



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO DEL EFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN
EDIFICIOS BAJOS DE ALBAÑILERÍA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

DANIELA ANAÍS ARANCIBIA ABARCA

PROFESOR GUÍA:
FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FELIPE OCHOA CORNEJO
CÉSAR PASTÉN PUCHI

SANTIAGO DE CHILE

2020

RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: DANIELA ANAÍ S ARANCIBIA ABARCA
FECHA: JULIO 2020
PROF. GUÍA: FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO

ESTUDIO DEL EFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS BAJOS DE ALBAÑILERÍA

Actualmente en Chile el material predominante en la construcción de viviendas es la albañilería, alcanzando un 47% del total de viviendas existentes. En este contexto, es importante entender el comportamiento de estas estructuras ante eventos sísmicos, poniendo énfasis en el estudio de factores que definan mejor su predicción de daño. Uno de estos factores es la interacción suelo-estructura, relacionada con la respuesta colectiva del suelo, la fundación y la estructura frente a una excitación sísmica, incorporando el comportamiento flexible de la interfaz suelo-fundación, el amortiguamiento por radiación y el amortiguamiento hysterético del suelo. Para esto, se define un modelo de un grado de libertad representativo de una estructura de albañilería de un piso, el cual es implementado considerando una base empotrada y una base flexible. En el caso de la base flexible se estudian dos metodologías: Subestructura, en donde se representa a través de un sistema de resortes y amortiguadores, el comportamiento de la interfaz suelo-fundación, y el método de análisis directo que incorpora el efecto a través de bordes artificiales, de los cuáles se estudian los bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlmeyer y los bordes TDOF. Se definen tres tipos de suelo, de acuerdo a la Norma Chilena NCh. 433 (suelos tipo A, C y E), los que se evalúan considerando comportamiento elástico y comportamiento hysterético. Para cada caso estudiado, se construye el espectro de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento variando la rigidez de la estructura para obtener la respuesta a distintos periodos de vibración, la cual es comparada con el espectro de diseño correspondiente. Se estima el amortiguamiento total de la estructura identificando el efecto del amortiguamiento por radiación y el amortiguamiento hysterético del suelo. Los principales efectos observados en la estructura es el alargamiento del periodo, el aumento del amortiguamiento total debido a la interacción con el suelo y la reducción de la demanda sísmica, los cuales se acentúan en presencia de suelos blandos, en estructuras de bajo periodo y cuando la estructura posee el mismo periodo de vibración que el suelo.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a los profesores de la comisión Francisco Hernández, César Pastén y Felipe Ochoa por su buena disposición y ayuda constante para llevar a cabo esta memoria, una etapa de mucho aprendizaje, desafiante y enriquecedora, de crecimiento tanto personal como profesional.

Quiero agradecer a mis padres, Cristina Abarca y Miguel Arancibia, y a mis abuelos, Diolge Delgado y Hernán Mimó, por incentivar mi aprendizaje y conocimiento, por el esfuerzo de estos años por darme una buena educación y apoyar mis decisiones, por siempre buscar la forma de ayudarme para cumplir mis metas y por el orgullo que sienten por mí.

A Camila Sanhueza, por su amistad incondicional, por darme apoyo, por los consejos de redacción y por las largas conversaciones que servían de distracción y relajación.

A mis amigas del colegio, Camila Ibáñez y Pía Moya, por todo el apoyo brindado en esta larga amistad, por siempre celebrar nuestros logros juntas y seguir unidas a pesar de tomar caminos distintos en nuestras carreras.

A mis amigos de la universidad, Belén Pulgar, Camila Zamorano, Tania Albornoz, Pía Said, Pilar Vega, Canela Meffert, Martín Fuentealba y José Bustos, gracias por el apoyo académico y moral, en todos los proyectos y tareas que hicimos juntos, los logros y las tragedias, las noches sin dormir, los almuerzos largos, los famosos viernes, los ataques de risa y las palabras de ánimo que nos dábamos mutuamente en esta última etapa juntos, son grandes amigos y serán grandes profesionales.

Finalmente, agradecer a los profesores del colegio, plan común y del Departamento de Ingeniería Civil, que ayudaron en mi formación, aportaron sus conocimientos y me dieron las herramientas éticas y técnicas para poder desarrollarme profesionalmente.

Tabla de Contenido

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos	5
1.2.1 Objetivo General.....	5
1.2.2 Objetivos Específicos.....	5
1.3 Metodología General	6
1.3.1 Revisión bibliográfica.....	6
1.3.2 Respuesta en roca basal y en superficie.....	6
1.3.3 Definición de modelos	7
1.3.4 Respuesta de la estructura	7
1.3.5 Análisis de resultados.....	8
CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1 Interacción Suelo – Estructura.....	9
2.1.1 Definición y Alcance	9
2.1.2 Interacción Inercial	10
2.1.3 Interacción Cinemática	11
2.1.4 Efectos Esperados en la Respuesta Sísmica.....	11
2.1.5 Metodologías de Aplicación.....	13
2.1.5.1 Subestructura.....	14
2.1.5.2 Análisis directo.....	15
2.2 Marco Teórico	17
2.2.1 Modelo de un grado de libertad	17
2.2.2 Rigidez y amortiguamiento de la interfaz suelo-fundación	19
2.2.3 Función de transferencia.....	22
2.2.4 Bordes artificiales.....	24
2.2.4.1 Borde absorbente de Lysmer-Kuhlemeyer (1969).....	24
2.2.4.2 Tied Degrees of Freedom (TDOF).....	25
2.3 Análisis no lineal de la respuesta sísmica	26
2.3.1 Movimiento de entrada.....	26
2.3.2 Amortiguamiento	27
2.3.3 Modelos de suelos.....	29

2.3.3.1 Pressure Dependent Modified Kondner-Zelasko (MKZ).....	29
2.3.3.2 Pressure dependent multi-yield (PDMY).....	30
2.3.3.3 Equivalencia entre modelo PDMY y MKZ.....	31
CAPÍTULO III: MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS	33
3.1 Modelo de un grado de libertad.....	33
3.1.1 Periodo fundamental y rigidez	34
3.1.2 Razón de amortiguamiento de la estructura	35
3.1.3 Amortiguamiento por radiación e histerético	36
3.2 Espectro de diseño.....	37
3.3 Registro sísmico.....	40
3.4 Parámetros de suelos.....	42
3.4.1 Perfil de Suelo Tipo A	44
3.4.2 Perfil de Suelo Tipo C.....	45
3.4.3 Perfil de Suelo Tipo E.....	46
3.5 Metodología de subestructura.....	47
3.5.1 Definición del movimiento de entrada.....	47
3.5.2 Rigidez y amortiguamiento de interfaz suelo-fundación	47
3.5.3 Alargamiento de periodo y amortiguamiento de fundación	49
3.6 Metodología de análisis directo.....	50
3.6.1 Definición de modelo.....	50
3.6.2 Parámetros de suelo.....	53
3.6.3 Movimiento de entrada.....	55
3.6.4 Amortiguamiento	56
3.7 Modelo de DEEPSOIL	57
3.7.1 Obtención de registro en roca basal.....	57
3.7.1.1 Selección del tipo de análisis	57
3.7.1.2 Definición del perfil de suelo	57
3.7.1.3 Selección del movimiento de entrada	59
3.7.2 Obtención de registro en superficie	59
3.7.2.1 Selección del tipo de análisis	59
3.7.2.2 Definición del perfil de suelo	59
3.7.2.3 Selección del movimiento de entrada	61
3.7.2.4 Amortiguamiento	61

CAPÍTULO IV: RESULTADOS	62
4.1 Registro en roca basal	62
4.2 Registro en superficie – modelo elástico	63
4.3 Registro en superficie – modelo hiperbólico.....	66
4.4 Respuesta de la estructura	69
4.4.1 Base empotrada – Sin interacción suelo-estructura.....	70
4.4.2 Base flexible.....	72
4.4.3 Modelo elástico – sin amortiguamiento	76
4.4.4 Modelo elástico	82
4.4.5 Modelo no lineal.....	87
4.5 Comparación con espectro de diseño	93
4.6 Variación de relación de aspecto	94
4.6.1 Ancho de fundación	94
4.6.2 Altura	97
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES	101
5.1 Conclusiones.....	101
5.2 Recomendaciones.....	103
CAPÍTULO VI: BIBLIOGRAFÍA	104
ANEXOS	108
Anexo A: Frecuencia, rigidez y amortiguamiento	108
Anexo B: Parámetros de interfaz suelo-fundación	110

Lista de Figuras

Figura 1.1: Efecto de la interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento....	2
Figura 1.2: Relación entre el coeficiente de rigidez suelo-fundación con el cambio de	3
Figura 1.3 Comparación de espectros de respuestas por código y espectros de.....	4
Figura 2.1: Esquema de interacción suelo – estructura (SSI).....	9
Figura 2.2: Aplicación de efecto inercial para una estructura de base fija.....	10
Figura 2.3: Esquema de efecto cinemático en estructuras (Stewart et al., 1998)	11
Figura 2.4: Relación entre la proporción de aumento de periodo de la estructura con ...	12
Figura 2.5: Relación entre amortiguamiento total de estructura con el coeficiente de....	13
Figura 2.6: Enfoque de subestructura (NEHRP, 2012).....	15
Figura 2.7: Esquema ilustrativo del método de análisis directo (NEHRP, 2012).....	16
Figura 2.8: Descripción de límite artificial aplicado al análisis directo	16
Figura 2.9: Modelo de un grado de libertad sobre base flexible (NEHRP, 2012).....	17
Figura 2.10: Tied degrees of freedom boundary (Zienkiewicz et al., 1989).....	25
Figura 2.11: Comparación de soluciones para análisis no lineal en una dimensión (Kwok et al., 2007).....	27
Figura 2.12: Comparación de espectros de respuesta para distintas tasas de.....	28
Figura 2.13: Comparación de curvas de amortiguamiento (Kwok et al., 2007).....	29
Figura 2.14: Curva tensión-deformación de modelo PDMY.....	31
Figura 3.1: Efecto del amortiguamiento en las vibraciones libres (Chopra, 1995).....	36
Figura 3.2: Espectros de diseño para zona sísmica 1 (Decreto Supremo N°61, 2011).....	39
Figura 3.3: Espectros de diseño para zona sísmica 2 (Decreto Supremo N°61, 2011).....	39
Figura 3.4: Espectros de diseño para zona sísmica 3 (Decreto Supremos N°61, 2011)....	40
Figura 3.5: Registro de aceleraciones en dirección horizontal EW.....	41
Figura 3.6: Registro de aceleraciones en dirección horizontal NS	41
Figura 3.7: Registro de aceleraciones en dirección vertical Z.....	42
Figura 3.8: Esquema de estratos - Suelo tipo A (Orellana, 2019)	44
Figura 3.9: Esquema de estratos – Suelo tipo C (Orellana, 2019).....	45
Figura 3.10: Esquema de estratos – Suelo tipo E (Orellana, 2019).....	46
Figura 3.11: Relación entre alargamiento de periodo y parámetro $h/(V_s \cdot T)$	49
Figura 3.12: Relación entre amortiguamiento de fundación y parámetro $h/(V_s \cdot T)$	50
Figura 3.13: Modelo principal con bordes artificiales TDOF	51
Figura 3.14: Modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlmeyer	52

Figura 4.1: Comparación entre registro en superficie y registro en roca basal – Suelo A	62
Figura 4.2: Comparación entre registro en superficie y registro en roca basal – Suelo C	62
Figura 4.3: Comparación entre registro en superficie y registro en roca basal – Suelo E	63
Figura 4.4: Comparación de espectros de aceleración de modelos elásticos – Suelo A 64
Figura 4.5: Comparación de espectros de aceleración de modelos elásticos – Suelo C 65
Figura 4.6: Comparación de espectros de aceleración de modelos elásticos – Suelo E 65
Figura 4.7: Curva de tensión-deformación para estratos superiores 66
Figura 4.8: Curva de tensión-deformación para estratos superiores 66
Figura 4.9: Comparación de espectros de aceleración de modelo hiperbólico – Suelo A	.. 68
Figura 4.10: Comparación de espectros de aceleración de modelo hiperbólico – Suelo C	68
Figura 4.11: Comparación de espectros de aceleración de modelo hiperbólico – Suelo E	68
Figura 4.12: Comparación de espectros de aceleración – modelo empotrado 70
Figura 4.13: Comparación de espectros de velocidad – modelo empotrado 71
Figura 4.14: Comparación de espectros de desplazamiento – modelo empotrado 71
Figura 4.15: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo TDOF – Suelo A 73
Figura 4.16: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo TDOF – Suelo C 73
Figura 4.17: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo TDOF – Suelo E 73
Figura 4.18: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo LK – Suelo A	... 74
Figura 4.19: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo LK – Suelo C	.. 74
Figura 4.20: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo LK – Suelo E	... 74
Figura 4.21: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo TDOF – Suelo A 77
Figura 4.22: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo TDOF – Suelo C 77
Figura 4.23: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo TDOF – Suelo E 78
Figura 4.24: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo LK – Suelo A 78
Figura 4.25: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo LK – Suelo C 78
Figura 4.26: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo LK – Suelo E 79
Figura 4.27: Espectros de aceleraciones – Caso 4 – Modelo TDOF – Suelo A 82
Figura 4.28: Espectros de aceleraciones – Caso 4 – Modelo TDOF – Suelo C 82
Figura 4.29: Espectros de aceleraciones – Caso 4 – Modelo TDOF – Suelo E 83
Figura 4.30: Espectros de aceleraciones – Caso 4 – Modelo LK – Suelo A 83
Figura 4.31: Espectros de aceleraciones – Caso 4 – Modelo LK – Suelo C 83

Figura 4.32: Espectros de aceleraciones – Caso 4 – Modelo LK – Suelo E.....	84
Figura 4.33: Espectros de aceleraciones – Caso 5 – Modelo TDOF – Suelo A.....	87
Figura 4.34: Espectros de aceleraciones – Caso 5 – Modelo TDOF – Suelo C.....	87
Figura 4.35: Espectros de aceleraciones – Caso 5 – Modelo TDOF – Suelo E.....	88
Figura 4.36: Espectro de aceleraciones – Caso 5 – Modelo LK – Suelo A.....	88
Figura 4.37: Espectro de aceleraciones – Caso 5 – Modelo LK – Suelo C.....	88
Figura 4.38: Espectro de aceleraciones – Caso 5 – Modelo LK – Suelo E.....	89
Figura 4.39: Comparación de espectros de respuesta con espectro de diseño - Suelo A..	93
Figura 4.40: Comparación de espectros de respuesta con espectro de diseño – Suelo C..	94
Figura 4.41: Comparación de espectros de respuesta con espectro de diseño – Suelo E..	94
Figura 4.42: Espectros de aceleración para distintos valores de B – Suelo A.....	95
Figura 4.43: Espectros de aceleración para distintos valores de B – Suelo C.....	95
Figura 4.44: Espectros de aceleración para distintos valores de B – Suelo E.....	95
Figura 4.45: Comparación de tasa de alargamiento de periodo para distintas relaciones	98
Figura 4.46: Comparación de tasa de amortiguamiento de fundación para distintas.....	98

Lista de Tablas

Tabla 3.1: Propiedades de modelo de un grado de libertad	34
Tabla 3.2: Parámetros asociados al amortiguamiento.....	35
Tabla 3.3: Parámetros utilizados para la construcción del espectro de diseño.....	38
Tabla 3.4: Valor de la aceleración efectiva	39
Tabla 3.5: Valores de PGA para registros sísmicos estudiados.....	41
Tabla 3.6: Clasificación sísmica del terreno de fundación (Decreto Supremo N°61,2011)	43
Tabla 3.7: Periodo asociado al terreno de fundación (Decreto Supremo N°61,2011).....	43
Tabla 3.8: Parámetros de suelo A – Estrato superior (Orellana, 2019).....	44
Tabla 3.9: Parámetros de suelo A – Estrato inferior (Orellana, 2019).....	44
Tabla 3.10: Parámetros de suelo C – Estrato superior (Orellana, 2019).....	45
Tabla 3.11: Parámetros de Suelo C – Estrato inferior (Orellana, 2019).....	45
Tabla 3.12: Parámetros de suelo E – Estrato superior (Orellana, 2019).....	46
Tabla 3.13: Parámetros de suelo E – Estrato inferior (Orellana, 2019)	46
Tabla 3.14: Parámetros asociados a la función de transferencia.....	47
Tabla 3.15: Valores de rigidez dinámica de interfaz suelo-fundación ($T_n = 0.15$ [s]).....	48
Tabla 3.16: Valores de tasa de amortiguamiento por radiación debido a interfaz.....	48
Tabla 3.17: Alargamiento de periodo y amortiguamiento de fundación $T = 0.15$ [s].....	49
Tabla 3.18: Parámetros de suelo para distintos estratos en modelo hiperbólico	53
Tabla 3.19: Parámetros de suelo de columnas laterales de modelo Lysmer-Kuhlemeyer.	53
Tabla 3.20: Parámetros de modelo hiperbólico PDMY.....	54
Tabla 3.21: Coeficientes de disipación asociados a los bordes absorbentes.....	55
Tabla 3.22: Coeficientes asociados al amortiguamiento viscoso del suelo – modelo elástico	56
Tabla 3.23: Parámetros de suelo para modelo en DEEPSOIL	58
Tabla 3.24: Detalle de la discretización de estratos en DEEPSOIL.....	58
Tabla 3.25: Parámetros de roca basal para modelo en DEEPSOIL.....	59
Tabla 3.26: Parámetros de curva tensión-deformación de modelo MKZ.....	60
Tabla 3.27: Valores de deformación de referencia para modelo MKZ.....	61
Tabla 3.28: Periodo y frecuencia de perfiles de suelo en DEEPSOIL.....	61
Tabla 4.1: Comparación de valores de PGA para registros en roca basal.....	63
Tabla 4.2: Valores de PGA para registro en superficie de modelo elástico	64
Tabla 4.3: Valores de PGA para registro en superficie de modelo hiperbólico.....	67

Tabla 4.4: Resumen de casos en estudio.....	69
Tabla 4.5: Respuesta máxima para estructura en estudio – modelo empotrado	71
Tabla 4.6: Respuesta máxima para estructura en estudio – Modelo Flexible	75
Tabla 4.7: Tasa de amortiguamiento total para modelo de base flexible ($T = 0.15$ [s]) .	76
Tabla 4.8: Tasa de amortiguamiento total para modelo de base flexible ($T = T_s$).....	76
Tabla 4.9: Respuesta máxima para estructura – M. Elástico sin amortiguamiento	79
Tabla 4.10: Alargamiento de periodo de la estructura – M. Elástico sin amortiguamiento	80
Tabla 4.11: Tasa de amortiguamiento de fundación y total – Caso 3 – $T = 0.15$ [s].....	81
Tabla 4.12: Tasa de amortiguamiento total para $T = T_s$ – Caso 3.....	81
Tabla 4.13: Respuesta máxima de estructura – M. Elástico – $T = 0.15$ [s]	85
Tabla 4.14: Alargamiento de periodo de la estructura – M. Elástico – $T = 0.15$ [s].....	85
Tabla 4.15: Tasa de amortiguamiento total – Caso 4 – $T = 0.15$ [s]	86
Tabla 4.16: Tasa de amortiguamiento total – Caso 4 – $T = T_s$	86
Tabla 4.17: Respuesta máxima de estructura – M. No lineal – $T = 0.15$ [s].....	90
Tabla 4.18: Alargamiento de periodo de la estructura – M. No Lineal – $T = 0.15$ [s]	90
Tabla 4.19: Tasa de amortiguamiento total – Caso 5 – $T = 0.15$ [s]	91
Tabla 4.20: Tasa de amortiguamiento total – Caso 5 – $T = T_s$	91
Tabla 4.21: Tasa de amortiguamiento – $T = 0.15$ [s] – Suelo A	96
Tabla 4.22: Tasa de amortiguamiento – $T = 0.15$ [s] – Suelo C.....	96
Tabla 4.23: Tasa de amortiguamiento – $T = 0.15$ [s] – Suelo E	97
Tabla 4.24: Propiedades de estructura con relación de aspecto $h/B = 4.6$	98
Tabla 4.25: Tasa de amortiguamiento total – Suelo A – $h/B = 4.6$	99
Tabla 4.26: Tasa de amortiguamiento total – Suelo C – $h/B = 4.6$	99
Tabla 4.27: Tasa de amortiguamiento total – Suelo E – $h/B = 4.6$	100
Tabla 7.1: Valores de rigidez, frecuencia y amortiguamiento para periodos en estudio	108
Tabla 7.2: Datos de coeficiente de rigidez y amortiguamiento de interfaz – Suelo A....	110
Tabla 7.3: Datos de coeficiente de rigidez y amortiguamiento de interfaz – Suelo C....	111
Tabla 7.4: Datos de coeficiente de rigidez y amortiguamiento de interfaz – Suelo E....	113

Capítulo I: Introducción

1.1 Introducción

Chile es uno de los países más sísmicos del mundo, por lo que es imprescindible que toda obra civil de importancia, considerando una vida útil igual o mayor a 50 años, contemple un diseño que considere la sismogénesis de la subducción chilena (Leyton et al., 2010). En este contexto, se debe conocer el peligro sísmico al que están expuestas las estructuras y su vulnerabilidad frente a estos eventos, ya que son los principales factores a la hora de determinar el riesgo sísmico y de esta forma se pueden tomar acciones concretas para predecir y mitigar los efectos sociales y económicos que se producen debido a un terremoto, y gestionar una mejor distribución de recursos frente a una situación de emergencia.

De acuerdo con la información presentada en el trabajo Santa María et al. (2017), se tiene que el 47% del total de las viviendas existentes en Chile corresponden a algún tipo de albañilería, siendo el material predominante en la construcción de viviendas en el país. Cabe mencionar que el 67% de las estructuras de albañilería corresponden a viviendas sociales y la mayoría de los edificios patrimoniales están hechos de este material, por lo que predecir su comportamiento frente a un evento sísmico es un factor clave a la hora de prevenir la pérdida de vidas humanas y costos de reconstrucción.

En este contexto, la motivación principal de este trabajo es lograr una mejor predicción de desempeño en estructuras de albañilería de tal forma que al cuantificar la vulnerabilidad de esta tipología de estructura, se obtengan resultados más cercanos al comportamiento real observado.

El estudio se centra en el concepto de interacción suelo-estructura asociado a la respuesta colectiva de la estructura en estudio, su sistema de fundación y del suelo donde se encuentra frente a un movimiento sísmico (NEHRP, 2012).

La interacción suelo-estructura (SSI) incorpora tres variables al estudio de la respuesta sísmica: el comportamiento flexible de suelo, el amortiguamiento por radiación en la fundación y el amortiguamiento histerético del suelo. Los principales efectos que tiene

considerar estas variables es un aumento en el periodo de vibración de la estructura, un aumento del amortiguamiento efectivo total y en general una disminución de la demanda sísmica, a esto en su conjunto se le denomina interacción inercial. (NEHRP, 2012)

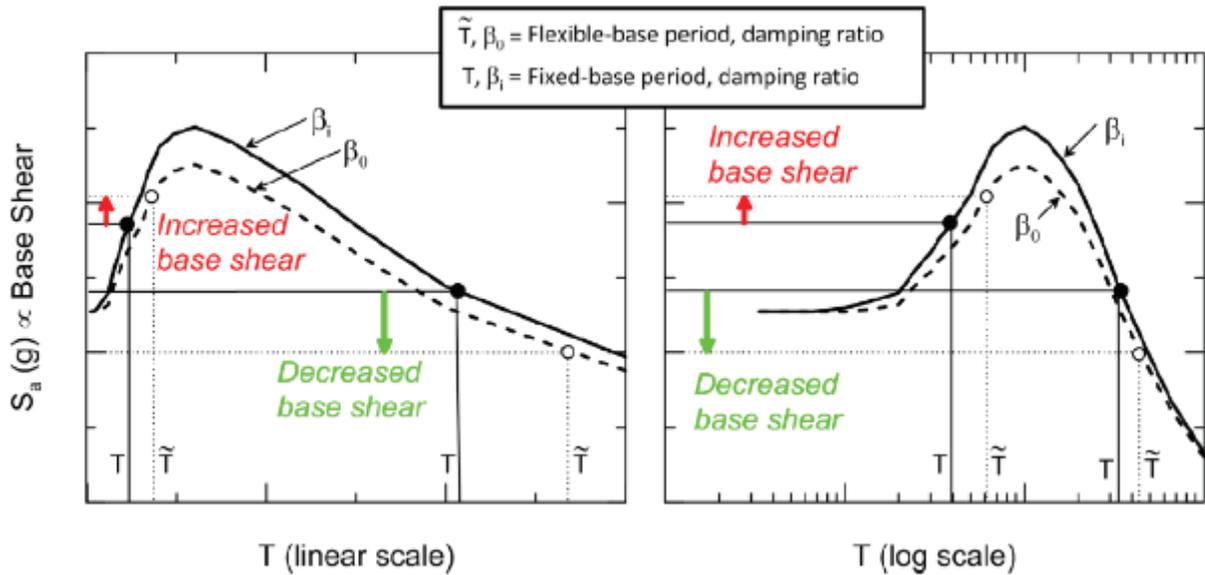


Figura 1.1: Efecto de la interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento (NEHRP, 2012)

Otro aspecto de la interacción suelo-estructura se relaciona con el movimiento que llega a la fundación, considerando la propagación de la onda desde la roca basal hasta la superficie e incorporando los efectos de dispersión y atenuación causados por la diferencia de rigidez entre la fundación y el suelo, además del efecto de la profundidad de enterramiento, a lo que se le denomina interacción cinemática (NEHRP, 2012).

De acuerdo con diversos estudios realizados por Bielak (1975) y Stewart (1998), se espera que el efecto de la interacción suelo-estructura sea mayor en estructuras rígidas, de corto periodo, y en suelos blandos. Esto es sustentado por la relación encontrada entre el aumento del periodo y el amortiguamiento con el aumento de un factor denominado coeficiente de rigidez suelo-estructura (h/V_sT), el cual depende de la altura, el periodo de vibración y la velocidad de onda de corte del suelo. En la Figura 1.2 se puede observar esta dependencia, donde además se muestra el efecto de la relación de aspecto entre la altura de la estructura y el ancho de la fundación (h/B), la que con su aumento causa un mayor alargamiento del periodo y una disminución en el amortiguamiento asociado a la radiación.

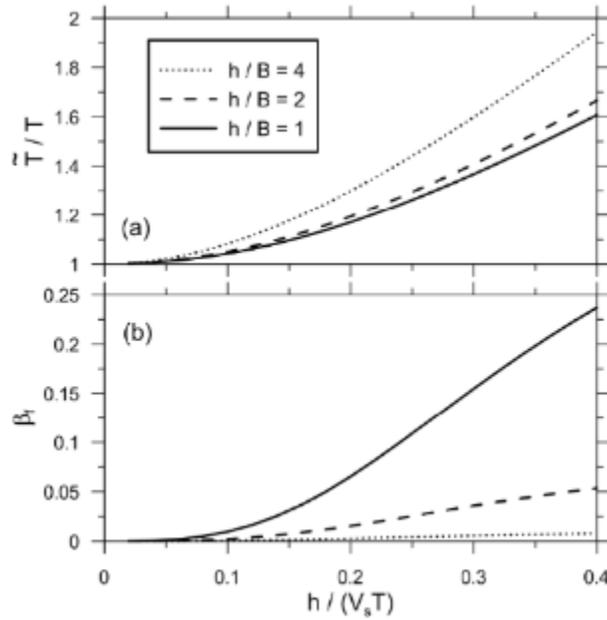


Figura 1.2: Relación entre el coeficiente de rigidez suelo-fundación con el cambio de periodo y amortiguamiento de radiación (NEHRP, 2012)

En términos generales, se considera no conservador incluir el efecto de la interacción suelo-estructura en el análisis de la respuesta sísmica, esto se sustenta principalmente en dos condiciones: La disminución de la demanda sísmica en los espectros de respuesta debido al incremento del amortiguamiento efectivo y la reducción que suelen tener los valores de aceleraciones espectrales al aumentar el periodo de la estructura. Sin embargo, existen estudios que comparan la respuesta obtenida por diseño según códigos convencionales y la respuesta real de las estructuras frente a un sismo (Figura 1.3), obteniendo como resultado un aumento de demanda sísmica, diferencia que se acentúa en suelos blandos, poniendo en evidencia el riesgo que conlleva ignorar este concepto en algunas circunstancias (Mylonakis & Gazetas, 2000).

Debido a esto, es conveniente considerar el efecto de la interacción suelo-estructura en estudios de predicción de daño, como lo es la construcción de curvas de fragilidad en base a modelos numéricos, en el caso que se quiera obtener resultados más realistas, ya sea que conlleve a efectos positivos o negativos en su comportamiento. Por lo general, el daño estimado numéricamente no coincide con el daño observado en terreno, donde se tiene estructuras que no sufren daño frente a eventos sísmicos fuertes, lo que podría explicarse por la presencia de un amortiguamiento mayor al estimado o una concentración de las deformaciones en el suelo.

Existen códigos internacionales que han sumado este efecto al diseño de estructuras, especialmente para los casos de suelos de baja calidad o infraestructura de alto riesgo. Un ejemplo de esto es la incorporación del análisis de interacción suelo-estructura en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo de México (NTCS-04, 2004) y en los códigos de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) para el diseño sísmico de centrales nucleares (ASCE, 2005) y para la rehabilitación sísmica de estructuras existentes (ASCE, 2007).

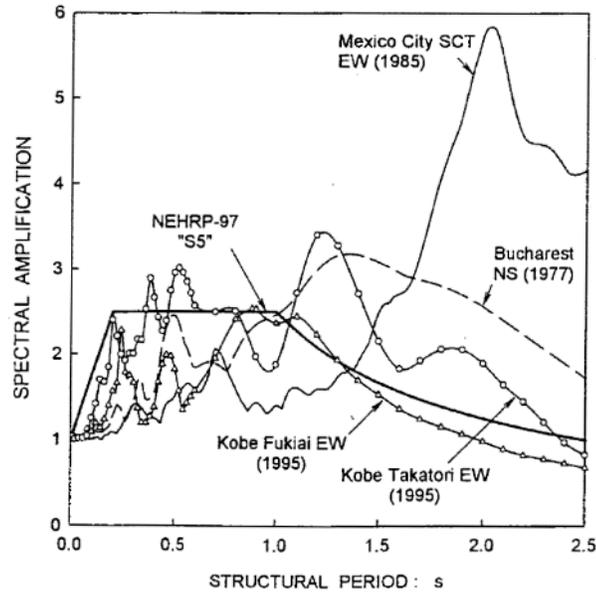


Figura 1.3 Comparación de espectros de respuestas por código y espectros de respuesta real (Mylonakis & Gazetas, 2000)

En el caso de Chile, la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales (NCh.2369, 2003) permite incorporar el análisis de interacción suelo-estructura para el análisis estático y el análisis no-lineal. En el primer caso, se puede agregar un sistema de resortes desacoplados de traslación y giro, siempre que el incremento de la tasa de amortiguamiento no sea superior al 50% del valor original. En el segundo caso, se debe cumplir que la influencia de la interacción suelo-estructura no sea mayor al 75% con respecto a los resultados obtenidos con el mismo modelo considerando base rígida, pero en ningún caso es de carácter obligatorio. Cabe mencionar que estas consideraciones se realizan para llevar a cabo un diseño conservador.

Si bien la interacción suelo-estructura no suele considerarse en los códigos de diseño sísmico, esta memoria plantea como hipótesis que puede tener una incidencia importante

en la respuesta sísmica, especialmente en estructuras de albañilería debido a sus bajos periodos de vibración que, en conjunto con la incorporación del comportamiento flexible del suelo, se podrían obtener espectros de respuesta que difieran de los espectros de diseño calculados según la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios (NCh 433 Of.1996 Mod. 2012, 1996) y, a diferencia de lo estipulado, se podría obtener un aumento de demanda sísmica ya que las estructuras de periodos cortos suelen encontrarse al lado izquierdo del peak del espectro, independiente del suelo en estudio. De este modo, se espera lograr una mejor representación del desempeño de estas estructuras frente a terremotos.

1.2 Objetivos

Para el análisis y verificación de la hipótesis planteada, se proponen los siguientes objetivos generales y específicos:

1.2.1 Objetivo General

El objetivo general de esta memoria es mejorar la predicción del desempeño de estructuras de albañilería frente a una excitación sísmica, a través del desarrollo de modelos de elementos finitos que representen el fenómeno de interacción suelo-estructura, incorporando el efecto del comportamiento del suelo y la interfaz suelo-fundación en la respuesta, de modo que se obtengan resultados más cercanos a la realidad.

1.2.2 Objetivos Específicos

Recopilar información sobre la interacción suelo-estructura considerando los conceptos básicos, metodologías de aplicación y efectos esperados en la respuesta sísmica de estructuras.

Estudiar la representación de la interacción suelo estructura a través de modelos de elementos finitos, integrando los conceptos de bordes de transmisión y modelos de comportamiento plástico del suelo.

Definir las propiedades de una estructura de albañilería para así poder representarla a través de un modelo de un grado de libertad, considerando los valores de rigidez, periodo y masa inherentes a esta tipología de estructura.

Identificar el efecto que tiene la interacción suelo-estructura en términos del incremento de los amortiguamientos por radiación e histerético del suelo, en conjunto y por separado, en la respuesta sísmica obtenida.

Evaluar la incidencia de la interacción suelo-estructura y el comportamiento histerético del suelo en la respuesta sísmica obtenida numéricamente y su importancia en el diseño por desempeño en estructuras de albañilería.

1.3 Metodología General

La metodología de trabajo a seguir para el desarrollo de esta memoria y el cumplimiento de los objetivos se detalla a continuación:

1.3.1 Revisión bibliográfica

Se lleva cabo una revisión bibliográfica de los temas a tratar, para así recopilar y ordenar la información necesaria para llevar a cabo la memoria. En primer lugar, se estudia el concepto de interacción suelo-estructura, su influencia en el comportamiento sísmico de las estructuras y sus metodologías de aplicación. Luego, con base en esto último, se estudia la representación de este fenómeno a través de modelos de un grado de libertad y modelos de mayor complejidad en programas de elementos finitos, considerando la base teórica de propagación de ondas sísmicas a través de los estratos de suelo y el estudio de bordes de transmisión para la correcta representación del comportamiento del campo cercano y lejano a una estructura sometida a una excitación sísmica. Finalmente se estudia el modelo de suelo a utilizar, disponibles en los programas DEEPSOIL (Hashash et al., 2016) y OpenSees (McKenna et al., 2000), detallando el comportamiento de la curva tensión-deformación y el amortiguamiento histerético.

1.3.2 Respuesta en roca basal y en superficie

Se debe tener en consideración que el sismo elegido para el análisis está condicionado por las características del sitio en donde se encuentra la estación sísmica, por lo que para obtener la respuesta en superficie para los estratos estudiados se debe determinar el sismo en la roca basal del estrato de la estación sísmica, para luego propagar dicho sismo en los estratos de interés. Esto se hace con el programa DEEPSOIL, mediante un análisis en el dominio de la frecuencia, donde la respuesta obtenida en roca basal se convierte en el sismo de entrada para el análisis en el dominio del tiempo para los modelos en OpenSees,

donde se obtiene la respuesta en superficie asociada a cada tipo de suelo para el sismo utilizado. Además, se compara las respuestas obtenidas en superficie entre los modelos de OpenSees y DEEPSOIL para verificar el funcionamiento de los bordes de transmisión.

1.3.3 Definición de modelos

Se definen las propiedades de una estructura de albañilería, las cuales se utilizan para construir un modelo de un grado de libertad representativo, para posteriormente analizar los efectos de la interacción suelo-estructura tanto en modelos simplificados como en modelos complejos. Para esto, se definen los tipos de suelo a analizar, junto con sus respectivas propiedades, y el sismo a estudiar. En el caso del modelo simplificado de un grado de libertad, se obtienen los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, ligadas a las propiedades del suelo, para la representación del fenómeno a través de un sistema de resortes y amortiguadores. En el caso de los modelos más complejos, se determina el tipo de análisis a realizar, las curvas tensión-deformación, el sismo de entrada, las condiciones de amortiguamiento y, en el caso de los modelos realizados en OpenSees, los tipos de borde de transmisión considerados.

1.3.4 Respuesta de la estructura

Con estos resultados, se procede a obtener la respuesta de la estructura de albañilería, representada por un modelo de un grado de libertad, para los distintos modelos propuestos y así evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura sobre ésta. Se realiza la comparación entre la respuesta de la estructura con base empotrada y la estructura con base flexible, esto último refiriéndose tanto para el modelo simplificado como para el modelo complejo, considerando los cambios en la aceleración absoluta, desplazamiento relativo, velocidad relativa, espectros de respuesta y amortiguamiento total de la estructura. Este último se separa en amortiguamiento asociado a la estructura, amortiguamiento por radiación y amortiguamiento histerético del suelo, evaluando distintos escenarios donde se varía la relación de aspecto de la estructura y el comportamiento del suelo, para así determinar cuál de ellos posee mayor efecto en la respuesta.

1.3.5 Análisis de resultados

Finalmente, se analiza la respuesta obtenida y se determina si el efecto de la interacción suelo-estructura incide de forma importante en la respuesta de las estructuras de albañilería, es decir que, si al considerar distintos tipos de suelo, utilizar un sismo de entrada procesado para cada estrato, agregar los amortiguamientos por radiación e histéresis de los materiales cambia la predicción del desempeño de este tipo de estructuras frente a una excitación sísmica de acuerdo a la hipótesis de este trabajo.

Capítulo II: Revisión Bibliográfica

2.1 Interacción Suelo – Estructura

2.1.1 Definición y Alcance

La respuesta de las estructuras frente a eventos sísmicos está ligada principalmente a la interacción de tres sistemas: la estructura, la fundación y el suelo. La respuesta colectiva de estos sistemas frente a un movimiento de suelo, por lo general proveniente de una fuente sísmica, se le denomina interacción suelo-estructura (NEHRP, 2012).

Este concepto evalúa el efecto del comportamiento flexible del suelo y la variación del movimiento entre el campo libre y la fundación. Estos efectos de sitio no suelen formar parte del diseño de estructuras, ya que generalmente se considera un comportamiento rígido del suelo, es decir no se toma en cuenta la deformación inducida por el movimiento, además de asumir que la fundación se mueve en conjunto con el suelo, sin considerar las diferencias entre los movimientos de ambas componentes causadas por la dispersión de ondas y las deformaciones en la interfaz suelo-fundación.

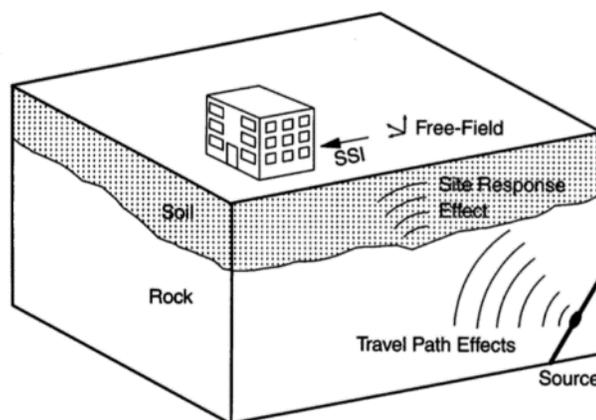


Figura 2.1: Esquema de interacción suelo – estructura (SSI)
(Stewart et al., 1998)

La flexibilidad en la interfaz suelo-fundación está asociada a las deformaciones causadas por las cargas dinámicas, lo que conlleva a una serie de efectos inerciales y cinemáticos a nivel de fundación que se deben analizar. Esto da paso a definir dos

mecanismos principales en la interacción suelo-estructura: La interacción inercial y la interacción cinemática (Stewart et al., 1998).

2.1.2 Interacción Inercial

La interacción inercial se refiere a los desplazamientos y rotaciones existentes a nivel de fundación causados por las fuerzas inerciales, como lo es el corte y el momento basal, lo que genera deformación del suelo en torno a la fundación y un desplazamiento del suelo y la fundación, el cual es distinto al que experimentaría el suelo sin la presencia de la estructura debido a la respuesta dinámica de la estructura (Figura 2.2). También considera la energía disipada a través del tren de ondas que se irradia desde la fundación al suelo, debido a las vibraciones que causa el movimiento, incorporando el concepto de amortiguamiento por radiación (Stewart et al., 1998).

Este fenómeno suele representarse teóricamente mediante funciones de impedancia que vinculan el comportamiento flexible de la interfaz suelo -fundación y la energía disipada, con la frecuencia de la excitación externa a la que está sometido el sistema (NEHRP, 2012). Para efectos de modelamiento, se representan estas funciones de impedancia a través de un sistema de resortes y disipadores, relacionando sus coeficientes de rigidez y disipación con los parámetros de la función de impedancia, utilizando ecuaciones derivadas de análisis de modelos de elementos finitos desarrolladas por diversos autores, para distintas geometrías de fundaciones (Pais & Kausel, 1988).

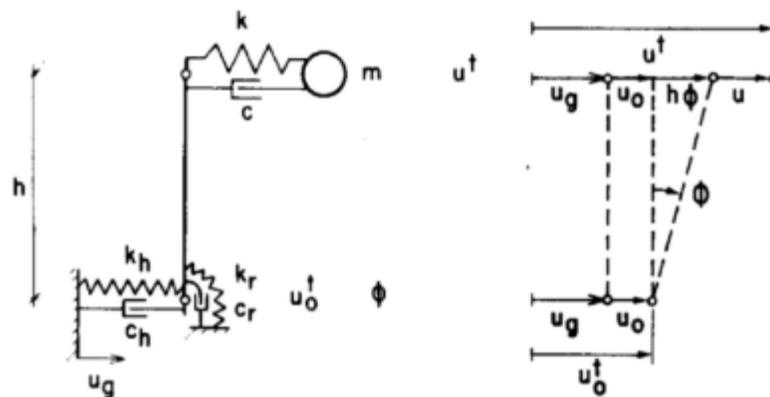


Figura 2.2: Aplicación de efecto inercial para una estructura de base fija (Wolf et al., 1985)

2.1.3 Interacción Cinemática

La interacción cinemática está asociada a las diferencias existentes entre dos movimientos, el primero de ellos es el registro medido en superficie en campo libre y el segundo es el registro medido en superficie en las cercanías de la fundación de la estructura (Figura 2.3). Se definen tres posibles causas de estas diferencias: la profundidad de enterramiento de la fundación, la dispersión de ondas en los bordes de la fundación y la atenuación de onda en los alrededores de la fundación (NEHRP, 2012).

La atenuación de onda en los alrededores de la fundación, conocido como *base slab averaging*, es causada por la incapacidad del suelo de oscilar libremente debido a la alta rigidez de la fundación imponiendo una condición de borde que promedia el movimiento sísmico superficial (asociado a ondas de Rayleigh y Love), relacionado a movimientos de ondas superficiales de alta frecuencia. La segunda causa se refiere a la dispersión provocada por la reflexión de una parte de la onda al chocar con los bordes de la fundación, atenuando la onda incidente en la fundación. Finalmente, la tercera causa se refiere a la atenuación del movimiento en un estrato de suelo conforme aumenta su profundidad, fenómeno que ocurre independientemente de la presencia de la estructura en el estrato (Stewart et al., 2004).

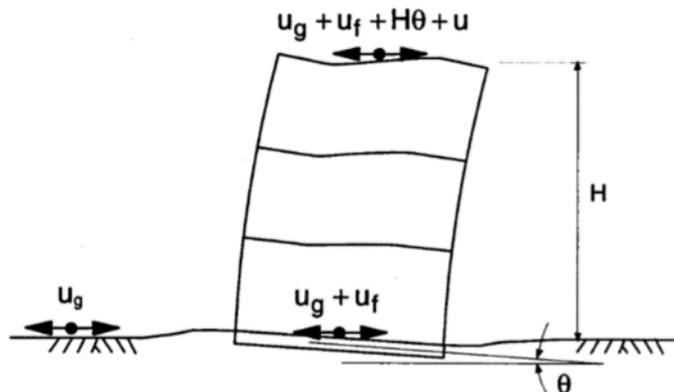


Figura 2.3: Esquema de efecto cinemático en estructuras (Stewart et al., 1998)

2.1.4 Efectos Esperados en la Respuesta Sísmica

Las diferencias en el movimiento entre la estructura con base rígida y base flexible dependen principalmente de cinco parámetros: la relación de aspecto h/B , donde h corresponde a la altura de la estructura y B corresponde a la mitad del ancho de la

fundación, el módulo de Poisson del suelo (ν), la tasa de amortiguamiento histerético del suelo (β_s) y de un parámetro adimensional denominado coeficiente de rigidez suelo-fundación $h/(V_s \cdot T)$, donde V_s es la velocidad de onda de corte del suelo y T el periodo de vibración de la estructura (Stewart et al., 1998).

En un estudio numérico realizado por Veletsos & Nair (1975) en fundaciones circulares de radio r , posteriormente validado para fundaciones rectangulares, muestra como resultado que la proporción de aumento del periodo de la estructura crece con el aumento del coeficiente de rigidez suelo-fundación y que, dado un ancho de fundación, la proporción de aumento del periodo crece con el aumento de la altura de la estructura, es decir, frente a una mayor relación de aspecto h/r (Figura 2.4). En el caso de la tasa de amortiguamiento total de la estructura, muestra que el amortiguamiento por radiación crece con el aumento del coeficiente de rigidez suelo -fundación y decrece con el aumento de la relación de aspecto, lo que infiere que el movimiento lateral de la fundación disipa energía hacia el suelo con mayor eficiencia que el movimiento rotacional. En la Figura 2.5 se muestra el comportamiento del amortiguamiento total de la estructura, haciendo la diferencia en la respuesta considerando el amortiguamiento histerético del suelo y la respuesta sin éste, resultando en un aumento del efecto del amortiguamiento histerético con el aumento de la relación de aspecto (Stewart et al., 1998).

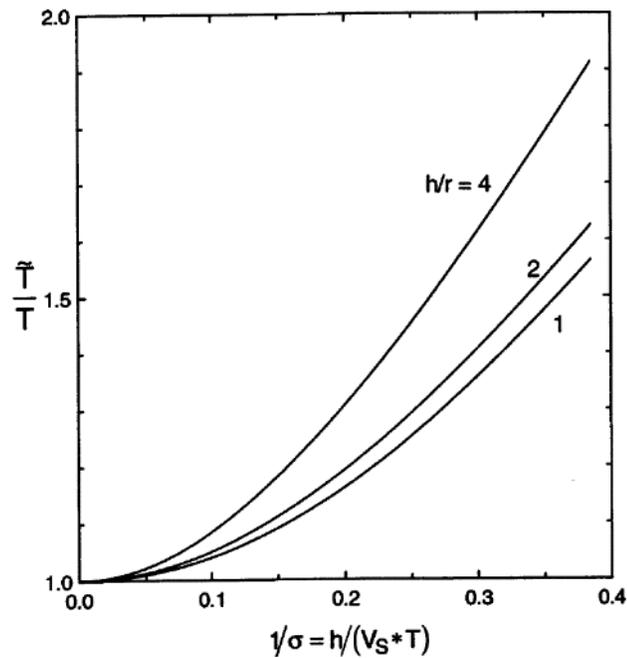


Figura 2.4: Relación entre la proporción de aumento de periodo de la estructura con el coeficiente de rigidez suelo-fundación (Stewart et al., 1998)

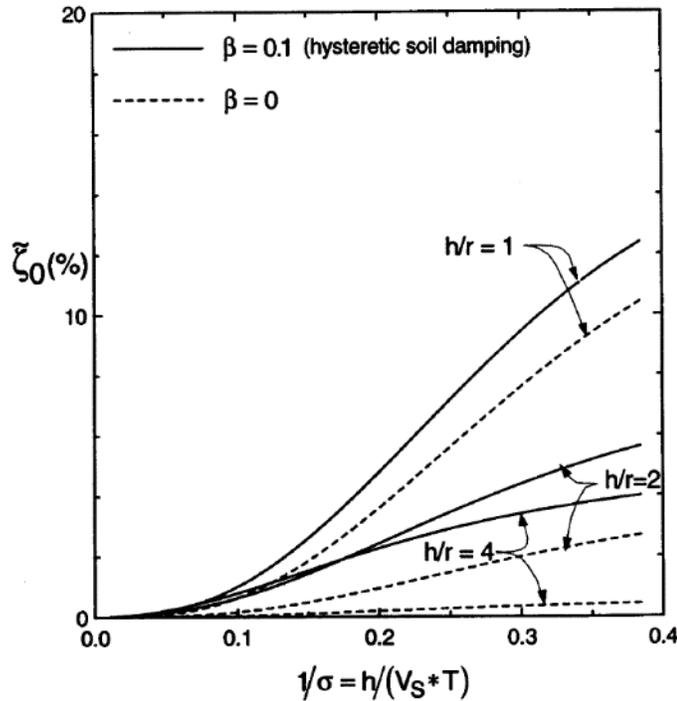


Figura 2.5: Relación entre amortiguamiento total de estructura con el coeficiente de rigidez suelo-fundación (Stewart et al., 1998)

En resumen, al aplicar estos mecanismos en el diseño de estructuras, existe una modificación en los parámetros dinámicos en la respuesta sísmica. Dentro de los efectos producidos se encuentran: La reducción del corte basal, la deriva entre piso y el momento volcante de la estructura (NEHRP, 2012). La flexibilidad de la interfaz entre la fundación y el suelo resulta en un aumento del periodo fundamental de la estructura, actuando como filtro de la aceleración transmitida y generando una disipación de energía a través de radiación y del comportamiento histerético del suelo, lo que incide directamente en la demanda de ductilidad de la estructura y un aumento en el amortiguamiento total (Stewart et al., 2004). Por otra parte, el aumento en los periodos de la estructura genera un incremento en los desplazamientos relativos, pudiendo aumentar la posibilidad de impacto entre estructuras colindantes.

2.1.5 Metodologías de Aplicación

Existen diversas metodologías para abordar la interacción suelo-estructura, algunas de las cuales son aplicadas para el modelamiento de estructuras en programas de elementos finitos y otras aplicadas directamente en el diseño de estructuras utilizando las

consideraciones presentadas en las normas de diseño. A continuación, se presentan los dos casos utilizados en esta memoria.

2.1.5.1 Subestructura

En el enfoque de subestructura, el problema se divide en tres partes que se analizan de forma independiente, para luego combinar sus resultados y completar la solución. Para llevar a cabo esto, se requiere de una evaluación del movimiento del suelo en campo libre junto con sus propiedades, también se realiza una evaluación de funciones de transferencia para la conversión de los movimientos de campo libre a los movimientos de entrada de la fundación, además de representar la rigidez y el amortiguamiento en la interfaz fundación-suelo a través de un sistema de resortes y disipadores (NEHRP, 2012). Considerando lo anterior, los pasos a seguir en esta metodología se ilustran en la Figura 2.6 y se pueden resumir según lo siguiente:

- **Movimiento de entrada en la fundación**

Se determina el movimiento que ocurre en la base de la fundación, el cual es independiente de la geometría y rigidez de la fundación debido a que está asociado a la interacción cinemática. Para esto, se debe conocer el movimiento en campo libre y, a través de funciones de transferencia dependientes de la velocidad y frecuencia de la onda sísmica, se puede estimar el movimiento que se debiera generar al nivel de enterramiento de la fundación.

- **Determinación de la función de impedancia**

Las funciones de impedancia describen las características de la rigidez y amortiguamiento de la interfaz suelo-fundación, para representar este fenómeno se utilizan resortes y disipadores distribuidos en la fundación, cuyos coeficientes son calculados de modelos propuestos por diversos autores que describen la solución de la función de impedancia definida.

- **Análisis dinámico de la estructura**

La estructura se modela sobre la fundación, se realiza un análisis dinámico donde el sistema es excitado a través de los desplazamientos determinados al nivel de fundación y aplicados a los bordes de los resortes y disipadores causados por el movimiento de entrada aplicado al modelo.

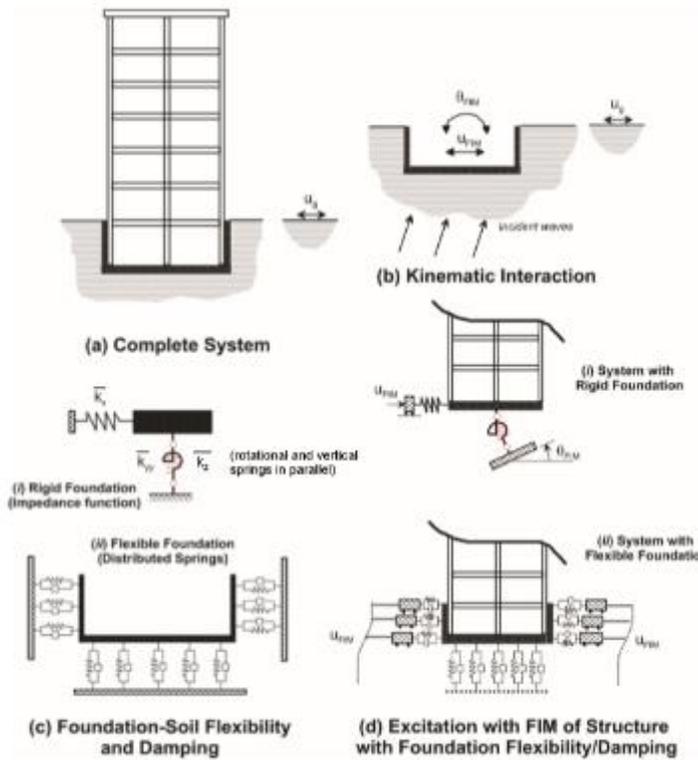


Figura 2.6: Enfoque de subestructura (NEHRP, 2012)

2.1.5.2 Análisis directo

El análisis directo aplicado a través del método de elementos finitos tiene como objetivo considerar toda la región que rodea a la estructura y el efecto que tiene el movimiento en ésta, es decir, reproducir los cambios en las propiedades de la onda sísmica al atravesar el estrato de suelo y la fundación, de manera que se obtengan diferencias en el movimiento medido en campo libre y el radio cercano a la estructura, aplicando las tres partes del método de subestructura en un solo paso (Nielsen, 2008).

De acuerdo con lo presentado en el esquema de la Figura 2.7, este método considera la fundación y el suelo como un sistema completo, por lo que se modelan en conjunto, el suelo se suele discretizar con elementos finitos tipo *quad* y la estructura por elementos finitos tipo *beam*. Además, se consideran bordes de transmisión de ondas en los límites de la malla de suelo y elementos en la interfaz suelo-fundación capaces de representar el comportamiento real de la interacción (Stewart et al., 1998).

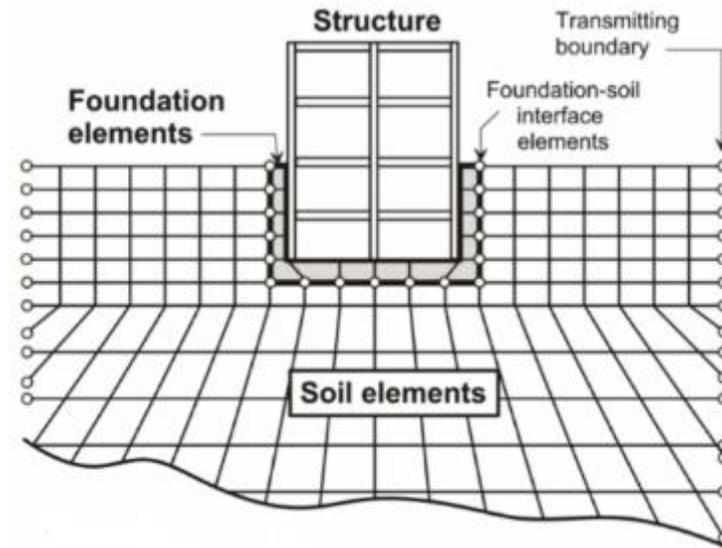


Figura 2.7: Esquema ilustrativo del método de análisis directo (NEHRP, 2012)

Para poder reproducir el suelo como un medio infinito, se trunca la región de suelo de forma que los bordes de la malla queden a una distancia igual a 4-6 veces la dimensión mayor de la fundación, y en ellos se agregan los bordes artificiales, reduciendo el análisis a una región finita, creando un campo cercano y un campo lejano, como se ilustra en la Figura 2.8. Estas fronteras deben ser capaces de transmitir las ondas desde el campo cercano al campo lejano sin que ocurra reflexión de la onda (Mengi & Tanrikulu, 1993).

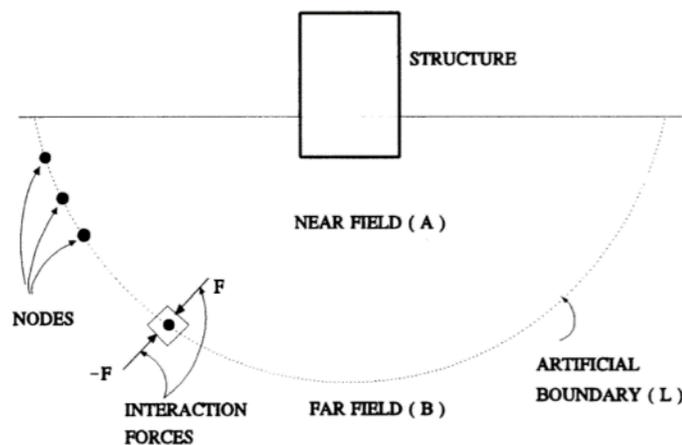


Figura 2.8: Descripción de límite artificial aplicado al análisis directo (Mengi & Tanrikulu, 1993)

2.2 Marco Teórico

2.2.1 Modelo de un grado de libertad

Al considerar una estructura de un piso con fundación superficial rígida y sometida a una excitación externa, se puede representar a través de un sistema de un grado de libertad, como se ilustra en la Figura 2.9, con una frecuencia natural angular w , una masa m , una rigidez lateral de coeficiente k y una altura h .

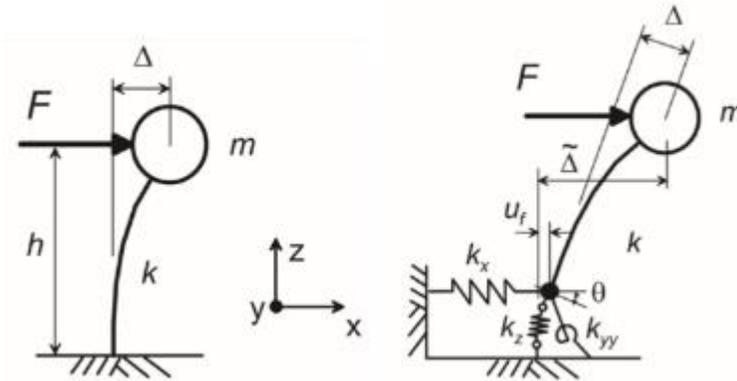


Figura 2.9: Modelo de un grado de libertad sobre base flexible (NEHRP, 2012)

Si se le aplica una fuerza a la masa en la dirección horizontal, la relación entre la fuerza, el desplazamiento y la rigidez está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{F}{k} \quad (2.1)$$

El periodo de la estructura se puede despejar en función del desplazamiento y la rigidez de la siguiente forma:

$$T = \frac{2\pi}{w} = 2\pi \cdot \left(\frac{m\Delta}{F} \right)^{1/2} \quad (2.2)$$

Al considerar la base flexible, para sumar el efecto inercial de la interacción suelo-estructura, esta es representada a través de un sistema de resortes en las tres direcciones de análisis, de coeficientes k_x , k_z y k_{yy} (horizontal, vertical y rocking), considerados como resortes en serie. Al aplicar una fuerza sobre el sistema (F), el desplazamiento total de la

estructura ($\tilde{\Delta}$) en la dirección horizontal, considerando el desplazamiento adicional de la base, está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{F}{k} + \frac{F}{k_x} + \left(\frac{F \cdot h}{k_{yy}} \right) \cdot h \quad (2.3)$$

De forma similar a lo anterior, el periodo de la estructura en base flexible se puede expresar en términos del desplazamiento y la rigidez como se muestra a continuación:

$$T = 2\pi \cdot \left(\frac{m\Delta}{F} \right)^{1/2} = 2\pi \cdot \left(m \cdot \left(\frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_{yy}} \right) \right)^{1/2} \quad (2.4)$$

Al tener las ecuaciones para el periodo en base rígida (ecuación 2.2) y en base flexible (ecuación 2.4), se tiene la expresión de alargamiento de periodo propuesta por Veletsos & Meek (1974):

$$\frac{T}{T} = \left(1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}} \right)^{1/2} \quad (2.5)$$

En el caso de la tasa de amortiguamiento, al existir una base flexible, se suma el efecto de la tasa de amortiguamiento por radiación de la estructura (β_x , β_z y β_{yy}) y la tasa de amortiguamiento por histéresis del suelo (β_s), cuyo efecto conjunto se le llama tasa de amortiguamiento de fundación (β_f). De acuerdo con los modelos propuestos por Wolf et al. (1985), la ecuación que representa la relación entre estos parámetros es la siguiente:

$$\beta_f = \frac{\left(\left(\frac{T}{T} \right)^{n_s} - 1 \right)}{\left(\frac{T}{T} \right)^{n_s}} \cdot \beta_s + \frac{1}{\left(\frac{T}{T_x} \right)^{n_x}} \cdot \beta_x + \frac{1}{\left(\frac{T}{T_{yy}} \right)^{n_{yy}}} \cdot \beta_{yy} \quad (2.6)$$

Donde T_x y T_{yy} corresponden a los periodos en la dirección horizontal y de rotación y se calculan según la ecuación 2.7 y 2.8, respectivamente. Los exponentes n_x , n_s y n_{yy} están asociados al tipo de razón de amortiguamiento presente en el análisis, en el caso que sea viscoso-lineal toman el valor 3 y en otros casos toman el valor 2.

$$T_x = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_x}} \quad (2.7)$$

$$T_{yy} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{mh^2}{k_{yy}}} \quad (2.8)$$

La razón de amortiguamiento total de la estructura en base flexible (β_0) se obtiene por la ecuación 2.9, en función de la tasa de amortiguamiento de la fundación (β_f), la tasa de amortiguamiento visco-elástico asociado a la estructura (β_i), la razón de incremento del periodo (\check{T}/T) y del parámetro n que, de acuerdo a lo mencionado anteriormente, toma el valor de 3 si corresponde a una tasa de amortiguamiento viscoso-lineal y toma el valor de 2 en otros casos.

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{1}{\left(\frac{\check{T}}{T}\right)^n} \cdot \beta_i \quad (2.9)$$

Finalmente, los amortiguadores equivalentes que se agregan a la fundación tienen un coeficiente de disipación asociado (C_j) que es proporcional a las tasas de amortiguamiento obtenidas en cada dirección de estudio (β_j), los cuales se relacionan de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$C_j = 2 \cdot m \cdot w \cdot \beta_j \quad (2.10)$$

2.2.2 Rigidez y amortiguamiento de la interfaz suelo-fundación

Las características de la rigidez y amortiguamiento de la interfaz suelo-fundación se puede representar a través de funciones de impedancia. Estas funciones son matrices que relacionan las fuerzas existentes en la base de la estructura con los desplazamientos y rotaciones de la fundación en comparación con el campo libre (NEHRP, 2012). Los términos que componen la función de impedancia son complejos y dependientes de la frecuencia del sistema, entre las soluciones más utilizadas se encuentra la propuesta por Veletsos & Wei (1971):

$$\bar{k}_j = k_j + iwc_j \quad (2.11)$$

Donde w es la frecuencia angular de la señal, k_j y c_j representan los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, respectivamente, asociados a los efectos de amortiguamiento y rigidez de la interacción suelo-fundación.

Existen diversas ecuaciones propuestas para determinar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, tanto para fundaciones rígidas circulares como para rectangulares. Considerando lo propuesto por Pais & Kausel (1988), para una fundación superficial rectangular se define la rigidez dinámica traslacional y rotacional en función de la rigidez estática (K_j), modificadores de rigidez dinámica (α_j) y modificadores de enterramiento (η_j), de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$k_j = K_j \cdot \alpha_j \cdot \eta_j \quad (2.12)$$

Las ecuaciones de rigidez estática propuestas por Pais & Kausel (1988) son aproximaciones que se basan en curvas de rigidez construidas por diversos autores a partir de la relación de aspecto de la fundación (L/B), el coeficiente de Poisson (ν) y el módulo de corte (G) del suelo. Se definen para cada grado de libertad de la siguiente forma:

$$K_x = \frac{GB}{2 - \nu} \cdot \left[6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad (2.13)$$

$$K_z = \frac{GB}{1 - \nu} \cdot \left[3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad (2.14)$$

$$K_{yy} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \cdot \left[3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \quad (2.15)$$

Las fórmulas propuestas por Pais & Kausel (1988) para los factores de modificación de respuesta por efecto dinámico, se basan en las relaciones encontradas por Wong & Luco (1978) para un extenso rango de frecuenciasazzzzzz, estas dependen de la relación de aspecto de la fundación (L/B) y de una frecuencia adimensional (a_0), definida por la ecuación 2.18. A continuación, se presentan las ecuaciones para los grados de libertad traslacional (z) y rotacional (yy), en la dirección x se considera el factor de modificación igual a 1.

$$\alpha_z = 1.0 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\left(\frac{L}{B} \right)} \right) \cdot a_o^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_o^2} \quad (2.16)$$

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \frac{0.55 \cdot a_o^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_o^2} \quad (2.17)$$

La frecuencia adimensional, de acuerdo con la ecuación 2.18, se interpreta físicamente como la razón entre la mitad del ancho de la fundación (B) y una porción de la longitud de onda sísmica, esta longitud se calcula a partir de la frecuencia de la onda (ω) y la velocidad de onda de corte (V_s). Para el caso de fundaciones superficiales, ω se considera como la frecuencia asociada al periodo fundamental de la respuesta dominante de la estructura (NEHRP, 2012).

$$a_o = \frac{\omega \cdot B}{V_s} \quad (2.18)$$

Para el caso de los coeficientes de amortiguamiento, Pais & Kausel (1988) proponen las ecuaciones 2.19, 2.20 y 2.21 para cada tipo de movimiento de la fundación o grado de libertad, de las cuales se obtienen las razones de amortiguamiento que representan el amortiguamiento por radiación de la estructura. Estas ecuaciones dependen de la relación de aspecto de la fundación, la frecuencia adimensional, el módulo de corte, el factor de modificación dinámica y, en el caso de la dirección z, del factor ψ el cual representa el efecto de la dirección del movimiento y se define como la razón entre la velocidad de onda de compresión (V_P) y la velocidad de onda de corte (V_s), de acuerdo con la ecuación 2.22.

$$\beta_x = \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_z}{GB}} \right) \cdot \left(\frac{a_o}{2 \cdot \alpha_x} \right) \quad (2.19)$$

$$\beta_z = \left(\frac{4 \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_z}{GB}} \right) \cdot \left(\frac{a_o}{2 \cdot \alpha_z} \right) \quad (2.20)$$

$$\beta_{yy} = \frac{\left(\frac{4\psi}{3} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_o^2}{\frac{K_{yy}}{GB^3} \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_o^2} \cdot \left(\frac{a_o}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) \quad (2.21)$$

$$\psi = \frac{V_p}{V_s} = \left(\frac{2 \cdot 1 - \nu}{1 - 2 \cdot \nu} \right)^{1/2} \quad (2.22)$$

2.2.3 Función de transferencia

En el caso del efecto cinemático de la interacción suelo-estructura, se plantea una función de transferencia (H_u) para representar la atenuación de la onda existente causada por el efecto que promedia el movimiento sísmico en la fundación asociado al ángulo de incidencia de la velocidad de onda de corte en la superficie (NEHRP, 2012).

$$u_{FIM} = H_u \cdot u_g \quad (2.23)$$

Donde u_g representa el movimiento sísmico medido en campo libre y u_{FIM} el movimiento de entrada del modelo de un grado de libertad.

Basándose en los modelos estudiados por Mylonakis et al. (2006), las expresiones que se plantean para determinar la función de transferencia a utilizar son las siguientes:

$$H_u = \frac{\sin\left(a_0^k \cdot \frac{V_s}{V_{app}}\right)}{a_0^k \cdot \frac{V_s}{V_{app}}}, \quad a_0^k \leq \frac{\pi}{2} \cdot \frac{V_{app}}{V_s} \quad (2.24)$$

$$H_u = \frac{2}{\pi}, \quad a_0^k > \frac{\pi}{2} \cdot \frac{V_{app}}{V_s} \quad (2.25)$$

Donde a_0^k representa a la frecuencia adimensional explicada en la sección anterior, determinada por la ecuación 2.18, que depende de la velocidad de onda de corte (V_s), de la frecuencia asociada al primer modo de la estructura (w) y del ancho de la fundación (B).

La velocidad de propagación aparente (V_{app}) corresponde a una proporción de la velocidad de onda de corte (V_s), como muestra la ecuación 2.26, y se refiere a la velocidad aparente de la onda sísmica en superficie, dependiendo del ángulo de incidencia con el que llega con respecto a la vertical (φ), por lo que suele exceder la velocidad de onda de corte original (NEHRP, 2012).

$$V_{app} = \frac{V_s}{\sin \varphi} \quad (2.26)$$

Mylonakis et al. (2006) propone que, para el caso de ondas superficiales en depósitos de suelo con múltiples estratos sobre una roca basal con una velocidad de onda de corte V_r , la velocidad aparente se estime de acuerdo a la frecuencia estudiada (f), según lo siguiente:

$$V_{app} = \begin{cases} 0.9 \cdot V_r & f \leq f_H \\ V_s & f \geq 2f_H \\ 0.9 \cdot V_r - 0.9 \cdot V_r - V_s \cdot f / f_H - 1 & f_H \leq f \leq 2f_H \end{cases} \quad (2.27)$$

Donde f_H corresponde a la frecuencia del sitio en estudio, dada por la siguiente ecuación:

$$f_H = \frac{V_s}{4 \cdot H} \quad (2.28)$$

2.2.4 Bordos artificiales

Para llevar a cabo la metodología de análisis directo, se utilizarán dos tipos de bordes artificiales: El borde absorbente de Lysmer-Kuhlemeyer (1969), el que consiste en la incorporación de disipadores en los nodos que pertenecen al contorno del modelo y el borde conocido como *Tied Degrees of Freedom* (TDOF), donde se impone igual desplazamiento en los nodos que tengan la misma coordenada vertical, para todos los grados de libertad en estudio, y que se encuentren en el contorno del modelo.

2.2.4.1 Borde absorbente de Lysmer-Kuhlemeyer (1969)

De acuerdo con el estudio realizado por Lysmer & Kuhlemeyer (1969), si se considera un medio infinito, al cual se le agrega un borde convexo que encierre la fuente de excitación sísmica junto con las perturbaciones y deformaciones que ocurren en el campo cercano, separándolo del campo lejano, solo existirá flujo de energía desde el interior hacia el exterior de la región y toda la energía que llegue al borde se traspasará a la región exterior, por lo que este borde puede ser representado a través de disipadores de energía.

De forma numérica, este borde absorbente se expresa en términos de los esfuerzos normales (t_n) y de corte (t_s) que llegan a la frontera entre el campo lejano y el campo cercano, como muestran las ecuaciones 2.29 y 2.30, dependiendo de la densidad del estrato (ρ), la velocidad de onda de corte (V_s), en el caso tangencial, la velocidad de onda de compresión (V_p), en el caso normal, y de la velocidad en cada dirección en estudio (\dot{u} y \dot{v}).

$$t_n = \rho \cdot V_p \cdot \dot{u} \quad (2.29)$$

$$t_s = \rho \cdot V_s \cdot \dot{v} \quad (2.30)$$

Finalmente, el coeficiente de disipación utilizado en los amortiguadores está dado por la solución presentada por Joyner & Chen (1975) para cada dirección de análisis, como muestra la ecuación 2.31 y 2.32, donde h corresponde al espesor de la malla de suelo del modelo de elementos finitos.

$$C_x = \rho \cdot V_p \cdot h_m \quad (2.31)$$

$$C_y = \rho \cdot V_s \cdot h_m \quad (2.32)$$

Este método se considera una solución exacta en el caso que la onda incida en un ángulo de 90° con respecto al borde artificial, en el caso que el ángulo de incidencia sea menor, existirá una porción de la onda que será reflejada hacia el interior (Saouma et al., 2011). Un problema de este borde artificial es la atenuación de la onda sísmica cuando viaja desde la base hacia la superficie, donde una parte se desvía hacia los bordes absorbentes, por lo que una solución es poner estos amortiguadores entre el modelo en estudio y columnas que representen el movimiento en campo libre para que así solo actúen cuando exista una diferencia de movimiento entre los extremos del amortiguador (Nielsen, 2008).

2.2.4.2 Tied Degrees of Freedom (TDOF)

Este borde artificial propuesto por Zienkiewicz et al. (1989), se aplica a los lados laterales de la malla de suelo en el modelo de elementos finitos, para así atar los nodos que se encuentran en la misma coordenada vertical de modo que se tengan los mismos desplazamientos. De esta forma se implica que la excitación sísmica se repite periódicamente cada un cierto espacio, dado por el ancho total de la malla a utilizar, el cual debe tener una dimensión suficiente para que las ondas sean atenuadas por el amortiguamiento del material.

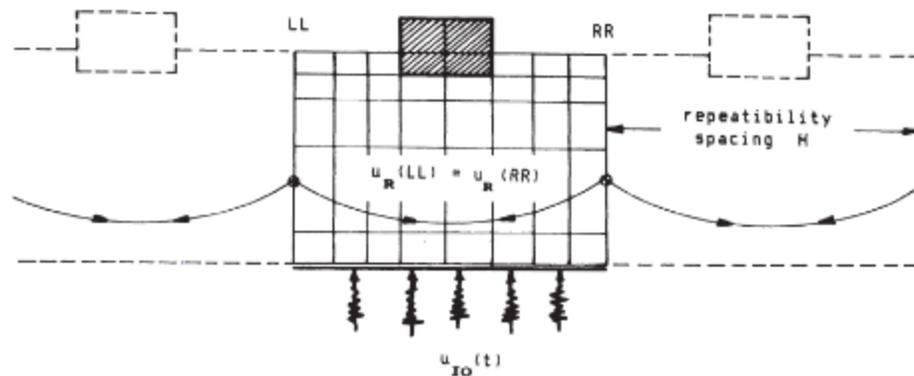


Figura 2.10: Tied degrees of freedom boundary (Zienkiewicz et al., 1989)

Cabe mencionar que este borde artificial es válido solo para la propagación de onda unidimensional, ya que el efecto periódico solo actúa en la dirección horizontal, en el caso que se quiera realizar una propagación en dos o tres dimensiones, se debe utilizar un suelo con alto amortiguamiento histerético que sea capaz de atenuar las ondas que se producen internamente, como las ondas reflejadas por la estructura (Nielsen, 2008).

2.3 Análisis no lineal de la respuesta sísmica

El análisis no lineal de la respuesta sísmica corresponde a un procedimiento preciso en la caracterización del comportamiento del suelo, pero no se suele utilizar debido a la poca información existente y la falta de códigos formales para implementar este análisis mediante un protocolo normalizado. A continuación, se presenta el procedimiento utilizado en esta memoria, basado en el estudio de Kwok et al. (2007) para el análisis no lineal de movimientos sísmicos unidimensionales.

2.3.1 Movimiento de entrada

De acuerdo con el lugar donde se registra el movimiento sísmico, se puede clasificar en registro *outcrop* (afloramiento) o registro *within* (roca basal). El primero de ellos se refiere a los registros tomados en un afloramiento rocoso y el segundo ellos referido a los registros tomados en profundidad dentro de un perfil de suelo.

En el caso que el registro sísmico sea de tipo *outcrop*, se proponen dos formas de introducirlo como movimiento de entrada, la primera de ellas consiste en convertir el registro *outcrop* en un registro *within* a través de un análisis en el dominio de la frecuencia y que este registro sea finalmente el movimiento de entrada. La segunda forma consiste en introducir directamente el registro *outcrop* como movimiento de entrada.

En la Figura 2.11, se muestran los resultados obtenidos por Kwok et al. (2007) para cuatro combinaciones de movimiento de entrada y base del perfil, en comparación con la respuesta del programa SHAKE04. Además, se muestra la diferencia entre el registro *outcrop* y el registro *within* utilizados como movimientos de entrada para los distintos modelos.

Se concluye que en el caso que se tenga un registro *outcrop*, se aplique como movimiento de entrada con una base flexible y en el caso que se tenga un registro *within*, se aplique como movimiento de entrada con una base rígida.

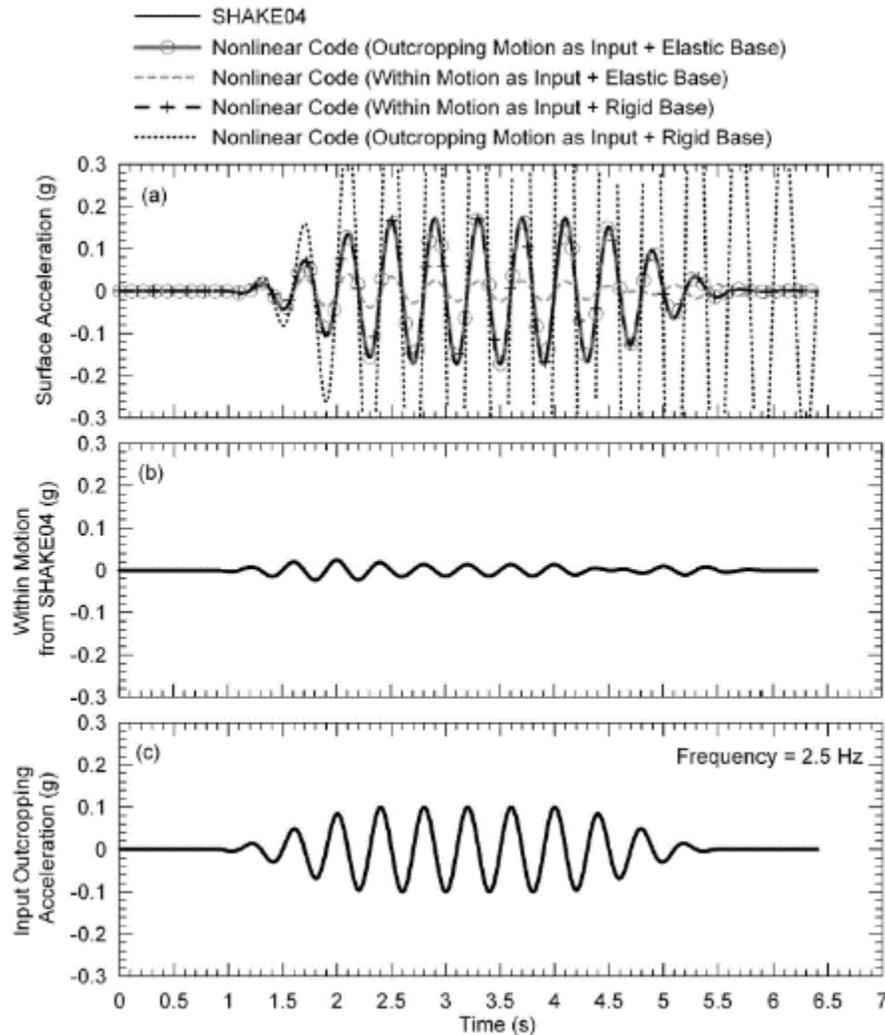


Figura 2.11: Comparación de soluciones para análisis no lineal en una dimensión (Kwok et al., 2007)

2.3.2 Amortiguamiento

Para modelar el amortiguamiento en un análisis no lineal, se utiliza el amortiguamiento visco-elástico y el amortiguamiento histerético.

De acuerdo con lo recomendado por Kwok et al. (2007), el amortiguamiento visco-elástico debe ser estimado a través del método de Rayleigh considerando dos coeficientes (full Rayleigh). Para el cálculo del amortiguamiento de Rayleigh se requieren dos frecuencias: la primera de ellas corresponde a la frecuencia fundamental del sitio en estudio y la segunda de ellas será 5 veces esta misma frecuencia, excepto en los casos donde se pueda obtener la segunda frecuencia asociada al sitio. En cuanto a la tasa de

amortiguamiento, en la Figura 2.12. se muestra la diferencia entre utilizar 0.5% y 5% en los programas DEEPSOIL y OpenSees para suelos rígidos, con valores altos de velocidad de onda de corte, la que muestra que una tasa del 5% refleja mejor el comportamiento en superficie.

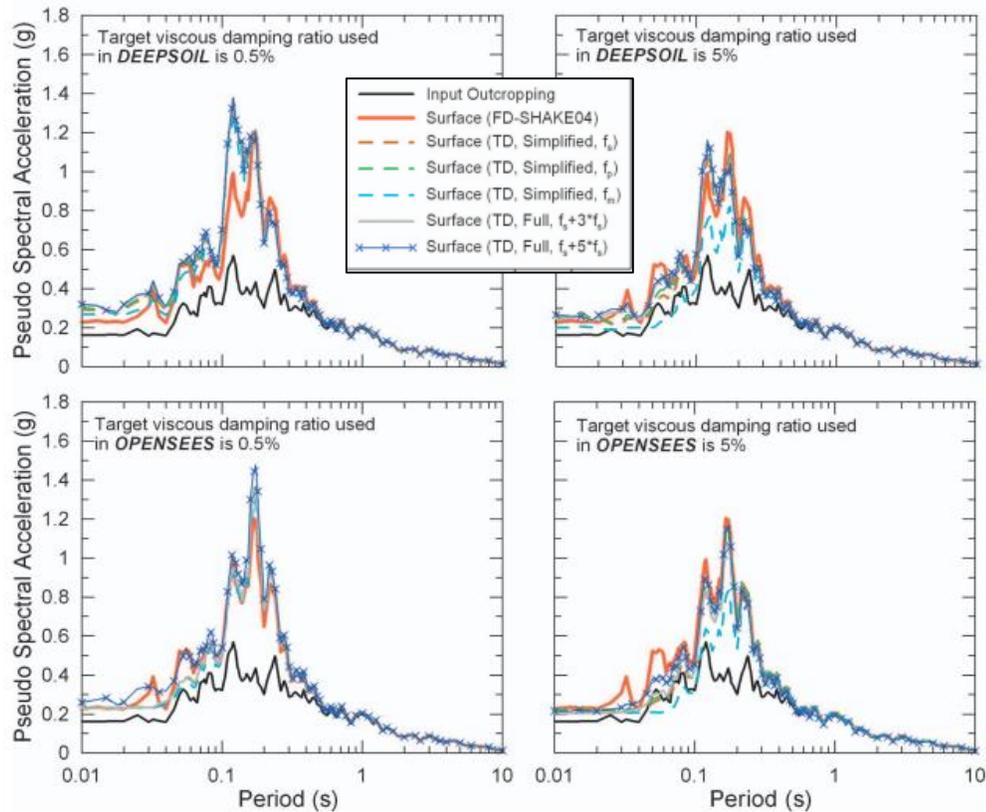


Figura 2.12: Comparación de espectros de respuesta para distintas tasas de amortiguamiento en suelos rígidos (Kwok et al., 2007)

En el caso del amortiguamiento histerético, la tasa de amortiguamiento depende de la deformación existente en el suelo, la cual estará ligada a la curva tensión-deformación definida. Por lo general, se utilizan las reglas de Masing y las reglas de Masing extendidas (Pyke, 1979) para el comportamiento de carga y descarga del suelo, pero estas consideran una razón de amortiguamiento nulo para pequeñas deformaciones, lo que contradice lo medido en laboratorio por autores como Vucetic et al. (1998) y Darendeli (2001)

De acuerdo con lo recomendado por Kwok et al. (2007), se debe considerar correcciones a la tasa de amortiguamiento para pequeñas deformaciones para no obtener resultados sobreestimados de la respuesta sísmica, considerándose una tasa de amortiguamiento visco-elástica baja adicional al comportamiento histerético intrínseco del

suelo. En la Figura 2.13, se muestran la comparación de las curvas de amortiguamiento considerando las reglas de Masing, la corrección de la curva con la hipótesis de Cundall-Pyke (Pyke, 1979) y esta último con la adición de un método de amortiguamiento para pequeñas deformaciones (LSDS) implementado por el programa TESS (Pyke, 2000). Otra solución a este problema es agregar amortiguamiento viscoso proporcional a la velocidad, a través de disipadores en el interior del material, procedimiento utilizado por los programas DEEPSOIL (Hashash et al., 2016) y OpenSees (McKenna et al., 2000)

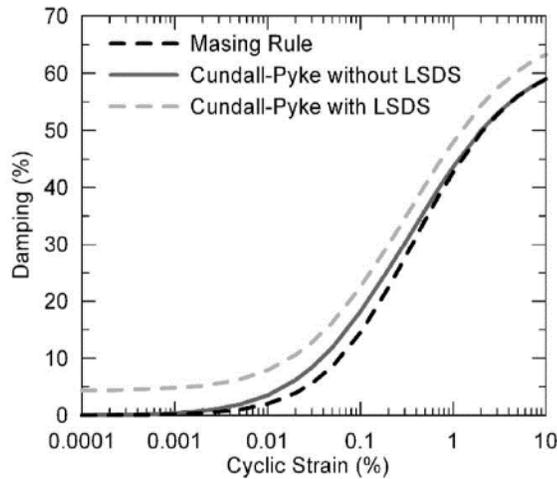


Figura 2.13: Comparación de curvas de amortiguamiento (Kwok et al., 2007)

2.3.3 Modelos de suelos

Los modelos de suelo utilizados para el análisis no lineal, representan el comportamiento histerético del estrato de suelo a través de modelos hiperbólicos presentados por diversos autores. En el caso de DEEPSOIL se utiliza el modelo *Pressure Dependent Modified Kondner-Zelasko* (Hashash & Park, 2001) y en el caso de OpenSees se utiliza el modelo *Pressure Dependent Multi-yield* (McKenna & Fenves, 2001).

2.3.3.1 Pressure Dependent Modified Kondner-Zelasko (MKZ)

El modelo propuesto por Hashash & Park (2001) se basa en el modelo hiperbólico desarrollado por Kondner & Zelasko (1963) con la adición de dos parámetros que modifican la curva tensión-deformación (β y s), la cual se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \beta \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^s} \quad (2.33)$$

Donde G_0 es el módulo de corte inicial, τ es el esfuerzo de corte, γ es la deformación de corte y γ_r es un parámetro auxiliar del modelo.

Como se puede observar, no existe directa relación entre el esfuerzo de corte y la presión de confinamiento del suelo, por lo que esta dependencia se introduce a través del parámetro γ_r en función del esfuerzo efectivo vertical del estrato (σ_v), del esfuerzo de referencia (τ_{ref}), de la deformación de referencia (γ_{ref}) y del parámetro auxiliar b .

$$\gamma_r = \gamma_{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\tau_{ref}} \right)^b \quad (2.34)$$

De acuerdo con lo mencionado en la sección anterior, se agrega una tasa de amortiguamiento para pequeñas deformaciones (ξ_{ss}) el cual puede ser dependiente o independiente de la presión de confinamiento, según el valor que se le otorga al parámetro d en la siguiente ecuación:

$$\xi = \xi_{ss} \cdot \left(\frac{1}{\sigma'_v} \right)^d \quad (2.35)$$

2.3.3.2 Pressure dependent multi-yield (PDMY)

El modelo propuesto por McKenna & Fenves (2001) considera el comportamiento elasto-plástico del material para simular la respuesta de los suelos frente a condiciones generales de carga, donde se incluye el efecto de la dilatación y la licuefacción del suelo. La ecuación que representa este modelo es la siguiente:

$$\tau = \frac{G_r \cdot \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \left(\frac{p'_r}{p'} \right)^d} \quad (2.36)$$

Donde G_r es el módulo de corte, γ es la deformación de corte, τ es el esfuerzo de corte, γ_r es la deformación de referencia, p' es la presión de confinamiento, p'_r es la presión de confinamiento de referencia y d es un parámetro de la curva.

Se tiene que el ángulo de fricción (ϕ) define la variación del esfuerzo de corte máximo en función de la presión de confinamiento de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\tau_f = \frac{2\sqrt{2} \sin \phi}{3 - \sin \phi} \cdot p' \quad (2.37)$$

Además, en la ecuación 2.38 se muestra la relación entre la deformación de referencia (γ_r) y el esfuerzo de corte máximo (τ_f) cuando la presión es igual a la presión de referencia (p'_r), en función del ángulo de fricción (ϕ), la deformación a la que se alcanza el esfuerzo de corte máximo (γ_{\max}) y el módulo de corte (G_r).

$$\tau_f = \frac{2\sqrt{2} \sin \phi}{3 - \sin \phi} \cdot p'_r = \frac{G_r \cdot \gamma_{\max}}{1 + \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_r}} \quad (2.38)$$

Gráficamente, la curva tensión-deformación para el modelo de suelo PDMY se define en la Figura 2.14:

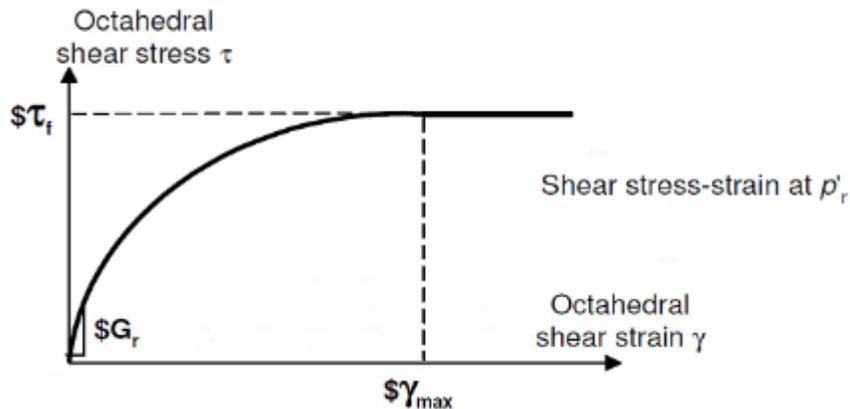


Figura 2.14: Curva tensión-deformación de modelo PDMY

2.3.3.3 Equivalencia entre modelo PDMY y MKZ

De acuerdo con lo explicado en la sección anterior, se tienen dos modelos hiperbólicos de suelo, Pressure Dependent Multi-Yield (PDMY) y Pressure Dependent Modified

Kondner-Zelasko (MKZ), implementados en OpenSees y DEEPSOIL, respectivamente. Ambos describen el comportamiento de la curva tensión-deformación asociada al comportamiento del suelo, pero se diferencian en los parámetros que definen la curva, por lo que se busca la equivalencia entre dichos parámetros de forma que se obtenga un mismo comportamiento al emplear estos softwares.

Si se considera lo descrito por la ecuación 2.33 y 2.36, al definir los valores de β y s del modelo MKZ igual a 1, las curvas de ambos modelos son equivalentes. El parámetro b de la ecuación 2.34 del modelo MKZ, que define la dependencia de la curva a la presión de confinamiento, es el símil del parámetro d de la ecuación 2.34 del modelo PDMY.

A modo de simplificación, al considerar nulos los parámetros b y d , la curva ya no depende directamente de la presión de confinamiento, sino que su dependencia se incorpora en la deformación de referencia. Al tener el valor de la presión de referencia, se puede calcular la deformación de referencia según la ecuación 2.38 del modelo PDMY, y el resultado de esta es incorporado en la ecuación 2.33 del modelo MKZ, de esta forma se definen curvas idénticas para ambos modelos.

Capítulo III: Modelos de Elementos Finitos

A continuación, se detalla el procedimiento a seguir para desarrollar los modelos de elementos finitos y la metodología para la determinación de espectros elásticos de respuesta considerando la interacción suelo-estructura. Para esto, se toman como base las propiedades de las estructuras de albañilería, los parámetros del suelo, el registro sísmico estudiado y la configuración de los modelos de elementos finitos, considerando el movimiento de entrada, el modelo de suelo, el tipo de amortiguamiento, las propiedades de la roca basal y el tipo de análisis.

3.1 Modelo de un grado de libertad

Se define un modelo de un grado de libertad para representar una estructura de albañilería, el cual es implementado en el programa OpenSees, considerando valores de masa, rigidez y periodo fundamental inherentes a esta tipología de estructura.

Se evalúa la respuesta del sistema de un grado de libertad considerando una base empotrada y una base flexible. En el caso de la base flexible, se estudian dos metodologías para modelar este fenómeno: Subestructura y análisis directo.

En el caso de la metodología de subestructura, se definen los coeficientes de rigidez y amortiguamiento que representan el comportamiento de la interfaz suelo-fundación, para cada tipo de suelo estudiado empleando ecuaciones de resortes y amortiguadores concentrados, disponibles en la literatura. En el caso del método de análisis directo se definen dos modelos, el primero de ellos con bordes artificiales TDOF y el segundo de ellos con bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer, en los cuales se analiza la respuesta para el suelo con comportamiento elástico y con comportamiento hiperbólico según el modelo PDMY presente en OpenSees.

En cada caso estudiado, se construye el espectro de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento variando la rigidez del sistema de un grado de libertad de forma que se obtiene la respuesta para distintos periodos de vibración, la cual es comparada con el espectro de diseño correspondiente. Además, se estima el amortiguamiento total de la estructura, identificando el efecto del amortiguamiento por radiación y el amortiguamiento histerético del suelo.

3.1.1 Periodo fundamental y rigidez

De acuerdo con los estudios realizados por Astroza et al. (2005) en cinco edificios de albañilería, de entre 3 y 4 pisos, midiendo microvibraciones producidas por viento, tráfico externo e interno del edificio, se tiene que el periodo fundamental en esta tipología de estructura varía entre los 0.095 y 0.177 segundos.

Con respecto a la masa utilizada para el cálculo de la rigidez, según la ecuación 3.1, esta se obtiene a partir del peso sísmico por piso (W_t), el cual se estima entre 6.5 a 7.5 kN/m² por área de losa, sumándole el peso estimado de la techumbre que corresponde al peso sísmico ponderado por un factor igual a 0.7, de acuerdo con la ecuación 3.2.

$$k = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 \cdot m \quad (3.1)$$

$$m = W_t + 0.7 \cdot W_t \cdot A \quad (3.2)$$

A continuación, se presentan las propiedades utilizadas para representar la estructura de albañilería a través de un modelo de un grado de libertad, considerando un periodo fundamental de la estructura igual a 0.15 segundos, un peso sísmico igual a 7 kN/m², un área de piso igual a 36 m² y una altura de 2.3 m. Cabe mencionar que los valores utilizados representan una estructura de albañilería tipo, de un piso de altura, y considerando un área cuadrada donde cada lado posee 6 metros de longitud, medida máxima recomendada para muros de albañilería confinada de acuerdo a la norma chilena NCh. 2123, de esta forma se pueden obtener valores de masa y rigidez representativos.

Tabla 3.1: Propiedades de modelo de un grado de libertad

Parámetro	Valor	Unidad
Periodo (T_n)	0.15	[s]
Masa (m)	43.67	[Ton]
Rigidez (k)	76.62	[kN/mm]

Existen diversos ensayos experimentales realizados en muros de albañilería que estiman la rigidez elástica o no agrietada para distintas configuraciones de refuerzo. Los resultados obtenidos por Astroza & Ogaz (2005) muestran que la rigidez está entre 50 y

140 kN/mm, estos valores son utilizados para validar la rigidez obtenida mediante la ecuación 3.1, la cual se encuentra dentro del rango esperado.

Como base del sistema de un grado de libertad, se define una fundación superficial de hormigón armado de 2 metros de ancho y 60 centímetros de alto. Cabe mencionar que en general las estructuras de albañilería poseen un sistema de fundación formado por zapatas corridas, pero para efectos de este análisis en 2D se representa a través una fundación rectangular con las dimensiones antes mencionadas, donde el ancho 2 metros elegido es pequeño para los tamaños que se suelen utilizar, pero en el caso que se observe un efecto de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica para este ancho, se extrapola que para valores mayores la interacción suelo-estructura influirá en el comportamiento, ya que aumenta el amortiguamiento por radiación a medida que aumenta el ancho.

3.1.2 Razón de amortiguamiento de la estructura

Se considera una tasa de amortiguamiento (β_i) igual a 5% asociado a la estructura, el cual se implementa en el modelo como amortiguamiento visco-elástico a través de un resorte visco-elástico considerando un coeficiente de amortiguamiento igual a:

$$C = 2 \cdot m \cdot w \cdot \beta_i \quad (3.3)$$

Al considerar la estructura empotrada, la frecuencia natural del sistema está asociada al periodo de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$w_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (3.4)$$

Para el modelo de un grado de libertad estudiado, los valores de la frecuencia del sistema y el coeficiente de amortiguamiento son los siguientes:

Tabla 3.2: Parámetros asociados al amortiguamiento

Parámetro	Valor
w_n [rad/s]	41.890
C [kN·s/m]	182.923

Cabe mencionar que, para la construcción de los espectros de respuesta de la estructura, se varía el periodo fundamental obteniendo nuevos valores de rigidez,

frecuencia y coeficiente de amortiguamiento visco-elástico, de acuerdo con las ecuaciones 3.1, 3.3 y 3.4. El resultado para el resto de los periodos se encuentra en el Anexo A.

3.1.3 Amortiguamiento por radiación e hysterético

Para estimar el amortiguamiento total de la estructura, tomando en consideración el efecto del amortiguamiento por radiación y el amortiguamiento hysterético del suelo, se sigue el procedimiento descrito por Chopra (1995), donde se aplica una excitación armónica a la estructura y se deja oscilar libremente obteniendo como resultado la respuesta amortiguada cuyas amplitudes máximas describen una curva de decaimiento logarítmico, donde la pendiente está relacionada con la tasa de amortiguamiento de la estructura, como muestra la Figura 3.1.

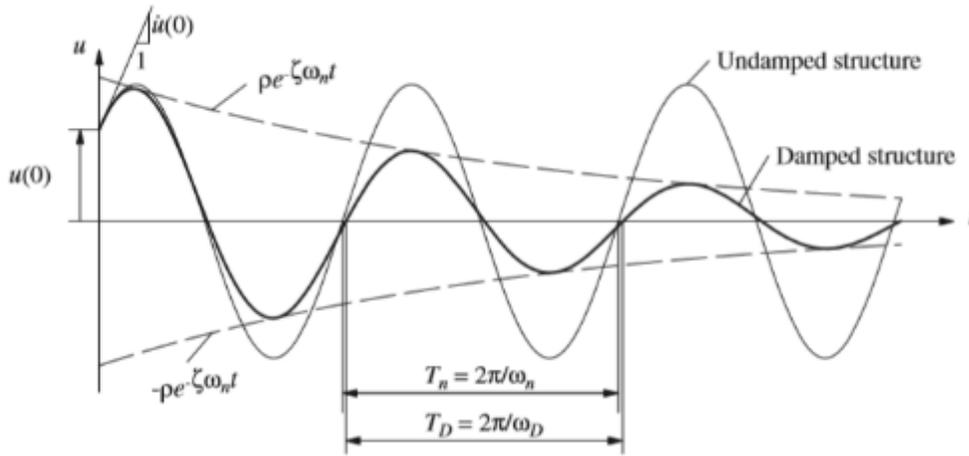


Figura 3.1: Efecto del amortiguamiento en las vibraciones libres (Chopra, 1995)

La solución de la ecuación de movimiento que describe la oscilación libre está dada por la ecuación 3.5, donde $U(0)$ representa la amplitud, w es la frecuencia natural de la estructura, w_D es la frecuencia amortiguada, β_0 es la tasa de amortiguamiento total de la estructura y t es el tiempo. Si se considera la respuesta máxima de la estructura, la expresión que describe el decaimiento logarítmico está dada por la ecuación 3.6.

$$u(t) = e^{-\beta_0 w t} \cdot [u(0) \cdot \cos w_D t] \quad (3.5)$$

$$|u(t)| = u(0) \cdot e^{-\beta_0 w t} \quad (3.6)$$

Existe una relación entre la tasa de amortiguamiento total de la estructura y la razón entre las amplitudes de dos peaks sucesivos de la respuesta de la estructura. El primer peak es la amplitud del desplazamiento en tiempo t y el segundo peak corresponde a la amplitud de desplazamiento luego de un periodo completo de vibración, es decir, en tiempo $t + T_D$, donde T_D representa el periodo amortiguado de la estructura. Si se considera la definición de la ecuación 3.6, esta relación se representa por lo siguiente:

$$\frac{|u(t)|}{|u(t + T_D)|} = \exp(\beta_o \cdot w \cdot T_D) = \exp\left(\frac{2\pi \cdot \beta_o}{\sqrt{1 - \beta_o^2}}\right) \quad (3.7)$$

Para definir la tasa de amortiguamiento total en función de las amplitudes, se aplica logaritmo natural en ambos lados de la ecuación 3.7, además se define el parámetro δ según la ecuación 3.8, donde finalmente se obtiene la expresión dada por la ecuación 3.9.

$$\delta = \ln\left(\frac{|u(t)|}{|u(t + T_D)|}\right) \quad (3.8)$$

$$\beta_o = \sqrt{\frac{\delta^2}{4\pi^2 + \delta^2}} \quad (3.9)$$

3.2 Espectro de diseño

El espectro de diseño que define la resistencia sísmica de la estructura se determina según lo estipulado en la norma NCh. 433 (1996), considerando las modificaciones del Decreto Supremo N°61 (2011), según la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{S \cdot A_o \cdot \alpha}{\left(\frac{R^*}{I}\right)} \quad (3.10)$$

Donde α es el factor de amplificación que se obtiene según la ecuación 3.11, A_o es la aceleración efectiva asociada a la zona sísmica, I es un coeficiente asociado a la categoría

de ocupación del edificio, S es un parámetro asociado al tipo de suelo y R^* es el factor de reducción relacionado con el material estructural que se calcula según la ecuación 3.11.

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (3.11)$$

Los parámetros T_o y p están asociados al tipo de suelo y T_n corresponde al periodo de vibración del modo n .

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 \cdot T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3.12)$$

El factor de reducción (R^*) va a depender del periodo del modo con mayor masa traslacional asociada (T^*) y del factor de modificación de respuesta (R_o).

En la Tabla 3.3, se muestran los valores de los parámetros a utilizar para la construcción del espectro de diseño, considerando un periodo fundamental T^* de 0.15 segundos, un factor de modificación de respuesta R_o igual a 4 asociado a estructuras de albañilería confinada, una categoría de ocupación igual a II y tres tipos de suelo (A, C y E).

Tabla 3.3: Parámetros utilizados para la construcción del espectro de diseño

Parámetro	Suelo A	Suelo C	Suelo E
T^* [s]	0.15	0.15	0.15
R_o [-]	4.00	4.00	4.00
T_o [s]	0.15	0.40	1.20
R^* [-]	3.86	2.94	1.95
p [-]	2.00	1.60	1.00
S [-]	0.90	1.05	1.30
I [-]	1.00	1.00	1.00

Además, se considera el espectro de diseño para las tres zonas sísmica definidas por la norma NCh.433 (1996), el valor que toma la aceleración efectiva (A_o) para cada caso se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3.4: Valor de la aceleración efectiva

Zona sísmica	A_o [g]
1	0.2
2	0.3
3	0.4

A continuación, en las figuras 3.2, 3.3 y 3.4, se presentan los espectros de diseño elásticos para cada zona sísmica definida y los tres tipos de suelo estudiados.

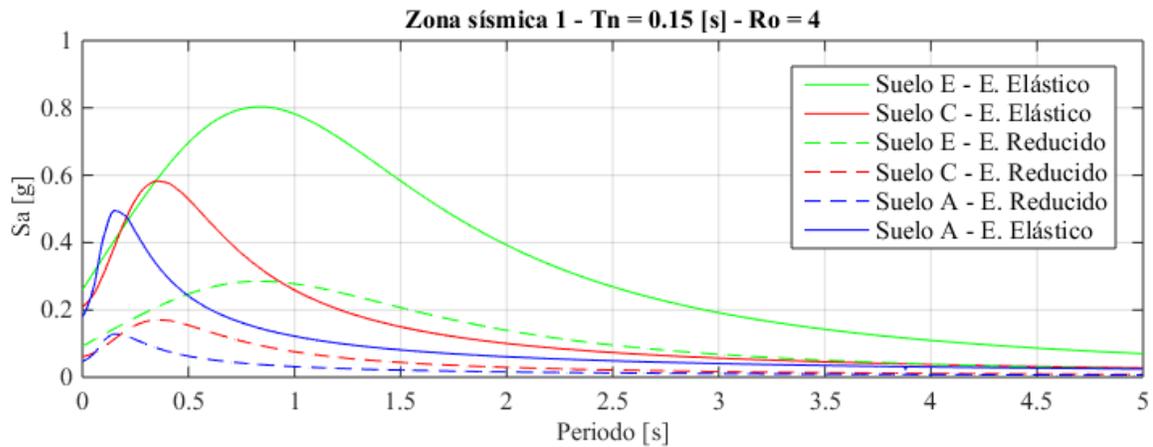


Figura 3.2: Espectros de diseño para zona sísmica 1 (Decreto Supremo N°61, 2011)

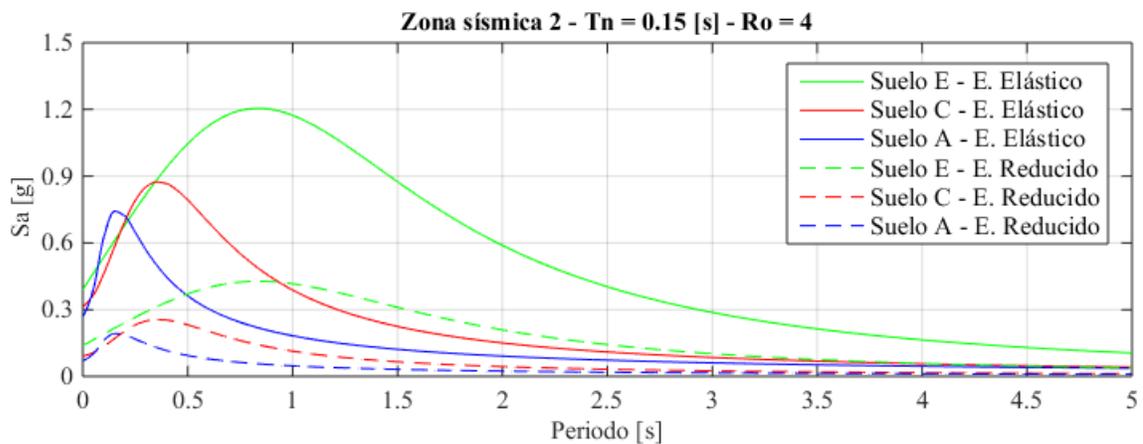


Figura 3.3: Espectros de diseño para zona sísmica 2 (Decreto Supremo N°61, 2011)

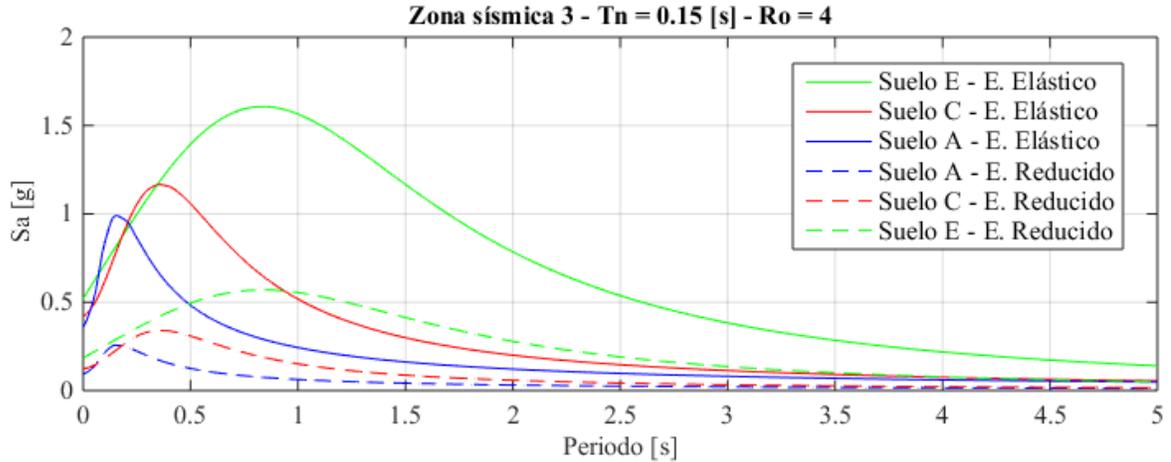


Figura 3.4: Espectros de diseño para zona sísmica 3 (Decreto Supremos N°61, 2011)

3.3 Registro sísmico

El registro sísmico utilizado para el análisis de la interacción suelo-estructura, corresponde a la estación Cerro Santa Lucía, la cual forma parte de la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil (RENADIC). La estación está ubicada en la ciudad de Santiago, Región Metropolitana. Este cerro corresponde a una prolongación de la unidad asociada al cordón del Cerro San Cristóbal por lo que está compuesto de rocas ígneas hipabisales clasificada por el criterio de resistencia como R6 con una resistencia a la compresión mayor a 250 MPa, además de no presentar signos visibles de meteorización y obteniendo un índice RQD entre 65%-95% (Boroschek et al., 2012).

A continuación, se presentan los registros de aceleraciones obtenidos en las direcciones horizontales (EW y NS) y vertical (Z) durante el terremoto del Maule, el día 27 de febrero de 2010. En la Tabla 3.5 se detallan las aceleraciones máximas registradas (PGA) en cada dirección y en las figuras 3.5, 3.6 y 3.7 se muestra el registro sísmico para la dirección horizontal (EW), la dirección horizontal (NS) y vertical (Z), respectivamente.

Tabla 3.5: Valores de PGA para registros sísmicos estudiados

Dirección	PGA [g]
Horizontal – EW	0.35
Horizontal - NS	0.24
Vertical – Z	0.24

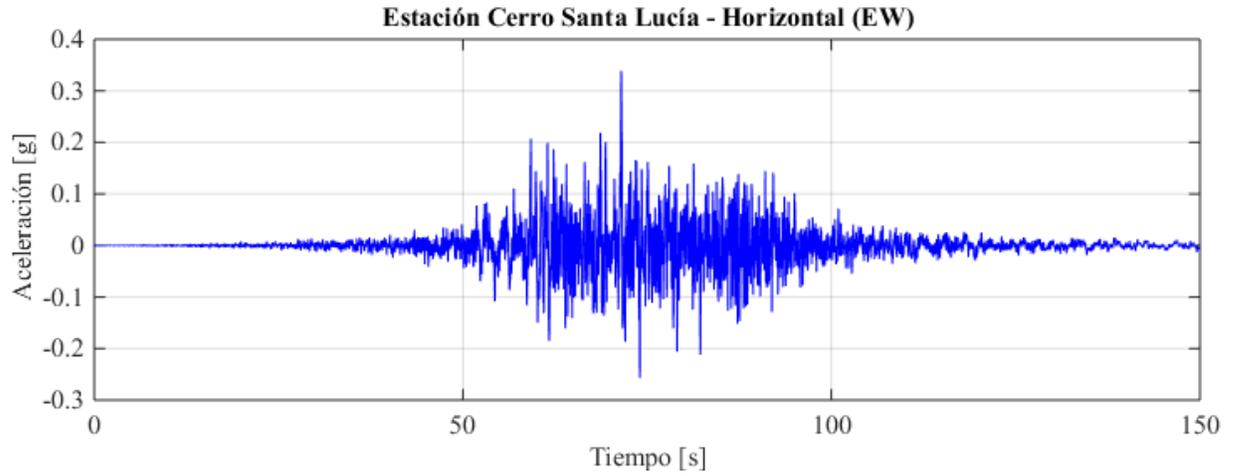


Figura 3.5: Registro de aceleraciones en dirección horizontal EW

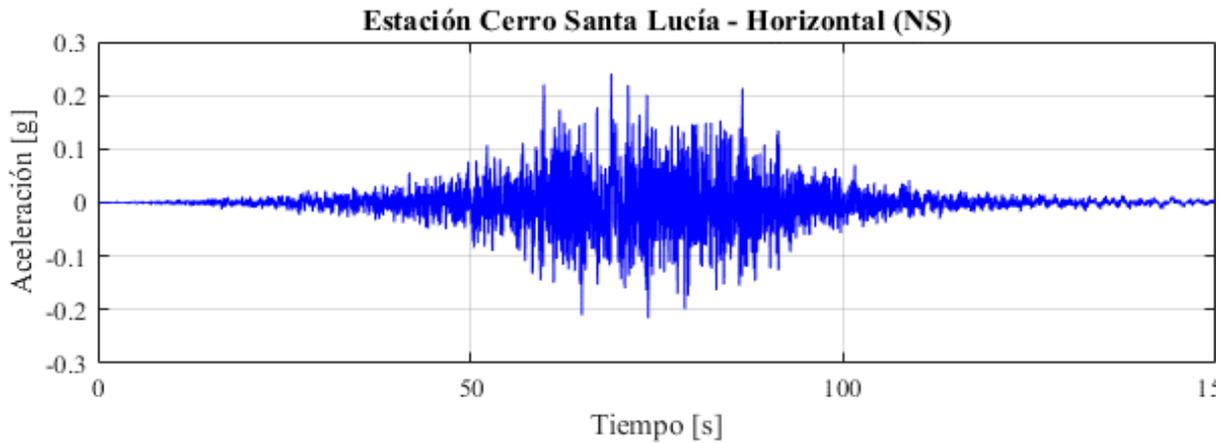


Figura 3.6: Registro de aceleraciones en dirección horizontal NS

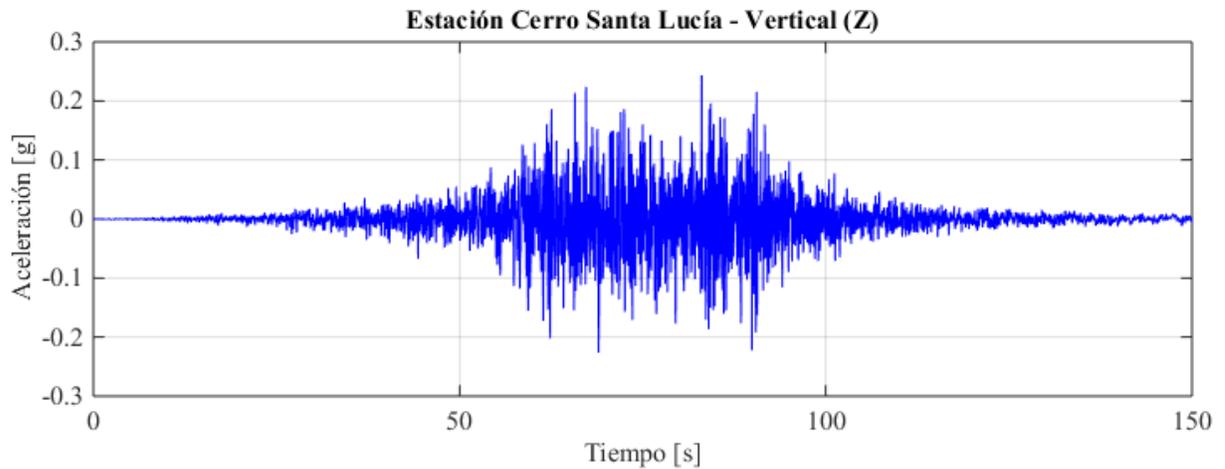


Figura 3.7: Registro de aceleraciones en dirección vertical Z

3.4 Parámetros de suelos

Con el objetivo de observar el efecto del suelo en la interacción suelo-estructura, se estudian tres tipos de suelo que, de acuerdo con la clasificación de la norma NCh.433 (1996) y el Decreto Supremo N°61 (2011), se denominan suelo A, C y E, los cuales corresponden a roca o suelo cementado, suelo denso o firme y suelo de compactación o consistencia mediana, respectivamente.

Los parámetros utilizados para clasificar sísmicamente los terrenos de fundación son la velocidad de onda de corte promedio de los treinta metros superiores (V_{s30}), de acuerdo con la Tabla 3.6, y el periodo asociado al suelo (T_s), Tabla 3.7, dado por el periodo correspondiente al valor máximo de aceleración obtenido a partir de los espectros de diseño en la sección anterior.

Los perfiles de suelo cuentan con dos estratos de propiedades diferentes, ubicados sobre una roca basal, de 30 metros de espesor cada uno, definidos por la densidad (γ), el ángulo de fricción (ϕ), el coeficiente de Poisson (ν) y la velocidad de onda de corte (V_{s30}).

Para obtener los valores del módulo de corte (G), el módulo elástico (E) y el módulo de compresibilidad (K), se utilizan las ecuaciones 3.13, 3.14 y 3.15, respectivamente.

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (3.13)$$

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad (3.14)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (3.15)$$

Tabla 3.6: Clasificación sísmica del terreno de fundación (Decreto Supremo N°61,2011)

Suelo Tipo		V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	N_1 (golpes/pie)	S_u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	>900	≥50%	≥ 10 ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso y firme	≥500		≥ 0.40 ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥50	
C	Suelo denso, o firme	≥350		≥0.30 ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥180			≥30	≥0.05
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	180≤			≥20	0.05<
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

Tabla 3.7: Periodo asociado al terreno de fundación (Decreto Supremo N°61,2011)

Tipo de Suelo	T_s [s]
A	0.15
C	0.35
E	0.85

Considerando lo anterior, los perfiles de suelo a utilizar, junto a los parámetros requeridos para su posterior modelación, son los siguientes:

3.4.1 Perfil de Suelo Tipo A

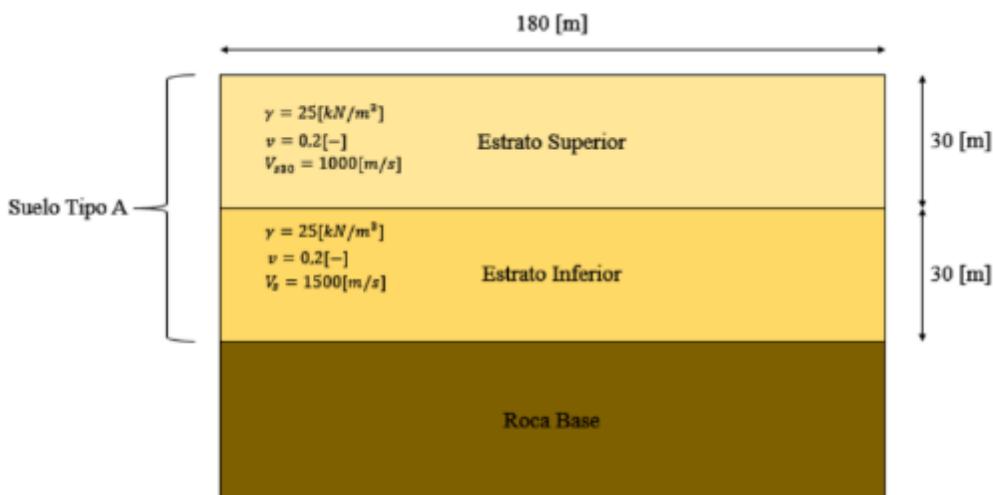


Figura 3.8: Esquema de estratos - Suelo tipo A (Orellana, 2019)

Tabla 3.8: Parámetros de suelo A – Estrato superior (Orellana, 2019)

Parámetros de Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	25	[kN/m ³]
Ángulo de fricción	ϕ	42	[°]
Coefficiente de Poisson	ν	0.2	[-]
Velocidad de onda de corte	V_{s30}	1000	[m/s]
Módulo de Corte	G	2548420	[kN/m ²]
Módulo Elástico	E	6116208	[kN/m ²]
Módulo de Compresibilidad	K	3397893	[kN/m ²]

Tabla 3.9: Parámetros de suelo A – Estrato inferior (Orellana, 2019)

Parámetros de Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	25	[kN/m ³]
Ángulo de fricción	ϕ	42	[°]
Coefficiente de Poisson	ν	0.2	[-]
Velocidad de onda de corte	V_{s30}	1500	[m/s]
Módulo de Corte	G	5733945	[kN/m ²]
Módulo Elástico	E	13761468	[kN/m ²]
Módulo de Compresibilidad	K	7645260	[kN/m ²]

3.4.2 Perfil de Suelo Tipo C

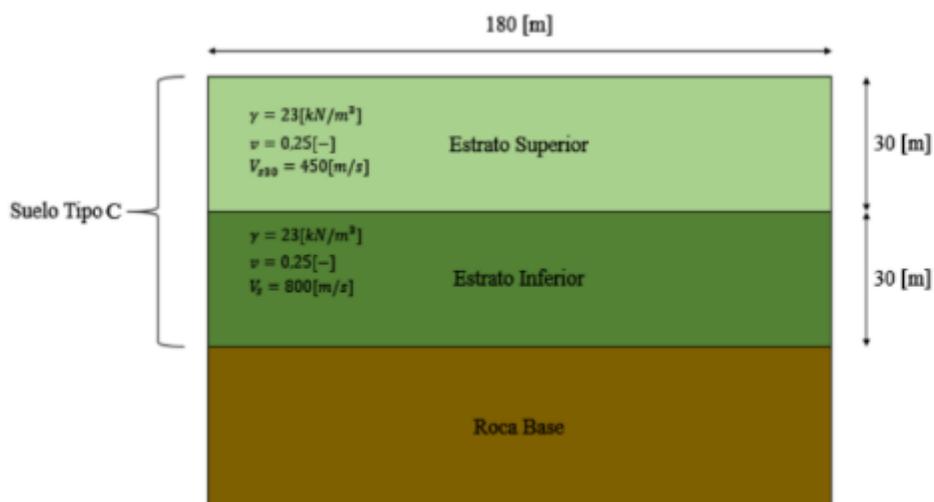


Figura 3.9: Esquema de estratos – Suelo tipo C (Orellana, 2019)

Tabla 3.10: Parámetros de suelo C – Estrato superior (Orellana, 2019)

Parámetros de Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	23	[kN/m ³]
Ángulo de fricción	ϕ	40	[°]
Coefficiente de Poisson	ν	0.25	[-]
Velocidad de onda de corte	V_{s30}	450	[m/s]
Módulo de Corte	G	474771	[kN/m ²]
Módulo Elástico	E	1186927	[kN/m ²]
Módulo de Compresibilidad	K	791284	[kN/m ²]

Tabla 3.11: Parámetros de Suelo C – Estrato inferior (Orellana, 2019)

Parámetros de Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	23	[kN/m ³]
Ángulo de fricción	ϕ	40	[°]
Coefficiente de Poisson	ν	0.25	[-]
Velocidad de onda de corte	V_{s30}	800	[m/s]
Módulo de Corte	G	1500510	[kN/m ²]
Módulo Elástico	E	3751274	[kN/m ²]
Módulo de Compresibilidad	K	2500850	[kN/m ²]

3.4.3 Perfil de Suelo Tipo E

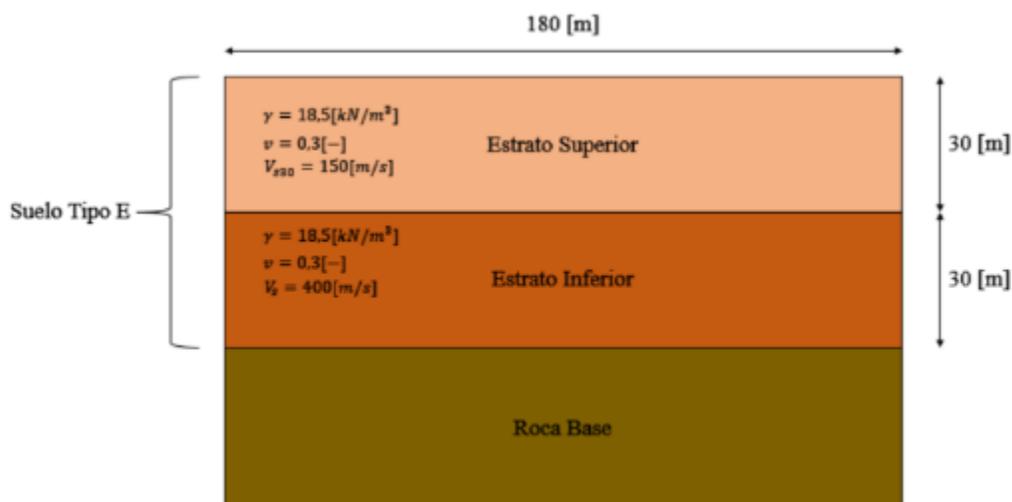


Figura 3.10: Esquema de estratos – Suelo tipo E (Orellana, 2019)

Tabla 3.12: Parámetros de suelo E – Estrato superior (Orellana, 2019)

Parámetros de Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	18.5	[kN/m ³]
Ángulo de fricción	ϕ	31	[°]
Coefficiente de Poisson	ν	0.3	[-]
Velocidad de onda de corte	V_{S30}	150	[m/s]
Módulo de Corte	G	42431	[kN/m ²]
Módulo Elástico	E	110321	[kN/m ²]
Módulo de Compresibilidad	K	91934	[kN/m ²]

Tabla 3.13: Parámetros de suelo E – Estrato inferior (Orellana, 2019)

Parámetros de Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	18.5	[kN/m ³]
Ángulo de fricción	ϕ	31	[°]
Coefficiente de Poisson	ν	0.3	[-]
Velocidad de onda de corte	V_{S30}	400	[m/s]
Módulo de Corte	G	301733	[kN/m ²]
Módulo Elástico	E	784506	[kN/m ²]
Módulo de Compresibilidad	K	653755	[kN/m ²]

3.5 Metodología de subestructura

En concordancia con lo explicado en la sección 2.1.5.1 de la revisión bibliográfica, el enfoque de subestructura se puede dividir en tres etapas: Definición del movimiento de entrada, determinación de la función de impedancia y el análisis dinámico de la estructura. A continuación, se presentan los parámetros necesarios para integrar la interacción inercial y cinemática en el modelo de un grado de libertad, implementando una base flexible a través de un sistema de resortes y amortiguadores, además de ponderar el movimiento de entrada por un factor estimado en base a una función de transferencia.

3.5.1 Definición del movimiento de entrada

El registro sísmico a utilizar como movimiento de entrada corresponde a la respuesta obtenida en la superficie del estrato en el modelo de elementos finitos implementado en OpenSees. Para agregar el efecto cinemático de la interacción suelo-estructura, se define una función de transferencia (H_u), en base a lo explicado en la sección 2.2.3.

La función de transferencia va a depender de la velocidad de onda de corte (V_s), la velocidad aparente en superficie (V_{app}), la mitad del ancho de la fundación y la frecuencia de la estructura (w), de acuerdo con las ecuaciones 2.23 a la 2.28. Si se considera un ancho de fundación igual a 2 metros, la función de transferencia para cada tipo de suelo la que se muestra en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14: Parámetros asociados a la función de transferencia

Tipo de Suelo	V_{app} [m/s]	a_o^k [-]	H_u [-]
Suelo A	1000	0.126	0.997
Suelo C	450	0.279	0.987
Suelo E	150	0.838	0.887

3.5.2 Rigidez y amortiguamiento de interfaz suelo-fundación

Para definir los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de la interfaz suelo-fundación se sigue el procedimiento explicado en la sección 2.2.2, lo que representa el efecto inercial de la interacción suelo-estructura.

La rigidez estática asociada a los resortes (K_i) depende de las características del suelo de fundación, como el módulo de corte y de Poisson, y de las dimensiones de la fundación

(B y L), detallado en las ecuaciones 2.13, 2.14 y 2.15. Para estimar la rigidez dinámica (k_i) asociada a cada dirección en estudio, se pondera la rigidez estática por un factor de amplificación (α_i), calculado de acuerdo con las ecuaciones 2.16 y 2.17. Al considerar una fundación de ancho 2 metros, como se menciona en la sección 3.1.1, y las propiedades de suelo detalladas en la sección 3.4, los valores de rigidez dinámica para cada tipo de suelo en las tres direcciones principales, dada por la ecuación 2.12, son los siguientes:

Tabla 3.15: Valores de rigidez dinámica de interfaz suelo-fundación ($T_n = 0.15$ [s])

Tipo de Suelo	k_x [kN/m]	k_{yy} [kN·m]	k_z [kN/m]
Suelo A	13025258	12735957	14970392
Suelo C	2495937	2526103	2973684
Suelo E	229628	237459	283573

Estos valores corresponden a un periodo fundamental de 0.15 segundos, en concordancia con la estructura definida en la sección 3.1.1, la rigidez dinámica en la dirección vertical (z) y traslacional (yy) varía con el periodo debido a su dependencia del factor de amplificación que, a su vez, depende de la frecuencia adimensional a_0 , asociada a la frecuencia fundamental de la estructura (ecuación 2.18). Los valores utilizados para los otros periodos estudiados se detallan en el Anexo B.

La tasa de amortiguamiento en cada dirección de estudio, asociada a la radiación de la fundación, va a depender de la rigidez dinámica, de los parámetros de suelo y de las dimensiones de la fundación, de acuerdo con las ecuaciones 2.19, 2.20 y 2.21. Al igual que en el caso de la rigidez dinámica, los valores de la tasa de amortiguamiento varían con el periodo fundamental de la estructura, por lo que los valores utilizados en otros periodos se detallan en el Anexo B. Los resultados para un periodo de la estructura igual a 0.15 segundos son los siguientes:

Tabla 3.16: Valores de tasa de amortiguamiento por radiación debido a interfaz suelo-fundación ($T = 0.15$ [s])

Tipo de Suelo	β_x [%]	β_{yy} [%]	β_z [%]
Suelo A	1.6	0.0	2.3
Suelo C	3.5	0.0	5.2
Suelo E	10.3	0.3	15.7

3.5.3 Alargamiento de periodo y amortiguamiento de fundación

Con los valores de rigidez y amortiguamiento se puede estimar el alargamiento del periodo y el amortiguamiento de fundación de la estructura, de acuerdo con esta metodología. En el caso del alargamiento del periodo (\tilde{T}) se utiliza la ecuación 2.5, la cual depende de la rigidez dinámica en la dirección horizontal (x) y rotacional (yy), además de la altura de la estructura en estudio. En el caso del amortiguamiento de fundación (β_f), este va a depender del alargamiento del periodo (\tilde{T}/T) y de las tasas de amortiguamiento por radiación (β_x , β_{yy} y β_z) de la Tabla 3.16, según la ecuación 2.6. Los resultados asociados a la estructura de periodo igual a 0.15 segundos son los siguientes:

Tabla 3.17: Alargamiento de periodo y amortiguamiento de fundación $T = 0.15$ [s]

Tipo de Suelo	T [s]	\tilde{T} [s]	\tilde{T}/T [-]	β_f [%]	$h/V_s T$ [-]	β_o [%]
Suelo A	0.15	0.1504	1.003	1.59	0.015	6.60
Suelo C	0.15	0.1529	1.015	3.40	0.034	8.20
Suelo E	0.15	0.1732	1.155	7.72	0.102	11.50

En la Tabla 3.17 se agrega el coeficiente de rigidez suelo-fundación ($h/V_s T$) que, de acuerdo con lo explicado en la sección 2.1.4, es el parámetros principal para estimar la razón de alargamiento de periodo y el amortiguamiento de fundación. Se construyen las curvas que describen la relación de estos parámetros a partir de los valores calculados para cada periodo en estudio, esto se ilustra en las figuras 3.11 y 3.12.

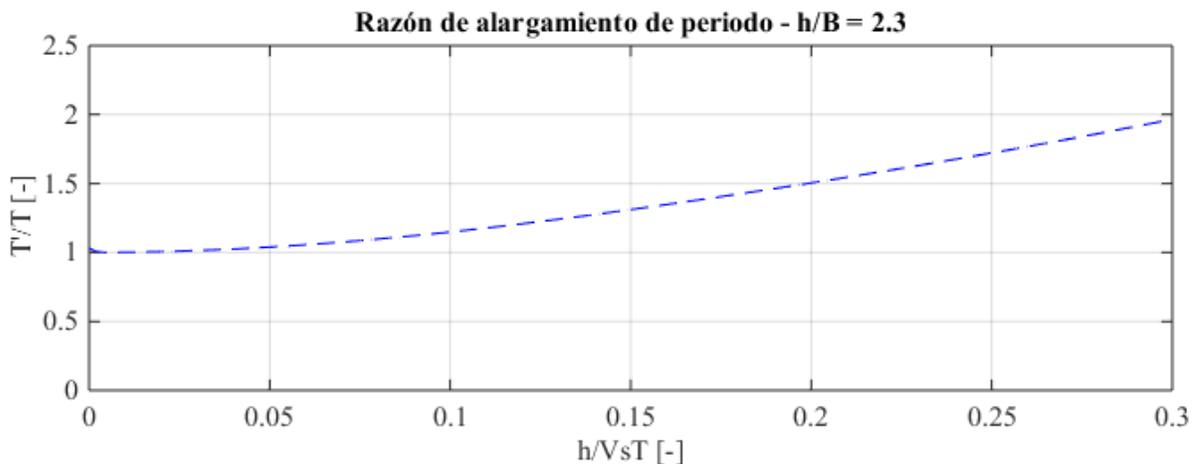


Figura 3.11: Relación entre alargamiento de periodo y parámetro $h/(V_s T)$

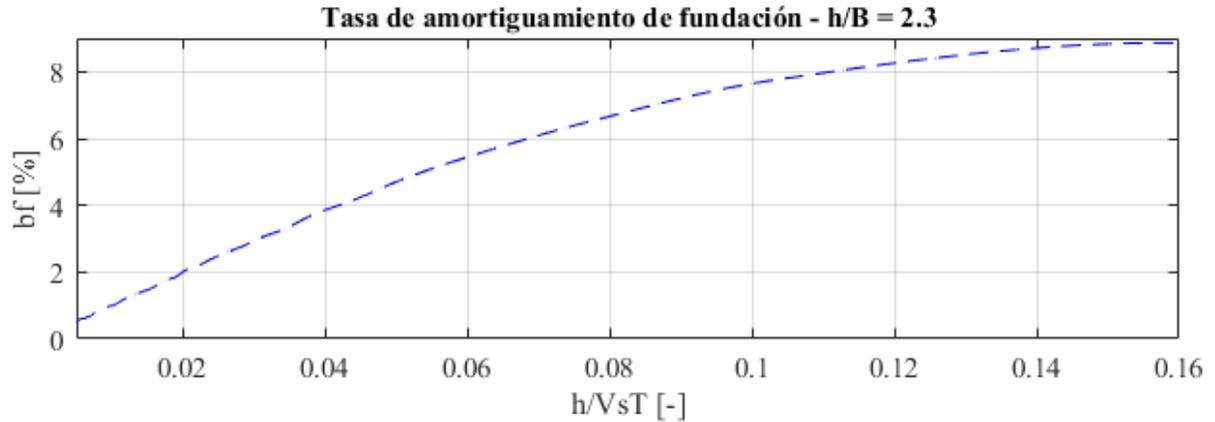


Figura 3.12: Relación entre amortiguamiento de fundación y parámetro $h/(V_s T)$

3.6 Metodología de análisis directo

Para la metodología de análisis directo, la interacción inercial y cinemática se integran a través del modelo de elementos finitos considerando la configuración de la malla de suelo y los bordes artificiales adecuados, de acuerdo con lo explicado en la sección 2.1.5.2. Se proponen dos modelos: El primero de ellos con bordes artificiales TDOF y el segundo con bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer, ambos definidos en la sección 2.2.4.

A continuación, se presentan los modelos de elementos finitos implementados en el programa OpenSees (McKenna et al., 2000), definiendo los parámetros de suelo para llevar a cabo el análisis. Se considera el comportamiento elástico y el comportamiento histerético del suelo, este último definido por el modelo hiperbólico PDMY, definido en la sección 2.3.3.2. Además, se determina el movimiento de entrada y el tipo de amortiguamiento a utilizar.

3.6.1 Definición de modelo

En la metodología del análisis directo, la representación del amortiguamiento por radiación está relacionado a las dimensiones del modelo y los bordes artificiales que se implementen. Por esto, se considera un estrato de suelo de 30 metros de ancho y 60 metros de alto, de acuerdo con los espesores de estrato definidos en la sección 3.4.

Debido a que las dimensiones del modelo son considerables, se propone una reducción de dominio, la cual consiste en disminuir el segundo estrato a una columna de 1 metro de ancho modificando sus propiedades, amplificando la rigidez y la densidad por la razón de anchos (30/1), de forma que se mantenga la velocidad de onda de corte. Para que esto funcione, se aplica *EqualDOF* en la base del primer estrato, de forma que los nodos que lo componen (*slave nodes*) tengan la misma respuesta que el nodo superior del segundo estrato (*master node*).

Este se considera el modelo principal, cuyo borde inferior está empotrado y en su superficie se encuentra el modelo de un grado de libertad definido en la sección 3.1, considerando una fundación de 2 metros de ancho utilizada para el desarrollo de la metodología de subestructura.

Para el caso de los bordes TDOF, se aplican *EqualDOF* en los límites laterales de la malla de suelo, en este caso se definen los nodos del lado izquierdo como *master nodes* y los nodos del lado derecho como *slave nodes* (figura 3.13). En la figura 3.14, se tiene a la derecha la definición del modelo con bordes de Lysmer-Kuhlemeyer y a la izquierda se tiene la malla de suelo para el modelo en estudio.

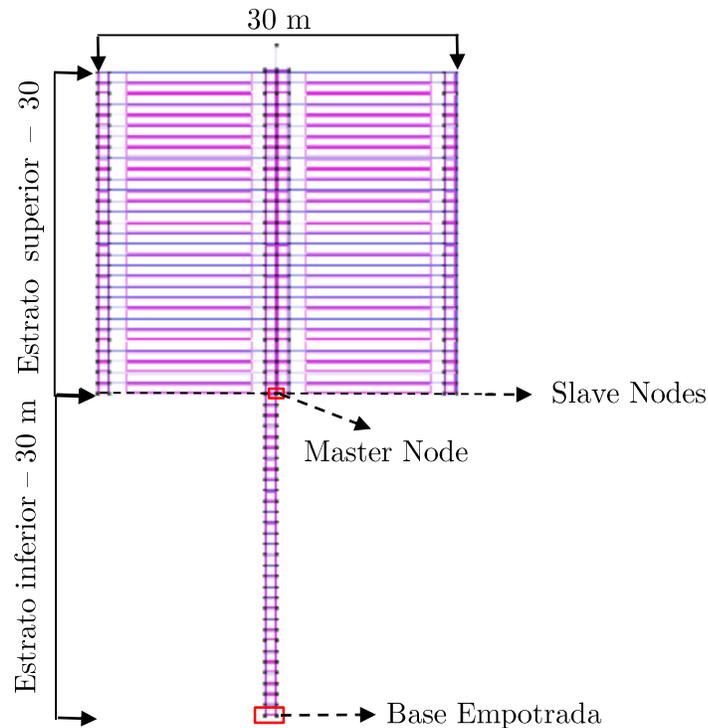


Figura 3.13: Modelo principal con bordes artificiales TDOF

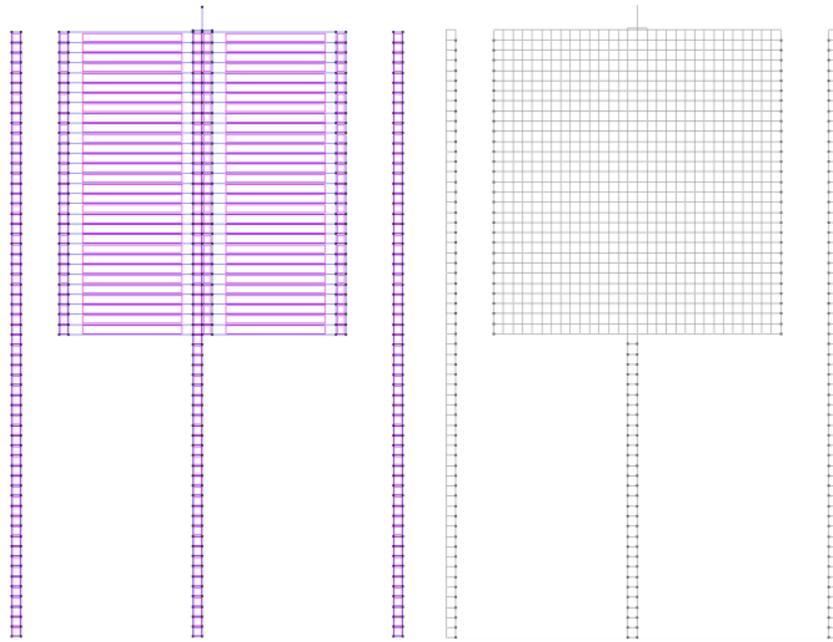


Figura 3.14: Modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlmeier

En el caso del modelo con bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlmeier se agregan dos columnas de suelo, con una rigidez igual a 100 veces la rigidez asociada a la columna de 30 metros y una densidad igual a 100 veces el de la columna central, de manera que se mantienen las frecuencias y formas modales de la columna de suelo, con bordes TDOF a los lados del modelo principal, los cuales se unen por amortiguadores cuyo coeficiente de disipación depende de la velocidad de onda, la densidad del suelo y el tamaño de la malla, en el caso de la dirección horizontal se asocia a la velocidad de onda de compresión y en el caso de la dirección vertical se asocia a la velocidad de onda de corte (figura 3.14). El objetivo de las columnas es representar el movimiento del suelo en campo libre y que los amortiguadores actúen cuando exista diferencia entre el movimiento de los bordes del modelo principal y el de las columnas de campo libre.

Para la correcta simulación del movimiento sísmico a través de modelos de elementos finitos, el tamaño de la malla es un parámetro importante. Basándose en lo postulado por Jeremić et al. (2009), se tiene que la relación dada entre la frecuencia máxima relevante (f_{\max}) y el tamaño de la malla (Δh) está dada por la ecuación 3.16, siendo el caso crítico el cual tiene la velocidad de onda de corte mínima en estudio ($V_{s_{\min}}$), que en este caso es 150 m/s para el suelo E. Si se considera Δh igual a 1 metro, la frecuencia máxima relevante sería de 15 Hz, lo que se encuentra dentro del rango de frecuencias para movimientos sísmicos.

$$\Delta h \leq \frac{V_{s_{\min}}}{10 \cdot f_{\max}} \quad (3.16)$$

3.6.2 Parámetros de suelo

Para la definición del modelo elástico en OpenSees, los parámetros de suelo requeridos corresponden a la densidad del suelo, el módulo de corte, el módulo de compresibilidad y el ángulo de fricción interna. A continuación, se resumen los parámetros utilizados tanto para los estratos superiores como los estratos inferiores de la columna central (Tabla 3.18) y se presentan los parámetros utilizados en las columnas laterales del modelo de bordes absorbentes Lysmer-Kuhlemeyer (Tabla 3.19).

Tabla 3.18: Parámetros de suelo para distintos estratos en modelo hiperbólico

Tipo de suelo	Estrato	Densidad [kN/m ³]	Módulo de Corte [kPa]	Módulo de Compresibilidad [kPa]	Ángulo de fricción interna [°]
Suelo A	Superior	25	2.6·10 ⁶	3.4·10 ⁶	42
	Inferior	750	1.7·10 ⁸	2.3·10 ⁸	42
Suelo C	Superior	23	4.8·10 ⁵	7.9·10 ⁵	40
	Inferior	690	4.5·10 ⁷	7.5·10 ⁷	40
Suelo E	Superior	18.5	4.2·10 ⁴	9.2·10 ⁴	31
	Inferior	555	9.1·10 ⁶	2.0·10 ⁷	31

Tabla 3.19: Parámetros de suelo de columnas laterales de modelo Lysmer-Kuhlemeyer

Tipo de suelo	Estrato	Densidad [kN/m ³]	Módulo de Corte [kPa]	Módulo de Compresibilidad [kPa]	Ángulo de fricción interna [°]
Suelo A	Superior	2500	2.6·10 ⁸	3.4·10 ⁸	42
	Inferior	2500	1.4·10 ⁹	7.7·10 ⁸	42
Suelo C	Superior	2300	4.8·10 ⁷	7.9·10 ⁷	40
	Inferior	2300	1.5·10 ⁸	2.5·10 ⁸	40
Suelo E	Superior	1850	4.2·10 ⁶	9.2·10 ⁶	31
	Inferior	1850	3.0·10 ⁷	6.5·10 ⁷	31

Además de los parámetros antes mencionados, al realizar el análisis considerando el modelo hiperbólico de suelo PDMY, se agregan propiedades asociadas a la dilatación, superficie de fluencia y licuefacción. También, se definen los parámetros para la construcción de la curva tensión-deformación como la presión de referencia (p_r), deformación máxima (γ_{max}) y el parámetro d , cuya relación se define en la sección 2.3.3.2. A continuación, se presentan los valores para las propiedades mencionadas basándose en las sugerencias hechas en el manual del programa que dependen principalmente de los valores de la densidad y el módulo de corte (McKenna & Fenves, 2001). Cabe mencionar que el coeficiente de dependencia de la presión (d) se toma como 0 ya que se consideran estratos homogéneos.

Tabla 3.20: Parámetros de modelo hiperbólico PDMY

Parámetro	Símbolo y unidades	Suelo A	Suelo C	Suelo E
Peak de esfuerzo cortante	γ_{max} [%]	0.1	0.1	0.1
Presión de referencia	p'_r [kPa]	80	80	80
Coefficiente de dependencia de la presión	d [-]	0.0	0.0	0.0
Ángulo de deformación de fase	PTang [°]	27	27	29
Contracción	Contrac [-]	0.03	0.03	0.21
Dilatancia 1	dilat1 [-]	0.8	0.8	0.0
Dilatancia 2	dilat2 [-]	5.0	5.0	0.0
Licuefacción 1	liquefac1 [kPa]	0.0	0.0	0.0
Licuefacción 2	liquefac2 [-]	0.0	0.0	0.0
Licuefacción 3	liquefac3 [-]	0.0	0.0	0.0

Los bordes de Lysmer-kuhlmeier están asociados a amortiguadores, cuyos coeficientes de disipación se calculan según las ecuaciones 2.31 y 2.32, dependiendo de la dirección en estudio. En el caso de la dirección vertical, el coeficiente está ligado a la velocidad de onda de corte (V_s) y en el caso horizontal está ligado a la velocidad de onda de compresión (V_p), la cual es está dada por la siguiente ecuación:

$$V_p = \frac{K + \frac{4}{3} \cdot G}{\rho} \quad (3.17)$$

Para modelar estos bordes, se utilizan los elementos tipo link que integran OpenSees (*Two Node Link Element*) a los que se les asocia un material uniaxial viscoso, definido por el coeficiente de disipación utilizado. En la siguiente tabla se tienen los coeficientes de disipación determinados para cada tipo de suelo, las dos direcciones de estudio y cada estrato que integra el modelo. Cabe mencionar que los valores de los coeficientes de disipación en el estrato inferior de la columna central, se calculan con la densidad amplificada por 30, por la reducción de dominio anteriormente explicada.

Tabla 3.21: Coeficientes de disipación asociados a los bordes absorbentes

Tipo de suelo	Estrato	ρ [kN/m ³]	V_s [m/s]	V_p [m/s]	C_x [kN·s/m]	C_y [kN·s/m]
Suelo A	Superior	25	1000	1633	4162	2548
	Inferior	750	1500	2450	187270	114679
Suelo C	Superior	23	450	779	1827	1055
	Inferior	690	800	1386	97461	56269
Suelo E	Superior	18.5	150	281	529	283
	Inferior	555	400	748	42337	22630

3.6.3 Movimiento de entrada

El movimiento de entrada utilizado en los modelos de elementos finitos corresponde a el registro en roca basal obtenido a través del programa DEEPSOIL, procedimiento detallado en la siguiente sección. Se propaga el sismo por el perfil de suelo y se obtiene la respuesta en superficie asociado a los dos modelos propuestos, realizando un análisis no lineal en el dominio del tiempo, utilizando el algoritmo de Krylov-Newton. Estos resultados se comparan con la respuesta en superficie obtenida en DEEPSOIL, tanto para el comportamiento elástico como el comportamiento histerético.

Luego, se evalúa la respuesta del modelo de un grado de libertad obteniendo las respuestas máximas de aceleración, velocidad y desplazamiento para cada periodo estudiado variando la rigidez de la estructura, de esta forma se pueden construir los espectros de respuesta que son comparados con los espectros de diseño definidos en la sección 3.2. Cabe mencionar que en todos los casos se emplea el periodo de la estructura en el eje de las abscisas.

3.6.4 Amortiguamiento

En el caso del modelo que considera un comportamiento elástico de suelo, se considera una tasa de amortiguamiento asociada al suelo (β_s) igual a 5% y en el caso del modelo que considera un comportamiento histerético de suelo se considera una tasa de amortiguamiento igual a 0.5%. Esto se implementa en el modelo como amortiguamiento viscoso a través del modelo de Rayleigh, considerando un coeficiente proporcional a la masa (a) y un coeficiente proporcional a la rigidez (b) definidos de acuerdo a las ecuaciones 3.18 y 3.19, respectivamente, donde ω_1 corresponde a la frecuencia asociada al primer modo de vibración del suelo y ω_2 corresponde la frecuencia del perfil de suelo amplificada por cinco ($5 \cdot \omega_1$), según lo explicado en la sección 2.3.2.

$$a = 2 \cdot \beta_s \cdot \left(\frac{\omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \right) \quad (3.18)$$

$$b = \frac{2 \cdot \beta_s}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3.19)$$

En la Tabla 3.22 se presentan los resultados para los periodos asociados a los perfiles de suelo tipo A, C y E, junto con los coeficientes que definen el modelo de Rayleigh, tanto para el modelo elástico como para el modelo hiperbólico de suelo. Considerando los valores de periodo de suelo postulados en el Decreto Supremo N°61 (2011), resumidos en la Tabla 3.7, se concluye que los parámetros de suelo utilizados son representativos de cada tipo de suelo propuesto.

Tabla 3.22: Coeficientes asociados al amortiguamiento viscoso del suelo – modelo elástico

Tipo de suelo	Modelo de suelo	T_1 [s]	$T_1/5$ [s]	β_s [%]	A [-]	b [-]
Suelo A	Elástico	0.18	0.04	5.0	2.93	$4.7 \cdot 10^{-4}$
	PDMY	0.18	0.04	0.5	0.29	$5.2 \cdot 10^{-5}$
Suelo C	Elástico	0.36	0.07	5.0	1.45	$9.6 \cdot 10^{-4}$
	PDMY	0.36	0.07	0.5	0.15	$9.3 \cdot 10^{-5}$
Suelo E	Elástico	0.92	0.18	5.0	0.57	$2.5 \cdot 10^{-3}$
	PDMY	0.92	0.18	0.5	0.06	$2.4 \cdot 10^{-4}$

Este amortiguamiento representa la radiación del suelo debido a su histéresis que experimenta mientras vibra debido a una acción sísmica significativa. En el caso del modelo hiperbólico PDMY, se considera el amortiguamiento histerético definido en la sección 2.3.2 asociado a las reglas de Masing, donde se incluye la tasa de amortiguamiento de 0.5% recién definida para que el amortiguamiento no sea nulo en presencia de pequeñas deformaciones.

3.7 Modelo de DEEPSOIL

Para la obtención de la respuesta sísmica en superficie del estrato de suelo a analizar, se utiliza el programa DEEPSOIL (Hashash et al., 2016), el cual se especializa en la propagación sísmica unidimensional a través de una columna de suelo, la cual se puede comportar de distintas formas dependiendo de las propiedades entregadas para cada estrato, del modelo de curva tensión-deformación a utilizar y del tipo de análisis realizado.

El proceso para llevar a cabo el modelo se puede dividir en tres etapas: Selección del tipo de análisis, definición del perfil de suelo y la selección del movimiento de entrada. Se realizan dos procedimientos, el primero para obtener el registro en la roca basal del estrato y el segundo para propagar dicho registro hacia la superficie del perfil de suelo.

La respuesta sísmica obtenida en superficie en cada caso, es comparada con los registros obtenidos a través de los modelos en OpenSees, por medio de la metodología de análisis directo, de forma que se valide el modelo de elementos finitos propuesto para el análisis de la interacción suelo-estructura.

3.7.1 Obtención de registro en roca basal

3.7.1.1 Selección del tipo de análisis

De acuerdo con lo explicado en la sección 2.3.1 de la revisión bibliográfica, para obtener el registro en la base del estrato (within) se realiza un análisis lineal en el dominio de la frecuencia sin considerar la generación de presión de poros.

3.7.1.2 Definición del perfil de suelo

En el caso que el sismo de entrada corresponda a un registro tomado en un afloramiento rocoso (outcrop), se define el perfil de suelo a utilizar con un modelo lineal-elástico y se debe especificar los siguientes parámetros: Espesor de estrato, densidad,

velocidad de onda de corte y la razón de amortiguamiento asociada al suelo. En la Tabla 3.23 se presenta un resumen de los datos utilizados para cada tipo de suelo estudiado según la información obtenida de la tabla 3.8 a la tabla 3.13.

Tabla 3.23: Parámetros de suelo para modelo en DEEPSOIL

Tipo de suelo	Estrato	Peso unitario [kN/m ³]	Velocidad de onda de corte [m/s]	Razón de amortiguamiento [%]
Suelo A	Superior	25	1000	5
	Inferior	25	1500	5
Suelo C	Superior	23	450	5
	Inferior	23	800	5
Suelo E	Superior	18.5	150	5
	Inferior	18.5	400	5

De acuerdo a lo definido en la sección 3.6.1, la frecuencia máxima relevante en el modelo es de 15 Hz, por lo que se debe realizar una discretización de los estratos de forma que se pueda reproducir esta frecuencia. A continuación, se detalla la cantidad de capas en las que se divide cada estrato de suelo, el espesor de la capa y la frecuencia máxima que puede transmitir.

Tabla 3.24: Detalle de la discretización de estratos en DEEPSOIL

Tipo de suelo	Estrato	Cantidad de capas [-]	Espesor de capa [m]	Frecuencia máxima [Hz]
Suelo A	Superior	2	15	16.7
	Inferior	2	15	25.0
Suelo C	Superior	5	6	18.8
	Inferior	3	10	20.0
Suelo E	Superior	15	2	18.8
	Inferior	6	5	20.0

Luego, se debe definir las propiedades de la roca basal del perfil, como en este caso se tiene un registro outcrop se debe definir una base flexible, especificando la velocidad de

onda de corte, la densidad y la razón de amortiguamiento de la base. En la siguiente tabla se presentan los datos utilizados:

Tabla 3.25: Parámetros de roca basal para modelo en DEEPSOIL

Parámetro	Valor
Densidad [kN/m ³]	25
Velocidad de onda de corte [m/s]	1500
Razón de amortiguamiento [%]	1

3.7.1.3 Selección del movimiento de entrada

En este caso, el sismo de entrada corresponde al registro de aceleraciones medido en la estación Cerro Santa Lucía en la dirección horizontal EW (figura 3.5), correspondiente a un registro en afloramiento rocoso (outcrop).

3.7.2 Obtención de registro en superficie

3.7.2.1 Selección del tipo de análisis

De acuerdo con lo explicado en la sección 2.3, para obtener el registro en superficie se realiza un análisis no lineal en el dominio del tiempo, considerando el comportamiento histerético del suelo. Además, se realiza un análisis lineal en el dominio del tiempo para obtener la respuesta en superficie considerando un comportamiento elástico del suelo.

3.7.2.2 Definición del perfil de suelo

- **Análisis lineal-elástico**

En el caso del análisis lineal con comportamiento elástico del suelo, se mantienen las propiedades de los perfiles de suelo definidas en la Tabla 3.23 con una tasa de amortiguamiento de suelo igual a 5%, al igual que la discretización detallada en la Tabla 3.24.

- **Análisis no lineal – modelo hiperbólico MKZ**

En el caso del análisis no lineal, se define el perfil de suelo a utilizar según el modelo de curva tensión-deformación denominado *Pressure-Dependent Modified Kondner-Zelasko* (MKZ) y considerando un comportamiento histerético dado por el modelo de Masing modificado, explicado en la sección 2.3.2. Para esto, se debe especificar los siguientes

parámetros: Espesor de estrato, densidad, velocidad de onda de corte, la razón de amortiguamiento, la deformación de referencia y los parámetros b , s , d y β , que definen la curva de tensión-deformación.

La densidad y la velocidad de onda de corte se mantienen de acuerdo a la Tabla 3.23, al igual que la discretización detallada en la Tabla 3.24, la tasa de amortiguamiento utilizada es de un 0.5% y los parámetros que definen la curva que describe el modelo hiperbólico son los siguientes:

Tabla 3.26: Parámetros de curva tensión-deformación de modelo MKZ

Parámetro	Valor
B	0
s	1
d	0
β	1

Como se menciona en la sección 2.3.3.3, β y s toman el valor de 1 para igualar las curvas de tensión-deformación entre los modelos hiperbólicos MKZ y PDMY, definidas por las ecuaciones 2.33 y 2.36, respectivamente. El parámetro d marca la dependencia de la tasa de amortiguamiento para pequeñas deformaciones respecto a la presión de confinamiento (ecuación 2.35), por lo que toma el valor 0 para que esta variable sea independiente del confinamiento. El parámetro b del modelo MKZ es el similar del parámetro d del modelo PDMY el que, de acuerdo a la Tabla 3.20, toma el valor 0 ya que se consideran estratos de suelo homogéneos.

Para determinar la deformación de referencia, se utiliza la ecuación 2.38 del modelo hiperbólico PDMY, donde se define una relación de esta con la presión de referencia que, de acuerdo a las recomendaciones de los desarrolladores de OpenSees de la Tabla 3.20 toma un valor de 80 kPa. Los resultados para cada estrato de los tipos de suelo estudiados se muestran a continuación:

Tabla 3.27: Valores de deformación de referencia para modelo MKZ

Tipo de suelo	Estrato	γ_{ref} [%]
Suelo A	Superior	0.0026
	Inferior	0.0011
Suelo C	Superior	0.0130
	Inferior	0.0332
Suelo E	Superior	0.1845
	Inferior	0.0778

3.7.2.3 Selección del movimiento de entrada

El movimiento de entrada a utilizar corresponde al registro en roca basal obtenido en la sección anterior, tratándose de un registro within. En referencia a lo estipulado en la sección 2.3.1, se considera una base rígida para el análisis, por lo que no se deben entregar parámetros adicionales de roca basal.

3.7.2.4 Amortiguamiento

En el caso del amortiguamiento viscoso, se implementa a través del modelo de Rayleigh considerando dos coeficientes, el primero de ellos asociado a la frecuencia del perfil de suelo (f_s) y el segundo de ellos asociados a la frecuencia del perfil de suelo amplificada por cinco ($5f_s$), según lo explicado en la sección 2.3.2.

A continuación, se presentan los periodos asociados a los perfiles de suelo y las frecuencias utilizadas en el modelo de Rayleigh.

Tabla 3.28: Periodo y frecuencia de perfiles de suelo en DEEPSOIL

Tipo de Suelo	T_s [s]	f_s [Hz]	$5f_s$ [Hz]
Suelo A	0.20	5.00	25.00
Suelo C	0.42	2.40	12.00
Suelo E	1.10	0.91	4.55

Capítulo IV: Resultados

4.1 Registro en roca basal

A continuación, se presenta el registro obtenido en roca basal mediante el programa DEEPSOIL, según el procedimiento explicado en la sección 3.7.1, el cual es utilizado posteriormente como movimiento de entrada para la obtención del registro en superficie en los modelos de elementos finitos desarrollados en el programa OpenSees. En la figura 4.1, 4.2 y 4.3 se muestran los registros obtenidos para el suelo A, C y E, respectivamente.

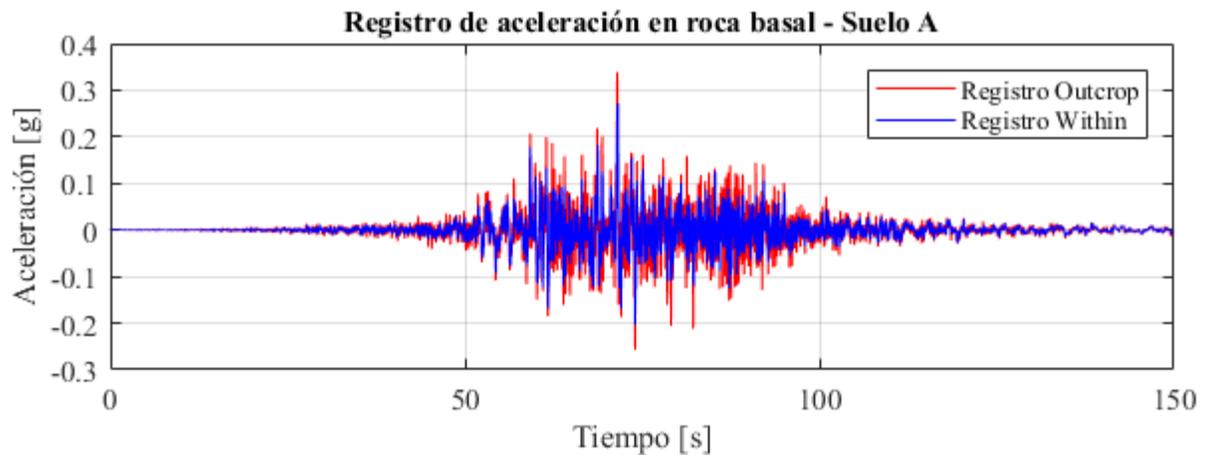


Figura 4.1: Comparación entre registro en superficie y registro en roca basal – Suelo A

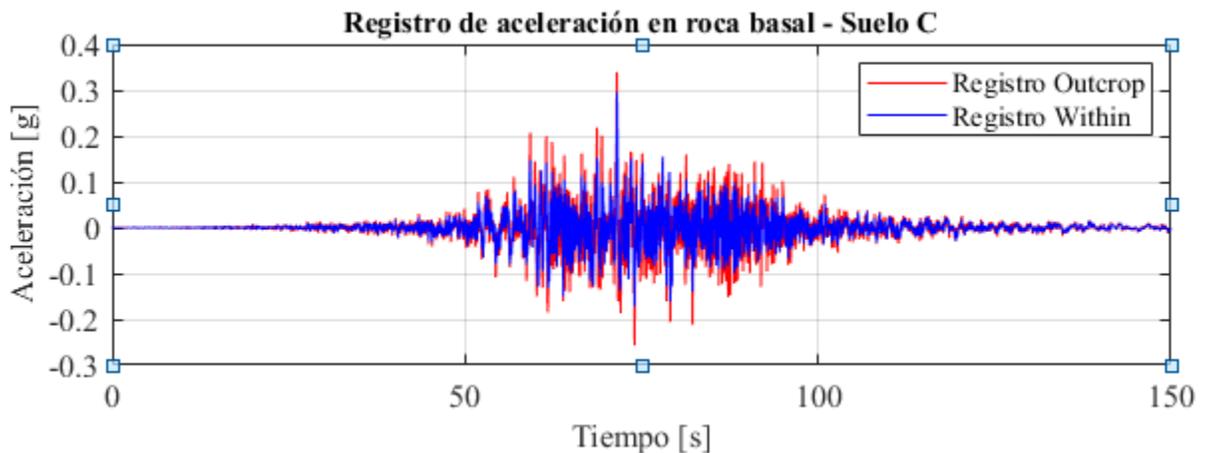


Figura 4.2: Comparación entre registro en superficie y registro en roca basal – Suelo C

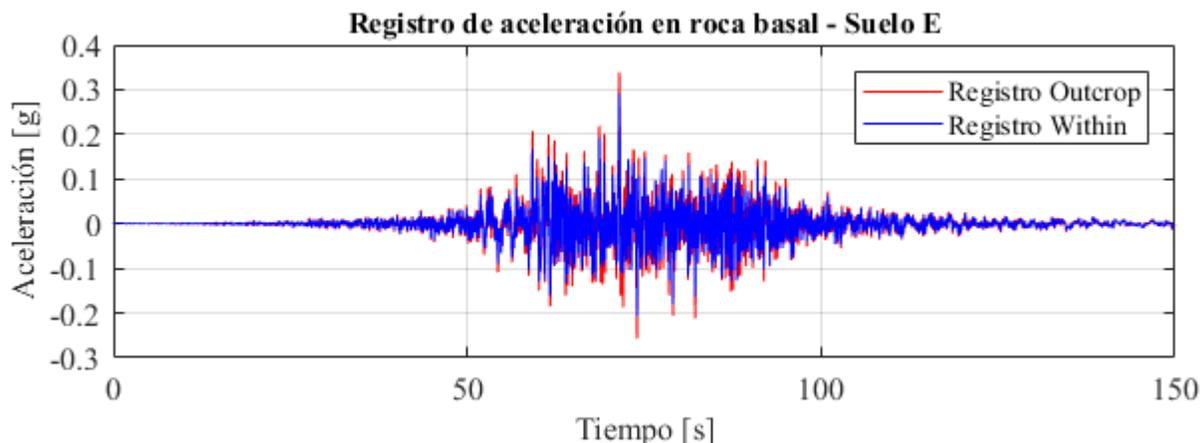


Figura 4.3: Comparación entre registro en superficie y registro en roca basal – Suelo E

Se puede observar que los tres casos dan resultados similares, obteniendo un registro que posee menor amplitud en comparación con el registro tipo outcrop original de la estación Cerro Santa Lucía, lo que es debido a la pérdida de la condición de superficie libre, lo que se verifica en los valores de PGA obtenidos, los que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4.1: Comparación de valores de PGA para registros en roca basal

Registro	PGA [g]
Superficie – Estación Cerro Santa Lucía	0.351
Roca basal – Suelo A	0.272
Roca basal – Suelo C	0.295
Roca basal – Suelo E	0.292

4.2 Registro en superficie – modelo elástico

Los registros en roca basal obtenidos son utilizados como input para los modelos elásticos con un 5% de tasa de amortiguamiento de suelo tanto en DEEPSOIL, de acuerdo al procedimiento descrito en la sección 3.7.2, como en OpenSees, procedimiento descrito en sección 3.6.3, el cual se propaga por los perfiles de suelo sin la presencia de la estructura, de tal forma que se obtiene el registro de superficie en campo libre, los que posteriormente serán utilizados como movimiento de entrada en el modelo empotrado y en el modelo de base flexible en la siguiente sección.

Para evaluar los resultados obtenidos, se comparan los valores obtenidos de PGA en DEEPSOIL y en OpenSees, tanto para el modelo de bordes TDOF y el modelo de bordes absorbentes Lymser-Kuhlmeyer (Tabla 4.2). Además, en las figuras 4.4, 4.5 y 4.6 se grafican los espectros de respuesta obtenidos de los modelos para cada tipo de suelo, considerando un 5% de amortiguamiento, para observar el comportamiento en un rango de frecuencias más amplio.

Tabla 4.2: Valores de PGA para registro en superficie de modelo elástico

Tipo de Suelo	Modelo	PGA [g]
Suelo A	DEEPSOIL	0.361
	Modelo TDOF	0.356
	Modelo LK	0.363
Suelo C	DEEPSOIL	0.475
	Modelo TDOF	0.454
	Modelo LK	0.509
Suelo E	DEEPSOIL	0.743
	Modelo TDOF	0.695
	Modelo LK	0.711

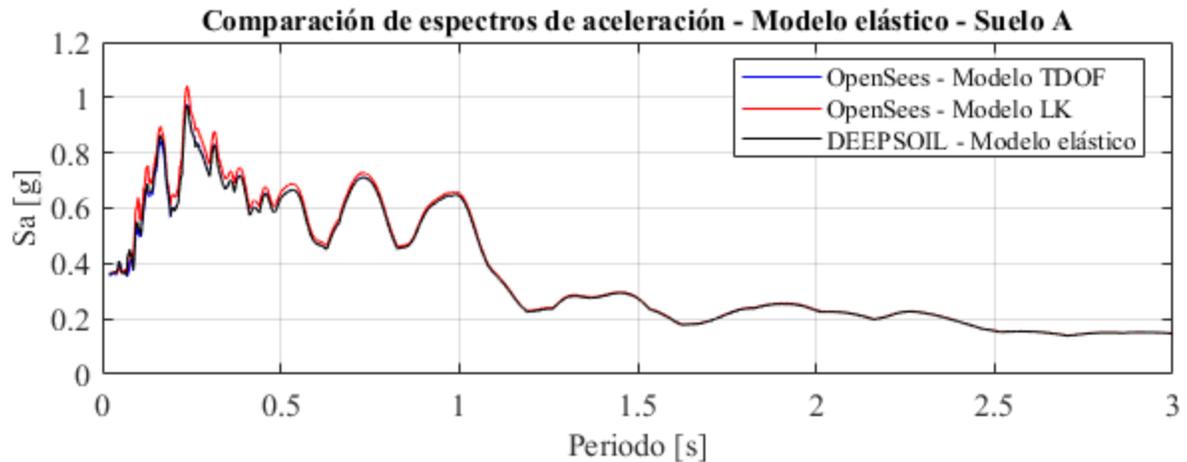


Figura 4.4: Comparación de espectros de aceleración de modelos elásticos – Suelo A

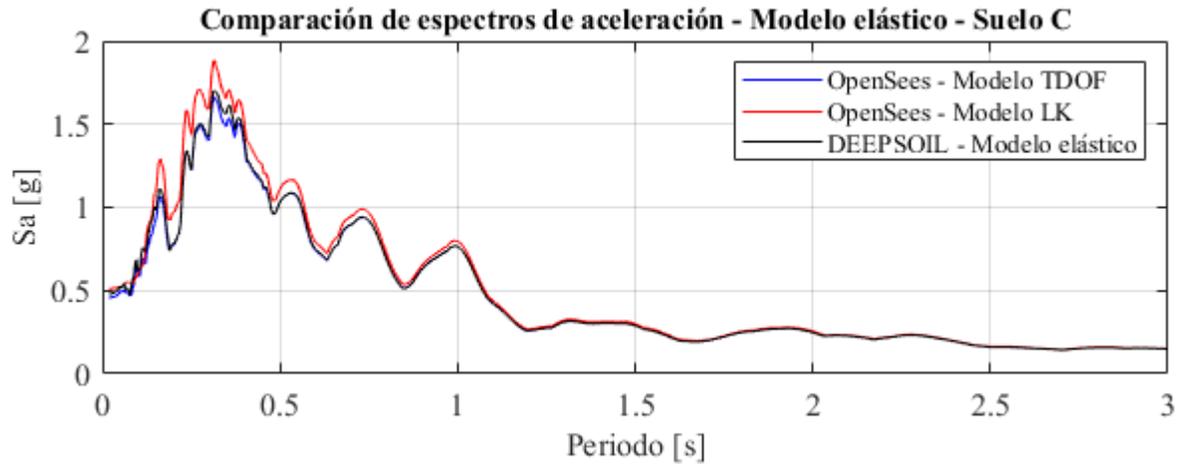


Figura 4.5: Comparación de espectros de aceleración de modelos elásticos – Suelo C

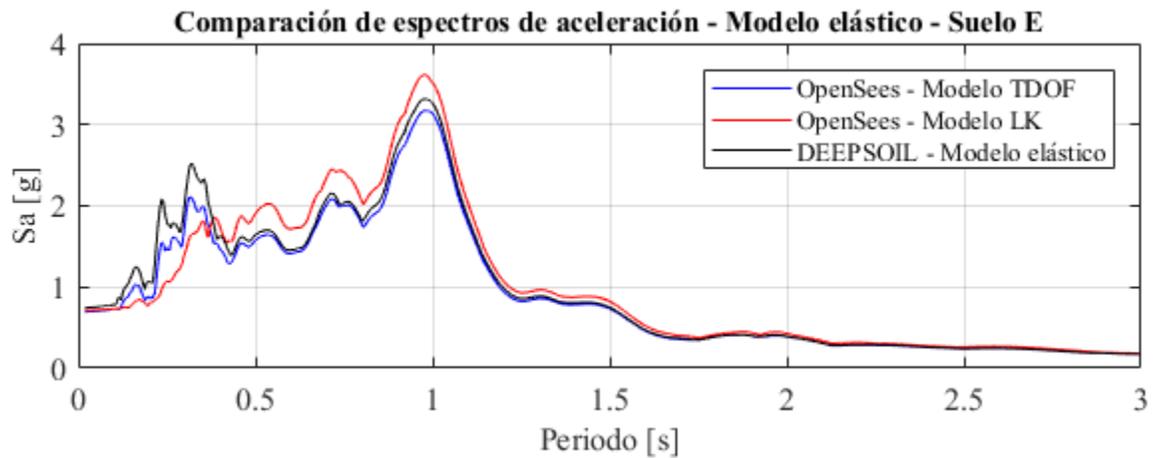


Figura 4.6: Comparación de espectros de aceleración de modelos elásticos – Suelo E

Se puede observar que los resultados son similares para los tres modelos propuestos, existiendo amplitudes levemente mayores en el caso del modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer, siendo más notorio a medida que se tiene una rigidez de suelo más baja. Se tiene que en los tres modelos el PGA sube progresivamente a medida que disminuye la rigidez del suelo, donde en el suelo A existe una mínima variación de este parámetro en comparación con la respuesta del registro original de la estación Cerro Santa Lucía ($PGA = 0.35 [g]$), dado por la rigidez de sus estratos que son cercanos a los valores utilizados para describir un afloramiento rocoso. De estos resultados se desprende que los modelos propuestos en OpenSees describen de forma correcta la respuesta de superficie en campo libre considerando un comportamiento elástico de suelo, en comparación con la respuesta obtenida en el modelo de DEEPSOIL.

4.3 Registro en superficie – modelo hiperbólico

El modelo hiperbólico de suelo se implementa con el objetivo de ilustrar el efecto del amortiguamiento histerético en la respuesta de la estructura, en este caso se compara la respuesta en superficie obtenida con el modelo PDMY de OpenSees con la respuesta del modelo MKZ de DEEPSOIL, a modo de verificar los resultados. De acuerdo con lo estipulado en la sección 2.3.3.3, se realiza una equivalencia de los parámetros que describen la relación de tensión-deformación para ambos modelos. A continuación, se muestra la curva hiperbólica de los tres estratos superiores (figura 4.7) y de los tres estratos inferiores (figura 4.8), correspondientes a cada tipo de suelo, para la presión de referencia, definida en la sección 3.6.2, igual a 80 kPa.

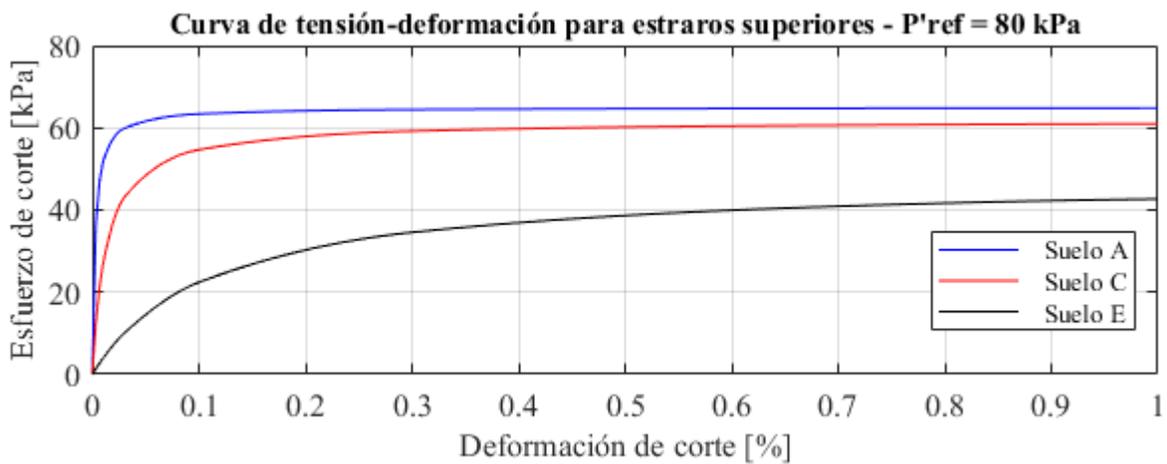


Figura 4.7: Curva de tensión-deformación para estratos superiores

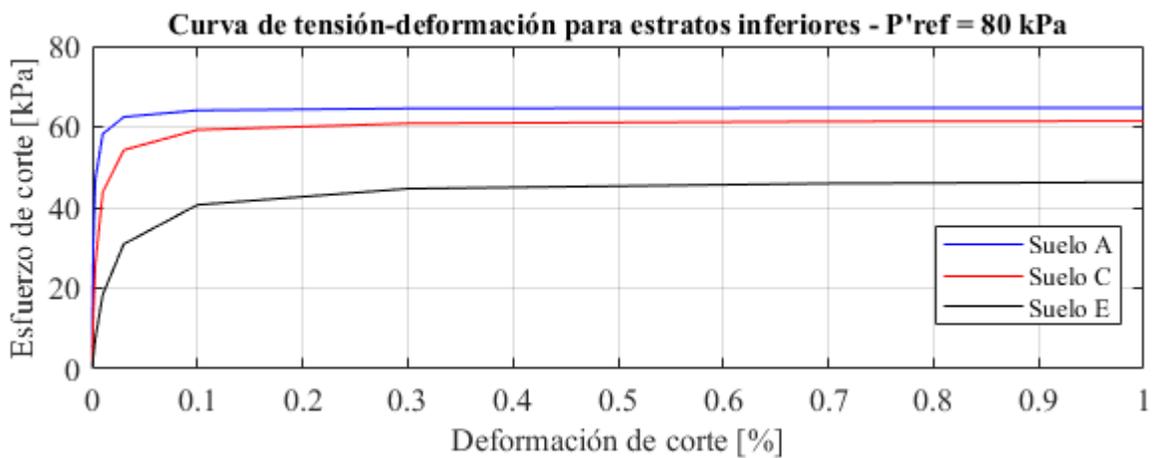


Figura 4.8: Curva de tensión-deformación para estratos superiores

Se puede observar que el esfuerzo de corte máximo en los suelos se alcanza con aproximadamente un 0.1% de deformación, lo que concuerda con el valor dado para la construcción de la curva (Tabla 3.20). En el caso del suelo A, el esfuerzo máximo es igual a 65 [kPa], en el suelo C es de 62 [kPa] y en el caso del suelo E es igual a 47 [kPa], para la presión de referencia indicada.

Al igual que en el modelo elástico, el movimiento de entrada del modelo hiperbólico de suelo es el registro obtenido en roca basal para cada tipo de suelo, el cual se propaga por los perfiles de suelo sin la presencia de la estructura y se obtiene el registro de superficie en campo libre.

Para evaluar los resultados obtenidos, se comparan los valores obtenidos de PGA en DEEPSOIL y en OpenSees, tanto para el modelo de bordes TDOF y el modelo de bordes absorbentes Lymser-Kuhlmeyer (Tabla 4.3). Además, en las figuras 4.9, 4.10 y 4.11 se grafican los espectros de respuesta obtenidos de los modelos para cada tipo de suelo, considerando un 5% de amortiguamiento, para observar el comportamiento en un rango de frecuencias más amplio.

Tabla 4.3: Valores de PGA para registro en superficie de modelo hiperbólico

Tipo de Suelo	Modelo	PGA [g] -Hiperbólico	PGA [g] - Elástico
Suelo A	DEEPSOIL	0.332	0.361
	Modelo TDOF	0.354	0.356
	Modelo LK	0.362	0.363
Suelo C	DEEPSOIL	0.442	0.475
	Modelo TDOF	0.461	0.454
	Modelo LK	0.472	0.509
Suelo E	DEEPSOIL	0.352	0.743
	Modelo TDOF	0.387	0.695
	Modelo LK	0.443	0.711

Comparando los resultados obtenidos con los valores del modelo elástico (Tabla 4.2), se puede observar que en el caso del suelo A y C los valores del PGA son similares en ambos casos, lo que puede indicar que los niveles de histéresis son bajos en estos tipos de suelo, en concordancia con lo esperado de suelos rígidos. En el caso del suelo E, se ve una disminución significativa del PGA, teniendo un valor promedio de 0.72 g en el modelo elástico y 0.39 g en el modelo hiperbólico, indicando un mayor nivel de histéresis en suelos blandos.

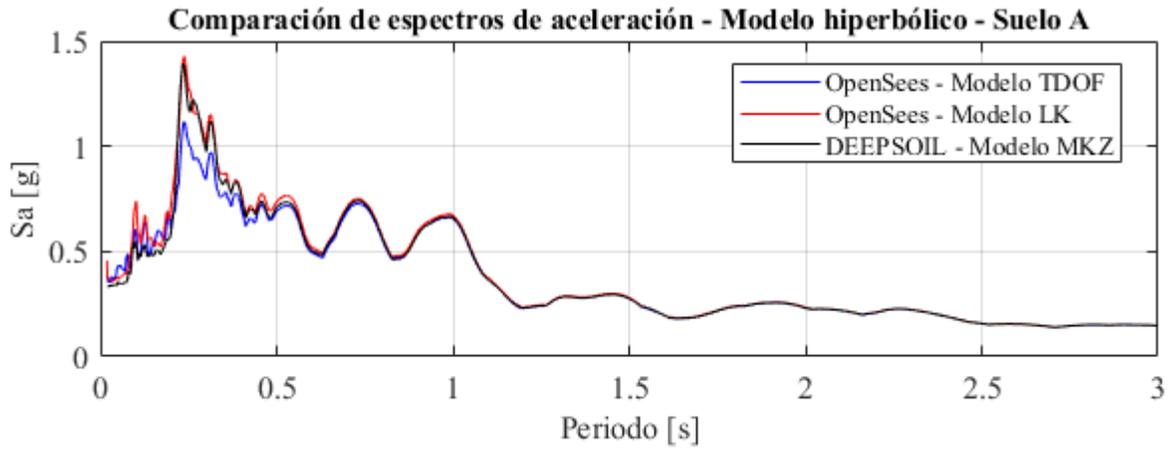


Figura 4.9: Comparación de espectros de aceleración de modelo hiperbólico – Suelo A

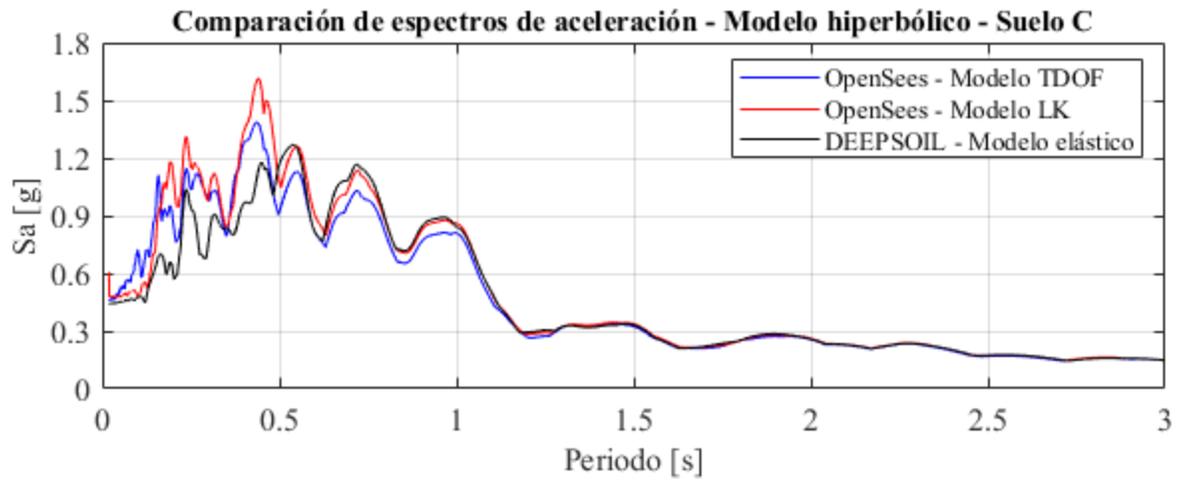


Figura 4.10: Comparación de espectros de aceleración de modelo hiperbólico – Suelo C

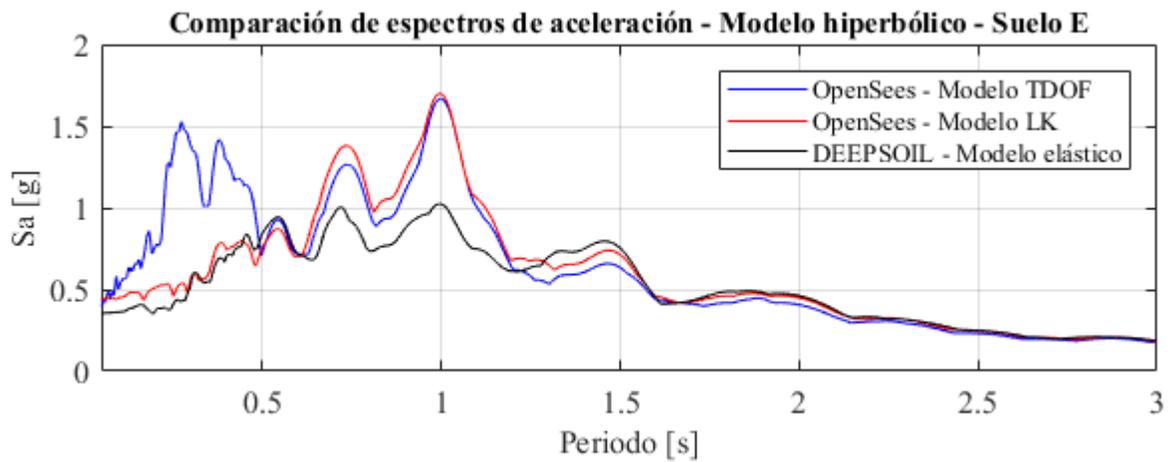


Figura 4.11: Comparación de espectros de aceleración de modelo hiperbólico – Suelo E

Analizando los espectros de respuesta obtenidos, se tienen diferencias más notorias con respecto a los espectros obtenidos con los modelos elásticos, diferencias que se acentúan en suelos blandos. En este caso, el modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer posee mayor similitud con los resultados obtenidos en DEEPSOIL que el modelo con bordes TDOF, pero de igual forma se obtienen valores de aceleración considerablemente mayores sobretodo en el peak del espectro, lo que podría deberse a que existen deformaciones mayores en el modelo de DEEPSOIL, lo que conlleva a mayores tasas de amortiguamiento. Realizando la comparación entre los dos modelos de OpenSees se da la tendencia que en los periodos cortos el modelo de bordes TDOF posee aceleraciones más altas que el modelo de Lysmer-Kuhlemeyer, pero en los peaks tiende a tener aceleraciones más bajas, lo que indica que la deformación del perfil de suelo se comporta distinto en ambos casos.

4.4 Respuesta de la estructura

Para obtener la respuesta de la estructura, se evalúan 5 casos por cada tipo de suelo estudiado, los cuales se resumen en la tabla 4.4 donde se indica el nombre del modelo, el movimiento de entrada utilizado, el modelo de suelo considerado y los amortiguamientos presentes en el análisis.

Tabla 4.4: Resumen de casos en estudio

Caso	Nombre	Movimiento de entrada	Modelo de Suelo	Amortiguamiento
1	Base Empotrada	Superficie – M. elástico (5%)	-	Estructura
2	Base Flexible	Superficie – M. Elástico (5%)	-	Estructura Radiación
3	M. Elástico (suelo sin amortiguamiento)	Roca Basal	Elástico	Estructura Radiación
4	M. Elástico	Roca Basal	Elástico	Estructura Radiación Visco-elástico
5	M. No Lineal	Roca Basal	Hiperbólico	Estructura Radiación Histéresis

Para construir los espectros de respuesta se analiza la estructura para los periodos entre 0 y 3 segundos, con un intervalo de 0.05 segundos, en cada caso se obtienen nuevos valores de rigidez y coeficiente de Rayleigh para aplicar el amortiguamiento viscoso, de acuerdo con lo explicado en la sección 3.1. Para estimar el alargamiento de periodo se utilizan las ecuaciones presentadas en la sección 2.2.1 para el caso de base flexible y en los casos que incluyen los modelos de OpenSees se obtiene a través de análisis modal.

4.4.1 Base empotrada – Sin interacción suelo-estructura

De acuerdo con lo mencionado en la sección 0, la respuesta en superficie para el comportamiento elástico de suelo es utilizado como movimiento de entrada para adquirir la respuesta del modelo de un grado de libertad con base empotrada. En las figuras 4.12, 4.13 y 4.14 se presenta el espectro de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento para los tres tipos de suelo considerando la respuesta en superficie del modelo con bordes artificiales TDOF y la respuesta utilizando el movimiento en superficie del modelo con bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer (LK).

En la tabla 4.5 se presenta la aceleración máxima, la velocidad máxima y el desplazamiento máximo de la estructura para un periodo de 0.15 segundos, correspondiente a la estructura en estudio y para los dos movimientos de entrada analizados.

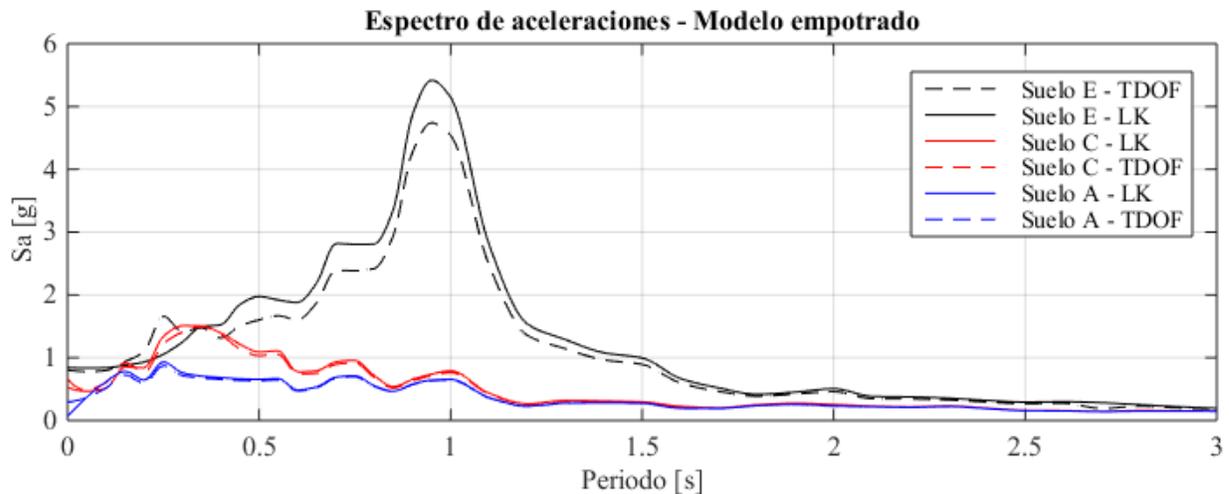


Figura 4.12: Comparación de espectros de aceleración – modelo empotrado

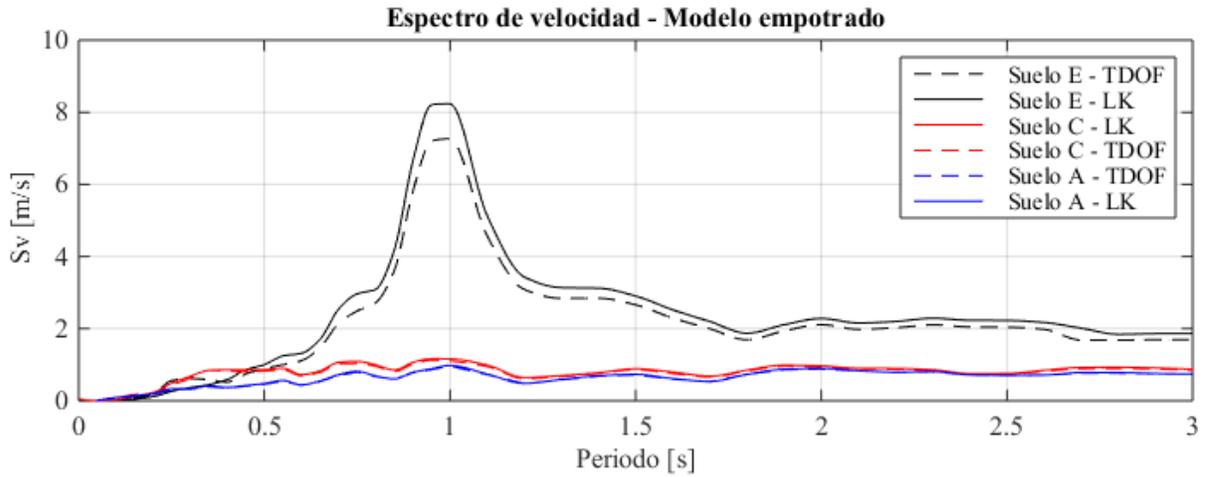


Figura 4.13: Comparación de espectros de velocidad – modelo empotrado

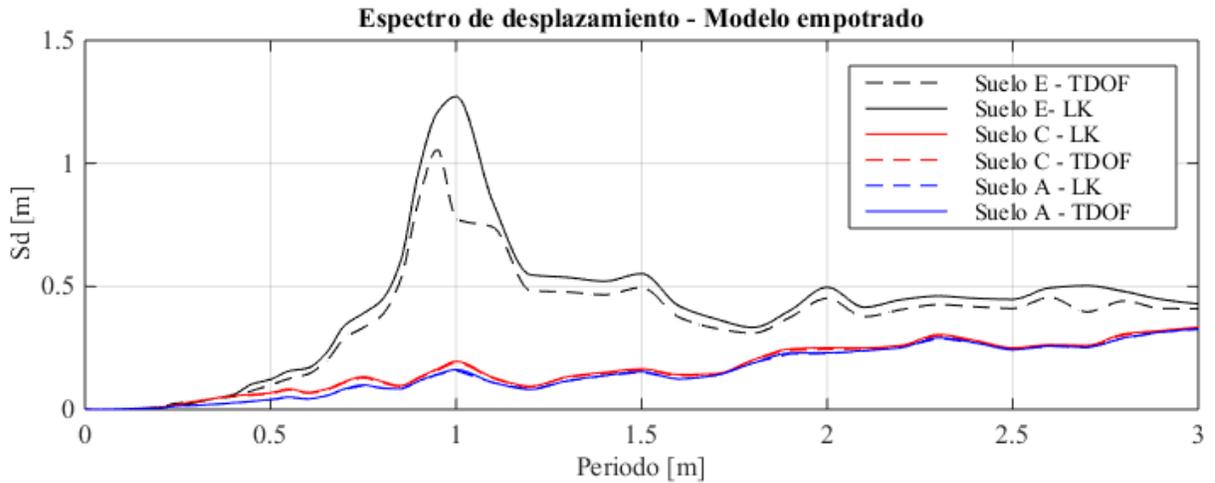


Figura 4.14: Comparación de espectros de desplazamiento – modelo empotrado

Tabla 4.5: Respuesta máxima para estructura en estudio – modelo empotrado

Parámetro	Suelo A		Suelo C		Suelo E	
	LK	TDOF	LK	TDOF	LK	TDOF
A_{\max} [g] - $T=0.15$ [s]	0.784	0.728	0.854	0.922	0.879	0.938
V_{\max} [m/s] - $T=0.15$ [s]	0.053	0.129	0.131	0.177	0.196	0.077
D_{\max} [m] - $T=0.15$ [s]	0.005	0.004	0.005	0.005	0.006	0.005

De lo observado, se tiene que para el modelo con bordes absorbentes se obtienen valores máximos mayores, siendo más notorio en el suelo E, lo que coincide con los resultados encontrados en la respuesta en superficie donde se tenían mayores amplitudes que en el modelo con bordes artificiales TDOF. Existe una diferencia considerable entre los espectros del suelo A y C con el espectro del suelo E, obteniendo aceleraciones máximas de hasta 5 [g] mientras que en el caso de los suelos A y C son cercanas a 1 [g], esto se explica en que el PGA de la respuesta en campo libre es cercano al doble de la respuesta en los suelos más rígidos.

Se tiene que los valores máximos del espectro se encuentran en los periodos asociados a cada suelo (Tabla 3.22). La respuesta de la estructura de periodo 0.15 segundos es similar en los tres tipos de suelo, esto es debido a que en el caso del suelo A, donde se esperaría una respuesta menor, el periodo de la estructura es cercano al periodo del suelo ($T_A = 0.18$ [s]), por lo que se encuentra cercano a la respuesta máxima del espectro. En el caso del suelo E, donde se esperarían valores mayores, se tiene que su periodo es alto ($T_E = 0.92$ [s]), por lo que la respuesta se amplifica en periodos más cercanos a ese valor. Se tiene que para periodos sobre 2 segundos, la respuesta obtenida para los tres tipos de suelo empieza a disminuir su diferencia donde, en el caso de los suelos A y C, describe la misma curva.

4.4.2 Base flexible

A continuación, se analiza la respuesta obtenida considerando una base flexible de acuerdo con la metodología de subestructura, donde se tiene como movimiento de entrada la respuesta en campo libre para el comportamiento elástico del suelo, al igual que en el modelo empotrado. En la sección 3.5 se explica el procedimiento para el cálculo del coeficiente de rigidez y amortiguamiento para cada periodo estudiado, cuyos resultados se muestran en la sección anexos.

En las figuras 4.15, 4.16 y 4.17 se muestra una comparación de la respuesta de aceleración máxima con base empotrada y la respuesta con base flexible para el registro en superficie asociado al modelo de bordes artificiales TDOF y en las figuras 4.18, 4.19 y 4.20 asociado al registro en superficie del modelo con bordes absorbentes Lysmer-Kuhlemeyer (LK). En este caso se tiene que la única diferencia entre los modelos es el movimiento de entrada, lo que conlleva a que las curvas tienen el mismo comportamiento frente a la base flexible, ya sea amplificando o disminuyendo su respuesta.

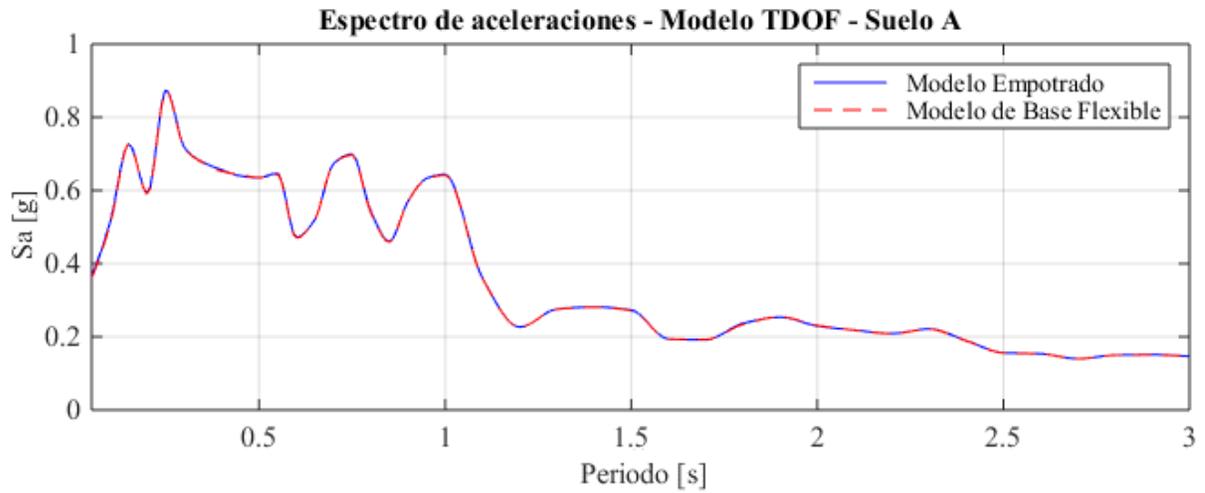


Figura 4.15: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo TDOF – Suelo A

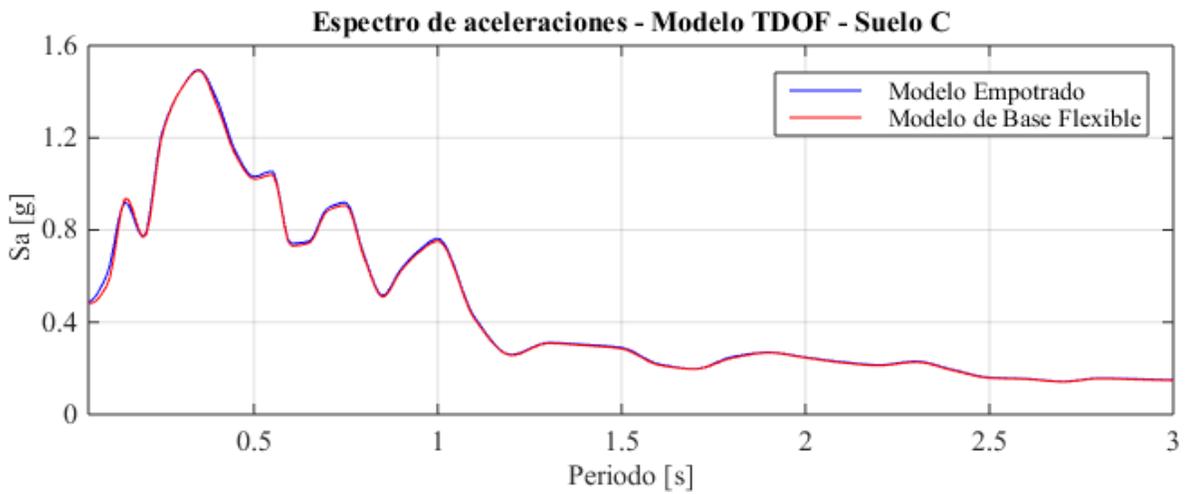


Figura 4.16: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo TDOF – Suelo C

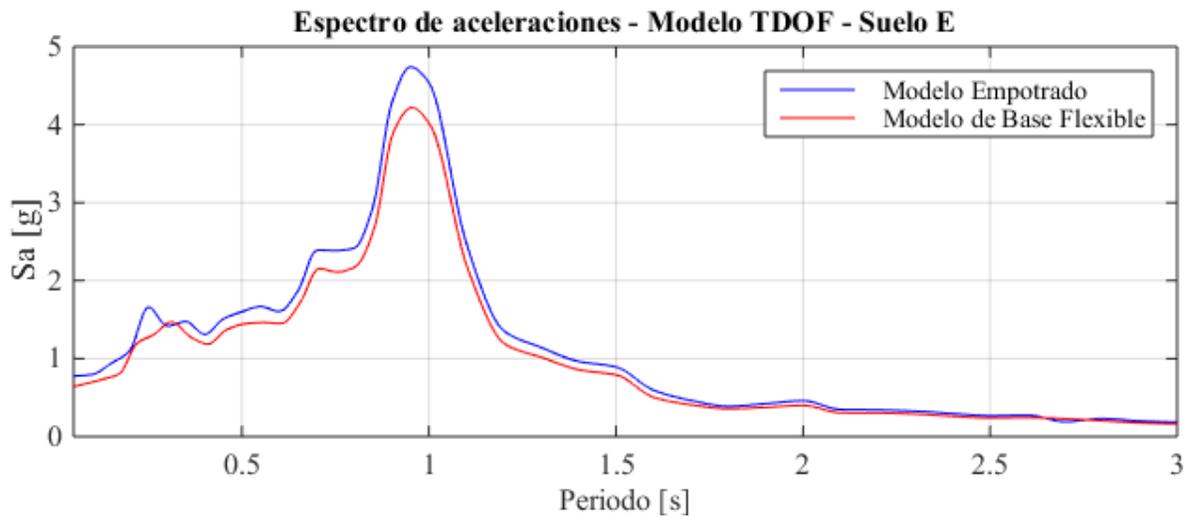


Figura 4.17: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo TDOF – Suelo E

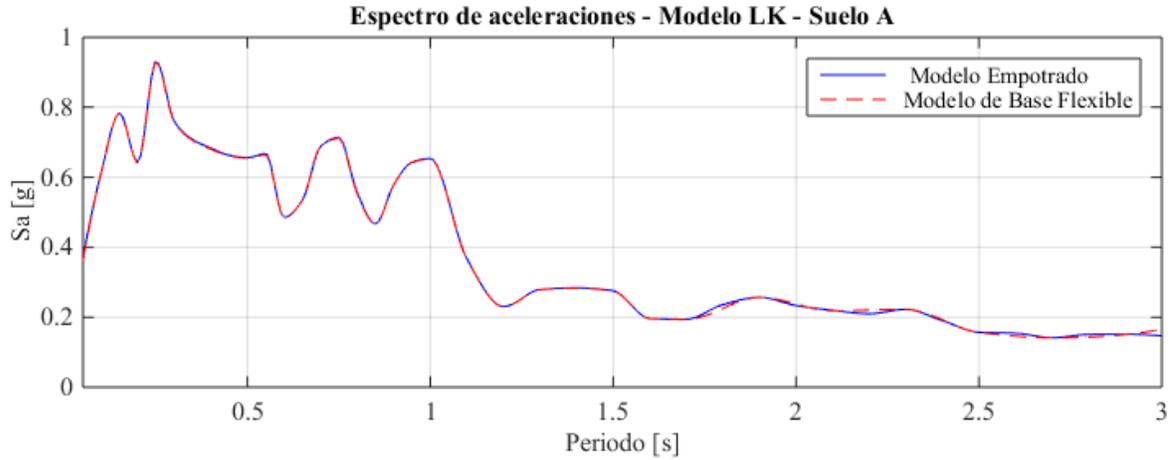


Figura 4.18: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo LK – Suelo A

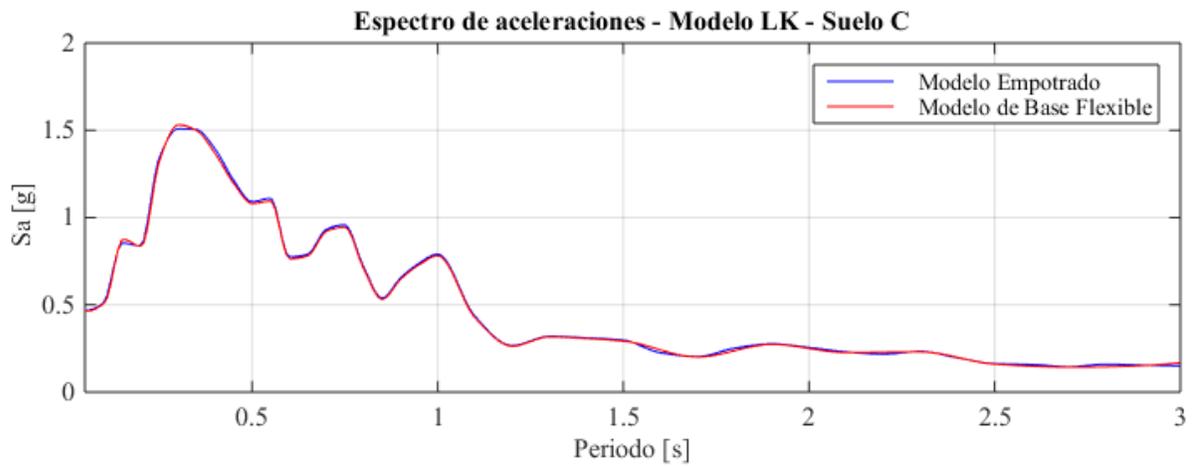


Figura 4.19: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo LK – Suelo C

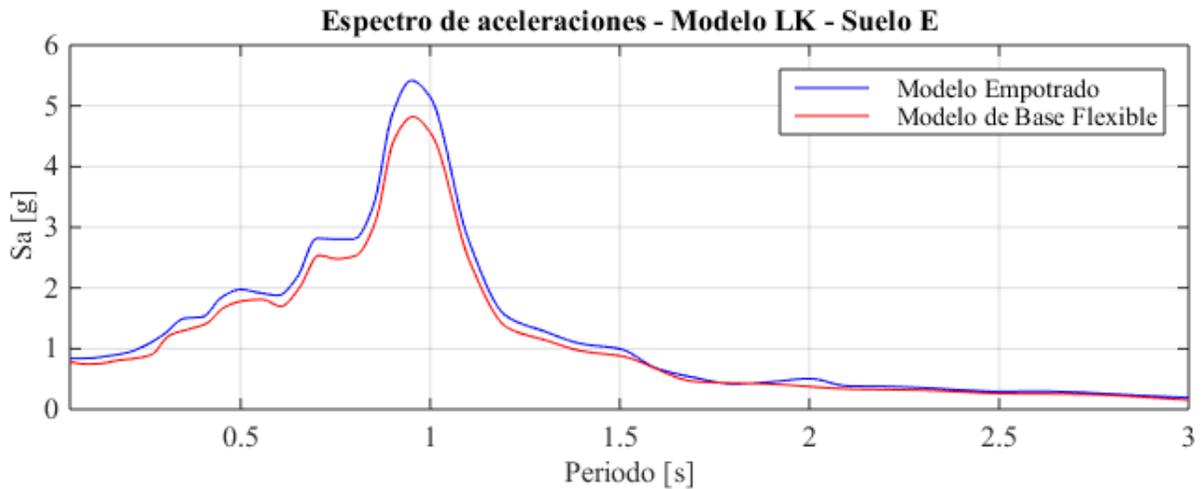


Figura 4.20: Respuesta de modelo empotrado y base flexible – Modelo LK – Suelo E

Para la construcción del espectro en base flexible se considera el alargamiento de periodo calculado en la sección 3.5.3. Se puede observar que en los suelos A y C varía muy poco la respuesta considerando una base flexible, lo que concuerda con lo esperado, debido a su baja razón de alargamiento de periodo (\tilde{T}/T) y amortiguamiento de fundación (β_f), mostrados en la Tabla 3.17. En el caso del suelo E, se ve una disminución en la demanda sísmica, acentuándose en la zona del peak del espectro, lo que es de esperar ya que presenta valores mayores de los parámetros antes mencionados. En la tabla 4.6 se muestran los resultados para la estructura en estudio de periodo 0.15 segundos, en la que se puede ver el alargamiento de periodo (\tilde{T}) y la aceleración máxima obtenida tanto para el modelo empotrado como para el modelo de base flexible.

Tabla 4.6: Respuesta máxima para estructura en estudio – Modelo Flexible

Tipo de Suelo	Modelo	Sa [g] Base empotrada	Sa [g] Base Flexible	\tilde{T} [s]
Suelo A	TDOF	0.728	0.729	0.1504
	LK	0.784	0.785	0.1504
Suelo C	TDOF	0.922	0.941	0.1529
	LK	0.854	0.876	0.1529
Suelo E	TDOF	0.938	0.804	0.1732
	LK	0.879	0.836	0.1732

De acuerdo con lo esperado, el alargamiento del periodo aumenta progresivamente a medida que la rigidez del suelo es más baja. En el suelo E existe una disminución de la demanda sísmica cercana al 15%, con respecto al valor obtenido del modelo de base empotrada, mientras que en el suelo A y C la disminución es casi nula, en este caso, al encontrarse a la izquierda del peak del espectro, al alargarse el periodo, podría existir un aumento de la demanda sísmica, pero este aumento puede ser contrarrestado con el aumento del amortiguamiento total de la estructura (β_0). El efecto de la base flexible se va atenuando a medida que aumenta el periodo, resultando en que después de un periodo igual a 2 segundos no existen diferencias entre los espectros en estudio, lo que indica que en periodos largos controla el desplazamiento máximo y para periodos cortos controla la aceleración máxima.

Para determinar la tasa de amortiguamiento en este caso, se utiliza el procedimiento descrito en la sección 3.5.2, obteniendo la tasa de amortiguamiento de fundación (β_f) de

la ecuación 2.6 y la tasa de amortiguamiento total (β_0) de la ecuación 2.9. Los resultados obtenidos para un periodo igual a 0.15 segundos se presentan en la tabla 4.7 y los resultados para la estructura con un periodo igual al periodo de vibración del suelo ($T = T_s$) se presentan en la tabla 4.8.

Tabla 4.7: Tasa de amortiguamiento total para modelo de base flexible ($T = 0.15$ [s])

Tipo de suelo	β_f [%]	β_0 [%]
A	1.59	6.60
C	3.40	8.20
E	7.72	11.50

Tabla 4.8: Tasa de amortiguamiento total para modelo de base flexible ($T = T_s$)

Tipo de suelo	T [s]	β_f [%]	β_0 [%]
A	0.18	1.39	6.40
C	0.36	1.49	6.50
E	0.92	1.69	6.60

De acuerdo con lo esperado, se tiene un mayor efecto de la radiación a medida que es más baja la rigidez del suelo, ya que fundación puede vibrar con mayor libertad. Al aumentar el periodo de vibración de la estructura, disminuye el efecto del amortiguamiento de radiación para los tres tipos de suelo, donde sobre un periodo de 1.5 segundos la tasa de amortiguamiento total de la estructura será de un 5%, la cual es la tasa asignada a la estructura sin considerar interacción suelo-estructura. Cabe mencionar que no se ve un efecto en el amortiguamiento cuando la estructura entra en resonancia con el suelo, además de que este caso no considera el amortiguamiento por histéresis del suelo, por lo que las tasas de amortiguamiento reales pueden ser más altas que las estimadas por este modelo.

4.4.3 Modelo elástico – sin amortiguamiento

A continuación, se presentan los resultados para el modelo de OpenSees utilizando la metodología de análisis directo que considera un comportamiento elástico, pero no se le asigna una tasa de amortiguamiento al suelo, de forma que se quiere reproducir el comportamiento de la estructura solo con efecto del amortiguamiento de radiación, emulando el caso de base flexible analizado en la sección anterior. De esta forma se espera

validar los bordes artificiales utilizados, TDOF y absorbentes, verificando las tasas de amortiguamiento de radiación obtenidas.

En las figuras 4.21, 4.22 y 4.23 se muestran los resultados para el espectro de aceleraciones para el modelo con bordes TDOF y en las figuras 4.24, 4.25 y 4.26 para el modelo con bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer. Cabe mencionar que los espectros del modelo elástico se graficaron con el periodo alargado de la estructura (\tilde{T}) obtenidos del análisis modal en OpenSees.

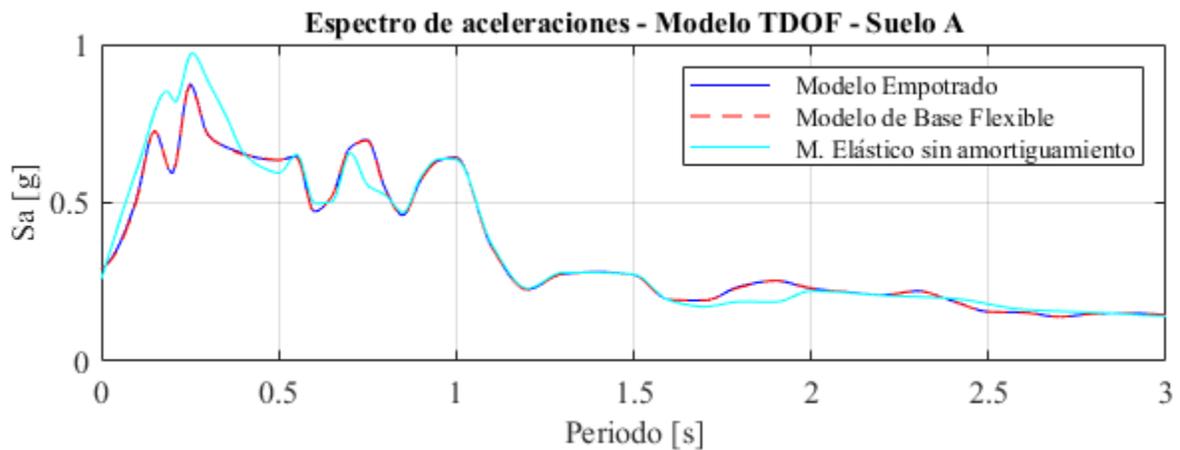


Figura 4.21: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo TDOF – Suelo A

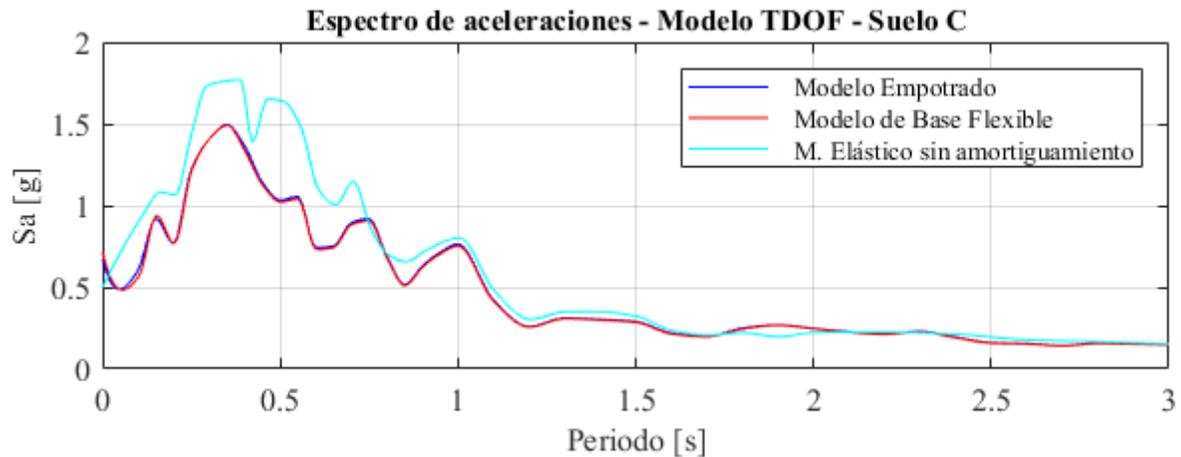


Figura 4.22: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo TDOF – Suelo C

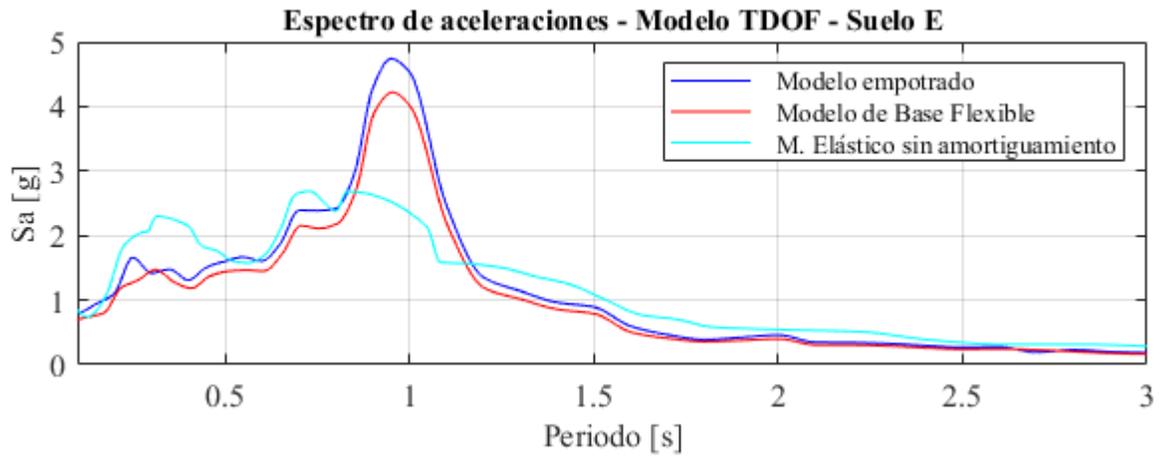


Figura 4.23: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo TDOF – Suelo E

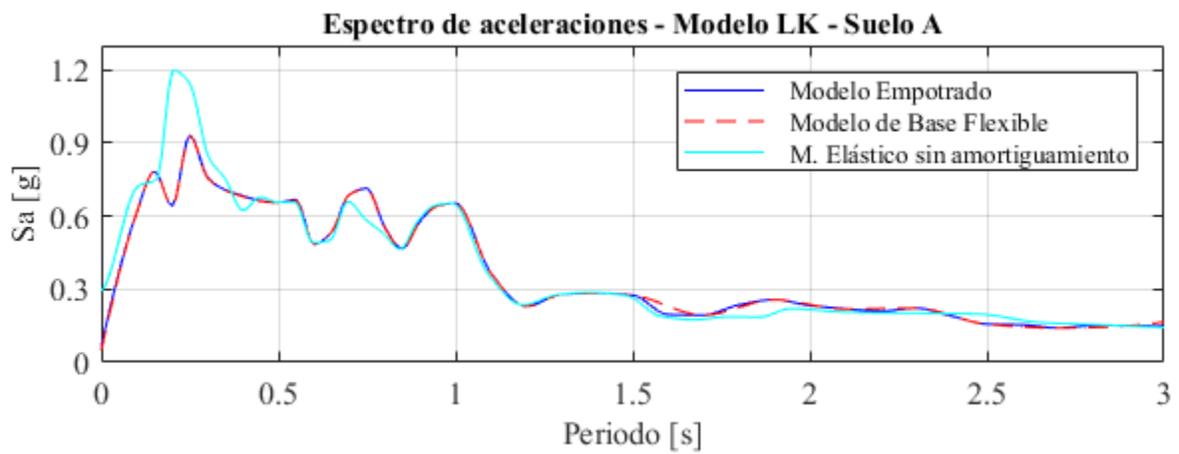


Figura 4.24: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo LK – Suelo A

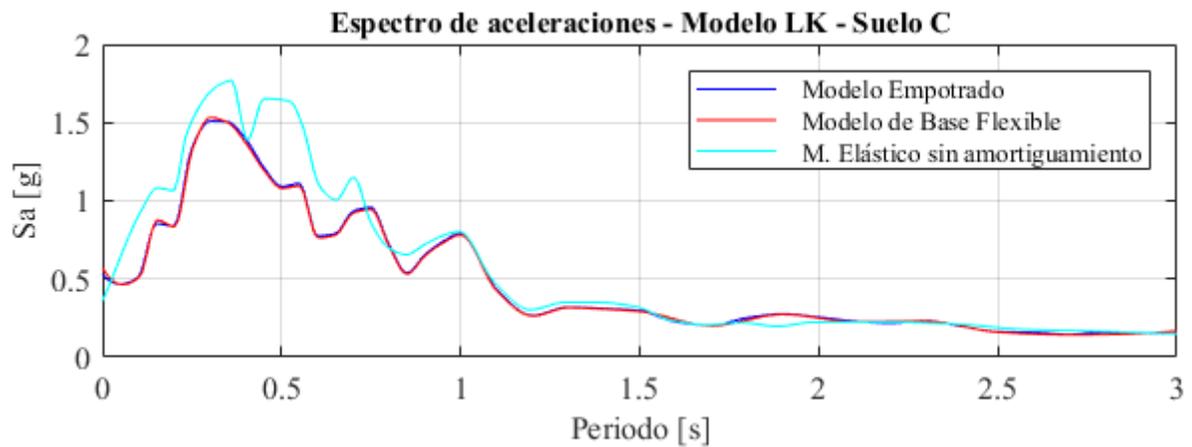


Figura 4.25: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo LK – Suelo C

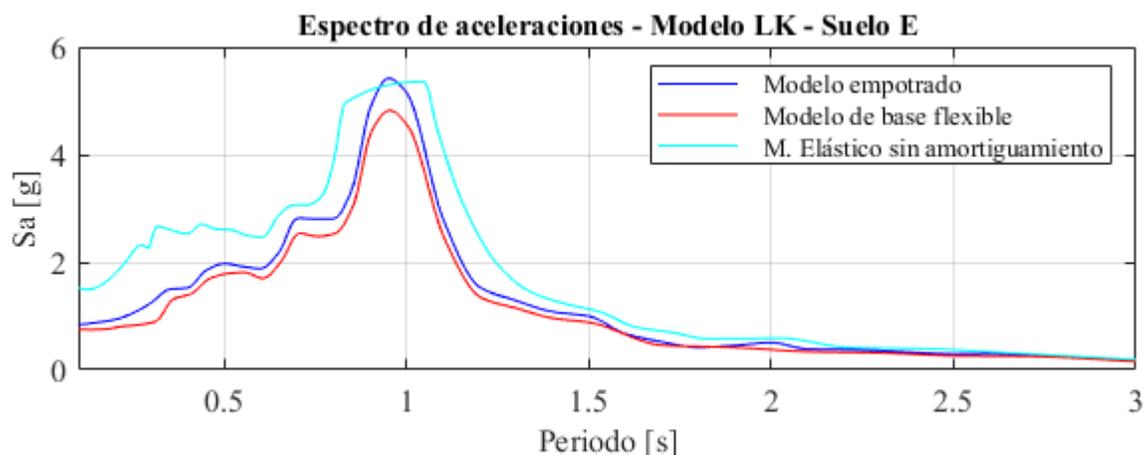


Figura 4.26: Espectros de aceleraciones – Caso 3 – Modelo LK – Suelo E

En los espectros de respuesta obtenidos se puede ver un aumento de la demanda sísmica para periodos cortos y periodos cercanos al peak del espectro en los suelos A y C. En el caso del suelo E, se ve el mismo efecto, con la diferencia que en el peak existe una disminución de la demanda sísmica, marcándose de manera significativa en el modelo con bordes TDOF, esto puede deberse a un aumento del amortiguamiento cuando el periodo de la estructura (T) coincide con el periodo de vibración del suelo (T_s). Esto deja en evidencia que el efecto de resonancia, alargamiento de periodo y la incorporación del suelo al análisis en el caso estudiado, posee un efecto mayor en la respuesta que lo representado por las ecuaciones del caso 2 (base flexible), donde en estructuras con periodos cortos (al lado izquierdo del peak) puede haber un aumento significativo de la demanda sísmica.

En la tabla 4.9 se presentan los resultados de la aceleración máxima obtenida para un periodo de 0.15 segundos para los 3 casos estudiados y en la tabla 4.10 se presentan los periodos alargados de la estructura, también considerando un periodo de 0.15 segundos, para cada caso estudiado.

Tabla 4.9: Respuesta máxima para estructura – M. Elástico sin amortiguamiento

Tipo de suelo	Suelo A		Suelo C		Suelo E	
	TDOF	LK	TDOF	LK	TDOF	LK
Sa [g] – T = 0.15 [s] Base empotrada	0.728	0.784	0.922	0.854	0.938	0.879
Sa [g] – T = 0.15 [s] Base Flexible	0.729	0.785	0.941	0.876	0.804	0.836
Sa [g] – T = 0.15 [s] M. Elástico – SA	0.853	0.751	1.083	1.095	1.842	1.971

Tabla 4.10: Alargamiento de periodo de la estructura – M. Elástico sin amortiguamiento

Tipo de suelo	Suelo A		Suelo C		Suelo E	
Modelo	TDOF	LK	TDOF	LK	TDOF	LK
\tilde{T} [s] Base empotrada	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500
\tilde{T} [s] Base Flexible	0.1504	0.1504	0.1529	0.1529	0.1732	0.1732
\tilde{T} [s] M. Elástico – SA	0.1509	0.1502	0.1629	0.1625	0.2256	0.2210

Los valores del espectro de aceleración para un periodo de 0.15 segundos son más altos que en los casos estudiados anteriormente, en concordancia con lo mostrado en los espectros de respuesta obtenidos, esto es de esperarse, ya que al no considerar un amortiguamiento de suelo el registro en superficie posee mayores amplitudes que el registro en superficie utilizado en el modelo de base flexible, el cual es el del modelo elástico con un amortiguamiento de suelo del 5%. De la tabla 4.10, se puede ver que el alargamiento de periodo es mayor en los modelos elásticos, lo que en parte podría explicar el aumento de la aceleración máxima para este caso en estudio.

Para estimar la tasa de amortiguamiento total de la estructura se utiliza el procedimiento explicado en la sección 3.1.3, evaluando el decaimiento logarítmico de la respuesta de la estructura que se deja vibrar libremente. Se aplica una fuerza estática en la masa de la estructura cuya magnitud va aumentando linealmente hasta llegar a un valor de 0.5 [g] multiplicado por la masa de la estructura la cual, luego de 1 segundo, es retirada dando una condición inicial de desplazamiento. Se obtiene la respuesta de la masa de la estructura en oscilación libre y tomando los primeros peaks sucesivos se estima la tasa de amortiguamiento de acuerdo a la ecuación 3.9.

En la tabla 4.11 se muestran los resultados obtenidos para la tasa de amortiguamiento total de la estructura (β_0) considerando un periodo de la estructura de 0.15 segundos, tanto para el modelo elástico sin amortiguamiento de suelo como para el modelo de base flexible, además se estima el amortiguamiento de fundación (β_f) para el caso 3 a partir de la ecuación 2.6. En la tabla 4.12 se muestran los resultados para la estructura con un periodo igual al periodo de vibración de cada tipo de suelo

Tabla 4.11: Tasa de amortiguamiento de fundación y total – Caso 3 – $T = 0.15$ [s]

Tipo de suelo	Suelo A		Suelo C		Suelo E	
Modelo	β_f [%]	β_0 [%]	β_f [%]	β_0 [%]	β_f [%]	β_0 [%]
Base Flexible $T = 0.15$ [s]	1.59	6.60	3.40	8.20	7.72	11.50
M. Elástico – SA TDOF - $T = 0.15$ [s]	2.8	7.77	4.1	8.34	10.3	12.53
M. Elástico – SA LK - $T = 0.15$ [s]	1.4	6.42	5.9	10.12	11.5	13.80

Tabla 4.12: Tasa de amortiguamiento total para $T = T_s$ – Caso 3

Tipo de suelo	T [s]	β_0 [%] M. Elástico –SA TDOF	β_0 [%] M. Elástico – SA LK	β_0 [%] Modelo Base Flexible
A	0.18	10.26	6.95	6.40
C	0.36	12.31	7.53	6.50
E	0.92	14.69	10.20	6.60

De los resultados se puede observar que el amortiguamiento por radiación va aumentando a medida que disminuye la rigidez del suelo en los tres casos estudiados. En los modelos elásticos se obtiene un amortiguamiento de fundación levemente mayor al modelo de base flexible y la diferencia aumenta con la disminución de la rigidez del suelo, esto puede deberse a que los modelos elásticos son más complejos e incorporan la deformación del suelo de forma más real que la metodología de subestructura con resortes, por lo que puede existir mayor flexibilidad que causa que la fundación pueda vibrar con mayor libertad. Cabe mencionar, que al tratarse de un modelo elástico de suelo no debería haber grandes diferencias entre la tasa de amortiguamiento de los distintos tipos de suelo, ya que no se toma en cuenta el amortiguamiento por deformación, pero al utilizar Rayleigh para definirlo, se genera una dependencia de la frecuencia. De la tabla 4.12 se desprende que hay un efecto cuando la estructura entra en resonancia con el suelo que no es representado por el modelo de base flexible, en general el amortiguamiento de radiación va disminuyendo con el aumento del periodo, pero en los peaks de los espectros se ve que alcanza valores similares e incluso superiores que en periodos cortos.

4.4.4 Modelo elástico

A continuación, se presentan los resultados de la estructura obtenidos a partir de los modelos de elementos finitos considerando el comportamiento elástico del suelo. En este caso se agrega una tasa de amortiguamiento asociada al suelo ($\beta_s = 5\%$), para representar la histéresis y el amortiguamiento por radiación, el movimiento de entrada utilizado es el obtenido en la roca basal para cada tipo de suelo. En las figuras 4.27, 4.28 y 4.29 se presentan los resultados para el modelo elástico con bordes TDOF y en las figuras 4.30, 4.31 y 4.32 se presentan los resultados para el modelo elástico con bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer, los cuales fueron graficados con el periodo alargado obtenido a partir del análisis modal en OpenSees.

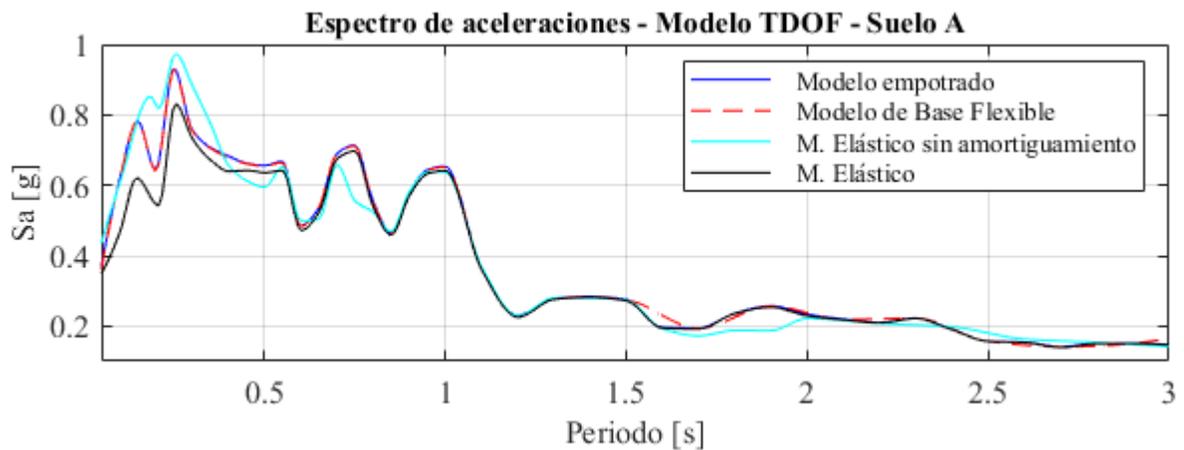


Figura 4.27: Espectros de aceleraciones – Caso 4– Modelo TDOF – Suelo A

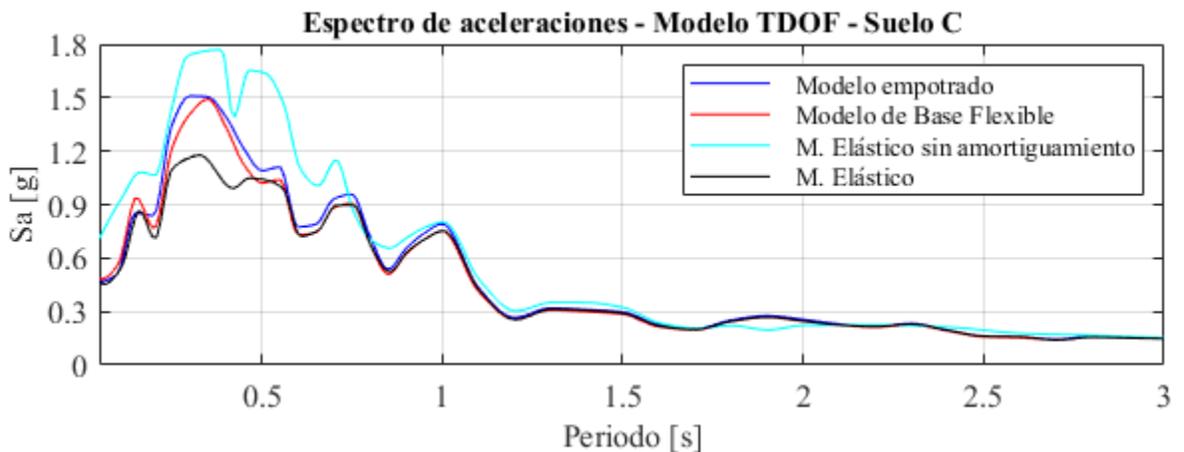


Figura 4.28: Espectros de aceleraciones – Caso 4 – Modelo TDOF – Suelo C

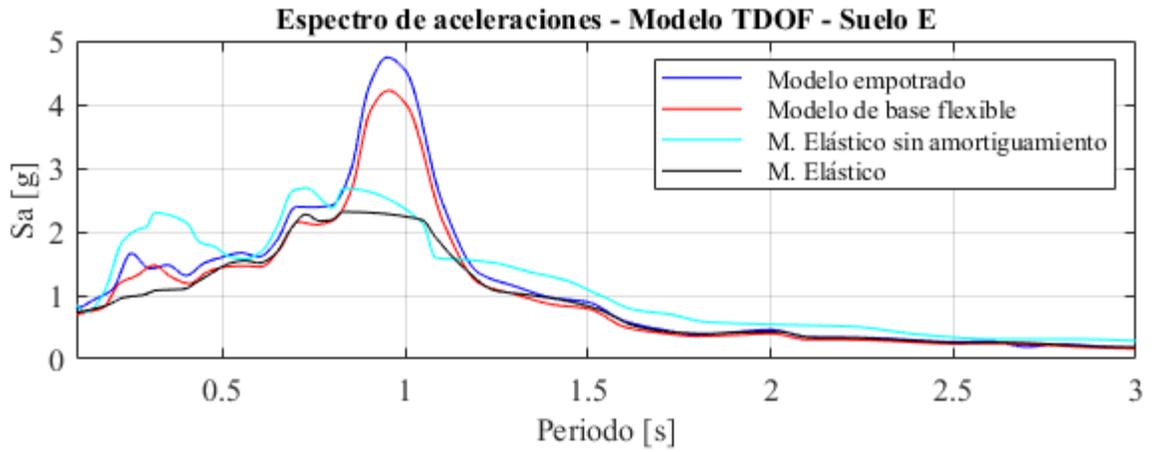


Figura 4.29: Espectros de aceleraciones – Caso 4– Modelo TDOF – Suelo E

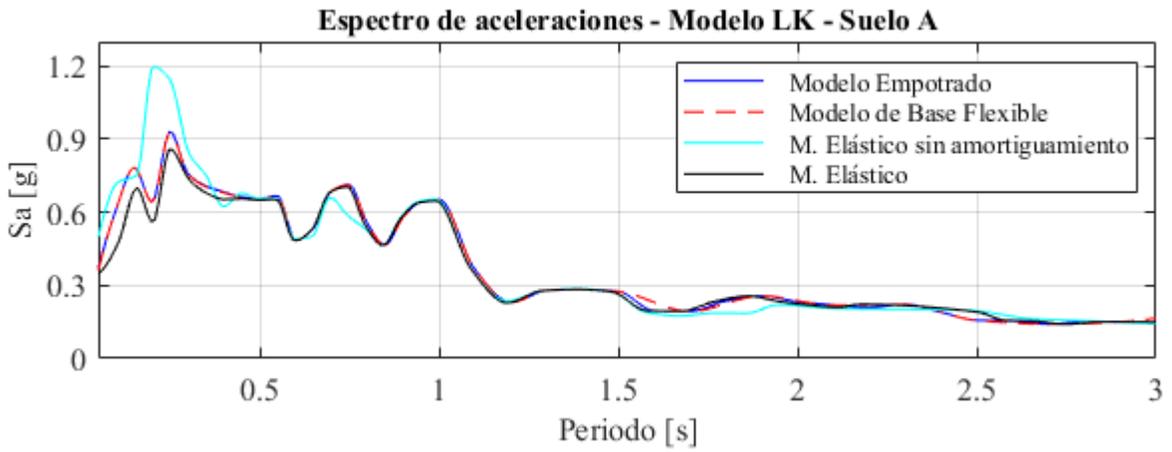


Figura 4.30: Espectros de aceleraciones – Caso 4– Modelo LK – Suelo A

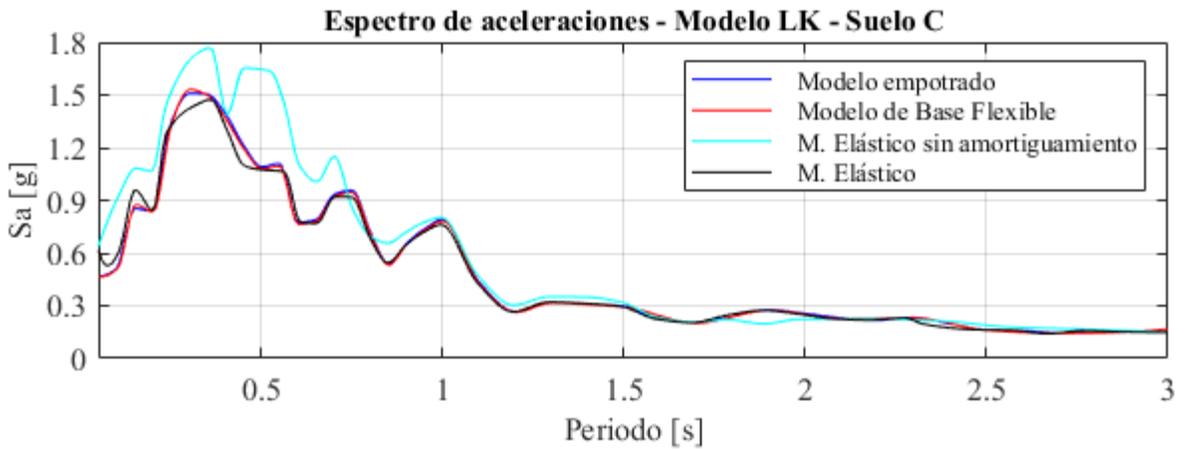


Figura 4.31: Espectros de aceleraciones – Caso 4– Modelo LK – Suelo C

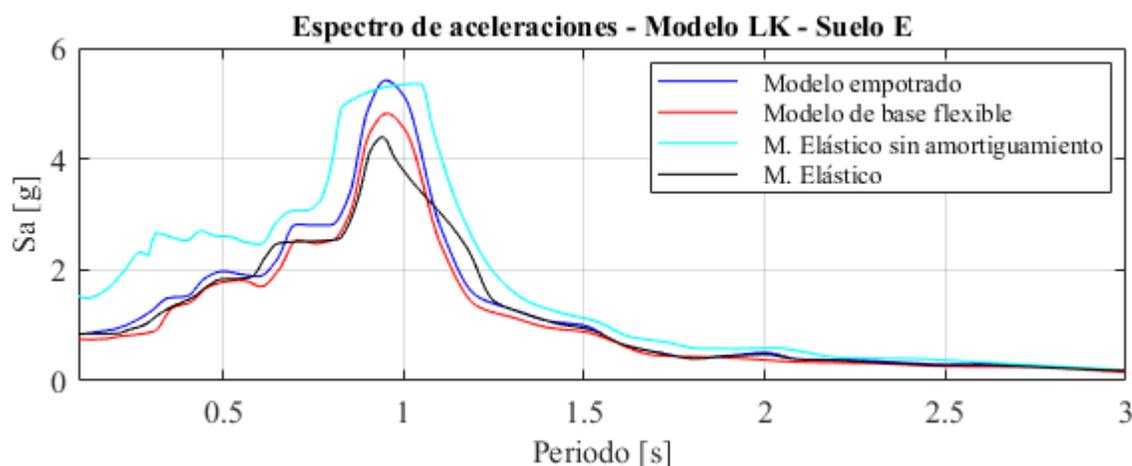


Figura 4.32: Espectros de aceleraciones – Caso 4 – Modelo LK – Suelo E

Al igual que en los casos anteriores, se muestra el espectro para el modelo elástico para ambos bordes artificiales propuestos. En este caso es más evidente la disminución de demanda sísmica, acentuándose en los periodos cercanos al periodo de vibración del suelo y aumentando a medida que se tiene menor rigidez en el suelo. También, se tiene que el amortiguamiento posee un mayor efecto en el modelo con bordes artificiales TDOF que en el modelo con bordes absorbentes, esto podría deberse a que en el caso del modelo de bordes absorbentes se tiene en cuenta el movimiento del campo libre por las columnas de suelo laterales que condicionan el movimiento del modelo principal y este método depende del ángulo en el que llega la onda al borde, por lo que puede no estar absorbiendo en su totalidad y quedan ondas atrapadas. Otra razón podría deberse a que en el modelo de bordes artificiales TDOF efectivamente las ondas quedan atrapadas, ya que este modelo es más propenso a este fenómeno y dependiente del ancho del modelo utilizado, y por superposición de ondas se estén atenuando. Observando las curvas obtenidas, se tiene que el modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kulhemeyer se ajusta mejor a la respuesta teórica de base flexible, mientras que el modelo TDOF genera un amortiguamiento adicional.

En la tabla 4.13 se presentan los resultados de la aceleración máxima obtenida para un periodo de 0.15 segundos para los 4 casos estudiados y en la tabla 4.14 se presentan los periodos alargados de la estructura, también considerando un periodo de 0.15 segundos, para cada caso estudiado.

Tabla 4.13: Respuesta máxima de estructura – M. Elástico – $T = 0.15$ [s]

Tipo de suelo	Suelo A		Suelo C		Suelo E	
Modelo	TDOF	LK	TDOF	LK	TDOF	LK
Sa [g] – $T = 0.15$ [s] Base empotrada	0.728	0.784	0.922	0.854	0.938	0.879
Sa [g] – $T = 0.15$ [s] Base Flexible	0.729	0.785	0.941	0.876	0.804	0.836
Sa [g] – $T = 0.15$ [s] M. Elástico – SA	0.853	0.751	1.083	1.095	1.842	1.971
Sa [g] – $T = 0.15$ [s] M. Elástico	0.622	0.701	0.866	0.961	0.853	0.855

Tabla 4.14: Alargamiento de periodo de la estructura – M. Elástico – $T = 0.15$ [s]

Tipo de suelo	Suelo A		Suelo C		Suelo E	
Modelo	TDOF	LK	TDOF	LK	TDOF	LK
\tilde{T} [s] Base empotrada	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500
\tilde{T} [s] Base Flexible	0.1504	0.1504	0.1529	0.1529	0.1732	0.1732
\tilde{T} [s] M. Elástico – SA	0.1509	0.1502	0.1629	0.1625	0.2256	0.2210
\tilde{T} [s] M. Elástico	0.1510	0.1505	0.1615	0.1614	0.2081	0.2117

Los valores de la aceleración máxima para un periodo de 0.15 segundos son más bajos que en los casos estudiados anteriormente, en concordancia con lo mostrado en los espectros de respuesta obtenidos. De la tabla 4.14, se puede ver que el alargamiento de periodo se mantiene dentro de los mismos rangos que el periodo alargado del modelo elástico sin amortiguamiento.

En la tabla 4.15 se muestran los resultados obtenidos para la tasa de amortiguamiento total de la estructura (β_0) considerando un periodo de la estructura de 0.15 segundos, tanto para el modelo elástico, con y sin amortiguamiento de suelo, como para el modelo de base flexible. En la tabla 4.16 se muestran los resultados para la estructura con un periodo igual al periodo de vibración de cada tipo de suelo.

Tabla 4.15: Tasa de amortiguamiento total – Caso 4 – $T = 0.15$ [s]

Modelo	β_0 [%] - Suelo A	β_0 [%] - Suelo C	β_0 [%] - Suelo E
Base Flexible $T = 0.15$ [s]	6.60	8.20	11.50
M. Elástico – SA TDOF - $T = 0.15$ [s]	7.77	8.34	12.53
M. Elástico – SA LK - $T = 0.15$ [s]	6.42	10.12	13.80
M. Elástico TDOF - $T = 0.15$ [s]	8.16	8.53	14.55
M. Elástico LK - $T = 0.15$ [s]	6.5	11.82	15.51

Tabla 4.16: Tasa de amortiguamiento total – Caso 4 – $T = T_s$

Modelo	β_0 [%] - Suelo A	β_0 [%] - Suelo C	β_0 [%] - Suelo E
T [s]	0.18	0.36	0.92
Base Flexible $T = 0.15$ [s]	6.40	6.50	6.60
M. Elástico – SA TDOF - $T = 0.15$ [s]	10.26	12.31	14.69
M. Elástico – SA LK - $T = 0.15$ [s]	6.95	7.53	10.20
M. Elástico TDOF - $T = 0.15$ [s]	12.41	16.71	16.79
M. Elástico LK - $T = 0.15$ [s]	6.92	7.36	10.06

De los resultados se puede observar que el amortiguamiento total de la estructura aumenta con respecto al caso 3, en ambos modelos, al considerar un periodo de 0.15 segundos, lo que es de esperar al agregar el amortiguamiento de suelo igual a un 5%. Al comparar los resultados para el amortiguamiento cuando la estructura entra en resonancia con el suelo, las tasas para el modelo TDOF aumentan aún más que en el caso 3, lo que se puede ver en los espectros obtenidos, lo que reafirma que existe un amortiguamiento adicional que no concuerda con lo teóricamente esperado que es una curva similar al modelo de base flexible, lo que si logra el modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer.

4.4.5 Modelo no lineal

A continuación, se presentan los resultados de la estructura obtenidos a partir de los modelos de elementos finitos considerando el comportamiento hiperbólico del suelo. En este caso se agrega una tasa de amortiguamiento histérico asociada al suelo igual a 0.5%, para representar la histéresis y el amortiguamiento por radiación, el movimiento de entrada utilizado es el obtenido en la roca basal para cada tipo de suelo. En las figuras 4.33, 4.34 y 4.35 se presentan los resultados para el modelo no lineal con bordes TDOF y en las figuras 4.36, 4.37 y 4.38 se presentan los resultados para el modelo hiperbólico con bordes absorbentes de Lysmer-Kulhemeyer, los cuales fueron graficados con el periodo alargado obtenido a partir del análisis modal en OpenSees.

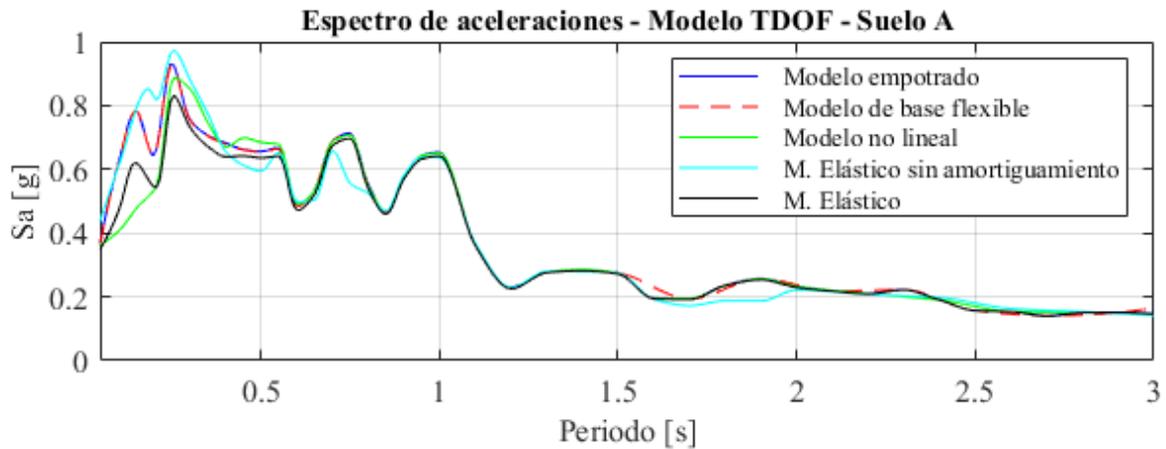


Figura 4.33: Espectros de aceleraciones – Caso 5 – Modelo TDOF – Suelo A

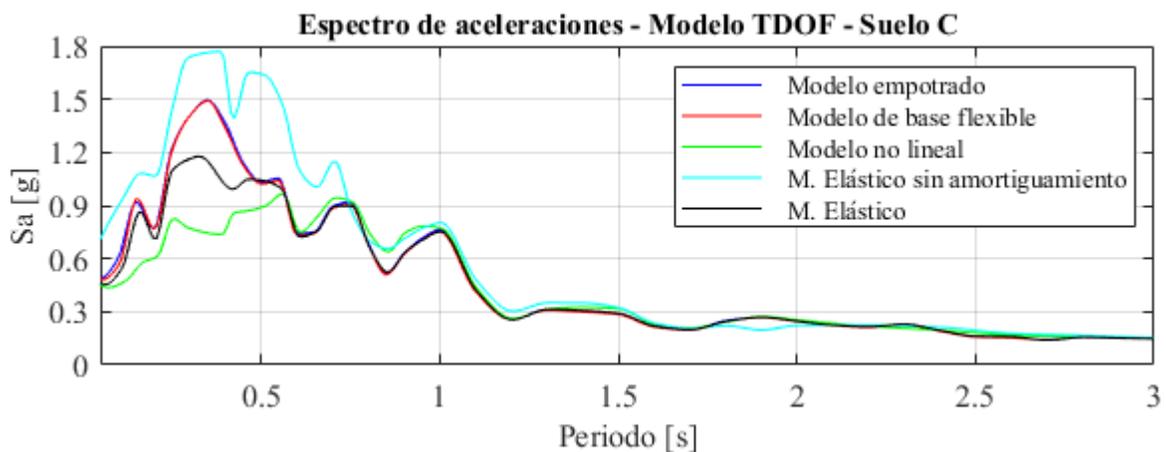


Figura 4.34: Espectros de aceleraciones – Caso 5 – Modelo TDOF – Suelo C

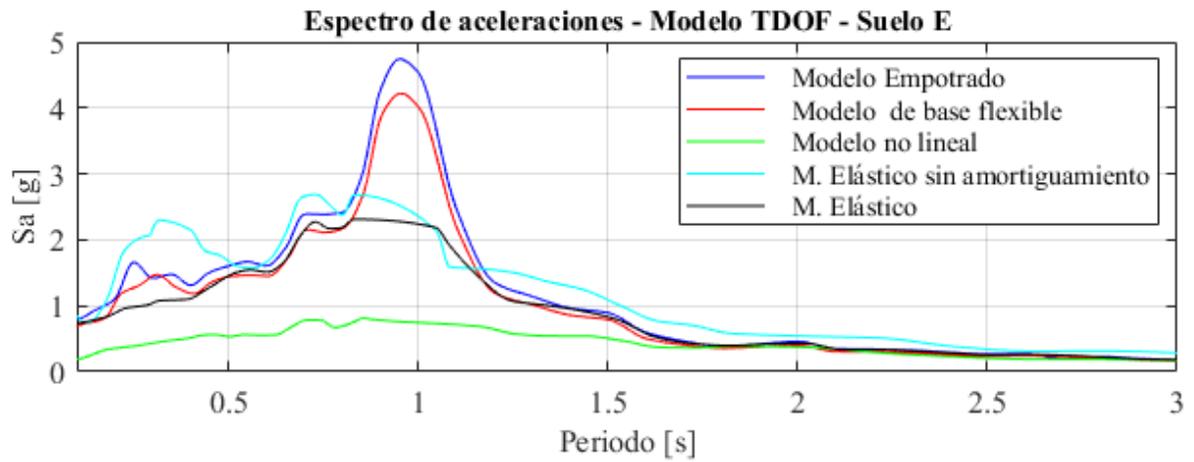


Figura 4.35: Espectros de aceleraciones – Caso 5 – Modelo TDOF – Suelo E

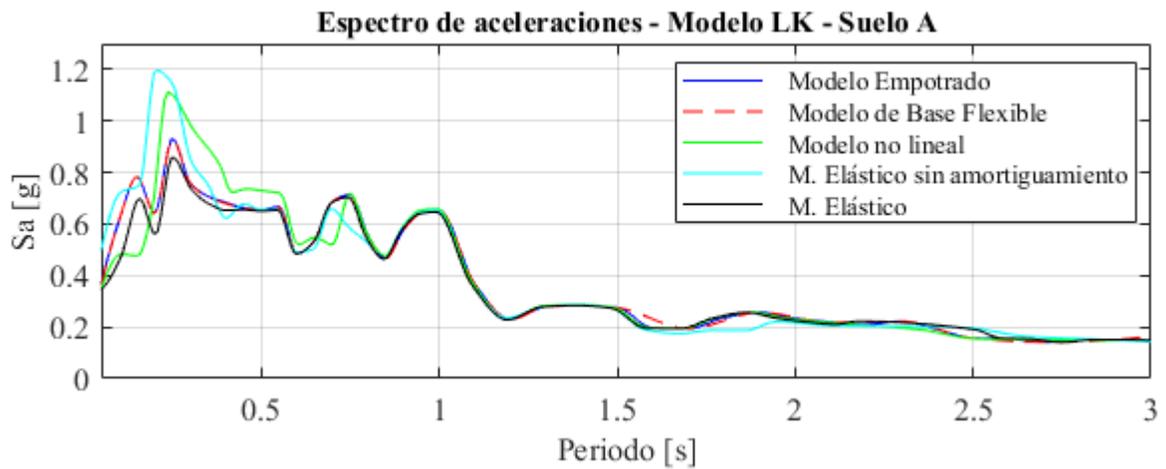


Figura 4.36: Espectro de aceleraciones – Caso 5 – Modelo LK – Suelo A

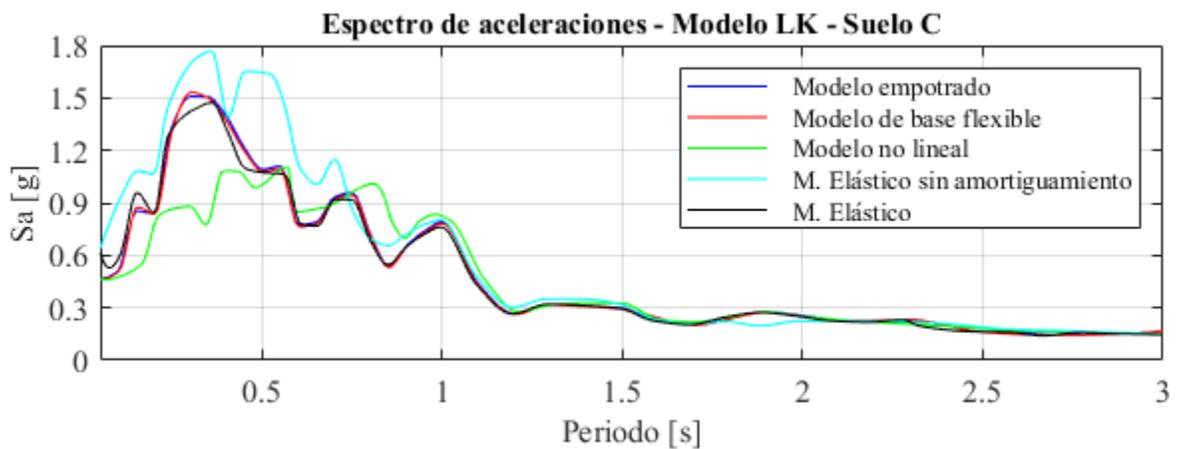


Figura 4.37: Espectro de aceleraciones – Caso 5 – Modelo LK – Suelo C

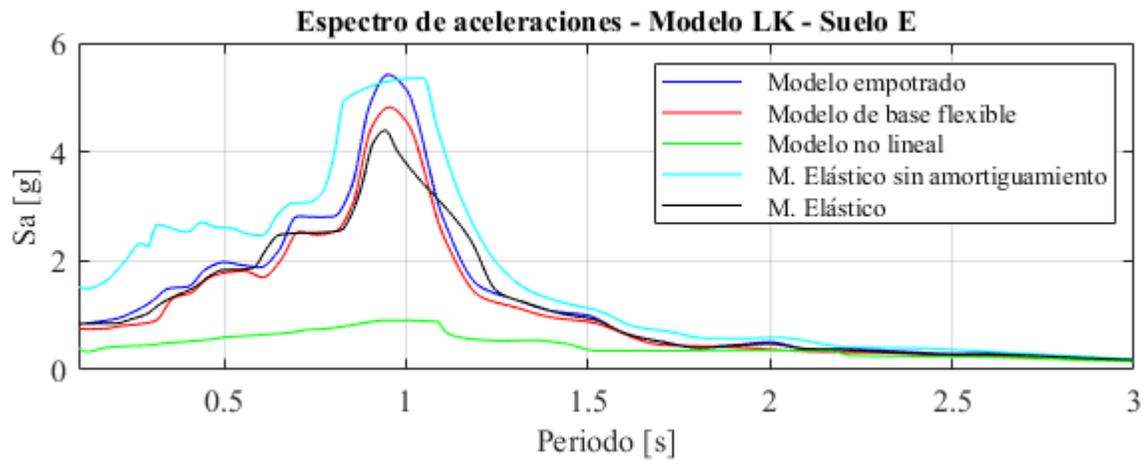


Figura 4.38: Espectro de aceleraciones – Caso 5 – Modelo LK – Suelo E

En general, se tiene una disminución de la demanda sísmica debido a que existe una mayor tasa de amortiguamiento ligada a la deformación que presente el suelo, pero existe diferencia en el comportamiento de la curva para suelos rígidos (A y C) y suelos blandos (E). En el caso de los suelos rígidos, se tiene una disminución de la aceleración máxima para periodos menores al periodo de vibración del suelo y un aumento de este parámetro en los periodos mayores cercanos al periodo de vibración del suelo, esto puede explicarse a que durante la resonancia existe una mayor deformación local del suelo lo que aumenta el efecto de la histéresis y, por consiguiente, aumenta el amortiguamiento total de la estructura. En el caso del suelo E se ve una diferencia significativa en los espectros de respuesta, la primera causa es debido a la diferencia en la respuesta en superficie libre que se tiene en el modelo no lineal, en comparación con el modelo elástico, de acuerdo a la sección 4.3 el PGA en superficie libre para el modelo elástico es de 0.72 [g] en promedio y en el modelo no lineal es de 0.39 [g] para el suelo E, por lo que hay una disminución en las aceleraciones máximas, además se suma el efecto de la histéresis ya que en suelos blandos se espera una deformación mayor que en suelos rígidos.

En la tabla 4.17 se presentan los resultados del espectro de aceleración obtenido para un periodo de 0.15 segundos para los 5 casos estudiados y en la tabla 4.18 se presentan los periodos alargados de la estructura, también considerando un periodo de 0.15 segundos, para cada caso estudiado.

Tabla 4.17: Respuesta máxima de estructura – M. No lineal – T = 0.15 [s]

Tipo de suelo	Suelo A		Suelo C		Suelo E	
Modelo	TDOF	LK	TDOF	LK	TDOF	LK
Sa [g] – T = 0.15 [s] Base empotrada	0.728	0.784	0.922	0.854	0.938	0.879
Sa [g] – T = 0.15 [s] Base Flexible	0.729	0.785	0.941	0.876	0.804	0.836
Sa [g] – T = 0.15 [s] M. Elástico – SA	0.853	0.751	1.083	1.095	1.842	1.971
Sa [g] – T = 0.15 [s] M. Elástico	0.622	0.701	0.866	0.961	0.853	0.855
Sa [g] – T = 0.15 [s] M. No lineal	0.481	0.477	0.578	0.558	0.368	0.427

Tabla 4.18: Alargamiento de periodo de la estructura – M. No Lineal – T = 0.15 [s]

Tipo de suelo	Suelo A		Suelo C		Suelo E	
Modelo	TDOF	LK	TDOF	LK	TDOF	LK
\tilde{T} [s] Base empotrada	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500
\tilde{T} [s] Base Flexible	0.1504	0.1504	0.1529	0.1529	0.1732	0.1732
\tilde{T} [s] M. Elástico – SA	0.1509	0.1502	0.1629	0.1625	0.2256	0.2210
\tilde{T} [s] M. Elástico	0.1510	0.1505	0.1615	0.1614	0.2081	0.2117
\tilde{T} [s] M. Elástico	0.1536	0.1534	0.1688	0.1680	0.2192	0.2095

Los valores de aceleración máxima obtenidos para un periodo de 0.15 segundos son más bajos que en los casos estudiados anteriormente, en concordancia con lo mostrado en los espectros de respuesta obtenidos. De la tabla 4.18, se puede ver que el alargamiento de periodo se mantiene dentro de los mismos rangos que el periodo alargado del modelo elástico sin amortiguamiento.

En la tabla 4.19 se muestran los resultados obtenidos para la tasa de amortiguamiento total de la estructura (β_0) considerando un periodo de la estructura de 0.15 segundos,

tanto para el modelo elástico, con y sin amortiguamiento de suelo, como para el modelo de base flexible. En la tabla 4.20 se muestran los resultados para la estructura con un periodo igual al periodo de vibración de cada tipo de suelo.

Tabla 4.19: Tasa de amortiguamiento total – Caso 5 – $T = 0.15$ [s]

Modelo	β_0 [%] - Suelo A	β_0 [%] - Suelo C	β_0 [%] - Suelo E
Base Flexible $T = 0.15$ [s]	6.60	8.20	11.50
M. Elástico – SA TDOF - $T = 0.15$ [s]	7.77	8.34	12.53
M. Elástico – SA LK - $T = 0.15$ [s]	6.42	10.12	13.80
M. Elástico TDOF - $T = 0.15$ [s]	8.16	8.53	14.55
M. Elástico LK - $T = 0.15$ [s]	6.5	11.82	15.51
M. No Lineal TDOF - $T = 0.15$ [s]	7.91	9.41	16.97
M. No Lineal LK - $T = 0.15$ [s]	7.03	15.41	19.94

Tabla 4.20: Tasa de amortiguamiento total – Caso 5 – $T = T_s$

Modelo	β_0 [%] - Suelo A	β_0 [%] - Suelo C	β_0 [%] - Suelo E
T [s]	0.18	0.36	0.92
Base Flexible $T = 0.15$ [s]	6.40	6.50	6.60
M. Elástico – SA TDOF - $T = 0.15$ [s]	10.26	12.31	14.69
M. Elástico – SA LK - $T = 0.15$ [s]	6.95	7.53	10.20
M. Elástico TDOF - $T = 0.15$ [s]	12.41	14.71	16.79
M. Elástico LK - $T = 0.15$ [s]	6.92	7.36	10.06
M. No lineal TDOF - $T = 0.15$ [s]	12.68	15.25	17.96
M. No lineal LK - $T = 0.15$ [s]	7.40	8.76	13.46

De los resultados se puede observar que el amortiguamiento total de la estructura aumenta con respecto al caso anterior, en ambos modelos, al considerar un periodo de 0.15 segundos, lo que es de esperar al agregar el amortiguamiento de suelo por histéresis. Al comparar los resultados para el amortiguamiento cuando la estructura entra en resonancia con el suelo las tasas para el modelo TDOF, al igual que en tendencias anteriores, es significativamente mayor que las obtenidas por el modelo de Lysmer-Kuhlemeyer, en el cual, considerando los resultados para suelo A y C, las tasas de amortiguamiento en resonancia se mantienen similares a los casos anteriores, debido a la baja deformación de los estratos rígidos y se observa un aumento en el caso del suelo E, por las altas deformaciones locales que aportan al amortiguamiento por histéresis.

A modo de resumen se tiene que efectivamente las tasas de amortiguamiento para edificios bajos de albañilería son mayores a las utilizadas en el diseño y predicción de daños, por lo que considerar solo el amortiguamiento que aporta la estructura resulta en respuesta sobreestimadas que, si bien es un procedimiento conservador, no refleja el comportamiento real. En la hipótesis de esta memoria, se plantea que podría haber un aumento de la demanda sísmica para estructuras de periodo corto que se encuentren a la izquierda del peak del espectro, debido al alargamiento de periodo, lo que es reflejado en el caso 3, donde al considerar solo el amortiguamiento de la estructura y la radiación de la fundación, aumenta la demanda sísmica para periodos cortos, pero al agregar el aporte de la histéresis al amortiguamiento, finalmente se tiene una disminución de la demanda sísmica por el aumento de las tasas de amortiguamiento total de la estructura.

Al considerar solo el amortiguamiento por radiación de la estructura, caso 3, las tasas aumentan entre un 2% y 10%, por lo que la interacción suelo-estructura se encuentra presente y afecta en todos los casos, tanto suelos rígidos como blandos. Considerando el caso 5, modelo no lineal, como el caso más completo y tomando los resultados para el modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer, el cual presenta un mejor comportamiento en comparación a lo teóricamente esperado, se tiene que la tasa de amortiguamiento total aumenta alrededor de un 2% para el suelo A, un 10% para el suelo C y un 15% para el suelo E. La tendencia general es que la tasa de amortiguamiento total va disminuyendo a medida que aumenta el periodo, pero puede tener un aumento significativo cuando el periodo de la estructura coincide con el periodo del suelo.

4.5 Comparación con espectro de diseño

A continuación, se presenta la comparación entre el espectro elástico de diseño para la zona sísmica 3 y los espectros calculados anteriormente considerando el modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer.

Se puede observar que en el caso del suelo A, el espectro elástico posee valores mayores que los espectros obtenidos en cada caso evaluado para un periodo de 0.15 segundos por lo que, si bien esto indica que el diseño está dentro del rango seguro, se tendrá una sobreestimación del daño permitido, al contrario de lo que pasa en el rango de periodos más largos, donde las aceleraciones máximas son mayores al espectro de diseño, por lo que podrían presentar un mayor daño del estimado. En el caso del suelo C, los valores del espectro elástico coinciden con los valores de los espectros obtenidos, solo en el modelo hiperbólico se tiene una demanda sísmica menor, al igual que en el caso del suelo E.

De esto se puede concluir para periodos bajos, el espectro de diseño en base a la norma NCh.433 (1996), si se considera el comportamiento elástico de suelo, funciona para estimar el comportamiento de la estructura frente a eventos sísmicos en suelo A, pero en los casos del suelo C y E se pueden obtener valores menores a los reales, consideran la zona sísmica 1 y 2, pudiendo obtener mayor daño que el permitido. En el caso que se considera el modelo hiperbólico de suelo, se tiene que el espectro de diseño es considerablemente mayor a los valores obtenidos por lo que se podría mejorar la estimación de modo que se obtengan espectros más reales, pero por el comportamiento altamente no lineal del suelo sumado a la heterogeneidad de las estratigrafías de igual forma se debe considerar un alto factor de seguridad al diseñar.

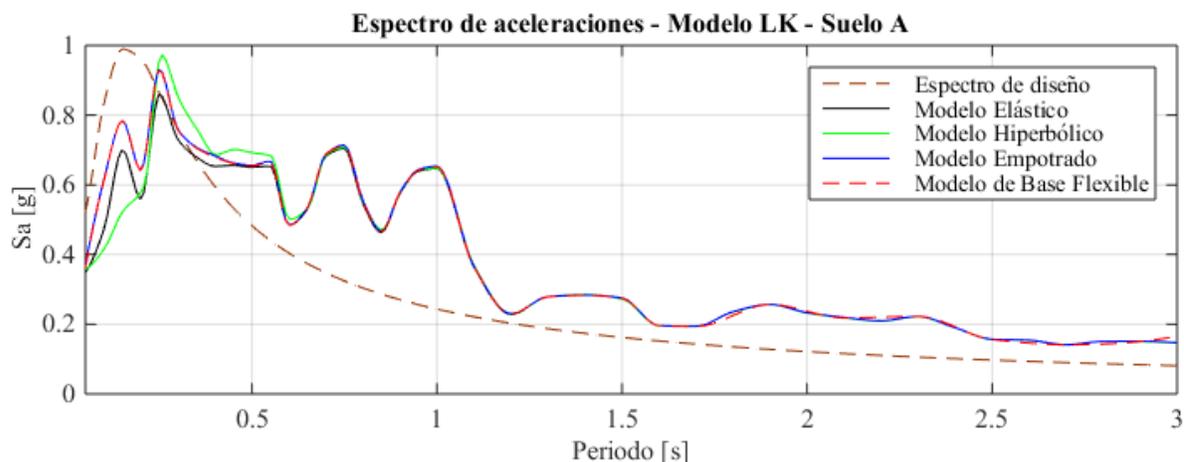


Figura 4.39: Comparación de espectros de respuesta con espectro de diseño - Suelo A

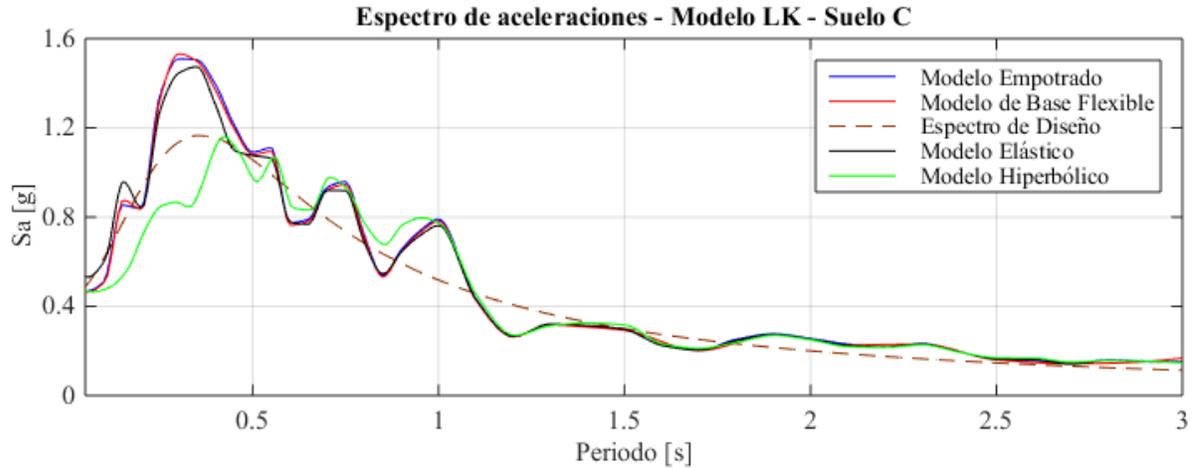


Figura 4.40: Comparación de espectros de respuesta con espectro de diseño – Suelo C

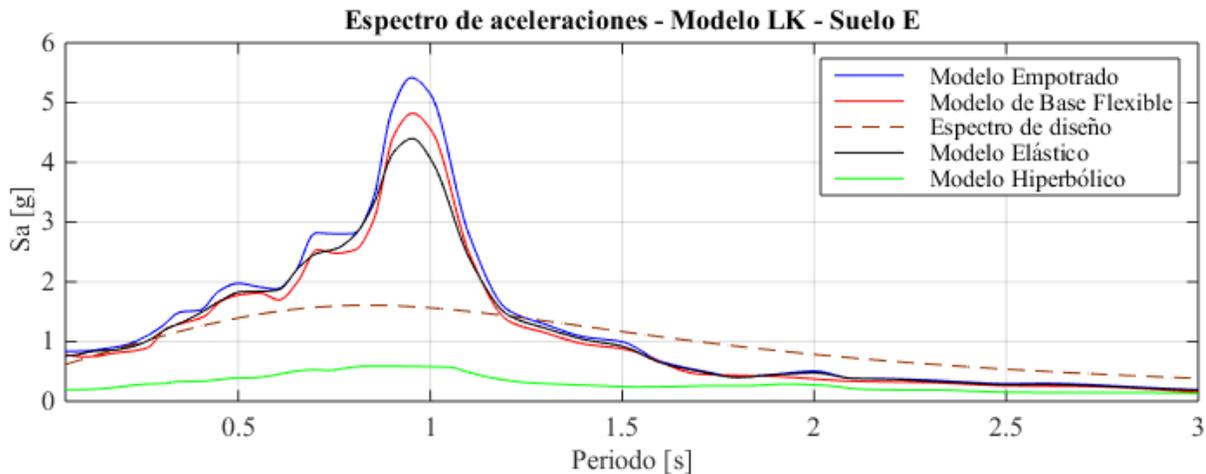


Figura 4.41: Comparación de espectros de respuesta con espectro de diseño – Suelo E

4.6 Variación de relación de aspecto

4.6.1 Ancho de fundación

Para evaluar el efecto que tiene la variación de la relación de aspecto en la respuesta de la estructura se considera un ancho de fundación de 20 metros y se obtienen los espectros de aceleraciones para el caso 5, modelo no lineal, con bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer (figuras 4.42, 4.43 y 4.44), el que considera el amortiguamiento por radiación e histerético. Además, se estiman las tasas de amortiguamiento considerando un

modelo elástico, con y sin amortiguamiento, y el modelo no lineal, comparando los resultados con el modelo original que tiene una fundación de 2 metros, para cada tipo de suelo, de lo cual se espera que aumente el amortiguamiento de radiación, de acuerdo con lo descrito en la sección 2.1.4, pero disminuya el efecto de la histéresis, ya que el suelo posee menos libertad para deformarse (tabla 4.21, 4.22 y 4.23).



Figura 4.42: Espectros de aceleración para distintos valores de B – Suelo A



Figura 4.43: Espectros de aceleración para distintos valores de B – Suelo C

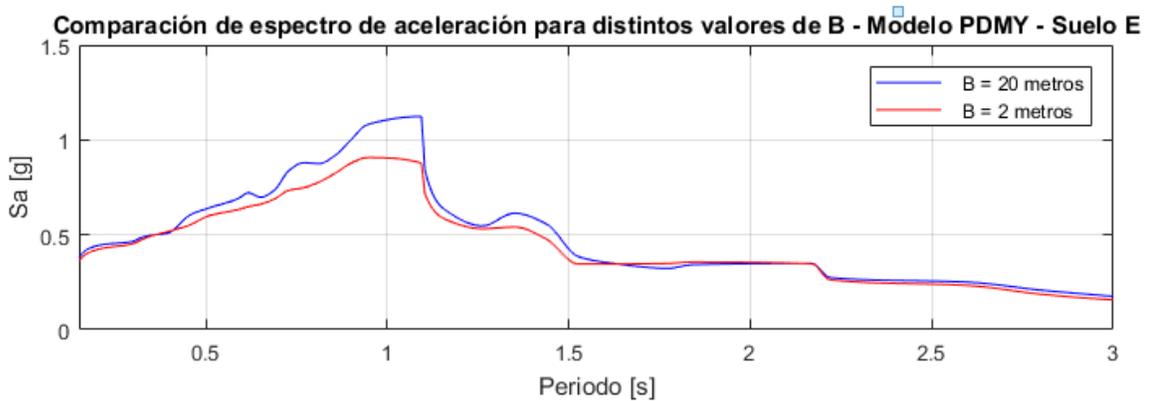


Figura 4.44: Espectros de aceleración para distintos valores de B – Suelo E

De lo observado en los espectros se puede ver que en el caso del suelo A, existe una disminución de la demanda sísmica en el peak del espectro, lo que se puede atribuir al aumento del amortiguamiento por radiación, considerando que en suelos rígidos la deformación es baja por lo que el efecto de la histéresis es casi nulo. En el caso de los suelos C y E se puede ver un aumento de la demanda sísmica, dejando en evidencia que, en estos casos, la disminución de la histéresis posee mayor efecto que el aumento del amortiguamiento por radiación, resultando en aceleraciones máximas más altas. A continuación, se presentan los resultados para la tasa de amortiguamiento para cada caso estudiado, considerando la estructura con un periodo igual a 0.15 segundos:

Tabla 4.21: Tasa de amortiguamiento – $T = 0.15$ [s] – Suelo A

Modelo	B = 2 m.	B = 20 m.
Base Flexible $T = 0.15$ [s]	6.60	7.19
M. Elástico – SA $T = 0.15$ [s]	6.42	6.96
M. Elástico $T = 0.15$ [s]	6.50	7.09
M. No lineal $T = 0.15$ [s]	7.03	7.40

Tabla 4.22: Tasa de amortiguamiento – $T = 0.15$ [s] – Suelo C

Modelo	B = 2 m.	B = 20 m.
Base Flexible $T = 0.15$ [s]	8.20	9.72
M. Elástico – SA $T = 0.15$ [s]	10.12	10.78
M. Elástico $T = 0.15$ [s]	11.82	10.56
M. No lineal $T = 0.15$ [s]	15.41	10.63

Tabla 4.23: Tasa de amortiguamiento – $T = 0.15$ [s] – Suelo E

Modelo	B = 2 m.	B = 20 m.
Base Flexible $T = 0.15$ [s]	11.50	17.50
M. Elástico – SA $T = 0.15$ [s]	13.80	17.69
M. Elástico $T = 0.15$ [s]	15.51	15.10
M. No lineal $T = 0.15$ [s]	19.94	14.83

De acuerdo a los resultados obtenidos, se tiene que el amortiguamiento de radiación aumenta para los tres tipos de suelos, de acuerdo a lo esperado. Comparando los resultados entre el modelo elástico sin amortiguamiento y con amortiguamiento, se puede ver que el efecto de la histéresis es muy bajo, obteniendo diferencias mínimas entre las tasas de amortiguamiento de estos dos casos y, en el caso del modelo no lineal, la tasa de amortiguamiento baja alrededor de un 5% para los suelos C y E en comparación con el modelo que utiliza la fundación de 2 metros. De esto se desprende que el ancho de la fundación es un factor que puede influir de manera importante en el amortiguamiento total de la estructura y se demuestra que utilizando fundaciones de un ancho pequeño (2 metros) o grande (20 metros), de igual forma existe un aumento en el amortiguamiento total de la estructura.

4.6.2 Altura

A continuación, se evalúa el efecto de la relación de aspecto en el amortiguamiento por radiación al variar la altura, para esto se considera una estructura con una relación de aspecto igual al doble de la estructura en estudio, la que también tiene un periodo fundamental de 0.15 segundos. En la tabla 4.24 se presentan los valores de altura, masa y rigidez considerados y en las figuras 4.45 y 4.46 se muestra la relación entre el periodo fundamental (T) con la tasa de alargamiento de periodo (\tilde{T}/T) y la tasa de amortiguamiento de fundación (β_f), obtenida de las ecuaciones de la metodología de subestructura, en contraste con la relación de aspecto original.

Tabla 4.24: Propiedades de estructura con relación de aspecto $h/B = 4.6$

Parámetro	Valor	Símbolo
Altura [m]	4.6	H
Rigidez [kN/mm]	121.7	K
Masa [Ton]	69.4	M
Relación de aspecto [-]	4.6	h/B

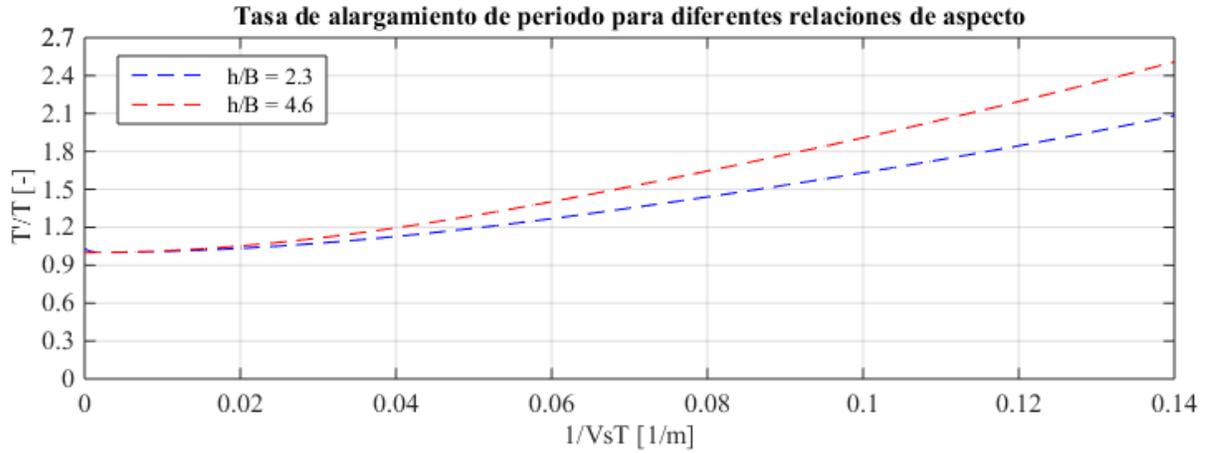


Figura 4.45: Comparación de tasa de alargamiento de periodo para distintas relaciones de aspecto h/B

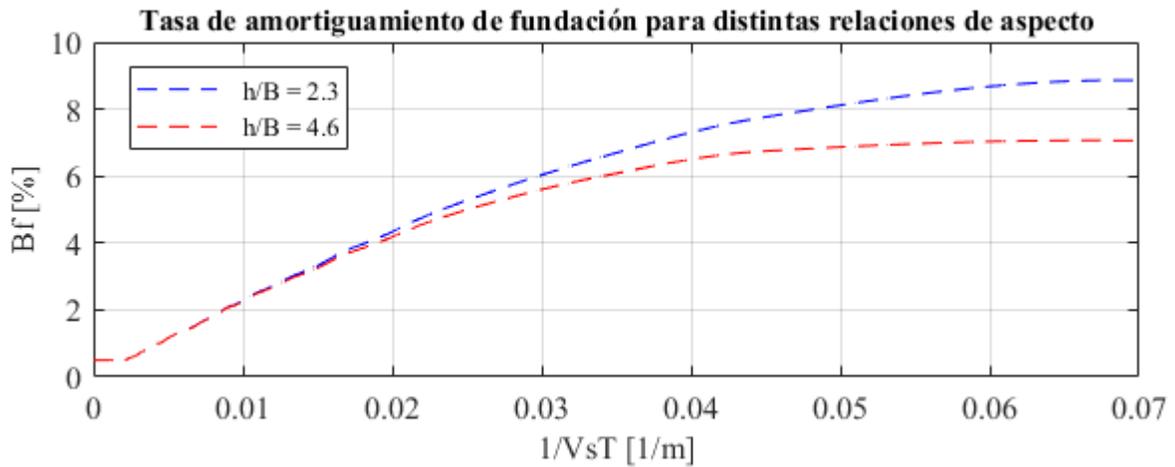


Figura 4.46: Comparación de tasa de amortiguamiento de fundación para distintas relaciones de aspecto h/B

De acuerdo a lo descrito en las curvas obtenidas, al aumentar la relación de aspecto h/B existe un aumento en el alargamiento de periodo y disminuye la tasa de amortiguamiento de fundación, lo que coincide con el comportamiento de las curvas descritas en la sección 2.1.4. Se tiene que las ecuaciones para el cálculo de la tasa de amortiguamiento no dependen de la altura de la estructura, solo influye el alargamiento del periodo que, al ser mayor que en la relación de aspecto original, resulta en menores tasas de amortiguamiento, pero considerando la definición de amortiguamiento de fundación, se esperaría que aumentara con la altura de la estructura, ya que se tiene mayor flexibilidad. A continuación, en la tabla 4.25, 4.26 y 4.27 se presenta los resultados de amortiguamiento total de la estructura y periodo alargado para cada tipo de suelo, solo considerando el amortiguamiento por radiación y un periodo de 0.15 [s], es decir, el caso del modelo elástico sin amortiguamiento para el modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer, para las dos relaciones de aspecto estudiadas.

Tabla 4.25: Tasa de amortiguamiento total – Suelo A – $h/B = 4.6$

Modelo	$h/B = 2.3$	$h/B = 4.6$
\tilde{T} [s]	0.1504	0.1507
β_0 [%] Base Flexible	6.60	6.50
β_0 [%] M. Elástico – SA	6.42	9.40

Tabla 4.26: Tasa de amortiguamiento total – Suelo C – $h/B = 4.6$

Modelo	$h/B = 2.3$	$h/B = 4.6$
\tilde{T} [s]	0.1523	0.1536
β_0 [%] Base Flexible	8.20	8.10
β_0 [%] M. Elástico – SA	10.12	12.00

Tabla 4.27: Tasa de amortiguamiento total – Suelo E – $h/B = 4.6$

Modelo	$h/B = 2.3$	$h/B = 4.6$
\tilde{T} [s]	0.1732	0.1856
β_0 [%] Base Flexible	11.50	10.00
β_0 [%] M. Elástico – SA	13.80	15.61

Como se puede observar, existe un aumento del amortiguamiento por radiación en todos los casos estudiados, por lo que en estructuras de mayor altura el efecto de la radiación podría ser más importante que en edificios de baja altura, sobre todo en casos que se encuentren fundados sobre suelos blandos y tengas periodos inferiores a 1 segundo.

Capítulo V: Conclusiones

5.1 Conclusiones

Al incorporar el efecto de la interacción suelo-estructura al análisis dinámico de estructuras existe una variación del comportamiento en relación al método realizado comúnmente para el estudio de la respuesta sísmica, lo que acerca la respuesta obtenida al comportamiento real de la estructura frente a un movimiento sísmico.

En cuanto a la construcción de los modelos de elementos finitos, las herramientas entregadas por el programa OpenSees permite la correcta definición de los modelos de suelo, donde se valida la reducción de dominio definida que permite disminuir los costos computacionales y el tiempo de análisis, además de incorporar los elementos para definir los bordes artificiales necesarios para agregar el efecto de la propagación de ondas desde el campo cercano al campo lejano. Dentro de los detalles importantes, se tiene que los modelos son sensibles al tamaño de la malla, por lo que se debe tener en cuenta el rango de frecuencias en estudio.

De acuerdo con los resultados obtenidos para el análisis del movimiento en superficie, se tiene que el proceso implementado en DEEPSOIL es capaz de ilustrar la diferencia entre los registros en superficie y los registros en profundidad que, al ser propagados por un estrato de suelo, se obtienen diferencias importantes dependiendo de los parámetros de suelo utilizados para su definición. En concordancia con esto, se tiene como conclusión que el tipo de suelo afecta de forma importante en la respuesta sísmica obtenida en superficie, retratando el efecto de la rigidez del suelo en las amplitudes de movimiento obtenidas.

Otro de los factores importantes es el comportamiento de suelo considerado, elástico o hiperbólico, afectando mayoritariamente el resultado de movimiento en superficie en suelos de baja rigidez (tipo E), obteniendo una disminución significativa al utilizar el modelo hiperbólico, por el aporte del amortiguamiento asociado a la histéresis del suelo. En relación con el comportamiento hiperbólico, cobra importancia los modelos de curvas de amortiguamiento utilizados ya que, en suelos con alta deformación como lo es el suelo E, se pueden obtener diferencias importantes en la respuesta en superficie dependiendo del modelo de amortiguamiento utilizado, aun cuando se defina la misma curva tensión-

deformación, y en el caso de suelos rígidos con baja deformación, como lo son el suelo A y C, se puede obtener una respuesta sobreestimada si no existe una modificación de la curva de amortiguamiento que considere una tasa para pequeñas deformaciones.

En cuanto a los bordes artificiales utilizados en el modelo de elementos finitos, ambos logran reproducir de manera efectiva el comportamiento del movimiento en superficie para el caso de suelos rígidos para el comportamiento elástico. En el caso del comportamiento hiperbólico, ambos casos logran plasmar la disminución del movimiento debido a las altas tasa de deformación en el movimiento en superficie, pero el modelo de bordes absorbentes se acerca más al resultado obtenido en DEEPSOIL. Al agregar la estructura al análisis, en suelos rígidos ambos modelos logran representar correctamente el amortiguamiento por radiación, pero en el caso de suelos blandos se observa un amortiguamiento adicional en el modelo de bordes TDOF, alejándose de la respuesta teórica dada por la metodología de subestructura, de lo que se concluye que el modelo de bordes absorbentes de Lysmer-Kuhlemeyer funciona mejor, al menos para este estudio, para representar el fenómeno de interacción suelo-estructura.

Al comparar los resultados con los espectros de diseño utilizados, queda en evidencia las diferencias que pueden llegar a existir entre el comportamiento real de una estructura y el comportamiento que se predice para llevar a cabo el diseño. En el caso particular de estructuras de periodo bajo, como lo son las estructuras de albañilería, el diseño está dentro del rango seguro, ya que se comprueba que al considerar el amortiguamiento por radiación e histérico, la demanda sísmica disminuye en todos los casos, concluyendo que el efecto del amortiguamiento es mayor al efecto del aumento de la demanda sísmica por el alargamiento del periodo de la estructura, pero se tiene una sobreestimación del daño esperado.

A modo de conclusión, se tiene que el efecto de la interacción suelo-estructura afecta el comportamiento de la respuesta para estructuras con periodos bajo los 2 segundos, rango en el que se encuentra la mayoría de las construcciones, y en todos los tipos de suelo donde conocer el periodo asociado a éste es de gran importancia para predecir los efectos de este fenómeno, observando una mayor incidencia en periodos cortos y en el caso que la estructura entra en resonancia. El amortiguamiento por la histéresis aportado por las deformaciones existentes en el suelo puede cambiar de forma importante la forma del espectro de respuesta, esto ilustrado en el suelo E donde de acuerdo a los códigos convencionales posee la mayor demanda sísmica y en los resultados obtenidos posee la más

baja. Efectivamente en la gran mayoría de los casos existe una disminución de la demanda sísmica, por lo que agregar este efecto al diseño se puede considerar poco conservador, pero en el caso que se quiera cambiar el enfoque de diseño por resistencia a diseño por desempeño, su efecto es de gran importancia para la predicción del daño de las estructuras.

5.2 Recomendaciones

Para poder llevar un estudio más a fondo sobre este tema, se puede realizar un mayor análisis en la variación de la tasa de amortiguamiento, tanto de radiación como histerético, para un rango mayor de anchos de fundación y alturas de estructura, además de implementar un procedimiento más detallado para la obtención de las tasas de amortiguamiento y realizar una comparación con medidas obtenidas en terreno de edificios con características similares a las estudiadas.

Además, puede realizar un modelo de elementos finitos más complejo de la estructura estudiada, donde sus resultados se comparen con estudio de daño observado en terreno, además se puede agregar modelos de curvas tensión-deformación asociadas al material de la estructura para representar su degradación de rigidez para así modelar un comportamiento más cercano a la realidad tanto del suelo como de la estructura y de esta forma construir curvas de fragilidad que permitan la predicción de daño de forma más acertada.

Capítulo VI: Bibliografía

- ASCE. (2005). Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities (ASCE/SEI 43-05). *American Society of Civil Engineers*.
- ASCE. (2007). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06). *American Society of Civil Engineers*.
- Astroza, M., Moroni, M., Muñoz, M., & Pérez, F. (2005). *Estudios de la vulnerabilidad sísmica de edificios de vivienda social*. Universidad de Chile.
- Astroza, Maximiliano, & Ogaz, O. (2005). Ensayo De Muros De Albañilería Confinada De Ladrillo Cerámico Con Aberturas. In *Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica* (pp. 16–19).
- Bielak, J. (1975). Dynamic behaviour of structures with pile-supported foundations. In *6th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1576–1581).
- Boroschek, R., Yañez U, F., Bejarano B, I., Molnar, S., & Torres G, A. (2012). *Caracterización geotécnica estaciones de acelerógrafos de la Universidad de Chile*.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering - 4th Edition*. Prentice Hall.
- Darendeli, M. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. University of Texas.
- Hashash, Y., Musgrove, M., Harmon, J., Groholski, D., Phillips, C., & Park, D. (2016). DEEPSOIL version 6.1 user manual. *Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign*.
- Hashash, Y., & Park, D. (2001). Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment. *Engineering Geology*, 62(1–3), (pp. 185–206).
- Jeremić, B., Jie, G., Preisig, M., & Tafazzoli, N. (2009). Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(5), (pp. 699–718).
- Joyner, W., & Chen, T. (1975). Calculation of nonlinear ground response in earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(5), (pp.1315–1336).

- Kondner, R., & Zelasko, J. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation for sands. *2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1*, (pp. 289-324).
- Kwok, Stewart, J., Hashash, Y., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., & Yang, Z. (2007). Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133*(11), (pp. 1385-1398).
- Leyton, F., Ruiz, S., & Sepúlveda, S. A. (2010). Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central. *Andean Geology, 37*(2), (pp. 455-472).
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, 95*(4), (pp. 859-878).
- McKenna, F., & Fenves, G. (2001). *OpenSees Command Language Manual*. University of California, Berkley.
- McKenna, F., Fenves, G., & Scott, M. (2000). Open System for Earthquake Engineering Simulation. In *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. University of California, Berkley.
- Mengi, Y., & Tanrikulu, A. K. (1993). Absorbing Boundary Conditions in Soil-Structure Interaction Analyses. In *Developments in dynamic soil-structure interaction* (p. (pp.111-146)).
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering, 4*(3), (pp. 277-301).
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26*(9), (pp. 824-853).
- NCh. 2369. (2003). *Nch2369*, 131.
- NCh 433 Of.1996 Mod. 2012. (1996). Diseño sísmico de Edificios. *Instituto Nacional de Normalización, INN, Chile*.
- NEHRP. (2012). Soil-Structure Interaction for Building Structures. In *Nist Gcr* (Vol. 12).
- Nielsen, A. H. (2008). Boundary Conditions for Seismic Analysis. In *Seismic Analysis using Finite Element* (Vol. 21).
- NTCS-04. (2004). Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, Reglamento

- de Construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta Oficial Del Distrito Federal*.
- Orellana, J. (2019). *Análisis Sísmico y Curvas de Fragilidad en Túneles*. Universidad de Chile.
- Pais, A., & Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), (pp. 213-227).
- Pyke, R. (1979). Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105.
- Pyke, R. (2000). *TESS: A computer program for nonlinear ground response analyses*.
- Santa María, H., Hube, M. A., Rivera, F., Yepes-Estrada, C., & Valcárcel, J. A. (2017). Development of national and local exposure models of residential structures in Chile. *Natural Hazards*, 86(1), (pp. 55-79).
- Saouma, V., Miura, F., Lebon, G., & Yagome, Y. (2011). A simplified 3D model for soil-structure interaction with radiation damping and free field input. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(5), (p. 1387).
- Stewart, J. P., Comartin, C., & Moehle, J. P. (2004). Implementaion of Soil-Structure Interaction Models in Performance Based Design Procedures. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Stewart, J. P., Seed, R. B., & Fenves, G. L. (1998). *Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects*. University of California, Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Veletsos, A., & Meek, J. (1974). Dynamic behavior of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(2), (pp. 121-138).
- Veletsos, A., & Nair, V. (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division*, 101(1), (pp. 109-129).
- Veletsos, A., & Wei, Y. (1971). Lateral and rocking vibration of footings. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*.
- Vucetic, M., Lanzo, G., & Doroudian, M. (1998). Damping at small strains in cyclic simple shear test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(7), (pp. 585-594).
- Wolf, A. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice Hall.
- Wong, H., & Luco, J. (1978). Dynamic response of rectangular foundations to obliquely

incident seismic waves. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 6(1), (pp. 3-16).

Zienkiewicz, O. C., Bicanic, N., & Shen, F. Q. (1989). Earthquake Input Definition and the Transmitting Boundary Conditions. *Advances in Computational Nonlinear Mechanics*, (pp. 109-138).

Anexos

Anexo A: Frecuencia, rigidez y amortiguamiento

En esta sección se detallan los parámetros utilizados para el cálculo de los espectros de respuesta, determinando la frecuencia, rigidez y coeficiente de disipación para cada periodo analizado.

Tabla 7.1: Valores de rigidez, frecuencia y amortiguamiento para periodos en estudio

Periodo [s]	Frecuencia [rad/s]	Rigidez [kN/m]	C [kN*s/m]
0.05	125.7	689609	548.8
0.10	62.8	172402	274.4
0.15	41.9	76623	182.9
0.20	31.4	43101	137.2
0.25	25.1	27584	109.8
0.30	20.9	19156	91.5
0.35	18.0	14074	78.4
0.40	15.7	10775	68.6
0.45	14.0	8514	61.0
0.50	12.6	6896	54.9
0.55	11.4	5699	49.9
0.60	10.5	4789	45.7
0.65	9.7	4081	42.2
0.70	9.0	3518	39.2
0.75	8.4	3065	36.6
0.80	7.9	2694	34.3
0.85	7.4	2386	32.3
0.90	7.0	2128.4	30.5
0.95	6.6	1910	28.9
1.00	6.3	1724	27.4
1.10	5.7	1425	24.9

Periodo [s]	Frecuencia [rad/s]	Rigidez [kN/m]	C [kN·s/m]
1.20	5.3	1197	22.9
1.30	4.8	1020	21.1
1.40	4.5	880	19.6
1.50	4.2	766	18.3
1.60	3.9	674	17.2
1.70	3.7	597	16.1
1.80	3.5	532	15.2
1.90	3.3	478	14.4
2.00	3.1	431	13.7
2.10	3.0	391	13.1
2.20	2.9	356	12.5
2.30	2.7	326	11.9
2.40	2.6	299	11.4
2.50	2.5	276	11.0
2.60	2.4	255	10.6
2.70	2.3	237	10.2
2.80	2.2	220	9.8
2.90	2.2	205	9.5
3.00	2.1	196	9.2

Anexo B: Parámetros de interfaz suelo-fundación

En esta sección se detallan los coeficientes de rigidez y la tasa de amortiguamiento utilizados para cada periodo en estudio en cada tipo de suelo de fundación, para las tres direcciones analizadas de acuerdo con la metodología de subestructura

Tabla 7.2: Datos de coeficiente de rigidez y amortiguamiento de interfaz – Suelo A

Periodo	kx [kN/m]	kyy [kN/m]	kz [kN/m]	bx [%]	byy [%]	bz [%]
0.05	13025258	12687199	14957804	4.9	0	7.0
0.1	13025258	12728294	14968422	2.5	0	3.5
0.15	13025258	12735957	14970392	1.6	0	2.3
0.2	13025258	12738643	14971081	1.2	0	1.8
0.25	13025258	12739887	14971400	1.0	0	1.4
0.3	13025258	12740563	14971573	0.8	0	1.2
0.35	13025258	12740971	14971678	0.7	0	1.0
0.4	13025258	12741235	14971746	0.6	0	0.9
0.45	13025258	12741417	14971792	0.5	0	0.8
0.5	13025258	12741547	14971826	0.5	0	0.7
0.55	13025258	12741643	14971850	0.4	0	0.6
0.6	13025258	127417156	14971869	0.4	0	0.6
0.65	13025258	12741773	14971883	0.4	0	0.5
0.7	13025258	12741818	14971895	0.4	0	0.5
0.75	13025258	12741854	14971904	0.3	0	0.5
0.8	13025258	12741884	14971912	0.3	0	0.4
0.85	13025258	12741908	14971918	0.3	0	0.4
0.9	13025258	12741929	14971924	0.3	0	0.4
0.95	13025258	12741947	14971928	0.3	0	0.4
1	13025258	12741962	14971932	0.2	0	0.4
1.1	13025258	12741986	14971938	0.2	0	0.3
1.2	13025258	12742004	14971943	0.2	0	0.3
1.3	13025258	12742018	14971946	0.2	0	0.3
1.4	13025258	12742029	14971949	0.2	0	0.3

Periodo	kx [kN/m]	kyy [kN/m]	kz [kN/m]	bx [%]	byy [%]	bz [%]
1.5	13025258	12742038	14971952	0.2	0	0.2
1.6	13025258	12742046	14971954	0.2	0	0.2
1.7	13025258	12742052	14971955	0.1	0	0.2
1.8	13025258	12742057	14971956	0.1	0	0.2
1.9	13025258	12742062	14971958	0.1	0	0.2
2	13025258	12742065	14971959	0.1	0	0.2
2.1	13025258	12742069	14971959	0.1	0	0.2
2.2	13025258	12742071	14971960	0.1	0	0.2
2.3	13025258	12742074	14971961	0.1	0	0.2
2.4	13025258	12742076	14971961	0.1	0	0.2
2.5	13025258	12742078	14971962	0.1	0	0.1
2.6	13025258	12742079	14971962	0.1	0	0.1
2.7	13025258	12742081	14971963	0.1	0	0.1
2.8	13025258	12742082	14971963	0.1	0	0.1
2.9	13025258	12742084	14971963	0.1	0	0.1
3	13025258	12742085	14971963	0.1	0	0.1

Tabla 7.3: Datos de coeficiente de rigidez y amortiguamiento de interfaz – Suelo C

Periodo	kx [kN/m]	kyy [kN/m]	kz [kN/m]	bx [%]	byy [%]	bz [%]
0.05	2495937	2479847	2961416	10.6	0.3	15.6
0.1	2495937	2518666	2971756	5.3	0	7.7
0.15	2495937	2526103	2973684	3.5	0	5.2
0.2	2495937	2528725	2974360	2.7	0	3.9
0.25	2495937	2529941	2974673	2.1	0	3.1
0.3	2495937	2532110	2974843	1.8	0	2.6
0.35	2495937	2531003	2974945	1.5	0	2.2
0.4	2495937	2531262	2975012	1.3	0	1.9
0.45	2495937	2531440	2975058	1.2	0	1.7
0.5	2495937	2531567	2975090	1.1	0	1.5

Periodo	kx [kN/m]	kyy [kN/m]	kz [kN/m]	bx [%]	byy [%]	bz [%]
0.55	2495937	2531661	2975114	1	0	1.4
0.6	2495937	2531733	2975133	0.9	0	1.3
0.65	2495937	2531789	2975147	0.8	0	1.2
0.7	2495937	2531833	2975158	0.8	0	1.1
0.75	2495937	2531869	2975167	0.7	0	1
0.8	2495937	2531898	2975175	0.7	0	1
0.85	2495937	2531922	2975181	0.6	0	0.9
0.9	2495937	2531943	2975186	0.6	0	0.9
0.95	2495937	2531960	2975191	0.6	0	0.8
1	2495937	2531974	2975195	0.5	0	0.8
1.1	2495937	2531998	2975201	0.5	0	0.7
1.2	2495937	2532016	2975205	0.4	0	0.6
1.3	2495937	2532030	2975209	0.4	0	0.6
1.4	2495937	2532041	2975212	0.4	0	0.6
1.5	2495937	2532050	2975214	0.4	0	0.5
1.6	2495937	2532057	2975216	0.3	0	0.5
1.7	2495937	2532063	2975217	0.3	0	0.5
1.8	2495937	2532068	2975219	0.3	0	0.4
1.9	2495937	2532072	2975220	0.3	0	0.4
2	2495937	2532076	2975221	0.3	0	0.4
2.1	2495937	2532079	2975221	0.3	0	0.4
2.2	2495937	2532082	2975222	0.2	0	0.4
2.3	2495937	2532084	2975223	0.2	0	0.3
2.4	2495937	2532087	2975223	0.2	0	0.3
2.5	2495937	2532088	2975224	0.2	0	0.3
2.6	2495937	2532090	2975224	0.2	0	0.3
2.7	2495937	2532091	2975225	0.2	0	0.3
2.8	2495937	2532093	2975225	0.2	0	0.3
2.9	2495937	2532094	2975225	0.2	0	0.3
3	2495937	2532095	2975225	0.2	0	0.3

Tabla 7.4: Datos de coeficiente de rigidez y amortiguamiento de interfaz – Suelo E

Periodo	k_x [kN/m]	k_{yy} [kN/m]	k_z [kN/m]	b_x [%]	b_{yy} [%]	b_z [%]
0.05	229628	207823	273685	31	7	51
0.1	229628	231708	281948	15.5	0.9	23.8
0.15	229628	281948	283572	10.3	0.3	15.7
0.2	229628	239602	284149	7.7	0.1	11.7
0.25	229628	240618	284417	6.2	0	9.4
0.3	229628	241177	284563	5.2	0	7.8
0.35	229628	241516	284651	4.4	0	6.7
0.4	229628	241737	284708	3.9	0	5.9
0.45	229628	241889	284747	3.4	0	5.2
0.5	229628	241998	284775	3.1	0	4.7
0.55	229628	242464	284796	2.8	0	4.2
0.6	229628	242140	284812	2.6	0	3.9
0.65	229628	242188	284824	2.4	0	3.6
0.7	229628	242226	284834	2.2	0	3.3
0.75	229628	242256	284842	2.1	0	3.1
0.8	229628	242281	284848	1.9	0	2.9
0.85	229628	242302	284854	1.8	0	2.7
0.9	229628	242320	284858	1.7	0	2.6
0.95	229628	242334	284862	1.6	0	2.5
1	229628	242464	284865	1.5	0	2.3
1.1	229628	242367	284870	1.4	0	2.1
1.2	229628	242383	284874	1.3	0	1.9
1.3	229628	242395	284877	1.2	0	1.8
1.4	229628	242404	284880	1.1	0	1.7
1.5	229628	242412	284882	1.0	0	1.6
1.6	229628	242418	284883	1.0	0	1.5
1.7	229628	242423	284885	0.9	0	1.4
1.8	229628	242428	284886	0.9	0	1.3
1.9	229628	242432	284887	0.8	0	1.2
2	229628	242435	284888	0.8	0	1.2
2.1	229628	242437	284888	0.7	0	1.1

Periodo	k_x [kN/m]	k_{yy} [kN/m]	k_z [kN/m]	b_x [%]	b_{yy} [%]	b_z [%]
2.2	229628	242440	284889	0.7	0	1.1
2.3	229628	242442	284889	0.7	0	1.0
2.4	229628	242444	284890	0.6	0	1.0
2.5	229628	242445	284890	0.6	0	0.9
2.6	229628	242447	284891	0.6	0	0.9
2.7	229628	242448	284891	0.6	0	0.9
2.8	229628	242449	284891	0.6	0	0.8
2.9	229628	242450	284892	0.5	0	0.8
3	229628	242451	284892	0.5	0	0.8