Kausel (1983) para cimentaciones axisimétricas enterradas en depósitos de suelo estratificado.

Un efecto de gran importancia que frecuentemente pasan por alto los ingenieros de la práctica es que para un depósito de suelo existen frecuencias críticas debajo de las cuales el amortiguamiento por radiación no es activado (Meek & J. P. Wolf, 1991). Este efecto es más evidente para el modo de cabeceo que para el de traslación horizontal, como se aprecia en la Figura 3.5 para una cimentación enterrada en un estrato somero. Para frecuencias menores que la primera frecuencia resonante del estrato, los valores del amortiguamiento son muy bajos ya que reflejan la pérdida de energía sólo por amortiguamiento histerético; el amortiguamiento por radiación es prácticamente nulo en este intervalo.

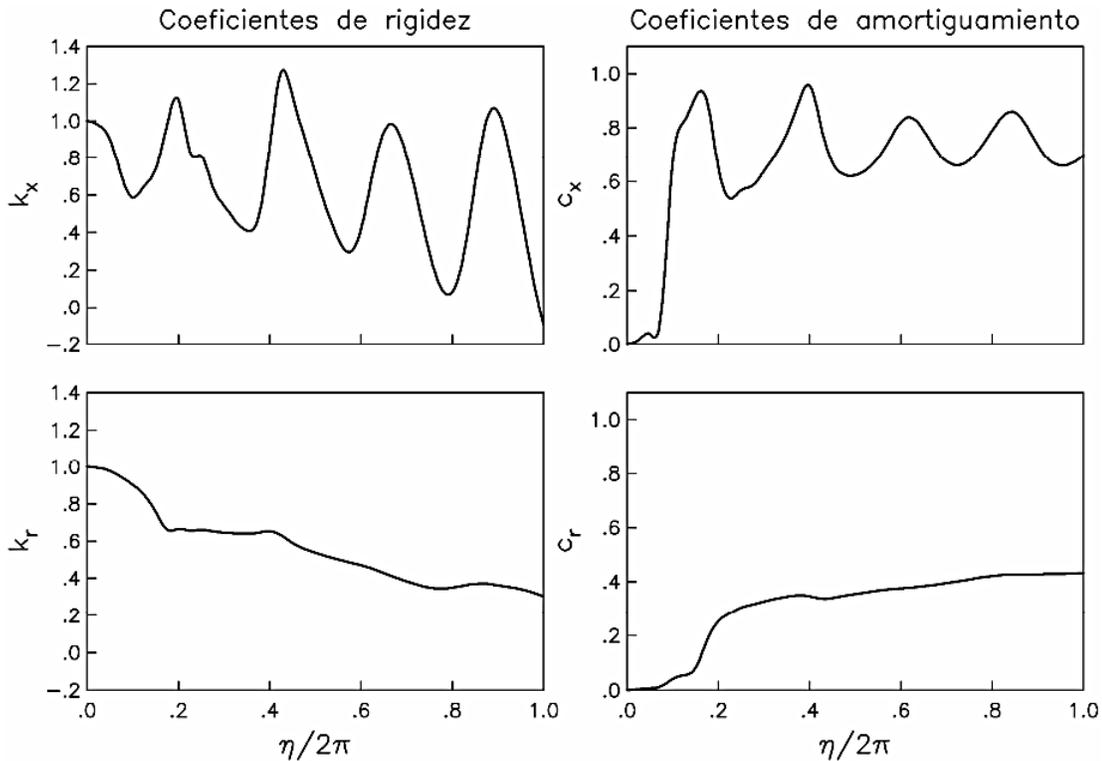


Figura 3.5 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal (arriba) y cabeceo (abajo), para una cimentación enterrada con $D/R=0.5$ en un estrato somero con $H_s/R=3$ (Avilés & Pérez-Rocha, 2004, pág. 14)

Las frecuencias críticas de un estrato uniforme están definidas por las frecuencias fundamentales en vibración transversal y vertical, según se trate de oscilaciones de la cimentación en traslación horizontal o cabeceo, respectivamente. Esto se debe a que las oscilaciones de traslación horizontal generan principalmente ondas S, mientras que las de cabeceo originan primordialmente ondas P. Las frecuencias fundamentales adimensionales para ondas de corte y compresión están dadas por:

$$\eta_s = \frac{\pi R_x}{2H_s} \quad [3-19]$$

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \frac{\pi R_r}{2H_s} \quad [3-20]$$

3.4 Efectos en la ductilidad

Se han discutido los efectos de interacción en sistemas elásticos. Sin embargo, es claro que el diseño sísmico está basado en el comportamiento no lineal de la estructura ante temblores intensos. No se conocen criterios reglamentarios que consideren los efectos de interacción en la ductilidad. No obstante, antes de

tomar en consideración los efectos de la interacción sobre la ductilidad se hacen ciertas reducciones que tienen que ver con la sobrerresistencia y ductilidad de la estructura, con las ecuaciones siguientes se toman en consideración estos efectos.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad [3-21]$$

Donde Q es el factor de comportamiento sísmico fijado en el capítulo 5 de las NTCDS-2004.

La reducción por sobrerresistencia está dado por el factor:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad [3-22]$$

Rosenblueth y Reséndiz (1987) propusieron una expresión simple que les permitió examinar someramente los efectos de interacción sobre la ductilidad. En este trabajo se retomó para definir un oscilador de reemplazo inelástico, cuyo periodo natural y cuya fracción de amortiguamiento son iguales al periodo y amortiguamiento efectivos del sistema para la condición elástica, y cuyo factor de ductilidad está dado por:

$$\tilde{Q} = Q'' = \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e} (Q - 1) + 1 \quad [3-23]$$

Que llamamos ductilidad efectiva, a diferencia de la ductilidad disponible Q. Esta expresión controla el comportamiento no lineal del oscilador de reemplazo. Debe notarse que $1 \leq \tilde{Q} \leq Q$, lo que implica que la ductilidad efectiva del sistema es menor que la ductilidad estructural Q para suelo infinitamente rígido ($\tilde{T}_e = T_e$ para $V_s = \infty$) e igual a la unidad para suelo infinitamente flexible ($\tilde{T}_e = \infty$ para $V_s = 0$). Avilés y Pérez Rocha (2003) han mostrado que la

reducción de la ductilidad por interacción ante excitación sísmica es predicha eficientemente con esta expresión, excepto para periodos naturales extremadamente cortos.

La ductilidad efectiva puede verse como la ductilidad estructural modificada por interacción, tal que la resistencia del oscilador de reemplazo para la ductilidad \tilde{Q} es igual a la requerida por la estructura apoyada elásticamente para la ductilidad Q . El cociente $\frac{Q}{\tilde{Q}}$ mide entonces la relación entre las demandas de ductilidad

desarrolladas en la estructura real y el oscilador de reemplazo para la misma excitación sísmica. De esta forma, la resistencia requerida por la estructura con base flexible para limitar la demanda de ductilidad a la ductilidad disponible se obtiene directamente de una estructura modificada con base rígida. Específicamente, las demandas de resistencia con interacción pueden estimarse a partir de espectros de respuesta estándar de campo libre, empleando los valores de \tilde{T}_e , $\tilde{\zeta}_e$, y \tilde{Q} . Estos parámetros suministran una caracterización completa del oscilador de reemplazo no lineal.

3.5 Criterios de diseño

Los efectos combinados del alargamiento del período, el aumento del amortiguamiento y la reducción de la ductilidad harán que la respuesta estructural con interacción sea menor o mayor que su valor de base rígida, dependiendo de las características de la excitación sísmica y el sistema acoplado. Las consecuencias de la interacción sobre el cortante basal y los desplazamientos se ven reflejados de manera inmediata, por tanto en espectros de diseño suavizados, las posibilidades que resultan de considerar los efectos elásticos de la interacción en el cortante basal son principalmente las descritas a continuación:

1. Si el período fundamental de la estructura con base rígida se ubica en el espectro de diseño sísmico y cae en la rama ascendente del espectro $T_e < T_a$, la interacción incrementará o reducirá la respuesta estructural dependiendo de los valores del período y amortiguamiento efectivos del sistema. En este caso, el alargamiento del período incrementa la respuesta, mientras que un aumento del amortiguamiento tiene el efecto contrario.
2. Si el período fundamental de la estructura con base rígida cae en la meseta del espectro de diseño sísmico $T_a \leq T_e \leq T_b$, la interacción reducirá su respuesta estructural. Si el alargamiento del período sobrepasa la meseta espectral, tendremos una reducción adicional debida un aumento del amortiguamiento.

3. Si el período fundamental de la estructura con base rígida cae en la parte descendente del espectro, $T_e > T_b$, la interacción reducirá la respuesta estructural tanto por el alargamiento del período como por un aumento del amortiguamiento.

Sin importar la región del espectro donde caiga el período de la estructura, una reducción del amortiguamiento se traduce en un incremento de la respuesta estructural. Al incluir los efectos inelásticos de la interacción, la reducción de la ductilidad provocará el incremento de la respuesta estructural, independientemente de la región espectral.

Cortante basal

Los conceptos descritos en este trabajo han suministrado las bases para la formulación de las disposiciones reglamentarias para interacción dinámica suelo-estructura. De acuerdo con las normas, si se opta por el análisis estático con la opción que toma en cuenta el periodo fundamental de vibración, el cortante basal de la estructura con base indeformable está dado por:

$$V_o = \frac{a}{Q'} W_o \quad [3-24]$$

Donde a es la ordenada espectral elástica para el período y amortiguamiento de la estructura con base indeformable. La contribución de los modos superiores de vibración queda considerada implícitamente al emplear el peso total de la estructura W_o en lugar de su peso efectivo W_e . Si se considera la deformabilidad del suelo, el cortante basal modificado por interacción es igual a:

$$\tilde{V}_o = \frac{a}{Q'} W_o - \left(\frac{a}{Q'} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \right) W_e \quad [3-25]$$

Donde \tilde{a} es la ordenada espectral elástica para el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. El segundo término de esta expresión representa la reducción del cortante basal por efectos de interacción en el modo fundamental de vibración. El signo de este término puede ser negativo, con lo que en lugar de una reducción tendremos un incremento del cortante basal.

Se ha estipulado en las normas que el valor calculado para el amortiguamiento efectivo del sistema no puede tomarse menor que 0.05. Con ello se está reconociendo aunque sea implícitamente el amortiguamiento adicional por interacción cinemática. De esta manera se impide que las ordenadas espectrales sean mayores que sus valores de base rígida en caso de disminución del

amortiguamiento. Asimismo la máxima reducción permisible del cortante basal por interacción se ha limitado a 25% del valor calculado para la condición de base rígida. En la misma proporción se ha restringido el incremento posible del cortante basal por interacción debido, esencialmente, a las grandes incertidumbres involucradas en la sobrerresistencia estructural y a la forma conservadora de los espectros de diseño.

Por otro lado en diversas investigaciones se ha observado que las estructuras esbeltas normalmente caen en la región espectral de periodos largos, donde los efectos de interacción son menos pronunciados.

Cuando se recurra al análisis dinámico modal, los efectos de interacción se tendrán en cuenta solo en el modo fundamental de vibración, haciendo:

$$\tilde{V}_1 = \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} W_e \quad [3-26]$$

Donde \tilde{a} se obtiene como se indica en relación con el análisis estático. La contribución de los modos superiores de vibración se determina ignorando estos efectos y las respuestas modales se combinan con criterios similares a los usados para estructuras sin interacción.

Desplazamiento lateral

Una vez calculado \tilde{V}_o , el desplazamiento lateral de la estructura modificado por interacción se obtiene mediante

$$\tilde{X} = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left[X_i + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right] \quad [3-27]$$

Donde M_o es el momento de volteo en la base de la cimentación, X_i es el desplazamiento lateral del i-ésimo nivel de la estructura con base rígida, calculados usando las fuerzas sísmicas sin modificar por interacción, D se refiere a la profundidad de desplante y K_r , a la rigidez de rotación de la cimentación, que se calcula como se indica en la sección A.6.4 de las normas técnicas complementarias correspondientes a sismo.

Estos desplazamientos deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado limite por choques con estructuras adyacentes.

Factor de interacción

Si el peso efectivo se aproxima como $W_e = 0.7W_o$, según las ecuaciones 3-24 y 3-25 el factor de interacción se reduce a:

$$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = 0.3 + 0.7 \frac{\tilde{a}}{a} \frac{Q'}{\tilde{Q}'} \quad [3-28]$$

De acuerdo con algunas investigaciones se puede decir que el factor de interacción se incrementa (mayor resistencia estructural) en la región espectral de periodos cortos y se reduce (menor resistencia estructural) en la región estructural de periodos medios. El factor de interacción se aproxima a uno para periodos naturales largos, independientemente del valor de la ductilidad. Esto significa que los efectos de interacción son despreciables en ese intervalo. También se confirma que la influencia de la ductilidad es nula en estructuras infinitamente rígidas, pero muy significativa para periodos naturales cortos. Es evidente que la interacción resulta ser desfavorable cuando el periodo de la estructura es menor que el periodo del sitio; en caso contrario, las estructuras se benefician de ella, especialmente ante comportamiento estructural elástico.

4 APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL APÉNDICE “A”

4.1 Sitio de estudio

El Distrito Federal es considerado como una zona de peligro sísmico intermedio, de acuerdo con la Regionalización sísmica de la República Mexicana (Ver Figura 4.1), en el que se puede observar que se encuentra en la zona B, marcada con un punto de color negro. En esta zona no hay registro de sismos de alta intensidad, pese a esto, los ingenieros civiles de la práctica profesional y los investigadores conocen que el verdadero peligro se encuentra en el material blando que conforma la estratigrafía de esta zona, por ende, pueden esperarse altas aceleraciones, lo que implica, grandes sollicitaciones en la cimentación de estructuras desplantadas sobre todo en la Zona de Transición y de Lago, generando fuerzas de inercia que provocan grandes esfuerzos en los elementos que conforman la estructura y que pueden llevarlos a la falla.

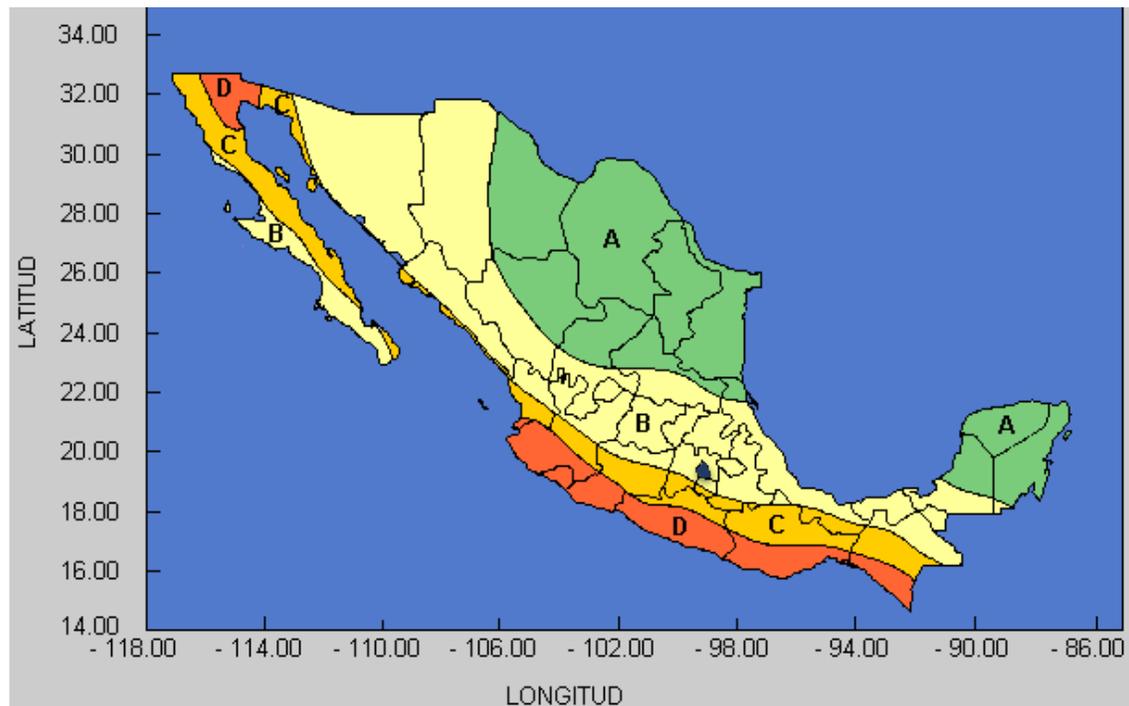
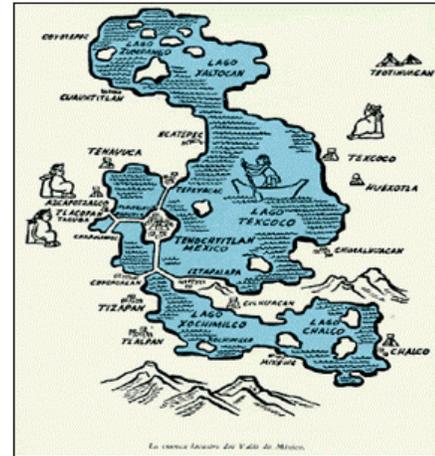
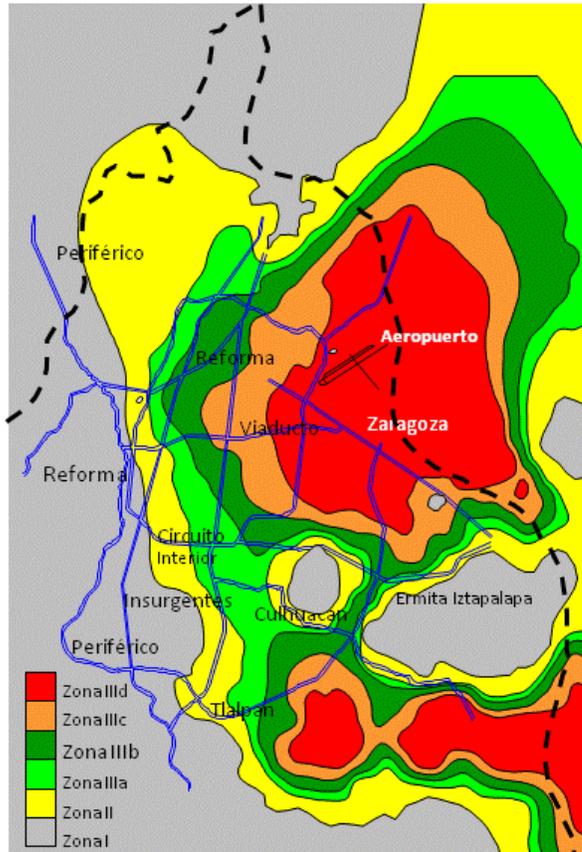


Figura 4.1 Regionalización sísmica de la República Mexicana (Mena U. & Pérez-Rocha, 2008)

El Distrito Federal puede dividirse en seis zonas sísmicas, de acuerdo con el mapa propuesto por el Servicio Sismológico Nacional y el RCDF-NTCDS-2004. En la Figura 4.2 se presenta esta zonificación, con una descripción de ellas para su correcto entendimiento.



Zona I, firme o de lomas: localizada en las partes más altas de la cuenca del valle, está formada por suelos de alta resistencia y poco compresibles. La amplificación de las ondas sísmicas es reducida y los movimientos son de corta duración.

Zona II o de transición: presenta características intermedias entre la Zonas I y III.

Zona III o de Lago (A, B, C, D): localizada en las regiones donde antiguamente se encontraban lagos (lago de Texcoco, Lago de Xochimilco). El tipo de suelo consiste en depósitos lacustres muy blandos y compresibles con altos contenidos de agua, lo que favorece la amplificación de las ondas sísmicas.

Límite de Responsabilidad: El presente mapa de zonificación sísmica del D.F. es de carácter exclusivamente ilustrativo y no podrá ser utilizado bajo ninguna circunstancia para otro fin.

Figura 4.2 Zonificación sísmica de la Ciudad de México (SSN, 2014)

Con base en lo anterior, el RCDF-NTCDS-2004 propone lo siguiente:

Realizar análisis sísmicos en función de las características de la estructura de que se trate, usando los métodos propuestos en dicha normatividad, tales como: el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos, que describen los capítulos 7 a 9, respectivamente, con las limitaciones que se establecen en el capítulo 2. Además, para estructuras ubicadas en las zonas II y III será factible aplicar el método de análisis del Apéndice A”.

El propósito de estos análisis es obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes”.

En la Figura 4.3, Figura 4.4 y Figura 4.5 se presenta la ubicación del sitio de estudio en los mapas proporcionados por las NTCDS-2004 y cuya finalidad es ubicar en zonas sísmicas el valle de México, así como los períodos predominantes y la profundidad esperada de la capa dura según la zona que se

explore. La referencia geográfica del sitio de estudio es: Lat. 19.293624°, Log. -99.148180°.

En la Tabla 4-1, se presenta un resumen de la información que se obtiene de los mapas presentados, respectivamente.

Tabla 4-1 Información geotécnica y sísmica proporcionada por las NTCDS-2004

Coordenadas	Zona sísmica	Capa dura, Hs. (m)	Período predominante del suelo (s)
Lat. 19.293624°, Log. -99.148180°	II, Transición	10	0.75

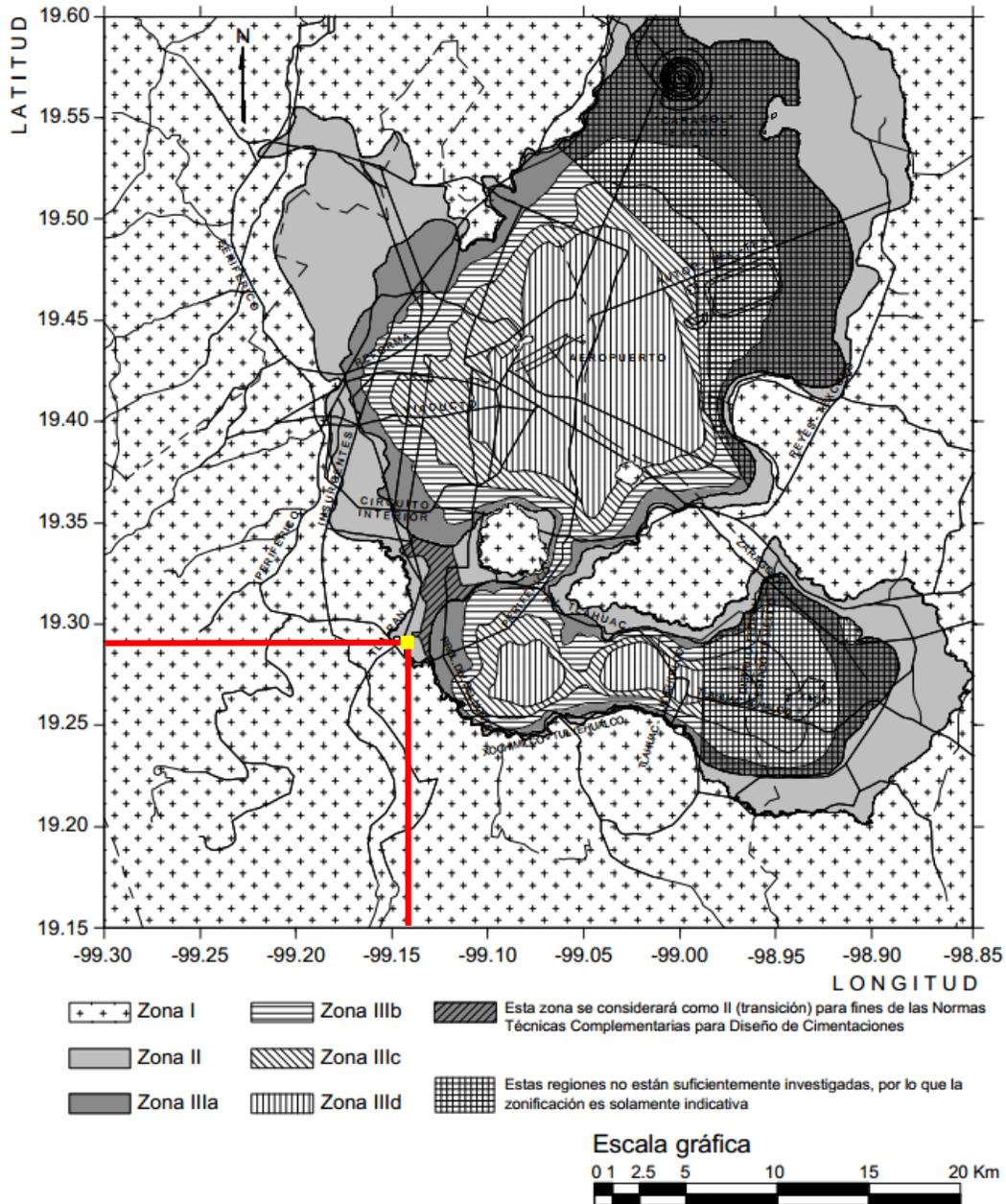


Figura 4.3 Zonificación del D. F. para fines de diseño por sismo (NTCDS, 2004, pág. 59)

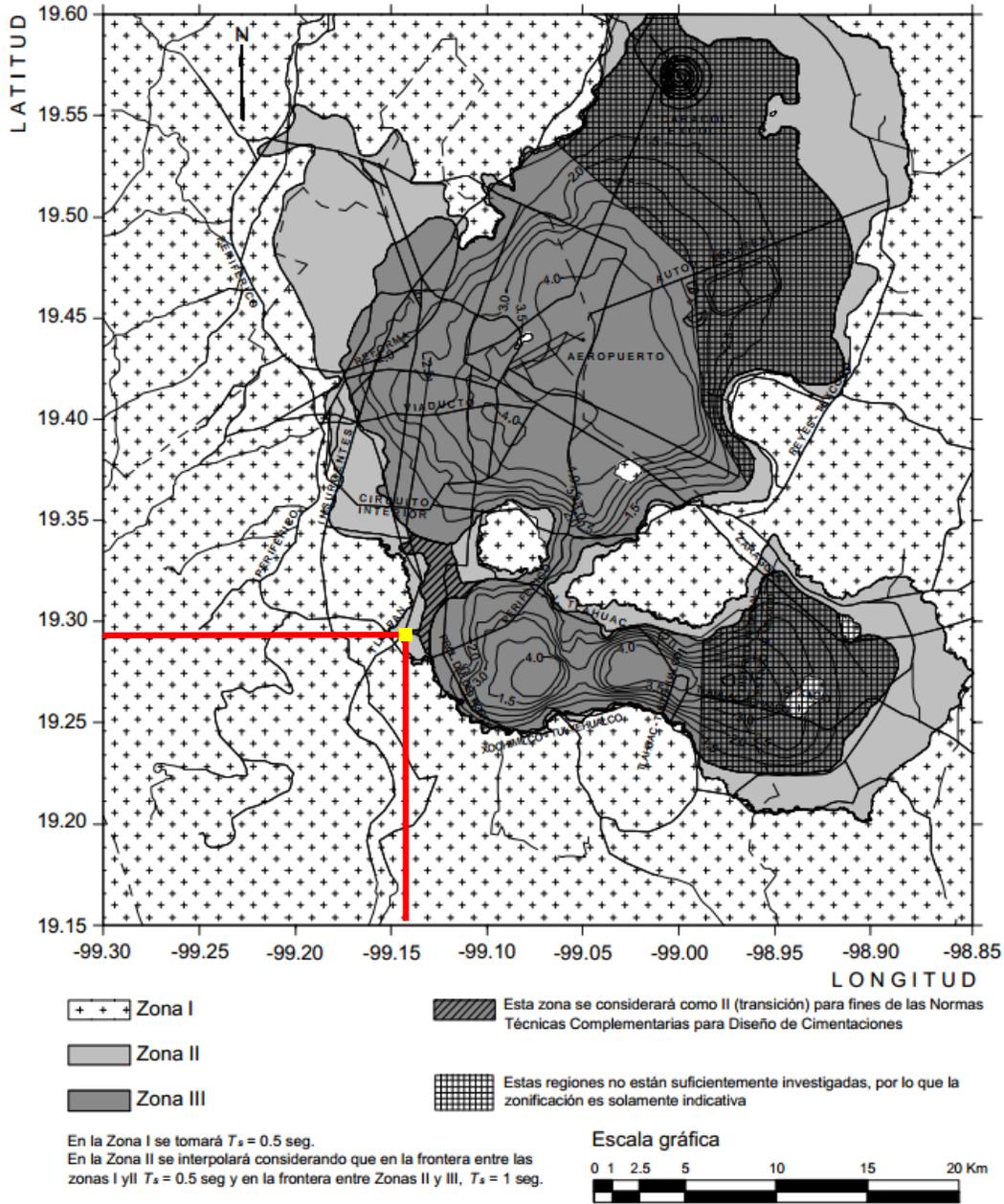


Figura 4.4 Periodos predominantes del suelo, T_s (NTCDS, 2004, pág. 75)

El período predominante se calculó a través de una interpolación lineal usando la longitud y el periodo predominante entre las fronteras, tal como se muestra en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2 Variables para el cálculo del período predominante del suelo por interpolación lineal

	Frontera entre zona I y II	Zona II	Frontera entre Zona II y III
Longitud	-99.15	-99.14	-99.13
Periodos (s)	0.50	y	1.00

Se tomaron valores absolutos y se acomodaron de la siguiente manera:

- $(x_0, y_0) \rightarrow (99.15, 0.50)$;
- $(x, y) \rightarrow (99.14, y)$;
- $(x_1, y_1) \rightarrow (99.13, 1.00)$;

Aplicando el criterio de interpolación lineal tenemos como resultado lo siguiente:

$$y = y_0 + \frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0}(x - x_0) = 0.5 + \frac{1 - 0.5}{99.13 - 99.15}(99.14 - 99.15) = 0.75$$

En la operación anterior se puede observar que el valor obtenido de la interpolación lineal da como resultado un valor de $T_s=0.75$ s, sin embargo, el valor del período predominante del suelo depende íntimamente de las características dinámicas del material explorado, por tanto, los resultados proporcionados por este mapa se tomaran como indicativos.

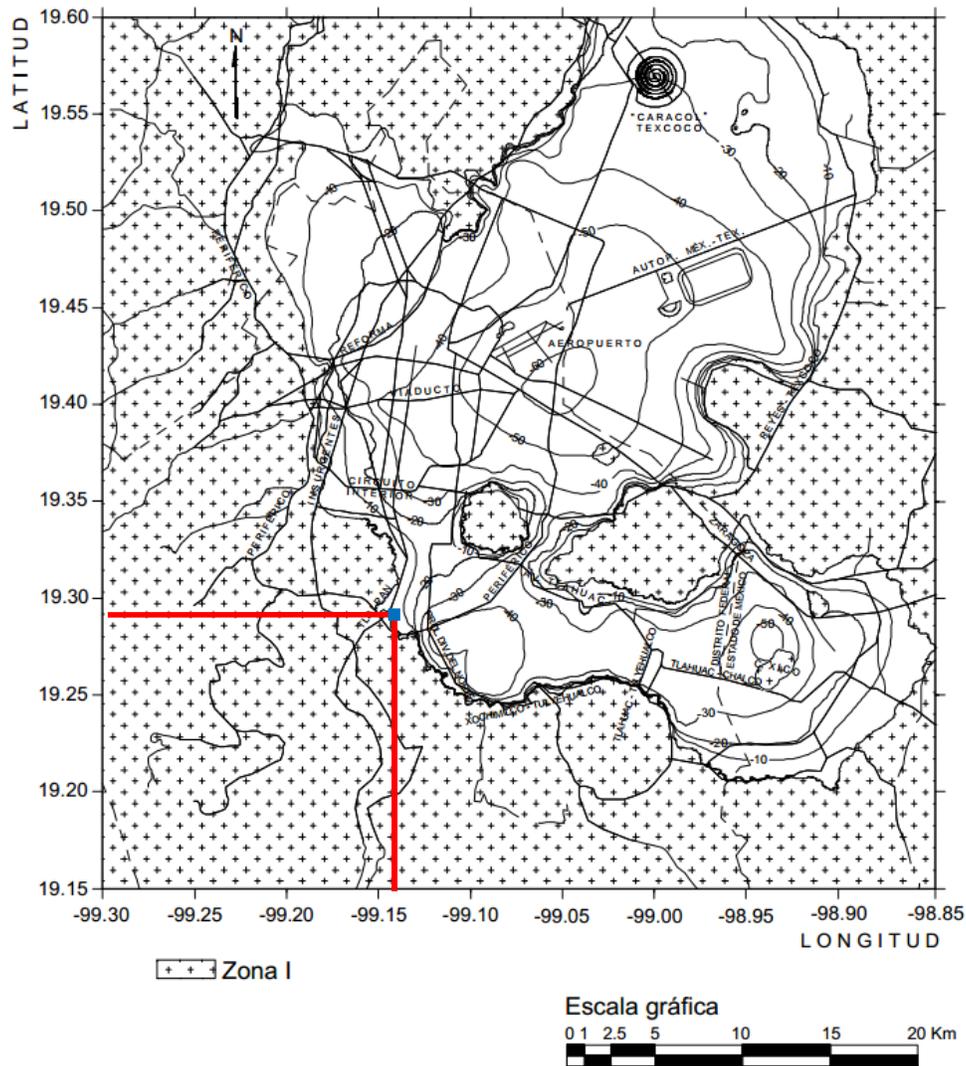


Figura 4.5 Valores de H_s del suelo (NTCDS, 2004, pág. 76)

4.2 Perfil estratigráfico

El predio de estudio se encuentra en la zona Sur de la Ciudad de México, el cual de acuerdo con la zonificación geotécnica del Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones, se ubica en la zona de transición, caracterizada por una serie de intercalaciones de estratos, principalmente arenosos, debido a los escurrimientos aluviales generados por las partes altas de los cerros sur-poniente, que se intercalan por estratos lacustres formando estratigrafías entrelazadas con propiedades erráticas; en la Figura 4.6 se presenta el perfil estratigráfico representativo de esta zona.

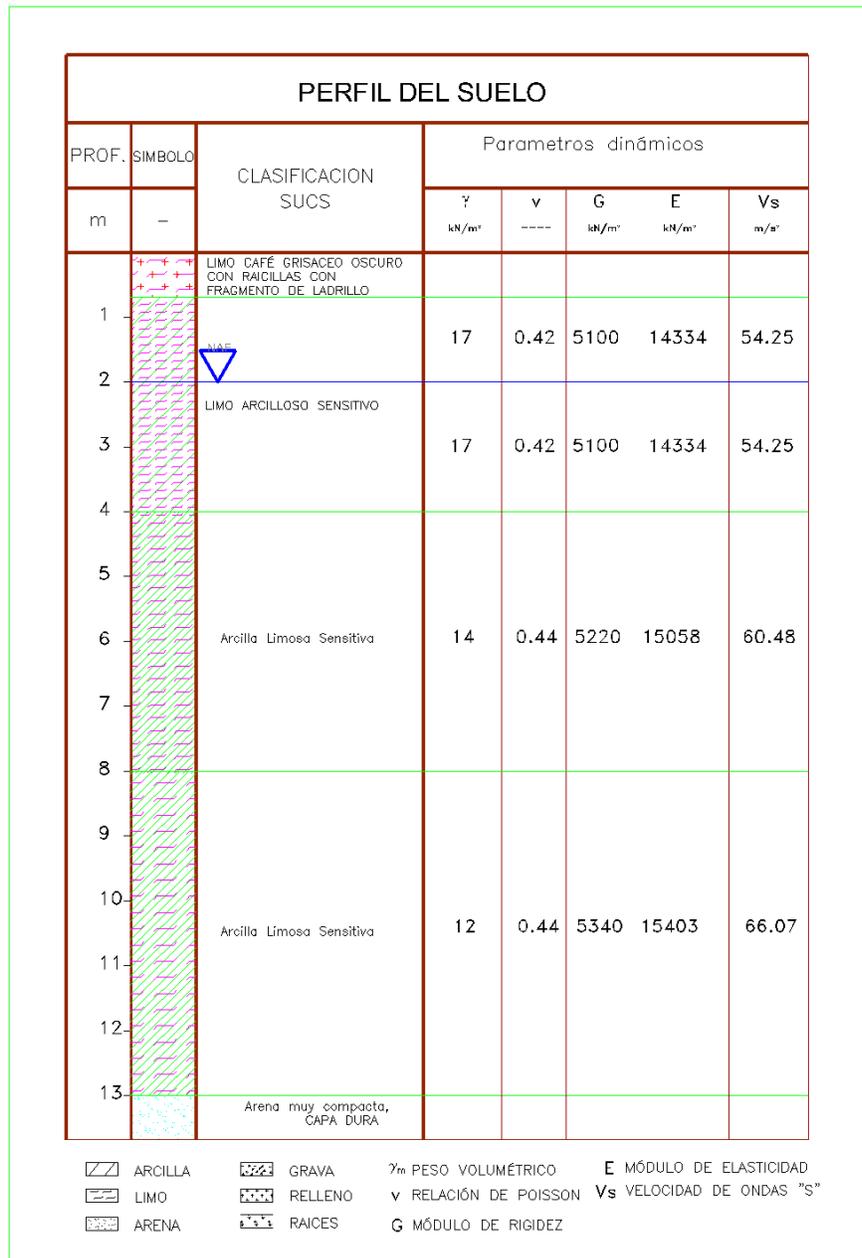


Figura 4.6 Perfil estratigráfico

4.3 Parámetros dinámicos del suelo

Las propiedades dinámicas del suelo representan el comportamiento del conjunto de estratos cuando son sometidos a una excitación sísmica que no induzca al suelo deformaciones residuales de consideración, la respuesta del suelo está gobernado de dos parámetros imprescindibles y estos son el módulo de cortante dinámico G y el porcentaje de amortiguamiento histerético ζ . Otros parámetros que también se activan en presencia de la excitación son el módulo de compresibilidad volumétrica, la relación de Poisson, la resistencia al corte estático de las arcillas y la compacidad de suelos granulares, estos parámetros tienen importancia según sean los cálculos o análisis que se realicen.

Periodo dominante del suelo: en este ejemplo, se tiene como dato las velocidades de onda de corte y de compresión, en función de estos datos se pueden obtener los parámetros dinámicos, tal como se presentan en la Figura 4.7.

La ecuación 4-1 y 4-2 se encuentran en las NTCDS-2004, la cual considera un comportamiento del suelo elástico lineal con la que se puede obtener el periodo dominante del suelo mediante un modelo analítico para un suelo estratificado. Cabe destacar que solo se usará cuando el proyecto no a medite un estudio de laboratorio para obtener estos valores (Gomez A., 2000).

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i}\right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2)\right)} \quad [4-1]$$

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{d_j}{G_j}} \quad [4-2]$$

En la Tabla 4-3 se presentan los resultados de los análisis dinámicos. El periodo predominante obtenido es de 0.91 s correspondiente a una altura efectiva del suelo de 13 m equivalente a la profundidad en la que se encuentra la capa dura, el valor de la velocidad de onda de corte es de 57.22 m/s con un módulo de rigidez de 4725.10 kN/m².

Tabla 4-3 Parámetros dinámicos

PERIODO DOMINANTE DEL SUELO (s)	ALTURA EFECTIVA DEL SUELO (CAPA DURA) (m)	VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE (m/s)	MÓDULO DE RIGIDEZ (kN/m ²)
0.91	13	57.22	4725.10

Módulo de rigidez dinámico: El detalle de los análisis para la obtención del módulo de rigidez dinámico y del período dominante del suelo se puede apreciar en la Figura 4.7, en el que se presenta el detalle de los cálculos realizados.

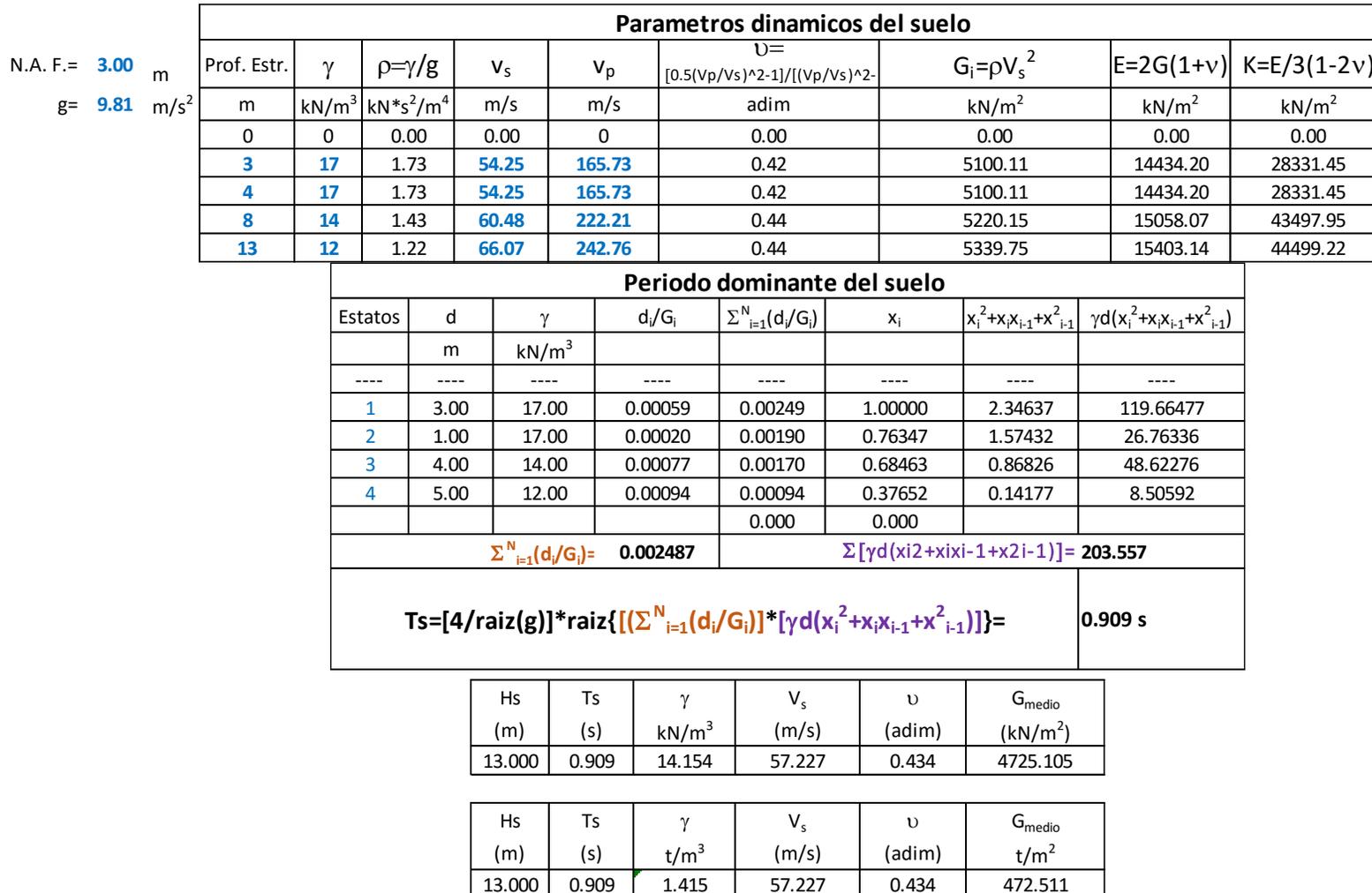


Figura 4.7 Cálculo de los parámetros dinámicos del suelo

Amortiguamiento del suelo y relación de Poisson: estos parámetros se tomarán tal como lo recomienda las NTCDS-2004 en la sección A.6.4 página 73 y que menciona lo siguiente:

Los valores de γ y H_s , así como los del amortiguamiento histerético y la relación de Poisson del suelo, se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará $\gamma=12.3 \text{ kN/m}^3$ (1.23 t/m^3), $\zeta=3\%$, $\nu=0.45$ y H_s se tomara de la figura A.2 (presentada en la Figura 4.5 de este documento).

4.4 Descripción de la estructura

Se trata de un edificio de oficinas regular en planta y en elevación. Su planta es rectangular de 30.6 m de largo (dirección Y) por 20 m de ancho (dirección X). La estructuración del edificio es totalmente simétrica, con 4 crujiás en la dirección "X" y 5 en dirección "Y", con claros de 5 y 6.12 m, respectivamente. El edificio consta de 6 niveles con alturas típicas de entrepiso de 3.5 m para una altura total de 21 m. La configuración estructural se muestra en la Figura 4.8.

Con base en el tipo de estructura y suelo sobre el que se desplantará se considera como mejor solución de cimentación un cajón estanco, el cual se propone que se diseñe como cimentación rígida, considerando que el cajón propuesto transfiera de manera uniforme las cargas al suelo de apoyo, al mismo tiempo que el cajón genere efectos de empotramiento para que la estructura se defienda contra los efectos de volteo generado por las condiciones dinámicas por sismo, aumentando con esto su estabilidad. El cajón deberá estar formado por muros, trabes y losas de concreto que en conjunto generen un efecto de rigidez, tal que las cargas de la superestructura se distribuyan uniformemente hacia la masa de suelo, ganando con esto ventajas en el comportamiento de todo el conjunto.

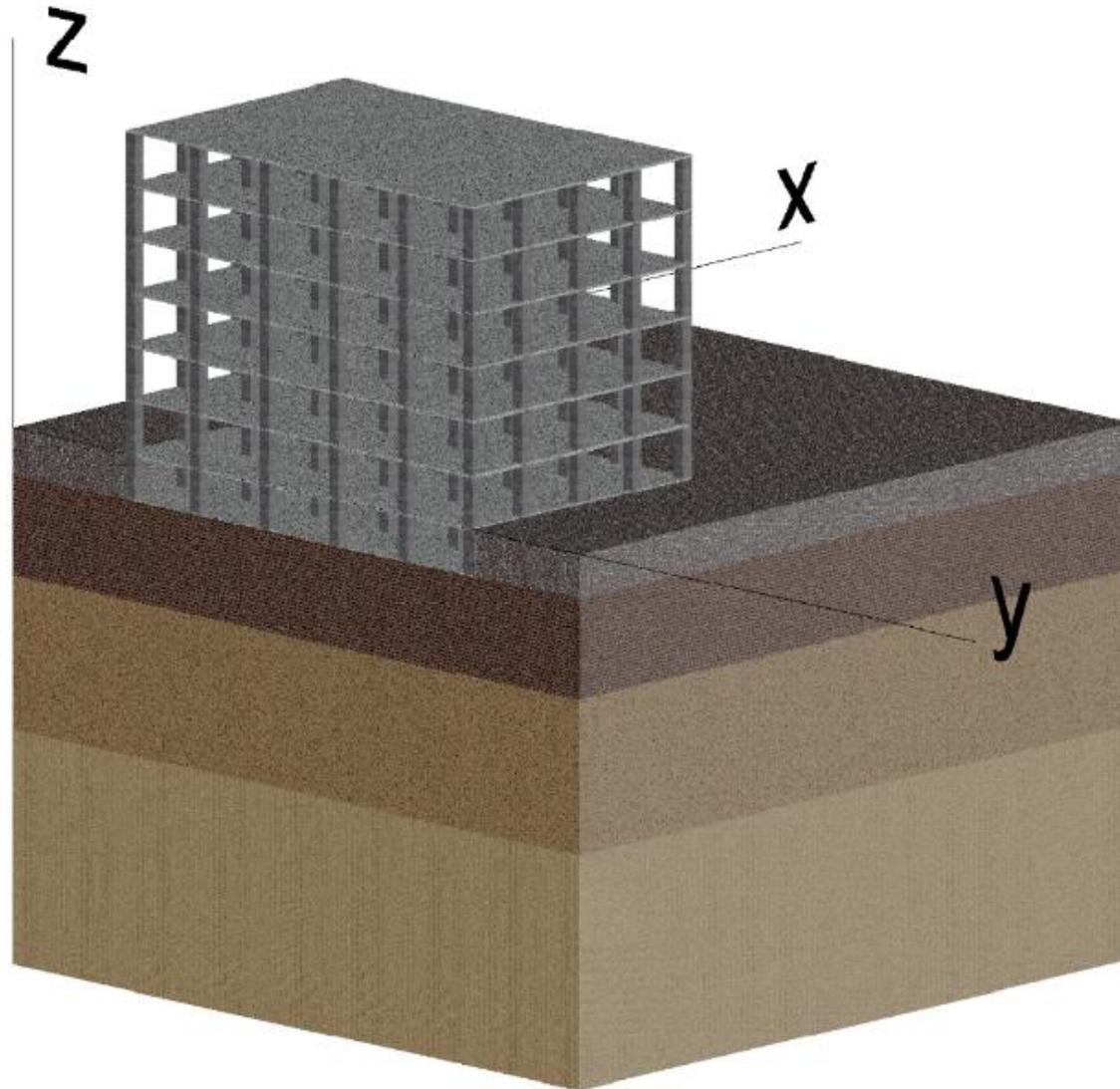


Figura 4.8 Vista en isométrico de la estructura

Para efectos de los análisis de interacción dinámica suelo estructura, se toma en forma global la siguiente configuración de la estructura.

Tabla 4-4 Resumen de propiedades geométricas y gravimétricas de la estructura y la cimentación

ESTRUCTURA		S. I.
Número de niveles:	1 Sótano y 6 niveles	1 Sótano y 6 niveles
Largo:	30.6 m	30.6 m
Ancho:	20 m	20 m
Área:	612 m ²	612 m ²
Peso:	4437 ton	43526.97 kN
Presión de estructura:	7.25 ton/m ²	71.12 kN/m ²
CIMENTACIÓN		S. I.
Tipo de cimentación:	Cajón de cimentación	Cajón de cimentación
Profundidad de desplante:	3 m	3 m
Largo:	30.6 m	30.6 m
Ancho:	20 m	20 m
Área:	612 m ²	612 m ²
Peso:	1040.4 ton	10206.32 kN
Presión de cimentación:	1.7 ton/m ²	16.67 kN/m ²
Presión de compensación:	3.06 ton/m ²	30.01 kN/m ²
		S. I.
Presión Total:	8.95 ton/m²	87.80 kN/m²
Presión Neta:	5.89 ton/m²	57.78 kN/m²

La clasificación estructural de acuerdo a la ocupación e importancia de nuestra estructura cae dentro del grupo B, definida como aquellas estructuras destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A.

4.5 Parámetros dinámicos de la estructura

Para poder realizar los análisis mediante el método del apéndice A de las NTCDS-2004, es necesario conocer algunos parámetros que generalmente son proporcionados por el estructurista, sin embargo, a continuación se ilustraran de forma somera la manera en cómo se obtuvieron los parámetros de la estructura.

Factor de comportamiento sísmico (Q): este factor representa un comportamiento no lineal inelástico definido como el cociente de la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener elástico el sistema durante el movimiento del terreno entre la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener la demanda de ductilidad de desplazamiento, menor o igual a la

ductilidad máxima tolerable. En el caso de nuestro ejemplo se tomó $Q=2$ ya que cumple con lo estipulado en la NTCDS-2004, sección 5, apartado 5.3 y que dice lo siguiente:

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles.

Amortiguamiento crítico de la estructura: se tomará como valor de amortiguamiento el 5%, el cual es el recomendado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en la sección A.6.1:

ζ_e es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, el cual no se tomará menor que 0.05; en tanto que ζ_e es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05.

Periodo dominante de la estructura (T_e): Dado que nos interesa conocer la IDSE, es necesario tener como dato el periodo de vibración de la estructura correspondiente al modo fundamental o primer modo de vibración. Para efectos de practicidad se tomó como periodo dominante de la estructura un valor representativo de 0.8 segundos, **$T_e=0.8$ s**, el cual puede determinarse con un análisis Dinámico Modal o usando la ecuación siguiente, presentada en las NTCDS-2004.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad [4-3]$$

4.6 Interacción dinámica suelo estructura, RCDF-NTCDS-2004

Con la publicación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en octubre de 2004 (NTCDS-2004) se introdujo oficialmente un nuevo procedimiento de diseño sísmico en su Apéndice Normativo A, cuyo propósito es hacer más transparente el proceso de diseño y guiar hacia una nueva generación de reglamento de diseño sísmico en México donde los conceptos de diseño sean claros y transparentes. Entre otros aspectos, este apéndice aporta requerimientos de diseño que contemplan un manejo medianamente

transparente, considera una microzonificación sísmica que permite una mejor caracterización numérica de las excitaciones sísmicas, etc.

Ordaz et al. (2000, 2003) señalan los fundamentos de la propuesta del Apéndice Normativo A, entre los que destacan los nuevos espectros de diseño elástico, con los cuales se pretende representar de una manera más realista los verdaderos niveles de demanda que presentan ante los sismos de diseño y reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad para diferentes tipos de suelo.

El procedimiento de este apéndice queda resumido en las ecuaciones presentadas en la Figura 4.9, las cuales han sido desarrolladas para la obtención de los parámetros de la frecuencia, coeficientes de amortiguamientos, rigideces estáticas y finalmente rigideces dinámicas, tanto en el sentido vertical como en el horizontal y en rotación. Uno de los propósitos de este trabajo es presentar la deducción matemática de estas ecuaciones, con el fin de ilustrar los fundamentos matemáticos que rigen a estas ecuaciones, dado que las especificaciones en la normatividad hacen que sea muy confusa su aplicación; con base en esto, se presentan las respectivas deducciones englobadas en el anexo III de este trabajo, en las que se puede apreciar el desarrollo matemático para la mayoría de las ecuaciones; sin embargo, los coeficientes de amortiguamiento, no se han podido deducir ya que la información que se tiene acerca de estos parámetros es poca, no existen referencias acerca de los fundamentos teóricos o libros en el que se hable acerca de la teoría en la que se basan, en el afán de encontrar una explicación a estas ecuaciones se le preguntó a especialistas en el tema, y las respuestas que se dieron a esta cuestión es la de: “se obtuvieron en un análisis probabilístico proveniente de los resultados de pruebas de laboratorio”, no obstante, considero que desde el punto de vista académico y profesional es necesario referenciar estas ecuaciones, para un mayor entendimiento sobre la manera en cómo funciona el método, ya que la complejidad que involucra el desarrollo de la teoría de interacción dinámica suelo-estructura, se complica más, si no se conoce en su totalidad las bases teóricas de dicha metodología.

CIMENTACIONES SOMERAS	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$; $m = x, v, r$ $\omega =$ frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta_m = \omega R_m / V_s$; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_v = R_x$ $\eta_s = \pi R_x / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_r / 2H_s$	
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xs}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{xs}^2}$; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2 \eta_r$	$c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$
CIMENTACIONES CON PILOTES	$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$; $m = x, v$ $\omega =$ frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$; donde $V_s = 4H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi(1-\nu)$	
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p/E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1+\nu} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2}\right) \eta^{0.8}$; si $\eta > 1.5\eta_p$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Parámetros del suelo: $\zeta =$ amortiguamiento histerético, $\nu =$ relación de Poisson y $E_s = 2 G (1+\nu) =$ módulo de elasticidad

Parámetros del pilote: $L =$ longitud, $d =$ diámetro y $E_p =$ módulo de elasticidad

Figura 4.9 Rigideces y amortiguamientos para cimentaciones someras o con pilotes (NTCDS, 2004, pág. 77)

Las rigideces de la cimentación están asociados a la magnitud de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) en el edificio, por lo cual resulta conveniente evaluar la importancia de dichos efectos. En el apéndice A de las NTCDS-2004 se indica que los efectos de IDSE podrán depreciarse cuando se cumpla la relación dada por la ecuación 4.4.

$$\frac{T_e T_s}{H_s H_e} > 2.5 \quad [4-4]$$

En la Tabla 4-5, se presentan los resultados obtenidos de evaluar la expresión 4.4, este análisis toma en consideración la rigidez del suelo y de la estructura.

Tabla 4-5 Evaluación de la importancia de la IDSE

T_e	T_s	H_e	H_s	T_eT_s/H_sH_e	T_eT_s/H_sH_e>2.5
0.8 s	0.91 s	14.7 m	13 m	0.00381	No depreciar IDSE

En la Tabla 4-6 se presenta una evaluación de la ecuación 4.4 en el que se varían las propiedades del suelo utilizando la información presentada en las NTCDS-2004. Con los resultados obtenidos se puede concluir que las estructuras que no necesitan un análisis de IDSE, son aquellas que son desplantadas en materiales competentes, específicamente en donde el estrato duro está superficialmente y las estructuras son de poca altura, particularmente casas-habitación.

Tabla 4-6 Evaluación de la importancia de la IDSE para distintas propiedades del suelo

Zona geotécnica	T_e	T_s	H_e	H_s	T_eT_s/H_sH_e	T_eT_s/H_sH_e>2.5
I	0,8	0,5	4.0	0,0	10,000	Despreciar IDSE
I	0,8	0,5	5.0	0,0	8,0000	Despreciar IDSE
I	0,8	0,5	6.0	0,0	6,6667	Despreciar IDSE
I	0,8	0,5	8.0	0,0	5,0000	Despreciar IDSE
II	0,8	0,6	4.0	10,0	0,0120	No depreciar IDSE
II	0,8	0,8	6.0	10,0	0,0107	No depreciar IDSE
III	0,8	1,0	6.0	20,0	0,0067	No depreciar IDSE
III	0,8	1,5	6.0	20,0	0,0100	No depreciar IDSE
III	0,8	2,0	6.0	30,0	0,0089	No depreciar IDSE
III	0,8	2,5	6.0	30,0	0,0111	No depreciar IDSE
III	0,8	3,0	6.0	30,0	0,0133	No depreciar IDSE
III	0,8	3,5	6.0	40,0	0,0117	No depreciar IDSE
III	0,8	4,0	6.0	50,0	0,0107	No depreciar IDSE

De acuerdo con los resultados de la evaluación de la ecuación 4.4, se plantean los análisis de IDSE para los dos cortes presentados en la Figura 4.10, en el que se muestra la estructura sobre el perfil de suelo con las propiedades dinámicas equivalentes a un manto homogéneo.

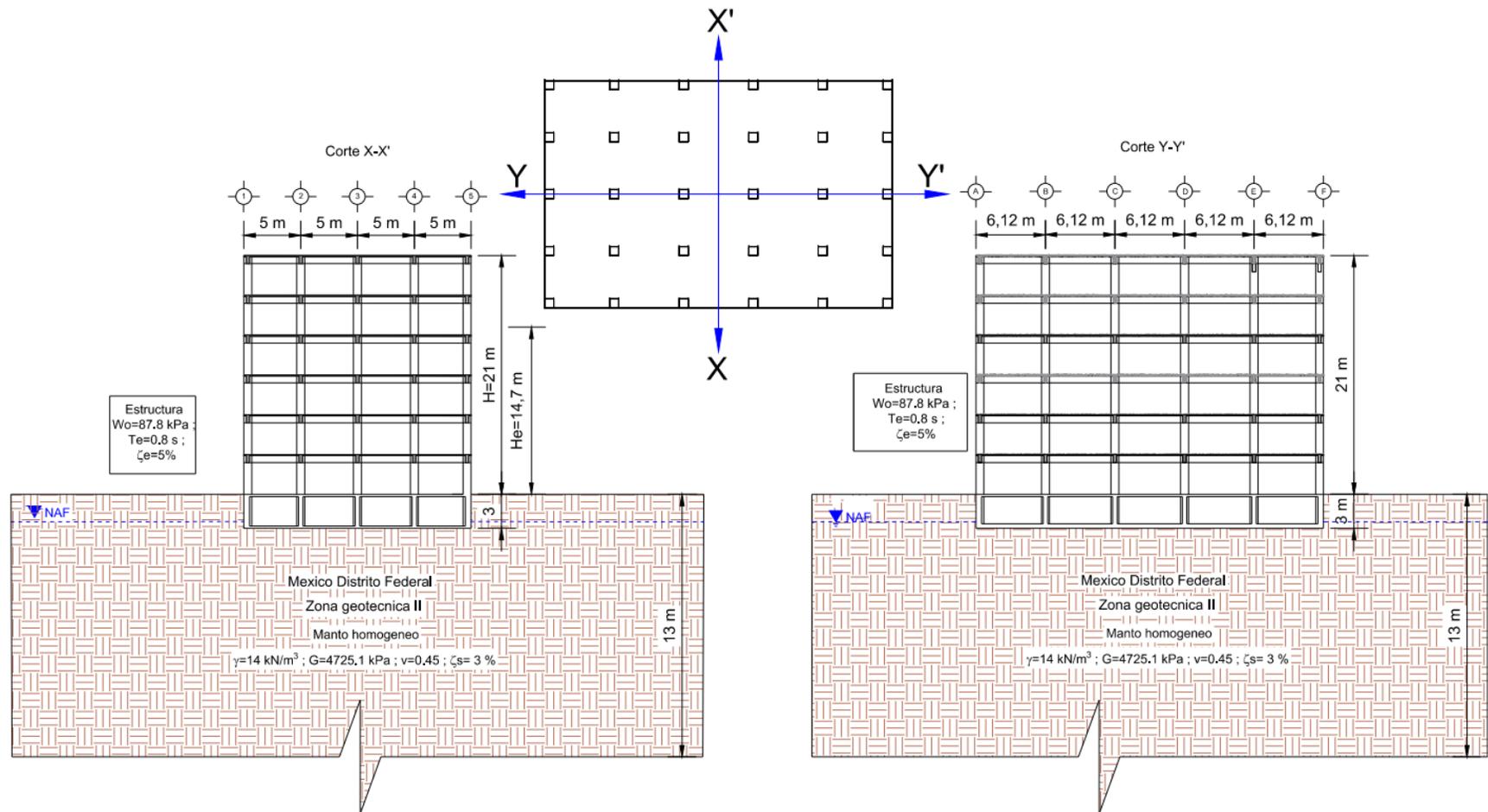


Figura 4.10 Modelo idealizado para los análisis de IDSE

En este trabajo se presentarán los resultados obtenidos de la aplicación del procedimiento del apéndice A, así como una comparación entre el método convencional presentado en la sección 3 dentro del cuerpo de las NTCDS-2004. Cabe señalar que los detalles de estos análisis han sido planteados para sensibilizar al ingeniero en geotecnia con estos procedimientos de cálculo, que por mucho tiempo se le han dejado al estructurista, cuando en realidad es un problema de varias áreas de estudio. Por otra parte, se trata de evaluar los pros y contras que esta novedosa propuesta ofrece.

Cálculo del período, amortiguamiento y espectros de diseños con efectos de IDSE

En esta sección se muestran los resultados para el lado corto (corte X) y largo (corte Y) de la estructura, para ilustrar la metodología de cálculo se presenta una descripción del algoritmo. El método es aplicable cuando se conocen los parámetros de la estructura, de la cimentación y del suelo, tal como se muestran en la Tabla 4-7 y la Tabla 4-10 resaltadas en color azul. Cuando estos datos son conocidos se pueden calcular las rigideces estáticas y dinámicas de la cimentación, así, como el periodo y amortiguamiento efectivos y finalmente los espectros de diseño sísmico reducidos y con los efectos de IDSE. En los siguientes párrafos se dan a conocer los resultados obtenidos de la aplicación de dicha metodología.

Rigideces estáticas de la cimentación: como se definió en el capítulo 3, representan el grado de deformabilidad del suelo ante la rigidez de la condición geométrica de la cimentación, para la obtención de estos parámetros, primeramente se deben conocer los parámetros dinámicos del suelo para un manto homogéneo ($G_s=4720.265 \text{ kN/m}^2$, $\nu=0.45$ y $H_s=13 \text{ m}$), así como las propiedades geométricas de la cimentación para una profundidad de desplante, $D=3 \text{ m}$ de profundidad, para una condición geométrica de círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos en traslación y rotación están dados por las ecuaciones $R_x=(A/\pi)^{0.5}$ y $R_r=(4I/\pi)^{0.25}$, en el sentido corto ($R_x=13.957 \text{ m}$ y $R_r=15.703 \text{ m}$) y largo ($R_x=13.957 \text{ m}$ y $R_r=12.695 \text{ m}$), de esta manera se podrán obtener los valores de rigideces estáticas de la cimentación en ambos sentidos (***sentido corto: $K^{\circ}_x=769\ 799.307 \text{ kN/m}$, $K^{\circ}_r=171\ 240\ 530.993 \text{ kN-m}$; sentido largo: $K^{\circ}_x=769\ 799.307 \text{ kN/m}$, $K^{\circ}_r=93\ 315\ 602.583 \text{ kN-m}$***).

Rigideces dinámicas de la cimentación: el análisis de estos parámetros lleva a obtener las frecuencias fundamentales adimensionales para ondas de corte (***sentido corto y largo, $\eta_s=1.686$***) y compresión (***sentido corto: $\eta_p=6.293$; sentido largo: $\eta_p=5.088$***), las frecuencias críticas de un estrato uniforme están definidas por la frecuencia fundamental en vibración transversal y vertical, según se trate de oscilaciones de la cimentación en traslación horizontal o cabeceo,

respectivamente. Esto se debe a que las oscilaciones de traslación horizontal generan principalmente ondas S, mientras que las de cabeceo originan primordialmente ondas P. Los resultados de las frecuencias fundamentales para el lado corto son: $\eta_s=1.686$ y $\eta_p=6.293$, lo que se traduce como mayor influencia de ondas de compresión, lo que significa que existe mayor probabilidad de volteo que de traslación horizontal. Con los valores obtenidos podemos calcular la rigidez dinámica del suelo (**sentido corto: $K_x=767\ 083.084\ \text{kN/m}$ y $K_r=118\ 106\ 516.509\ \text{kN-m}$; sentido largo: $K_x=768\ 053.788\ \text{kN/m}$ y $K_r=72\ 014\ 960.113\ \text{kN-m}$) y el amortiguador dinámico para el modo traslacional y rotacional equivalente (**sentido corto: $C_x=16\ 200.882\ \text{kN/m}$ y $C_r=1\ 440\ 061.707\ \text{kN-m}$; sentido largo: $C_x=14\ 652.976\ \text{kN/m}$ y $C_r=914\ 371.297\ \text{kN-m}$), el cual puede expresarse en términos de la rigidez estática (**sentido corto: $K_x^\circ=769\ 799.307\ \text{kN/m}$, $K_r^\circ=171\ 240\ 530.993\ \text{kN-m}$; sentido largo: $K_x^\circ=769\ 799.307\ \text{kN/m}$, $K_r^\circ=93\ 315\ 602.583\ \text{kN-m}$) y los coeficientes de rigidez (**sentido corto: $k_x=1$ y $k_r=0.690$; sentido largo: $k_x=1$ y $k_r=0.772$) y amortiguamiento (**sentido corto: $c_x=0.043$ y $c_r=0.004$; sentido largo: $c_x=0.030$ y $c_r=0.004$). Esta rigidez dinámica (K_x y K_r) no es más que la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. K_x y K_r representa un resorte lineal que expresa tanto la rigidez como la inercia del suelo; la dependencia de la frecuencia se debe a su influencia en la inercia, puesto que la rigidez del suelo es esencialmente independiente de la frecuencia. En tanto que los términos C_x y C_r representan un amortiguador viscoso que expresa los amortiguamientos material y geométrico del suelo; el primero es básicamente independiente de la frecuencia y se debe al comportamiento histerético, mientras que el segundo es dependiente de la frecuencia y se debe a la radicación de ondas.**********

El periodo y amortiguamiento efectivos, desde el punto de vista de la ingeniería aplicada, es válido determinar el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema en forma aproximada. Si se desprecian la masa de la cimentación W_c y su momento de inercia J_c , parámetros que tienen poca influencia en el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento. Para el cálculo del periodo efectivo primeramente se obtuvo el peso efectivo de la estructura el cual fue considerado como el 70 % del peso total (considerando estructura y cimentación) para un análisis sísmico estático y cuyo valor es de **$W_e=37\ 613.306\ \text{kN}$** , en consecuencia, se realizaron las operaciones para obtener el periodo efectivo, el cual involucra el periodo de la estructura (**$T_e=0.8\ \text{s}$**), el periodo en el modo traslacional (**sentido corto y largo: $T_x=0.44\ \text{s}$**) y el periodo en modo rotacional (**sentido corto: $T_r=0.634\ \text{s}$; sentido largo: $T_r=0.811\ \text{s}$**), descrito matemáticamente como $T_{efe}=(T_e+T_x+T_r)^{0.5}$, para obtener este valor se tuvieron que realizar iteraciones para que convergiera el método ya que debe ser evaluada para una excitación armónica de frecuencia $\omega=\omega'_e$, siendo $\omega'_e=2\pi/T_{efe}$,

en cuyo caso obtuvimos un periodo efectivo asociado a una frecuencia en el sentido corto ($T_{efe}=1.113\text{ s}$, $\omega'_e=5.645\text{ rad/s}$ y $\zeta_{efe}=4.639\%$) y largo ($T_{efe}=1.223\text{ s}$, $\omega'_e=5.138\text{ rad/s}$ y $\zeta_{efe}=4.215\%$).

Espectros de diseño elástico del apéndice Normativo A de las NTCDS-2004.

Se graficaron los espectros elásticos para poder visualizar el comportamiento de la gama de aceleraciones para diferentes periodos de oscilación, de esta manera obtenemos espectros de aceleración transparentes y reducidos en el sentido corto y largo de la estructura así como la variación del comportamiento sísmico con respecto a diferentes períodos (ver Figura 4.11, Figura 4.12, Figura 4.13, Figura 4.14, Figura 4.15 y Figura 4.16). A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

- Sentido corto de la estructura:

<ul style="list-style-type: none"> ○ Sin IDSE ○ $\beta=1$ ○ $Q=2$ ○ $T_e=0.8\text{ s}$ ○ $a=0.656g$ ○ $a/QR=0.164g$ ○ $V_0=8816.022\text{ kN}$ 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Con IDSE ○ $\beta=1.038$ ○ $Q'=1.976$ ○ $T_{efe}=1.11\text{ s}$ ○ $a=0.681g$ ○ $a/QR=0.172g$ ○ $V_0'=9131.269\text{ kN}$
---	--

- Sentido largo de la estructura:

<ul style="list-style-type: none"> ○ Sin IDSE ○ $\beta=1$ ○ $Q=2$ ○ $T_e=0.8\text{ s}$ ○ $a=0.656g$ ○ $a/QR=0.172g$ ○ $V_0=8816.022\text{ kN}$ 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Con IDSE ○ $\beta=1.089$ ○ $Q'=1.999$ ○ $T_{efe}=1.22\text{ s}$ ○ $a=0.715g$ ○ $a/QR=0.179g$ ○ $V_0'=9368.817\text{ kN}$
---	--

En resumen, se observa que el período dominante de la estructura de 0.8 s aumenta con la aplicación del apéndice A, con el que se obtiene un período efectivo de 1.11 s, con un amortiguamiento de 4.639% para el lado corto y 1.22 s con un amortiguamiento de 4.215% para el lado largo, estos resultados nos conllevan a mencionar que un incremento en el período repercute en un decremento sobre el amortiguamiento debido a la degradación del amortiguador por los ciclos de histéresis del suelo, por otra parte, los valores de ductilidad disminuyen y el cortante basal aumenta con el efecto de la IDSE.

A continuación se presentaran los resultados obtenidos de aplicar la IDSE en el sentido corto y largo de la estructura.

Resultados del análisis de IDSE en el sentido corto de la estructura

Tabla 4-7 Cálculo del período y amortiguamientos efectivos, sentido corto

Parámetros de la estructura:							
W₀ (kN)	T_e (s)	ζ_e (%)	H_e (m)	Q_e ---	W_e=0.7W₀ (kN)	M_e =W_e/g kN-s ² /m	
53733,294	0,8	5%	14,7	2	37613,3058	3.834,180	
Parámetros de la cimentación:							
	L_x (m)	L_y (m)	D (m)	R_x=(A/π)^{0.5} (m)	R_r=(4l/π)^{0.25} (m)	H_t =H_e+D (m)	
	20	30,6	3	13,957	15,703	17,700	
Parámetros del suelo:							
T_s (s)	H_s (m)	γ_s (kN/m ³)	ζ_s (%)	v_s≥0.45 ---	V_s=4H_s/T_s (m/s)	G_s=ρ_s*V_s² (kN/m ²)	ρ_s=γ_s/9.81 (kN-s ² /m ⁴)
0,91	13,00	14,15	3%	0,45	57,206	4.720,265	1,442
Rigideces estáticas de la cimentación:							
K_x⁰=[8G_sR_x/(2-v_s)](1+0.5R_x/H_s)(1+0.67D/R_x)(1+1.25D/H_s)					=	769.799,307	kN/m
K_r⁰=[8G_sR_r³/3(1-v_s)](1+0.17R_r/H_s)(1+2D/R_r)(1+0.71D/H_s)					=	171.240.530,993	kN-m
Rigideces dinámicas de la cimentación:							
$\eta_s = \pi R_x / 2H_s =$					1,686		T_{efe} inicial 1,113 s
$\eta_p = (\pi R_r / 2H_s) [2(1-v_s) / (1-2v_s)]^{1/2} =$					6,293		
$\omega = 2\pi / T_{efe} =$					5,645	rad/s	
$\eta_x = \omega R_x / V_s =$					1,377		
$\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s =$					0,817		
$\eta_r = \omega R_r / V_s =$					1,550		
$\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p =$					0,246		
k_x =					1,000		
k_r = 1 - 0.2η_r (v_s ≥ 0.45) =					0,690		
If η_{xs} ≤ 1, then c_x = 0.65ζ_sη_{xs} / (1 - (1 - 2ζ_s)η_{xs}²), else c_x = 0.576 =					0,043		
If η_{rp} ≤ 1, then c_r = 0.5ζ_sη_{rp} / (1 - (1 - 2ζ_s)η_{rp}²), else c_r = 0.3η_r² / (1 + η_r²) =					0,004		
K_x = K_x⁰ (k_x - 2ζ_sη_xc_x) =					767.083,084	kN/m	
K_r = K_r⁰ (k_r - 2ζ_sη_rc_r) =					118.106.516,509	kN-m	
Periodo y amortiguamiento efectivos:							
T_x = 2π (M_e / K_x)^{1/2} =					0,444	s	
T_r = 2π (M_e H_t² / K_r)^{1/2} =					0,634	s	
T_{efe} = (T_e² + T_x² + T_r²)^{1/2} =					1,113	s	T_{efe} final
ωC_x = K_x⁰ (η_xc_x + 2ζ_sk_x) =					91458,350	kN/m	
ωC_r = K_r⁰ (η_rc_r + 2ζ_sk_r) =					8129536,891	kN-m	
ζ_x = ωC_x / 2K_x =					0,060		
ζ_r = ωC_r / 2K_r =					0,034		
ζ_{efe} = ζ_e (T_e / T_{efe})² + ζ_x / (1 + 2ζ_x²) * (T_x / T_{efe})² + ζ_r / (1 + 2ζ_r²) * (T_r / T_{efe})² =					4,639%		ζ_{efe} final

Tabla 4-8 Cálculo del espectro de diseño con y sin el efecto de IDSE, sentido corto

Periodos y amortiguamientos					
T_s (s)	T_e (s)	ζ_e (%)	ζ_s (%)	T''_e (s)	ζ''_e (%)
0,91	0,80	5,00%	3,00%	1,11	4,64%
Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones					
ZONA	c	a_0	T_a (s)	T_b (s)	k
II	0,656	0,161	0,466	1,350	1,091
Variable para el calculo de β					
λ	---				
0,5	---				
Parámetros calculados sin tomar en consideracion la IDSE					
β	Q	R	a	$a'=a/Q'R$	
1,000	2,000	2	0,656	0,164	
Parámetros calculados tomando en consideracion la IDSE					
β	Q'	R	a	$a'=a/Q'R$	
1,038	1,976	2	0,681	0,172	
Cortante Basal					
W_0 kN	W_e kN	V_0' kN	$V_0 = W_0 \cdot a'_{(sin IDSE)}$ kN	V_0'/V_0	
53733,294	37613,306	9131,269	8816,022	1,0358	

$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$ (A.3)

$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases}$ (A.4)

$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$ (A.5)

$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$ (A.6)

$a = \begin{cases} a_s + (\beta c - a_s) \frac{T_s}{T_a}; & \text{si } T_s < T_b \\ \beta c; & \text{si } T_s \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$ (A.1)

donde $p = k + (1 - k)(T_s/T)^2$; y β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

$a_s = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases}$ (A.2)

$\beta = \begin{cases} \left(\frac{\zeta_s}{\zeta_e}\right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left(\left(\frac{\zeta_s}{\zeta_e}\right)^\lambda - 1\right) \frac{T_s}{T_b}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases}$ (A.16)

$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \frac{T_s}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$ (A.9)

$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases}$ (A.10)

$\tilde{V}_0 = a' W_0 - (a' - \tilde{a}') W_e$ (A.15)

RCDF-NTCDS-04

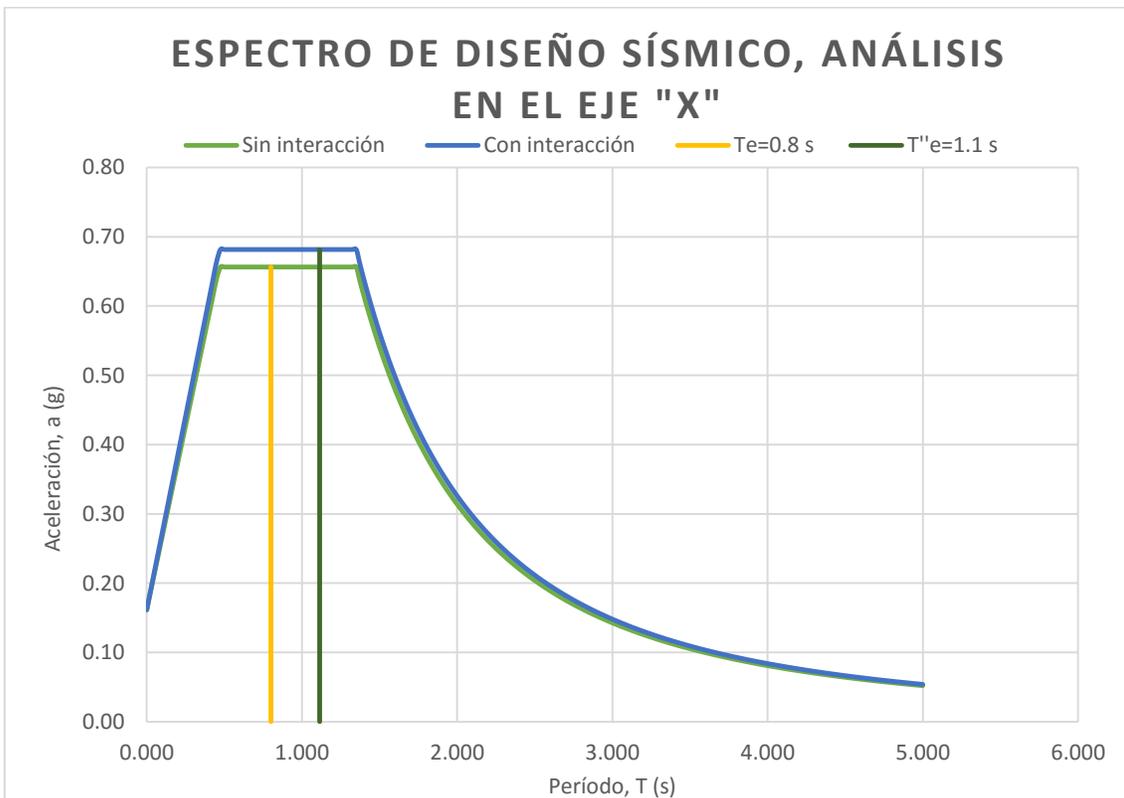


Figura 4.11 Espectro transparentes de diseño sísmico, sentido corto

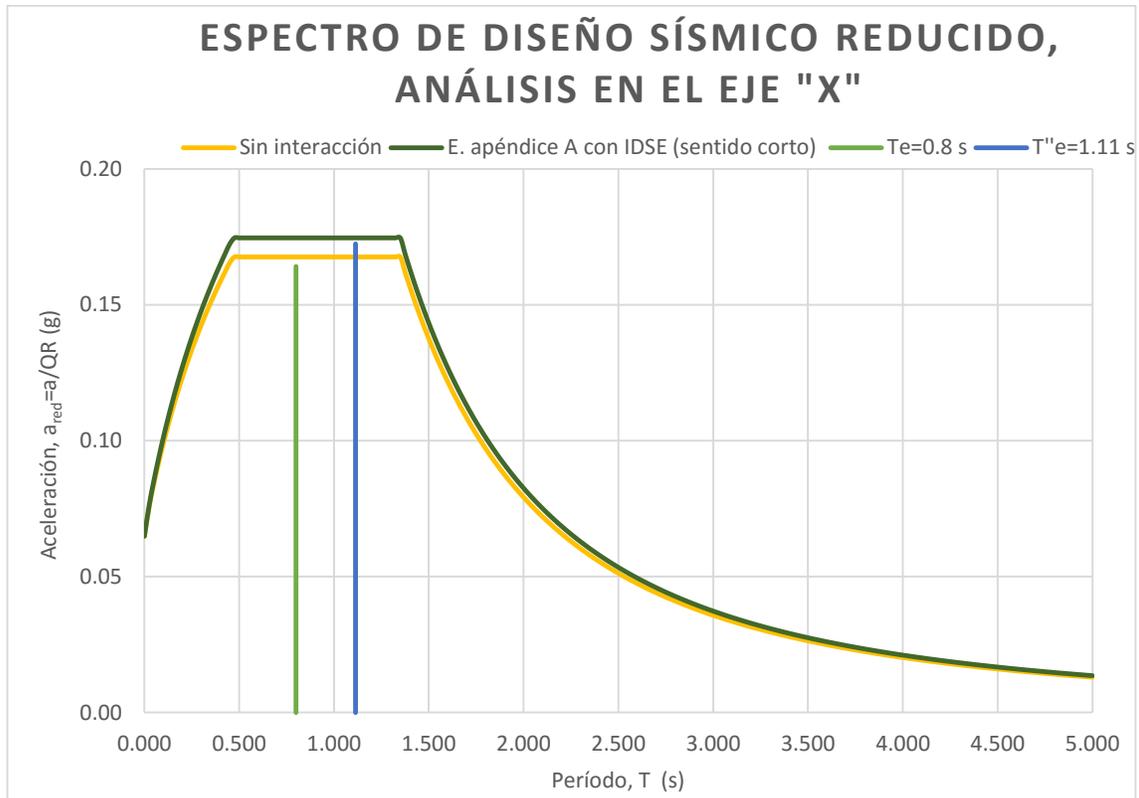


Figura 4.12 Espectro reducido de diseño sísmico, sentido corto

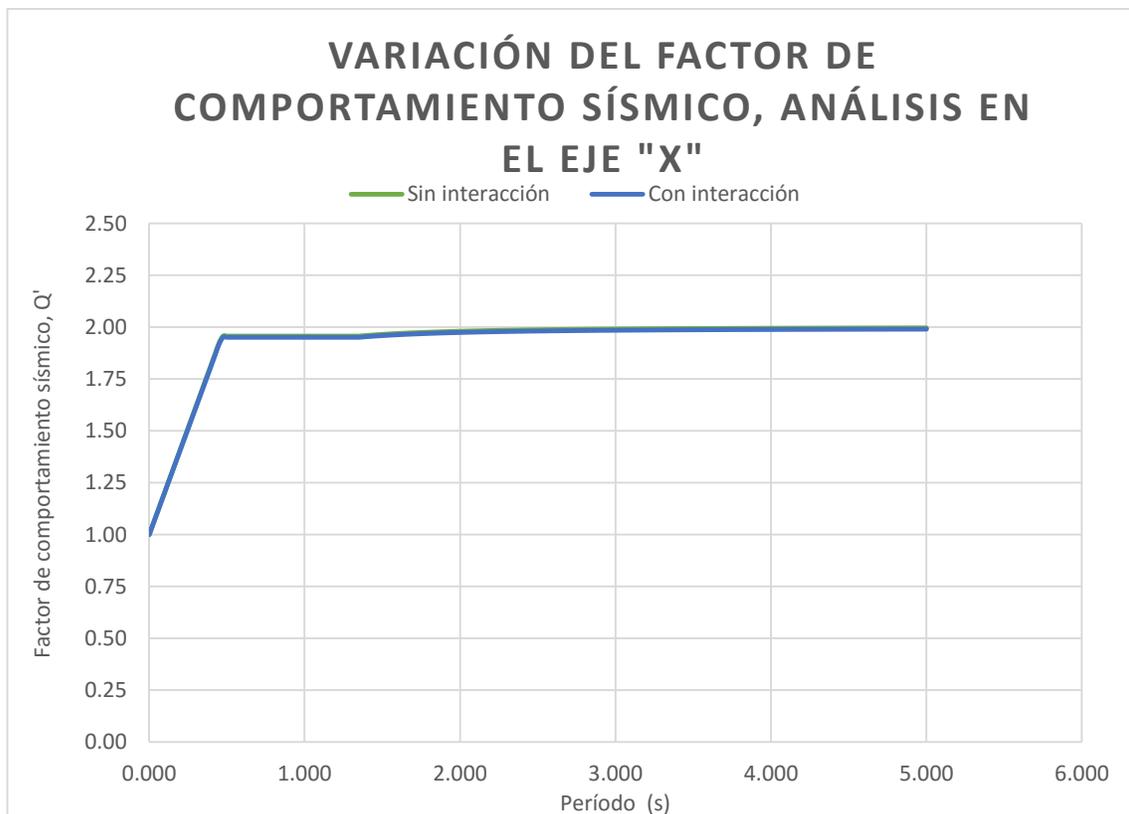


Figura 4.13 Variación del factor de comportamiento sísmico, sentido corto

Resultados del análisis de IDSE en el sentido largo de la estructura

Tabla 4-9 Cálculo del período y amortiguamientos efectivos, sentido largo

Parámetros de la estructura:							
W_0 (kN)	T_e (s)	ζ_e (%)	H_e (m)	Q_e ---	$W_e=0.7W_0$ (kN)	$M_e = W_e/g$ kN-s ² /m	
53733,294	0,8	5%	14,7	2	37613,3058	3.834,180	
Parámetros de la cimentación:							
L_x (m)	L_y (m)	D (m)	$R_x=(A/\pi)^{0.5}$ (m)	$R_r=(4l/\pi)^{0.25}$ (m)	$H_t = H_e + D$ (m)		
30,6	20	3	13,957	12,695	17,700		
Parámetros del suelo:							
T_s (s)	H_s (m)	γ_s (kN/m ³)	ζ_s (%)	$v_s \geq 0.45$ ---	$V_s=4H_s/T_s$ (m/s)	$G_s=\rho_s * V_s^2$ (kN/m ²)	$\rho_s=\gamma_s/9.81$ (kN-s ² /m ⁴)
0,91	13,00	14,15	3%	0,45	57,206	4.720,265	1,442
Rigideces estáticas de la cimentación:							
$K_x^0=[8G_sR_x/(2-v_s)](1+0.5R_x/H_s)(1+0.67D/R_x)(1+1.25D/H_s)$					=	769.799,307	kN/m
$K_r^0=[8G_sR_r^3/3(1-v_s)](1+0.17R_r/H_s)(1+2D/R_r)(1+0.71D/H_s)$					=	93.315.602,583	kN-m
Rigideces dinámicas de la cimentación:							
$\eta_s=\pi R_x/2H_s=$					1,686		$T_{efe\ inicial}$ 1,223 s
$\eta_p=(\pi R_r/2H_s)[2(1-v_s)/(1-2v_s)]^{1/2}=$					5,088		
$\omega=2\pi/T_{efe}=$					5,138	rad/s	
$\eta_x=\omega R_x/V_s=$					1,253		
$\eta_{xs}=\eta_x/\eta_s=$					0,743		
$\eta_r=\omega R_r/V_s=$					1,140		
$\eta_{rp}=\eta_r/\eta_p=$					0,224		
$k_x=$					1,000		
$k_r=1-0.2\eta_r (v_s \geq 0.45)=$					0,772		
If $\eta_{xs} \leq 1$, then $c_x=0.65\zeta_s\eta_{xs}/(1-(1-2\zeta_s)\eta_{xs}^2)$, else $c_x=0.576$					=	0,030	
If $\eta_{rp} \leq 1$, then $c_r=0.5\zeta_s\eta_{rp}/(1-(1-2\zeta_s)\eta_{rp}^2)$, else $c_r=0.3\eta_r^2/(1+\eta_r^2)$					=	0,004	
$K_x=K_x^0(k_x-2\zeta_s\eta_xc_x)=$					768.053,788	kN/m	
$K_r=K_r^0(k_r-2\zeta_s\eta_rc_r)=$					72.014.960,113	kN-m	
Periodo y amortiguamiento efectivos:							
$T_x=2\pi(M_e/K_x)^{1/2}=$					0,444	s	
$T_r=2\pi(M_eH_t^2/K_r)^{1/2}=$					0,811	s	
$T_{efe}=(T_e^2+T_x^2+T_r^2)^{1/2}=$					1,223	s	$T_{efe\ final}$
$\omega C_x=K_x^0(\eta_xc_x+2\zeta_s k_x)=$					75279,939	kN/m	
$\omega C_r=K_r^0(\eta_rc_r+2\zeta_s k_r)=$					4697599,588	kN-m	
$\zeta_x=\omega C_x/2K_x=$					0,049		
$\zeta_r=\omega C_r/2K_r=$					0,033		
$\zeta_{efe}=\zeta_e(T_e/T_{efe})^2+\zeta_x/(1+2\zeta_x^2)*(T_x/T_{efe})^2+\zeta_r/(1+2\zeta_r^2)*(T_r/T_{efe})^2=$					4,215%		$\zeta_{efe\ final}$

Tabla 4-10 Cálculo del espectro de diseño con y sin el efecto de IDSE, sentido largo

Periodos y amortiguamientos					
T_s (s)	T_e (s)	ζ_e (%)	ζ_s (%)	T''_e (s)	ζ''_e (%)
0,91	0,80	5,00%	3,00%	1,22	4,22%
Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones					
ZONA	C	a_0	T_a	T_b	k
II	0,656	0,161	0,466 (s)	1,350 (s)	1,091
Variable para el calculo de β					
λ	---				
0,5					
Parámetros calculados sin tomar en consideracion la IDSE					
β	Q	R	a	$a'=a/Q'R$	
1,000	2,000	2	0,656 (g)	0,164 (g)	
Parámetros calculados tomando en consideracion la IDSE					
β	Q'	R	a	$a'=a/Q'R$	
1,089	1,999	2	0,715 (g)	0,179 (g)	
Cortante Basal					
W_0	W_e	V_0'	$V_0=W_0 \cdot a'_{(sin IDSE)}$	V_0'/V_0	
kN	kN	kN	kN	---	
53733,294	37613,306	9368,817	8816,022	1,0627	

$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_e - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_e \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_e \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_e - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_e \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_e > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (A.3)$
$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_e - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_e \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_e \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_e; & \text{si } 3.25 < T_e \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_e > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (A.4)$
$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_e \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_e; & \text{si } 1.125 < T_e \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_e > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (A.5)$
$k = \begin{cases} 2 - T_e; & \text{si } 0.5 < T_e \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_e > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (A.6)$
$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_e}{T_b} \right)^2; & \text{si } T_e \geq T_b \end{cases} \quad (A.1)$ <p>donde $p = k + (1 - k)(T_e/T_b)^2$; y β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.</p>
$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_e - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_e \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_e > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (A.2)$
$\beta = \begin{cases} \left(\frac{\zeta_e}{\zeta_s} \right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left(\left(\frac{\zeta_e}{\zeta_s} \right)^\lambda - 1 \right) \frac{T_e}{T_b}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (A.16)$
$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T_e}{k T_a}}; & \text{si } T_e \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T_e}{k}}; & \text{si } T_a < T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p T_e}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (A.9)$
$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (A.10)$
$\tilde{V}_0 = a' W_0 - (a' - \tilde{a}') W_e \quad (A.15)$

RCDF-NTCDS-04

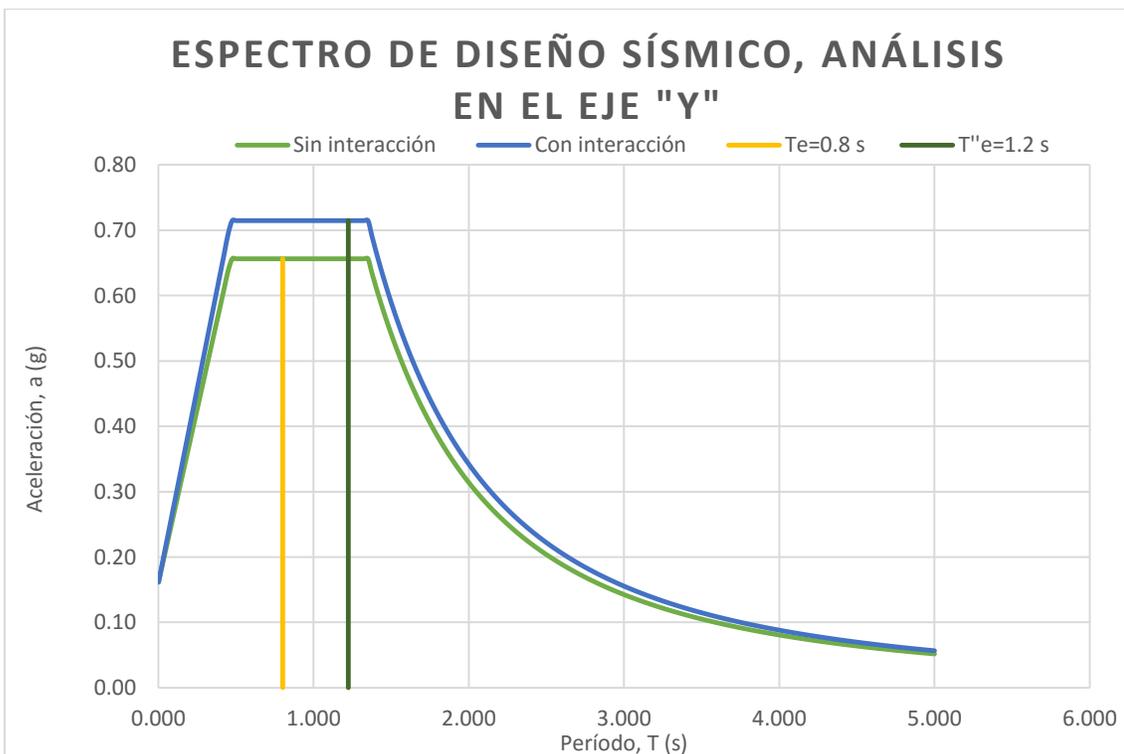


Figura 4.14 Espectro transparente de diseño sísmico, sentido largo

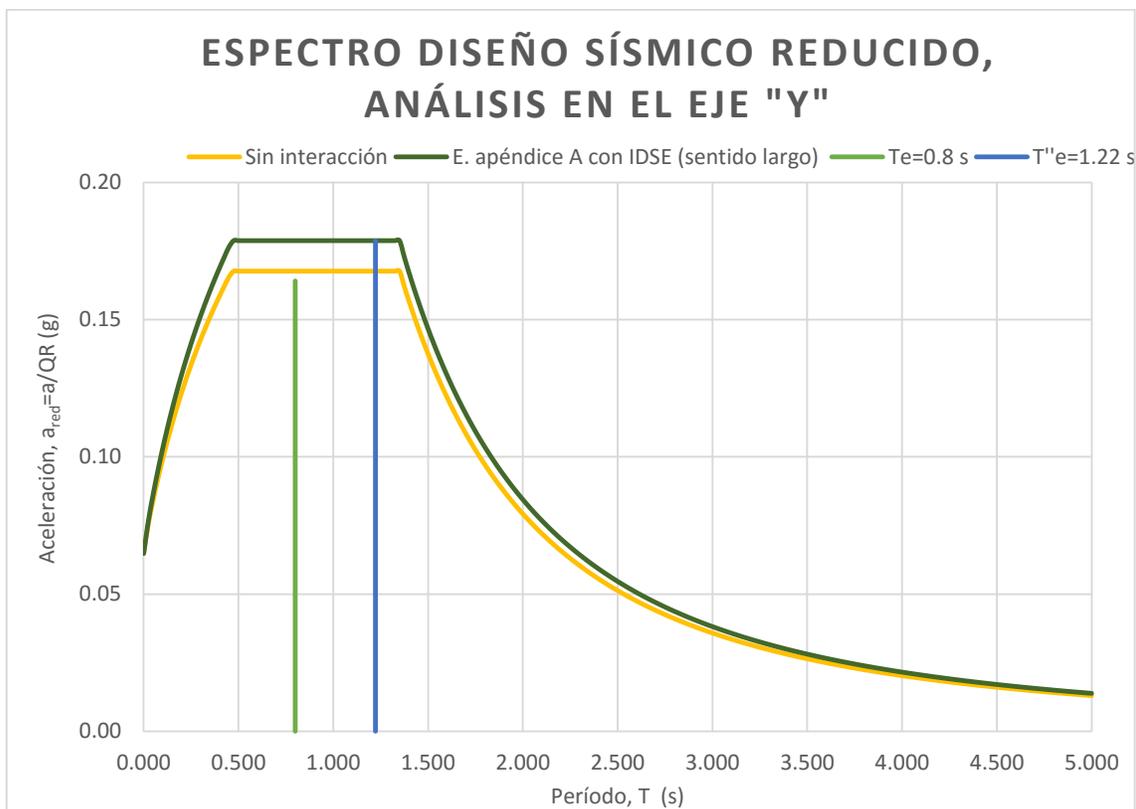


Figura 4.15 Espectro reducido de diseño sísmico, sentido largo

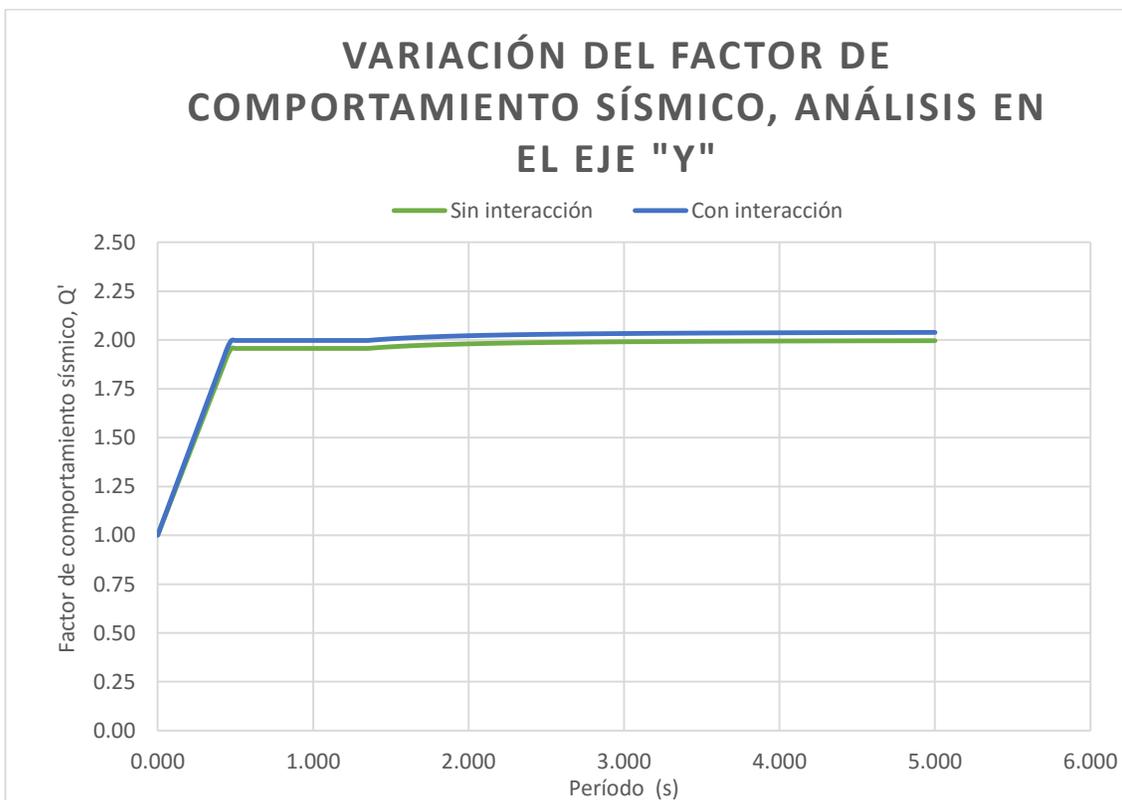


Figura 4.16 Variación del factor de comportamiento sísmico, sentido largo

En la Tabla 4-11 y la Tabla 4-12 se presenta un resumen de los resultados obtenidos cuando se aplica IDSE, en ambas tablas se puede observar las iteraciones que se tuvieron que realizar para que el sistema convergiera para un conjunto de frecuencias armónicas, de tal manera que se cumpliera la condición de $\omega_e = \omega'_e$ donde $\omega'_e = 2\pi/T_{efe}$. El sistema convergió en la 5.ª iteración, en la cual la frecuencia de excitación resulto ser la misma que la obtenida en la 4.ª iteración, en consecuencia, los módulos de rigidez dinámica, el amortiguamiento, la aceleración de diseño y el cortante basal arrojaron valores iguales que los obtenidos en la 4.ª iteración, por tanto, el proceso de cálculo finaliza.

Tabla 4-11 Resumen de resultados para el sentido corto de la estructura

No. de iteración	ω	T_{efe}	K_x	K_r	ζ_{efe}	a	V'_0
	rad/s	s	kN/m	kN-m	%	g	kN
1	7,854	0,800	718.819,000	97.276.651,343	9,400%	0,132	7.597,238
2	5,431	1,157	767.565,865	120.129.711,061	4,549%	0,174	9.179,083
3	5,661	1,110	767.043,306	117.962.721,536	4,646%	0,172	9.127,425
4	5,645	1,113	767.083,084	118.106.516,509	4,639%	0,172	9.131,269
5	5,645	1,113	767.083,084	118.106.516,509	4,639%	0,172	9.131,269

Tabla 4-12 Resumen de resultados para el sentido largo de la estructura

No. de iteración	ω	T_{efe}	K_x	K_r	ζ_{efe}	a	V'_0
	rad/s	s	kN/m	kN-m	%	g	kN
1	7,854	0,800	718.819,000	60.730.306,850	8,291%	0,138	7.843,517
2	4,920	1,277	768.329,711	72.916.688,506	4,170%	0,179	9.396,068
3	5,150	1,220	768.035,813	71.962.520,445	4,218%	0,179	9.367,072
4	5,138	1,223	768.053,788	72.014.960,113	4,215%	0,179	9.368,817
5	5,138	1,223	768.053,788	72.014.960,113	4,215%	0,179	9.368,817

4.7 Espectro de diseño cuando se aplique análisis dinámico modal

En el cap. 3 de las NTCDS-2004 se establece el criterio para construir el espectro de diseño cuando se aplique análisis dinámico modal para esclarecer en qué consiste el método, se muestra un fragmento de la normativa, en donde se especifican las restricciones y los parámetros para construir dichos espectros:

Quando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, “a”, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; & \text{si } T < T_a \\
 a &= c ; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= qc ; & \text{si } T > T_b
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \tag{3.2}$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a ₀	T _a ¹	T _b ¹	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodos en segundos

Con base en lo anterior se obtuvieron los espectros de aceleración para cada uno de las zonas sísmicas, válidos cuando se aplique un análisis dinámico modal, los espectros obtenidos tienen como característica principal la de ser robustos y tener una reducción por sobrerresistencia incluida (ver Figura 4.17). Otro aspecto a destacar y que muchas personas no conocen, es que estos espectros han sido creados para ser usados en edificios convencionales como oficinas, escuelas, etc. en el caso de naves industriales, estos espectros no son los adecuados

(deducción obtenida a partir de verificar el grupo de estructuras para los que son aplicables).

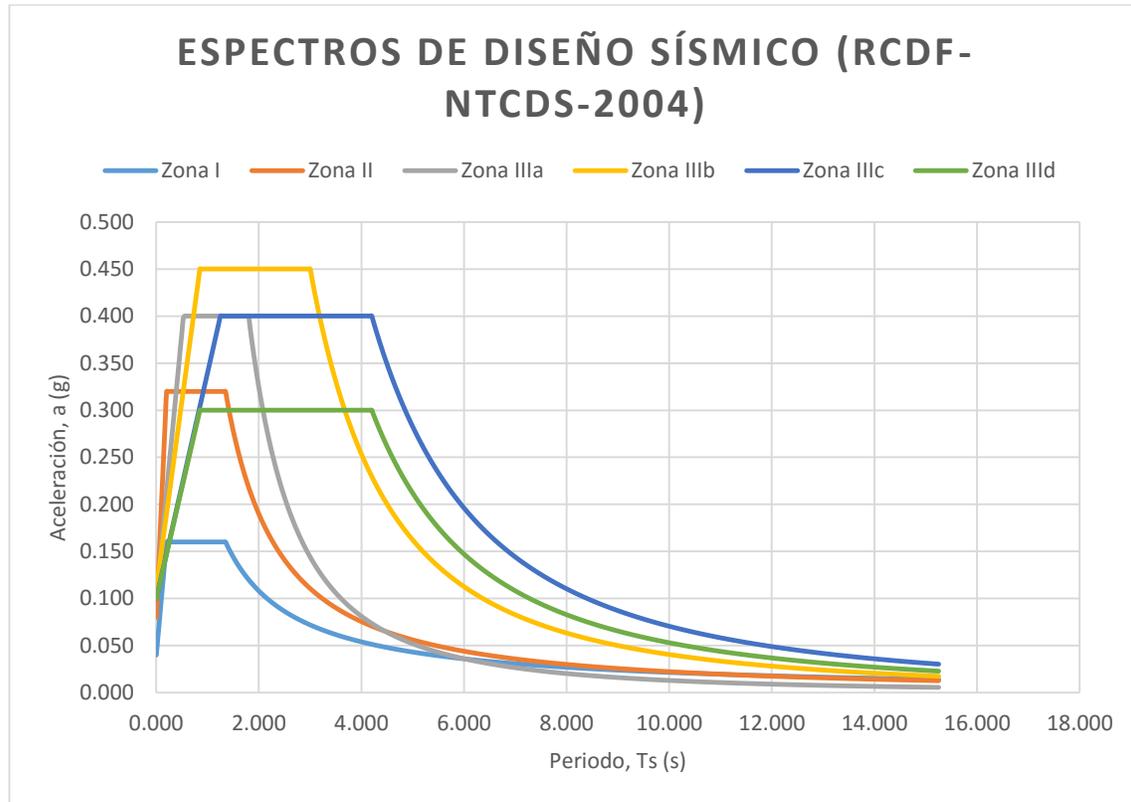


Figura 4.17 Espectros de diseño sísmico para análisis modal

Conociendo la ubicación y el periodo de la estructura (T_e), podemos entrar en el espectro de diseño correspondiente y obtener mediante una extrapolación el valor de la aceleración, (a) para un modelo idealizado de la estructura, con este valor podemos calcular la fuerza sísmica ($F_{sismica}$), regida por la segunda ley de Newton y en la que se encuentra involucrado un parámetro de alta importancia y que se conoce como coeficiente sísmico, con el cual se puede obtener el cortante basal.

$$F_{sismica} = ma = \frac{W}{g} a = W \frac{a}{g} = Wc \quad [4-5]$$

Parámetros definidos como: $F_{sismica}$ =fuerza sísmica; m =masa; a =aceleración; W =peso y c =coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico (c) pueden definirse como el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0 y el cual deberá tomarse de acuerdo al tipo de zona en que se encuentre la edificación cuando se aplique un análisis modal. La normatividad menciona lo siguiente:

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 139 del Reglamento se tomara igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas III_a y III_c, 0.45 en la zona III_b y 0.30 en la III_d (ver tabla 3.1), a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicaran los coeficientes que fija el capítulo 7 en la tabla 7.1. Para las estructuras del grupo A se incrementara el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

En consecuencia, con las especificaciones de las NTCDS-2004 se extrae de la Figura 4.17 el espectro correspondiente a la zona II y se le aplica la reducción por ductilidad aplicándole un factor de comportamiento sísmico, Q=2. El espectro de diseño con reducción por ductilidad se presenta en la Figura 4.18.

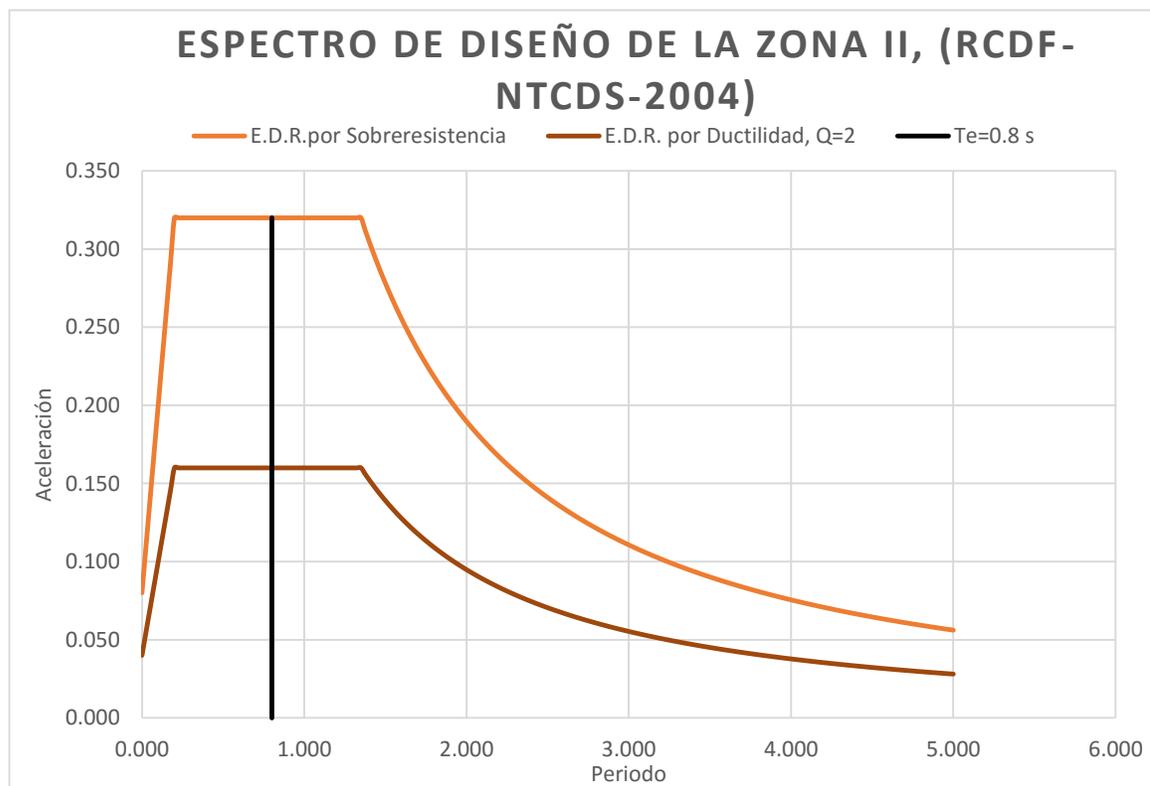


Figura 4.18 Espectros de diseño de la zona II

Los parámetros obtenidos para aplicar un análisis dinámico modal son los presentados en la Tabla 4-13.

Tabla 4-13 Parámetros para un análisis dinámico modal

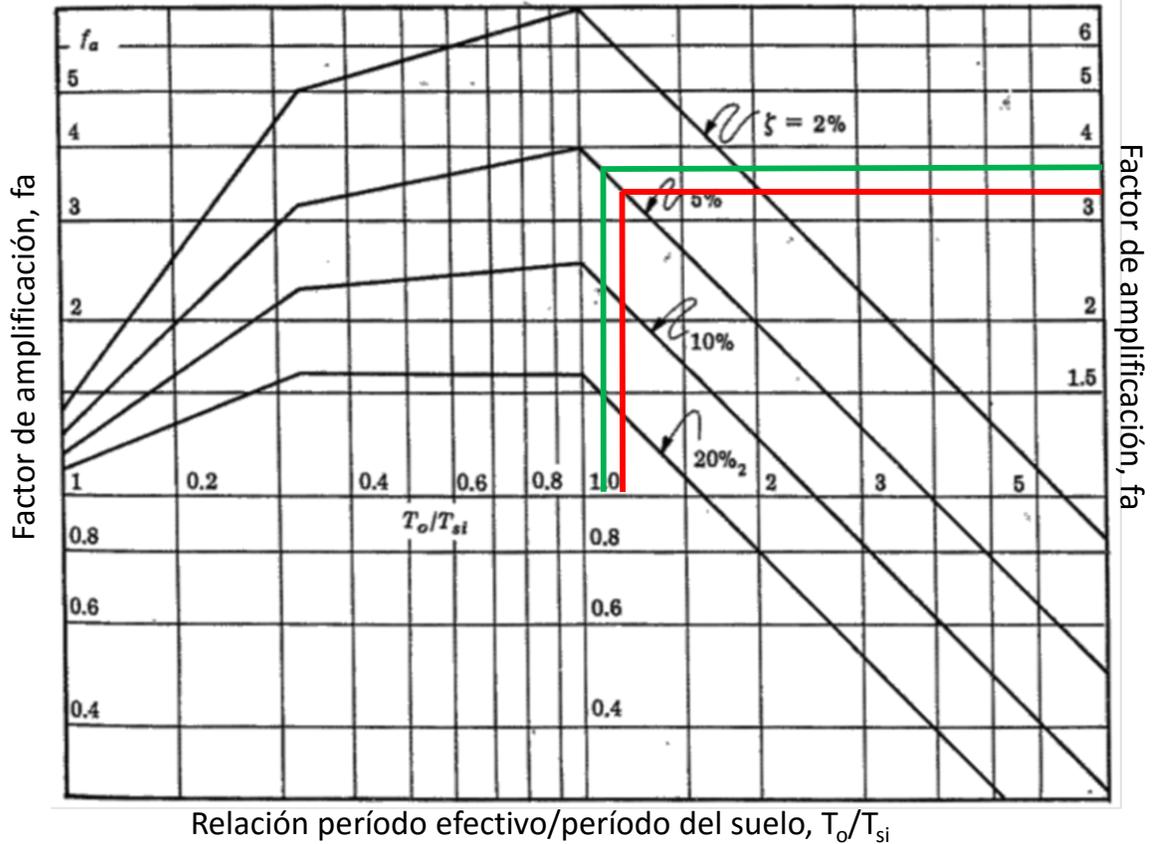
Zona sísmica	A (g)	Q (---)	a'=a/Q (g)
II	0.32	2	0.16

4.8 Espectros envolventes para diseño sísmico (Zeevaert, 1973 y 1994).

El problema principal del análisis sísmico se enfoca en conocer en forma adecuada la aceleración máxima de la superficie del suelo para diseño sísmico del edificio. Otro de los asuntos sísmicos importantes el cual se encuentra todavía en proceso de investigación, es el estudio de los factores de amplificación para diferentes grados de amortiguamiento crítico de la masa del suelo, ya que es bien conocido que la respuesta de aceleración es función del período de la estructura y del fenómeno de amortiguamiento, sin embargo, con el conocimiento de las características sísmicas del lugar y las propiedades dinámicas del suelo, el ingeniero de cimentaciones puede estimar el comportamiento del subsuelo y sus implicaciones en la interacción con la estructura de cimentación. Para el caso de la ciudad de México los factores de amplificación son aproximadamente (Zeevaert, 1964): primer modo $f_1=10.59*\zeta^{-(0.61)}$ y para el segundo modo: $f_2=6.42\zeta^{-(0.47)}$. En la Figura 4.19 se presenta el espectro envolvente de respuesta sísmica para diferentes grados de amortiguamiento crítico, ζ_0 , el cual está construido en términos del factor de amplificación, f_a , contra la relación entre el período efectivo de la estructura y el período predominante del suelo, T_0/T_{s1} , llamando T_{s1} al período predominante del subsuelo y T_0 a un cierto período de vibración de la estructura y su cimentación. Para determinar el valor de f_a para cierto período de vibración de la estructura y cimentación será necesario conocer el período predominante del subsuelo, T_{s1} , el cual podrá ser calculado conociendo las condiciones estratigráficas y propiedades dinámicas de los sedimentos del subsuelo, así también será necesario asignar un valor a la aceleración máxima de la superficie del suelo, a_m , además, se hace necesario determinar los periodos y amortiguamiento efectivos del sistema de cimentación T_0 y ζ_0 , con estos valores se entra en el espectro envolvente de respuesta sísmica normalizado y se encuentra el valor del factor de amplificación, f_a . Así pues, con la aceleración máxima de la superficie del suelo, a_m , asignada, puede estimarse la fuerza cortante basal, V_m , en el centro de masa del edificio.

La respuesta sísmica se calcula para determinar las reacciones totales del suelo sobre la estructura de cimentación, donde en conjunto con las cargas del edificio se podrán calcular las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de los elementos estructurales de la cimentación.

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica, se utilizó el período y amortiguamiento efectivo, con los cuales se extrapolo en la gráfica de los espectros envolventes propuestos por Zeevaert en 1973 y 1994 y se obtuvieron los resultados presentados en la Figura 4.19 y Tabla 4-14.



— Sentido corto de la estructura — Sentido largo de la estructura

Figura 4.19 Cálculo del factor de amplificación sísmica (Fuente: Interacción suelo-estructura; Zeevaert, 1973 y 1964)

Tabla 4-14 Resultados del factor de amplificación

Sentido de la Estr.	Período efectivo	Período del suelo	Amortiguamiento crítico	Factor de amplificación	
	T_o	T_{s1}	ζ_o	T_o/T_{s1}	f_a
	s	s	%	adim	
Corto	1.11	0.91	4.64	1.22	3.30
Largo	1.22	0.91	4.21	1.34	3.80

Vemos en el espectro que la máxima respuesta se obtiene cuando $T_o/T_{s1}=1$. Por lo visto anteriormente, no se puede evitar la amplificación de la aceleración de un suelo blando, pero si es factible evitar que coincida el periodo natural de vibración del suelo con el periodo natural de vibración de la estructura y de esta manera evitar la resonancia sísmica.

Las aceleraciones para las diferentes zonas estratigráficas del Distrito Federal se presentan a continuación (artículo 206 del reglamento):

Tabla 4-15 Valores de aceleraciones para las zonas geotécnicas del D. F. de acuerdo al RCDF-NTCDS-2004.

Zona	Coficiente sísmico, c	Coficiente, c _s (superficie)	Aceleración (superficie) cm/s ²
I	0.16	0.04	39
II	0.32	0.08	78
III	0.40	0.10	98

Vemos entonces que, por ejemplo, en la zona II la aceleración de diseño de la superficie del terreno es de 78 cm/s².

Partiendo de los resultados obtenidos, calculamos la aceleración en el centro de gravedad de la estructura de la siguiente manera:

$$a_{\text{sentido corto}} = a_m f_a = 78 \text{ cm/s}^2 * 3.30 = 257.4 \text{ cm/s}^2 = 2.57 \text{ m/s}^2$$

$$a_{\text{sentido largo}} = a_m f_a = 78 \text{ cm/s}^2 * 3.80 = 296.4 \text{ cm/s}^2 = 2.96 \text{ m/s}^2$$

4.9 Comparación de espectros de diseño

¿Qué deducciones se obtienen de la comparación de los espectros de diseño por sismo propuestos en el cuerpo del RCDF-NTCDS-2004, válidos para el criterio establecido en la sección 3 (cuando se apique un análisis modal) y el estipulado en el apéndice A del mismo (cuando se considere el efecto de sitio a partir de las propiedades dinámicas del suelo)?

Realizando un análisis de la información propuesta por la RCDF-NTCDS-2004, la cual es aplicable para cualquier tipo de edificación, obtuvimos los resultados de periodos contra aceleración, en la Tabla 4-16 se presenta un resumen de resultados. Para reflejar una comparación se presenta en la Figura 4.20 una gráfica en la que se encuentran comparados los espectros reducidos usando el criterio de la sección 3 y el planteado en el apéndice A de la normatividad mencionada.

Tabla 4-16 Resultados obtenidos de la comparación.

	Parámetros de diseño ->	Periodo (s)	Aceleración (g)
	Sección 3	0.80	0.160
Sentido corto	Apéndice A (β=1)	0.80	0.164
	Apéndice A (β=1.038)	1.11	0.172
Sentido largo	Apéndice A (β=1)	0.80	0.164
	Apéndice A (β=1.089)	1.22	0.179
Método de Zeevaert	Sentido corto (ζ=5%)	1.11	0.262
	Sentido largo (ζ=5 %)	1.22	0.302

ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO CON REDUCCIÓN DE "R" Y "Q"

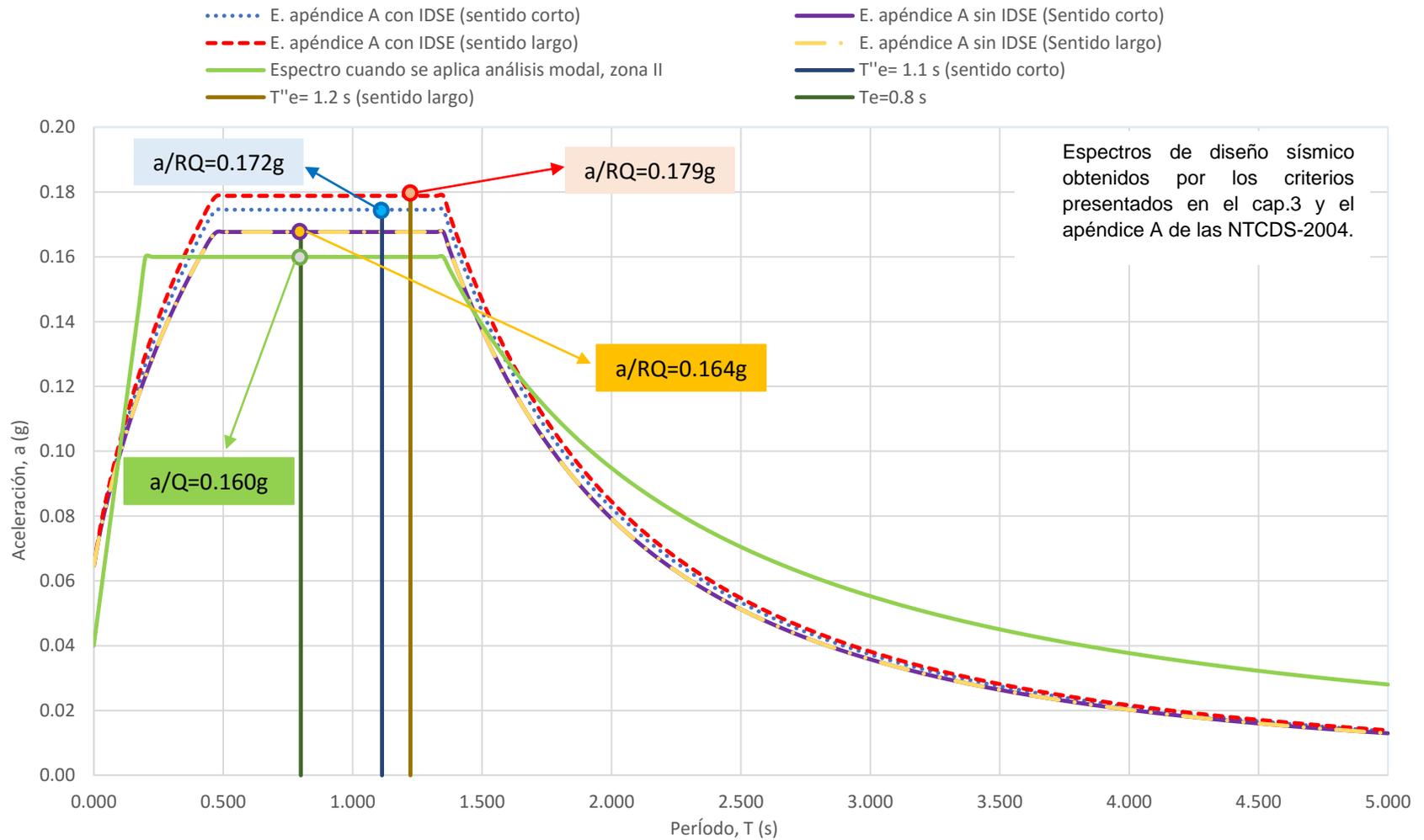


Figura 4.20 Comparación de los espectros de diseño por los criterios presentados en la sección 3 y en el apéndice A del RCDF-NTCDS (2004)

Características del espectro obtenido por el criterio de la sección 3 (cuando se aplique análisis dinámico modal):

- El espectro de diseño sísmico obtenido por el criterio de la sección 3 comparado con el obtenido por el criterio del apéndice A (NTCDS-2004) proporcionan espectros similares.
- Para el caso de estudio obtuvimos una aceleración, $a=0.16g$, correspondiente a un período de la estructura, $T_e=0.8$ s, cuando se utilizó el criterio de la sección 3 (NTCDS-2004), el cual nos conlleva a obtener una sollicitación de fuerzas sísmicas conservador, lo que se traduce en una solución económica en lo que respecta al diseño estructural.
- La ductilidad de la estructura disminuye el efecto de la aceleración, sin embargo, considerar una reducción por ductilidad compromete a diseñar una estructura con un factor de comportamiento sísmico igual con 2, lo que significa que los elementos estructurales que componen la estructura tendrán una relación de deformación equivalente al factor de comportamiento sísmico.

Características del espectro obtenido por el criterio del apéndice A, NTCDS-2004 (cuando se aplique Interacción dinámica suelo estructura):

- Los espectros obtenidos cuando se aplica Interacción dinámica suelo estructura en el sentido largo y corto de la estructura denotan resultados de aceleraciones relativamente semejantes en comparación con el espectro obtenido cuando se aplica un análisis modal espectral.
- Los resultados del espectro obtenido con el apéndice A son: sentido corto $T_e=1.11$ s y $a=0.172g$, sentido largo: $T_e=1.22$ s y $a=0.179g$. Los resultados obtenidos denotan un incremento mínimo de la aceleración, lo que conlleva a un incremento en las fuerzas sísmicas de diseño semejantes a las obtenidas por la sección 3 de las NTCDS-2004, por tanto, el dimensionamiento estructural será semejante.
- La meseta del espectro obtenido con efectos de IDSE inicia en un período aproximado de 0.4 s, mientras que la meseta del espectro obtenido cuando se aplique análisis dinámico modal inicia con 0.2 s, la rama descendente inicia en 1.4 s aproximadamente para ambos criterios. Lo que se traduce en rangos de aceleraciones máximas para rangos de periodos de oscilaciones semejantes.

Características de los valores de aceleraciones obtenidos por el criterio de los espectros envolventes (Zeevaert, 1973 y 1994):

- Los resultados para el caso de estudio revisado en las dos condiciones son:

- Sentido corto $T_o=1.11$ y $T_{s1}=0.91$ s, por tanto, el valor de $T_o/T_{s1}=1.22$ y el $f_a=3.30$, lo que conlleva a obtener $a=f_a*a_m/g=0.262g$;
- Sentido largo es: $T_o=1.22$ s y $T_{s1}=0.91$ s, por tanto, el valor de $T_o/T_{s1}=1.34$ y el $f_a=3.80$, lo que conlleva a obtener $a=f_a*a_m/g=0.302g$.
- Los espectros envolventes están contruidos en función de diferentes tipos de amortiguamientos, los cuales se aproximan bastante a la condición real de aceleraciones.
- Los espectros envolventes denotan el valor máximo de aceleración cuando $T_o/T_{s1}=1$ esta condición significa que entrara en resonancia, en el caso de la estructura analizada los valores de aceleración no corresponden al máximo.

Meli (2003) considera que no tiene sentido tener un procedimiento para análisis sísmico más elaborado como el del Apéndice Normativo A, el cual pretende ser más transparente y racional, si valores como los factores de reducción por sobrerresistencia R establecida en el Apéndice Normativo A no tienen justificación y están calibrados para arrojar resultados similares a los del cuerpo principal de las NTCDS, 2004.

5 CONCLUSIONES

Con base en el siguiente trabajo se obtienen las siguientes conclusiones:

- México tiene una gran actividad sísmica debido a que nos encontramos rodeado de 5 placas tectónicas, que constantemente presentan actividad en el océano pacífico.
- Las propiedades dinámicas del suelo pueden obtenerse por medio de pruebas de laboratorio (propagación de ondas, péndulo de torsión libre, columna resonante, Triaxial cíclica y corte simple cíclico) y de campo (refracción sísmica, métodos de pozos cruzados o Crosshole, método de arriba de la perforación o Uphole, método de adentro de la perforación o Downhole y sonda suspendida).
- Las propiedades dinámicas definen el comportamiento del suelo ante la excitación sísmica.
- Un depósito de suelo blando amplifica periodos mayores que un depósito de suelo rígido.
- Debido a los efectos viscosos de amortiguamiento, la resistencia dinámica de las arcillas es mayor que su resistencia estática.
- El sistema de un grado de libertad usado para el análisis de interacción dinámica suelo estructura está conformado por masas, resortes y un amortiguador. La masa interviene a través de la segunda ley de Newton, el resorte aporta elasticidad al sistema y se encarga de regresarlo a su posición de equilibrio y por último el amortiguador se encarga de disipar la energía.
- La interacción dinámica suelo-estructura está formada por interacción inercial e interacción cinemática.
- El fenómeno de rotación y traslación de una cimentación rígida se puede analizar mediante un sistema elemental de un grado de libertad.
- La mecánica del medio continuo nos permite estudiar el comportamiento viscoelástico del suelo, así como la capacidad de disipar energía.
- El modelo que mejor representa el comportamiento viscoelástico del suelo, es el modelo de Kelvin Voigt, el cual está compuesto por una unidad de Hooke y una de Newton, correspondientes a un resorte y un amortiguador.
- La ciudad de México se encuentra en una zona de peligro sísmico intermedio, correspondiente a la zona B de acuerdo a la regionalización sísmica de la república mexicana propuesta en el manual de diseño de obras civiles (diseño por sismo) por la Comisión Federal de Electricidad, sin embargo, las condiciones del material hacen que el efecto de un sismo impacte en altas aceleraciones.

- Las NTCDS-2004 proponen mapas para la obtención del período predominante del suelo y la profundidad de la capa dura; los valores que se obtienen son indicativos, por lo tanto, deberán tomarse como tal.
- La zona de Transición está influenciada por materiales de la zona de Lomas y de la zona de Lagos, por lo tanto, los materiales explorados presentan alta heterogeneidad lo que se traduce en un perfil de suelo con comportamiento no lineal. Cabe destacar que las teorías propuestas para los análisis sísmicos presentadas en las NTCDS-2004 toman en cuenta modelos del suelo, homogéneos.
- Los parámetros dinámicos del suelo con mayor importancia en el diseño sísmico aplicando el criterio del apéndice A (NTCDS-2004) son: el período predominante del suelo, T_s ; el módulo de rigidez dinámico del suelo, G ; la relación de Poisson, ν , y la velocidad de ondas de corte, V_s .
- Los resultados del análisis de IDSE indican que el perfil estratigráfico de suelo oscila con un período de $T_s=0.91$ s por el efecto de la velocidad de ondas de corte de 57.22 m/s; con un módulo de rigidez de 4725.10 kN/m² (472.51 t/m²).
- La metodología de IDSE presentada en el apéndice A (NTCDS-2004), incluye el uso de espectros elásticos de respuesta del suelo con el que se toma en cuenta el efecto de sitio y trata de presentar de una manera más realista los verdaderos niveles de demanda y los niveles de amplificación que se producen en la realidad para diferentes tipos de suelo.
- Con el procedimiento de IDSE presentado en el apéndice A (NTCDS-2004) se obtienen los coeficientes de amortiguamientos, rigideces estáticas y finalmente rigideces dinámicas, tanto en el sentido vertical, horizontal y rotacional.
- Los resultados obtenidos de evaluar la ecuación 4.4 ($T_e T_s / H_s H_e > 2.5$) denotan que los efectos de IDSE se podrán desprestigiar en el caso de estructuras de poca altura desplantadas en zonas donde la capa dura este a nivel superficial, sin embargo, es conveniente mencionar que esta condición es difícil que se logre en cualquiera de las zonas geotécnicas (Lomas, Transición y Lagos) debido a que es una condición difícil de encontrar.
- El criterio del apéndice A (NTCDS-2004) es iterativo, sin embargo, en ninguno de los apartados de la normatividad sísmica se menciona, lo cual considero que complica su aplicación.
- El período efectivo del sistema se evalúa mediante iteraciones porque los resortes K_x y K_r tienen que ser evaluados para una excitación armónica de

frecuencias $\omega_e = \tilde{\omega}_e$ siendo $\tilde{\omega}_e = 2\pi / \tilde{T}_e$ la frecuencia efectiva del sistema.

- La rigidez estática representa el grado de deformación del suelo ante la rigidez de la condición geométrica de la cimentación.
- Las frecuencias críticas de un estrato uniforme están definidas por la frecuencia fundamental en vibración transversal y vertical. Las oscilaciones de la estructura en traslación horizontal generan ondas S, mientras que las de cabeceo originan primordialmente ondas P.
- Los resultados del modelo ensayado dieron valores de frecuencia fundamentales predominantes por ondas de compresión en el sentido corto de la estructura, por lo cual, existe mayor probabilidad de volteo que de traslación horizontal.
- La rigidez dinámica del suelo es la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente.
- El espectro de diseño sísmico obtenido cuando se aplica el criterio del apéndice A con efecto de IDSE (sentido corto de la estructura: $\beta=1.038$ y $Q'=1.976$; sentido largo de la estructura: $\beta=1.089$ y $Q'=1.999$) resulto mayor que cuando no se toma en cuenta los efectos de IDSE ($\beta=1.00$; $Q=2$).
- El amortiguamiento efectivo resulto mayor que el amortiguamiento del suelo y menor que el amortiguamiento de la estructura (para el sentido corto de la estructura los resultados son: $\zeta_s=3\%$; $\zeta_{efe}=4.64\%$ $\zeta_e=5\%$; para el sentido largo de la estructura los resultados son: $\zeta_s=3\%$; $\zeta_{efe}=4.21\%$ $\zeta_e=5\%$).
- La Figura 4.13 muestra los resultados obtenidos de graficar el factor de comportamiento sísmico contra un conjunto de periodos posibles en la vida útil de la estructura (T versus Q). De estos resultados se puede concluir que en el sentido corto de la estructura el comportamiento es igual o similar en las dos condiciones de análisis, cuando se toma en cuenta los efectos de IDSE y cuando no se toma en cuenta.
- La Figura 4.16 demuestra que la IDSE toma más importancia en el sentido largo de la estructura. Los resultados demuestran que el punto máximo de ductilidad se obtuvo con un periodo de oscilación de 0.5 s (con efectos de IDSE) posteriormente la variación de ductilidad se mantiene constante.
- El método de IDSE del apéndice A es iterativo los resultados indican que el modelo convergió en la 5.ª iteración cuando la frecuencia de oscilación fue igual con 5.645 rad/s en el sentido corto de la estructura y 5.138 rad/s en el sentido largo de la estructura.
- En el caso del modelo ensayado, los parámetros de diseño sísmico obtenidos con la construcción de los espectros de diseño cuando se aplica

el criterio del apéndice A son relativamente similares a los calculados cuando se aplica el criterio del capítulo 3 (NTCDS, 2004).

- Los espectros obtenidos por el cap. 3, el apéndice A (NTCDS, 2004) y los espectros envolventes (Zeevaert, 1980) presentan las siguientes características:
 - El criterio del apéndice A es un procedimiento de análisis muy elaborado y difícil de aplicar.
 - Los valores de los factores de reducción por sobrerresistencia R establecida en el apéndice A no tienen justificación y están calibrados para arrojar resultados similares a los del cap. 3 (NTCDS, 2004).
 - Los espectros envolventes (Zeevaert, 1980) fueron construidos en función de pruebas dinámicas de laboratorio para diferentes porcentajes de amortiguamientos del suelo en función del factor de amplificación, f_a , contra la relación T_o/T_{s1} .
 - El criterio del apéndice A y del cap. 3 (NTCDS, 2004) proporcionan parámetros de diseño similares; los espectros envolventes (Zeevaert, 1980) proporcionan valores de aceleración mayores para los mismos periodos de oscilación.
- Los espectros del cuerpo de la Norma solo funcionan para estructuras convencionales.
- Las demandas de ductilidad resultaron más bajas con el criterio del apéndice A.
- El modelo del apéndice A presenta mayor degradación de rigidez por lo que el amortiguamiento baja consecutivamente.
- La propuesta del apéndice A permitió llegar a diseños menos conservadores y racionales con respecto al procedimiento tradicional de las NTCDS-2004 que se ha venido utilizando sin grandes modificaciones en los últimos 15 años aproximadamente.

REFERENCIAS

- Aguilar B., H., Galicia M., Pérez-Rocha, L., Avilés, J., Veitez L., & Salazar M. (2003). Efecto del hundimiento regional en las propiedades dinámicas del suelo. *XII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Boston: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (1996). En *Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth, Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (págs. Vol. 15, 11-27).
- Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (1 de 3 de 2004). Obtenido de Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura: <http://goo.gl/ajvltO>
- Clough R. W., & Penzien J. (1975). *Dynamicsof Structures*. McGraw-Hill.
- Colindres, R. (1983). En *Dinámica de suelos y estructuras aplicadas a la ingeniería sísmica* (págs. 111-129). México: Limusa, S. A.
- Corona , C., Avilés Lopez, J., & Gerardo, A. (26 de 6 de 2004). Obtenido de Modelación de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura usando ECOgcW: <http://goo.gl/4Qm0m3>
- Demenéghi C., A. (2013). *Apuntes de la clase mecánica del medio continuo del posgrado de ingeniería*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Deméneghi, A., Magaña, R., & Saginés, H. (1986). En *Apuntes de mecánica del medio continuo II* (págs. 1-4). México, D. F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Díaz, A. (2005). En *Dinámica de Suelos* (págs. 57-59). México: Limusa, S. A. de C. V.
- Esteva, L. (1980). X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. *Excitaciones sísmicas en estructuras y cimentaciones* (págs. 1-18). Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C.
- Fernández S., L. R. (22 de 11 de 2013). Obtenido de Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura: <http://goo.gl/Xd2M7Y>
- Fernandez, A. R. (2014). En *Tesis: Análisis geotécnico de respuesta dinámica* (págs. 3-47). México: Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de <http://goo.gl/qQCZgV>
- Filsinger, T. (23 de 8 de 2015). *Mexico Maxico*. Obtenido de México Maxico: <http://www.mexicomaxico.org/>

- Flores, O. (2008). En *Tesis: Modulo de rigidez y relación de poisson dinámicos obtenidos en mediaciones en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular* (págs. 1-4). México: Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de <http://goo.gl/0R0Vz0>
- Gomez A. (2000). En *Presentacion de un nuevo modelo matemático para el cálculo del período fundamental de vibración en suelos estratificados* (págs. 1-21). México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Obtenido de <http://goo.gl/GI8m7K>
- INEGI. (12 de 9 de 2015). Obtenido de Mapa digital de México: <http://goo.gl/kQHhVG>
- Isidoro, C. (2012). En *Tesis: Prospeccion sismica de la zona conurbada de Veracruz-Boca del Rio, mediante el uso de la técnica SPAC* (pág. 10). Veracruz, Boca del Rio: Universidad Veracruzana.
- Jennings, P. C., & Bielak, J. (1973). Dynamics of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 63, 9-48.
- Juarez B., O. I. (2014). En *Tesina: Procedimiento para obtener velocidades de onda (Vp y Vs) en campo con sonda suspendida* (págs. 5-10). México: Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de <HTTP://WWW.PTOLOMEO.UNAM.MX:8080/XMLUI/HANDLE/132.248.52.100/6931>
- Kolsky H. (1963). *Stress Waves in solids*. Dover.
- Levi E. (1980). *Elementos de mecánica del medio continuo*. Limusa.
- Linda M. (17 de 09 de 2015). Obtenido de Relación de los sismos ocurridos en la ciudad de México y sus efectos: <http://goo.gl/AmEXsY>
- Meek, J., & J. P. Wolf. (1991). Insights on cutoff frequency for foundation on soil layer. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, 651-665.
- Mena U., & Pérez-Rocha, L. (2008). En *Manual de diseño de obras civiles, Diseño por Sismo* (pág. Sección 3.1 y 3.5). México: Comisión Federal de Electricidad.
- Modelo de Kelvin-Voigt. (05 de 12 de 2014). Obtenido de Propiedades mecánicas y dinámicas: <http://goo.gl/eiW3RB>
- NTCDS. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En *Espectros para diseño sísmico* (págs. 55-77). Distrito Federal.
- Ondas sismicas. (6 de 12 de 2014). Obtenido de Ondas sismicas: <http://goo.gl/Y17Vmw>
- Osorio , L. (2007). En *Tesis: Caracterización de parámetros sísmicos en el lago de Texcoco* (págs. 21-22). México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Obtenido de
[HTTP://132.248.52.100:8080/XMLUI/HANDLE/132.248.52.100/1990](http://132.248.52.100:8080/XMLUI/HANDLE/132.248.52.100/1990)

- Roeset, J., & H. Scaletti. (1986). Soil-structure interaction in Mexico City during the 1985 earthquake. *International Conference on the 1985 Mexico Earthquakes, Factors Involved and Lessons Learned*. ASCE, New York.
- Rosenbleuth, E., & Ovando, E. (1990). En *Riesgo sísmico en el valle de México: Una perspectiva geotécnica. Memorias del Simposio El subsuelo de la Cuenca de Mexicana y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo* (págs. 123-126). México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Santoyo Villa, E., Ovando Shelley, E., Mooser, F., & León Plata, E. (2005). En *Síntesis Geotécnica de la cuenca del valle de México* (págs. 1-32). México D. F.: TGC geotecnia S. A. de C. V., TGC ingeniería S. A. de C. V.
- SGM. (16 de 10 de 2015). Obtenido de Servicio Geologico Mexicano: <http://goo.gl/bha5MX>
- SSN. (15 de 07 de 2014). Obtenido de Servicio Sismológico Nacional: <http://goo.gl/mxvWDO>
- Zeevaert, L. (1980). Interacción Suelo-Estructura de Cimentación. En L. Zeevaert, *Comportamiento sísmico de cimentaciones* (págs. 93-110). México: Limusa, S. A.

I) ANEXO I-VISCOELASTICIDAD

Modelo de kelvin-Voigt

Los modelos que mejor representan a los materiales viscoelásticos son los de Kelvin-Voigt, Maxwell y Burgers (Levi E., 1980), en este apartado se presentan las ecuaciones que definen el modelo de Kelvin-Voigt.

Kelvin-Voigt idealiza un material cuyo comportamiento es simultáneamente elástico y viscoso ante la presencia de una carga P y su modelo consiste en un resorte y un amortiguador acomodados en paralelo, siendo el resorte la parte elástica y el amortiguador la parte viscosa.

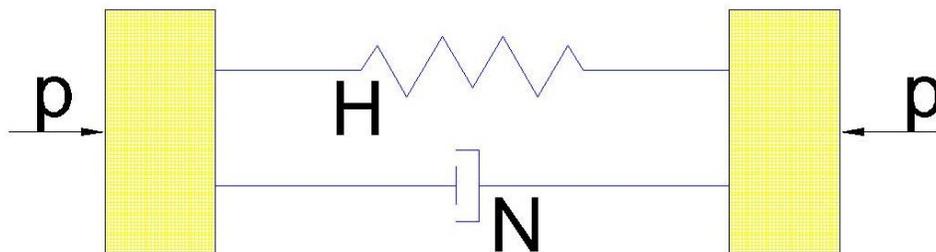


Figura I.1 Modelo de Kelvin-Voigt (Levi E., 1980)

El resorte de la Figura I.1 representa el modelo del físico inglés Robert Hooke con un comportamiento linealmente elástico donde las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. El amortiguador con el líquido viscoso incompresible representa el modelo de Isaac Newton en el cual la velocidad de deformación es igual al esfuerzo aplicado. De acuerdo a esta información podemos obtener las constantes de proporcionalidad para cada cuerpo.

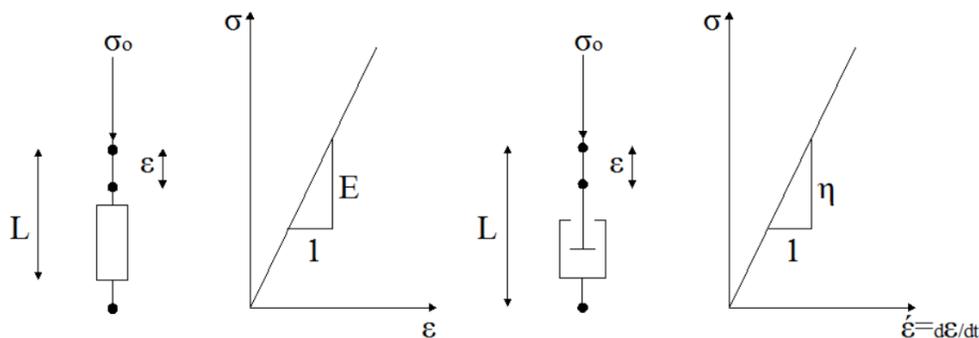


Figura I.2 Modelo de Hooke y Newton (Díaz, 2011)

Por equilibrio de fuerzas tenemos que:

$$\frac{P}{A} = P_{HOOKE} + P_{NEWTON} \quad [I-1]$$

Dividiendo entre el área A del modelo

$$\frac{P}{A} = \frac{P_H}{A} + \frac{P_N}{A} = \sigma_H + \sigma_N \quad [1-2]$$

Entonces:

$$\sigma = \sigma_H + \sigma_N \quad [1-3]$$

Por compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon = \varepsilon_H = \varepsilon_N \quad [1-4]$$

En el resorte se cumple la Ley de Hooke

$$\varepsilon_H = \frac{\sigma_H}{E} \quad [1-5]$$

En el amortiguador se cumple la ley de Newton

$$\varepsilon'_N = \frac{\sigma_N}{\eta} \quad [1-6]$$

Sustituyendo las expresiones 1-5 Y 1-6 en la expresión 1-3

$$\sigma = \eta \left(\frac{\partial \varepsilon_N}{\partial t} \right) + E \varepsilon_H \quad [1-7]$$

La ecuación 1-7 es conocida como la ecuación diferencial de Kelvin-Voigt.

En mecánica de suelos se utiliza el modelo de Kelvin-Voigt para el estudio del fenómeno de consolidación en suelos finos totalmente saturados. En este modelo la estructura sólida del suelo se representa por resortes y la resistencia al flujo del agua del suelo se representa por un amortiguador.

Uno de los campos donde se usa el comportamiento viscoelástico de los materiales es el que comprende fenómenos en que se tiene que tomar en cuenta la disipación de energía. En esto la disipación de energía se considera proporcional a la velocidad de deformación del material.

Disipación de energía

El modelo de Kelvin-Voigt representa una forma de visualizar el fenómeno de la disipación de energía o amortiguación viscosa siendo de comportamiento viscoelástico, en este caso la disipación de energía es proporcional a la velocidad

de deformación del material y opuesto a la dirección de movimiento. Esta energía liberada se manifiesta en dos tipos de ondas de comportamiento elástico y son las conocidas ondas P y S, definidas en el apartado 2.2 de este trabajo.

Para poder representar el fenómeno de disipación observemos la Figura I.3.

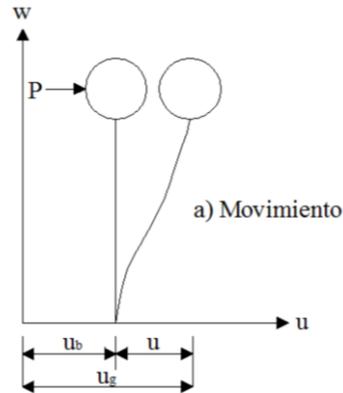


Figura I.3 Influencia de la solitación en la base en el equilibrio dinámico (Deméneghi, Magaña, & Saginés, 1986)

De acuerdo a la ecuación de movimiento y a lo mostrado en la figura anterior, podemos decir:

$$M \ddot{u}_g + C \dot{u} + Ku = P(t) \quad [I-8]$$

Para poder resolver la expresión I.8 debemos tener todas las fuerzas en función de una sola variable, podemos expresar entonces:

$$\ddot{u}_g = \ddot{u}_b + \ddot{u} \quad [I-9]$$

Sustituyendo la expresión I.9 en la ecuación I.8 tenemos que:

$$M \ddot{u}_b + M \ddot{u} + C \dot{u} + Ku = P(t) \quad [I-10]$$

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + Ku = P(t) - M \ddot{u}_b \quad [I-11]$$

Resulta interesante notar en la ecuación I.11 que el efecto de la aceleración de la base u_b es equivalente a aplicar una fuerza dinámica de magnitud igual a $M\ddot{u}_b$ y sentido contrario a u_b (Clough R. W. & Penzien J., 1975).

II) ANEXO II-ECUACIONES CONSTITUTIVAS DE UN MATERIAL VISCOELÁSTICO

Kelvin-Voigt considero que las componentes de esfuerzo en un sólido son la suma de dos términos el primero proporcional a la deformación unitaria y el segundo proporcional a la velocidad de deformación unitaria para tomar en cuenta la disipación de energía (Kolsky H., 1963).

$$\sigma = E\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon} \quad [II-1]$$

A continuación se presentan las ecuaciones que describen un material viscoelástico en función de las deformaciones unitarias, adicionando las componentes que toman en cuenta la disipación de energía (Deméneghi, Magaña, & Saginés, 1986), obtenemos.

$$\sigma_x = \lambda\varepsilon_v + \lambda' \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) + 2G\varepsilon_x + 2\eta \left(\frac{\partial \varepsilon_x}{\partial t} \right) \quad [II-2]$$

$$\sigma_y = \lambda\varepsilon_v + \lambda' \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) + 2G\varepsilon_y + 2\eta \left(\frac{\partial \varepsilon_y}{\partial t} \right) \quad [II-3]$$

$$\sigma_z = \lambda\varepsilon_v + \lambda' \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) + 2G\varepsilon_z + 2\eta \left(\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} \right) \quad [II-4]$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} + \eta \left(\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial t} \right) \quad [II-5]$$

$$\tau_{xz} = G\gamma_{xz} + \eta \left(\frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial t} \right) \quad [II-6]$$

$$\tau_{yz} = G\gamma_{yz} + \eta \left(\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial t} \right) \quad [II-7]$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad [II-8]$$

Ecuaciones de movimiento

Estableciendo el equilibrio dinámico del elemento, la sumatoria de fuerzas en el eje X es (Deméneghi, Magaña, & Saginés, 1986).

$$\sum F_x = \left[\tau_{zx} + \left(\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right) dz \right] dx dy + \left[\tau_{yx} + \left(\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} \right) dy \right] dx dz + \left[\sigma_x + \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \right) dx \right] dy dz - \tau_{zx} dx dy - \tau_{yx} dx dz - \sigma_x dy dz \quad [II-9]$$

Agrupando términos,

$$\sum F_x = \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right) dx dy dz \quad [II-10]$$

Por la segunda ley de Newton y despreciando las fuerzas de masa, tenemos que:

$$\sum F_x = (\rho dx dy dz) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) \quad [II-11]$$

Igualando las expresiones II-10 y II-11, nos queda como:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right) \quad [II-12]$$

De forma análoga obtenemos las otras dos ecuaciones de movimiento para cualquier clase de material:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) = \left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \right) \quad [II-13]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \right) = \left(\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \right) \quad [II-14]$$

Sustituyendo las expresiones II-2, II-5 y II-6 en la expresión II-12 para obtener las ecuaciones de movimiento de un sólido que cumple las leyes del modelo de Kelvin-Voigt:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda \varepsilon_x + \lambda' \left(\frac{\partial \varepsilon_x}{\partial t} \right) + 2G \varepsilon_x + 2\eta \left(\frac{\partial \varepsilon_x}{\partial t} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[G \gamma_{xy} + \eta \left(\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial t} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[G \gamma_{xz} + \eta \left(\frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial t} \right) \right] \quad [II-15]$$

Factorizando, tenemos:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left(\frac{\partial}{\partial x} \right) \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \varepsilon_x + 2 \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \varepsilon_x \right\} + \left(\frac{\partial}{\partial y} \right) \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \gamma_{yx} + \left(\frac{\partial}{\partial z} \right) \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \gamma_{zx} \quad [II-16]$$

Donde:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad [II-17]$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad [II-18]$$

Ingresando los valores de II-17, II-18 y factorizando términos nos queda como:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \left(\frac{\partial \varepsilon_x}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_y}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial x} \right) + 2 \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \left(\frac{\partial}{\partial y} \right) \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \left(\frac{\partial}{\partial z} \right) \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \quad [II-19]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} \right) + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} \right) \quad [II-20]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \right\} \left(\frac{\partial}{\partial x} \right) \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \nabla^2 u \quad [II-21]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \right\} \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} \right) + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \nabla^2 u \quad [II-22]$$

Análogamente

$$\rho \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \right\} \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} \right) + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \nabla^2 v \quad [II-23]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \right\} \left(\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} \right) + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \nabla^2 w \quad [II-24]$$

Considerando movimiento donde no se presenta rotación

$$w_x = w_y = w_z = 0 \quad [II-25]$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial x} \quad [II-26]$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial x} \quad [II-27]$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial w}{\partial y} \quad [II-28]$$

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} = \left(\frac{\partial}{\partial x} \right) \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = \nabla^2 u \quad [II-29]$$

Sustituyendo la expresión II-29 en la expresión II-22

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \right\} \nabla^2 u + \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \nabla^2 u \quad [II-30]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] + 2 \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \right\} \nabla^2 u \quad [II-31]$$

Análogamente:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] + 2 \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \right\} \nabla^2 v \quad [II-32]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \right) = \left\{ \left[\lambda + \lambda' \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] + 2 \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \right\} \nabla^2 w \quad [II-33]$$

Las expresiones II-31, II-32 Y II-33 representan el movimiento de las ondas P.

Considerando un movimiento en el que no hay cambio de volumen, es decir:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = 0 \quad [II-34]$$

Reemplazando la expresión II-34 en las expresiones II-22, II-23 y II-24, tenemos que:

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \nabla^2 u \quad [II-35]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) = \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \nabla^2 v \quad [II-36]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \right) = \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t} \right) \right] \nabla^2 w \quad [II-37]$$

Las ecuaciones de la II-35 a la II-37 representan al movimiento de ondas cortante que se propagan en el medio continuo. También se les denomina ondas S.

Velocidad de las ondas sísmicas

Considerando una onda P que solo tiene desplazamiento en la dirección x y despreciando el amortiguamiento, la ecuación II-31 nos queda:

$$\left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left[\frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \right] \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad [II-38]$$

Dada una ecuación diferencia del tipo:

$$\left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}\right) = c^2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}\right) \quad [II-39]$$

Su solución está dada por:

$$u = f_1(x - ct) + f_2(x + ct) \quad [II-40]$$

Donde c representa la velocidad de la onda.

De acuerdo con la expresión II-39 y II-40, la velocidad de la onda P es (Deméneghi, Magaña, & Saginés, 1986).

$$V_p = \sqrt{\frac{(\lambda + 2G)}{\rho}} \quad [II-41]$$

De la expresión II-35 considerando únicamente desplazamiento en el eje x y sin considerar amortiguamiento:

$$\left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}\right) = \left(\frac{G}{\rho}\right) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}\right) \quad [II-42]$$

De acuerdo con la expresión II-39, la velocidad de la onda S es (Deméneghi, Magaña, & Saginés, 1986):

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad [II-43]$$

Si consideramos una onda S que se propaga en dirección vertical con desplazamiento de partículas solo en el eje x, la ecuación de movimiento es

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}\right) = \left[G + \eta \left(\frac{\partial}{\partial t}\right)\right] \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right) \quad [II-44]$$

$$\rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}\right) = G \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right) + \eta \left(\frac{\partial^3 u}{\partial t \partial z^2}\right) \quad [II-45]$$

III) ANEXO III- ECUACIONES USADAS EN EL CÁLCULO DE IDSE

Periodo dominante del sitio

La energía potencial de un depósito de suelo en una configuración cualquiera está dada por: (Gomez A., 2000); (Mena U. & Pérez-Rocha, 2008).

$$E_p = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} G(Z) A \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz \quad [III-1]$$

Mientras que la energía cinética vale

$$E_c = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} \rho(Z) A \left| \frac{\partial W}{\partial t} \right|^2 dz \quad [III-2]$$

Donde

H_s : es el espesor de la estratigrafía; W : es el desplazamiento lateral dependiente de z y t ; G : es el módulo de rigidez al corte del suelo; A : es el área transversal unitaria normal al eje z ; ρ_s : es la densidad de masa del suelo en función de z .

Igualando las energías potencial y cinética (ecuaciones III-1 y III-2)

$$\int_0^{H_s} G(Z) \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz = \int_0^{H_s} \rho_s(Z) \left| \frac{\partial W}{\partial t} \right|^2 dz \quad [III-3]$$

En un movimiento armónico

$$\frac{\partial W}{\partial t} = \omega W \quad [III-4]$$

Reemplazando la ecuación III-4 en III-3

$$\omega^2 = \frac{\int_0^{H_s} G(Z) \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz}{\int_0^{H_s} \rho_s(Z) W^2 dz} \quad [III-5]$$

La ecuación III-5 se conoce como cociente de Rayleigh.

Suponiendo que se conocen los desplazamientos horizontales en los nudos de un estrato de espesor h_n , el desplazamiento a la profundidad z es (ver Figura III.1).

$$W(z) = W_{n-1} + \frac{z - z_{n-1}}{h_n} (W_n - W_{n-1}) \quad [III-6]$$

$$W(z) = W_{n-1} + \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_{n-1} + \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n \quad [III-7]$$

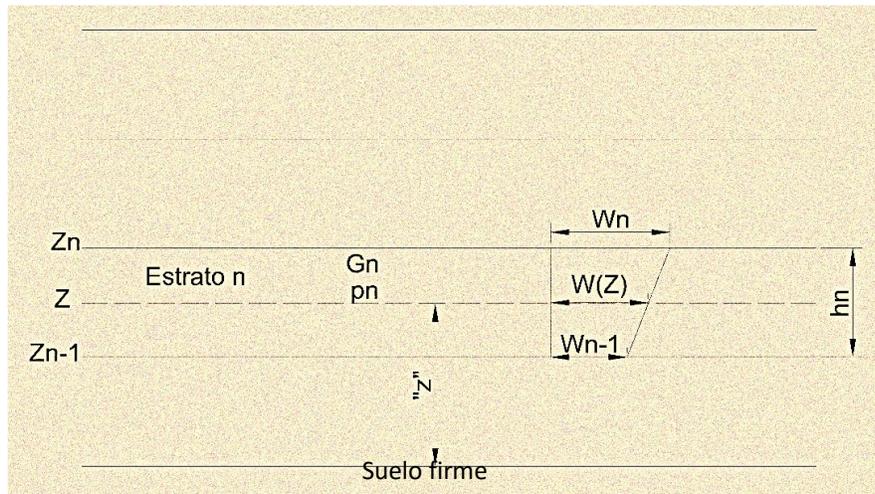


Figura III.1 Estrato de espesor h_n (Deméneghi, Magaña, & Saginés, 1986)

$$W(z) = \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + W_{n-1} \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_{n-1} \quad [III-8]$$

$$W(z) = \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{h_n - z + z_{n-1}}{h_n} W_{n-1} \quad [III-9]$$

$$W(z) = \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{z_n + z}{h_n} W_{n-1} \quad [III-10]$$

$$\frac{\partial W}{\partial z} = \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \quad [III-11]$$

Reemplazando las ecuaciones [III-10] y [III-11] en la ecuación [III-9]

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N G_n \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right|^2 dz}{\sum_{n=1}^N \rho_n \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{z_n - z}{h_n} W_{n-1} \right|^2 dz} \quad [III-12]$$

$$\int_{z_{n-1}}^{z_n} \left(\frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right)^2 dz = \left(\frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right)^2 (z_n - z_{n-1}) = \left(\frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right)^2 h_n = \frac{(W_n - W_{n-1})^2}{h_n} \quad [III-13]$$

$$\begin{aligned}
 & \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left(\frac{z - z_{n-1}}{h_n} w_n + \frac{z_n - z}{h_n} w_{n-1} \right)^2 dz = \frac{1}{h_n^2} \int_{z_{n-1}}^{z_n} [z(w_n - w_{n-1}) + z_n w_{n-1} - z_{n-1} w_n]^2 dz \\
 & = \frac{1}{h_n^2 (w_n - w_{n-1})} \left[\frac{z(w_n - w_{n-1}) + z_n w_{n-1} - z_{n-1} w_n}{3} \right]^3 \Big|_{z_{n-1}}^{z_n} \\
 & = \frac{1}{3h_n^2 (w_n - w_{n-1})} \left\{ [z_n(w_n - w_{n-1}) + z_n w_{n-1} - z_{n-1} w_n]^3 - [z_{n-1}(w_n - w_{n-1}) + z_n w_{n-1} - z_{n-1} w_n]^3 \right\} \\
 & = \frac{1}{3h_n^2 (w_n - w_{n-1})} \left\{ [w_n(z_n - z_{n-1})]^3 - [w_{n-1}(z_n - z_{n-1})]^3 \right\} = \frac{1}{3h_n^2 (w_n - w_{n-1})} (w_n^3 - w_{n-1}^3) \\
 & = \frac{1}{3h_n^2 (w_n - w_{n-1})} \left\{ [w_n(z_n - z_{n-1})]^3 - [w_{n-1}(z_n - z_{n-1})]^3 \right\} = \frac{h_n}{3(w_n - w_{n-1})} (w_n^3 - w_{n-1}^3) \\
 & = \frac{h_n}{3(w_n - w_{n-1})} (w_n - w_{n-1})(w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \\
 & = \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left(\frac{z - z_{n-1}}{h_n} w_n + \frac{z_n - z}{h_n} w_{n-1} \right)^2 dz = \frac{h_n}{3} (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \tag{III-14}
 \end{aligned}$$

Reemplazando las ecuaciones [III-13], [III-14] en la [III-12]

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{G_n}{h_n} (W_n - W_{n-1})^2}{\sum_{n=1}^N \frac{\rho_n h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \tag{III-15}$$

De tal manera que, la deformación angular unitaria de un estrato de espesor h_i es:

$$\varepsilon_{\theta_i} = \frac{\tau_i}{G_i} \tag{III-16}$$

Y la deformación lateral del estrato vale

$$\delta_i = \frac{\tau_i}{G_i} h_i \tag{III-17}$$

Aplicando un esfuerzo unitario $\tau_i = 1$, el modo fundamental al nivel n de un estrato (Figura III.1) se aproxima como

$$W_n = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i} \tag{III-18}$$

Pero tenemos que

$$W_n - W_{n-1} = \frac{h_n}{G_n} \tag{III-19}$$

La ecuación III-15 queda de la siguiente forma

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}}{\sum_{n=1}^N \frac{\rho_n h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \quad [III-20]$$

$$\omega^2 = \frac{3}{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right)^2 \sum_{n=1}^N \rho_n h_n \frac{1}{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right)^2} \left[\left(\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i} \right)^2 + \left(\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i} \right) + \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i} \right)^2 \right]} \quad [III-21]$$

$$\omega^2 = \frac{3}{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \rho_n h_n (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2) \right)} \quad [III-22]$$

Donde

$$W_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{G_i}} \quad [III-23]$$

Como el periodo del sitio T_s vale

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega} \quad [III-24]$$

Entonces

$$T_s = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \rho_n h_n (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2) \right)} \quad [III-25]$$

En un depósito homogéneo $H_s=h_1$ y

$$v_s = \left(\frac{G_i}{\rho_i} \right) \quad [III-26]$$

Con la ecuación III-25 obtenemos

$$T_s = \frac{2\pi H_s}{\sqrt{3} v_s} \quad [III-27]$$

El periodo de un depósito de espesor H_s debe ser

$$T_s = \frac{4H_s}{v_s} \quad [III-28]$$

Por lo que hay que reemplazar $\frac{2\pi}{\sqrt{3}}$ por 4 en la ecuación III-25, quedando esta

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2) \right)} \quad [III-29]$$

Rigidez y amortiguamiento dinámicos

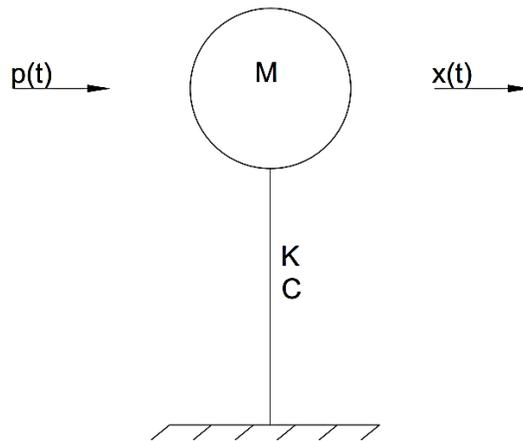


Figura III.2 Sistema de un grado de libertad (Demenégghi C., 2013)

La ecuación de equilibrio dinámica queda

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = p(t) \quad [III-30]$$

Sean

$$p(t) = p e^{i\omega t}$$

$$x(t) = X e^{i\omega t}$$

$$\dot{x}(t) = i\omega X e^{i\omega t}$$

$$\ddot{x}(t) = i^2 \omega^2 X e^{i\omega t} = -\omega^2 X e^{i\omega t}$$

Reemplazando en la ecuación III-30

$$M(-\omega^2 X e^{i\omega t}) + C(i\omega X e^{i\omega t}) + K(X e^{i\omega t}) = p e^{i\omega t}$$

$$(K + i\omega C - M\omega^2)X = P$$

$$\hat{K}(\omega) = \frac{P}{X} = (K - \omega^2 M) + i\omega C$$

$$\hat{K}(\omega) = K \left(1 - \omega^2 \frac{M}{K} \right) + K \frac{i\omega C}{K}$$

$$\omega_e^2 = \frac{K}{M} \quad [III-31]$$

$$\hat{K}(\omega) = K \left[\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} \right) + \frac{i\omega C}{K} \right]$$

Pero

$$\zeta_e = \frac{C}{2\sqrt{MK}} \quad [III-32]$$

$$\hat{K}(\omega) = K[k + i\omega c] \quad [III-33]$$

Donde

$$k = 1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} \quad [III-34]$$

Y

$$c = \frac{2\zeta_e}{\omega_e} \quad [III-35]$$

El amortiguamiento histerético (o amortiguamiento por fricción del material) se toma en cuenta multiplicando la ecuación III-33 por el factor $(1 + i2\zeta_s)$:

$$\hat{K}_m(\omega) = K_m^\circ [k_m + i\omega c_m] (1 + i2\zeta_s)$$

$$\hat{K}_m(\omega) = K_m^\circ [k_m (1 + i2\zeta_s) + i\omega c_m (1 + i2\zeta_s)]$$

$$\hat{K}_m(\omega) = K_m^\circ [k_m - 2\zeta_s c_m \omega + i(\omega c_m + 2\zeta_s k_m)]$$

Sea

$$\hat{K}_m(\omega) = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega)$$

Igualemos las partes real e imaginaria:

$$K_m(\omega) = K_m^\circ (k_m - 2\zeta_s c_m \omega) \quad [III-36]$$

$$\omega C_m(\omega) = K_m^\circ (\omega c_m + 2\zeta_s k_m)$$

$$C_m(\omega) = \frac{K_m^\circ(\omega c_m + 2\zeta_s k_m)}{\omega} \quad [III-37]$$

La ecuación III-36 proporciona la rigidez dinámica y la ecuación III-37 el amortiguamiento dinámico de un sistema de un grado de libertad.

El RCDF-NTCDS-2004 presentan las siguientes expresiones

$$K_m = K_m^\circ(k_m - 2\zeta_c m \eta_x)$$

$$C_m = \frac{K_m^\circ(\eta_x c_m + 2\zeta_s k_m)}{\omega}$$

Cuya forma es similar a la de las ecuaciones III-36 y III-37

Interacción dinámica suelo-estructura

Consideremos el sistema de la Figura III.3, donde están representados la estructura y el terreno de cimentación.

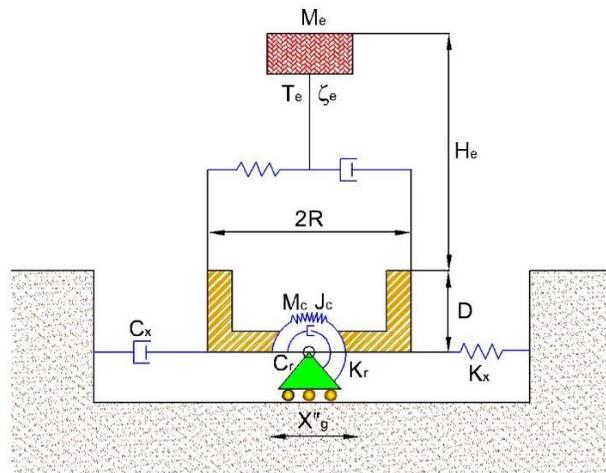


Figura III.3 Sistema estructura-suelo (Avilés & Pérez-Rocha, 2004, pág. 7)

El sistema equivalente tiene tres grados de libertad, tal como se muestra en la Figura III.4, y quedan definidos de la siguiente manera (Mena U. & Pérez-Rocha, 2008).

X_e = deformación de la estructura

X_c = desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento X_o de campo libre (traslación horizontal de la base de la cimentación).

ϕ_c = rotación de la cimentación

El desplazamiento total de la estructura es

$$X_t = X_o + X_c + (H_e + D)\phi_c + X_e$$

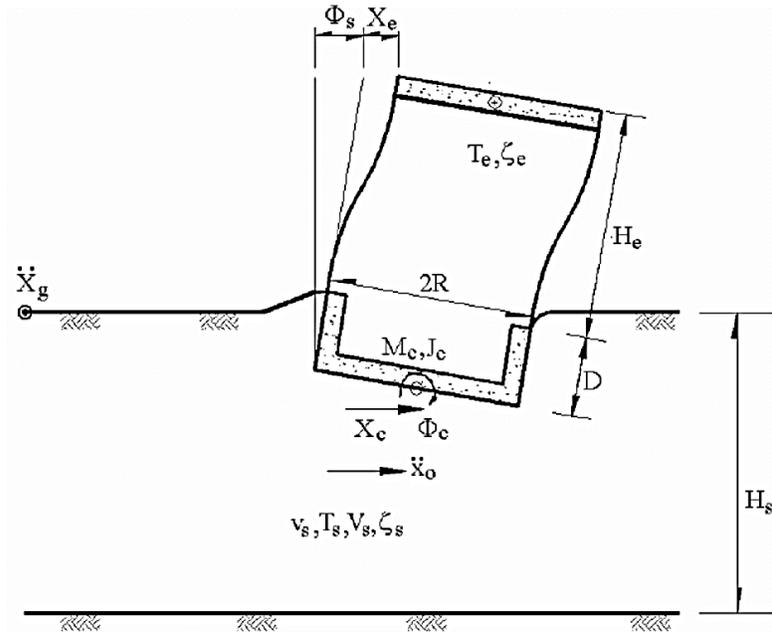


Figura III.4 Grados de libertad del sistema equivalente (Mena U. & Pérez-Rocha, 2008)

El equilibrio dinámico en la estructura es

$$M_e \ddot{X}_e + M_e \ddot{X}_c + M_e (H_e + D) \ddot{\phi}_c + C_e \dot{X}_e + K_e X_e = -\ddot{x}_o(t) M_e \quad [III-38]$$

Mientras que el equilibrio dinámico en la estructura de cimentación

$$M_e \ddot{X}_e + (M_e + M_c) \ddot{X}_c + \left[M_e (H_e + D) + \frac{M_c E}{2} \right] \ddot{\phi}_c + C_h \dot{X}_c + C_{hr} \dot{\phi}_c + K_h X_c + K_{hr} \phi_c = -\ddot{x}_o(t) (M_e + M_c) \quad [III-39]$$

De acuerdo con la figura III-5

$$\tan \phi_c = \frac{X_r}{H_e + D}$$

Donde X_r es el desplazamiento de la masa M_e debido al giro ϕ_c .

$$\phi_c \cong \frac{X_r}{H_e + D}$$

$$X_r = (H_e + D) \phi_c$$

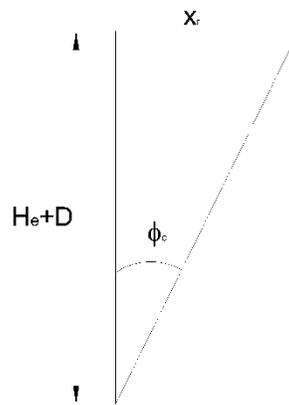


Figura III.5 Rotación de la base de la cimentación (Deméneghi, Magaña, & Saginés, 1986)

$$\dot{X}_r = (H_e + D)\dot{\phi}_c$$

$$\ddot{X}_r = (H_e + D)\ddot{\phi}_c$$

La rotación de la base de la cimentación conduce a

$$M_e(H_e + D)X_e + \left[M_e(H_e + D) + \frac{M_c D}{2} \right] \ddot{X}_c + M_e(H_e + D)^2 \ddot{\phi}_c + C_{rh} \dot{X}_c + C_r \dot{\phi}_c + K_{rh} X_c + K_r \phi_c = \ddot{x}(t) \left[M_e(H_e + D) + \frac{M_c E}{2} \right]$$

[III-40]

(Tomamos momentos con respecto a un eje que pasa por el centro de la base de la cimentación).

En las expresiones anteriores:

M_e =es la masa de la estructura

K_e =es la rigidez de la estructura

C_e =es el amortiguamiento de la estructura

H_e =es la altura de la estructura

M_c =es la masa de la cimentación

I_c =es el momento de inercia de la masa de la cimentación respecto al eje de rotación de su base.

D =es la profundidad de desplante de la cimentación

E =es la altura del muro lateral de la cimentación

K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de traslación de la cimentación, e igualmente.

K_r y C_r son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, en el modo de rotación de la cimentación y $K_{hr}=K_{rh}$ y $C_{hr}=C_{rh}$ representan la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente.

Consideremos en campo libre un movimiento armónico con frecuencia ω (Mena U. & Pérez-Rocha, 2008). Los movimientos del sistema de las figuras quedan:

$$\begin{aligned}\ddot{x}_o(t) &\cong \ddot{X}_o e^{i\omega t} \\ x_e(t) &= X_e e^{i\omega t}, \dot{x}_e(t) = i\omega X_e e^{i\omega t}, \ddot{x}_e(t) = -\omega^2 X_e e^{i\omega t} \\ x_c(t) &= X_c e^{i\omega t}, \dot{x}_c(t) = i\omega X_c e^{i\omega t}, \ddot{x}_c(t) = -\omega^2 X_c e^{i\omega t} \\ \phi_c(t) &= \Phi_c e^{i\omega t}, \dot{\phi}_c(t) = i\omega \Phi_c e^{i\omega t}, \ddot{\phi}_c(t) = -\omega^2 \Phi_c e^{i\omega t}\end{aligned}$$

Despreciando la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento entre la traslación y la rotación de la cimentación, la ecuación III-38 queda:

$$\begin{aligned}-\omega^2 M_e X_e - \omega^2 M_e X_c - \omega^2 M_e (H_e + D)\Phi + i\omega C_e X_e + K_e X_e &= -\ddot{X}_o M_e \\ (K_e - \omega^2 M_e)X_e - \omega^2 M_e X_c - \omega^2 M_e (H_e + D)\Phi_c + i\omega C_e X_e &= -\ddot{X}_o M_e\end{aligned}$$

Dividimos entre $\omega^2 M_e$

$$\begin{aligned}\left(\frac{K_e}{\omega^2 M_e} - 1\right)X_e - X_c - (H_e + D)\Phi_c + \frac{i\omega C_e X_e}{\omega^2 M_e} &= -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \\ \left(\frac{K_e}{\omega^2 M_e} + \frac{iC_e}{\omega M_e} - 1\right)X_e - X_c - (H_e + D)\Phi_c &= -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \\ \omega_e &= \sqrt{\frac{K_e}{M_e}} \\ \omega_e^2 &= \frac{K_e}{M_e} \\ \frac{K_e}{\omega^2 M_e} + \frac{iC_e}{\omega M_e} &= \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + i\frac{\sqrt{\frac{K_e}{M_e}}}{\omega M_e} \frac{C_e}{\sqrt{M_e K_e}} = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + 2i\frac{\omega_e}{\omega} \zeta_e = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + 2i\frac{\omega_e^2}{\omega^2} \frac{\omega}{\omega_e} \zeta_e \\ \frac{K_e}{\omega^2 M_e} + \frac{iC_e}{\omega M_e} &= \frac{\omega_e^2}{\omega^2} \left(1 + 2i\frac{\omega}{\omega_e} \zeta_e\right) = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_e') \\ \zeta_e' &= \frac{\omega}{\omega_e} \zeta_e\end{aligned}$$

$$\left[\frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_e') - 1 \right] X_e - X_c - (H_e + D)\Phi_c = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \quad [III-41]$$

Procediendo en forma similar, la ecuación III-39 queda

$$-\omega^2 M_e X_e - \omega^2 (M_e + M_c) X_c - \omega^2 [M_e (H_e + D)] \Phi_c + i\omega C_h X_c + K_h X_c = -\ddot{X}_o (M_e)$$

Dividimos entre $\omega^2 M_e$ y arribamos a

$$-X_e + \left[\frac{\omega_h^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_h') - 1 \right] X_c - (H_e + D)\Phi_c = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \quad [III-42]$$

Procediendo en forma similar, la ecuación III-40 queda

$$-\omega^2 M_e (H_e + D) X_e - \omega^2 [M_e (H_e + D)] X_c - \omega^2 M_e (H_e + D)^2 \Phi_c + i\omega C_r \Phi_c + K_r \Phi_c = -\ddot{X}_o [M_e (H_e + D)]$$

Dividimos entre $\omega^2 M_e (H_e + D)$ y arribamos a

$$-X_e - X_c + \left[\frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_r') - 1 \right] (H_e + D)\Phi_c = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \quad [III-43]$$

Las ecuaciones III-41 a III-43 se pueden poner en forma matricial

$$\begin{bmatrix} \frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_e') - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \frac{\omega_h^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_h') - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_r') - 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ (H_e + D)\Phi_c \end{Bmatrix} = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad [III-44]$$

En la ecuación III-44

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{M_e}$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e}$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e(H_e + D)^2}$$

$$\zeta_e = \frac{\omega_e C_e}{2K_e}$$

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2K_h}$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2K_r}$$

Del sistema de ecuaciones III-44 despejamos X_e .

$$\left[1 + 2i\zeta_e' - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 2i\zeta_e'}{1 + 2i\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 2i\zeta_e'}{1 + 2i\zeta_r} \right] \omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_o \quad [III-45]$$

Consideremos un oscilador de reemplazo equivalente al sistema suelo-estructura, en el cual

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = -\ddot{X}_o \left[1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + i2\tilde{\zeta}_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e} \right]^{-1} \quad [III-46]$$

Despreciando los términos de amortiguamiento de segundo orden en la ecuación III-45, la pseudoaceleración del sistema suelo-estructura se reduce a

$$\tilde{\omega}_e^2 X_e = -\ddot{X}_o \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + i2 \left(\zeta_e' + (\zeta_h - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + (\zeta_r - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right) \right]^{-1} \quad [III-47]$$

Para la condición de resonancia, $\omega = \tilde{\omega}_e$, la igualdad de las partes reales de las ecuaciones III-46 y III-47 conduce a la siguiente frecuencia del sistema suelo-estructura

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad [III-48]$$

La igualdad de las partes imaginarias de las ecuaciones III-46 y III-47, para la condición de resonancia, permite obtener el amortiguamiento del sistema suelo-estructura

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^2 + \zeta_h \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \zeta_r \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2 \quad [III-49]$$

Para fines prácticos, la ecuación III-49 se ajusta, dando la siguiente expresión

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2 \quad [III-50]$$