



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

ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS SECUNDARIAS APOYADAS EN DOS O MÁS NIVELES DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FELIPE CRUZ STUVEN

PROFESOR GUÍA:
ERNESTO CRUZ ZABALA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FABIÁN ROJAS BARRALES
RICARDO HERRERA MARDONES

SANTIAGO DE CHILE

2014

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TITULO DE: Ingeniero Civil
POR: Felipe Cruz Stiven
FECHA: 24/10/2014
PROFESOR GUÍA: Ernesto Cruz Zabala

ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS SECUNDARIAS APOYADAS EN DOS O MÁS NIVELES DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

En muchas ocasiones y más comúnmente en estructuras industriales existen estructuras secundarias o equipos de gran tamaño que deben ser apoyados en más de un nivel a la estructura principal. Esto normalmente provoca un problema respecto cómo se debe enfrentar el análisis dinámico/sísmico para estas estructuras ya que la estructura secundaria tiene un comportamiento dinámico propio. La norma NCh 2369 no entrega una solución clara de cómo se debe enfrentar el problema antes descrito.

Se creó un modelo de 8 grados de libertad horizontales, una estructura principal que representa un edificio de 5 pisos empotrado en la base y una estructura secundaria con 3 GDL conectada a la estructura principal en dos niveles distintos.

El modelo fue sometido a tres análisis distintos desarrollados mediante programas realizados en Matlab, los dos primeros análisis por superposición modal espectral con el espectro de la norma y con un espectro promedio obtenido de 8 registros de aceleraciones y el tercero un análisis de historia de la respuesta en el tiempo para los mismos 8 registros de aceleraciones del terremoto del año 2010.

Los principales resultados analizados fueron las fuerzas en las conexiones de la estructura secundaria divididas por el corte basal para distintas razones de periodos entre la estructura secundaria y la principal, las cuales fueron comparadas entre los distintos métodos de análisis y además con las fuerzas calculadas con las expresiones entregadas por la norma. Se analizó el impacto que tiene la estructura secundaria en los parámetros dinámicos de la estructura principal.

Los resultados obtenidos indican que no hay grandes diferencias entre los métodos de análisis para estructuras con periodo fundamental mayores a 0.25 segundos, por lo que se recomienda usar superposición modal espectral con el espectro de la norma. Al comparar con las fuerzas calculadas con la norma se identifica que estas fuerzas no están pensadas para estructuras secundarias con más de un grado de libertad y no se recomendaría su uso cuando se tienen apoyos en 2 o más niveles distintos. Se proponen cambios para la norma en las expresiones para calcular la fuerza sísmica. Se identificó que la estructura secundaria puede hacer variar los parámetros dinámicos de la estructura principal en forma considerable.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradecer a Ernesto Cruz Zabala por haber guiado todo el proceso de memoria con una especial dedicación y disposición a apoyarme de una forma muy proactiva yendo siempre más allá de lo necesario. Agradecer también a Dania Valdivia y todo el equipo de EQCO por recibirme y hacerme sentir como en casa.

Agradecer también a mi familia, Caro y amigos por el apoyo dado durante toda la larga carrera, siempre estando ahí cuando fue necesario.

Se agradece a la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile.

Tabla de Contenido

1.	Introducción.....	1
1.1.	Introducción.....	1
1.2.	Objetivos.....	3
1.2.1.	Objetivos Generales.....	3
1.2.2.	Objetivos Específicos.....	3
1.3.	Metodología.....	4
1.3.1.	Análisis del escenario actual.....	4
1.3.2.	Desarrollo de un modelo analizado con 3 métodos distintos.....	4
1.3.3.	Análisis.....	4
1.3.4.	Comparación de resultados obtenidos.....	4
1.3.5.	Conclusiones.....	5
1.4.	Marco Teórico.....	6
1.4.1.	General.....	6
1.4.2.	Método de Superposición Modal Espectral.....	8
1.4.3.	Método Historia de la Respuesta en el Tiempo (HRT).....	10
2.	Revisión de normas y estado actual.....	12
2.1.	Norma NCh 2369 Of 2003.....	12
2.2.	ASCE 7-10.....	16
2.3.	Estado actual.....	18
3.	Desarrollo de un modelo.....	19
3.1.	Definición del modelo.....	19
3.2.	Desarrollo del modelo.....	22
3.2.1.	Fuerzas de las Norma NCh 2369.....	22
3.2.2.	Método Superposición Modal Espectral.....	24
3.2.3.	Método Historia de la Respuesta en el Tiempo.....	25
4.	Resultados y discusión.....	27
4.1.	Estructura secundaria muy rígida.....	27
4.2.	Parámetros dinámicos con y sin considerar la estructura secundaria con sus propiedades.....	34
4.3.	Variación del porcentaje de masa de la estructura secundaria con respecto a la estructura principal.....	36
4.4.	Cuando la estructura secundaria es muy flexible.....	40

4.5.	Comparación fuerza anclajes superior e inferior	41
4.6.	Forma de las curvas	42
4.7.	Comparación de valores obtenidos con distintos métodos de análisis 42	
4.7.1.	Comparación HRT y SME espectro promedio Caso 1	43
4.7.2.	Comparación HRT y SME espectro promedio Caso 2	43
4.7.3.	Comparación SME espectro promedio y SME espectro norma NCh. 2369 Caso 1	43
4.7.4.	Comparación SME espectro promedio y SME espectro norma NCh. 2369 Caso 2	44
4.8.	Comparación Caso 1 y Caso 2	49
4.9.	Análisis HRT	57
4.10.	Comparación con las fuerzas de la norma	60
4.10.1.	Fuerza 7.2.2 (a) con $T_p = 0.1$ s	61
4.10.2.	Fuerza 7.2.2 (a) con $T_p = 0.75$ s	62
4.10.3.	Fuerza 7.2.2 (a) con $T_p = 1.5$	63
4.10.4.	Fuerza 7.2.2 (b) con $T_p = 0.1$	65
4.10.5.	Fuerza 7.2.2 (b) con $T_p = 0.75$	66
4.10.6.	Fuerza 7.2.2 (b) con $T_p = 1.5$	67
5.	Conclusiones y Comentarios	70
5.1.	Propuesta	73
6.	Bibliografía	77
7.	Anexos	78
7.1.	Programas utilizados	78
7.1.1.	SME Espectro NCh 2369	78
7.1.2.	SME Espectro promedio	83
7.1.3.	HRT	88
7.1.4.	Función de integración exacta	92
7.2.	Registros utilizados	93

Índice de figuras

<i>Figura 1 Diagrama de estructura</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2 NCh 2369, Anexo A, Figura A.6</i>	<i>12</i>
<i>Figura 3 Estructura principal</i>	<i>19</i>
<i>Figura 4 Estructura secundaria</i>	<i>20</i>
<i>Figura 5 Estructura final</i>	<i>20</i>
<i>Figura 6 Diagrama de fuerzas calculadas con la norma NCh 2369</i>	<i>23</i>
<i>Figura 7 Espectro norma NCh 2369.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 8 Espectros de registros utilizados normalizados por PGA.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 9 Razón fuerza en apoyo con corte basal para diferentes periodos fundamentales de la estructura principal, calculada por SME con el espectro de la norma. Con razones de periodos entre 0 y 0.3.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 10 Razón fuerza en apoyo con corte basal para diferentes periodos fundamentales de la estructura principal, calculada por SME con el espectro promedio de los registros. Con razones de periodos entre 0 y 0.3.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 11 Razón fuerza en apoyo con corte basal para diferentes periodos fundamentales de la estructura principal, calculada por HRT. Con razones de periodos entre 0 y 0.3.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 12 Razón fuerza en apoyo con corte basal con $T_p = 0.75$ s, calculada por SME con el espectro de la norma. Incluye fuerza calculada como la masa por la aceleración. Con razones de periodos entre 0 y 0.3</i>	<i>32</i>
<i>Figura 13 Razón fuerza en apoyo con corte basal con $T_p = 0.75$ s, calculada por SME con el espectro promedio de los registros. Incluye fuerza calculada como la masa por la aceleración. Con razones de periodos entre 0 y 0.3.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 14 Variación porcentual del periodo fundamental de la estructura principal, con la estructura secundaria con un 25% la masa del piso</i>	<i>34</i>
<i>Figura 15 Variación porcentual del periodo fundamental de la estructura principal para distintos porcentajes de masa de la estructura secundaria, caso 1</i>	<i>36</i>

<i>Figura 16 Variación porcentual del periodo fundamental de la estructura principal para distintos porcentajes de masa de la estructura secundaria, caso 2</i>	<i>36</i>
<i>Figura 17 Figura 7 Variación porcentual del periodo fundamental de la estructura principal para distintos porcentajes de masa de la estructura secundaria, comparación caso 1 y caso 2</i>	<i>37</i>
<i>Figura 18 Comparación entre SME con espectro de la norma y SME con espectro promedio de los registros para distintos periodos fundamentales de la estructura principal, caso 1 con razones de periodos entre 0.1 y 5.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 19 Comparación entre SME con espectro de la norma y SME con espectro promedio de los registros para distintos periodos fundamentales de la estructura principal, caso 2 con razones de periodos entre 0.1 y 5.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 20 Comparación entre SME con espectro promedio de los registros y HRT promedio para distintos periodos fundamentales de la estructura principal, caso 1 con razones de periodos entre 0.1 y 5.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 21 Comparación entre SME con espectro promedio de los registros y HRT promedio para distintos periodos fundamentales de la estructura principal, caso 2 con razones de periodos entre 0.1 y 5.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 22 Comparación caso 1 y caso 2 para $T_p = 0.75$ s SME espectro promedio de los registros, razón de periodos entre 0 y 0.3.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 23 Valor de los periodos de la estructura secundaria</i>	<i>51</i>
<i>Figura 24 Comparación caso 1 y caso 2 para $T_p = 0.75$ s SME espectro promedio de los registros, razón de periodos entre 0 y 5.</i>	<i>51</i>
<i>Figura 25 Comparación caso 1 y caso 2 para distintos T_p con HRT</i>	<i>54</i>
<i>Figura 26 Comparación caso 1 y caso 2 para distintos T_p con SME con el espectro de la norma</i>	<i>55</i>
<i>Figura 27 Comparación caso 1 y caso 2 para distintos T_p con SME con el espectro promedio de los registros</i>	<i>56</i>

<i>Figura 28 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 0.1$ s, ambos apoyos.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 29 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 0.1$ s, ambos apoyos.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 30 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 0.75$ s, ambos apoyos</i>	<i>58</i>
<i>Figura 31 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 0.75$ s, ambos apoyos</i>	<i>58</i>
<i>Figura 32 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 1.5$ s, ambos apoyos.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 33 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 1.5$ s, ambos apoyos.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 34 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.1$ s.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 35 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.1$ s</i>	<i>61</i>
<i>Figura 36 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.75$ s....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 37 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.75$ s</i>	<i>62</i>
<i>Figura 38 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 1.5$ s.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 39 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 1.5$ s</i>	<i>63</i>
<i>Figura 40 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.1$ s.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 41 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.1$ s</i>	<i>65</i>
<i>Figura 42 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.75$ s....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 43 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.75$ s</i>	<i>66</i>
<i>Figura 44 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 1.5$ s.....</i>	<i>67</i>

<i>Figura 45 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 1.5$ s.....</i>	67
<i>Figura 46 Propuesta para cambiar la norma sin seleccionar máximos</i>	76
<i>Figura 47 Propuesta para cambiar la norma seleccionando máximos</i>	76
<i>Figura 48 Registro Santiago Centro L</i>	93
<i>Figura 49 Registro Santiago Centro T</i>	93
<i>Figura 50 Registro Viña del Mar Centro NS.....</i>	94
<i>Figura 51 Registro Viña del Mar Centro EW</i>	94
<i>Figura 52 Registro Talca L</i>	95
<i>Figura 53 Registro Talca T</i>	95
<i>Figura 54 Registro Constitución L.....</i>	96
<i>Figura 55 Registro Constitución L.....</i>	96

Índice de tablas

<i>Tabla 1 Valores de constantes utilizadas en la estructura principal</i>	<i>21</i>
<i>Tabla 2 Valores de constantes utilizadas en la estructura secundaria.....</i>	<i>21</i>
<i>Tabla 3 Máximas aceleraciones de registros utilizados en el análisis</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 4 Valores de T_s/T_p para los cuales la norma consideraría estructuras rígidas</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 5 Diferencia entre caso 1 y caso 2 para valores de las fuerzas divididas por el corte basal en $T_s/T_p= 0.1$.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 6 Diferencia porcentual entre caso 1 y caso 2 para valores de las fuerzas divididas por el corte basal en $T_s/T_p= 0.1$</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 7 Diferencia porcentual entre periodo fundamental y siguientes periodos de la estructura secundaria.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 8 Corrección de factor K_p propuesto para la norma NCh 2369</i>	<i>75</i>

1. Introducción

1.1. Introducción

En muchas ocasiones y más comúnmente en estructuras industriales existen estructuras secundarias o equipos de gran tamaño como calderas, ductos o distintos equipos que deben ser apoyados en más de un nivel a la estructura principal. Esto normalmente provoca un problema respecto cómo se debe enfrentar el análisis dinámico/sísmico para estas estructuras. Las estructuras secundarias en una estructura industrial son de gran importancia para la operación de los sistemas de la industria, por lo que el correcto análisis sísmico es clave dentro del cálculo de la estructura para su diseño y verificación. En los casos a analizar el efecto del sismo se va a transmitir a la estructura secundaria/equipo por más de un punto por lo que su respuesta frente al sismo va a depender de la respuesta de la estructura principal en los distintos niveles donde esté apoyada la estructura secundaria.

Como principal objetivo se busca dar una clara respuesta de cómo es conveniente analizar las estructuras secundarias ancladas en más de un nivel según los distintos casos en los que un ingeniero se pueda encontrar. Entendiendo qué es posible hacer desde un análisis muy simplificado en que se ignora prácticamente las características de la estructura secundaria, hasta otro muy sofisticado en el que se incluyen todas sus características de masa, rigidez y eventualmente de comportamiento de sus contenidos.

Qué método utilizar y en qué caso es la pregunta a la que se busca dar respuesta en el presente trabajo de título. En algunos casos puede ser conveniente no realizar análisis muy sofisticados ya que el resultado puede ser igual a un análisis más simple, pero en otros casos sí puede ser necesario realizar el análisis lo más detallado posible.

Primero que todo se busca dejar en claro cuál es el escenario actual haciendo una investigación de las principales normas y métodos utilizados para enfrentar el problema del análisis dinámico/sísmico de estructuras secundarias apoyadas en 2 o más niveles de la estructura principal. Para desarrollar un estudio claro y detallado se analizan principalmente 3 métodos: primero lo expuesto en la norma sobre cómo se debe enfrentar este problema, segundo un análisis de Superposición Modal Espectral (SME) y finalmente un análisis mediante la Historia de la Respuesta en el tiempo (HRT). Estos análisis serán aplicados para un rango de valores representativos de los distintos parámetros de la estructura principal y también de la estructura Secundaria. No solo los distintos análisis para la repuesta de la estructura son importantes, sino que también el cómo afecta la estructura secundaria a la estructura principal según su configuración y como es tomada en cuenta para los análisis, ya sea como una masa o como una estructura con propiedades dinámicas propias.

La norma Chilena oficial "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (NCh 2369)" no abarca de manera concreta el problema antes

mencionado y exige que la estructura secundaria tenga un sistema de apoyo y unión tal que impida su participación en la resistencia o rigidez sísmica del edificio, de no ser posible indica que la estructura secundaria debe ser incluida en el modelo del sistema sismorresistente, lo cual generalmente no es posible en la práctica, ya sea porque no se conoce el equipo que se utilizará o porque no se conocen cabalmente las propiedades de rigidez y resistencia del equipo como para ser incluido en el modelo de análisis. De cumplir lo que dice la norma, y dejar el equipo fuera de toda participación en el comportamiento sísmico del modelo, la norma entrega una fórmula bastante simplificada para calcular la fuerza que simula el efecto sísmico del equipo utilizado.

Actualmente este problema se enfrenta de manera muy simplificada lo que muchas veces genera dificultades para estimar correctamente los esfuerzos en la estructura secundaria/equipo y en los anclajes de ella a la estructura principal. Además la gran mayoría de las veces no se toma correctamente en cuenta la influencia de la estructura secundaria en los parámetros dinámicos de la estructura principal.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

Lograr determinar mediante la comparación de los resultados obtenidos con distintos métodos de análisis (Norma, SME, y HRT) cual sería el más conveniente de utilizar para los distintos casos que se pueden presentar. Los distintos casos se definen principalmente en términos de las propiedades dinámicas del sistema principal y secundario. Como principal variable se usa la razón de periodo relativo entre ambas estructuras y el periodo de la estructura principal ya que según varían estos periodos se puede representar a estructuras de distintos materiales y dimensiones.

Se hace necesario desarrollar un modelo idealizado, pero a la vez lo más representativo posible, de una estructura real, suficientemente detallado como para poder resolver el problema antes mencionado.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar una revisión bibliográfica para una posterior comparación sobre lo que exigen distintas normas (NCh 2369 y ASCE 10-7) para la estructuras secundarias y los resultados de la investigación/practica anterior en este tema.
- Desarrollar un modelo de 5 niveles al que se conecta en dos niveles un sistema secundario de 3 masas y rigideces variables y someterlo a 3 métodos de análisis distintos para así obtener resultados del comportamiento de la estructura según los distintos casos y métodos realizados.
- Determinar los rangos de los parámetros que caracterizan la respuesta dinámica para los que los diferentes métodos dan resultados adecuados.
- Detallar claramente la comparación de resultados para así poder especificar el análisis conveniente para distintos tipos de estructura y relaciones con la estructura secundaria.
- Poder evaluar cómo afecta la estructura secundaria a la estructura principal variando las características de la estructura secundaria y la forma en que esta es tomada en cuenta para el análisis general.

1.3. Metodología

Para lograr los objetivos previamente detallados se ha seguido la siguiente metodología:

1.3.1. Análisis del escenario actual

Se analizaron las principales normas utilizadas para la problemática planteada en esta memoria. Se investigó como se enfrenta comúnmente en nuestro país el problema de las estructuras secundarias apoyadas en más de un nivel.

1.3.2. Desarrollo de un modelo analizado con 3 métodos distintos.

Se desarrolló un modelo en 2 dimensiones usando el programa creado por el alumno en Matlab, el modelo tiene 5 niveles en el cual se incluye una estructura secundaria apoyada en 2 niveles a la estructura principal. El modelo se ha desarrollado de manera tal que variando sus principales parámetros, rigideces y masas, se logra representar un amplio rango de casos posibles.

1.3.3. Análisis.

Se analizó con 3 métodos distintos, los que se describen brevemente a continuación:

- (a) De acuerdo a lo expresado en la norma NCh. 2369. Modelando la estructura secundaria como una fuerza en el punto de apoyo de esta.
- (b) Un análisis de respuesta por superposición modal espectral sometiendo la estructura a 2 espectros, el de la norma y el espectro promedio obtenido de registros reales de sismos ocurridos en Chile.
- (c) Análisis tiempo-historia sometiendo la estructura a 8 registros reales de sismos en Chile que sean compatibles con el espectro de la norma.

Se varían las propiedades de la estructura secundaria (rigidez y masa) para abarcar un rango amplio de casos en términos de la relación de periodos entre la estructura secundaria y la estructura principal.

Se analizan 2 modelos distintos (Caso 1 y Caso 2) según la distribución de masas y rigideces de la estructura secundaria, por lo que todo lo anterior será realizado 2 veces para así poder tener una idea de cómo afectan las propiedades de la estructura secundaria a la estructura principal y la respuesta total.

Se elige como referencia el caso de suelo tipo II según NCh2369 ya que el tipo de suelo afecta las características de los espectros y de los registros correspondientes.

1.3.4. Comparación de resultados obtenidos.

Se ordenan los resultados según cada método de análisis y sobre las propiedades dinámicas de la estructura: periodos fundamentales absolutos y relativos (Est. Secundaria / Est. Principal).

Con todos los resultados ordenados se compara los 3 métodos de análisis utilizados según los distintos casos de rigideces y masas aplicados.

1.3.5. Conclusiones.

A partir de comparar los resultados se concluye sobre la calidad de los resultados de cada método de análisis y sobre los distintos casos en que es conveniente utilizar cada uno y se identifican posibles mejoras en los procedimientos usados y necesidades de mayor investigación para hacer más robustas las conclusiones.

1.4. Marco Teórico

1.4.1. General

Chile es un país en el cual la industria de la minería es muy grande y muy importante para el país por su aporte a la economía. Para el correcto funcionamiento de esta se necesita de una buena infraestructura la cual es siempre de gran envergadura y complejidad dado los equipos necesarios para la industria. Por otro lado, Chile está actualmente en un complejo escenario energético, el cual obliga a estar constantemente construyendo nuevas centrales para la generación de energía las que siempre son estructuras muy grandes y con equipos de gran envergadura necesarios para los distintos procesos requeridos en la generación de energía. El tamaño de las estructuras secundarias siempre es muy importante en relación al tamaño de la estructura principal y en muchas ocasiones abarca más de un nivel de la estructura. Chile es un país sísmico y las estructuras antes mencionadas son de gran importancia para el país, por lo que no se puede permitir que por un sismo pare la producción debido a que los equipos o las estructuras sufren daños por error en su diseño o el de las conexiones y/o apoyos.

La norma Chilena oficial NCh 2369, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, sólo hace recomendaciones muy generales de cómo se debe enfrentar el hecho de tener equipos apoyados en más de un nivel a la estructura principal, por lo que en muchas ocasiones el diseño de anclajes y apoyos de los equipos incluye incertidumbres importantes, ya que en general no se puede dejar los equipos apoyados en un solo nivel de la estructura.

Los equipos o estructuras secundarias generalmente son comprados a proveedores que no son chilenos y muchas veces tampoco son del mismo país de la empresa que construye el proyecto, por lo que en la etapa de proyecto se generan dificultades respecto a la forma de definir o utilizar los parámetros o propiedades de las estructuras secundarias. Otro aspecto que genera incertidumbre es el hecho de que muchas veces es necesario cambiar los equipos o modificarlos. El impacto que esto genera en la estructura principal es importante y muchas veces es difícil de estimar. Chile, al ser un país sísmico, tiene que estar siempre a la vanguardia del diseño sísmico de estructuras, tratando de minimizar las incertidumbres que se presenten. Es importante destacar que todo tipo de incertidumbre en el diseño de las estructuras genera que muchas veces las estructuras queden sobredimensionadas lo cual para proyectos de gran envergadura genera importantes alzas en los costos y plazos del proyecto.

Muchas veces las estructuras secundarias son incluidas en los análisis como masas o fuerzas en el o los puntos de apoyos lo cual no incluye ninguna propiedad dinámica de la estructura secundaria, las cuales muchas veces pueden tener algún efecto importante en la estructura principal. En la figura 1 se ilustra esquemáticamente la situación antes descrita:

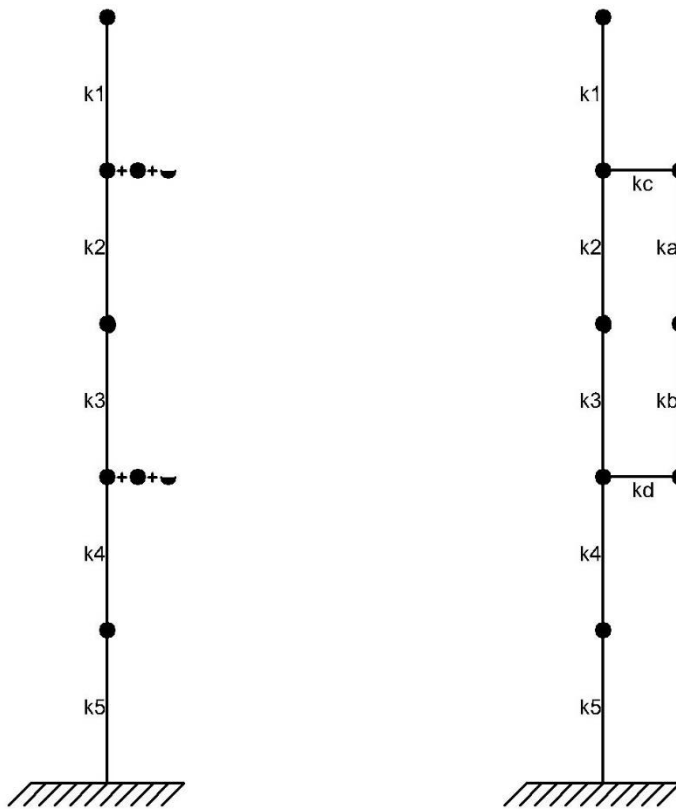


Figura 1 Diagrama de estructura

Actualmente para encontrar la respuesta de una estructura se utiliza principalmente 2 métodos: el primero y el más utilizado es el método en que la respuesta se encuentra por superposición modal espectral con un espectro de aceleraciones definido por la norma y el segundo, y menos utilizado por su gasto computacional, es el método en el que se integran numéricamente las ecuaciones que definen el problema mediante métodos numéricos para obtener la historia de la respuesta en el tiempo de la estructura.

1.4.2. Método de Superposición Modal Espectral

Se plantea la ecuación de equilibrio del sistema:

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [C] \{\dot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = -[M] \{r\} \{\ddot{u}_g\}$$

Se hace el cambio de variable:

$$x(t) = \sum_{i=1}^n \phi_i y_i(t) \quad \text{con} \quad \left[[K] - w_i^2 [M] \right] \{\phi_i\} = \{0\}$$

Para cada forma modal $\{\phi_i\}$:

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} \ddot{y}_i(t) + \{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\} \dot{y}_i(t) + \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\} y_i(t) = -\{\phi_i\}^T [M] \{r\} \ddot{u}_g(t)$$

Con lo que resulta la ecuación de cada modo:

$$M_i \ddot{y}_i(t) + C_i \dot{y}_i(t) + K_i y_i(t) = -L_i \ddot{u}_g(t) \quad i = 1 \dots n$$

Para amortiguamiento: $C_i = 2 M_i w_i \beta_i$

Suponiendo que: $\{\phi\}^T [C] \{\phi\} = \text{diag}\{C_i\}$

M_i ; C_i ; K_i : Masa, Amortiguamiento y Rigidez modal

L_i : Factor de participación modal

Con las ecuaciones modales planteadas se procede a calcular la respuesta de la estructura

$$x_{i\max} = \{\phi_i\} \frac{L_i S_a(T_i)}{M_i w_i^2}$$

$$\dot{x}_{i\max} = \{\phi_i\} \frac{L_i S_a(T_i)}{M_i w_i}$$

$$\ddot{x}_{i\max} = \{\phi_i\} \frac{L_i S_a(T_i)}{M_i}$$

$[M]$ = Matriz de masa

$[K]$ = Matriz de rigidez

$[C]$ = Matriz de amortiguamiento

$\{\ddot{x}(t)\}$ = Vector de aceleraciones

$\{\dot{x}(t)\}$ = Vector de velocidades

$\{x(t)\}$ = Vector de posiciones

$\{r\}$ = vector de influencia de la sollicitación

$\{\ddot{u}_g\}$ = aceleración de la base

$\{\phi_i\}$ = vector del modo i

w_i = frecuencia del modo i

Una vez obtenidos los máximos modales se puede obtener la estimación los máximos de cualquier respuesta.

Se realiza la combinación modal con CQC (complete quadratic combination).

Si se quiere combinar por ejemplo un parámetro R se realiza de la siguiente forma:

$$|R| = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n \rho_{ij} R_i R_j}$$

R_i y R_j respuesta máxima de ese parámetro para los modos i y j respectivamente.

para valores de razones de amortiguamiento (β) iguales para los modos se tiene:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4 \beta^2 r (1+r)}$$

Con:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

1.4.3. Método Historia de la Respuesta en el Tiempo (HRT)

De la ecuación modal planteada se procede a dejar todo en términos conocidos para proceder la integración de cada ecuación.

$$M_i \ddot{y}_i(t) + C_i \dot{y}_i(t) + K_i y_i(t) = -L_i \ddot{u}_g(t) \quad i = 1 \dots n$$

$$\ddot{y}_i(t) + 2 w_i \beta_i \dot{y}_i(t) + w_i^2 y_i(t) = \frac{-L_i \ddot{u}_g(t)}{M_i} \quad i = 1 \dots n$$

Se integran las ecuaciones numéricamente y se encuentra la solución $y_i(t)$; $\dot{y}_i(t)$; $\ddot{y}_i(t)$.

Finalmente se calcula la respuesta final del sistema:

$$\{x(t)\} = \sum y_i(t) \{\phi_i\}$$

$$\{\dot{x}(t)\} = \sum \dot{y}_i(t) \{\phi_i\}$$

$$\{\ddot{x}(t)\} = \sum \ddot{y}_i(t) \{\phi_i\}$$

A continuación se expone el método utilizado para obtener la solución de las ecuaciones, el método está basado en calcular la solución exacta a la ecuación diferencial en cada tramo de la excitación considerando que esta varía linealmente en cada intervalo para obtener la solución de las ecuaciones.

Integración numérica exacta por intervalo.

La que consiste en:

Suponemos que la excitación es una función lineal por intervalos, así:

$$p(\tau) = \frac{-L_i \ddot{u}_g(t)}{M_i}$$

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau$$

con: $\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$ y $t_i < \tau < t_{i+1}$ ó $0 < \tau < \Delta t_i$

Claramente se puede encontrar la solución exacta de la ecuación diferencial en un intervalo para esta excitación:

$$\ddot{y}(\tau) + 2 w \xi \dot{y}(\tau) + w^2 y(\tau) = a + b\tau$$

$u(\tau) =$ Solución homogénea + solución para "a" + solución para "b τ "

Adicionalmente se deben considerar las condiciones iniciales, ya que en un intervalo cualquiera son distintas de cero.

$$y(t_i) = y_i \quad y \quad \dot{y}_i(t_i) = \dot{y}_i$$

Se puede mostrar fácilmente que la solución es, en forma de recurrencia:

$$y_{i+1} = Ay_i + B\dot{y}_i + Cp_i + Dp_{i+1}$$

$$\dot{y}_{i+1} = A'y_i + B'\dot{y}_i + C'p_i + D'p_{i+1}$$

en que:

$$A = e^{-\zeta\omega\Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D \Delta t) + \cos(\omega_D \Delta t) \right)$$

$$B = e^{-\zeta\omega\Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \sin(\omega_D \Delta t) \right)$$

$$C = \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\zeta}{\omega\Delta t} + e^{-\zeta\omega\Delta t} \left[\left(\frac{1-2\zeta^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \sin(\omega_D \Delta t) - \left(1 + \frac{2\zeta}{\omega\Delta t} \right) \cos(\omega_D \Delta t) \right] \right\}$$

$$D = \frac{1}{k} \left\{ 1 - \frac{2\zeta}{\omega\Delta t} + e^{-\zeta\omega\Delta t} \left[\left(\frac{1-2\zeta^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \sin(\omega_D \Delta t) - \left(1 + \frac{2\zeta}{\omega\Delta t} \right) \cos(\omega_D \Delta t) \right] \right\}$$

$$A' = -e^{-\zeta\omega\Delta t} \left(\frac{\omega}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D \Delta t) \right)$$

$$B' = e^{-\zeta\omega\Delta t} \left(\cos(\omega_D \Delta t) - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D \Delta t) \right)$$

$$C' = \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\zeta\omega\Delta t} \left[\left(\frac{\omega}{\sqrt{1-\zeta^2}} + \frac{\zeta}{\Delta t \sqrt{1-\zeta^2}} \right) \sin(\omega_D \Delta t) + \frac{1}{\Delta t} \cos(\omega_D \Delta t) \right] \right\}$$

$$D' = \frac{1}{k\Delta t} \left[1 - e^{-\zeta\omega\Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D \Delta t) + \cos(\omega_D \Delta t) \right) \right]$$

Aunque a primera vista parece engorroso es muy fácil de usar por la forma de recurrencia de las ecuaciones para u_{i+1} y \dot{u}_{i+1} y considerando que si el intervalo de tiempo Δt es constante todos los coeficientes (A , B , C , D , A' , B' , C' y D') son también constantes y por lo tanto sólo se calculan una vez.

2. Revisión de normas y estado actual

2.1. Norma NCh 2369 Of 2003

A continuación se detallan todos los puntos en los cuales se menciona algún método para enfrentar el tema de las estructuras secundarias. Se ha usado la numeración de la norma directamente

5 Análisis sísmico

5.3 Análisis elástico estático

5.3.1 Modelo matemático de la estructura

5.3.1.5 En estructuras que soportan equipo que tengan influencia en su respuesta, el modelo matemático debe considerar el conjunto equipo-estructura.

5.3.1.6 Para el caso de grandes equipos colgantes, el modelo matemático debe incluir los dispositivos de suspensión e interconexión entre el equipo y la estructura soportante.

7 Elementos secundarios y equipos montados sobre estructuras

7.1 Alcance

Se define como elementos secundarios a los tabiques y otros apéndices adheridos a la estructura resistente pero que no forman parte de ella. Los equipos anclados en varios niveles de la estructura deben satisfacer los dispuesto en 11.3.2

11.3.2 Los equipos o ductos rígidos que se extienden verticalmente más de un piso deben tener sistemas de apoyo y unión que impidan su participación en la resistencia o rigidez sísmica del edificio (ver Anexo A, Figura A.6). Si esto no es posible, los equipos se deben incluir en el modelo del sistema sismo resistente.

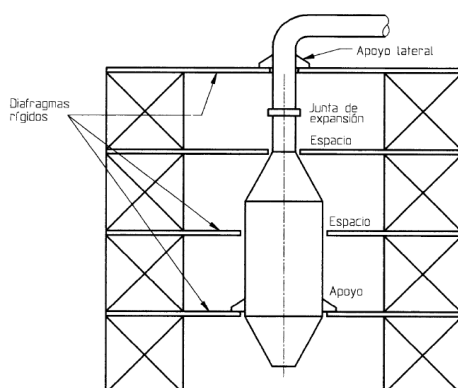


Figura A.6 - Equipo rígido en edificio

Figura 2 NCh 2369, Anexo A, Figura A.6

7.2 Fuerzas para el diseño sísmico

7.2.1 De acuerdo con 5.3.1.5, en caso que el elemento secundario o equipo se haya incluido en la modelación de la estructura que lo soporta, ellos se deben diseñar con la fuerza sísmica horizontal siguiente, actuando en cualquier dirección:

$$F_p = \frac{1.2 Q_p R_1}{R_p} < P_p \quad (7-1)$$

en que:

Q_p = esfuerzo de corte que se presenta en la base del elemento secundario o equipo de acuerdo con un análisis del edificio con solicitaciones sísmica reducidas por el facto R;

R_1 = factor definido en 6.1;

R_p = factor de modificación de la respuesta del elemento secundario o equipo, según tabla 7.1;

P_p = Peso del elemento secundario o equipo.

7.2.2 Si el equipo no necesita ser incluido en la modelación de la estructura, salvo para su masa, el diseño de elementos secundarios y equipos se puede realizar con las fuerzas sísmicas siguientes:

a) Cuando se conoce la aceleración a_p en el nivel de apoyo del elemento o equipo, obtenida de un análisis dinámico modal del edificio con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R:

$$F_p = \frac{3.0 a_p K_p}{R_p} P_p < P_p \quad (7-2)$$

En que el coeficiente K_p se debe determinar alternativamente mediante uno de los dos procedimientos siguientes:

i) $K_p = 2.2$ (7-3)

ii) $K_p = 0.5 + \frac{0.5}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (0.3\beta)^2}}$

siendo:

$\beta = 1$ para $0.8 T^* \leq T_p \leq 1.1 T^*$

$\beta = 1.25 (T_p/T^*)$ para $T_p < 0.8 T^*$ (7-4)

$\beta = 1.25 (T_p/T^*)$ para $T_p > 1.1 T^*$

en que:

T_p = período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario, incluyendo su sistema de anclaje, y T^* es el periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente de la estructura en la dirección en que puede entrar en resonancia el elemento secundario. Para determinar β no se podrá usar un valor de T^* menor que 0.06 s.

b) Cuando no se ha realizado un análisis dinámico modal del edificio:

$$F_p = \frac{0.7 a_k K_p}{R_p} P_p < P_p \quad (7-5)$$

en que:

a_k = aceleración en el nivel k en que esta montado el elemento secundario o equipo, que se determina según 7.2.4.

7.2.3 Cuando no se conocen las características del edificio o no se sabe el nivel en que se montará el elemento secundario o equipo, su diseño se puede realizar con la fuerza sísmica de la expresión (7-5) usando $k_p = 2.2$ y $a_k = 4 A_0 /g$.

7.2.4 La aceleración en el nivel k de la estructura se debe determinar de:

$$a_k = \frac{A_0}{g} \left(1 + 3 \frac{Z_k}{H} \right) \quad (7-6)$$

en que:

A_0 = aceleración efectiva máxima definida en 5.3.3;

Z_k = altura del nivel k sobre el nivel basal;

H = altura total del edificio sobre el nivel basal.

7.2.5 La fuerza sísmica de diseño determinada según 7.2.1 o 7.2.2 no debe ser inferior a $0.8 A_0 P_p/g$

Anexo C (informativo)

C.11 Estructuras específicas

C.11.11 Equipos eléctricos

C.11.11.2 La norma de ENDESA define como equipos robustos a aquellos en los cuales, por su función, son diseñados para sollicitaciones bastante mayores que las sísmicas y que no tienen componentes frágiles, y como equipos rígidos a los que tienen una frecuencia fundamental de 30 Hz o más. Ejemplos típicos son los generadores, motores, válvulas, bombas y similares. Las formulas recomendadas para el diseño estático se basan en las de ENDESA (52).

Se definen los elementos secundarios y se menciona que los elementos anclados en varios niveles deben tener sistemas de apoyos tales que no participen en la rigidez y resistencia de la estructura, si esto no es posible se deben incluir en el modelo de la estructura. Esto es todo lo que menciona la Norma para elementos secundarios anclados en varios niveles a la estructura principal. La norma da algunas fórmulas para calcular una fuerza sísmica generada por el elemento secundario, pero todas estas son para elementos anclados en sólo un nivel de la estructura por lo que no participan en la resistencia y rigidez de la estructura principal.

Con las formulas propuestas por la norma se calcula algunos resultados y se comparan con los obtenidos con otros métodos, si bien la norma da esta fuerza sólo en la base de los equipos se compara con las fuerzas obtenidas en los distintos apoyos del elemento en el modelo ya sea dividiéndola en el número de apoyos o analizando el caso respectivo.

2.2. ASCE 7-10

En la recomendación del ASCE, ASCE 7-10, se considera un capítulo para componentes no estructurales, capítulo 13, se describen a continuación las partes relevantes de este capítulo.

13 Seismic Design Requirements for Nonstructural Components

13.1.5 Application of Nonstructural Component Requirements to nonbuilding Structures

Los elementos secundarios deben ser diseñados según el capítulo 15 (Seismic Design Requirements for Nonbuilding Structures). En la sección 15.3 dice que las fuerzas sísmicas deben ser obtenidas de acuerdo al capítulo 13.

13.3 Seismic Demands on Nonstructural Components

13.3.1 Seismic Design Force

En esta parte se especifica la fuerza que debe ser aplicada:

$$F_p = \frac{0.4 a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right)$$

$$F_{p_max} = 1.65 S_{DS} I_p W_p$$

$$F_{p_min} = 0.3 S_{DS} I_p W_p$$

La fuerza debe ser aplicada en el centro de gravedad de la estructura secundaria y distribuida relativa a la distribución de masas del componente.

F_p = fuerza sísmica para el diseño

S_{DS} = aceleración espectral, periodo corto, determinada de sección 11.4.4

a_p = factor de amplificación que varía de 1 a 2.5 (tabla 13.5-1 o 13.6-1)

I_p = factor de importancia que varía de 1 a 1.5 (sección 13.1.3)

W_p = peso del componente

R_p = factor de modificación de la respuesta que varía de 1 a 12 (tabla 13.5-1 o 13.6-1)

z = altura del punto de anclaje con respecto a la base

h = altura de la estructura

$$F_p = \frac{a_i a_p W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} A_x$$

a_i = aceleración en el nivel i obtenida del análisis modal

A_x = factor de amplificación torsional (ecuación 12.8-14)

$$F_{p_max} = 1.65 S_{DS} I_p W_p$$

$$F_{p_min} = 0.3 S_{DS} I_p W_p$$

15.3 Nonbuilding Structures Supported by Other Structures

15.3.1 Less Than 25 percent Combined Weight Condition

Cuando el peso de la estructura secundaria es menor que el 25 % de la combinación de los pesos sísmicos efectivos de la estructura secundaria y la estructura soportante, la fuerza sísmica para el diseño debe determinarse acorde al capítulo 13.

15.3.2 Greater Than or Equal to 25 percent Combined Weight Condition

Se debe realizar un análisis considerando las características estructurales de la estructura secundaria y de la estructura soportante.

Se diferencia el análisis para cuando el periodo de la estructura secundaria es menor o mayor a 0.06 segundos, considerándose como rígida si el periodo es menor que 0.06 segundos.

En el capítulo 13 se dan fórmulas para calcular las fuerzas sísmicas del elemento secundario, pero en ninguna parte menciona como abarcar el problema de estructuras ancladas en más de un nivel, lo cual es muy similar a la norma Chilena.

El único punto que menciona anclajes en varios niveles es el punto 13.4.4 que dice que debe ser considerado en el análisis la rigidez, la ductilidad y la capacidad de la estructura secundaria de redistribuir las cargas, pero no menciona nada más sobre cómo realizarlo.

El punto 15.3.2 da una idea de algunos valores importantes para el análisis posterior. Da como referencia que desde el 25% del peso total de la estructura el elemento secundario debe ser considerado con sus propiedades y se deben calcular las fuerzas sísmicas. Da un valor mínimo del periodo para así considerar la rigidez de la estructura secundaria, si el periodo de la estructura secundaria es menor que 0.06 segundos debe ser considerada como rígida.

2.3. Estado actual

En la actualidad no existe una recomendación sobre cómo se debe enfrentar el problema de tener estructuras secundarias apoyadas en más de un nivel a la estructura principal, pero sí es una problemática que se da constantemente en el área del diseño de estructuras industriales. Cómo se enfrenta la problemática va a depender de cada caso ya que hay muchos factores que influyen, como los recursos disponibles, la importancia del equipo, la sofisticación de la estructura y el tiempo con el que se dispone para realizar el análisis.

Lo forma más utilizada para enfrentar el problema es modelar la estructura secundaria como un set de masas en los distintos niveles de apoyo con una distribución arbitraria definida según las características de la estructura secundaria.

Otro método muy poco utilizado es el de incluir las propiedades de rigidez de la estructura secundaria desde un modelo simplificado creado por el ingeniero, en el que se modela la estructura secundaria de forma simplificada en cuanto a sus dimensiones y geometría, hasta un modelo muy sofisticado en el que se modela la estructura secundaria con todas sus propiedades de rigidez y geometría utilizando algunos softwares de elementos finitos en los cuales se puede dibujar estructuras muy detalladamente.

Se investigó en internet para encontrar papers o publicaciones en los cuales se abarque el problema de estructuras o sistemas secundarios apoyados en 2 o más niveles de la estructura principal. Las principales páginas en las que se buscó y encontró material para leer fue en la página del EERI (Earthquake Engineering Research Institute) en su revista Earthquake Spectra y en la de las WCEE de los distintos años (World Conference on Earthquake Engineering). Se seleccionaron cinco papers los cuales son detallados en la bibliografía. Luego de leerlos se concluye que no investigan el hecho de estructuras secundarias apoyadas en 2 o más niveles y se quedan con el efecto de las estructuras secundarias en distintos análisis sísmicos, pero solo apoyadas en un nivel. Los papers leídos solo sirvieron para entregar algunas ideas de cómo se debe enfrentar la investigación y para saber sobre que se ha investigado anteriormente.

3. Desarrollo de un modelo

3.1. Definición del modelo

Se define el modelo a utilizar, se busca que el modelo sea lo más representativo posible y que a la vez se puedan variar algunos de sus parámetros para abarcar el mayor número de casos posible.

El modelo constará de una estructura principal y una secundaria. La estructura principal (ver Figura 2) será una barra empotrada en la base con masas puntuales en 5 diferentes niveles, las masas serán nombradas de arriba abajo como m_1 , m_2 , m_3 , m_4 y m_5 respectivamente, las rigideces entre piso serán nombradas de arriba abajo como k_1 , k_2 , k_3 , k_4 y k_5 respectivamente. En el modelo a estudiar solo existirán los grados de libertad horizontales, es decir perpendiculares al sentido de la barra.

La estructura secundaria (ver Figura 3) será una barra con 3 masas puntuales la cual estará conectada a la estructura principal en 2 niveles mediante resortes de rigideces k_c y k_d , además tendrá 3 masas puntuales nombradas de arriba abajo como m_a , m_b y m_c respectivamente, con una rigidez entre piso nombrada como k_a y k_b .

Estructura Principal

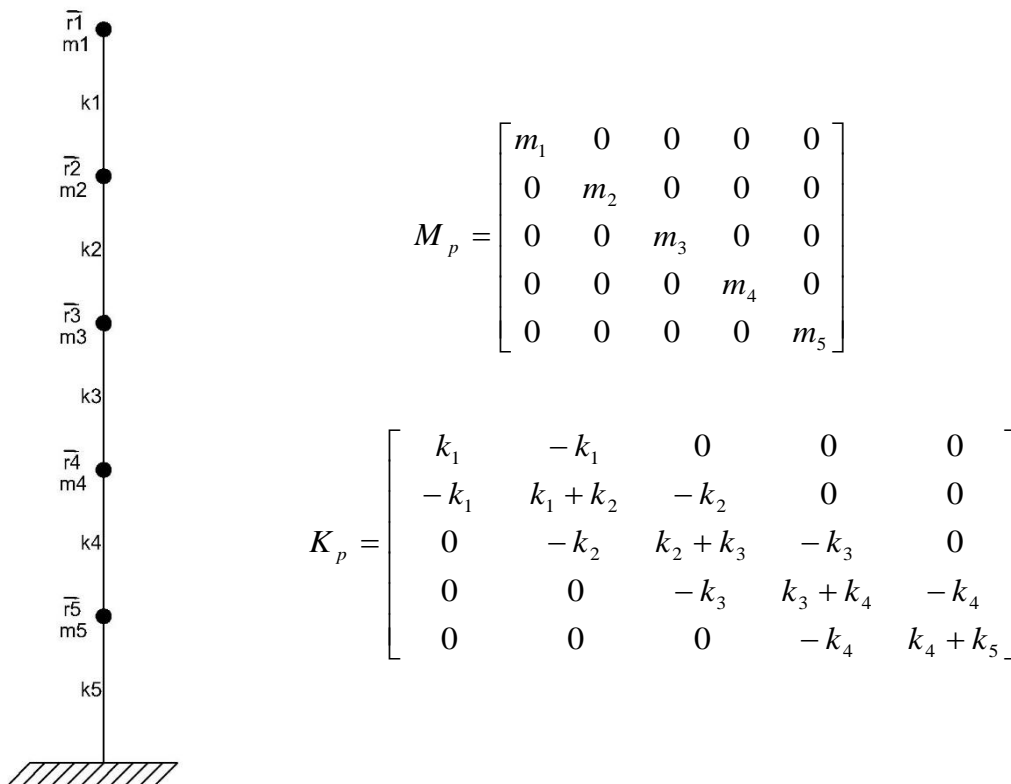
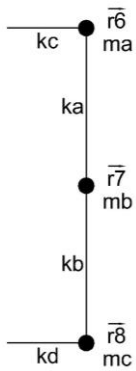


Figura 3 Estructura principal

$$M_p = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 \end{bmatrix}$$

$$K_p = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 \\ 0 & 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 \\ 0 & 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 \end{bmatrix}$$

Estructura Secundaria

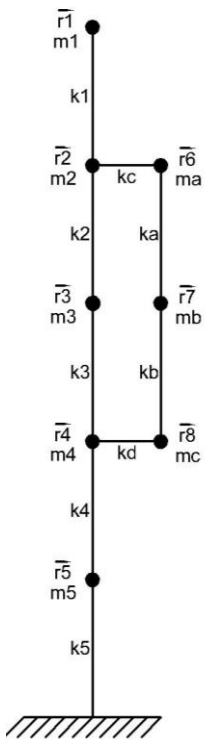


$$M_s = \begin{bmatrix} m_a & 0 & 0 \\ 0 & m_b & 0 \\ 0 & 0 & m_c \end{bmatrix}$$

$$K_s = \begin{bmatrix} k_a + k_c & -k_a & 0 \\ -k_a & k_a + k_b & -k_b \\ 0 & -k_b & k_b + k_d \end{bmatrix}$$

Figura 4 Estructura secundaria

Estructura Final



$$M_f = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_a & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_c \end{bmatrix}$$

Figura 5 Estructura final

$$K_f = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 + k_c & -k_2 & 0 & 0 & -k_c & 0 & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_3 & k_3 + k_4 + k_d & -k_4 & 0 & 0 & -k_d \\ 0 & 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_c & 0 & 0 & 0 & k_a + k_c & -k_a & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_a & k_a + k_b & -k_b \\ 0 & 0 & 0 & -k_d & 0 & 0 & -k_b & k_b + k_d \end{bmatrix}$$

Para las masas se usan valores relativos a un valor "m" asignado para obtener los periodos deseados. Los valores de las rigideces son relativos a un valor "k", el cual es variado para obtener los periodos deseados para la estructura secundaria y la principal, siempre manteniendo la misma proporción entre todos.

m_1	0.75	k_1	0.75
m_2	1	k_2	1.55
m_3	1	k_3	2.15
m_4	1	k_4	2.55
m_5	1.25	k_5	2.8

Tabla 1 Valores de constantes utilizadas en la estructura principal

Se definen dos configuraciones distintas de masa y rigidez las cuales son nombradas como Caso 1 y Caso 2. A continuación se exponen los valores para estas configuraciones, los cuales son relativos ya que son multiplicados por un valor constante tanto para las rigideces como para las masas:

	Caso 1	Caso 2
m_a	0.2	0.1
m_b	0.1	0.3
m_c	0.2	0.1
k_a	0.2	0.6
k_b	0.2	0.6
k_c	1	1
k_d	1	1

Tabla 2 Valores de constantes utilizadas en la estructura secundaria

Las distintas configuraciones fueron elegidas con el fin de simular dos casos completamente distintos para un equipo secundario, uno con la masa concentrada en los extremos y otra con la masa concentrada en el centro.

Los valores de las rigideces son elegidas de tal forma de tener una deformación entre piso más o menos constante en la altura, se realizó un análisis con números aproximados para determinar una proporción tal de tener requisitos de deformación entre piso constantes en la altura.

3.2. Desarrollo del modelo

3.2.1. Fuerzas de las Norma NCh 2369

La norma NCh 2369 entrega tres fórmulas distintas para la fuerza con la que debe ser representada la estructura secundaria. Estas fuerzas están en los puntos 7.2.1 y 7.2.2 de la norma.

La fuerza entregada en 7.2.1 simplemente amplifica por un factor de 1.2 la fuerza obtenida de un análisis en el cual se incluyó la estructura secundaria, por lo que no será analizada ni comparada con los resultados obtenidos de los otros métodos de análisis.

En 7.2.2 se entregan dos fuerzas distintas, en (a) se entrega una fuerza que utiliza las aceleraciones obtenidas del análisis modal espectral y en (b) se entrega una fuerza que utiliza una aceleración calculada mediante parámetros como la aceleración efectiva máxima y la razón de las alturas entre el piso en el que va el equipo y la altura de la estructura principal.

A continuación se detalla cómo fueron utilizadas las fuerzas de la norma ya que no se especifica cómo se deben utilizar cuando tienen apoyos en distintos niveles.

7.2.2 (a)

Se calcularán 2 fuerzas distintas para el apoyo superior e inferior ya que para ser calculadas se necesita la aceleración del piso, la cual es distinta para cada uno. Para calcular las fuerzas se necesita el peso del elemento secundario, el cual será dividido en 2 para cada una de las fuerzas, ya que la estructura secundaria es simétrica en relación a los apoyos. La fuerza además tiene un factor k_p el cual puede tomar un valor de 2.2 o ser variable según la razón de periodos de las estructuras. Finalmente se calcularán fuerzas para los apoyos superior e inferior con k_p constante y variable para distintas razones de periodos. Las fuerzas obtenidas serán divididas por el corte basal obtenido del análisis modal espectral con el espectro de la norma.

7.2.2 (b)

Se calcularán 2 fuerzas distintas para el apoyo superior e inferior ya que para ser calculadas se necesita la aceleración del piso, la cual es distinta para cada piso ya que depende de la relación de alturas con la altura total de la estructura. Para calcular las fuerzas se necesita el peso del elemento secundario, el cual será dividido en 2 para cada una de las fuerzas, ya que la estructura secundaria es simétrica en relación a los apoyos. La fuerza además tiene un factor k_p el cual puede tomar un valor de 2.2 o ser variable según la razón de periodos de las estructuras. Cuando se usa k_p constante además se fija un valor para a_p el cual es igual para el apoyo superior e inferior. Finalmente se calcularán fuerzas para los apoyos superior e inferior con k_p constante y variable para distintas razones de periodos. Para k_p variable se

usó razones de periodos entre 0.1 y 5 con un paso de 0.05 obteniendo 99 casos para cada periodo fundamental de la estructura principal.

A continuación se presenta un diagrama para ilustrar mejor la situación

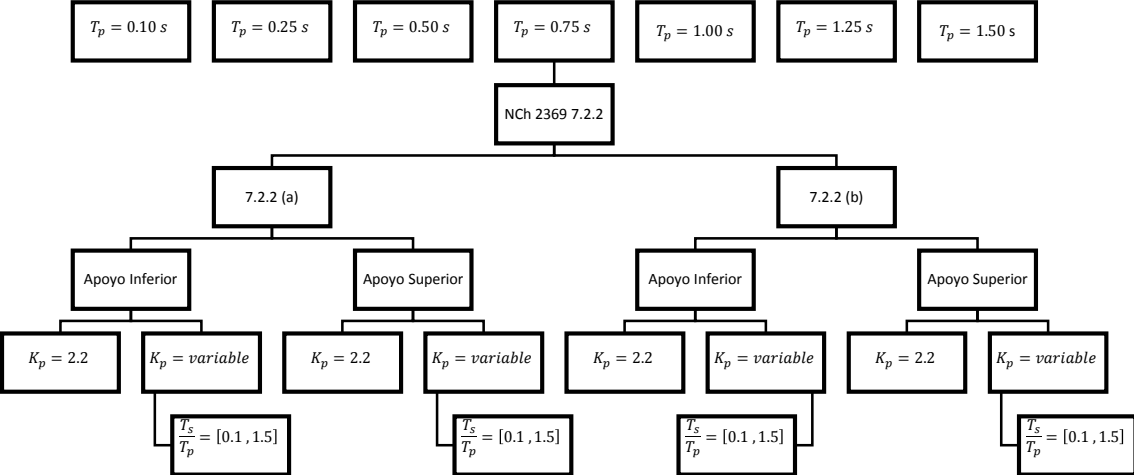


Figura 6 Diagrama de fuerzas calculadas con la norma NCh 2369

3.2.2. Método Superposición Modal Espectral

3.2.2.1. Espectro de la Norma NCh 2369

Se utilizó un análisis modal espectral con un espectro definido a partir de la norma para obtener la respuesta de la estructura. Se realizó con zona sísmica 2 y suelo tipo B para representar un suelo típico de Santiago. Los parámetros para la confección del espectro son los siguientes:

$$A_0 = 0.3 \text{ g}$$

$$I = 1$$

$$R = 3$$

$$n = 1.33$$

$$T' = 0.35$$

$$\xi = 0.03$$

$$C_{\max} = 0.3675$$

El espectro obtenido es el siguiente:

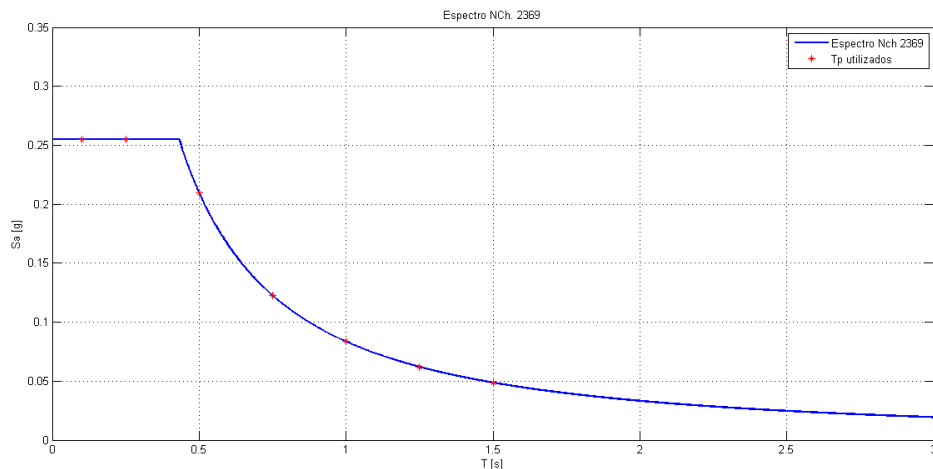


Figura 7 Espectro norma NCh 2369

Para cada periodo de la estructura principal (T_p) se analizó la fuerza en los apoyos superior e inferior para razones de periodos ($\frac{T_s}{T_p}$) entre 0.1 y 5 con un paso de 0.05, por lo que son 99 casos para cada periodo de la estructura principal, tanto para el caso 1 como para el caso 2.

Las fuerzas en los anclajes fueron obtenidas multiplicando la deformación relativa entre los grados de libertad 2 y 6 y entre los grados de libertad 4 y 8 para luego multiplicarla por la rigidez de la conexión.

3.2.2.2. Espectro promedio de los registros

Se seleccionaron 12 registros del terremoto del año 2010 y se crearon los espectros de aceleraciones para analizarlos y verificar que tuvieran un

comportamiento similar. Finalmente se seleccionaron 8 registros de los cuales se creó un espectro con el promedio de los espectros de los registros y se usó para realizar un análisis por superposición modal espectral para obtener la respuesta de los apoyos superior e inferior para razones de periodos T_s/T_p entre 0.1 y 5 con un paso de 0.05, por lo que son 99 casos para cada periodo de la estructura principal, tanto para el caso 1 como para el caso 2.

Las fuerzas en los anclajes fueron obtenidas multiplicando la deformación relativa entre los grados de libertad 2 y 6 y entre los grados de libertad 4 y 8 para luego multiplicarla por la rigidez de la conexión.

A continuación se muestran los espectros obtenidos incluido el espectro elástico de la norma normalizado, es decir multiplicado por R y dividido por A_0 .

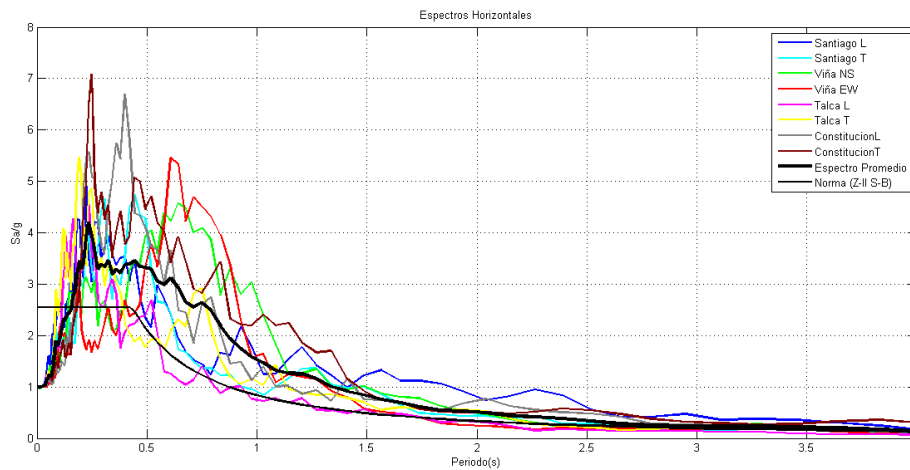


Figura 8 Espectros de registros utilizados normalizados por PGA

A continuación se exponen las aceleraciones máximas por registro en términos de gravedad:

Registro	A_{max} [g] Longitudinal	A_{max} [g] Transversal
Santiago	0.215	0.308
Viña	0.331	0.219
Talca	0.471	0.415
Constitución	0.538	0.626

Tabla 3 Máximas aceleraciones de registros utilizados en el análisis

3.2.3. Método Historia de la Respuesta en el Tiempo

Se calculó la fuerza en los apoyos de la estructura secundaria para los 8 registros elegidos mediante el análisis de la respuesta en el tiempo para razones de periodos entre 0.1 y 5 con un paso de 0.05, por lo que se realizaron 99 análisis para cada periodo de la estructura principal, tanto para el caso 1 como para el caso 2.

Con las fuerzas en los apoyos superior e inferior, se procedió a promediarlas entre los registros y así se obtuvo el resultado con el cual se comparará las fuerzas obtenidas con los otros métodos de análisis, tanto para el caso 1 como para el caso 2.

Las fuerzas en los anclajes fueron obtenidas multiplicando la deformación relativa entre los grados de libertad 2 y 6 y entre los grados de libertad 4 y 8 para luego multiplicarla por la rigidez de la conexión.

Se eligieron algunos registros que pudieran tener espectros con una forma similar (ver Figura 7) al espectro de la norma para la zona sísmica y el tipo de suelo elegidos. Para la elección de los registros se usó la base de datos de los registros del terremoto del año 2010 en el Maule y se hicieron espectros con algunos registros que pudieran tener unos espectros similares. Los registros analizados inicialmente fueron:

- Viña del Mar Centro
- Viña del Mar El Salto
- Santiago Centro
- Talca
- Constitución
- Curicó

Analizando los espectros obtenidos se eliminaron los registros Viña del Mar El Salto y Constitución, por tener espectros distintos a los obtenidos de los otros registros. Finalmente se utilizan los registros

- Viña del Mar Centro (Norte-Sur y Este-Oeste)
- Santiago Centro (Longitudinal y Transversal)
- Talca (Longitudinal y Transversal)
- Curicó (Longitudinal y Transversal)

Utilizando 8 registros que es un número correcto para realizar promedio de los resultados obtenidos.

4. Resultados y discusión

4.1. Estructura secundaria muy rígida

Cuando se tiene una estructura secundaria muy rígida el periodo fundamental de ésta tiende a cero por lo que es esperable que la fuerza en los anclajes se haga constante y tienda a un valor igual a la masa total de la estructura secundaria por la aceleración correspondiente al anclaje. No se sabe desde que razón de T_s/T_p esto va a suceder, por lo que se hace necesario analizar los resultados obtenidos para obtener una idea clara de cuando se da esta situación.

Se analizaron los resultados obtenidos y se observó que el comportamiento anteriormente mencionado sólo se da para razones de periodos (T_s/T_p) muy bajas, cercanas a 0.05. Se observó que en todos los análisis realizados está presente el comportamiento físico esperado cuando se tiene una estructura secundaria muy rígida. (ver Figuras 8, 9 y 10)

Para un periodo de la estructura principal igual a 0.1 segundos cuando se tiene una razón entre periodos T_s/T_p de 0.05 significa que la estructura secundaria tiene un periodo de 0.005 segundos, lo que se aleja mucho de los 0.06 segundos que estipula el ASCE 7 (Ch 11 Seismic Design Criteria) para considerar la estructura como rígida y de los 30 Hz (0.033 segundos) que estipula la NCh 2369 en su comentario sobre equipos eléctricos donde cita la norma ENDESA (02.07.05). Del mismo modo cuando se tiene un periodo de la estructura principal de 1.5 segundos y una razón de periodos de 0.05 se tendría un periodo de la estructura secundaria de 0.075 segundos que es un valor un tanto más similar al planteado por las normas.

En la siguiente tabla se listan los valores de T_s/T_p desde los cuales la estructura secundaria tendría un menor periodo que el estipulado en cada norma para ser consideradas como rígidas.

	NCh 2369	ASCE 7
T_p	$T_s = 0.033$	$T_s = 0.06$
0.1	0.333	0.6
0.25	0.133	0.24
0.5	0.067	0.12
0.75	0.044	0.08
1	0.033	0.06
1.25	0.027	0.048
1.5	0.022	0.04

Tabla 4 Valores de T_s/T_p para los cuales la norma consideraría estructuras rígidas

De los valores en la tabla (ver Tabla 4), se esperaría que para T_p bajos la fuerza en los apoyos de la estructura secundaria alcance el máximo y se estabilice para razones de periodos (T_s/T_p) mayores que los 0.05 observados, pero en los gráficos mostrados a continuación se observa que esto no se identifica claramente y que el comportamiento es más o menos similar para

los distintos valores de T_p con todos los métodos de análisis tanto para el caso 1 como para el caso 2.

La NCh 2369 y el ASCE 7 fijan un valor de periodo para considerar la estructura secundaria como rígida, pero de los resultados del análisis realizado se observa que el punto en el que la estructura secundaria se comporta como rígida depende de la razón de periodos entre ambas (T_s/T_p) y no del periodo fundamental de la estructura secundaria solamente. Lo expuesto por las normas para considerar a la estructura secundaria como rígida es para periodos mayores que lo observado en los análisis para periodos que estén bajo un periodo fundamental de la estructura principal igual a 1 segundo aproximadamente. Para valores del periodo de la estructura principal que sean mayores que 1 segundo la razón de periodos de 0.05 ya alcanzó los valores de periodos de la estructura secundaria definidos por las normas para considerar la estructura secundaria como rígida por lo que estaría correcto aplicar los criterios definidos por las normas. La NCh 2369 no hace referencia alguna acerca de que beneficios podría traer considerar la estructura secundaria como rígida y menos para el caso de que tenga 2 apoyos en distintos niveles.

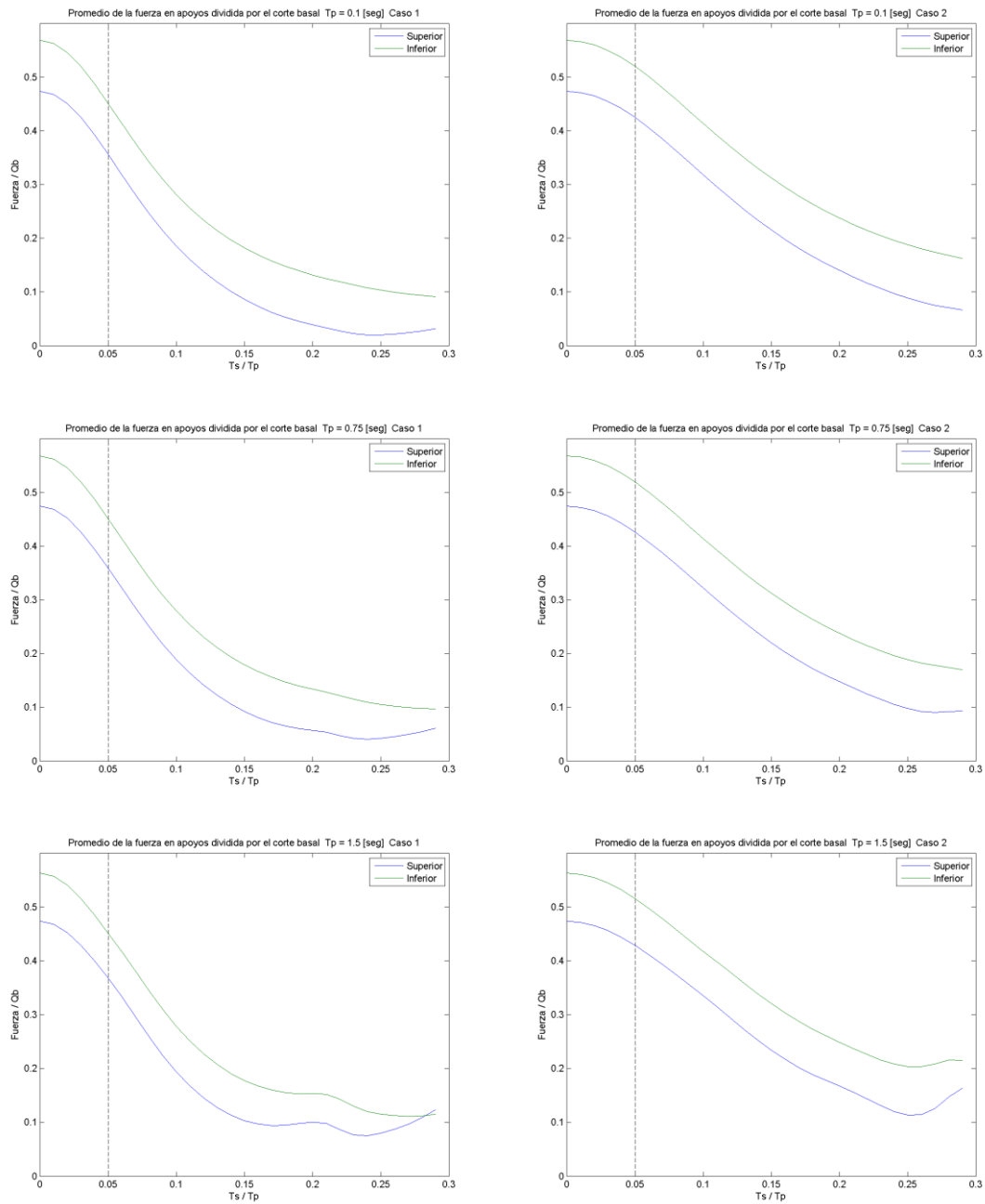


Figura 9 Razón fuerza en apoyo con corte basal para diferentes periodos fundamentales de la estructura principal, calculada por SME con el espectro de la norma. Con razones de periodos entre 0 y 0.3

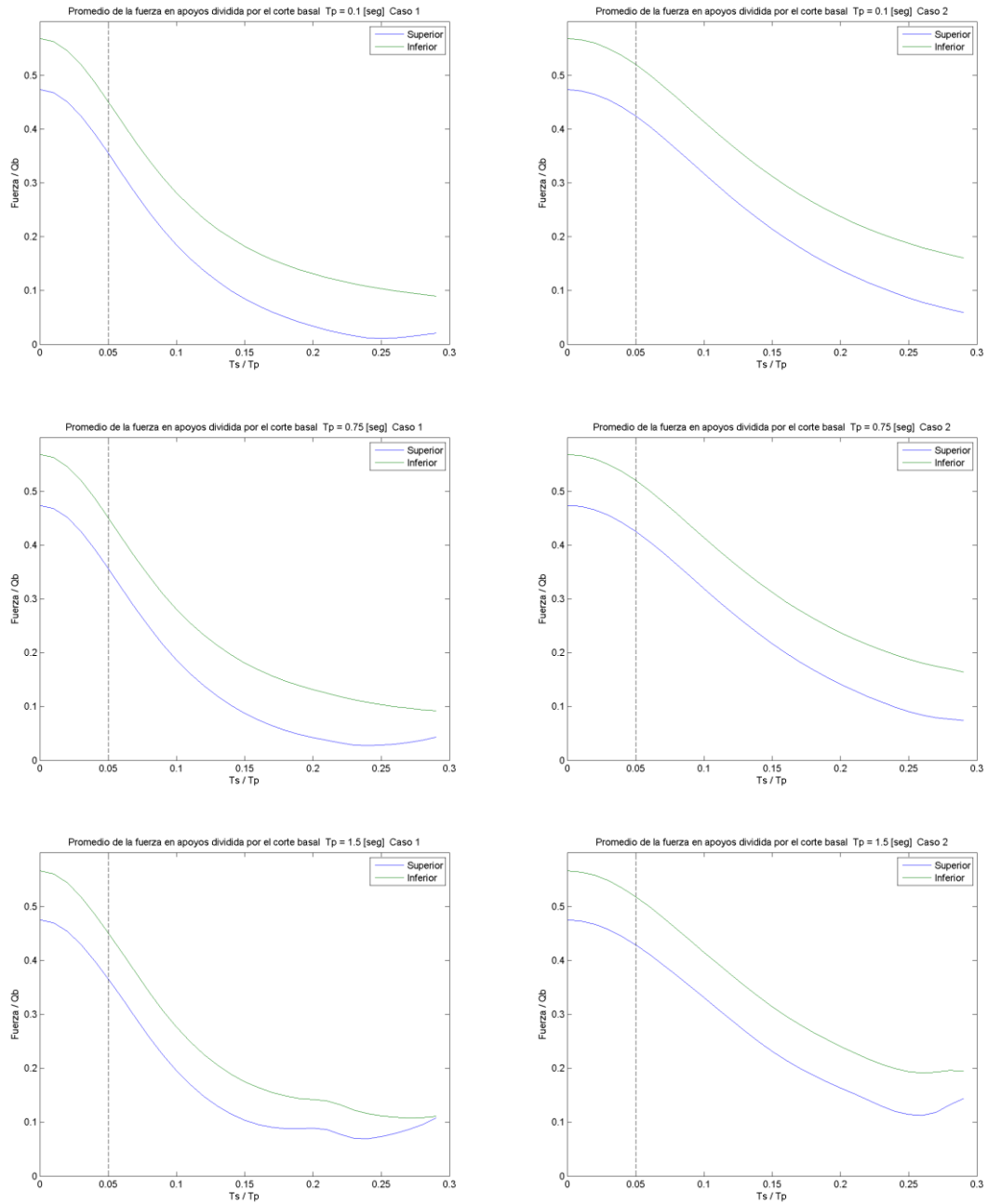


Figura 10 Razón fuerza en apoyo con corte basal para diferentes periodos fundamentales de la estructura principal, calculada por SME con el espectro promedio de los registros. Con razones de periodos entre 0 y 0.3

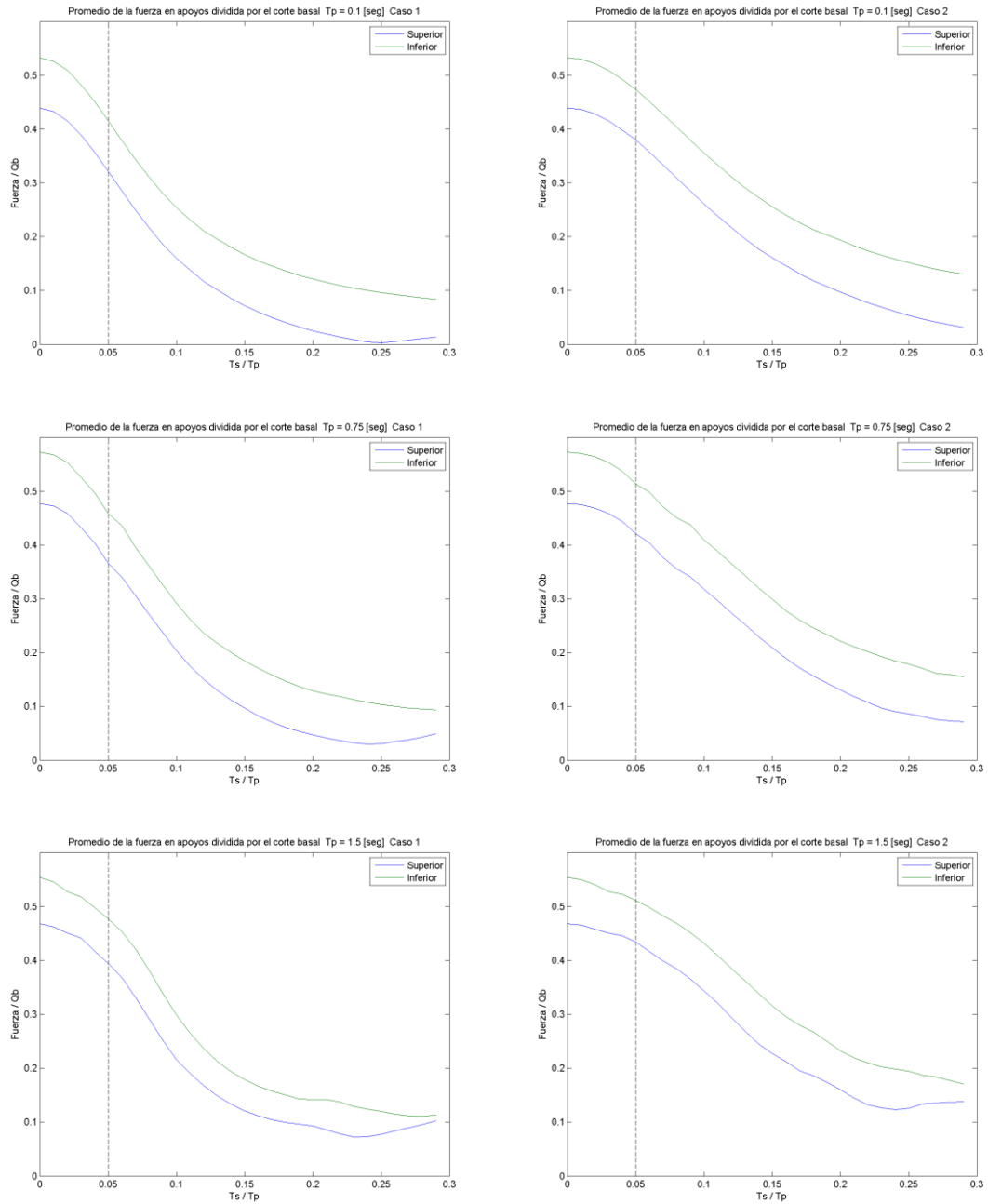


Figura 11 Razón fuerza en apoyo con corte basal para diferentes periodos fundamentales de la estructura principal, calculada por HRT. Con razones de periodos entre 0 y 0.3

A modo de ejemplo y para demostrar que el análisis fue correctamente realizado se muestran algunos gráficos en los cuales se incluyó el valor de la fuerza calculada como la masa de los pisos que sostienen la estructura secundaria más la masa de ésta multiplicada por la aceleración de piso, que es la misma para ambos pisos ya que la estructura secundaria es muy rígida. Esto se realizó para la superposición modal espectral tanto para el espectro promedio de los registros como para el espectro de la norma. (ver Figuras 11 y 12)

Espectro de la Norma NCh 2369

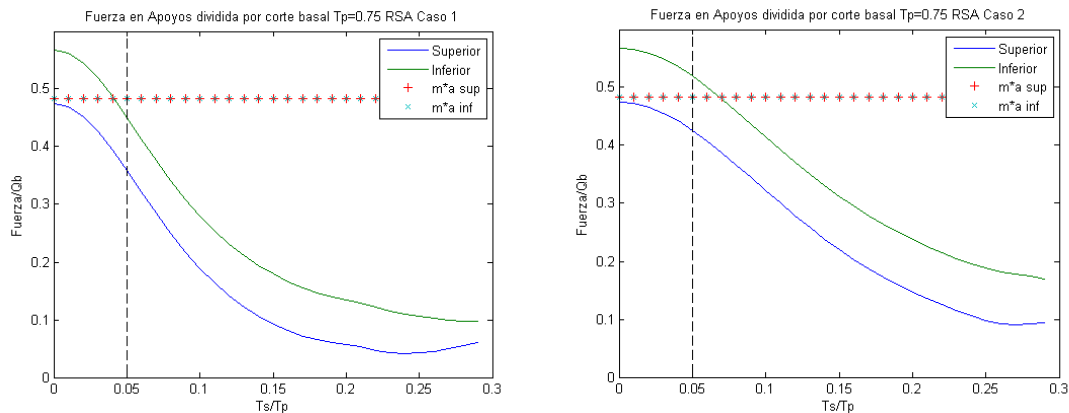


Figura 12 Razón fuerza en apoyo con corte basal con $T_p = 0.75$ s, calculada por SME con el espectro de la norma. Incluye fuerza calculada como la masa por la aceleración. Con razones de periodos entre 0 y 0.3

Espectro Promedio

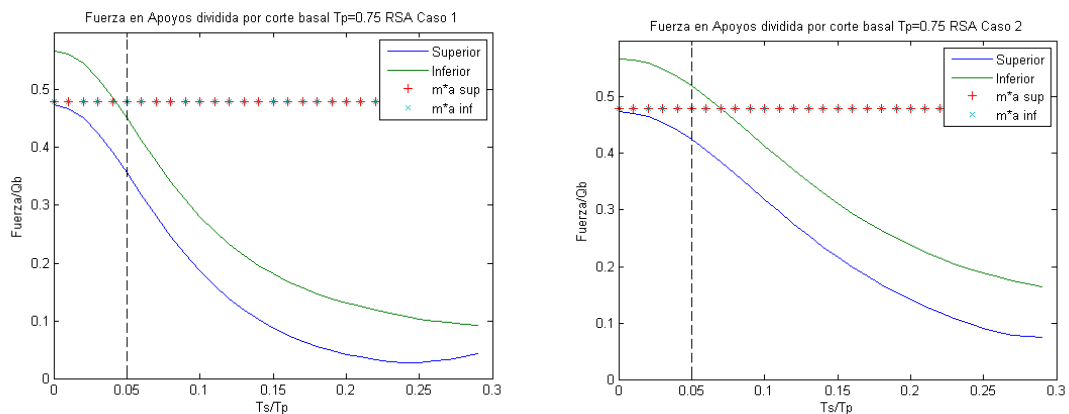


Figura 13 Razón fuerza en apoyo con corte basal con $T_p = 0.75$ s, calculada por SME con el espectro promedio de los registros. Incluye fuerza calculada como la masa por la aceleración. Con razones de periodos entre 0 y 0.3

Cuando la estructura secundaria es muy rígida se genera un sistema con un comportamiento dinámico muy distinto a lo observado cuando la estructura secundaria no es rígida. El comportamiento observado es bastante distinto ya que la masa correspondiente a la estructura secundaria y a los pisos de la estructura principal que la soportan se mueven todas juntas con una misma aceleración y deformación haciendo que la fuerza en los apoyos sea

aproximadamente la masa total de este sistema por la aceleración, que es igual en los 3 grados de libertad de la estructura secundaria y en los grados de libertad de los pisos 2 y 4 del modelo.

4.2. Parámetros dinámicos con y sin considerar la estructura secundaria con sus propiedades

Al considerar en el análisis la estructura secundaria con todas sus propiedades dinámicas cambian las propiedades de la estructura principal. Para ilustrar este aspecto se comparó un modelo con 5 grados de libertad y la estructura secundaria incluida solo como una masa en los niveles en que se apoya, con un modelo en el cual se incluyen todas las propiedades dinámicas de la estructura secundaria.

Se analizaron los dos casos de distinta configuración de la estructura secundaria, con una masa de la estructura secundaria correspondiente al 25% de la masa de un piso y al 10% del total de masa de la estructura.

Se observó que la inclusión de la estructura secundaria con todas sus propiedades de masa y rigidez hace variar considerablemente el periodo de la estructura principal. También se observó que la magnitud de cuanto varía el periodo depende exclusivamente de la razón entre los periodos de la estructura principal y la estructura secundaria y no depende del valor del periodo de la estructura principal. (ver Figura 13)

Se obtuvieron los siguientes resultados variando la razón de los periodos:

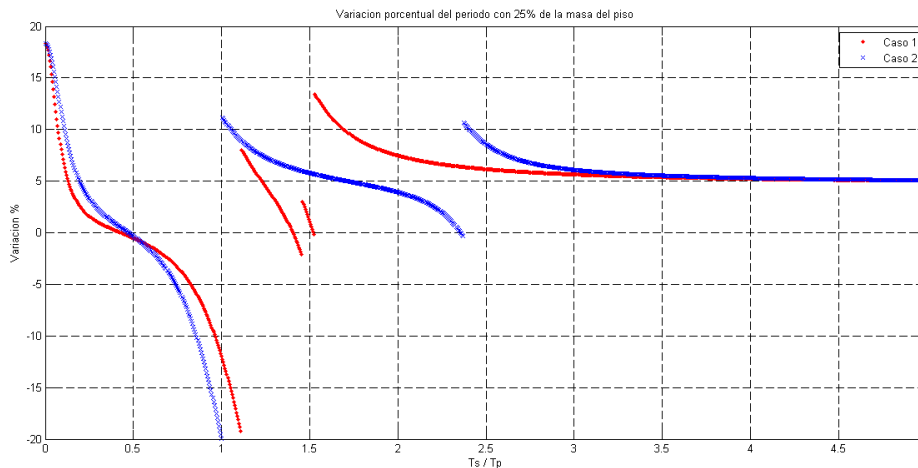


Figura 14 Variación porcentual del periodo fundamental de la estructura principal, con la estructura secundaria con un 25% la masa del piso

Se observa que para una estructura secundaria que sea el 25 % de la masa del piso y un 10 % de la masa total de la estructura principal, el porcentaje en el que se ve afectado el periodo principal de la estructura varía de forma bastante poco predecible, pero se observa un máximo claro aproximadamente cuando el periodo de la estructura principal y secundaria son iguales ya que se da una sintonía. Se observa también que cuando la estructura secundaria es muy rígida se alcanza un porcentaje de variación bastante importante y similar al presentado en $T_s / T_p = 1$, cercana al 20%. Cuando la estructura

secundaria es muy rígida hace que los grados de libertad 2 y 4 queden unidos por esta estructura rígida, dejando en el medio al grado de libertad 3 configurando una nueva estructura la cual tiene un comportamiento dinámico propio. La nueva estructura generada tiene un comportamiento dinámico completamente distinto lo que se refleja en el porcentaje en que varía el periodo principal de la estructura.

Se identifica que para razones de periodos grandes el porcentaje de variación del periodo se hace constante en 5% aproximadamente. Es esperable que cuando la estructura secundaria es muy flexible su masa queda prácticamente desconectada de la estructura principal sin seguir afectando su comportamiento dinámico.

Se observa que el comportamiento es bastante similar entre el caso 1 y 2, pero solo para razones de periodos que no estén entre 1 y 2.7 aproximadamente ya que dentro de este rango el comportamiento es muy distinto para el caso 1 comparado con el caso 2 ya que depende de la separación entre los periodos de los modos segundo y tercero de la estructura secundaria, los cuales para el caso 1 están más cerca que para el caso 2, que se ve reflejado en que para el caso 2 las discontinuidades están más separadas unas de otras. (ver Figura 13)

4.3. Variación del porcentaje de masa de la estructura secundaria con respecto a la estructura principal.

El análisis en todos sus aspectos fue realizado con una estructura secundaria correspondiente al 25% del peso total por piso, pero a continuación se presentan los resultados obtenidos para la variación porcentual del periodo si se varía la masa de la estructura secundaria para que sea un 10%, 20%, 30%, 40%, 50% y 60% de la masa del piso de la estructura principal. Se analizó para ambos casos de configuración de la estructura secundaria.

Las figuras siguientes ilustran los resultados obtenidos.

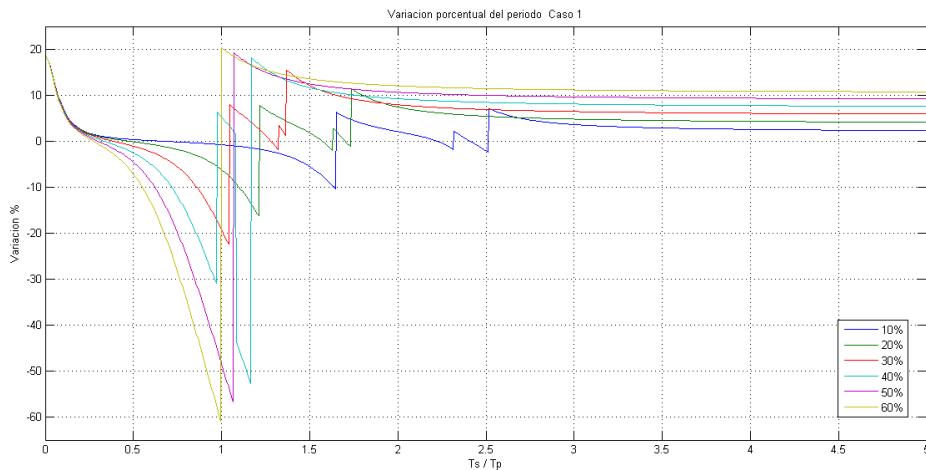


Figura 15 Variación porcentual del periodo fundamental de la estructura principal para distintos porcentajes de masa de la estructura secundaria, caso 1

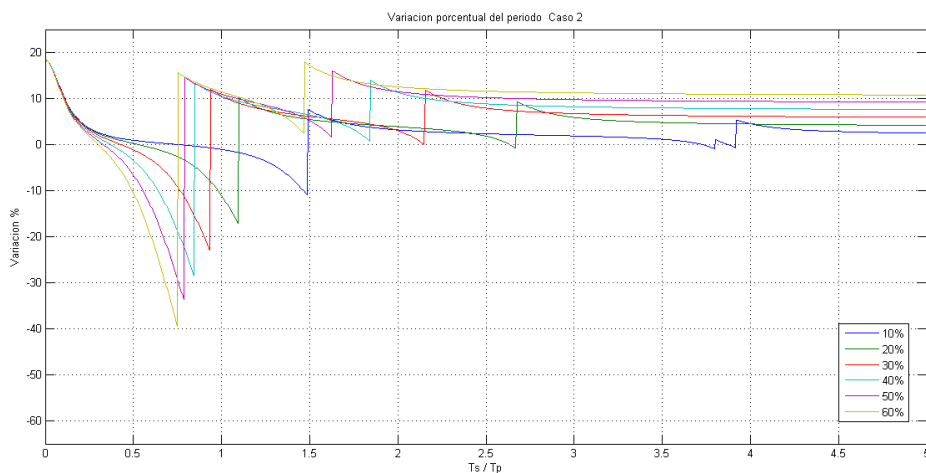


Figura 16 Variación porcentual del periodo fundamental de la estructura principal para distintos porcentajes de masa de la estructura secundaria, caso 2

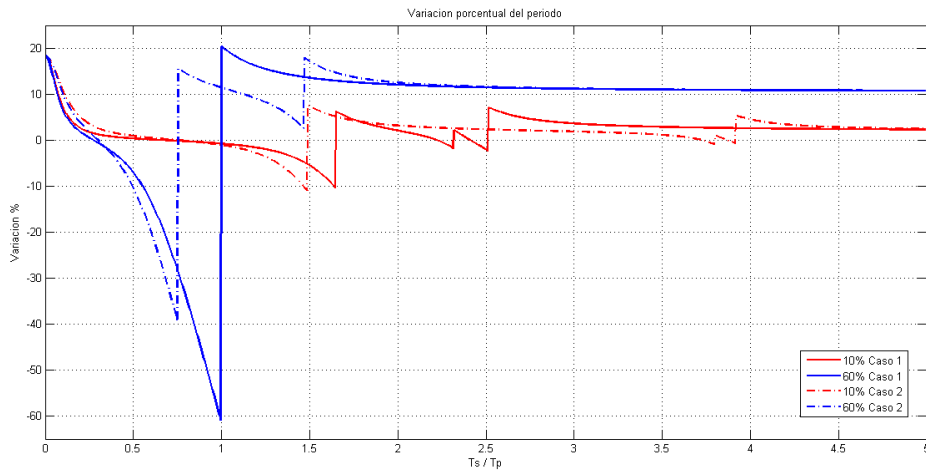


Figura 17 Figura 7 Variación porcentual del periodo fundamental de la estructura principal para distintos porcentajes de masa de la estructura secundaria, comparación caso 1 y caso 2

Como se observa en los gráficos la configuración de la estructura secundaria analizada en el caso 1 tiene mayor influencia en el periodo fundamental de la estructura principal que la del caso 2.

Como era esperable a medida que se aumenta la masa de la estructura secundaria esta influye de forma más importante en el periodo fundamental de la estructura principal.

Se observa que el máximo de la curva se va moviendo de acuerdo al porcentaje de masa que representa la estructura secundaria entre razones de periodos de 0.7 y 1.6 aproximadamente.

Para todos los casos 2 y los casos con masa menor a 40% de los casos 1 se observa una curva con forma muy similar que tiene un importante valor inicial, luego un máximo negativo en torno a 1 y posteriormente dos máximos positivos, en cambio para valores superiores al 40% se observan que se acoplan la parte inferior del primer máximo negativo con el máximo positivo, tal como se aprecia en la curva del caso 1 con un 40% de porcentaje de masa del piso, donde se ven 2 máximos negativos ya que se comienza a acoplar la parte inferior del primer máximo positivo con el máximo negativo haciendo que el máximo negativo ya no se siga moviendo hacia la izquierda, cuando se aumenta el porcentaje de masa, y se mueva hacia la derecha para luego comenzar a moverse nuevamente a la izquierda cuando se aumenta el porcentaje de masa.

Se observa que cuando la estructura secundaria es rígida todas las curvas tienen un mismo valor sin importar el porcentaje de masa que representen, esto sucede porque al ser la estructura secundaria muy rígida los niveles 2 y 4 quedan fijos y se genera una nueva estructura en la cual ya no influye el comportamiento dinámico de la estructura secundaria ya que este comportamiento dinámico no existe al ser una estructura rígida.

Se observa que para el caso 1 la máxima variación del periodo es muy similar al porcentaje de masa del piso que representa la estructura secundaria, para el caso 2 el porcentaje en el que varía el periodo es menor, pero son variaciones muy considerables, entre el 10% y el 40% del periodo principal de la estructura.

Se observó que tanto para el caso 1 como para el caso 2 cuando la estructura secundaria es muy rígida tienen el mismo comportamiento, lo cual es así para cualquier configuración de masas y rigideces, lo que responde al comportamiento esperable ya que cuando es muy rígida la estructura secundaria ya no se comporta como tal y pasa a ser parte de la estructura principal, dejando además los dos grados de libertad unidos quedando con igual comportamiento acoplándose también con los grados de libertad de la estructura secundaria, es decir se pasa a tener 1 grado de libertad donde antes existían 5. Cuando es muy rígida la estructura secundaria ya no tiene respuesta propia y sería posible estimar cuánto variaría el periodo aunque no se supiera nada de la estructura secundaria.

Generalmente el porcentaje de masa que representa una estructura secundaria va a llegar hasta el 25% de la masa del piso, ya que desde ahí hacia arriba dejaría de considerarse secundaria, para estos valores de masa se observa que el valor constante en el que queda la variación del periodo para razones de periodos mayores a 4, siempre va a estar entre un cuarto y un quinto del porcentaje de masa que representa la estructura secundaria. Por ejemplo si la estructura secundaria representa el 10% de la masa del piso, se estima que para razones de periodos grandes, la estructura secundaria va a hacer variar el periodo de la estructura en un 2.5%, en cambio si representa un 25% la va a hacer variar en un 5% del periodo tanto para el caso 1 como para el caso 2 ya que dieron valores prácticamente iguales.

La variación del periodo llega a valores muy grande, de hasta un 60% para el caso en que la estructura secundaria tiene una masa correspondiente al 60% de la masa del piso, por lo que para cualquier caso en el que se tengan estructuras secundarias se hace muy importante considerar este aspecto ya que el periodo de la estructura caracteriza cómo se comporta la estructura y determina la ordenada del espectro que se utilizará en un análisis modal espectral.

La diferencia entre los máximos de variación del caso 1 con el caso 2 es de un 20% como máximo por lo que las distintas configuraciones y las propiedades dinámicas de la estructura secundaria son muy importantes para cuando se analiza sísmicamente la respuesta de la estructura.

Las discontinuidades se dan para cuando los periodos de la estructura secundaria son similares al de la estructura principal con la estructura secundaria incluida, el parámetro T_s/T_p con el cual se grafica es con el periodo de la estructura sin la estructura secundaria y es por eso que el primer mínimo no se da siempre en torno a 1 y en muchas ocasiones se aleja de 1. La primera

discontinuidad se da cuando el periodo principal de la estructura final es similar al periodo del primer modo de la estructura secundaria, las siguientes discontinuidades se dan cuando el segundo y tercer periodo de la estructura secundaria es similar al periodo fundamental de la estructura principal. (ver Figuras 14, 15 y 16)

4.4. Cuando la estructura secundaria es muy flexible

Es esperable que cuando la estructura secundaria es muy flexible, esta no sea capaz de recibir mucha carga por lo que la fuerza en los apoyos va bajando a medida que aumenta el periodo de la estructura secundaria. Este comportamiento se observa claramente en los resultados y se identifica claramente que desde un cierto punto a medida que la razón T_s/T_p aumenta la fuerza en los anclajes comienza a disminuir, pero no llegando a cero sino que haciéndose casi constante en valores muy cercanos a cero. Además, se observa que cuando ya se tienen razones T_s/T_p grandes, la fuerza en los apoyos superior e inferior tienden a ser muy similares. El valor mínimo alcanzado es muy bajo y se hace prácticamente constante desde $T_s/T_p = 4$ para todos los casos analizados con los distintos métodos.

Cuando la estructura secundaria es muy flexible esta se va a quedar prácticamente sin desplazamiento y la deformación relativa entre la estructura secundaria y la principal solo va a depender de la deformación de la estructura principal. Al ser muy flexible la constante de rigidez va a ser muy baja y por ende las fuerzas que se presenten en la conexión van a ser prácticamente cero.

Se observa un comportamiento distinto cuando el periodo de la estructura principal es 0.1 y esto se debe a que no se alcanza a representar los casos para los que la estructura secundaria es muy flexible, ya que el último caso en el que $T_s/T_p=5$ significa que el periodo de la estructura secundaria es 0.5 segundos, lo cual no alcanza a ser muy flexible para tener el comportamiento antes descrito.

Para razones de periodos mayores a 4 se observa que para todos los casos de periodos de la estructura principal, exceptuando cuando es 0.1 segundos, la fuerza en relación al corte basal en los apoyos de la estructura secundaria ya se hace prácticamente constante y con valores muy cercanos a cero, por lo que se puede asumir que desde valores del periodo principal desde 0.25 segundos y desde una razón de periodos de 4 la fuerza en razón al corte basal ya tiene un valor cercano a cero. (ver Figuras 17, 18, 19 y 20)

4.5. Comparación fuerza anclajes superior e inferior

Se observa que para todos los métodos y casos de análisis existe una considerable diferencia para el caso inicial $T_s/T_p=0.1$, esta diferencia es de aproximadamente un 20%. Avanzando en la razón de periodos se observa que para ambos apoyos existe un descenso inicial muy abrupto luego del cual las curvas tienden a subir y luego de subir tienden a ser bastante similares a lo largo de todas las razones de periodos salvo algunas diferencias pequeñas.

La clara diferencia que se observa en los valores de las fuerzas cuando la razón de periodos es 0.1, es decir cuando la estructura secundaria es bastante rígida, responde a que la respuesta de la estructura va a cambiar al tener una estructura rígida que fija dos de sus grados de libertad, haciendo que se tenga una estructura nueva con un comportamiento dinámico completamente distinto, tal como se ha discutido antes.

Una diferencia importante observada es que para los casos 1 la fuerza entre el apoyo superior e inferior tienden a ser muy similares desde $T_s/T_p=0.6$ aproximadamente, pero para los casos 2, con todos los métodos de análisis, se aprecia que las curvas tienden a juntarse en valores más cercanos a $T_s/T_p=1$. Para los casos 1 se observa que la curva tiende a estabilizarse luego de los máximos iniciales, pero para los casos 2 se observa que existe un segundo máximo en torno a la razón de periodos $T_s/T_p=2.7$ aproximadamente. Esto hace que las fuerzas inferiores y superiores tengan diferencias considerables, pero bastante menores que las diferencias iniciales. Es importante destacar que cuando se observan máximos, es decir existen fuerzas mayores, las diferencias entre los apoyos se acentúan. Ambas diferencias, anteriormente mencionadas, responden a que la curva del caso 2 se considera que se desarrolla sobre un rango más amplio de T_s/T_p que la curva del caso 1 haciendo que las diferencias entre el apoyo superior e inferior se den para distintas razones de periodos. Las curvas de los casos 2 presentan máximos para razones de periodos mayores dado que los periodos de los distintos modos de la estructura secundaria están más alejados entre sí. Este aspecto será abordado con más detalle cuando se comparan los casos 1 y 2.

Cuando se tienen múltiples apoyos y estructuras simétricas se tiende a simplificar suponiendo que la fuerza en los apoyos es igual, pero según lo observado en los distintos análisis se concluye que para cuando existen razones de periodos muy bajas las fuerzas son muy distintas para todos los casos de análisis de diferentes configuraciones. También es importante recalcar que las fuerzas en los diferentes apoyos tienen considerables diferencias para cuando se observan máximos de fuerzas, por lo que en esos casos también habría que realizar un análisis adecuado. (ver Figuras 17, 18, 19 y 20)

4.6. Forma de las curvas

En general las curvas de los distintos métodos de análisis tienen formas bastante similares. Se pueden identificar claramente 3 tramos distintos:

- a) Descenso inicial: se observa que existe un descenso inicial muy abrupto y que llega a su mínimo aproximadamente en $T_s/T_p = 0.3$ para los casos 1 y en $T_s/T_p = 0.5$ para los casos 2. Este descenso abrupto se debe a que la estructura pasa de tener un comportamiento en el que la estructura secundaria esta rígidamente unida a los pisos 2 y 4 a un comportamiento en que la estructura comienza a tener su propia respuesta y todavía no advierte la amplificación propia de la resonancia.
- b) Comportamiento variable: se observa que luego del descenso inicial la fuerza comienza a subir y posteriormente no se logra distinguir un patrón claro para todos los casos, sino que se observa un comportamiento más bien variable entre el descenso inicial y donde la curva se estabiliza y comienza su descenso. Para los casos 1 se observa que la curva se comienza a estabilizar en aproximadamente $T_s/T_p = 1.8$ y para los casos 2 esto sucede en $T_s/T_p = 1.2$ aproximadamente. Este comportamiento simplemente es la respuesta dinámica de los sistemas analizados, donde la estructura secundaria no es ni muy rígida ni muy flexible generando que la respuesta del sistema sea poco predecible.
- c) Descenso final: se observa un claro descenso final en el cual las curvas son prácticamente iguales y tienden a hacerse constante hacia $T_s/T_p = 5$. Para el caso 2 se observa que existe un segundo máximo en $T_s/T_p = 2.7$ aproximadamente, el cual es menor que los máximos en el tramo anterior, pero no deja de ser considerable. Para los casos 1 no existe el máximo y las curvas tienden a descender hasta llegar a ser prácticamente constantes para T_s/T_p muy altos. Este comportamiento responde a lo anteriormente descrito en el análisis en que la estructura secundaria es muy flexible.

El comportamiento descrito es fácil de ser observado en todos los casos analizados con los distintos métodos utilizados, pero la extensión de cada uno de los tramos en término de las razones de periodos no es fácil de estimar y depende de los periodos de los modos de la estructura secundaria. Por lo anterior se hace muy importante siempre tener en cuenta la "cercanía" entre los periodos de los distintos modos de la estructura secundaria, los cuales van a estar determinados por las distintas configuraciones de masas y rigideces que esta tenga. (ver Figuras 17, 18, 19 y 20)

4.7. Comparación de valores obtenidos con distintos métodos de análisis

Para hacer más fácil la comparación de los distintos métodos se realizaron 4 conjuntos de gráficos:

Primero una comparación entre los resultados obtenidos de la superposición modal espectral para el espectro correspondiente al promedio de los espectros

obtenidos de los 8 registros de sismos utilizados y el promedio de los resultados obtenidos de la historia de la respuesta en el tiempo para 8 registros distintos, tanto para el caso 1 como el caso 2.

Segundo una comparación entre los resultados obtenidos de la superposición modal espectral para el espectro correspondiente al promedio de los espectros obtenidos de los 8 registros de sismos utilizados y los resultados obtenidos de la superposición modal espectral con el espectro de la Norma NCh. 2369, tanto para el caso 1 como el caso 2.

A grandes rasgos las curvas obtenidas con los 3 tipos de análisis realizados son muy parecidas y a simple vista es difícil encontrar diferencias muy marcadas; tanto para el caso 1 como para el caso 2. Las mayores diferencias se aprecian cuando el periodo de la estructura principal es 0.1 segundos.

4.7.1. Comparación HRT y SME espectro promedio Caso 1

Para todos los casos de periodos de la estructura principal, exceptuando cuando $T_p = 0.1$ segundos, se observa que las curvas son muy similares para ambos análisis exceptuando una clara diferencia en el último máximo que se observa en $T_s/T_p = 1.5$ aproximadamente, donde la curva de SME tiene valores mayores.

Cuando $T_p = 0.1$ segundo y T_s/T_p mayor a 0.5 se observa que los resultados obtenidos con los diferentes análisis son bastante distintos y la curva obtenida de la SME se encuentra claramente por sobre la obtenida con HRT. Entre las razones de periodos 0.5 y 2.5 aproximadamente se observa que la curva de SME muestra valores bastante mayores que la curva de HRT sobre todo en $T_s/T_p = 1.5$ donde alcanza su máximo. (ver figura 19)

4.7.2. Comparación HRT y SME espectro promedio Caso 2

Para todos los casos de periodos de la estructura principal, exceptuando cuando $T_p = 0.1$ segundos, se observa que las curvas son muy similares para ambos análisis exceptuando una clara diferencia en el último máximo que se observa en $T_s/T_p = 2.7$ aproximadamente, donde la curva de SME tiene valores mayores; tal como ocurría en el caso 1.

Cuando $T_p = 0.1$ segundos y T_s/T_p es mayor a 0.8 se observa que los resultados obtenidos con los diferentes análisis son bastante distintos y la curva obtenida de la SME se encuentra claramente por sobre la obtenida con HRT, salvo por una zona limitada cercana a $T_s/T_p = 2$ aproximadamente en que la curva de SME baja, la de HRT sube y queda por sobre la otra para luego volver a lo anterior. (ver figura 20)

4.7.3. Comparación SME espectro promedio y SME espectro norma NCh. 2369 Caso 1

Para todos los casos de periodos de la estructura principal, exceptuando cuando $T_p = 0.1$ segundos y T_s/T_p mayor a 1.5, se observa que las curvas

son muy similares para ambos análisis salvo algunas pequeñas diferencias de valores.

Para el caso $T_p = 0.1$ segundos se observa que luego del segundo máximo en $T_s/T_p = 1.5$ la curva que representa el comportamiento para el espectro promedio queda claramente por sobre la curva que representa el comportamiento para el espectro de la norma, mostrando valores aproximadamente iguales a dos veces los que resultan del análisis para el espectro de la NCh 2369. (ver figura 17)

4.7.4. Comparación SME espectro promedio y SME espectro norma NCh. 2369 Caso 2

Para todos los casos de periodos de la estructura principal, exceptuando cuando $T_p = 0.1$ segundos y T_s/T_p mayor a 1 se observa que las curvas son muy similares para ambos análisis salvo algunas pequeñas diferencias de valores.

Para el caso $T_p = 0.1$ segundos se observa que luego del primer máximo en $T_s/T_p = 1$ la curva que representa el comportamiento para el espectro promedio queda claramente por sobre la curva que representa el comportamiento para el espectro de la norma, disminuyendo un poco su diferencia en el máximo que está en torno a $T_s/T_p = 2.7$ ya que para el análisis con el espectro de la norma el máximo es considerablemente más marcado. (ver figura 18)

Los valores de las fuerzas divididas por el corte basal obtenidas de los análisis realizados por superposición modal espectral y por historia de la respuesta en el tiempo son muy similares para los distintos casos de periodo fundamental de la estructura principal exceptuando el caso en el que se tiene un periodo de 0.1 segundos en el cual se observan claras diferencias en los valores y formas de las curvas.

Cuando no se tiene una estructura muy particular o un caso con un periodo fundamental de la estructura similar a 0.1 segundos o menor sería recomendable usar un análisis modal espectral con el espectro de la norma Nch 2369 ya que se ahorra el gasto computacional de hacer análisis mediante la historia de la respuesta en el tiempo teniendo en cuenta de que se identificó que para la HRT se utiliza aproximadamente 10 veces más de tiempo que con los SME.

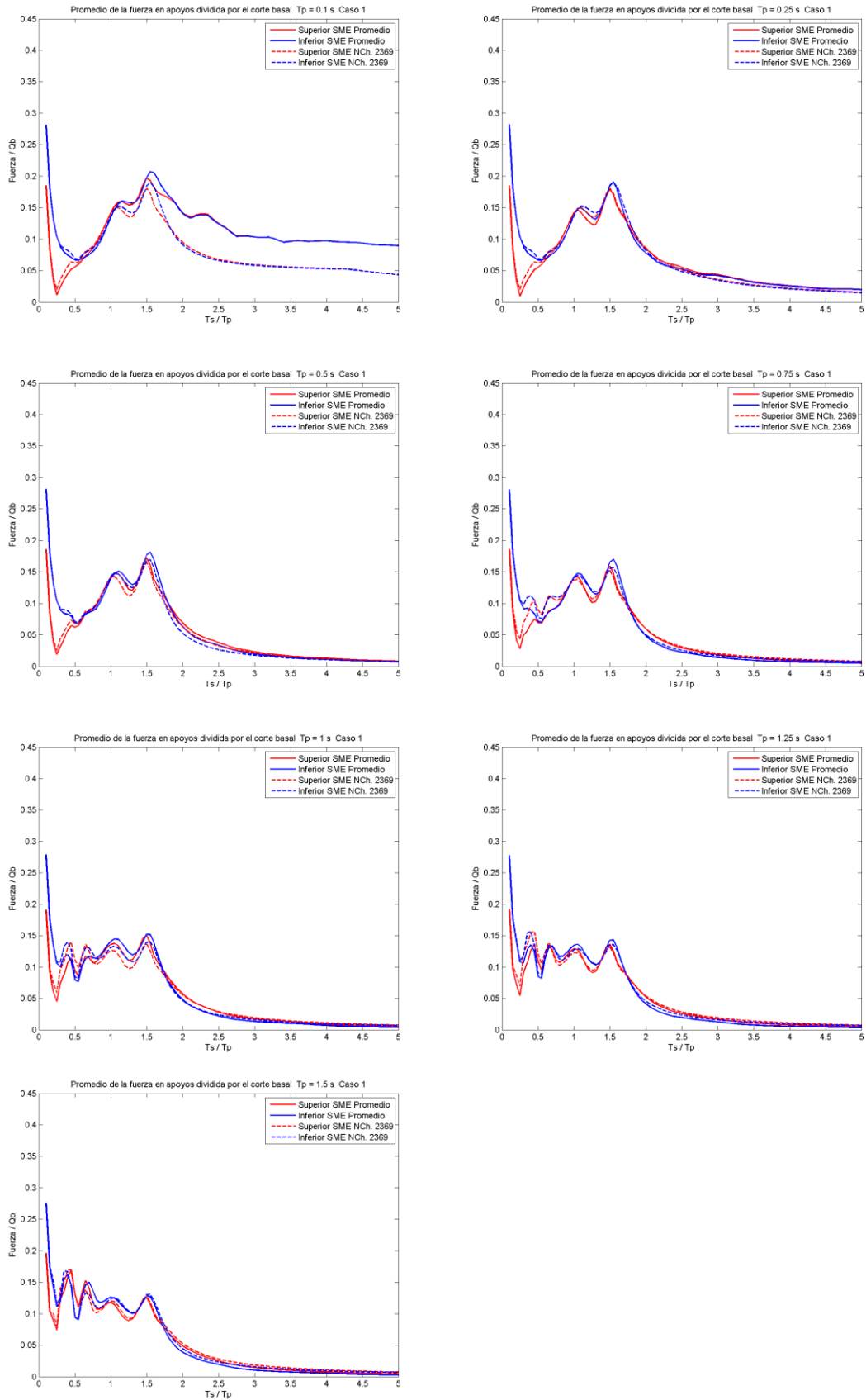


Figura 18 Comparación entre SME con espectro de la norma y SME con espectro promedio de los registros para distintos periodos fundamentales de la estructura principal, caso 1 con razones de periodos entre 0.1 y 5

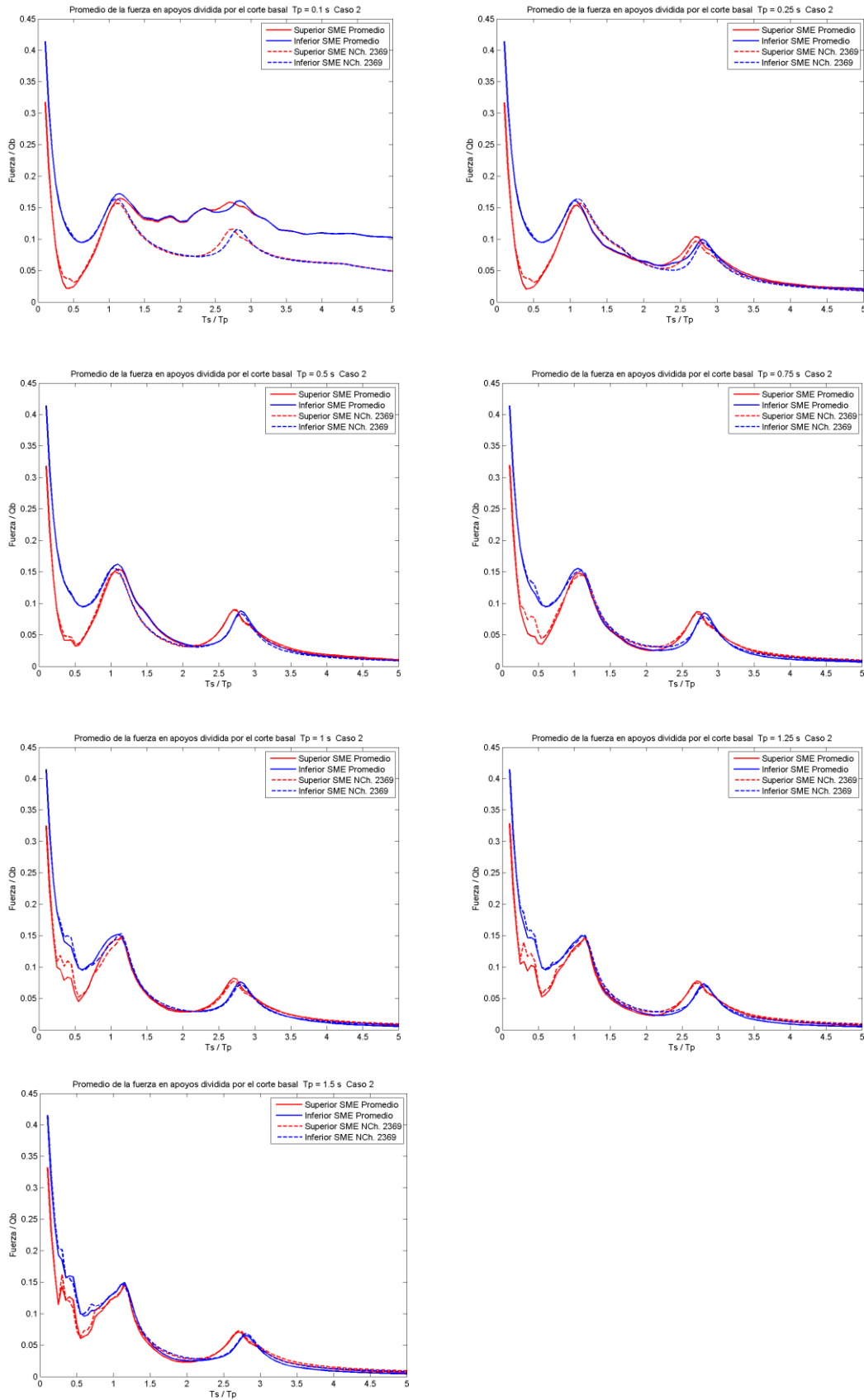


Figura 19 Comparación entre SME con espectro de la norma y SME con espectro promedio de los registros para distintos periodos fundamentales de la estructura principal, caso 2 con razones de periodos entre 0.1 y 5

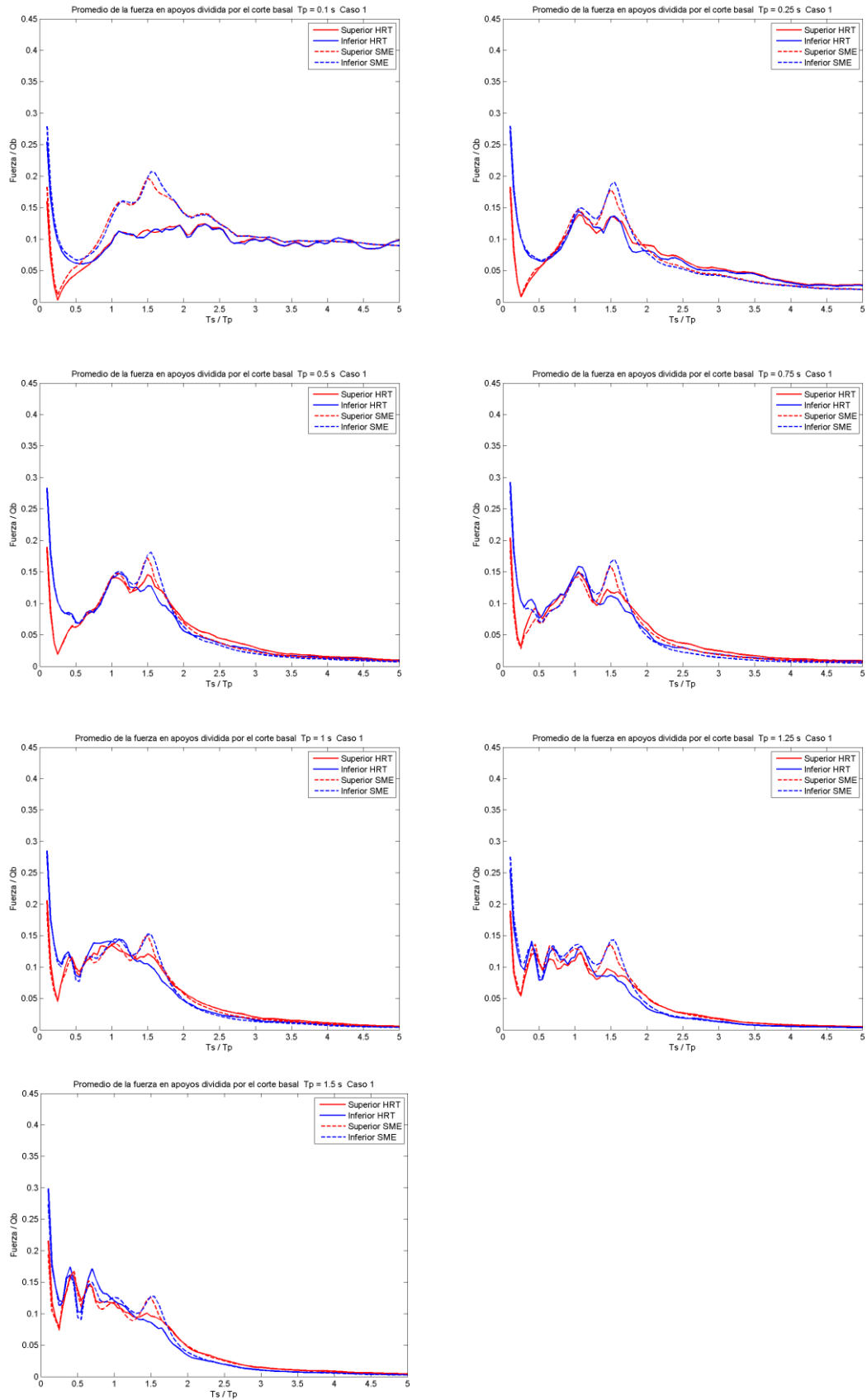


Figura 20 Comparación entre SME con espectro promedio de los registros y HRT promedio para distintos periodos fundamentales de la estructura principal, caso 1 con razones de periodos entre 0.1 y 5

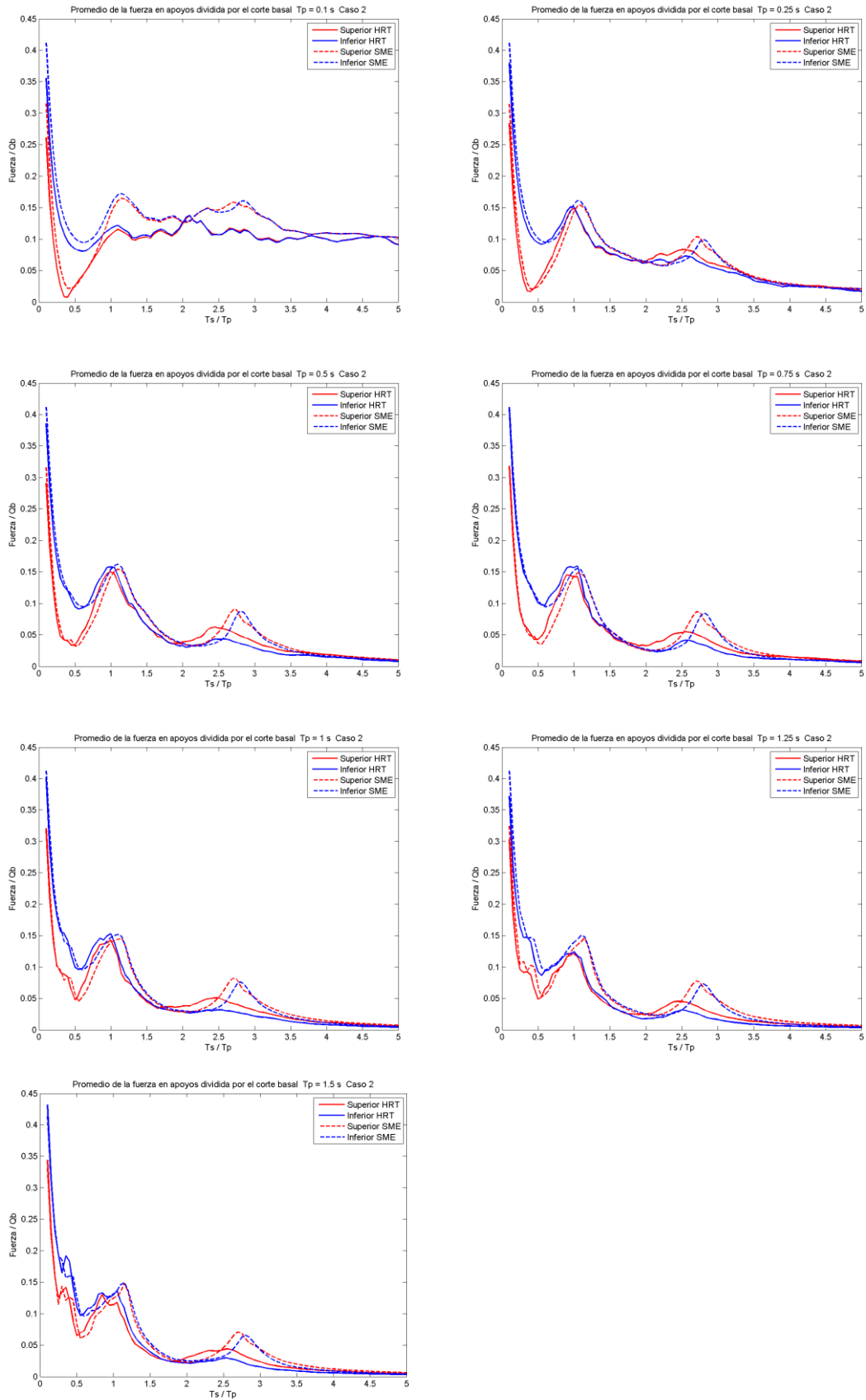


Figura 21 Comparación entre SME con espectro promedio de los registros y HRT promedio para distintos periodos fundamentales de la estructura principal, caso 2 con razones de periodos entre 0.1 y 5

4.8. Comparación Caso 1 y Caso 2

En todos los métodos de análisis se observa que el caso 2 tiene valores de fuerza en los apoyos cuando $T_s/T_p=0.1$, considerablemente mayor que en el caso 1 para el mismo periodo de la estructura principal. (ver Figuras 24, 25 y 26)

A continuación se ilustran los valores de la diferencia inicial entre los casos para cada apoyo y periodo de la estructura principal.

Tp		HRT		SME Norma		SME E. Promedio	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
T1	0.10	0.101	0.101	0.133	0.133	0.132	0.132
T5	0.25	0.105	0.107	0.133	0.133	0.132	0.132
T2	0.50	0.102	0.102	0.133	0.133	0.132	0.133
T6	0.75	0.115	0.118	0.133	0.135	0.133	0.133
T3	1.00	0.112	0.117	0.134	0.138	0.134	0.136
T7	1.25	0.118	0.117	0.137	0.138	0.135	0.137
T4	1.50	0.128	0.134	0.141	0.139	0.136	0.139

Tabla 5 Diferencia entre caso 1 y caso 2 para valores de las fuerzas divididas por el corte basal en $T_s/T_p= 0.1$

Tp		HRT		SME Norma		SME E. Promedio	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
T1	0.10	38.7	28.4	41.7	32.1	41.7	31.9
T5	0.25	34.9	26.6	41.6	32.1	41.6	32.1
T2	0.50	35.1	29.1	41.0	33.2	41.4	32.7
T6	0.75	37.2	30.9	42.1	33.3	41.0	33.6
T3	1.00	37.1	28.2	41.7	32.1	41.7	31.9
T7	1.25	36.0	28.7	41.3	32.5	41.6	32.2
T4	1.50	39.1	31.5	41.4	33.3	41.4	32.9

Tabla 6 Diferencia porcentual entre caso 1 y caso 2 para valores de las fuerzas divididas por el corte basal en $T_s/T_p= 0.1$

Como se observa en los gráficos (Figuras 24, 25 y 26) y en la tabla, la diferencia entre cada caso es importante para las razones de T_s/T_p iniciales, ya que involucra una diferencia de hasta un 41.7% de la fuerza en los apoyos en relación al caso 1. Esto se da porque la disminución del valor desde la fuerza máxima cuando la estructura secundaria es muy rígida en los casos 1 es más abrupto que en los casos 2, como se puede observar en la figura que se expone a continuación a modo de ejemplo.

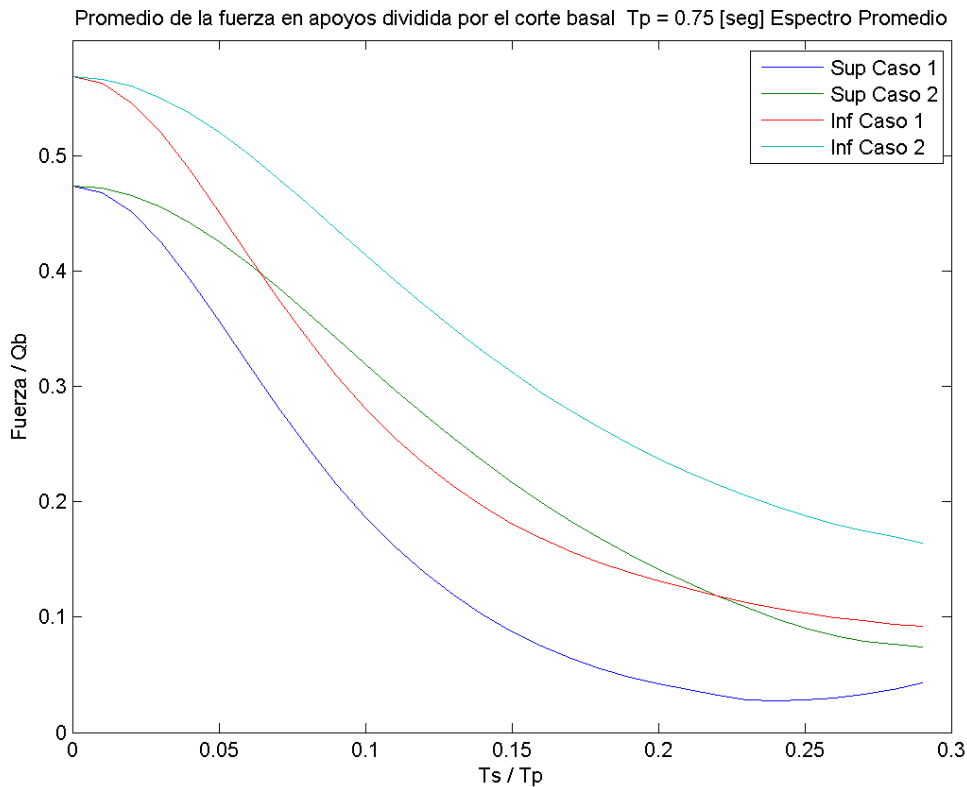


Figura 22 Comparación caso 1 y caso 2 para $T_p = 0.75$ s SME espectro promedio de los registros, razón de periodos entre 0 y 0.3.

Se observa que cuando la estructura secundaria es muy rígida los valores que tienen las fuerzas en los apoyos son iguales sin importar la configuración que tenga la estructura secundaria (Caso 1 o Caso 2), lo que responde bien al comportamiento esperado ya que si la estructura secundaria es rígida no importa su distribución de masas para definir la fuerza traspasada a la estructura principal. (ver Figura 21)

La otra diferencia importante que se observa en todos los métodos de análisis es que se identifica un segundo máximo en los casos 2 en el tramo en que la curva ya está más o menos estable para los casos 1. Observando con detención se identifica que el segundo máximo que se ve para los casos 2 en torno a $T_s/T_p = 2.7$ también se observa en los casos 1, pero en torno a $T_s/T_p = 1.5$, lo que hace que se acople con el máximo que está en torno a $T_s/T_p = 1$. Se identificó que para los casos 2 la curva se desarrolla sobre un rango más amplio de razones de periodos entre la estructura secundaria y la principal y por esta razón el segundo máximo se aleja del primero y todo lo observado en los casos 1 se da en los casos 2 para razones de periodos mayores. La razón por la cual la curva en los caso 2 tiene esta característica es porque, dada la configuración de masas y rigideces, los periodos de los modos de la estructura secundaria se encuentran más alejados unos de otros. El segundo y tercer periodo de la estructura secundaria son la misma proporción del periodo principal para todos los casos sin importar el valor de este. Donde si varía esta

proporción es para el caso 1 con respecto al caso 2. Saber la proporción que son los periodos segundo y tercero del primero nos sirve para saber qué tan cerca del periodo principal se encuentran. A continuación se muestra la proporción entre los segundos y terceros periodos con respecto al primer periodo de la estructura secundaria.

	Caso 1	Caso 2
$P_2 = \frac{T_2}{T_1} \times 100$	62 %	36 %
$P_3 = \frac{T_3}{T_1} \times 100$	68 %	38 %

Tabla 7 Diferencia porcentual entre periodo fundamental y siguientes periodos de la estructura secundaria

Para ilustrar mejor la situación se muestra estas razones en forma gráfica en la cual se aprecia claramente la distribución de los periodos en comparación al periodo principal.



Figura 23 Valor de los periodos de la estructura secundaria

Este comportamiento se observa en todos los métodos de análisis pero en las curvas correspondientes a los casos SME es donde se hace más fácil identificar lo anteriormente mencionado. A continuación se muestra una imagen para ilustrar lo anterior.

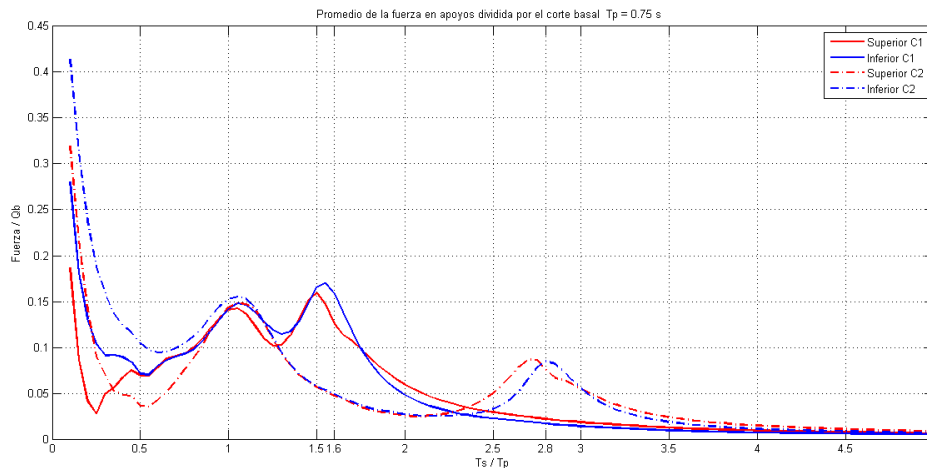


Figura 24 Comparación caso 1 y caso 2 para $T_p = 0.75$ s SME espectro promedio de los registros, razón de periodos entre 0 y 5.

Se comprobará que los máximos posteriores a $T_s/T_p = 1$ corresponden a situaciones en que los periodos de los modos posteriores de la estructura secundaria tienen valores similares a T_p .

Caso 1

De los datos para T_{s_2} :

$$\frac{T_{s_2}}{T_{s_1}} = 0.62$$

Del gráfico (Figura 23):

$$\frac{T_{s_1}}{T_p} = 1.55$$

Combinando se tiene:

$$\frac{T_{s_2}}{0.62 T_p} = 1.55 \rightarrow \frac{T_{s_2}}{T_p} = 1.55 * 0.62 = 0.961$$

De los datos para T_{s_3} :

$$\frac{T_{s_3}}{T_{s_1}} = 0.68$$

Del gráfico (Figura 23):

$$\frac{T_{s_1}}{T_p} = 1.55$$

Combinando se tiene:

$$\frac{T_{s_3}}{0.68 T_p} = 1.55 \rightarrow \frac{T_{s_3}}{T_p} = 1.55 * 0.68 = 1.054$$

Caso 2

De los datos para T_{s_2} :

$$\frac{T_{s_2}}{T_{s_1}} = 0.36$$

Del gráfico (Figura 23):

$$\frac{T_{s_1}}{T_p} = 2.75$$

Combinando se tiene:

$$\frac{T_{s_2}}{0.36 T_p} = 2.75 \rightarrow \frac{T_{s_2}}{T_p} = 2.75 * 0.36 = 0.99$$

De los datos para T_{s_3} :

$$\frac{T_{s_3}}{T_{s_1}} = 0.38$$

Del gráfico (Figura 23):

$$\frac{T_{s_1}}{T_p} = 2.75$$

Combinando se tiene:

$$\frac{T_{s_3}}{0.38 T_p} = 2.75 \rightarrow \frac{T_{s_3}}{T_p} = 2.75 * 0.38 = 1.045$$

Como se observa en los resultados de las razones entre los periodos de la estructura secundaria y la principal, los máximos posteriores a $T_s/T_p = 1$ responden a cuando se tiene que los periodos de los modos segundo y tercero tienen valores iguales al periodo de la estructura secundaria.

Los resultados de todos los análisis realizados muestran diferencias entre la configuración 1 y la configuración 2 por lo que cuando se tienen estructuras secundarias se hace muy importante conocer las propiedades dinámicas de estas para así poder tener un correcto análisis de la respuesta de la estructura con la estructura secundaria incluida. Según la razón de periodos entre la estructura secundaria y la principal se observa que existen valores muy distintos de las fuerzas en los apoyos de la estructura secundaria. Para qué valor de la razón de periodos se dan los distintos máximos depende de gran manera de la configuración de masas y rigideces de la estructura secundaria, ya que si bien para distintos casos de estructuras secundarias los periodos principales de estas pueden ser iguales, el valor de razones en que se dan los máximos de fuerzas depende de los valores de los periodos de los modos siguientes haciendo que las respuestas obtenidas sean muy distintas. (ver Figuras 24, 25, y 26)

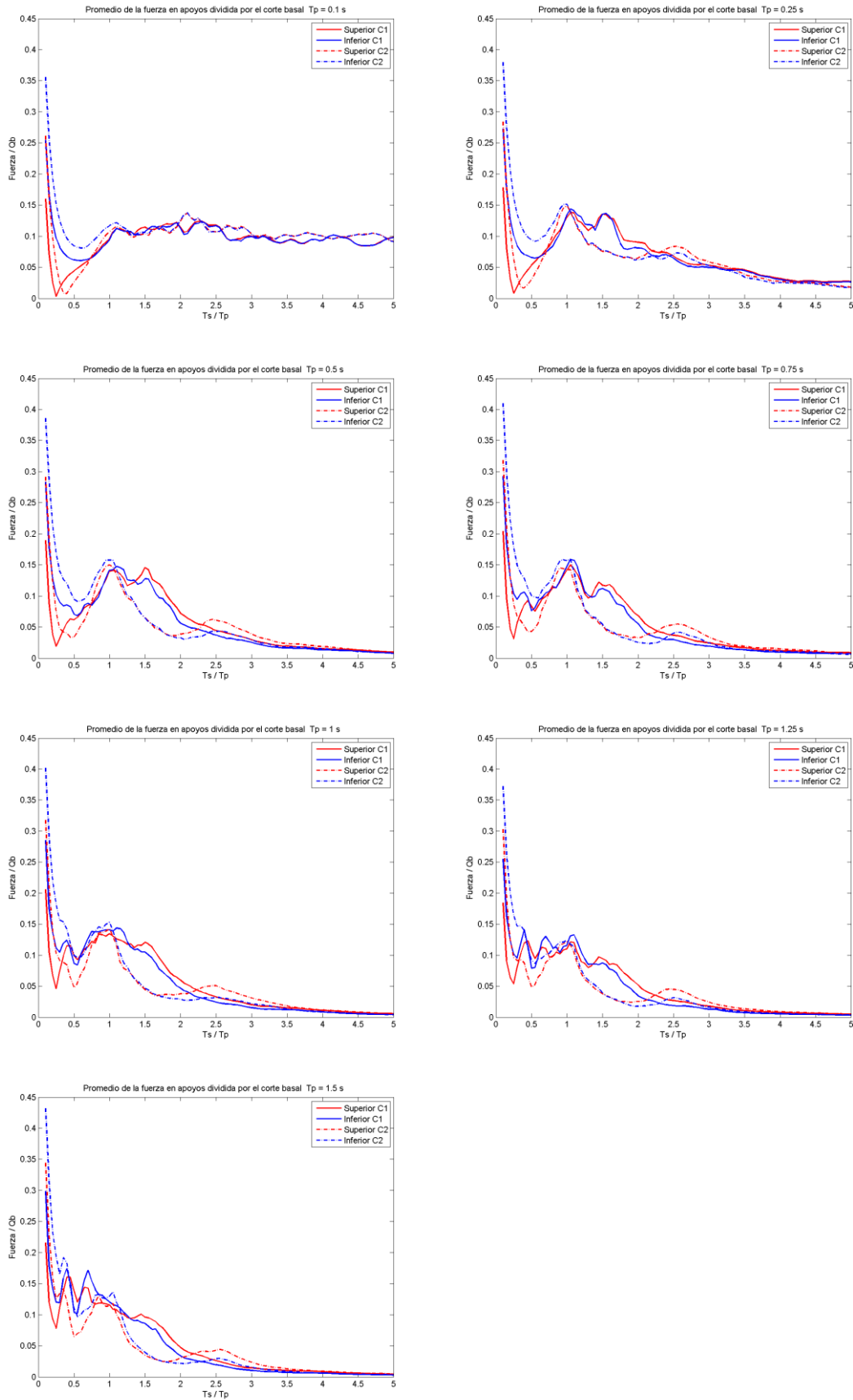


Figura 25 Comparación caso 1 y caso 2 para distintos T_p con HRT

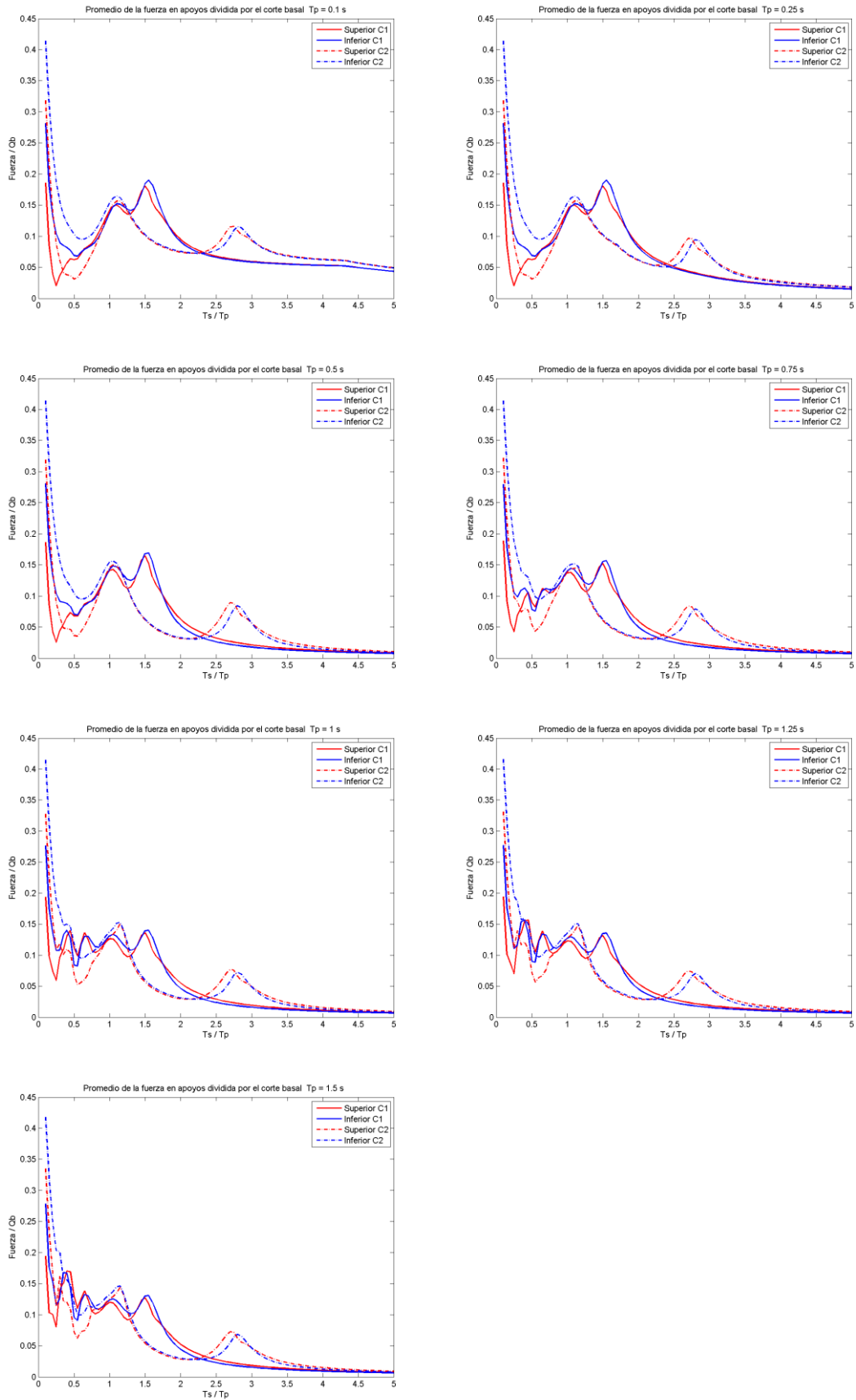


Figura 26 Comparación caso 1 y caso 2 para distintos T_p con SME con el espectro de la norma

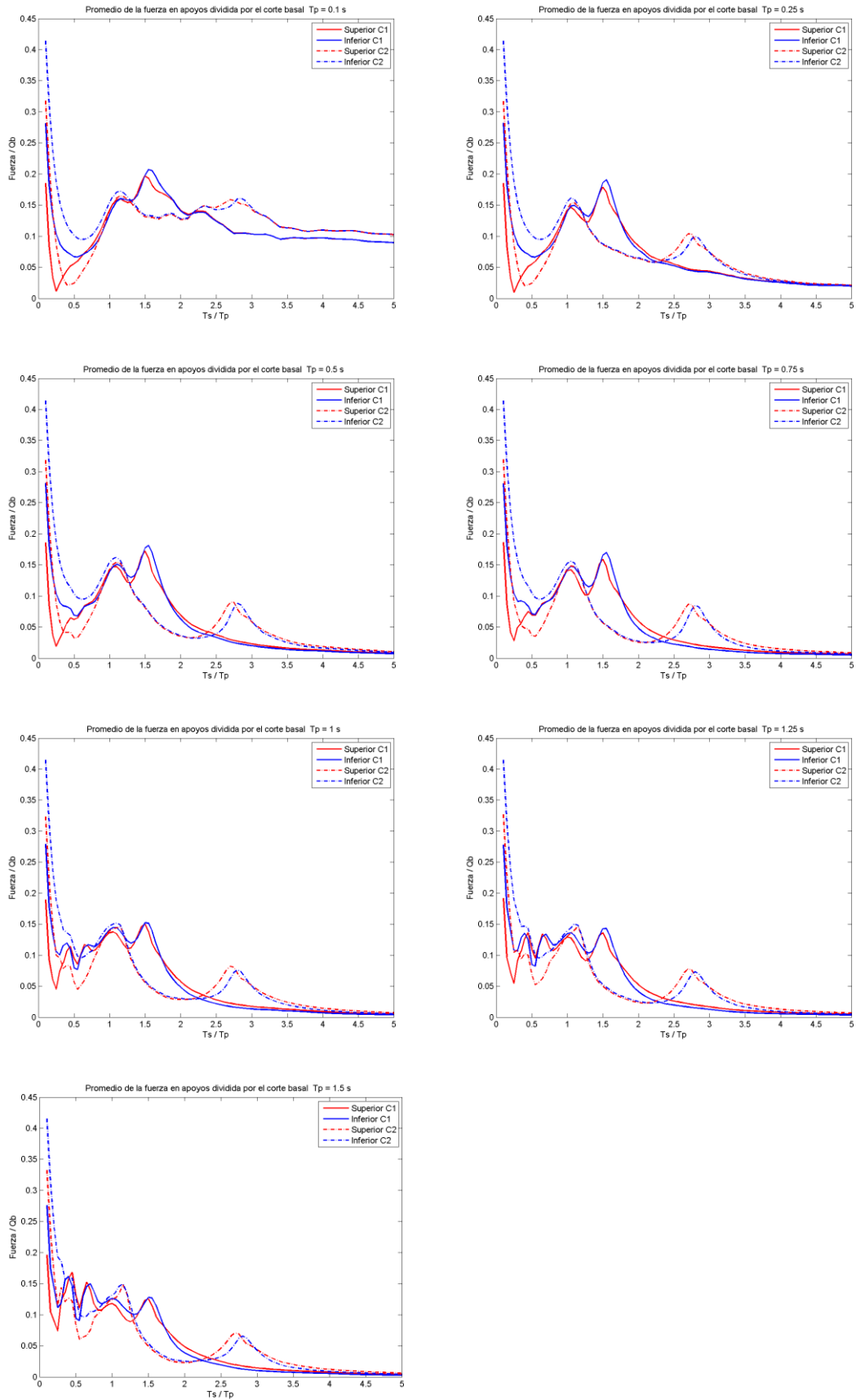


Figura 27 Comparación caso 1 y caso 2 para distintos T_p con SME con el espectro promedio de los registros

4.9. Análisis HRT

Se graficó la fuerza en los apoyos dividida por el corte basal para cada uno de los registros utilizados con el fin de tener una idea del comportamiento en relación a los otros. Se observa que salvo para el caso en que $T_p = 0.1$ segundos las curvas son todas bastante parecidas manteniendo una forma similar. Las mayores diferencias se dan para el caso de las estructuras con un periodo bajo, $T_p = 0.1$ segundos, ya que cuando uno se ubica en el tramo inicial de los espectros es donde existe una mayor dispersión y donde se observa que se diferencian más los distintos registros. De los resultados obtenidos por HRT se identifica que las fuerzas en los apoyos son iguales para razones de periodos menores a 0.5 sin importar el registro para un periodo de la estructura principal igual a 0.1 segundos. Para cuando se tienen periodos mayores se observa que las curvas se diferencian para razones de periodos menores, esto responde que cuando se analiza el caso $T_p = 0.1$ segundos se dan casos más rígidos para la estructura secundaria ya que las razones de periodos analizadas son las mismas para todos los casos de periodos fundamentales de la estructura principal.

En algunos valores de T_s/T_p las curvas muestran máximos locales, con similar distribución a los observados para los resultados obtenidos por SME. Aunque con cierta dispersión, esto ocurre para todos los diferentes registros y casos considerados. (ver Figuras 27, 28, 29, 30, 31, 32)

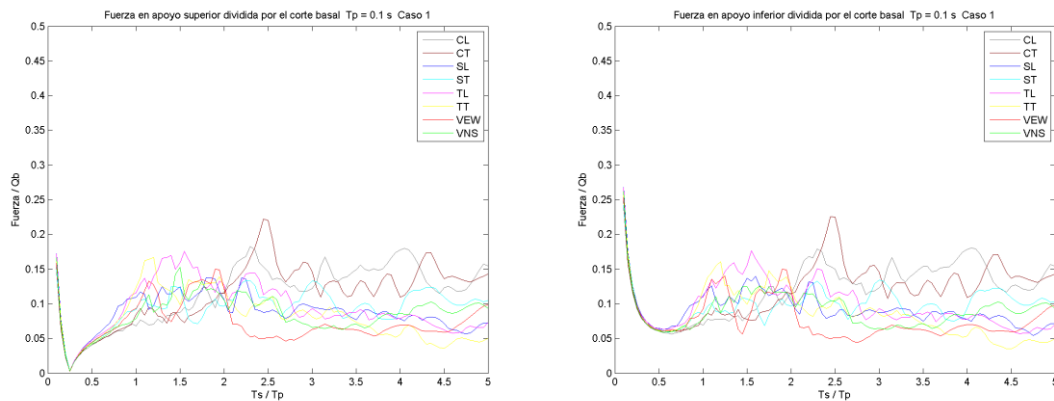


Figura 28 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 0.1$ s, ambos apoyos

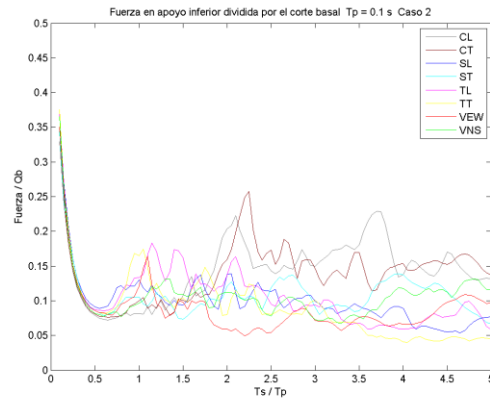
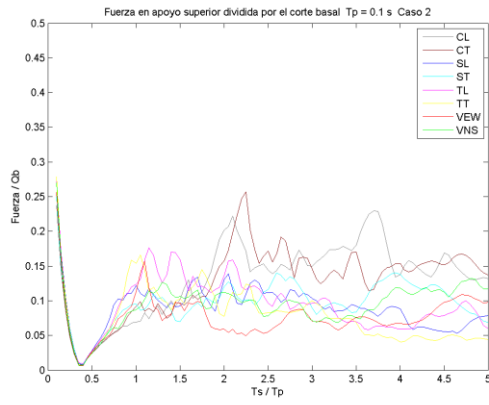


Figura 29 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 0.1$ s, ambos apoyos

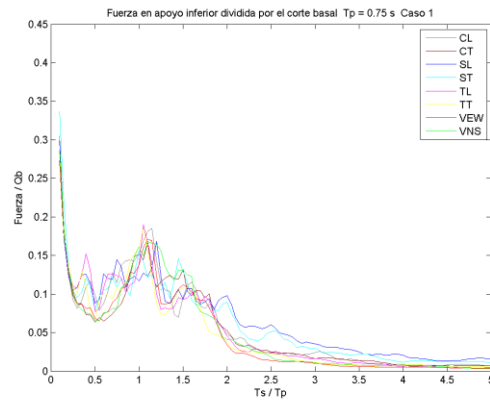
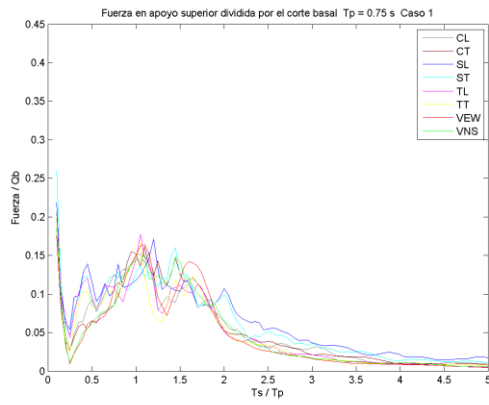


Figura 30 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 0.75$ s, ambos apoyos

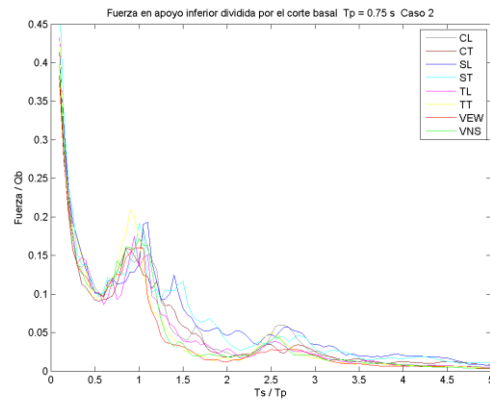
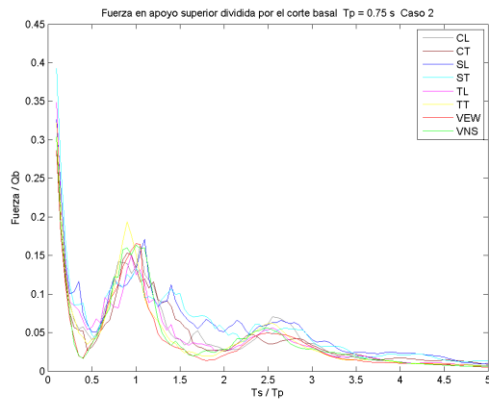


Figura 31 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 0.75$ s, ambos apoyos

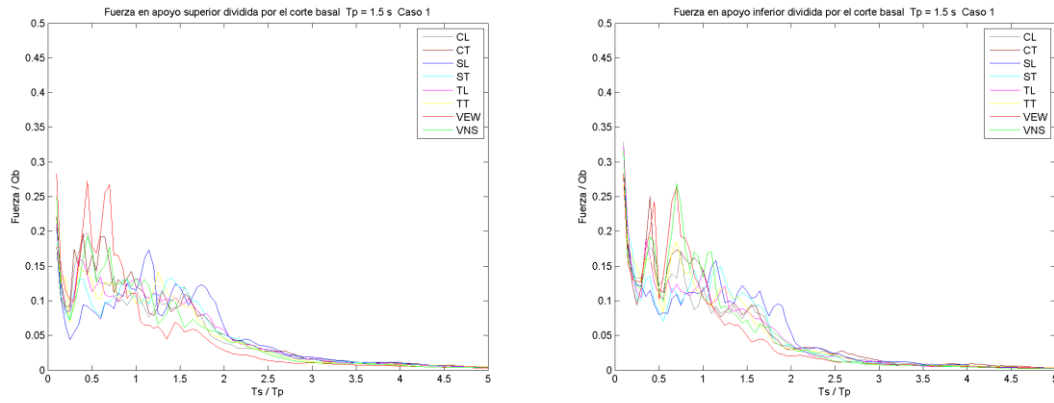


Figura 32 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 1.5$ s, ambos apoyos

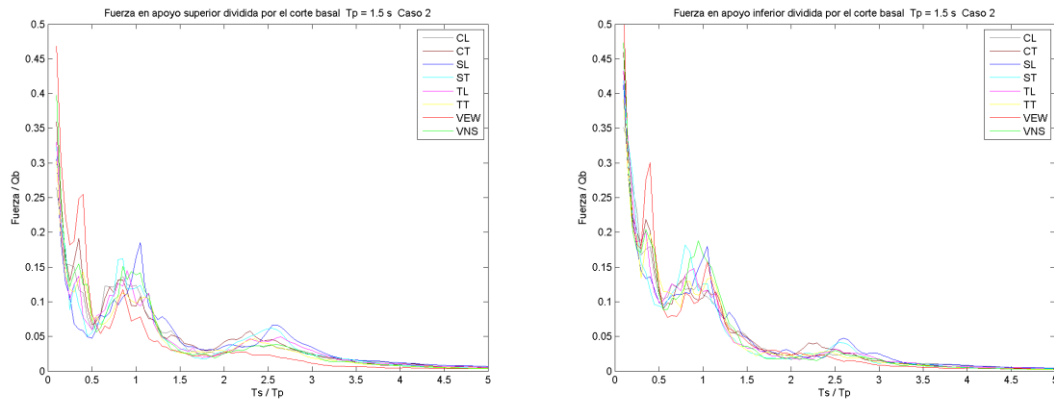


Figura 33 Fuerza dividida por el corte basal calculada por HRT para cada registro, $T_p = 1.5$ s, ambos apoyos

Los resultados obtenidos con los distintos registros son bastante similares lo que es en parte consecuencia de como los registros fueron elegidos para similares condiciones de suelo y ubicación. Se observa que para el caso en que el periodo de la estructura es 0.1 segundos existe una mayor dispersión lo que también se observa para los análisis realizados por SME, se observan algunas singularidades que se observan también cuando se grafican los espectros obtenidos de los registros. (ver Figuras 27, 28, 29, 30, 31, 32)

4.10. Comparación con las fuerzas de la norma

A continuación se compara las fuerzas obtenidas de la norma con los resultados obtenidos con SME tanto para el espectro de la norma como para el espectro formado del promedio de los registros. Se presentan 12 gráficos ya que se considera 3 periodos fundamentales distintos y para las dos formas de calcular las fuerzas de la norma NCh 2369. (ver Figuras 33-44)

Se observa que cuando se usa $K_p = 2.2$ el resultado obtenido es la cota superior de cualquier caso en el que se use un K_p distinto según especifica la norma para el caso 7.2.2 (a), para el caso b de la norma cuando se usa $K_p = 2.2$ además se usa un valor fijo para la aceleración, el cual es igual para los 2 apoyos, por lo que esas rectas se superponen en los gráficos. Este valor fijo para la aceleración es más conservador y se observa que las rectas quedan aún más por encima de lo obtenido con K_p variable.

Para la fuerza calculada según 7.2.2 (b) de la norma no influye el periodo fundamental de la estructura por lo que tiene el mismo valor para todos los casos de periodos distintos, pero al dividirlo por el corte basal se observa claramente que dan resultados distintos dependiendo del periodo de la estructura, ya que el corte basal fue calculado con el método estático donde $Q_0 = CIP$ y C es el coeficiente sísmico que depende del periodo fundamental de la estructura.

Se observa que la forma adoptada por las fuerzas dadas por la norma responde a un comportamiento bastante ajustado a lo que se observa en las curvas obtenidas con los otros métodos. Hay dos aspectos importantes que la curva obtenida de las fuerzas de la norma pasa por alto, uno es el hecho de que para razones de periodos pequeñas la estructura presenta grandes esfuerzos en los apoyos y la norma da una fuerza bastante menor en esos tramos en comparación con lo dado en torno a 1. El otro aspecto importante es que las fuerzas de la norma tienen valores muy pequeños cuando aumenta la razón de periodos T_s/T_p por lo que si se presentaran casos como el caso 2, la fuerza de la norma estaría muy lejos de lo obtenido con los otros métodos.

Tanto para el método 7.2.2 (a) como para el método 7.2.2 (b) de la norma se observa que las fuerzas divididas por el corte basal de las norma tienen valores mayores a medida que se hace crecer el periodo fundamental de la estructura. Esto es debido a que para la fuerza (a) se presentan mayores aceleraciones para mayores periodos de la estructura y para la fuerza (b) los valores de la fuerza son iguales para los distintos periodos, pero al dividir por el corte basal se presentan resultados más altos para mayores periodos de la estructura principal.

En todos los casos de la norma se observa que la fuerza en el apoyo superior es mayor que en el apoyo inferior lo cual es al revés de los resultados obtenidos en todos los casos y todos los métodos utilizados.

En todos los casos de la norma se observa que la fuerza en el apoyo superior y la del apoyo inferior tienen una diferencia más o menos constante para las distintas razones de periodos, pero de los resultados obtenidos en todos los casos y con todos los métodos utilizados se observa que las fuerzas en los apoyos superior e inferior son distintos en un comienzo, pero luego son prácticamente iguales para las distintas razones de periodos.

La comparación entre las fuerzas de la norma y los distintos análisis por SME (espectro de la norma y espectro promedio) son muy similares por lo que se comentaran los resultados como uno solo.

4.10.1. Fuerza 7.2.2 (a) con $T_p = 0.1$ s

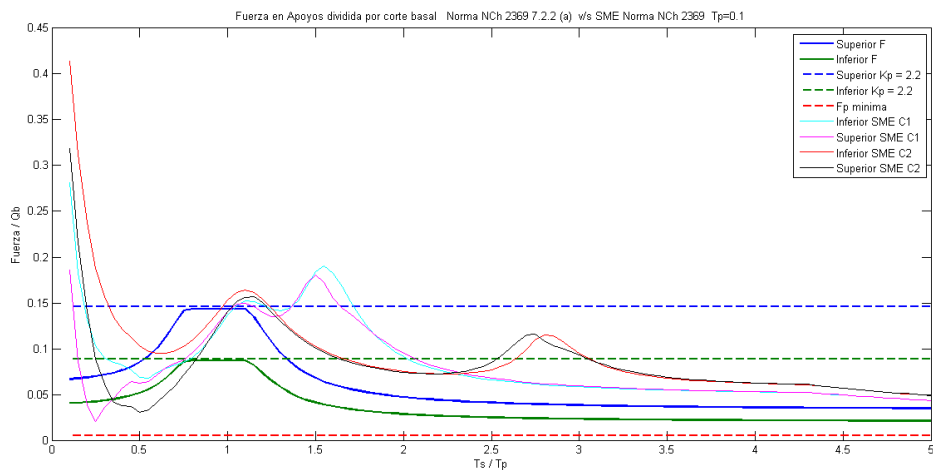


Figura 34 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.1$ s

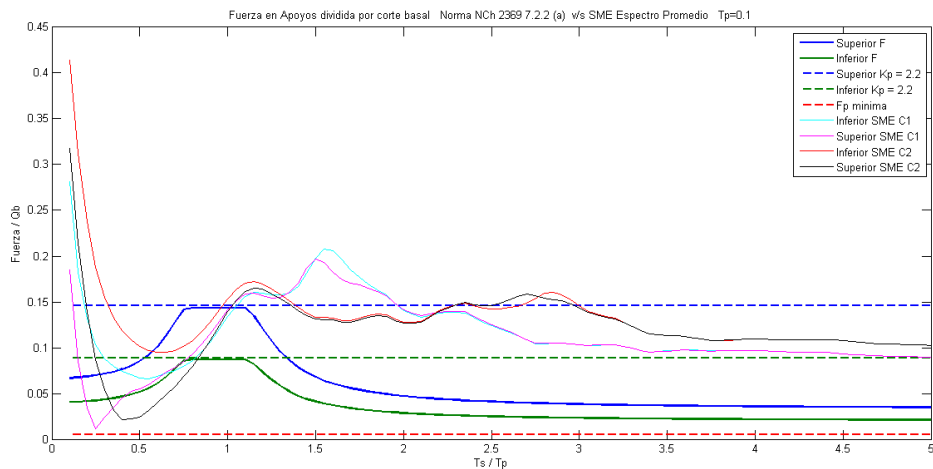


Figura 35 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.1$ s

Se observa que la fuerza en el apoyo inferior calculada con la norma y con $K_p = 2.2$ constante queda por debajo de las fuerzas calculadas con los otros métodos para los valores del comienzo ($T_s \ll T_p$) y para el tramo entre

$T_s/T_p= 0.7$ y $T_s/T_p= 2$, además en torno al segundo máximo para los casos 2 de análisis se observa que también queda por abajo en torno a la razón de periodos $T_s/T_p= 2.7$. Para la fuerza superior con $K_p= 2.2$ constante se observa que salvo para los valores de T_s/T_p muy bajos y los máximos en torno a $T_s/T_p= 1$ y $T_s/T_p= 1.5$ la recta queda por sobre los valores calculados con los otros métodos de análisis.

Para K_p variable se observa que la fuerza en el apoyo superior solo queda por sobre todos los métodos de análisis en un tramo entre $T_s/T_p= 0.5$ y $T_s/T_p= 1$, la fuerza en el apoyo inferior es menor que todos los casos de la fuerza calculadas por SME, salvo un pequeño tramo en torno a $T_s/T_p= 0.5$ en que queda por sobre la fuerza en el apoyo superior para el caso 2. (ver Figuras 33 y 34)

4.10.2. Fuerza 7.2.2 (a) con $T_p= 0.75$ s

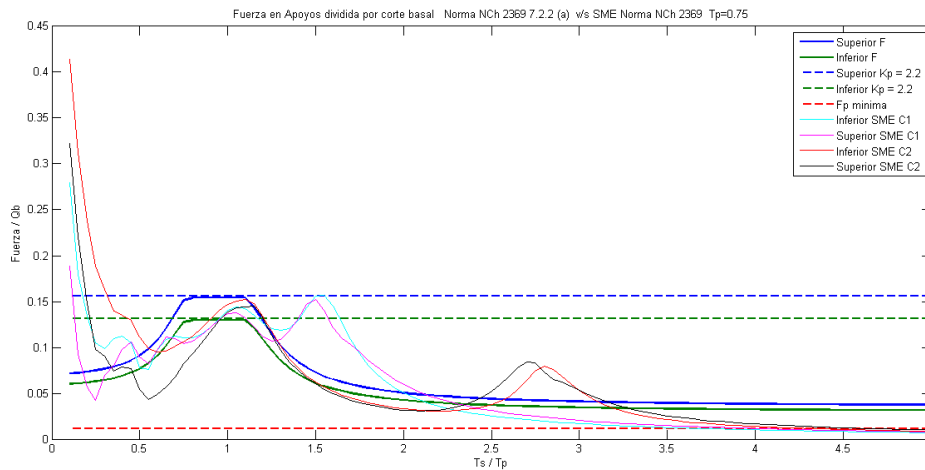


Figura 36 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p= 0.75$ s

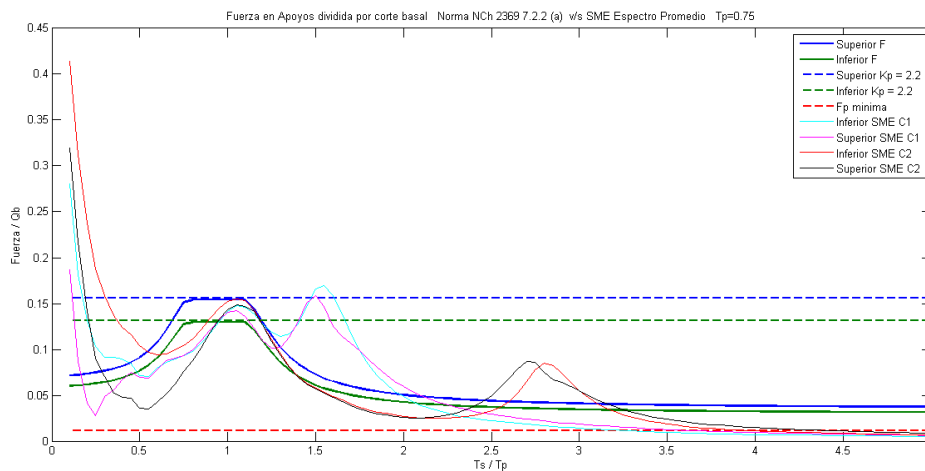


Figura 37 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p= 0.75$ s

Se observa que la fuerza en el apoyo inferior calculada con la norma y con $K_p = 2.2$ constante queda por sobre las fuerzas calculadas por SME, salvo en los máximos de estas entre las razones de periodos $T_s/T_p = 1$ y $T_s/T_p = 1.6$ y en los resultados para las razones de periodos muy bajas. La fuerza en el apoyo superior queda por sobre todas las fuerzas calculadas en los análisis de SME salvo para las razones de periodos cuando la estructura secundaria es muy rígida.

Para K_p variable se observa que la fuerza en el apoyo inferior tiene valores parecidos antes de hacerse constante, pero cuando se hace constante se observa que tiene valores inferiores para la mayoría de los casos para luego cuando las curvas se estabilizan ser mayor, salvo para los máximos observados en torno $T_s/T_p = 2.7$ para los casos 2. En el apoyo inferior se observa un comportamiento muy similar al descrito para el apoyo superior, pero con valores ligeramente mas grandes. (ver Figuras 35 y 36)

4.10.3. Fuerza 7.2.2 (a) con $T_p = 1.5$

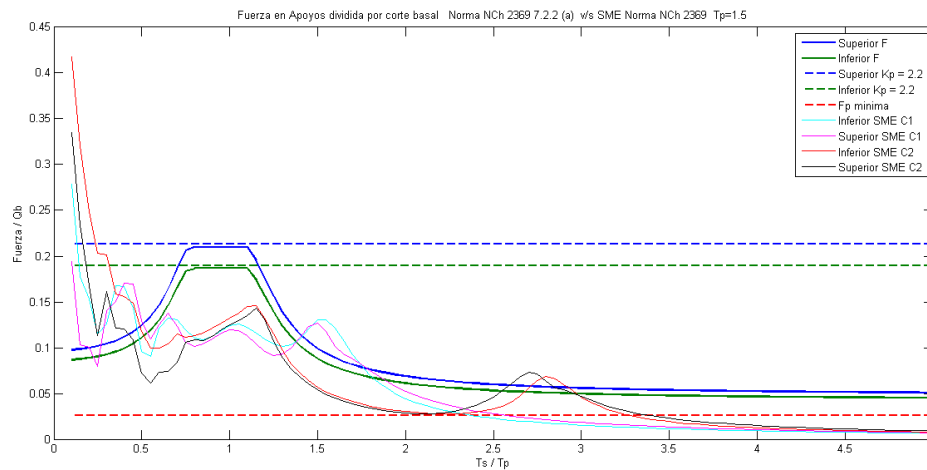


Figura 38 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 1.5$ s

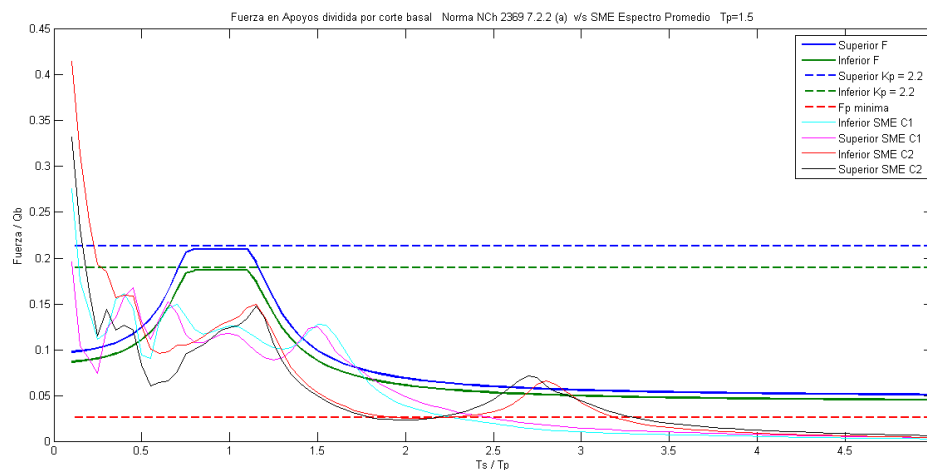


Figura 39 Comparación Norma 7.2.2 (a) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 1.5$ s

Se observa que las fuerzas calculadas con $K_p = 2.2$ constante, tanto para el apoyo superior e inferior, están por sobre todas las fuerzas calculadas por SME para todas las razones de periodos salvo para razones bajas donde la estructura secundaria es muy rígida.

Cuando se calcula la fuerza con K_p variable se observa que la fuerza en el apoyo inferior y superior son muy similares, para el tramo inicial hasta aproximadamente $T_s/T_p = 0.5$ las fuerzas calculadas con la norma son menores que las calculadas por SME, luego de esto los valores de la norma están por sobre las otras fuerzas, salvo excepciones en los máximos en torno a $T_s/T_p = 1.5$ y $T_s/T_p = 2.7$ (ver Figuras 37 y 38)

4.10.4. Fuerza 7.2.2 (b) con $T_p = 0.1$

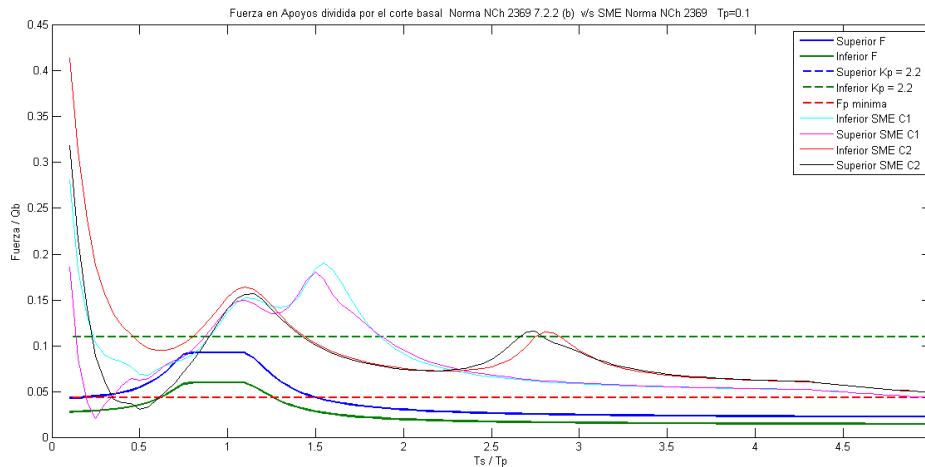


Figura 40 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.1$ s

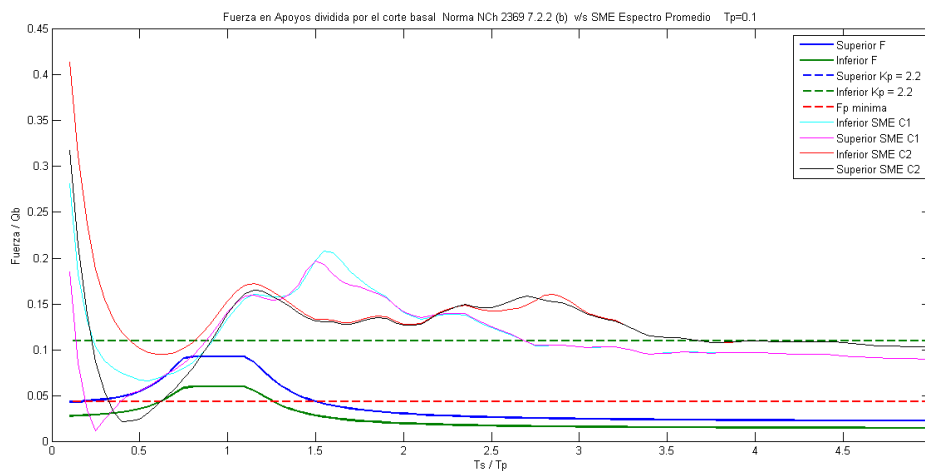


Figura 41 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.1$ s

Para $K_p = 2.2$ constante el valor que adquiere la fuerza es igual para el apoyo inferior y superior, ya que se calcula con una aceleración igual para ambos casos dada por la norma.

La fuerza calculada con K_p constante es mayor que las calculadas por SME solo para valores de T_s / T_p mayores a 2 y entre $T_s / T_p = 0.3$ y $T_s / T_p = 0.8$.

Cuando se calculan las fuerzas con K_p variable se observa que tanto para el apoyo inferior como el superior las fuerzas calculadas con la norma se encuentran por debajo de las calculadas por SME en todo el rango, salvo un par de excepciones para T_s / T_p entre 0.3 y 0.5, pero que es un rango muy pequeño. (ver Figuras 39 y 40)

4.10.5. Fuerza 7.2.2 (b) con $T_p = 0.75$

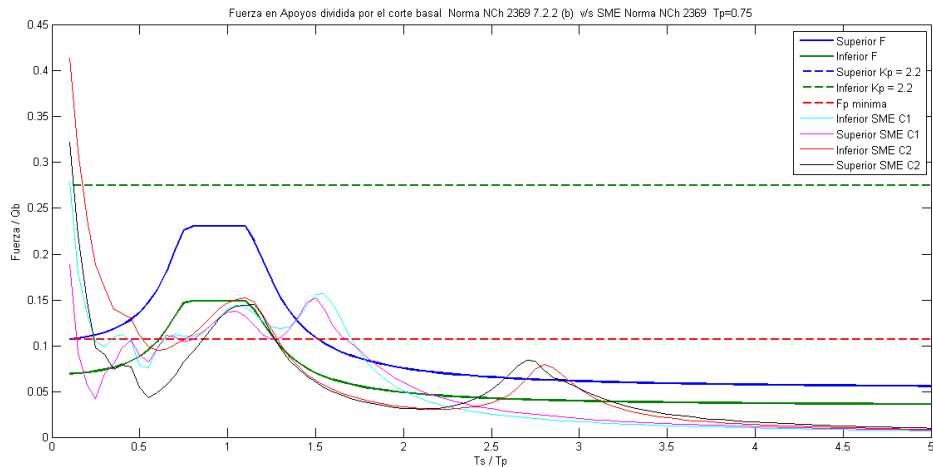


Figura 42 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.75$ s

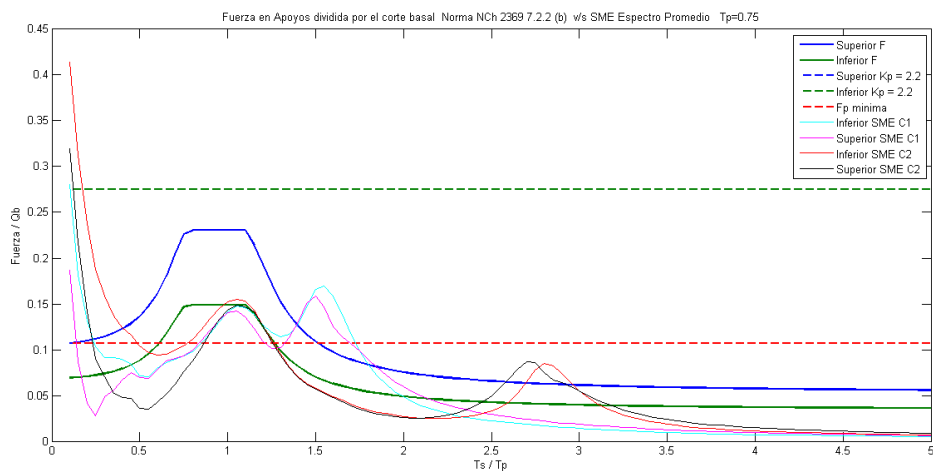


Figura 43 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Espectro Promedio, caso 1 y caso 2, $T_p = 0.75$ s

Para $K_p = 2.2$ constante el valor que adquiere la fuerza es igual para el apoyo inferior y superior, ya que se calcula con una aceleración igual para ambos casos dada por la norma.

La fuerza calculada con K_p constante es mayor que las calculadas por SME para todos los casos de razones de periodos exceptuando algunos casos cuando la razón de periodos ya es prácticamente 0.1

Para las fuerzas calculadas con K_p variable, se observa que para el apoyo superior la fuerza está por sobre las calculadas por SME salvo por las fuerzas cuando la estructura secundaria es muy rígida, para un máximo de fuerzas en torno a 1.5 para los casos 1 y para un máximo de fuerzas en torno a 2.7 para los casos 2. Para el apoyo inferior el comportamiento es parecido pero un tanto más cercano a los valores obtenidos por SME por lo que los tramos en que la fuerza de la norma es menor son más extensos.

Se observa que la norma define una fuerza mínima, la cual está por sobre las fuerzas calculadas por SME para valores de T_s/T_p mayores a 1.7 aproximadamente, en los casos en que las fuerzas de la norma sean menor que la fuerza mínima estas deben tomar ese valor. (ver Figuras 41 y 42)

4.10.6. Fuerza 7.2.2 (b) con $T_p= 1.5$

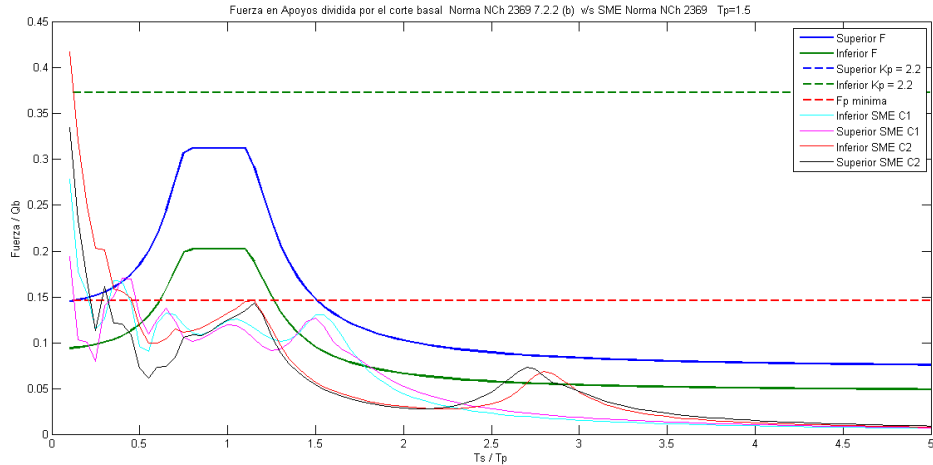


Figura 44 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p= 1.5$ s

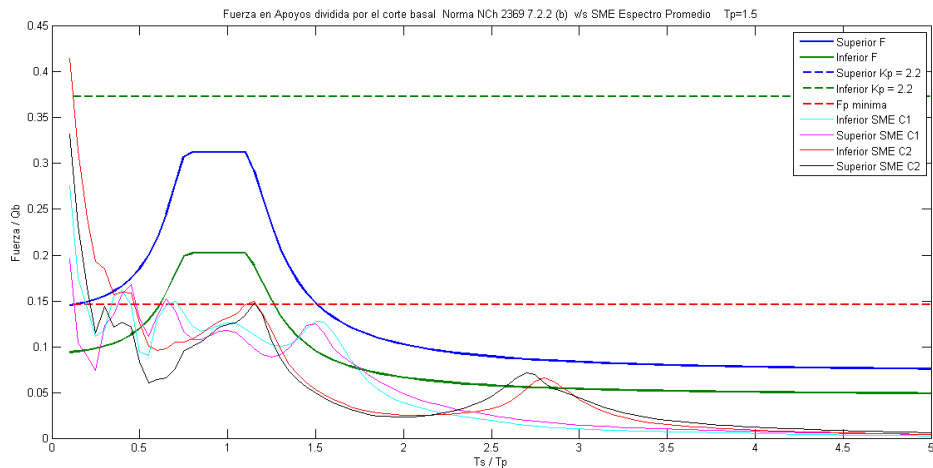


Figura 45 Comparación Norma 7.2.2 (b) y SME Norma, caso 1 y caso 2, $T_p= 1.5$ s

Para $K_p=2.2$ constante el valor que adquiere la fuerza es igual para el apoyo inferior y superior, ya que se calcula con una aceleración igual para ambos casos dada por la norma.

Cuando se usa $K_p= 2.2$ constante y la aceleración dada por la norma, se observa que la fuerza calculada queda muy por sobre la obtenida por SME para todos los casos de razones de periodos sin excepción alguna, pero los casos analizados llegan hasta $T_s/T_p= 0.1$ y en el análisis anterior en que se analizó la estructura secundaria rígida se identificó que los valores de las fuerzas divididas por el corte basal llegan a 0.47 y 0.53 para el apoyo superior e inferior respectivamente. (ver Figuras 43 y 44)

Para la fuerza calculada con K_p variable se observa que para el apoyo superior la fuerza es mayor que para todas las fuerzas obtenidas por SME para razones de periodos mayores a 0.4 aproximadamente. La fuerza calculada para el apoyo inferior es mayor solo para un tramo entre razones de periodos de 0.5 y 1.4 aproximadamente en comparación a las obtenidas mediante SME. La norma exige calcular una fuerza mínima la cual debería ser el valor que toma la fuerza desde la razón de periodos 1.3 y 1.6 para el apoyo inferior y superior respectivamente, se observa que la fuerza mínima es mayor a todas las fuerzas obtenidas por SME desde una razón de periodos de 0.5 aproximadamente.

Las fuerzas calculadas con las expresiones de la norma no son ni muy conservadoras y tampoco muy bajas en comparación a las obtenidas de los distintos casos y métodos de análisis, las comparaciones varían mucho según el periodo principal de la estructura siendo siempre para periodos bajos más pequeñas, en comparación a la de los análisis, que las obtenidas para periodos más altos. Ninguna de las fuerzas de la norma logra alcanzar valores razonables para los casos en los que la razón de periodos es muy baja, exceptuando la fuerza (b) de la norma para un periodo de 1.5 segundos, pero para el resto de las razones de periodo la fuerza queda muy por sobre los valores obtenidos de los otros análisis. Lo que sí se observa es que cuando se usan los valores de la norma con $K_p=2.2$ la fuerza queda por sobre casi todos los casos de razones de periodos exceptuando algunos máximos y como se mencionó anteriormente, los casos de razones de periodos muy bajas.

Las fuerzas de la norma cuando se utiliza K_p variable tienen siempre la misma forma, la cual tiene valores mayores en torno a la razón de periodos 1, pero según lo observado de los distintos casos y análisis realizados los máximos no siempre se encuentran concentrados en torno a la razón de periodos igual a 1, como se da por ejemplo con el caso 2 en el cual la configuración de masas y rigideces hace que los periodos del segundo y tercer modo de la estructura secundaria estén distantes del periodo principal haciendo que se observe un máximo alejado de la razón de periodos 1. Es difícil que la fuerza de la norma logre estar por encima de los máximos alejados de $T_s/T_p= 1$ por la forma que esta tiene.

Las fuerzas especificadas por la norma están pensadas para ser utilizadas en una estructura secundaria con un solo apoyo por lo que en el caso analizado en esta memoria en que la estructura secundaria está apoyada en 2 niveles distintos no entrega valores conservadores comparando con los resultados de los análisis realizados con otros métodos, siendo una diferencia muy importante el que de los resultados obtenidos con las fuerzas de la norma la fuerza en el apoyo superior siempre está por sobre la del apoyo inferior, lo cual no es así para las fuerzas obtenidas de los análisis ya que las fuerzas son muy similares para la mayoría de las razones de periodos salvo para razones bajas donde el apoyo inferior tiene valores mayores que el apoyo superior.

Los principales problemas que se observan con las formulas entregadas por la norma es que no es capaz de identificar los máximos posteriores a $T_s/T_p=1$ o cuando el máximo principal se corre de $T_s/T_p= 1$. Ya fue discutido que los máximos posteriores corresponden a cuando los periodos 2 y 3 de la estructura secundaria tienen valores similares al periodo fundamental de la estructura por lo que el principal problema con la norma es que no está pensada para usarse con múltiples apoyos en distintos niveles o más bien con estructuras secundarias que presenten un comportamiento dinámico propio y tengan más de un grado de libertad. Si se tiene una estructura secundaria con un grado de libertad, el máximo de las fuerzas siempre va estar en torno a la razón $T_s/T_p= 1$ al igual que las fuerzas que entrega la norma. (ver Figuras 33-44)

5. Conclusiones y Comentarios

Para el análisis del comportamiento de las estructuras secundarias apoyadas en más de un nivel de la estructura principal es importante definir si se considera como rígida o no, ya que define en gran parte como se debe enfrentar el problema. Se identificó que para el comportamiento en que la estructura se puede considerar como rígida depende de la razón de periodos entre la estructura secundaria y la principal y no solo del periodo fundamental de la estructura secundaria como lo recomienda la norma. No se establece que beneficios tiene ni cómo enfrentar el problema cuando la estructura secundaria es considerada rígida, pero considerarla como rígida puede hacer el análisis dinámico más simple por lo que es importante destacar que influye más la razón de periodos T_s/T_p que el periodo fundamental de la estructura secundaria.

Se identificó que cuando la estructura secundaria es muy rígida cambia completamente el comportamiento dinámico de la estructura principal ya que fija dos grados de libertad lo cual tiene una respuesta muy distinta a lo esperado, por lo que es muy importante tener esto en cuenta cuando se tiene sistemas secundarios muy rígidos.

Se comparó el periodo fundamental de la estructura considerando la estructura secundaria como un conjunto de masas adherido a los grados de libertad donde se apoya y con una distribución acorde a la distribución de masas propia de esta con el periodo que se obtiene del análisis considerando la estructura secundaria con todas sus propiedades de masa y rigidez. Los resultados obtenidos evidencian que existen grandes diferencias entre los periodos proporcionalmente con el porcentaje de masa que representa la estructura secundaria. La distinta configuración de las masas en la estructura secundaria (caso 1 y caso 2) hace que el porcentaje en el que varía el periodo sea distinto, por lo que es muy importante tener en cuenta la distribución de las masas de la estructura secundaria. Las mayores variaciones del periodo se observan cuando los periodos de los distintos modos de la estructura secundaria son muy parecidos al periodo fundamental de la estructura principal con la estructura secundaria incluida con todas sus propiedades de masa y rigidez. Cuando la estructura secundaria es muy rígida el porcentaje en que varía el periodo es cercano al 20% y es siempre igual sin importar el porcentaje de masa que represente ya que cuando es muy rígida se configura una estructura completamente nueva.

Para razones de periodos T_s/T_p mayores a 4 se observa que la fuerza en los apoyos divididos por el corte basal es prácticamente constante y con un valor muy cercano a cero para todos los periodos de la estructura principal analizados exceptuando cuando el periodo fundamental de la estructura principal es 0.1 ya que cuando $T_p = 0.1$ se alcanzan periodos menores para la estructura secundaria.

De los resultados se concluye que cuando la estructura secundaria es muy rígida o cuando se observan algunos máximos locales en las fuerzas de los anclajes, las fuerzas superior e inferior son considerablemente distintas por lo que no es llegar y decir que las fuerzas en los apoyos son iguales cuando se tiene una distribución simétrica de masas y rigideces de la estructura secundaria.

Cuando la estructura secundaria tiene un grado de libertad es esperable que las máximas fuerzas se presenten en una razón de periodos igual a 1, pero cuando la estructura secundaria tiene más grados de libertad se presentan máximos de fuerzas cuando el segundo y tercer periodo de la estructura secundaria es muy similar al de la estructura principal. Es muy importante tener en cuenta el valor y la proximidad de los periodos de la estructura secundaria cuando se analiza una estructura secundaria apoyada en 2 o más niveles de la estructura principal.

De los análisis por SME y por HRT los valores obtenidos para las fuerzas son muy similares para todos los periodos fundamentales de la estructura principal exceptuando cuando el periodo es 0.1 segundos, por lo que de no tenerse una estructura muy sofisticada o muy rígida ($T_p < 0.1$ segundos) se recomienda utilizar el SME con el espectro de la norma, ya que el gasto computacional comparado con el HRT es considerablemente menor.

Los resultados obtenidos muestran claras diferencias entre el caso 1 y el caso 2 tanto para los valores iniciales como para la ubicación de los distintos máximos locales en términos de la razón de periodos. No es lo mismo tener una estructura secundaria con las masas concentradas en los extremos que en el centro de esta ya que se obtienen resultados completamente distintos. Cuando se tienen estructuras secundarias apoyadas en más de un nivel se hace muy importante tener en cuenta la distribución de masas y rigideces de la estructura secundaria ya que la respuesta de la estructura queda fuertemente definida por esto.

Comparando los resultados obtenidos por historia de la respuesta en el tiempo para los distintos registros del terremoto del año 2010 se observa que los resultados son bastante similares, pero nuevamente las más grandes diferencias se observan cuando el periodo fundamental de la estructura principal es 0.1 segundos por lo que si se pretende realizar un análisis de la historia de la respuesta en el tiempo hay que tener en cuenta que para periodos de la estructura bajos a 0.1 segundos no sería muy conveniente promediar los resultados.

Los valores obtenidos de las formulas entregadas por la norma para calcular la fuerza sísmica de la estructura secundaria son comparadas para distintos periodos fundamentales de la estructura principal y se observa que el comportamiento es variado y no se puede concluir algo concreto ya que responde más a casos puntuales, pero se observa que el uso de las fuerzas de

las normas siempre sería más adecuado para estructuras que no tengan un periodo principal muy bajo, cercano a 0.1 segundos.

Siempre va a ser más conservador utilizar la fuerza de la norma con K_p constante en comparación a hacerlo con K_p variable, ya que con K_p constante la fuerza queda fija en un valor mayor sin importar la razón de periodos entre la estructura principal y la secundaria.

El principal problema es que la fórmula que entrega la norma para calcular la fuerza sísmica de la estructura secundaria está pensada en ser utilizada con estructuras secundarias con un solo grado de libertad o con un solo nivel de apoyo por lo que no es capaz de identificar máximos que estén alejados de la razón de periodos entre la estructura secundaria y la principal igual a uno. La norma no dice cómo enfrentar el hecho de que la estructura secundaria esté apoyada en más de un nivel de la estructura principal por lo que intentar enfrentar el problema con las fórmulas que entrega la norma asumiendo algunos hecho puede llevar a errores considerables en el diseño de la estructura.

5.1. Propuesta

Se identificó que las formulas entregadas por la norma tienen problemas y no se logran aplicar bien para el problema de estructuras secundarias apoyadas en dos o más niveles, por lo que a continuación se expone una propuesta de modificaciones de tal forma de poder utilizar la norma en este tipo de problemas.

Las formulas propuestas por la norma tienen una forma adecuada para estructuras secundarias apoyadas en un solo nivel y que tienen un solo grado de libertad, por lo que se identifican principalmente 3 problemas por lo que no son aplicables a estructuras secundarias apoyadas en 2 o más niveles y con más de un grado de libertad.

Estos problemas son que no estima correctamente cuando la razón entre el periodo de la estructura secundaria y la estructura principal es muy bajo, es decir cuando la estructura secundaria es muy rígida; no es capaz de estimar segundos máximos locales lejos de la razón de periodos igual a 1; y que para periodos de la estructura principal bajos los valores entregados por la norma son menores y quedan lejos de ser conservadores.

Para solucionar el problema cuando la estructura secundaria es muy rígida se propone una nueva fórmula para calcular los valores de las fuerzas cuando T_s/T_p es menor a 0.5, esta fórmula se obtiene de realizar una recta uniendo el valor que se obtiene para $T_s/T_p=0.5$ y el valor máximo cuando la estructura secundaria es muy rígida, que se estima como la aceleración del piso por la masa de la estructura secundaria más la masa de los dos pisos que la sostienen.

Lo anterior en formulas se escribe de la siguiente forma:

Para

$$\frac{T_s}{T_p} < 0.8 \quad \text{Usar} \quad F_p = \frac{T_s}{T_p} * m + n$$

Con:

$$m = \frac{F_p(0.8)/Q_b - F_{p_{max}}/Q_b}{0.8 - 0} \quad n = F_{p_{max}}$$

En que:

$$F_{p_{max}} = (m_1 + m_2 + m_s) * a_p$$

Donde

$m_1, a_1 =$ masa y aceleración del piso 1 que apoya la estructura secundaria

$m_2, a_2 =$ masa y aceleración del piso 2 que apoya la estructura secundaria

$m_s =$ masa de la estructura secundaria

$a_p =$ aceleración del piso

$$Q_b = \text{corte basal}$$

Para solucionar el problema de los máximos locales que ocurren cuando los segundos periodos de la estructura secundaria sean similares al periodo de la estructura principal se propone que se use los valores que se obtienen al aplicar la fórmula de tal forma que la misma meseta que se identifica en torno a $T_{s1}/T_p=1$ ahora se encuentre en torno a $T_{s2}/T_p=1$ y se elija el máximo entre los valores que dé de estas dos situaciones. A continuación se especifica cómo se utilizaría.

Es necesario tener los valores de los periodos de los distintos modos de la estructura secundaria. Estos serían:

$$T_{s1}; T_{s2}; T_{s3}; \dots; T_{sn}$$

Primero se aplica lo estipulado en la norma para $\frac{T_{s1}}{T_p}$ y se obtiene un valor para F_{p1} .

Luego se vuelve a aplicar lo estipulado por la norma para $\frac{T_s}{T_p} - \frac{T_{s1}}{T_{s2}} + 1$ y se obtiene un valor F_{p2} . Si $\frac{T_s}{T_p} - \frac{T_{s1}}{T_{s2}} + 1$ es negativo se ocupa cero.

Finalmente se aplica lo de la norma para $\frac{T_s}{T_p} - \frac{T_{s1}}{T_{s3}} + 1$ y se obtiene un valor F_{p3} . Si $\frac{T_s}{T_p} - \frac{T_{s1}}{T_{s3}} + 1$ es negativo se ocupa cero.

Esto se repite tantas veces como grados de libertad tenga la estructura secundaria.

Finalmente el valor que se utiliza para la fuerza en cada uno de los apoyos es el máximo obtenido. Es decir: $F_p = \max\{F_{p1}, F_{p2}, F_{p3}, \dots, F_{pn}\}$

Finalmente para solucionar el problema de que los valores obtenidos por la norma no son siempre mayores que los obtenidos con los otros análisis se propondría aumentar el valor del K_p en función del periodo de la estructura principal ya que se observa que para periodos altos, los valores obtenidos son correctos.

El valor K_p se calcula de la siguiente forma:

$$K_p = 0.5 + \frac{0.5}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (0.3 \beta)^2}}$$

Por lo que se propone cambiar a:

$$K_p = 0.5 + a + \frac{0.5}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (0.3 \beta)^2}}$$

Y cuando se usa K_p constante utilizar:

$$K_p = 2.2 + a$$

Con a variables de acuerdo a la siguiente tabla:

T_p (s)	a
0.10	2.0
0.25	1.5
0.50	1.0
0.75	0.5
1.00	0.5
1.25	0.0
1.50	0.0

Tabla 8 Corrección de factor K_p propuesto para la norma NCh 2369

Si los periodos de la estructura secundaria están muy cerca se acoplan los efectos y se observan mayores fuerzas y que si los periodos están muy alejados los máximos locales se van haciendo cada vez más pequeños a medida que se alejan de $T_s/T_p=1$.

Se propone multiplicar las F_{pn} por un factor directamente proporcional a la razón $\frac{T_{sn}}{T_{s1}}$ con un valor base ya que cuando los periodos están muy cerca se dan fuerzas mayores. Analizando los casos obtenidos se propone utilizar el siguiente factor:

$$f = \frac{T_{sn}}{T_{s1}} + 0.4$$

Finalmente y a modo de ejemplo se muestra una imagen de cómo se verían aplicados los cambios para el rango de razones de periodos utilizados durante la memoria, para ejemplificar se usan los casos 1 y casos 2 juntos solo para el apoyo superior:

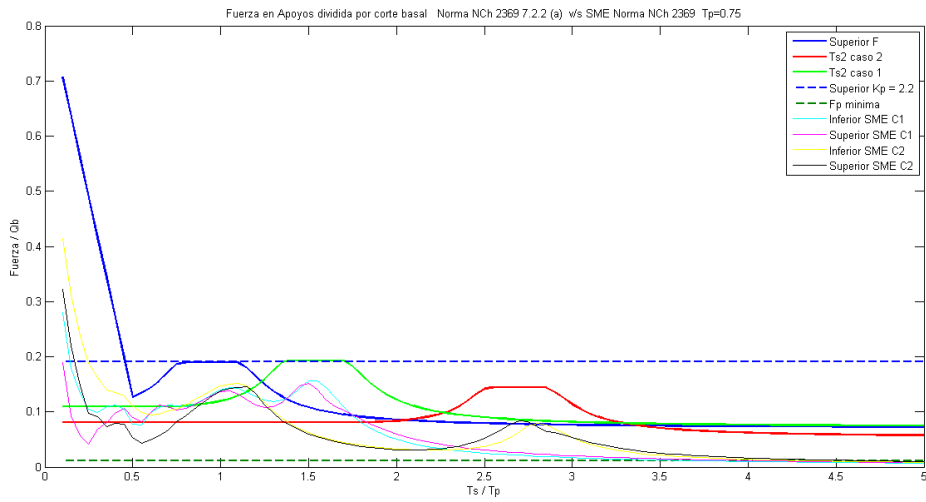


Figura 46 Propuesta para cambiar la norma sin seleccionar máximos

Seleccionando el máximo de las curvas queda:

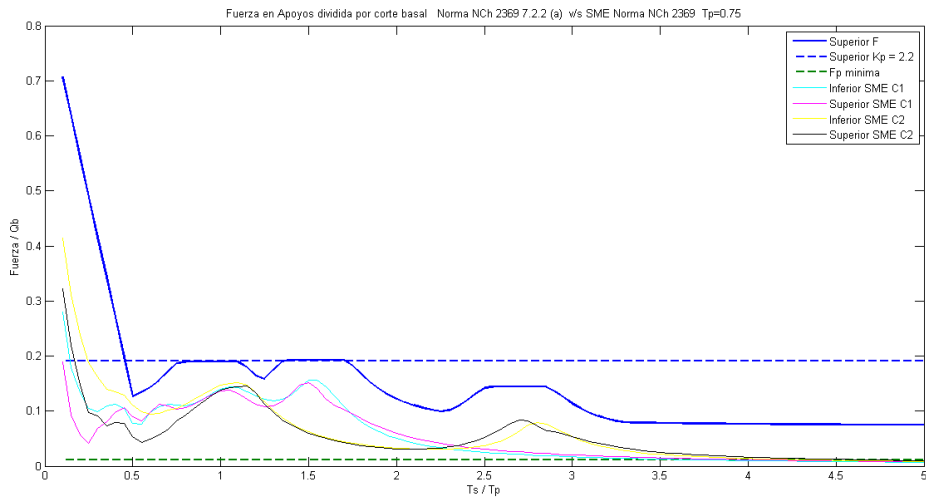


Figura 47 Propuesta para cambiar la norma seleccionando máximos

6. Bibliografía

- NORMA CHILENA OFICIAL, NCh 2369. 2003. Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- ASCE STANDARD, ASCE/SEI 7-10. 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, United States of America.
- CHOPRA, A.K. 2012. Dynamics of Structures. 4^a ed. California. Pearson. 756p
- ASCE American Society of Civil Engineers. 1995. The structural design of air and gas ducts for power stations and industrial boiler applications. Reston, Virginia, 281p.
- ENDESA 1997. Especificaciones Técnicas Generales, Diseño Sísmico
- TAGHAVI, Shahram y MIRANDA, Eduardo. 2008. Effect of interaction Between Primary and Secondary Systems on Floor Response Spectra, 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- LEIMBACH, Karl R y KRUTZIK, Norbert J. 1988. Seismic Response of Multiply Coupled Secondary Systems Using Generalized Modal Spectra, 9th World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan
- SANKARANARAYANAN, Ragunath. 2007. Seismic Response of Acceleration Sensitive Nonstructural Components Mounted on Moment Resisting Frame Structures. University of Maryland.
- BIONDI, AVENI y MUSCOLINO. 1996. Seismic Response of Combined Primary-Secondary Systems Via Component-Mode Synthesis, 11th World Conference on Earthquake Engineering
- HOSSEINI, Mahmood. 2005. Behavior of Nonstructural Elements in the 2003 Bam, Iran, Earthquake. Earthquake Spectra: December 2005, Vol. 21, No. S1, pp. 439-453

7. Anexos

7.1. Programas utilizados

7.1.1. SME Espectro NCh 2369

A modo de ejemplo se expone el programa utilizado para SME con el espectro de la norma con un periodo fundamental de la estructura principal de 0.75 segundos, caso 1.

```
%%Tp=0.75
tic
kk=1;
c1=1000*1.986917653159221;%Factor inicial
c2=100*5.344796660577975;%Factor inicial
Tprincipal=0.75;%Periodo Principal
TsTp=0.1:0.05:5;
Tsec=Tprincipal*TsTp;
fac=(c1/Tprincipal)^2;
factork=ones(1,length(TsTp))*fac;
factorkk=zeros(1,length(TsTp));
factorkk(1)=(c2/Tsec(1))^2;
for i=2:1:length(TsTp)
    factorkk(i)=(Tsec(i-1)/Tsec(i))^2;
end

Tppf=zeros(5,(length(factork)));
Tsf=zeros(3,(length(factork)));
Ttf=zeros(8,(length(factork)));
propf=zeros(8,(length(factork)));
vsf=zeros(8,(length(factork)));
asf=zeros(8,(length(factork)));
f26f=zeros(1,(length(factork)));
f48f=zeros(1,(length(factork)));
coeff=zeros(1,(length(factork)));
Qbtf=zeros(1,(length(factork)));

for u=1:1:(length(factork))

%%%%%%%%%%ESPECTRO
%Zona sismica 2
%Suelo B
g=980;           %Gravedad cm/s2
A0=0.3*g;       %Aceleracion segun efectiva maxima tabla 5.2
Tp=0.35;        %T' segun tipo de suelo tabla 5.3 y 5.4
n=1.33;         %segun tipo de suelo tabla 5.3 y 5.4
I=1;            %importancia tabla 4.3.2
B=0.03;         %amortiguamiento tabla 5.5
R=3;            %factor de modificacion de la respuesta tabla 5.6
Cmax=0.34;      % coeficiente sismico maximo tabla 5.7

%%%Espectro Elástico Maximo
Sa_max=I*Cmax*g*0.75;
%%%Periodos
T=0.0001:0.001:7;
%%%Espectro Elástico
```



```

Sa=2.75*A0*I/R*(Tp./T).^n*(0.05/0.03)^0.4;
%%%Verificar máximo
for i=1:length(T);

    if (Sa(i)>Sa_max);
    Sa(i)=Sa_max;
    else Sa(i)=Sa(i);
    end
end

k=factor(k(u);
kk=kk*factor(kk(u);
k1=0.75;
k2=31/20;
k3=43/20;
k4=51/20;
k5=14/5;
ka=1/5;
kb=1/5;
kc=1;
kd=1;

m=20000;
m1=0.75;
m2=1;
m3=1;
m4=1;
m5=1.25;
ma=0.2;
mb=0.1;
mc=0.2;

K=k*[ k1,-k1,0,0,0;
      -k1,k1+k2,-k2,0,0;
      0,-k2,k2+k3,-k3,0;
      0,0,-k3,k3+k4,-k4;
      0,0,0,-k4,k4+k5];

M=m*[ m1,0,0,0,0;
      0,m2,0,0,0;
      0,0,m3,0,0;
      0,0,0,m4,0;
      0,0,0,0,m5];

Ks=kk*[ ka+kc,-ka,0;
        -ka,ka+kb,-kb;
        0,-kb,kb+kd];

Ms=m*[ ma,0,0;
      0,mb,0;
      0,0,mc];

[fii,w2p]=eig(K,M);
[fiis,w2s]=eig(Ks,Ms);

fi=[fii;0,0,0,0,0];
fis=[fiis;0,0,0];

```

```

wp=(diag(w2p)).^(1/2);
ws=(diag(w2s)).^(1/2);

Tpp=2*pi()./wp;
Tss=2*pi()./ws;

y=[5,4,3,2,1,0];

Mt=m*[m1,0,0,0,0,0,0,0;
      0,m2,0,0,0,0,0,0;
      0,0,m3,0,0,0,0,0;
      0,0,0,m4,0,0,0,0;
      0,0,0,0,m5,0,0,0;
      0,0,0,0,0,ma,0,0;
      0,0,0,0,0,0,mb,0;
      0,0,0,0,0,0,0,mc];

Kt=[k1*k,-k1*k,0,0,0,0,0,0;
    -k1*k,k1*k+k2*k+kc*kk,-k2*k,0,0,-kc*kk,0,0;
    0,-k2*k,k2*k+k3*k,-k3*k,0,0,0,0;
    0,0,-k3*k,k3*k+k4*k+kd*kk,-k4*k,0,0,-kd*kk;
    0,0,0,-k4*k,k4*k+k5*k,0,0,0;
    0,-kc*kk,0,0,0,kc*kk+ka*kk,-ka*kk,0;
    0,0,0,0,-ka*kk,ka*kk+kb*kk,-kb*kk;
    0,0,0,-kd*kk,0,0,-kb*kk,kb*kk+kd*kk];

[fit,w2t]=eig(Kt,Mt);
wt=(diag(w2t)).^(1/2);
Tt=2*pi()./wt;

Mm=fit'*Mt*fit;
Mm=diag(Mm);
r=[1;1;1;1;1;1;1;1];
L=fit'*Mt*r;
%Espectro
Sam=zeros(length(Tt),1);
for i=1:length(Tt)
    Sam(i)=2.75*A0*I/R*(Tp/Tt(i))^n*(0.05/0.03)^0.4;
    if(Sam(i)>Sa_max);
        Sam(i)=Sa_max;
    else Sam(i)=Sam(i);
    end
end

%plot(T,Sa,Tt,Sam,'*');
%aceleraciones maximas por GDL
amax=zeros(length(Tt));
for i=1:(length(Tt))
    amax(:,i)=fit(:,i)*L(i)*Sam(i)/Mm(i);
end

%Desplazamientos maximos por GDL
vmax=zeros(length(Tt));
for i=1:length(Tt)
    vmax(:,i)=amax(:,i)./(wt(i)^2);
end

```

```

%Desplazamientos maximos relativos GDL2-GDL6
vmax26=abs(vmax(2,:)-vmax(6,:));

%Desplazamientos maximos relativos GDL2-GDL6
vmax48=abs(vmax(4,:)-vmax(8,:));

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%CQC
%%r
rr=zeros(length(Tt));
for j=1:1:length(Tt)
    TT=Tt(j);
    for i=1:1:length(Tt)
        rr(i,j)=TT/Tt(i);
    end
end

b=0.03;

%%ro
ro=zeros(length(Tt));
for i=1:1:length(Tt)
    rrr=rr(i,:);
    for j=1:1:length(Tt)
        ro(i,j)=(8*b^2*rrr(j)^(3/2))/((1+rrr(j))*(1-
rrr(j))^2+4*b^2*rrr(j)*(1+rrr(j)));
    end
end

%deformaciones maximas por GDL
vs=zeros(length(Tt),1);
for k=1:1:length(Tt)
    sum=0;
    for i=1:1:length(Tt)
        for j=1:1:length(Tt)
            sum=sum+ro(i,j)*vmax(k,i)*vmax(k,j);
        end
    end
    vs(k)=sqrt(sum);
end

%aceleraciones maximas por GDL
as=zeros(length(Tt),1);
for k=1:1:length(Tt)
    sum=0;
    for i=1:1:length(Tt)
        for j=1:1:length(Tt)
            sum=sum+ro(i,j)*amax(k,i)*amax(k,j);
        end
    end
    as(k)=sqrt(sum);
end

%deformaciones maximas relativas por GDL
%CQC v26
v26=0;
sum=0;
for i=1:1:length(Tt)

```

```

        for j=1:1:length(Tt)
            sum=sum+ro(i,j)*vmax26(i)*vmax26(j);
        end
    end
v26=sqrt(sum);
% CQC v48
v48=0;
    sum=0;
        for i=1:1:length(Tt)
            for j=1:1:length(Tt)
                sum=sum+ro(i,j)*vmax48(i)*vmax48(j);
            end
        end
v48=sqrt(sum);

f26=kk*kc*v26;
f48=kk*kd*v48;

%Masa efectiva
masa=(m1+m2+m3+m4+m5+ma+mb+mc)*m;%%%
prop=zeros(length(Tt),1);
    for i=1:1:length(Tt)
        prop(i)=L(i)^2/Mm(i)/masa;
    end

%corte basal
Qb=zeros(length(Tt),1);
    for i=1:1:length(Tt)
        Qb(i)=prop(i)*Sam(i);%Proporcion del corte
    end

%%CQC Qb
Qbt=0;
    sum=0;
        for i=1:1:length(Tt)
            for j=1:1:length(Tt)
                sum=sum+ro(i,j)*Qb(i)*Qb(j);
            end
        end
Qbt=sqrt(sum)*masa;%corte basal total
coef=Qbt/(g*masa);%coef sismico total
clear sum;
sumaprop=sum(prop);

Tppf(:,u)=Tpp;
Tsf(:,u)=Ts;
Ttf(:,u)=Tt;
propf(:,u)=prop;
coeff(u)=coef;
f26f(u)=f26;
f48f(u)=f48;
Qbtf(u)=Qbt;
vsf(:,u)=vs;
asf(:,u)=as;

end
f26Q=f26f./Qbtf;
f48Q=f48f./Qbtf;

```

```

caso=1;
h=figure;
plot(TsTp, f26f, TsTp, f48f);
title(['Fuerza en Apoyos Tp=', num2str(Tprincipal), ' RSA Caso
', num2str(caso)])
xlabel('Ts/Tp')
ylabel('Fuerza')
legend('superior', 'inferior')
axis([0 5 0 fu])
temp=['modalC', num2str(caso), 'T', num2str(Tprincipal), 'F.tif'];
saveas(h, temp)

h=figure;
plot(TsTp, f26Q, TsTp, f48Q);
title(['Fuerza en Apoyos dividida por corte basal
Tp=', num2str(Tprincipal), ' RSA Caso ', num2str(caso)])
xlabel('Ts/Tp')
ylabel('Fuerza/Qb')
legend('superior', 'inferior')
axis([0 5 0 co])
temp=['modalC', num2str(caso), 'T', num2str(Tprincipal), 'C.tif'];
saveas(h, temp)

toc

```

7.1.2. SME Espectro promedio

A modo de ejemplo se expone el programa utilizado para SME con el espectro promedio de los registros con un periodo fundamental de la estructura principal de 0.75 segundos, caso 1.

```

%%Tp=0.75
tic
kk=1;
c1=1000*1.986917653159221;
c2=100*5.344796660577975;
Tprincipal=0.75;
TsTp=0.1:0.05:5;
Tsec=Tprincipal*TsTp;
fac=(c1/Tprincipal)^2;
factork=ones(1, length(TsTp))*fac;
factorkk=zeros(1, length(TsTp));
factorkk(1)=(c2/Tsec(1))^2;
for i=2:1:length(TsTp)
    factorkk(i)=(Tsec(i-1)/Tsec(i))^2;
end

Tppf=zeros(5, (length(factork)));
Tsf=zeros(3, (length(factork)));
Ttf=zeros(8, (length(factork)));
propf=zeros(8, (length(factork)));
vsf=zeros(8, (length(factork)));

```

```

asf=zeros(8,(length(factork)));
f26f=zeros(1,(length(factork)));
f48f=zeros(1,(length(factork)));
coeff=zeros(1,(length(factork)));
Qbtf=zeros(1,(length(factork)));

for u=1:1:(length(factork))

k=factork(u);
kk=kk*factorkk(u);
k1=0.75;
k2=31/20;
k3=43/20;
k4=51/20;
k5=14/5;
ka=1/5;
kb=1/5;
kc=1;
kd=1;

m=20000;
m1=0.75;
m2=1;
m3=1;
m4=1;
m5=1.25;
ma=0.2;
mb=0.1;
mc=0.2;

K=k*[ k1,-k1,0,0,0;
      -k1,k1+k2,-k2,0,0;
      0,-k2,k2+k3,-k3,0;
      0,0,-k3,k3+k4,-k4;
      0,0,0,-k4,k4+k5];

M=m*[ m1,0,0,0,0;
      0,m2,0,0,0;
      0,0,m3,0,0;
      0,0,0,m4,0;
      0,0,0,0,m5];

Ks=kk*[ka+kc,-ka,0;
      -ka,ka+kb,-kb;
      0,-kb,kb+kd];

Ms=m*[ma,0,0;
      0,mb,0;
      0,0,mc];

[fii,w2p]=eig(K,M);
[fiis,w2s]=eig(Ks,Ms);

fi=[fii;0,0,0,0,0];
fis=[fiis;0,0,0];

wp=(diag(w2p)).^(1/2);

```

```

ws=(diag(w2s)).^(1/2);

Tpp=2*pi()./wp;
Ts=2*pi()./ws;

y=[5,4,3,2,1,0];

Mt=m*[m1,0,0,0,0,0,0,0,0;
      0,m2,0,0,0,0,0,0,0;
      0,0,m3,0,0,0,0,0,0;
      0,0,0,m4,0,0,0,0,0;
      0,0,0,0,m5,0,0,0,0;
      0,0,0,0,0,ma,0,0,0;
      0,0,0,0,0,0,mb,0,0;
      0,0,0,0,0,0,0,mc];

Kt=[k1*k,-k1*k,0,0,0,0,0,0,0;
    -k1*k,k1*k+k2*k+kc*kk,-k2*k,0,0,-kc*kk,0,0,0;
    0,-k2*k,k2*k+k3*k,-k3*k,0,0,0,0,0;
    0,0,-k3*k,k3*k+k4*k+kd*kk,-k4*k,0,0,-kd*kk;
    0,0,0,-k4*k,k4*k+k5*k,0,0,0,0;
    0,-kc*kk,0,0,0,kc*kk+ka*kk,-ka*kk,0,0;
    0,0,0,0,0,-ka*kk,ka*kk+kb*kk,-kb*kk;
    0,0,0,-kd*kk,0,0,-kb*kk,kb*kk+kd*kk];

[fit,w2t]=eig(Kt,Mt);
wt=(diag(w2t)).^(1/2);
Tt=2*pi()./wt;

Mm=fit'*Mt*fit;
Mm=diag(Mm);
r=[1;1;1;1;1;1;1;1;1];
L=fit'*Mt*r;

% Definicion de valores de los periodos log
NT = 151;
TTT(1) = 0.003;
F = 10^((log10(8)-log10(0.003))/(NT-1));
for ii=2:NT
    TTT(ii) = TTT(ii-1)*F;
end

load Sapn
Sam=zeros(length(Tt),1);
for i=1:length(Tt);
    Sam(i)=interp1(TTT,Sapn,Tt(i));
end

%aceleraciones maximas por GDL
amax=zeros(length(Tt));
for i=1:(length(Tt))
    amax(:,i)=fit(:,i)*L(i)*Sam(i)/Mm(i);
end

%Desplazamientos maximos por GDL
vmax=zeros(length(Tt));

```

```

    for i=1:1:length(Tt)
        vmax(:,i)=amax(:,i)./(wt(i)^2);
    end

%Desplazamientos maximos relativos GDL2-GDL6
vmax26=abs(vmax(2,:)-vmax(6,:));

%Desplazamientos maximos relativos GDL2-GDL6
vmax48=abs(vmax(4,:)-vmax(8,:));

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%CQC
%%r
rr=zeros(length(Tt));
    for j=1:1:length(Tt)
        TT=Tt(j);
        for i=1:1:length(Tt)
            rr(i,j)=TT/Tt(i);
        end
    end

b=0.03;

%%ro
ro=zeros(length(Tt));
    for i=1:1:length(Tt)
        rrr=rr(i,:);
        for j=1:1:length(Tt)
            ro(i,j)=(8*b^2*rrr(j)^(3/2))/((1+rrr(j))*(1-
            rrr(j))^2+4*b^2*rrr(j)*(1+rrr(j)));
        end
    end

%deformaciones maximas por GDL
vs=zeros(length(Tt),1);
    for k=1:1:length(Tt)
        sum=0;
        for i=1:1:length(Tt)
            for j=1:1:length(Tt)
                sum=sum+ro(i,j)*vmax(k,i)*vmax(k,j);
            end
        end
        vs(k)=sqrt(sum);
    end

%aceleraciones maximas por GDL
as=zeros(length(Tt),1);
    for k=1:1:length(Tt)
        sum=0;
        for i=1:1:length(Tt)
            for j=1:1:length(Tt)
                sum=sum+ro(i,j)*amax(k,i)*amax(k,j);
            end
        end
        as(k)=sqrt(sum);
    end

%deformaciones maximas relativas por GDL
%CQC v26

```



```

v26=0;
sum=0;
for i=1:1:length(Tt)
    for j=1:1:length(Tt)
        sum=sum+ro(i,j)*vmax26(i)*vmax26(j);
    end
end
v26=sqrt(sum);
% CQC v48
v48=0;
sum=0;
for i=1:1:length(Tt)
    for j=1:1:length(Tt)
        sum=sum+ro(i,j)*vmax48(i)*vmax48(j);
    end
end
v48=sqrt(sum);

f26=kk*kc*v26;
f48=kk*kd*v48;

%Masa efectiva
masa=(m1+m2+m3+m4+m5+ma+mb+mc)*m;%%%
prop=zeros(length(Tt),1);
for i=1:1:length(Tt)
    prop(i)=L(i)^2/Mm(i)/masa;
end

%corte basal
Qb=zeros(length(Tt),1);
for i=1:1:length(Tt)
    Qb(i)=prop(i)*Sam(i);%Proporcion del corte
end

%%CQC Qb
Qbt=0;
sum=0;
for i=1:1:length(Tt)
    for j=1:1:length(Tt)
        sum=sum+ro(i,j)*Qb(i)*Qb(j);
    end
end
Qbt=sqrt(sum)*masa;%corte basal total
coef=Qbt/(g*masa);%coef sismico total
clear sum;
sumaprop=sum(prop);

Tppf(:,u)=Tpp;
Tsf(:,u)=Ts;
Ttf(:,u)=Tt;
propf(:,u)=prop;
coeff(u)=coef;
f26f(u)=f26;
f48f(u)=f48;
Qbtf(u)=Qbt;
vsf(:,u)=vs;
asf(:,u)=as;

```

```

end
f26Q=f26f./Qbtf;
f48Q=f48f./Qbtf;

caso=1;
h=figure;
plot(TsTp, f26f, TsTp, f48f);
title(['Fuerza en Apoyos Tp=', num2str(Tprincipal), ' RSA Caso
', num2str(caso)])
xlabel('Ts/Tp')
ylabel('Fuerza')
legend('superior', 'inferior')
axis([0 5 0 fu])
temp=['modalC', num2str(caso), 'T', num2str(Tprincipal), 'F.tif'];
saveas(h, temp)

h=figure;
plot(TsTp, f26Q, TsTp, f48Q);
title(['Fuerza en Apoyos dividida por corte basal
Tp=', num2str(Tprincipal), ' RSA Caso ', num2str(caso)])
xlabel('Ts/Tp')
ylabel('Fuerza/Qb')
legend('superior', 'inferior')
axis([0 5 0 co])
temp=['modalC', num2str(caso), 'T', num2str(Tprincipal), 'C.tif'];
saveas(h, temp)

toc

```

7.1.3. HRT

A modo de ejemplo se expone el programa utilizado para HRT con el registro de Santiago Centro longitudinal con un periodo fundamental de la estructura principal de 0.75 segundos, caso 1.

```

tic
reg=1;
a=load('SantiagoL.txt');%%%%%%%%
[nfil,ncol]=size(a);
a=reshape(a',nfil*ncol,1); %cm/sec2
TsTpv=0.1:0.05:5;%%%%%%%%
fu=2*10^7;
co=0.6;

f26fv=zeros(1,length(TsTpv));
f48fv=zeros(1,length(TsTpv));
f26fvQ=zeros(1,length(TsTpv));
f48fvQ=zeros(1,length(TsTpv));
Qbfv=zeros(1,length(TsTpv));

for i=1:length(TsTpv)

kk=1;
c1=1000*1.986917653159221;%facotor inicial
c2=100*5.344796660577975;%factor incial

```

```

Tprincipal=0.75;%%%%%%%%%%%%%% Periodo de la estructura principal
TsTp=TsTp(i);
Tsec=Tprincipal*TsTp;
fac=(c1/Tprincipal)^2;
factork=ones(1,length(TsTp))*fac;
factorkk=zeros(1,length(TsTp));
factorkk(1)=(c2/Tsec(1))^2;

k=factork;
kk=kk*factorkk;
k1=0.75;
k2=31/20;
k3=43/20;
k4=51/20;
k5=14/5;
ka=1/5;
kb=1/5;
kc=1;
kd=1;

m=20000;
m1=0.75;
m2=1;
m3=1;
m4=1;
m5=1.25;
ma=0.2;
mb=0.1;
mc=0.2;

K=k*[ k1,-k1,0,0,0;
      -k1,k1+k2,-k2,0,0;
      0,-k2,k2+k3,-k3,0;
      0,0,-k3,k3+k4,-k4;
      0,0,0,-k4,k4+k5];

M=m*[ m1,0,0,0,0;
      0,m2,0,0,0;
      0,0,m3,0,0;
      0,0,0,m4,0;
      0,0,0,0,m5];

Ks=kk*[ ka+kc,-ka,0;
        -ka,ka+kb,-kb;
        0,-kb,kb+kd];

Ms=m*[ ma,0,0;
      0,mb,0;
      0,0,mc];

[fii,w2p]=eig(K,M);
[fiis,w2s]=eig(Ks,Ms);

fi=[fii;0,0,0,0,0];
fis=[fiis;0,0,0];

wp=(diag(w2p)).^(1/2);

```

```

ws=(diag(w2s)).^(1/2);

Tpp=2*pi()./wp;
Ts=2*pi()./ws;

y=[5,4,3,2,1,0];

Mt=m*[m1,0,0,0,0,0,0,0,0;
      0,m2,0,0,0,0,0,0,0;
      0,0,m3,0,0,0,0,0,0;
      0,0,0,m4,0,0,0,0,0;
      0,0,0,0,m5,0,0,0,0;
      0,0,0,0,0,ma,0,0,0;
      0,0,0,0,0,0,mb,0,0;
      0,0,0,0,0,0,0,mc];

Kt=[k1*k,-k1*k,0,0,0,0,0,0,0;
    -k1*k,k1*k+k2*k+kc*kk,-k2*k,0,0,-kc*kk,0,0,0;
    0,-k2*k,k2*k+k3*k,-k3*k,0,0,0,0,0;
    0,0,-k3*k,k3*k+k4*k+kd*kk,-k4*k,0,0,-kd*kk;
    0,0,0,-k4*k,k4*k+k5*k,0,0,0,0;
    0,-kc*kk,0,0,0,kc*kk+ka*kk,-ka*kk,0,0;
    0,0,0,0,0,-ka*kk,ka*kk+kb*kk,-kb*kk;
    0,0,0,-kd*kk,0,0,-kb*kk,kb*kk+kd*kk];

[fit,w2t]=eig(Kt,Mt);
wt=(diag(w2t)).^(1/2);
Tt=2*pi()./wt;

Mm=fit'*Mt*fit;
Mm=diag(Mm);
r=[1;1;1;1;1;1;1;1;1];
L=fit'*Mt*r;
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
dt=1/200;
xsi=0.03;
xo=0;
xdo=0;
N=length(a)+5000;
w=wt;
xt=zeros(N,length(w));
xdt=zeros(N,length(w));

    for j=1:length(w)

        [x,xd] = trifu(a,dt,w(j),xsi,xo,xdo,N);

        xt(:,j)=x;
        xdt(:,j)=xd;

    end

u1=fit(:,1)*xt(:,1)'.*L(1)./Mm(1);
u2=fit(:,2)*xt(:,2)'.*L(2)./Mm(2);
u3=fit(:,3)*xt(:,3)'.*L(3)./Mm(3);

```

```

u4=fit(:,4)*xt(:,4)'.*L(4)./Mm(4);
u5=fit(:,5)*xt(:,5)'.*L(5)./Mm(5);
u6=fit(:,6)*xt(:,6)'.*L(6)./Mm(6);
u7=fit(:,7)*xt(:,7)'.*L(7)./Mm(7);
u8=fit(:,8)*xt(:,8)'.*L(8)./Mm(8);

ut=u1+u2+u3+u4+u5+u6+u7+u8;

f26=kk.*kc.*(abs(ut(2,:)-ut(6,:)));
f48=kk.*kd.*(abs(ut(4,:)-ut(8,:)));

f26f=max(abs(f26));
f48f=max(abs(f48));

f26fv(i)=f26f;
f48fv(i)=f48f;

Qbi=zeros(length(Mm),N);
for d=1:1:length(Mm)
    Qbi(d,:)=(L(d)*wt(d))^2/Mm(d).*xt(:,d)';
end

Qb=sum(Qbi);
Qbf=max(abs(Qb));

f26fvQ(i)=f26f/Qbf;
f48fvQ(i)=f48f/Qbf;

Qbfv(i)=Qbf;

end

caso=1;
h=figure;
plot(TsTpv,f26fv,TsTpv,f48fv);
title(['Fuerza en apoyos Tp=',num2str(Tprincipal),'seg HRT
Reg',num2str(reg),' Caso ',num2str(caso)])
xlabel('Ts / Tp')
ylabel('Fuerza')
legend('Superior','Inferior')
axis([0 5 0 fu])
temp=['thaC',num2str(caso),'T',num2str(Tprincipal),'F.fig'];
saveas(h,temp)

h=figure;
plot(TsTpv,f26fvQ,TsTpv,f48fvQ);
title(['Fuerza en apoyos dividida por corte basal
Tp=',num2str(Tprincipal),'seg HRT Reg',num2str(reg),' Caso
',num2str(caso)])
xlabel('Ts / Tp')
ylabel('Fuerza / Qb')
legend('Superior','Inferior')
axis([0 5 0 co])
temp=['thaC',num2str(caso),'T',num2str(Tprincipal),'C.fig'];
saveas(h,temp)

```

toc

7.1.4. Función de integración exacta

Se expone la función utilizada en la HRT para integrar las ecuaciones de forma exacta.

```
function [x,xd] = trifun (a,dt,w,xsi,xo,xdo,N)

% Exact Integration of SDOF elastic system
% Based on Trifunac 1965 as per notes for ICE3202
% some minor corrections added
% E. Cruz 15 Oct. 1997
% N=numero de pasos que quiero
% a=registro sismo ug
% dt=paso
% w=frecuencia
% xsi=amortiguamiento escalar 0.05
% posicion inicial
% v inicial
% Chopra 5.2

% [x,xd] = trifun (a,dt,w,xsi,xo,xdo,N)

w2 = w^2;
wd = w*sqrt(1-xsi^2);
wdt = w*dt;
wddt = wd*dt;
T1 = [ 1 0 ;
      xsi*w/wd 1/wd ];
T2 = -[(1+2*xsi/wdt)/w2 -2*xsi/w2/wdt ;
      (xsi-(1-2*xsi^2)/wdt)/w/wd (1-2*xsi^2)/w/wdt/wd ];
c = cos(wddt);
s = sin(wddt);
T3 = exp(-xsi*wdt)*[ c s ; -xsi*w*c-wd*s -xsi*w*s+wd*c ];
T4 = (1/w2)*[2*xsi/wdt 1-2*xsi/wdt ; -1/dt 1/dt];
TM1 = T3*T1;
TM2 = T3*T2 + T4;

al = [a' zeros(1,N-length(a))]' ;
x = zeros(N,1);
xd = x;
x(1) = xo;
xd(1) = xdo;

for k = 2:N
    k1 = k-1;
    Xk = TM1*[ x(k1) ; xd(k1)] + TM2*[al(k1) ; al(k) ];
    x(k) = Xk(1);
    xd(k) = Xk(2);
end
return
```

7.2. Registros utilizados

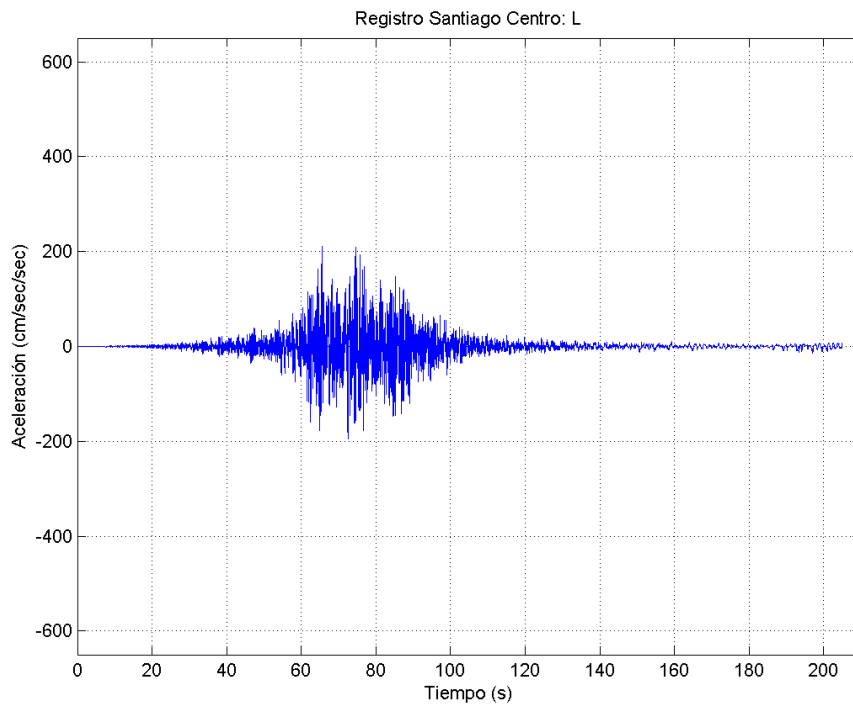


Figura 48 Registro Santiago Centro L

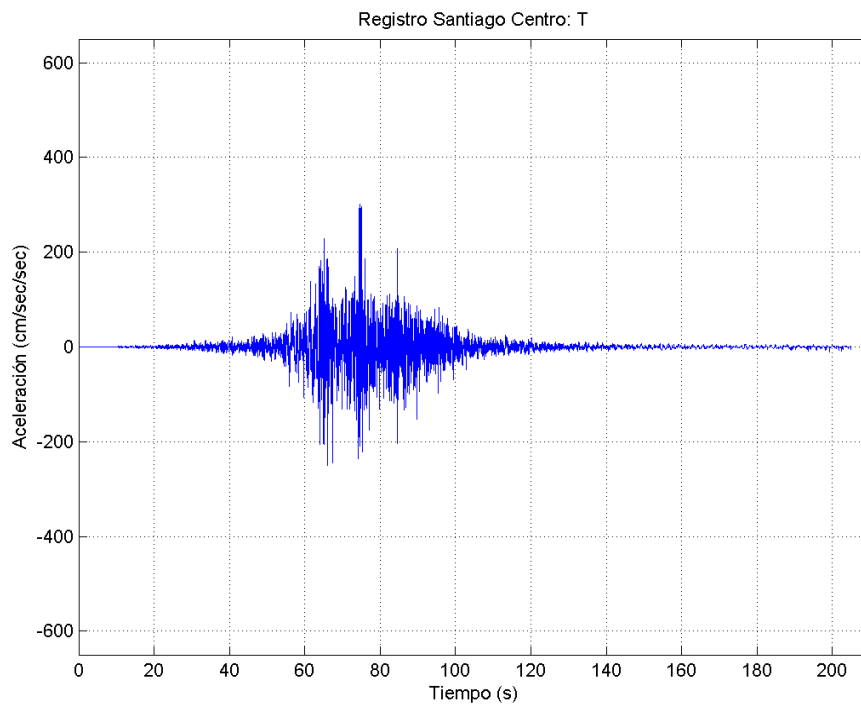


Figura 49 Registro Santiago Centro T

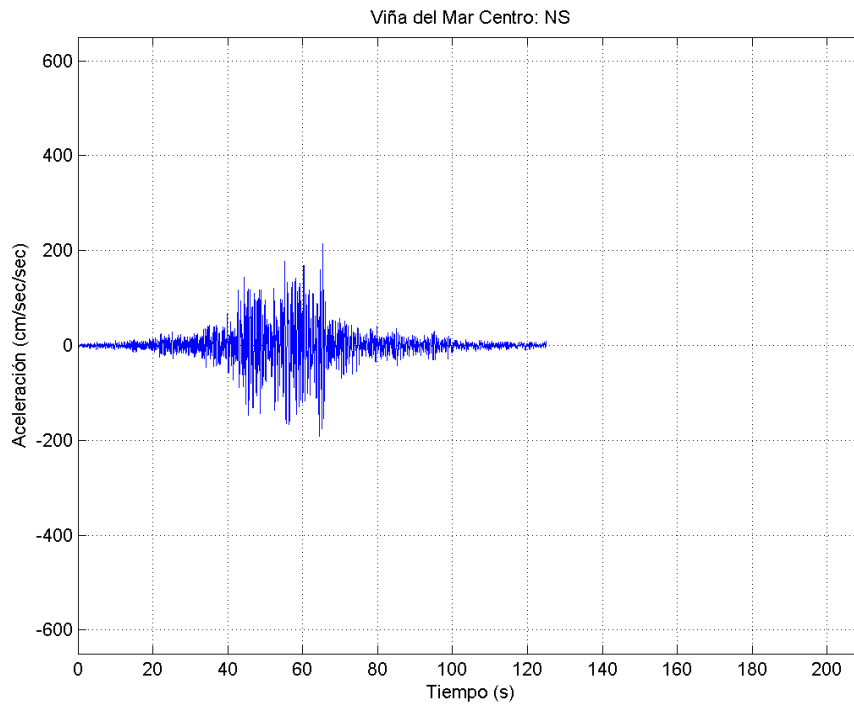


Figura 50 Registro Viña del Mar Centro NS

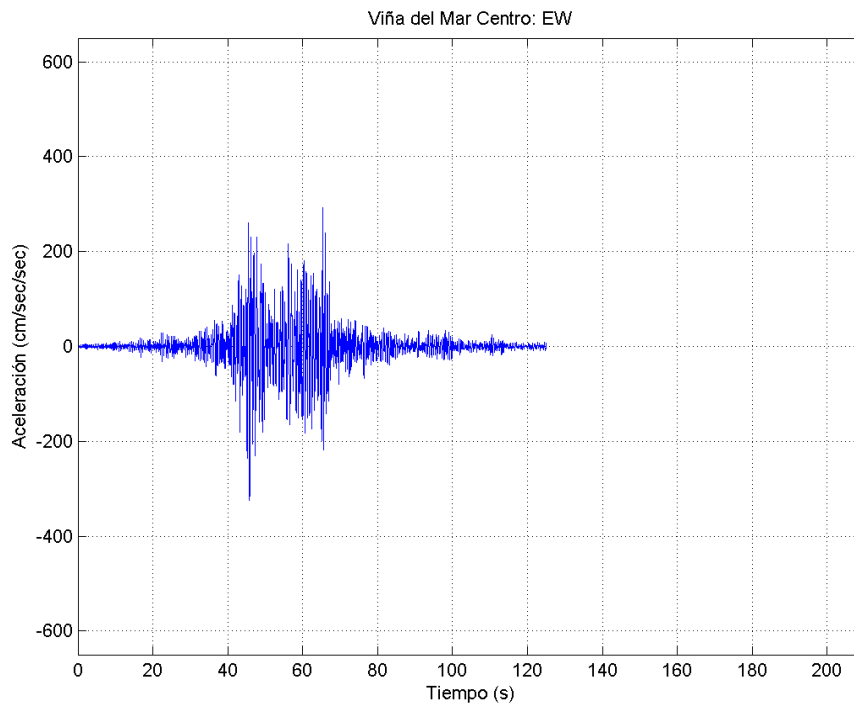


Figura 51 Registro Viña del Mar Centro EW

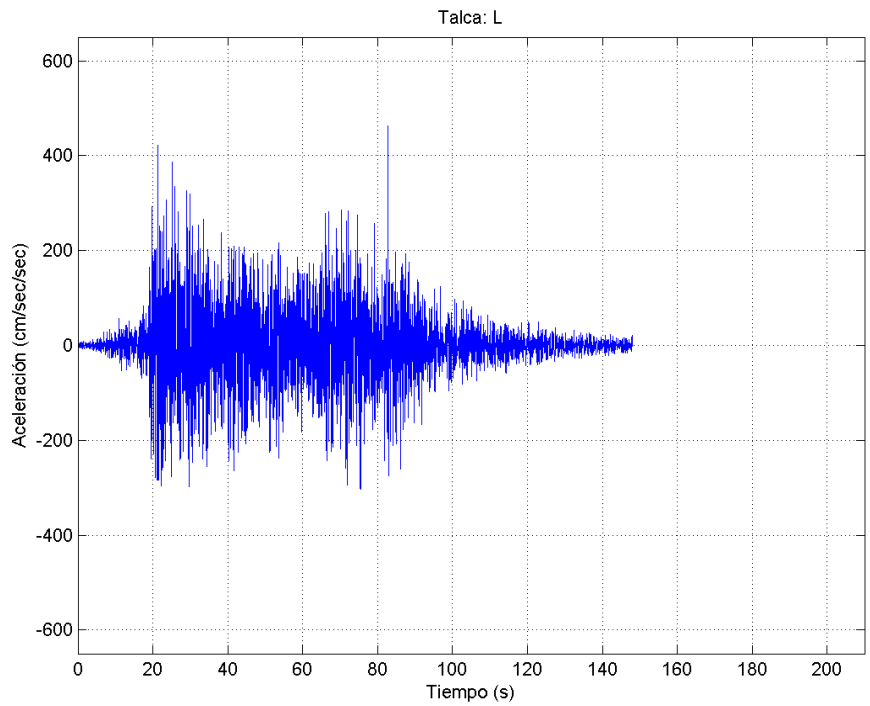


Figura 52 Registro Talca L

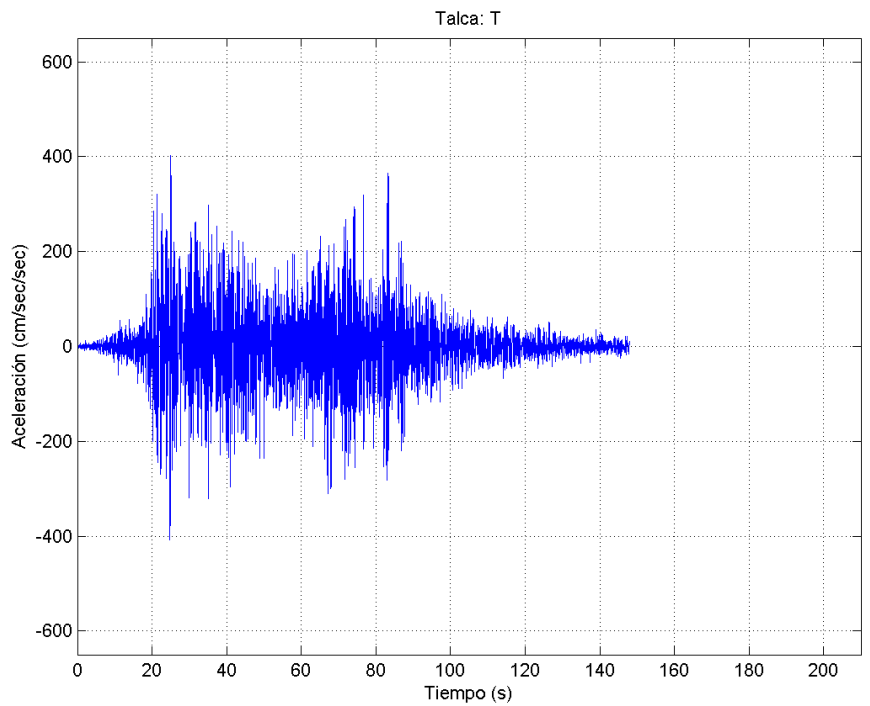


Figura 53 Registro Talca T

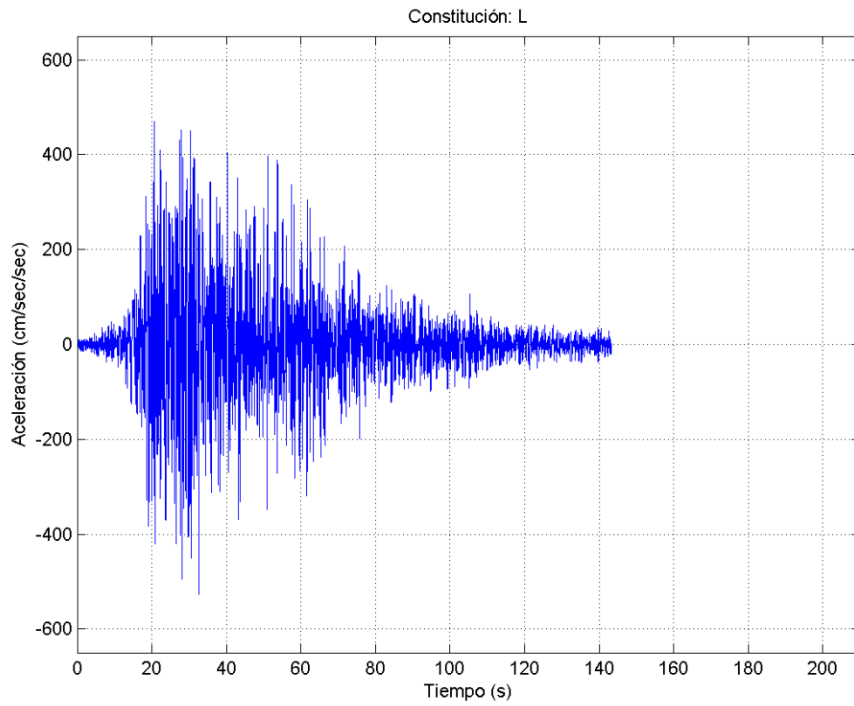


Figura 54 Registro Constitución L

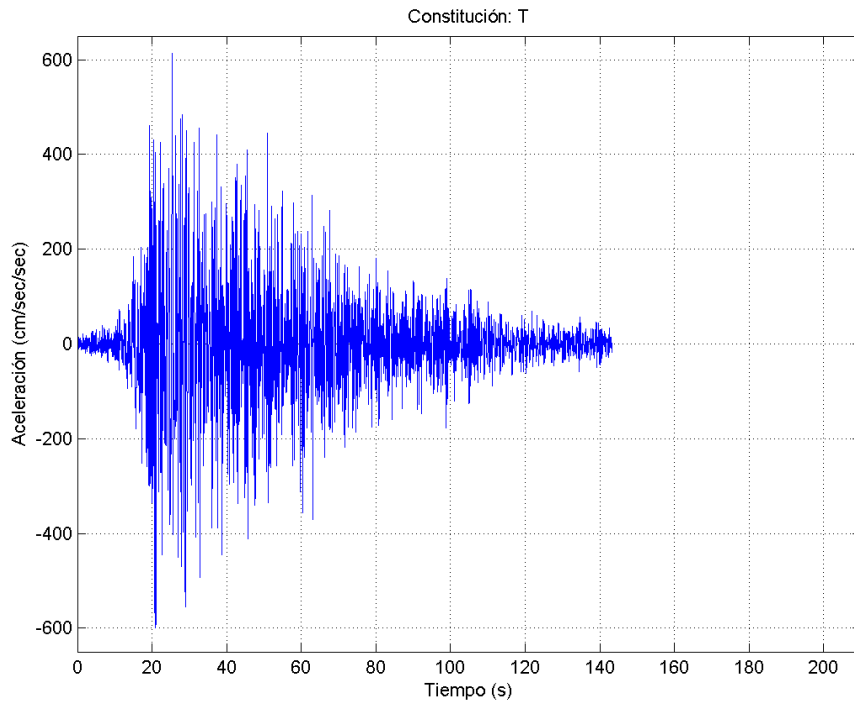


Figura 55 Registro Constitución L