



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE DE UNA CALDERA DE POTENCIA USANDO FNA

RODRIGO ANTONIO GARCÍA NÚÑEZ

Tesis para optar al grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
ERNESTO CRUZ ZABALA

Santiago de Chile, (Enero, 2009)



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE DE UNA CALDERA DE POTENCIA USANDO FNA

RODRIGO ANTONIO GARCÍA NÚÑEZ

Tesis (Proyecto) presentada(o) a la Comisión integrada por los profesores:

ERNESTO CRUZ ZABALA

RODRIGO JORDÁN SAINT-MARIE

SILVANA COMINETTI COTTI-COMETTI

JUAN DE DIOS RIVERA AGÜERO

Para completar las exigencias del grado de
Magíster en Ciencia de la Ingeniería

Santiago de Chile, (Enero, 2009)

A mis Padres, a Úrsula y a mi
hermana.

AGRADECIMIENTOS

Durante el largo período que estuve trabajando en el desarrollo de este estudio, distintas personas e instituciones fueron fundamentales para la consumación de éste, a los cuales quisiera expresar de forma individual mi gratitud hacia ellos.

En primer lugar deseo agradecer al Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile, tanto por la infraestructura favorecida como por la excelente formación que me entregó durante mi estadía como alumno de pre y post grado de esta especialidad. Agradezco particularmente la entrega, disponibilidad y motivación de los profesores del departamento con los alumnos. Su ejemplo fue la primera motivación para decidir realizar estudios de post grado. Agradezco también la calidez del ambiente entregada por alumnos y funcionarios de este departamento que hicieron de mi estancia en la Universidad uno de los lindos recuerdos que dejaré en mi vida.

Agradezco de forma muy especial a mi profesor supervisor, Don Ernesto Cruz Zabala, por haber sido un excelente guía durante todo este proceso, desde lo académico hasta lo motivacional, por haber fomentado mi constante curiosidad por nuevas y complejas alternativas para resolver los problemas presentados y haber sabido acotar mis ideas cuando éstas no me dejaban enfocar con claridad.

Un agradecimiento especial también a la empresa EQCO Asesorías Profesionales Ltda. y a Don Diego López García por el tiempo de horas de computador ofrecidas para poder resolver los enormes problemas desarrollados en este estudio.

Finalmente un cálido reconocimiento y agradecimiento a todos los que fueron los pilares de mi vida durante el período de estudios de post grado. A mis padres por su apoyo y entrega incondicionales, ustedes fueron mi mayor motivación. A Úrsula y a mi hermana, por el cariño entregado y por no dejarme retroceder en los momentos difíciles. Por último, a todos mis amigos y familiares, ustedes fueron la fuente de alegría inagotable que necesita toda persona para saber que aunque dedique largos momentos de su vida a redactar papeles o rellenar planillas, hay algo más en la vida. Sin ustedes, nada de esto tendría sentido.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT.....	xvi
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación	1
1.2 Historia del comportamiento y diseño sísmico de obras industriales en Chile....	2
1.3 Objetivos	4
1.4 Descripción de contenidos del documento.....	5
2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS	7
2.1 Descripción del modelo estructural.....	7
2.2 Metodología de análisis implementada.....	15
2.2.1 Formulación del método FNA	15
2.2.2 Implementación del método FNA	20
2.3 Descripción general de casos de no linealidad implementados	26
2.3.1 Arriostramientos	27
2.3.2 Columnas	35
2.3.3 Topes sísmicos.....	44
2.3.4 Pedestales.....	45
2.4 Registros de aceleración del suelo	50
3. RESULTADOS	55
3.1. Resultados globales.....	55
3.1.1 Corte basal	55

3.1.2	Desplazamiento de techo	65
3.1.3	Drift entre niveles	75
3.1.4	Correlación Corte Basal – Desplazamiento de techo	78
3.2.	Resultados locales	81
3.2.1	Resultados generales.....	81
3.2.2	Arriostramientos	85
3.2.3	Columnas	102
3.2.4	Topes sísmicos.....	107
3.2.5	Pedestales.....	110
3.3.	Discusión de errores observados en los resultados	116
3.3.1	Errores del método FNA.....	116
3.3.2	Ejemplo de errores para el modelo de la caldera.....	120
4.	Conclusiones.....	124
5.	BIBLIOGRAFIA	127
6.	A N E X O S	130
	Anexo A: Modelación de Componentes Mecánicas	131
	Anexo B: Ecuaciones del movimiento para sistemas estructurales con pequeñas deformaciones.....	137
	B.1 Análisis lineal	137
	B.2 Análisis modal	137
	B.3 Análisis modal espectral (AME)	139
	B.4 Análisis no lineal	141
	B.5 Análisis modal-no lineal (FNA)	142
	Anexo C: Normalización de espectros.....	144
	Anexo D: Matriz de Rigidez general (sin torsión).....	149
	Anexo Digital: Contenidos.....	149

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2. 1 – Períodos y factores de participación por modo más relevantes.	23
Tabla 2.2 – Registros de aceleración de suelo usados.	50
Tabla 2.3 – Factores de normalización para los distintos registros según el método usado.	53
Tabla 3 1 – Valores máximos de desplazamiento de techo en Y para sismo en Y versus nivel de intensidad.	61
Tabla 3 2 – Valores máximos de desplazamiento de techo en Y para sismo en Y versus nivel de intensidad.	62
Tabla 3 3 – Valores máximos de desplazamiento de techo en X para sismo en X versus nivel de intensidad.	72
Tabla 3 4 – Valores máximos de desplazamiento de techo en Y para sismo en Y versus nivel de intensidad.	72
Tabla 3 5 – Envolvente de drift entre nivel según nivel de intensidad.	76
Tabla 3 6 – Porcentaje de elementos en rango no lineal según nivel de intensidad para sismo en dirección X.	84
Tabla 3 7 – Porcentaje de elementos en rango no lineal según nivel de intensidad para sismo en dirección Y.	84
Tabla 3 8 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal del plano YZ según eje resistente y nivel de intensidad.	86
Tabla 3 9 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal del plano XZ según eje resistente y nivel de intensidad.	87
Tabla 3 10 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal en planta (arriostramientos en Z) según nivel y nivel de intensidad.	89

Tabla 3 11 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal del plano YZ según factor de uso de diseño y nivel de intensidad.	93
Tabla 3 12 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal del plano XZ según factor de uso de diseño y nivel de intensidad.	94
Tabla 3 13 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal en planta según factor de uso de diseño y nivel de intensidad.	94
Tabla 3 14 – Porcentaje de arriostramientos según rangos de BDN respecto al factor de uso de diseño para plano YZ y sismo en dirección X.	96
Tabla 3 15 – Porcentaje de arriostramientos según rangos de BDN respecto al factor de uso de diseño para plano YZ y sismo en dirección Y.	96
Tabla 3 16 – Porcentaje de arriostramientos según rangos de BDN respecto al factor de uso de diseño para plano XZ y sismo en dirección X.	97
Tabla 3 17 – Porcentaje de arriostramientos según rangos de BDN respecto al factor de uso de diseño para plano XZ y sismo en dirección Y.	97
Tabla 3 18 – Porcentaje de arriostramientos según rangos de BDN respecto al factor de uso de diseño para plantas y sismo en dirección X.	98
Tabla 3 19 – Porcentaje de arriostramientos según rangos de BDN respecto al factor de uso de diseño para plantas y sismo en dirección Y.	98
Tabla 3 20 – Porcentaje de columnas en rango no lineal del plano YZ según eje resistente e intensidad.	103
Tabla 3 21 – Porcentaje de columnas en rango no lineal del plano XZ según eje resistente e intensidad.	104
Tabla 3 22 – Porcentaje de columnas en rango no lineal según plano YZ según eje resistente e intensidad.	108

Tabla 3 23 – Porcentaje de columnas en rango no lineal del plano YZ según eje resistente y nivel de intensidad.....	111
Tabla 3 24 – Porcentaje de columnas en rango no lineal del plano XZ según eje resistente y nivel de intensidad.....	112
Tabla A.1 – Detalle del peso sísmico por elemento.....	136

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1 – Vista general de modelo de caldera	8
Figura 2.2 – Vista general de modelo de interiores.	9
Figura 2.3 – Detalle de ubicación de silos de carbón.....	9
Figura 2.4 – Esquema tipo de topes sísmicos y buckstays.....	10
Figura 2.5 – Vista general de topes sísmicos y buckstays.	10
Figura 2.6 – Vista elevación X=10250mm.	11
Figura 2.7 – Vista elevación Y=0mm.	12
Figura 2.8 – Vista planta Z=25950mm.	13
Figura 2.9 – Esquema de ubicación de pedestales.	14
Figura 2.10 – Comparación estructura real con modelo computacional.....	15
Figura 2.11 – Modo 1 de caldera (T=20.03seg), movimiento transversal del domo.	24
Figura 2.12 – Modo 27 de caldera (T=1.274seg), modo principal traslación longitudinal..	24
Figura 2.13 – Modo 28 de caldera (T=1.045seg), segundo modo principal traslación longitudinal.....	25
Figura 2.14 – Curvas Fuerza-Deformación típicas de elementos sometidos a carga axial cíclica.....	29
Figura 2.15 – Esquema general del ciclo histerético del comportamiento axial de un elemento estructural.....	32
Figura 2.16 – Representación idealizada de la deformación de un arriostramiento para distintos estados del ciclo histerético.....	32

Figura 2.17 – Ciclo histerético típico de un arriostramiento sometido a deformación sinusoidal de amplitud creciente.....	34
Figura 2.18 – Distribución elástica de tensiones para una sección I bajo los supuestos de la teoría clásica de Euler-Bernoulli de vigas.	36
Figura 2.19 – Comparación de curvas de interacción teóricas vs. reales para esfuerzo axial vs. momento flector en eje fuerte para perfil W8x31.	38
Figura 2.20 – Comparación de curvas de interacción teóricas vs. reales para esfuerzo axial vs. momento flector en eje débil.....	38
Figura 2.21 – Comparación de curvas de interacción AISC vs expresión recomendada por McGuire (2002).	42
Figura 2.22 – Esquema de ajuste central con carga axial constante usado en las superficies de fluencia.....	43
Figura 2.23 – Esquema tipo de interacción de fuerzas en los extremos de un elemento.	44
Figura 2.24 – Esquema del largo efectivo de un perno de anclaje en vista en corte de un modelo en elementos finitos de un pedestal.	46
Figura 2.25 – Diagrama fuerza-deformación usado para modelar los pedestales.....	47
Figura 2.26 – Ciclo histerético típico de un arriostramiento sometido a deformación sinusoidal de amplitud creciente.....	49
Figura 2.27 – Registros de aceleración usados (sin normalizar).....	51
Figura 2.28 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Llolleo 010 bajo distintas normalizaciones.....	54
Figura 3.1 – Corte basal en dirección X vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección +X.	57
Figura 3.2 – Corte basal en dirección X vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección -X.	57

Figura 3.3 – Corte basal en dirección Y vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección +Y.	58
Figura 3.4 – Corte basal en dirección Y vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección -Y.	58
Figura 3.5 – Espectrograma de pseudo-función de transferencia del corte basal en X calculado en base a la respuesta Llolleo 010 en dirección +X para distintos niveles de intensidad.	59
Figura 3.6 – Espectrograma de pseudo-función de transferencia del corte basal en Y calculado en base a la respuesta Llolleo 010 en dirección +Y para distintos niveles de intensidad.	60
Figura 3.7 – Corte basal X para sismo en dirección $\pm X$ versus ivel de intensidad.	63
Figura 3.8 – Corte basal Y para sismo en dirección $\pm Y$ versus Nivel de intensidad.	64
Figura 3.9 – Nodo usado para medir el desplazamiento de techo.	66
Figura 3.10 – Desplazamiento de techo en dirección X vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección +X.	67
Figura 3.11 – Desplazamiento de techo en dirección X vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección -X.	67
Figura 3.12 – Desplazamiento de techo en dirección Y vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección +Y.	68
Figura 3.13 – Desplazamiento de techo en dirección Y vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección -Y.	68
Figura 3.14 – Espectrograma de pseudo-función de transferencia del desplazamiento de techo en X calculado en base a la respuesta Llolleo 010 en dirección +X para distintos niveles de intensidad.	69

Figura 3.15 – Espectrograma de pseudo-función de transferencia del desplazamiento de techo en Y calculado en base a la respuesta Llolleo 010 en dirección +Y para distintos niveles de intensidad.	70
Figura 3.16 – Desplazamiento de techo en X para sismo en dirección $\pm X$ versus Intensidad.	73
Figura 3.17 – Desplazamiento de techo en Y para sismo en dirección $\pm Y$ versus Intensidad.	74
Figura 3.18 – Definición de los distintos drift entre niveles.	76
Figura 3.19 – Drifts máximos entre niveles en dirección X para sismo X.	77
Figura 3.20 – Drifts máximos entre niveles en dirección Y para sismo Y.	77
Figura 3.21 – Gráfico corte basal vs. desplazamiento de techo en dirección X para el sismo de Llolleo010x1 en dirección +X.	78
Figura 3.22 – Gráfico corte basal vs. desplazamiento de techo en dirección Y para el sismo de Llolleo010x1 en dirección +Y.	79
Figura 3.23 – Corte basal máximo vs. desplazamiento de techo máximo en X.	80
Figura 3.24 – Corte basal máximo vs. desplazamiento de techo máximo en Y.	80
Figura 3.25 – Secuencia de de comienzo del comportamiento no lineal porcentual para Llolleo010 x1 en dirección +X.	82
Figura 3.26 – Secuencia de de comienzo del comportamiento no lineal porcentual para UTFSM070 x2 en dirección +Y.	82
Figura 3.27 – Secuencia de de comienzo del comportamiento no lineal porcentual para Viña290 x3 en dirección -X.	83
Figura 3.28 – Secuencia de elementos en rango no lineal en el tiempo para el ejes resistentes YZ para Llolleo010x1 en dirección +Y.	88
Figura 3.29 – Secuencia de elementos en rango no lineal en el tiempo para el ejes resistentes XZ para Llolleo010x1 en dirección +X.	88

Figura 3.30 – Ubicación de plantas con mayor no linealidad en arriostramientos.	90
Figura 3.31 – Secuencia de elementos en rango no lineal en el tiempo para el ejes resistentes YZ para Llolleo010x1 en dirección +Y.	91
Figura 3.32 – Secuencia de elementos en rango no lineal en el tiempo para el ejes resistentes en planta para Llolleo010x1 en dirección +X.	91
Figura 3.33 – Ejemplo de comportamiento histerético de un arriostramiento.	100
Figura 3.34 – Ejemplo de comportamiento histerético de un arriostramiento.	101
Figura 3.35 – Ejemplo del extremo de una columna con comportamiento inelástico y su respectiva superficie de fluencia.	106
Figura 3.36 – Ejemplo del extremo de un tope sísmico con comportamiento inelástico y su respectiva superficie de fluencia.	109
Figura 3.37 – Ejemplo de comportamiento histerético de un pedestal.	114
Figura 3.38 – Constitutiva Fuerza – Deformación para grupo de barras en tracción considerando distintos niveles de cargas residuales.	115
Figura 3.39 – Problema ejemplo de error usando FNA en un sistema de dos grados de libertad.	117
Figura 3.40 – Modo 1 del problema ejemplo.	118
Figura 3.41 – Corte basal para los 3 casos de análisis estudiados.	122
Figura 3.42 – Desplazamiento de techo para los 3 casos de análisis estudiados.	123
Figura 3.43 – Deformadas horizontales para los tres caso de análisis.	123
Figura A.1 – Representación gráfica de la estimación de rigidez equivalente de un <i>Water Wall</i>	132
Figura A.2 – Esquema general de elementos finitos usados para modelar interiores.	133

Figura A.3 – Elementos tipo <i>shell</i> usados en la modelación de interiores.....	133
Figura A.4 – Elementos tipo <i>solid</i> usados en la modelación de interiores.	134
Figura A.5 – Detalle de la modelación mediante elementos <i>frame</i> del <i>rear furnace wall</i> y del <i>front backpass wall</i>	135
Figura C.1 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Llolleo 010 bajo distintas normalizaciones.....	144
Figura C.2 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Llolleo 100 bajo distintas normalizaciones.....	145
Figura C.3 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Melipilla EW bajo distintas normalizaciones.....	145
Figura C.4 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Melipilla NS bajo distintas normalizaciones.....	146
Figura C.5 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de UTFSM 070 bajo distintas normalizaciones.....	146
Figura C.6 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de UTFSM 160 bajo distintas normalizaciones.....	147
Figura C.7 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Valparaíso 050 bajo distintas normalizaciones.....	147
Figura C.8 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Viña 200 bajo distintas normalizaciones.....	148
Figura C.9 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Viña 290 bajo distintas normalizaciones.....	148

RESUMEN

Este estudio busca por medio del análisis en el tiempo con el método Fast Nonlinear Analysis propuesto por E. Wilson (FNA) y usando distintos registros chilenos del terremoto de Marzo de 1985, aproximar el verdadero comportamiento que tiene la estructura de soporte de una caldera de potencia diseñada con la normativa y estado de la práctica vigente en Chile frente a una sollicitación sísmica realística.

Se presentan en el trabajo los distintos tipos de no linealidades consideradas en arriostramientos, columnas, pedestales y topes sísmicos, además de un detalle de los supuestos usados para aplicar el método FNA en el modelo estructural implementado y la referencia de la normalización de la intensidad de los registros de aceleración utilizados, escalados a la misma intensidad de Housner que el espectro de diseño de la norma NCh433.

Los resultados muestran un excelente comportamiento sísmico para sollicitaciones con niveles de intensidad similares a los que impone la norma de diseño, exigiendo principalmente a los topes sísmicos y pernos de anclaje en los pedestales y, en menor grado, a arriostramientos en el sentido del sismo y arriostramientos en planta, con un nivel de daño mínimo en columnas y arriostramientos perpendiculares a la dirección del sismo. También se observaron niveles de drift entre niveles menores a los máximos permitidos en la normativa chilena y, para el caso de los arriostramientos, una alta correlación entre el factor de uso del diseño y la demanda de esfuerzos y deformación en rango no lineal de estos.

Se aprecian además niveles de error importantes en los resultados para niveles de intensidad muy grandes, atribuyendo este hecho a la selección no rigurosa de formas modales adecuadas para el uso del método FNA. Se incluye en este documento una discusión de la forma correcta de seleccionar estos modos.

ABSTRACT

This study uses the Fast Nonlinear Analysis method developed by E. Wilson (FNA) and a set of records of the March 1985 earthquake in central Chile to approximate the real response under a realistic seismic demand for the support structure of a power boiler designed under the current Chilean codes and state of the practice.

In this document are showed the different kinds of nonlinearity considered in braces, columns, pedestals and stoppers. Furthermore, a detail of the assumptions used to apply the FNA method in the structural model and a reference of the normalization of the seismic records scaled to the same Housner Intensity of the Design Spectrum of the NCh433 Chilean code in each one.

The structure shows an excellent seismic performance for similar intensity levels of seismic records scaled to NCh433 intensity. Seismic stoppers and anchor bolts are the most demanded elements, while earthquake direction lateral bracings and horizontal bracings are demanded in a smaller amount. The demand on lateral bracings perpendicular to earthquake direction and columns is almost negligible. Furthermore, the drift between main platforms levels was always below the allowed maximum of the Chilean code and a high correlation between the “usage ratio” on the design and the demand of nonlinear stress and deformation is observed.

In addition, the study shows important errors in the results for larger levels of intensity. These errors can be attributed to a non rigorous selection of mode shapes to use in the FNA method. A discussion of the correct way to select the mode shapes is explained on this document.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

El diseño sismorresistente tradicional busca estimar por medio de análisis lineales las potenciales solicitaciones sísmicas impuestas sobre la estructura, cuya magnitud se verá afectada por la filosofía de diseño que se adopte para determinar la seguridad del diseño. Para el caso de obras industriales, se espera que los daños sean mínimos, velando de manera muy exigente por satisfacer el estado límite de supervivencia y la continuidad de operación de la industria para un sismo severo.

A pesar de esta situación, siempre se ha considerado el hecho de que las estructuras tendrán comportamientos en rango no lineal con una considerable disipación de energía y, en consecuencia, una importante reducción de los esfuerzos de un análisis lineal puro. Es por esto que las normas sísmicas de todo el mundo han aplicado criterios cuantificables para reducir los esfuerzos de diseño, típicamente la reducción de los esfuerzos elásticos por un factor de reducción R o la limitación a un corte basal máximo, dejando las exigencias especiales para estructuras de mucha relevancia en factores de importancia que amplifican los valores finales de diseño previamente reducidos. Esta metodología ha tenido en general un muy buen comportamiento, pero tiene la principal falencia de que la seguridad del comportamiento real bajo un sismo severo viene dado más por la sobrerresistencia que se le da a las estructuras que por una buena predicción del verdadero comportamiento bajo un sismo severo, con el significativo riesgo de poseer modos de falla o redistribuciones de esfuerzos (locales o globales) que los modelos lineales no sean capaces de predecir adecuadamente.

Debido a la típica irregularidad en la distribución de rigideces y a la errática repartición de masas en las obras industriales, es muy difícil poder generalizar propiedades o recomendaciones de diseño absolutas para las distintas estructuras de una obra de este tipo, por lo que los estudios típicamente se basan en casos muy particulares o muy simplificados de la situación real, existiendo muy poca información disponible sobre una estimación más realista del comportamiento completo de una obra industrial proyectada compleja. Por otra parte, los plazos para poder realizar los diseños de este tipo de estructuras usualmente no permiten ningún tipo de verificación sofisticada, limitando la seguridad sísmica de la estructura a la verificación de cada elemento con los esfuerzos lineales de diseño y los factores de seguridad asociados.

Por esta razón, este trabajo busca estudiar el comportamiento sísmico de una caldera de vapor, una de las estructuras más importantes del proceso de generación de energía termoeléctrica, usando un análisis de historia en el tiempo con registros de aceleración del suelo medidos durante el sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile central, con la finalidad de tener una aproximación más real del verdadero comportamiento de los elementos sismorresistentes y siguiendo una línea de investigación de diversos trabajos realizados (Valdivia, 2003, Cruz y Valdivia, 2005, Vera, 2008, Valenzuela 2008).

1.2 Historia del comportamiento y diseño sísmico de obras industriales en Chile

El desarrollo de la ingeniería sísmica en Chile ha tenido como principal prioridad los edificios, principalmente porque es en estas estructuras donde se produce el mayor riesgo a la vida humana, por lo que la información sobre el desempeño sísmico de obras industriales en Chile es bastante escasa, aunque ha tenido un importante auge en los últimos años.

En base a la documentación organizada después del sismo del 3 de marzo de 1985 (Flores, 2001), se puede datar el comienzo del diseño moderno de obras industriales en 1940, cuando el país comenzó su plan de industrialización bajo la Corporación de Fomento de la Producción a raíz del desastroso terremoto de Chillán y Concepción de enero de 1939. Los proyectos de las primeras centrales de la Empresa Nacional de Electricidad marcan el origen de este desarrollo.

La primera industria pesada construida en una zona de muy alta sismicidad y sobre suelo arenoso fue la Planta de Acero de Huachipato, proyectado en Nueva York en los años 1946 y 1948 y construido en los años posteriores. Los antecedentes disponibles para el diseño sísmico de esta obra eran escasos; en EE.UU. la industria siderúrgica se concentraba principalmente en zonas no sísmicas y Japón no ofrecía acceso al comportamiento de obras similares debido a los problemas internos producto de las secuelas de la Segunda Guerra mundial, por lo que fue necesario usar como base la experiencia del sismo de Chillán de 1939, reflejada en distintas ordenanzas, una mínima

información de la planta Kaiser, en Fontana, CA, EE.UU. y en trabajos pioneros de Bior, Martel, Housner, entre muchos otros¹.

En los años posteriores se proyectan en Chile un conjunto de obras industriales, refinerías de petróleo, plantas de celulosa y papel, refinerías de azúcar, plantas de cemento, fundiciones, refinerías de cobre, plantas termoeléctricas y centrales hidroeléctricas, entre muchas otras, las cuales fueron puestas a prueba en mayo de 1960 frente al gran sismo que afectó el país con una magnitud de Richter-Kanamori de 9.5, el terremoto más fuerte registrado hasta ahora en la historia de la humanidad.

A raíz de este evento, John A. Blume y muchos otros investigadores estudiaron los niveles de daño de distintas obras industriales, concluyendo que el comportamiento fue muy exitoso. Únicamente ocurrieron dos colapsos de instalaciones, ambas proyectadas fuera de Chile y aparentemente con diseños que no consideraron el factor sísmico: el horno vertical de cal de la Refinería de Azúcar IANSA en Llanquihue y la Planta de Pellets de la acerería de Huachipato. Una situación igualmente exitosa se presentó en los sismos posteriores, destacando principalmente el del 3 de Marzo de 1985.

Se destaca del catastro de daños de 22 industrias estudiadas después del terremoto de 1985, el hecho de que hubo sólo un mínimo nivel de daño observado en las estructuras, situaciones que se debieron en un 44% a problemas conceptuales del diseño, un 42% a errores obvios de construcción y sólo un 14% a casos donde se identificaron errores de cálculo. Los estudios realizados en todo el historial de eventos sísmicos dio origen a numerosas especificaciones sísmicas de diseño para industrias, muchas de éstas de carácter privado.

En el año 2003 se redactó en el Instituto Nacional de Normalización la Norma Oficial NCh2369of2003, Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales (INN, 2003), 18 años después del último sismo de gran magnitud en la zona central de Chile y 10 años después de la Norma Oficial NCh433of1993, Diseño Sísmico de Edificios.

¹ Para mayor detalle, se recomienda ver las bibliografías del trabajo realizado por Elías Arze, Estructuras e Instalaciones Industriales, mostrado en el libro de Flores (2001), referenciado en la bibliografía de este estudio.

El excelente comportamiento de las estructuras chilenas para los distintos eventos sísmicos, le valió a Chile un reconocimiento internacional de la filosofía de diseño sismorresistente, tanto en obras industriales como en edificios. Por este motivo, se espera que los resultados de estudio arrojen un buen comportamiento sísmico de la caldera.

1.3 Objetivos

El objetivo general de este estudio es estudiar el comportamiento sísmico de una caldera de potencia frente a registros de aceleración reales, previamente escalados a niveles de intensidad similares a los que impone la norma de diseño, estimando así de forma más realista el verdadero comportamiento de la estructura considerando comportamiento no lineal. Un buen comportamiento sísmico podría conducir a líneas de investigación que traten de conseguir diseños más económicos o simplemente a validar la práctica nacional de diseño sísmico para un ejemplo en particular. Por otra parte, un mal comportamiento puede ser muy útil para reconocer distribuciones de tensiones no deseados o mecanismos de falla inesperados, observando en un caso concreto las posibles inconsistencias entre diseño y comportamiento.

Los objetivos específicos son principalmente:

- Estudiar los parámetros globales de la estructura (corte basal, desplazamiento de techo y drift entre niveles) e identificar los aspectos más relevantes de cada uno de estos (orden de magnitud, modos predominantes, contenido de frecuencias, entre otros).
- Observar la secuencia de incursión en rango no lineal para los distintos elementos considerados, identificando aquellos que tienden a tener una demanda temprana de no linealidad o zonas que tienden a concentrar un importante número de elementos con plastificación.
- Verificar si se cumplen los objetivos fundamentales de la filosofía de diseño sismorresistente, tales como fallas en lugares fáciles de reparar que permitan continuidad de operación, redundancia necesaria para un comportamiento global dúctil, entre otros.
- Determinar si existe una relación entre los factores de utilización de diseño y la demanda de esfuerzos y deformación en rango inelástico para niveles de intensidad similares a los de la norma de diseño.

1.4 Descripción de contenidos del documento

Se detalla a continuación los contenidos abordados en los capítulos de este estudio:

Capítulo 2: Se explica en detalle la metodología usada para el análisis no lineal de la caldera de potencia estudiada. El capítulo muestra las características más relevantes del modelo estructural, así como los distintos tipos de no linealidad considerados. Se especifican también los aspectos básicos de la formulación FNA (Fast Nonlinear Analysis), los supuestos hechos para poder implementarlo y la normalización de los registros de aceleración usados en este estudio.

Capítulo 3: Se muestran los resultados más relevantes obtenidos para el modelo de la caldera, los cuales se dividen en resultados globales y locales.

Para los resultados globales, se muestra el comportamiento general del corte basal y del desplazamiento de techo en el tiempo, los máximos de estos para distintos niveles de intensidad y la relación entre éstos. Se muestran además los drift entre niveles para distintos niveles de intensidad de sismo.

En el caso de los resultados locales, se muestran los valores promedios del total de elementos que entraron en rango no lineal para arriostramientos, columnas, topes sísmicos y pedestales, desglosando la información según nivel de intensidad del sismo y eje resistente. Se muestra además de forma cualitativa el comportamiento individual que tienden a presentar estos elementos y una comparación entre el factor de uso de los arriostramientos con la demanda de esfuerzo y deformación de éstos.

Se incluye al final una discusión sobre los errores que conduce el uso de un análisis FNA de forma no rigurosa.

Capítulo 4: Se muestran las principales conclusiones de este estudio

Anexos: En los anexos impresos se muestra la modelación de las componentes mecánicas de la caldera, un detalle de las ecuaciones del movimiento de sistemas con deformaciones pequeñas, las figuras de las distintas normalizaciones hechas para cada registro de aceleración y la matriz de rigidez general usada en este estudio para el caso lineal.

Se adjunta además un anexo digital con toda la información que, a pesar de ser relevante para la documentación, resulta inmanejable en un documento impreso. El anexo digital incluye los resultados máximos (globales y locales) máximos y para los distintos intervalos de tiempo de cada registro y para cada valor de dirección, sentido e intensidad mostrados en los resultados. Se incluyen además planillas con las propiedades mecánicas de los distintos elementos con no linealidad usados en este estudio, una carpeta con los ejes resistentes de la caldera y el listado completo de los factores de participación modales. El anexo no incluye los valores en el tiempo de los esfuerzos y deformaciones de los elementos no lineales, debido al gran tamaño de estos.

2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

2.1 Descripción del modelo estructural

La modelación de la caldera se hizo con un modelo integrado, que representa tanto la estructura de soporte como masas puntuales o elementos finitos que representan las componentes mecánicas del sistema.

El modelo tiene una altura total de 59.1 m y un peso total de 10,290 tonf, de los cuales 2,264 tonf corresponden a la estructura de soporte y 8,026 tonf a la caldera propiamente tal y los equipos (ver Figura 2.1 y Figura 2.2). Sus partes internas constan de varios equipos mecánicos que cuelgan del techo y traspasan las cargas sísmicas horizontales a la estructura mediante topes sísmicos (stoppers) y buckstays (ver Figura 2.4 y Figura 2.5)

El sistema resistente de cargas laterales consta de marcos arriostrados concéntricamente los cuales se distribuyen tanto en la dirección longitudinal como transversal, siendo responsables de prácticamente toda la rigidez lateral. El sistema cuenta también con niveles arriostrados en planta para formar diafragmas que distribuyan mejor la carga en cada nivel. En el modelo se usaron elementos birotulados para representar los arriostramientos y la gran mayoría de las vigas, de manera tal de representar las conexiones de corte usadas en la realidad.

La fundación es de hormigón armado de 2 m de espesor, con una planta de 56 m x 45 m aproximadamente y un peso total de 10,200 tonf (prácticamente idéntico al peso de la estructura). Ésta cuenta con 54 pedestales de 2.25 m de altura en los cuales se apoyan las columnas. Por razones de simplicidad y para hacer la analogía con los resultados obtenidos por Vera en la caldera sometida a pushover, tanto la fundación como el coeficiente de balasto del suelo se suponen infinitamente rígidos en la modelación (Vera, 2008), dejando solo flexibilidad en los pedestales de hormigón.

La estructura cuenta además con 5 silos de almacenamiento de carbón con un peso máximo de 523 tonf cada uno cuando están llenos (90% de la capacidad máxima). Éstos se modelaron como masas concentradas, considerando como caso más desfavorable para el comportamiento de la estructura el caso con todos los silos llenos (ver Figura 2.3).

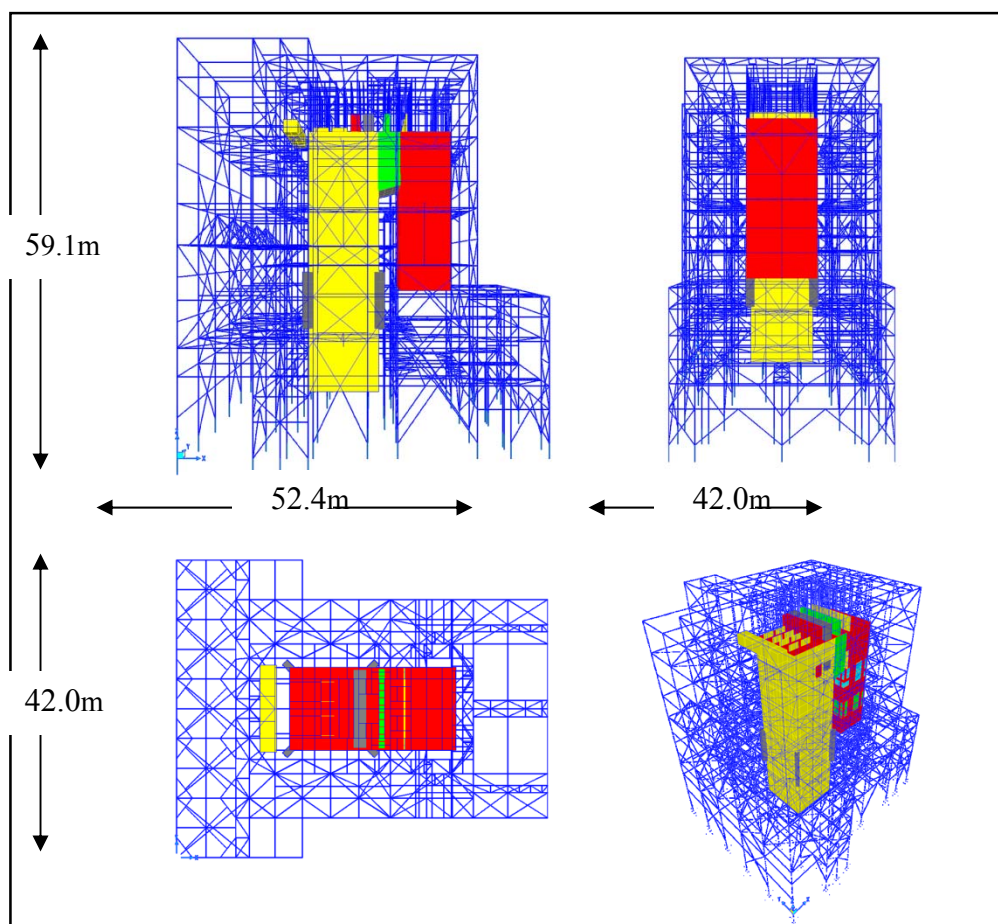


Figura 2.1 – Vista general de modelo de caldera.

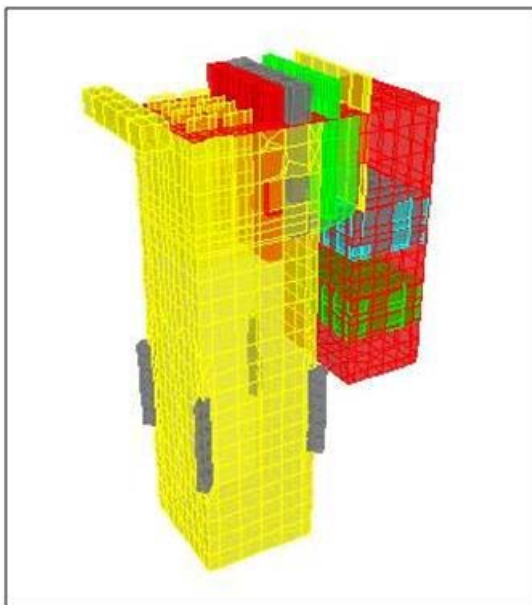


Figura 2.2 – Vista general de modelo de interiores.

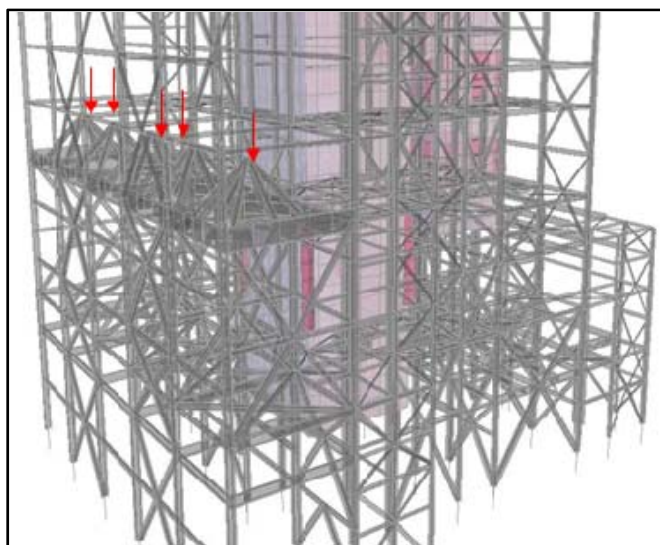


Figura 2.3 – Detalle de ubicación de silos de carbón.

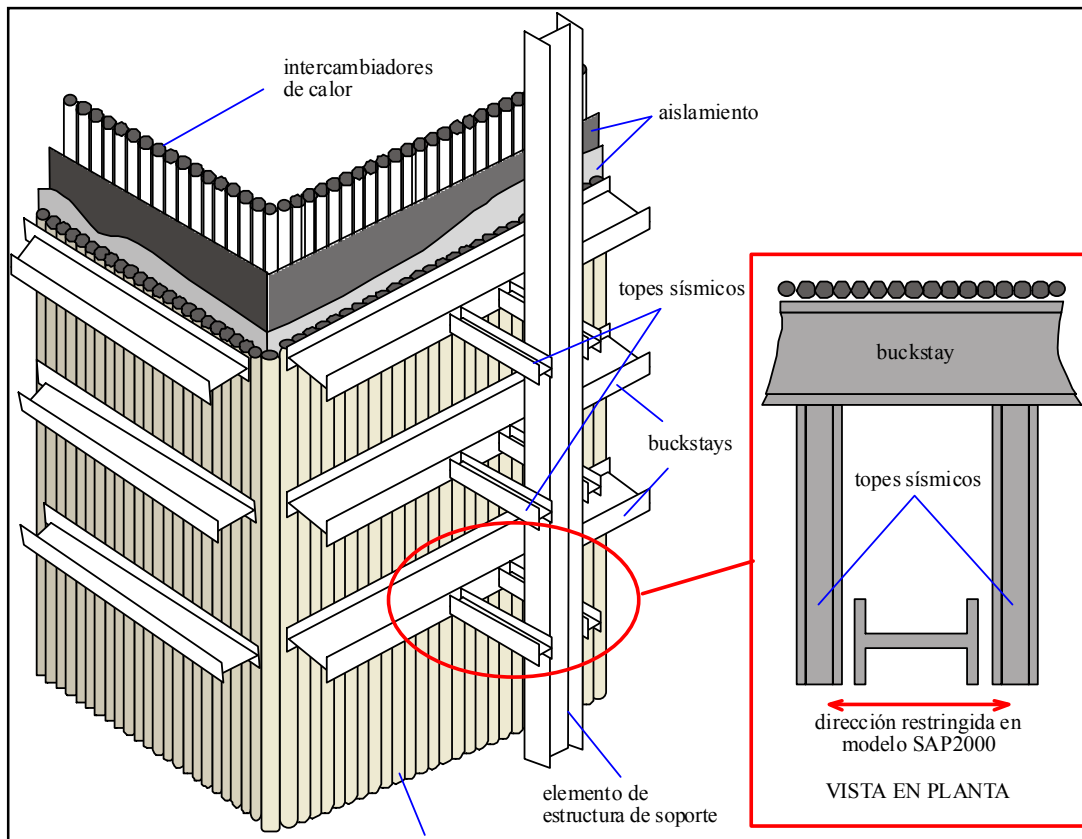


Figura 2.4 – Esquema tipo de topes sísmicos y buckstays.

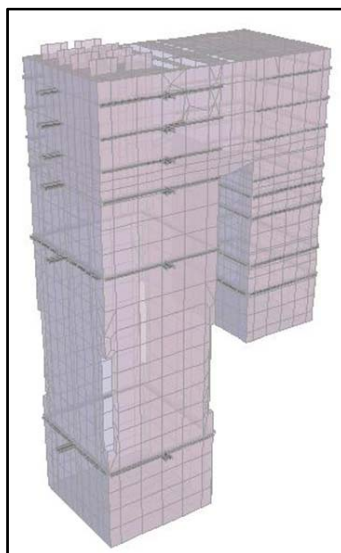


Figura 2.5 – Vista general de topes sísmicos y buckstays.

Se designará a la dirección X como la dirección longitudinal de la estructura y la dirección Y como la dirección transversal. En la primera, el sistema cuenta con 10 planos resistentes de los cuales la mitad se encuentra con un sistema de arriostramientos. En la otra dirección, el sistema posee 13 planos resistentes, de los cuales 11 se encuentran arriostrados (ver ejemplos en Figura 2.6 y Figura 2.7). En planta, el sistema cuenta con 8 niveles de plataformas, todos arriostrados, pero sin capacidad para formar un diafragma de piso debido a los espacios libres necesarios para la caldera (ver ejemplo en Figura 2.8). Se puede apreciar la totalidad de los planos resistentes en el Anexo Digital.

En la Figura 2.9 se muestra además un esquema con la ubicación de los pedestales considerados en el modelo.

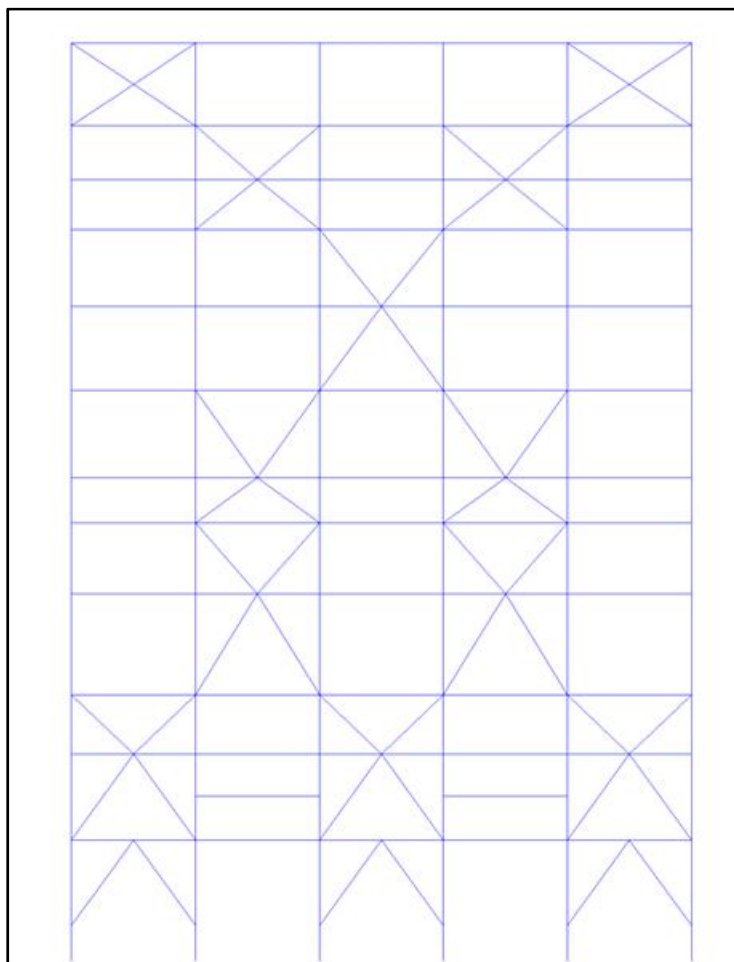


Figura 2.6 – Vista elevación X=10250mm.

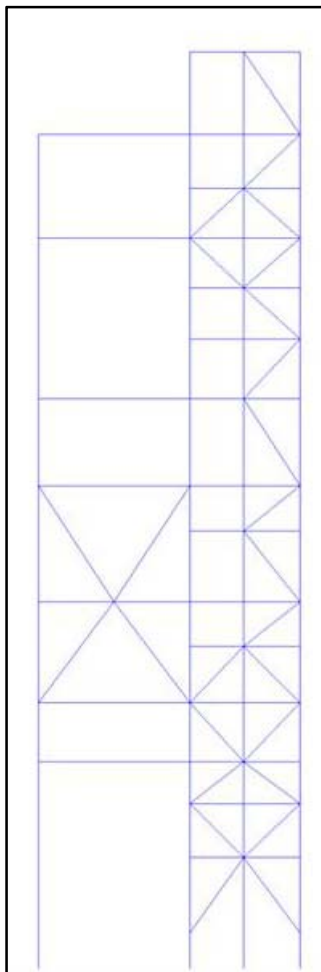


Figura 2.7 – Vista elevación Y=0mm.

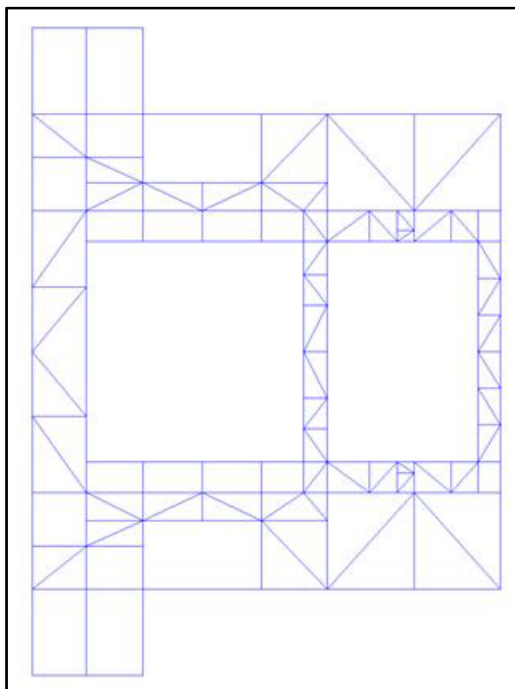


Figura 2.8 – Vista planta Z=25950mm.

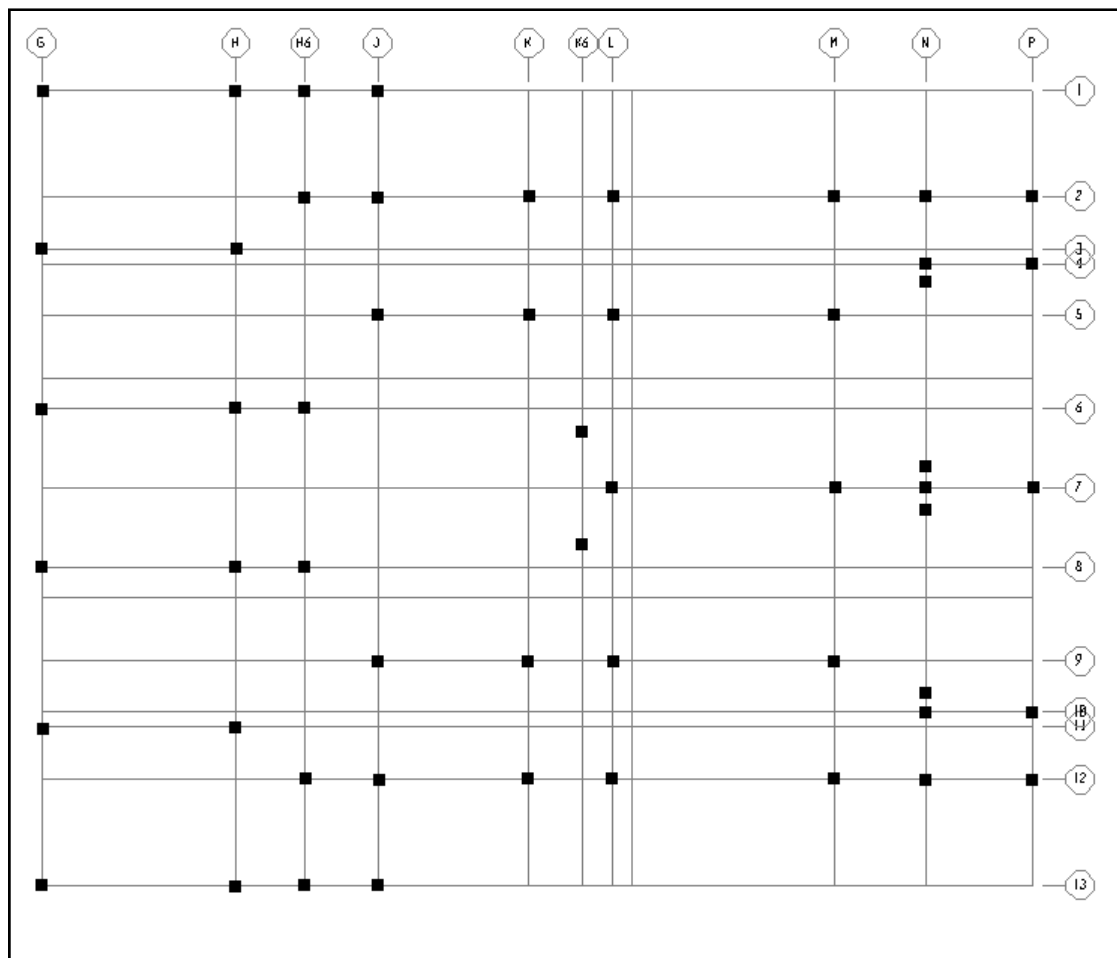


Figura 2.9 – Esquema de ubicación de pedestales.

El modelo computacional fue hecho en SAP2000 (CSI, 2007). Los elementos de la estructura fueron modelados con elementos finitos uniaxiales (*frames*), mientras que los equipos interiores mostrados en la Figura 2.2 fueron modelados como elementos finitos 2D (*shells*) y 3D (*solids*) con propiedades equivalentes para representar correctamente las distribuciones de masa y rigidez de los equipos. El modelo de SAP2000 usado no considera ningún tipo de rigidez geométrica en la evaluación de las rigideces de los elementos

El detalle de la modelación de las componentes mecánicas puede verse en el anexo A.

En la Figura 2.10 se puede observar una comparación gráfica entre la estructura real (en construcción) y el modelo computacional de SAP2000.

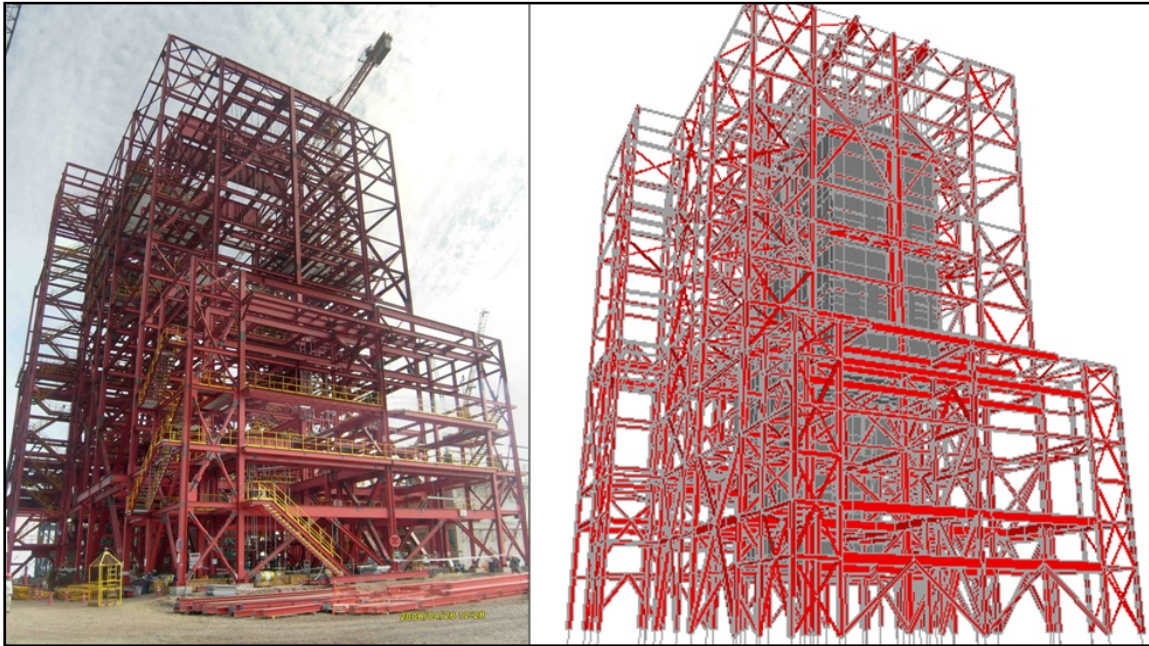


Figura 2.10 – Comparación estructura real con modelo computacional.

2.2 Metodología de análisis implementada

En este estudio se implementó el esquema de análisis modal no lineal propuesto por Wilson (2002) conocido como análisis rápido no lineal o análisis modal no lineal o simplemente FNA (Fast Nonlinear Analysis), que aprovecha la idea de hacer una reducción de los grados de libertad usando vectores de Ritz dependientes de las distribuciones de carga. Con esta metodología es posible realizar en tiempos razonables el análisis no lineal de modelos muy complejos como la caldera en estudio.

2.2.1 Formulación del método FNA

La ecuación del movimiento de un sistema estructural con pequeñas deformaciones puede expresarse como:

$$M\ddot{\mathbf{x}} + C\dot{\mathbf{x}} + K\mathbf{x} = \mathbf{F}_{NL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}, t) - M\mathbf{r}\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

Donde $\mathbf{x}$ son los grados de libertad del sistema, $\mathbf{M}$ la matriz de masa del sistema, $\mathbf{C}$ la matriz de amortiguamiento, $\mathbf{K}$ la matriz de rigidez, $\mathbf{F}_{NL}$ las fuerzas no lineales sobre cada grado de libertad, $\ddot{u}_g$ el registro de aceleración del suelo y $\mathbf{r}$ el vector de incidencia del sismo (para más detalle, ver Anexo B).

Considerando el problema de vibración libre no amortiguado asociado a este problema, se obtienen las formas modales del caso lineal (ϕ) y se reescribe la ecuación del movimiento del sistema no lineal como:

$$\phi^T \mathbf{M} \phi \ddot{\mathbf{q}} - \phi^T \mathbf{C} \phi \dot{\mathbf{q}} - \phi^T \mathbf{K} \phi \mathbf{q} = \phi^T \mathbf{F}_{NL}(\phi \dot{\mathbf{q}}, \phi \mathbf{q}, t) - \phi^T \mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

Considerando no linealidades independientes de la velocidad de los grados de libertad y considerando la rigidez tangente para un tiempo determinado, las fuerzas no lineales pueden expresarse como una perturbación de la matriz de rigidez, reescribiendo la ecuación anterior como:

$$\phi^T \mathbf{M} \phi \ddot{\mathbf{q}} + \phi^T \mathbf{C} \phi \dot{\mathbf{q}} + (\phi^T \mathbf{K} \phi \mathbf{q} - \phi^T \Delta \mathbf{K} \phi \mathbf{q}) = -\phi^T \mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{u}_g(t) \quad (2.3)$$

Considerando formas modales basadas en el problema lineal, se definirá como ϕ_s los modos escogidos para representar la respuesta y ϕ_u los modos descartados, de forma tal que:

$$\phi = [\phi_s \ \phi_u] \quad (2.4)$$

La ecuación D.2 se puede reescribir como:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \phi_s^T \mathbf{M} \phi_s & \phi_s^T \mathbf{M} \phi_u \\ \phi_u^T \mathbf{M} \phi_s & \phi_u^T \mathbf{M} \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{q}}_s \\ \ddot{\mathbf{q}}_u \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \phi_s^T \mathbf{C} \phi_s & \phi_s^T \mathbf{C} \phi_u \\ \phi_u^T \mathbf{C} \phi_s & \phi_u^T \mathbf{C} \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{q}}_s \\ \dot{\mathbf{q}}_u \end{bmatrix} \\ & + \left(\begin{bmatrix} \phi_s^T \mathbf{K} \phi_s & \phi_s^T \mathbf{K} \phi_u \\ \phi_u^T \mathbf{K} \phi_s & \phi_u^T \mathbf{K} \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{q}_s \\ \mathbf{q}_u \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \phi_s^T \Delta \mathbf{K} \phi_s & \phi_s^T \Delta \mathbf{K} \phi_u \\ \phi_u^T \Delta \mathbf{K} \phi_s & \phi_u^T \Delta \mathbf{K} \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{q}_s \\ \mathbf{q}_u \end{bmatrix} \right) \\ & = - \begin{bmatrix} \phi_s^T \\ \phi_u^T \end{bmatrix} \mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad (2.5)$$

Por la ortogonalidad de los modos (y suponiendo matriz de amortiguamiento clásica):

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} \phi_s^T M \phi_s & 0 \\ 0 & \phi_u^T M \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_s \\ \ddot{q}_u \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \phi_s^T C \phi_s & 0 \\ 0 & \phi_u^T C \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_s \\ \dot{q}_u \end{bmatrix} \\
& + \left(\begin{bmatrix} \phi_s^T K \phi_s & 0 \\ 0 & \phi_u^T K \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_s \\ q_u \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \phi_s^T \Delta K \phi_s & \phi_s^T \Delta K \phi_u \\ \phi_u^T \Delta K \phi_s & \phi_u^T \Delta K \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_s \\ q_u \end{bmatrix} \right) \\
& = - \begin{bmatrix} \phi_s^T \\ \phi_u^T \end{bmatrix} M r \ddot{u}_g(t) \tag{2.6}
\end{aligned}$$

Se observa en esta ecuación que el acoplamiento entre los modos seleccionados y los modos descartados para aproximar la respuesta no lineal viene dado únicamente por los términos $\phi_s^T \Delta K \phi_u$ de la perturbación de la matriz de rigidez. Se deduce de esta condición que una buena elección de formas modales ϕ_s debe ser de tal forma que se satisfaga $\phi_u^T \Delta K \phi_u = 0$ y $\phi_s^T \Delta K \phi_u = 0$, lo que implica que la respuesta de los modos descartados no se ve afectada por el comportamiento no lineal de los elementos y que ocupando la primera ecuación de las mostradas en 2.6, es suficiente para representar adecuadamente la respuesta.

Además de lo anterior, es importante tener en cuenta los mismos criterios usados para el caso lineal para estimar una selección de formas modales donde los modos despreciados no influirán de manera significativa en la respuesta. Típicamente, se considera que las formas modales son adecuadas si poseen un porcentaje de participación de masas modal acumulado cercano al 100%.

Si consideramos un caso simple, donde se tienen n elementos con posibilidad de tener no linealidad axial y/o flexural en un problema plano, la perturbación de la rigidez se puede reescribir como:

$$\Delta K(t) = \sum_{i=1}^n \left(\mathbf{L}_{Ai}^T k_{Ai} \mathbf{L}_{Ai} \right) \alpha_{Ai}(t) + \left(\mathbf{L}_{Fi}^T \mathbf{k}_{Fi} \mathbf{L}_{Fi} \right) \alpha_{Fi}(t) \tag{2.7}$$

$$\text{Con } k_{Ai} = \frac{E_i A_i}{l_i}, \quad \mathbf{k}_{Fi} = \frac{E_i I_i}{l_i} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix}$$

En que $\mathbf{L}$ corresponde a la matriz de transformación cinemática para la colocación de la matriz de rigidez $\mathbf{k}$ del elemento y α corresponde al nivel de degradación de la rigidez respectiva ($\alpha=0$ es el caso lineal, sin degradación de rigidez y $\alpha=1$ es la degradación completa de la rigidez del elemento).

Notar que la rigidez asociada al problema axial es un término escalar y que la matriz de rigidez del elemento flexural se puede descomponer como:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{k}_{Fi} &= \frac{E_i I_i}{l_i} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix} = \frac{E_i I_i}{l_i} \begin{bmatrix} 2 & 0 \\ 1 & \sqrt{3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 0 & \sqrt{3} \end{bmatrix} \\
 &= \frac{E_i I_i}{l_i} \left(\begin{bmatrix} 2 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2 & 1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \sqrt{3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 & \sqrt{3} \end{bmatrix} \right) \\
 &= \left(\begin{bmatrix} 2 \\ 1 \end{bmatrix} \frac{E_i I_i}{l_i} \begin{bmatrix} 2 & 1 \end{bmatrix} \right) + \left(\begin{bmatrix} 0 \\ \sqrt{3} \end{bmatrix} \frac{E_i I_i}{l_i} \begin{bmatrix} 0 & \sqrt{3} \end{bmatrix} \right) \\
 &= \mathbf{B}_1^T \frac{E_i I_i}{l_i} \mathbf{B}_1 + \mathbf{B}_2^T \frac{E_i I_i}{l_i} \mathbf{B}_2
 \end{aligned} \tag{2.8}^2$$

La ecuación 2.7 se puede reescribir como:

$$\begin{aligned}
 \Delta \mathbf{K}(t) &= \sum_{i=1}^n \left(\mathbf{L}_{Ai}^T \frac{E_i A_i}{L_i} \mathbf{L}_{Ai} \right) \alpha_{Ai}(t) + \left(\mathbf{L}_{Fi}^T \left(\mathbf{B}_1^T \frac{E_i I_i}{L_i} \mathbf{B}_1 + \mathbf{B}_2^T \frac{E_i I_i}{L_i} \mathbf{B}_2 \right) \mathbf{L}_{Fi} \right) \alpha_{Fi}(t) \\
 &= \sum_{i=1}^n \left(\mathbf{L}_{Ai}^T \mathbf{L}_{Ai} \right) \frac{E_i A_i}{L_i} \alpha_{Ai}(t) + \left(\mathbf{L}_{Fi}^T \mathbf{B}_1^T \mathbf{B}_1 \mathbf{L}_{Fi} + \mathbf{L}_{Fi}^T \mathbf{B}_2^T \mathbf{B}_2 \mathbf{L}_{Fi} \right) \frac{E_i I_i}{L_i} \alpha_{Fi}(t) \\
 &\rightarrow \Delta \mathbf{K}(t) = \sum_{i=1}^n \sum_{p=1}^3 \left(\mathbf{r}_{pi}^T \mathbf{r}_{pi} \right) k_{ip} \alpha_{pi}(t)
 \end{aligned} \tag{2.9}$$

Con p representando las tres partes de la ecuación y $\mathbf{r}_{pi}$ correspondiente a la matriz de transformación cinemática del caso p para colocar en la matriz de rigidez global la contribución del elemento i . Notar que para la rigidez axial $\mathbf{r}_{pi} = \mathbf{L}_{Ai}$ y para la flexión $\mathbf{r}_{pi} = \mathbf{B}_p \mathbf{L}_{Fi}$. La ventaja de expresar la ecuación de esta forma es que en todos los casos $\mathbf{Y}_{pi}$ es un vector y que la condición $\phi_u^T \Delta \mathbf{K} \phi_u = 0$ se puede expresar como:

$$\phi_u^T \Delta \mathbf{K} \phi_u = \phi_u^T \left(\sum_{i=1}^n \sum_{p=1}^3 \left(\mathbf{r}_{pi}^T \mathbf{r}_{pi} \right) k_{ip} \alpha_{pi}(t) \right) \phi_u$$

² Se puede usar otra descomposición de la matriz de rigidez de la forma $= \mathbf{B}_1^T \frac{E_i I_i}{l_i} \mathbf{B}_1 + \mathbf{B}_2^T \frac{E_i I_i}{l_i} \mathbf{B}_2$, manteniendo la validez del método.

$$\rightarrow \left(\sum_{i=1}^n \sum_{p=1}^3 \phi_u^T (r_{pi}^T r_{pi}) \phi_u k_{ip} \alpha_{pi}(t) \right) = 0 \quad (2.10)$$

Por lo tanto, para asegurar que se cumpla esta expresión para una perturbación arbitraria en los elementos que poseen no linealidad concentrada, es necesario que esta ecuación sea válida para cualquier valor de α_{pi} , por lo tanto:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n \sum_{p=1}^3 \phi_u^T (r_{pi}^T r_{pi}) \phi_u k_{ip} \alpha_{pi}(t) = 0 &\rightarrow \phi_u^T (r_{pi}^T r_{pi}) \phi_u k_{ip} = 0 \\ (r_{pi} \phi_u)^T (r_{pi} \phi_u) = 0 &\rightarrow r_{pi} \phi_u = 0 \end{aligned} \quad (2.11)$$

Notar que si $r_{pi} \phi_u = 0$, también se satisface la expresión $\phi_s^T \Delta K \phi_u = 0$.

Aunque esta condición viene dada en término de los modos no considerados en el análisis, de esta expresión se sustenta la metodología usual para determinar los modos más adecuados usando vectores de Ritz dependientes de las distribuciones de carga. Para esto, se aprovecha el hecho de que, aunque se desconocen los modos ϕ_u , sí se sabe que estos son ortogonales por medio de la matriz de masa y rigidez inicial a los vectores que se desea usar ϕ_s . Si llamamos ψ a las formas iniciales usadas para un análisis con vectores de Ritz, se puede hacer el siguiente desarrollo algebraico para obtener una expresión que permita obtener los modos buscados:

$$\left. \begin{aligned} r_{pi} \phi_u &= 0 \\ \psi_s^T K \phi_u &= 0 \end{aligned} \right\} \rightarrow r_{pi}^T = K \psi_s \rightarrow \psi_s = K^{-1} r_{pi}^T \quad (2.12)$$

Notar que también se puede utilizar la matriz de masa en vez de la matriz de rigidez para generar las formas ψ buscadas.

Este procedimiento se debe hacer para cada elemento y para cada tipo de rigidez que pueda degradarse. Se observa que se debe obtener al menos una forma inicial para un esquema tipo Ritz por cada elemento que pueda sufrir no linealidad axial y al menos 2 formas por cada elemento que pueda presentar no linealidad flexural en un plano 2D. Si se considera el caso tridimensional, se deberán considerar dos formas adicionales por la contribución de la flexión en la otra dirección y otra forma adicional si se considera torsión.

Hay que destacar que no todas las formas generadas de esta manera conducirán efectivamente a modos de la estructura. El proceso de obtención de formas modales bajo

un esquema de vectores de Ritz dependiente de distribuciones de carga va obteniendo las formas iniciales secuencialmente, forzando que cada nueva forma lograda en cada paso sea ortogonal a las formas ya obtenidas bajo un proceso de ortogonalización de Gram-Schmidt, por lo que si en un paso una forma modal nueva es linealmente dependiente de formas previamente obtenidas, la nueva forma se debe descartar.

2.2.2 Implementación del método FNA

El modelo de la caldera se hizo en SAP2000, plataforma computacional que pese a permitir la obtención de los modos mediante un algoritmo de Ritz dependiente de distribuciones de carga en base al método descrito en el punto 2.2.1, se decidió no aplicar de manera rigurosa la metodología planteada en el punto anterior considerando que:

1. Los recursos computacionales disponibles limitan a un número máximo cercano a las 1,500 formas modales a usar en un análisis tiempo historia para registros de aceleración de un minuto de duración. Si se considera que en este estudio se implementó no linealidad tridimensional en 733 elementos (topes sísmicos y columnas) y no linealidad axial en 829 elementos (entre arriostramientos y pedestales) se requerirán cerca de 4500 modos para poder tener un conjunto ideal de vectores de Ritz³, sin considerar que además se necesitan cerca de 300 modos más para poder estimar correctamente los modos con mayor participación modal, por lo que es imposible aplicar rigurosamente el método.
2. Las formas modales de Ritz que provienen principalmente de patrones de carga de esfuerzos en los elementos que concentran no linealidad tienden a tener un período bastante pequeño en comparación a los modos principales del sistema. Por este motivo, la integración numérica de modos con período muy pequeño obliga a usar un paso de integración también pequeño. Si se usa un paso al menos 20 veces menor al período más bajo y el esquema de vectores de Ritz dependiente de distribuciones de carga propuesto, se debería usar un paso de

³ Bajo el esquema de obtención de vectores de Ritz señalado, se requieren 5 modos por cada columna y tope sísmico no lineal, 1 modo por cada arriostramiento y 1 modo por cada pedestal. En total, se requieren $5 \cdot 733 + 1 \cdot 829 = 4494$ modos.

integración cercano a $1\text{E}-7$ segundos. Si se considera que el paso usado en este estudio fue de $2.5\text{E}-3$ para registros de 60 segundos, el uso riguroso del esquema con vectores de Ritz implicaría usar cerca de 25000 pasos más por cada caso de análisis. Si se considera que cada caso de análisis en rango no lineal demora entre 4 y 8 horas con el paso de $2.5\text{E}-3$ segundos, se necesitarían más de 11 años para completar un solo análisis con el mismo algoritmo.

3. El algoritmo que usa SAP2000 para la obtención de formas modales usando vectores de Ritz dependientes de distribuciones de carga considera el hecho de que un patrón de carga nuevo puede generar deformadas que son, o están muy cerca de ser, linealmente dependientes a las formas ya generadas y no aportar con vectores que sirvan de base al subespacio que se espera formar, como ocurriría, por ejemplo, en el caso de dos elementos con no linealidad concentrada que tuvieran la misma incidencia. Por este motivo, SAP2000 al buscar formas de partida bajo una descomposición ortonormal de Gram-Schmidt, considera niveles de tolerancia para determinar si una nueva forma inicial tiene componentes ortogonales de las formas previamente obtenidas. El problema ocurre cuando por redondeos numéricos resultan deformadas linealmente independientes que no deberían serlo, fallando así los criterios de tolerancia. Cuando ocurre esta situación, de un total de N formas iniciales obtenidas para un esquema modal de vectores de Ritz, algunas de éstas no contribuyen al subespacio de $N \times N$ que se espera obtener y dado que el algoritmo de SAP2000 obtiene tantos vectores de Ritz como formas iniciales se hayan obtenido, se generarán formas de Ritz de período de 0 segundos (modos sin masa asociada), situación que conduce a errores mayores cuando SAP2000 normaliza los modos de forma tal que la matriz de masa modal sea la identidad ($\phi^T M \phi = I$). Es así como al tratar de normalizar algo que es casi cero, se generan valores de frecuencia y participación modal sin sentido, que cuestionan además la validez de modos más rígidos obtenidos en este análisis.

Dado que este tipo de análisis no lineal de historia de respuesta en el tiempo parece ser el único que puede realizarse de manera eficiente, se optó finalmente por usar los 700 primeros modos de un análisis de valores propios típico. El alto número de modos usados hace suponer que este modelo representa de manera adecuada al menos los casos con baja no linealidad, teniendo siempre presente que es un modelo mucho más rígido que

el real para casos altamente no lineales. Cabe destacar el hecho de que la participación modal en la dirección vertical Z alcanzó sólo el 72% de la masa sísmica, a diferencia de las direcciones horizontales donde se alcanzó el 98% en X y el 97% en Y. Las propiedades de período y masa equivalente por modos principales se muestran en la Tabla 2.1.

Se puede observar de la Tabla 2.1 que, tal como se espera en una estructura muy irregular como lo es una caldera, no existe un modo predominante que defina de forma independiente los valores máximos más relevantes de la estructura para un análisis lineal. Los modos que concentran la mayor proporción de masa sísmica tienen un período mayor a 1 segundo, por lo que el comportamiento global de la estructura se puede asociar más al de estructuras flexibles que a estructuras rígidas.

Tabla 2.1 – Períodos y masas equivalentes por modo más relevantes.

Modos	Período	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	Rx (%)	Ry (%)	Rz (%)
1	20.0352	-	3.1	-	4.6	-	0.5
17	1.9254	7.6	-	-	-	9.6	3.2
27	1.2736	28.0	-	0.3	-	19.6	10.3
28	1.2359	10.7	0.1	0.6	-	8.9	3.1
37	1.1874	0.6	4.1	-	3.5	0.5	3.0
41	1.1569	13.5	-	1.6	0.2	11.1	5.6
42	1.1550	3.3	-	0.4	0.1	2.9	1.2
47	1.0451	-	28.4	-	23.0	-	14.7
50	1.0072	-	34.3	-	27.6	-	11.4
60	0.8935	-	3.9	-	3.4	0.1	4.3
90	0.6708	2.7	-	0.1	0.0	0.8	0.6
97	0.6340	9.2	-	1.1	0.3	1.3	3.4
109	0.5779	0.7	0.7	10.4	2.2	4.7	1.1
283	0.3528	-	3.0	-	0.2	-	5.7
416	0.2552	-	-	31.6	8.5	0.6	-
700	0.1460	-	-	-	-	-	-
TOTAL		98.0	97.3	72.0	89.6	82.9	96.7

Se muestran a continuación las figuras de las formas modales principales del comportamiento de la caldera (Figura 2.12 y Figura 2.13). Se muestra además el primer modo, el cual destaca por su baja frecuencia, quedando bastante aislado del resto de la estructura (Figura 2.11) y que corresponde a la vibración longitudinal (balanceo) del estanque/domo de vapor.

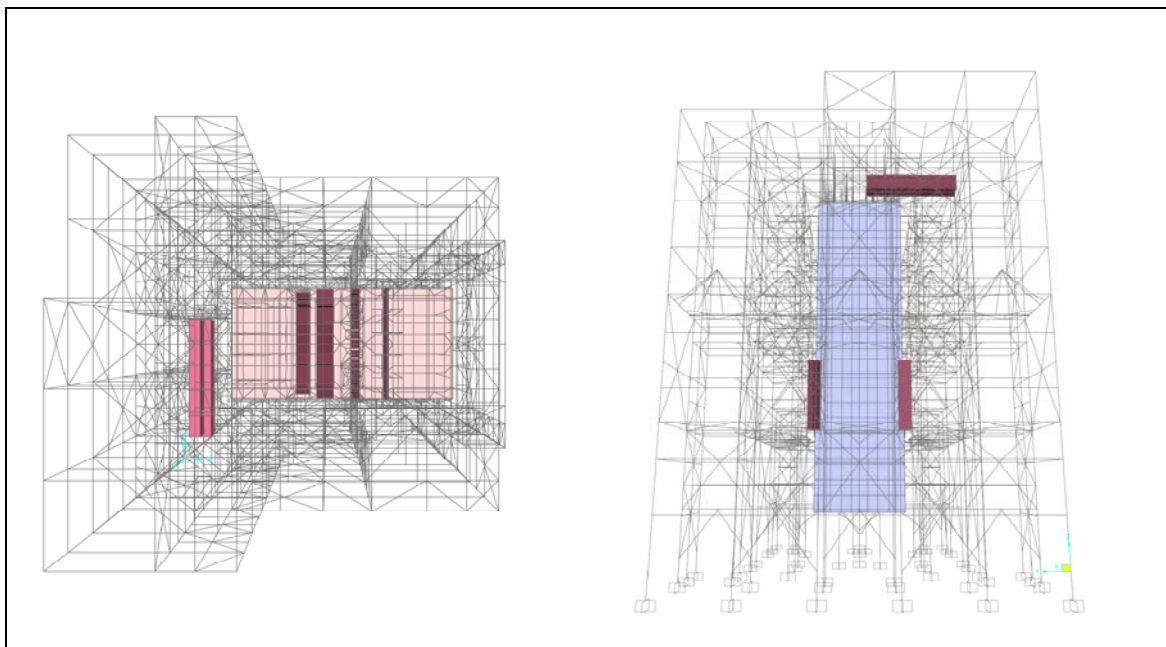


Figura 2.11 – Modo 1 de caldera ($T=20.03\text{seg}$), movimiento transversal del domo.

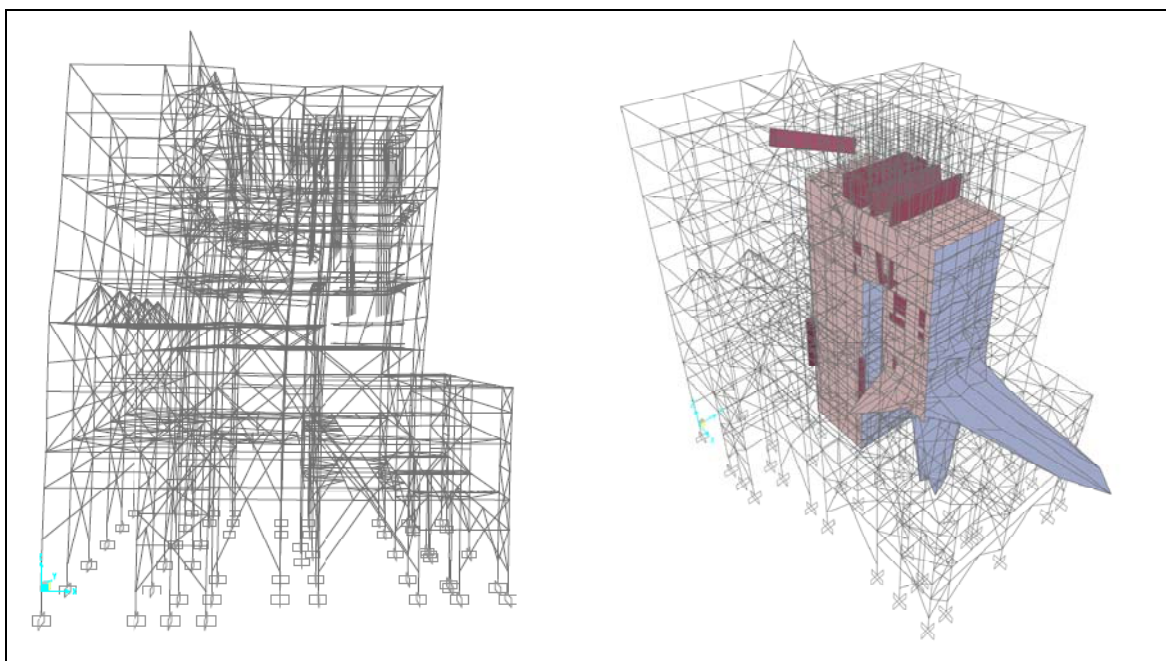


Figura 2.12 – Modo 27 de caldera ($T=1.274\text{seg}$), modo principal traslación longitudinal.

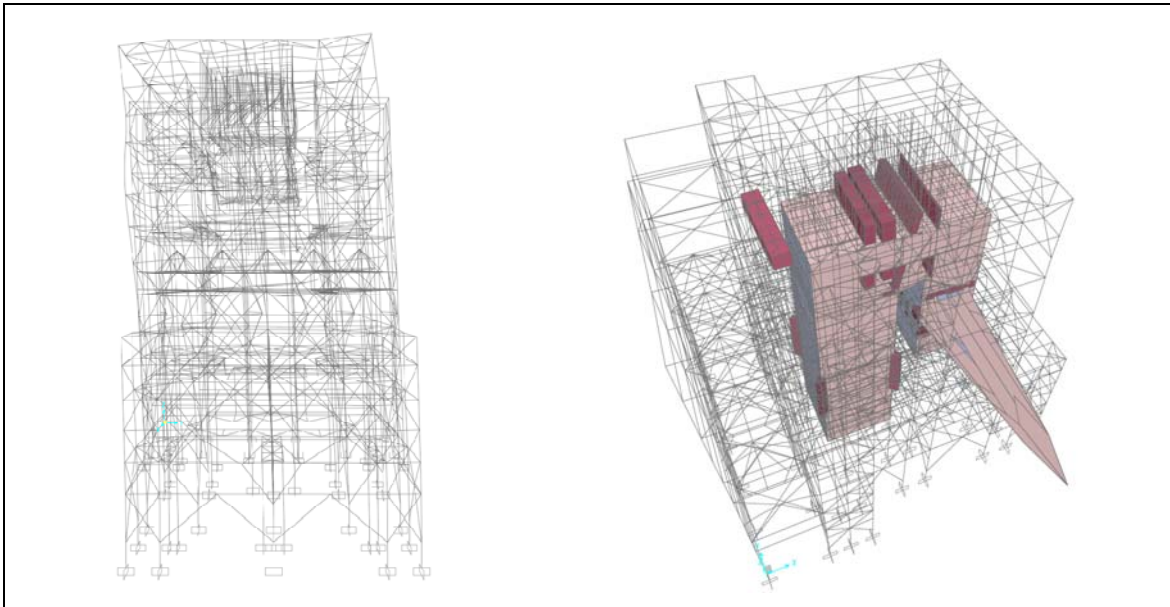


Figura 2.13 – Modo 47 de caldera ($T=1.045\text{seg}$), modo principal traslación transversal.

Para integrar las ecuaciones dinámicas se usó un algoritmo de Runge-Kutta de orden 4 con un paso de integración de 0.0025 segundos (58 veces menor al período más bajo) y se consideró un amortiguamiento clásico basado en el caso lineal con una razón de amortiguamiento de un 2% por modo (Chopra, 2000).

La integración de las ecuaciones se hizo usando un programa desarrollado en Matlab (The Mathworks, 2007) que usa las formas modales obtenidas del modelo de SAP2000 y la geometría de éste para implementar el método expuesto.

Algunas características relevantes del programa y análisis implementado son:

- Considera como carga inicial en los elementos las mismas fuerzas que originan el peso sísmico del modelo, situación especialmente importante en pedestales y columnas, los cuales poseen importantes compresiones debidas a cargas gravitacionales al comienzo del sismo.
- No considera ningún tipo de efecto geométrico en la integración de las ecuaciones dinámicas, ya sea efectos $P-\Delta$ o rigidez geométrica de los elementos.
- No considera los efectos de variaciones de temperatura en la caldera.

- Supone que las conexiones de los elementos son capaces de mantenerse en rango lineal para los valores máximos de esfuerzos de éstos.
- Por cada registro aplicado con un nivel de intensidad, dirección y sentido dado, son guardadas las participaciones modales y las fuerzas y deformaciones de todos los elementos no lineales para cada paso de tiempo del registro de aceleración y no para el paso de 0.0025 segundos usado para integrar. Esto con la finalidad de reducir el espacio de disco duro usado por los archivos de respuesta del programa. Por la misma razón, se decidió no guardar las deformaciones de columnas y topes sísmicos, obteniendo archivos de resultados de un tamaño aproximado de 570MB cada uno. El set completo de resultados obtenidos en este estudio pesa poco más de 73GB.

2.3 Descripción general de casos de no linealidad implementados

Dentro de la amplia variedad de comportamientos no lineales que pueden incurrir los distintos elementos estructurales (y no estructurales) del modelo considerado, sólo una pequeña parte de éstos afecta de manera significativa el comportamiento global de la estructura, principalmente en lo que respecta a la disipación de energía y la redistribución de esfuerzos entre elementos producto de los cambios en la rigidez y resistencia de los elementos.

En primer lugar, para efectos de este trabajo, se consideró sólo no linealidad en los elementos de la estructura de soporte, despreciando cualquier comportamiento inelástico de los interiores. Este supuesto se basa principalmente en los altos factores de seguridad que tienen los equipos mecánicos y eléctricos para solicitaciones externas que impliquen daño de los componentes. Por otra parte, no hay ningún equipo que sea modelado con sus características físicas reales; o son masas concentradas o son elementos con rigideces y masas equivalentes, por lo que requeriría una modelación mucho más compleja que se estima no producirá cambios significativos en las respuestas obtenidas.

En segundo lugar, basándose en las combinaciones de carga que controlaron el diseño de los elementos de la estructura, éstos se pueden dividir básicamente en dos grupos: elementos con responsabilidad sísmica y elementos con poca o nula responsabilidad sísmica. El primer grupo incluye todos los elementos que durante un terremoto son parte importante del sistema sismorresistente de la estructura, incluyendo

principalmente al sistema de arriostramiento (tanto vertical como en planta), columnas, pedestales y topes sísmicos. El segundo grupo incluye a los elementos que están diseñados principalmente para recibir solicitaciones estáticas y que, debido a la forma cómo fueron estructurados, las variaciones de sus esfuerzos durante un evento sísmico son despreciables al ser comparadas con las solicitaciones estáticas que reciben. Este grupo incluye vigas de apoyo de equipos, pasarelas, colgadores, algunas columnas, entre otros. La mayoría de las vigas de la estructura están dentro de esta categoría, principalmente por el hecho de que poseen conexiones de corte que les impiden resistir momentos producidos por la deformación de columnas de un eje resistente, por lo que no forman parte de un pórtico especial sísmico. Para el modelo estudiado, se considerará no linealidad concentrada sólo en elementos con responsabilidad sísmica estimada a partir de la importancia relativa de los esfuerzos de diseño estáticos y sísmicos.

A continuación se detallan las características principales del comportamiento y modelación de los elementos con posibilidad de entrar en rango no lineal de este estudio. Los esfuerzos resistentes para cada caso fueron obtenidos en base a las recomendaciones del American Institute of Steel Construction (AISC, 2005), considerando además la tensión de fluencia efectiva del acero y no la tensión nominal, tratando de estimar de manera más real el verdadero comportamiento de la estructura en un caso real.

2.3.1 Arriostramientos

Esta categoría considera a todos los elementos que funcionan sólo axialmente y que son sometidos a importantes cargas cíclicas durante un sismo severo.

Al poseer un comportamiento netamente axial, los elementos de esta categoría aprovechan de manera bastante eficiente la resistencia del material en la sección completa del perfil. El comportamiento de un arriostramiento sometido a cargas cíclicas viene determinado principalmente por dos factores: la resistencia máxima a compresión/tracción y la esbeltez global del elemento (Bruneau, 1998).

En un primer lugar, los términos de resistencia máxima son los que dan una idea de cómo se origina el problema no lineal del arriostramiento. La resistencia a la compresión es siempre menor que la resistencia a tracción debido a que los efectos de segundo orden de deformación no producen inestabilidad en el segundo caso. Es así como el caso en tracción es capaz de alcanzar la fluencia de manera uniforme en toda la sección del elemento, a diferencia del caso en compresión, el cual siempre tiene una fibra que

pandea antes de fluir en su caso más crítico. Los valores de resistencia máxima dependen principalmente de la tensión de fluencia, el módulo de elasticidad y la esbeltez global y local de los elementos que componen la sección.

En un segundo lugar, la esbeltez global del elemento es el principal indicador de cómo se producirá el pandeo en el perfil (además de influir en el factor de resistencia a la compresión ya mencionado). Elementos muy esbeltos iniciarán su comportamiento no lineal bajo pandeo elástico, logrando ciclos de carga-descarga que se mantienen en rango elástico, disipando muy poca energía y aprovechando de manera ineficiente el material. En el otro extremo, elementos muy compactos, lograrán un comportamiento muy similar al de tracción, con tensiones máximas de compresión casi idénticas a la tensión de fluencia y con ciclos de tipo elasto-plástico con una gran antisimetría. Entre estos dos estados se encuentra un caso intermedio, donde se mezclan comportamientos elásticos y plásticos simultáneamente. En la Figura 2.14 se aprecian ciclos histeréticos típicos para los tres casos.

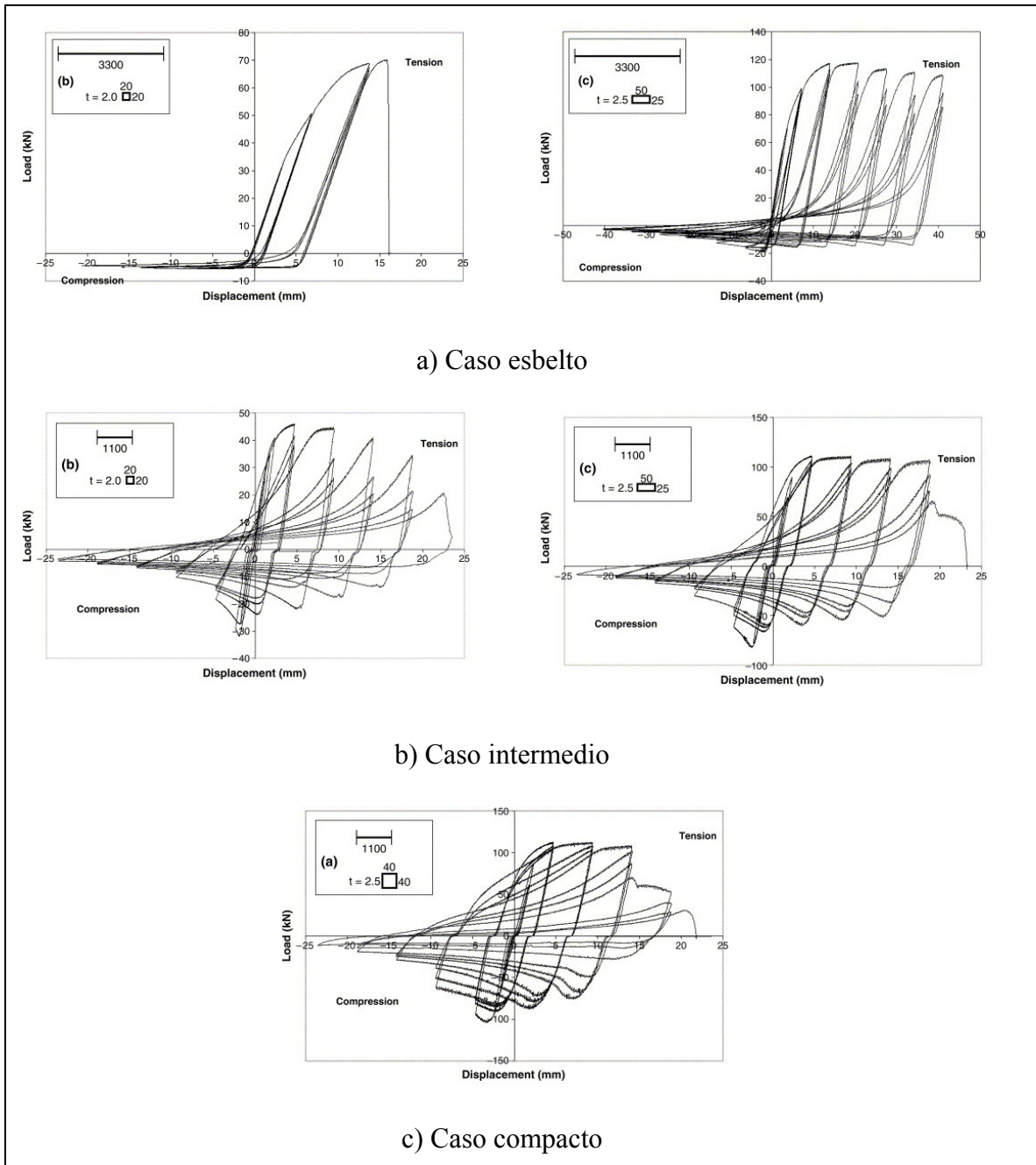


Figura 2.14 – Curvas Fuerza-Deformación típicas de elementos sometidos a carga axial cíclica a) Caso esbelto, b) Caso intermedio, c) Caso compacto (Goggins, 2006).

Las distintas etapas que ocurren durante una sollicitación cíclica, se pueden clasificar en 6 estados:

1. Plateau de fluencia: ocurre cuando el elemento es traccionado hasta alcanzar la capacidad máxima de carga que posee en este sentido, logrando la fluencia completa de la sección.
2. Comportamiento elástico sin efectos por deformación residual: es el comportamiento típico que se observa al cargar axialmente un elemento en rango elástico sin llegar a plastificar y en las descargas posteriores a fluencia en tracción.
3. Plateau de pandeo: cuando la sección ha alcanzado la carga máxima de compresión es capaz de resistir esta carga durante un intervalo de deformación, logrando un comportamiento muy similar al plateau de fluencia, pero más acotado.
4. Plastificaciones de segundo orden: una vez que el elemento ha superado el plateau de pandeo, los efectos de segundo orden producen plastificaciones adicionales que terminan degradando la rigidez global del elemento, produciendo un decaimiento de la capacidad resistente al aumentar las deformaciones por compresión. En elementos muy esbeltos, los plateau de pandeo son muy cortos y este estado ocurre de forma casi inmediata.
5. Comportamiento elástico con efectos por deformación residual: ocurre cuando se descarga desde un estado plástico en compresión. La diferencia de este estado con el estado elástico inicial se produce por el hecho de que posteriormente al pandeo del elemento, las zonas con mayor deformación lateral del elemento tienden a poseer mayores esfuerzos internos producto del momento que produce la carga axial al considerar efectos de segundo orden. Esta concentración de fuerzas al entrar en rango plástico generan importantes deformaciones residuales que hacen que durante el proceso de descarga se degrade la rigidez producto de cambios en la geometría del elemento. Como la tensión cambia de sentido, esta descarga es inicialmente elástica y con una rigidez degradada en directa relación con el nivel de deformación plástica en compresión alcanzada.
6. Comportamiento inelástico en recarga: este estado es posterior a la descarga elástica con efectos por deformación residual. Cuando el elemento es vuelto

a cargar en tracción, posterior a deformaciones laterales producidas durante el ciclo en compresión en rango plástico, la forma de distribución de esfuerzos en el perfil no es igual al caso elástico producto de las deformaciones residuales, produciéndose concentraciones de tensiones que producto de la nueva geometría del perfil que hará que ciertas secciones comiencen la fluencia antes que otras, degradando la rigidez global. A medida que aumentan las deformaciones por tracción, las nuevas deformaciones plásticas tienden a reacomodarse a la posición sin deformaciones residuales, acercándose cada vez más a la geometría original.

En la Figura 2.15 se muestra un ciclo histerético idealizado con los distintos estados descritos. En la Figura 2.16 se muestra una idealización gráfica de estos estados.

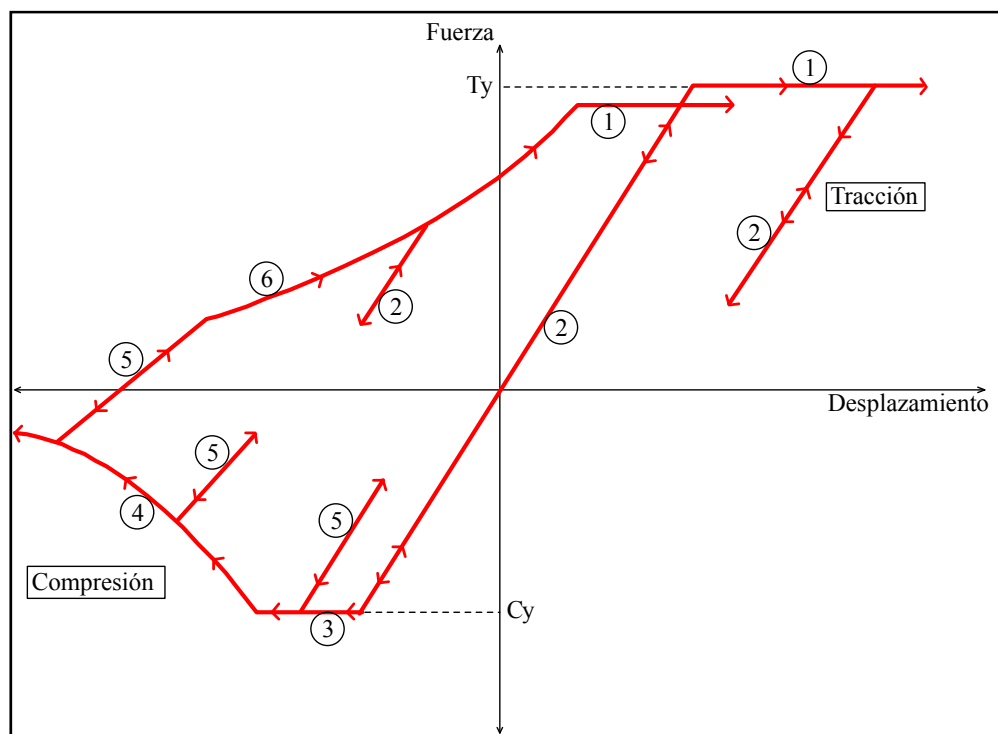


Figura 2.15 – Esquema general del ciclo histerético del comportamiento axial de un elemento estructural. La dirección de las flechas indica el sentido posible de los incrementos de carga para una deformación dada.

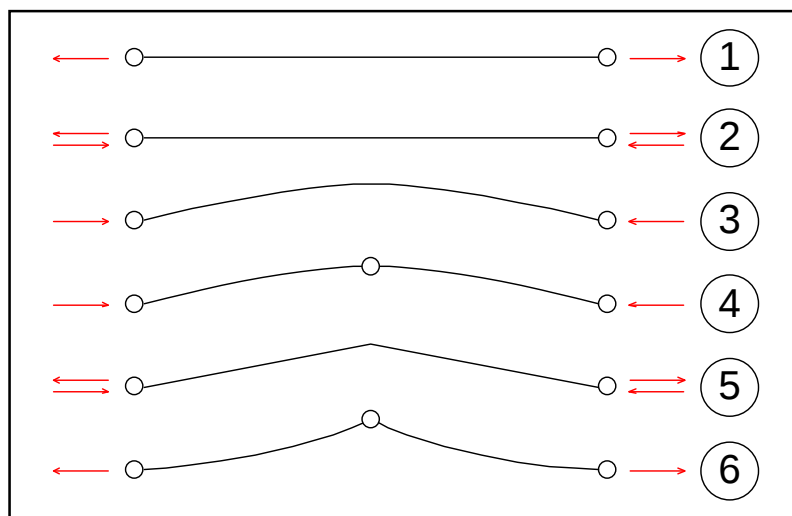


Figura 2.16 – Representación idealizada de la deformación de un arriostramiento para distintos estados del ciclo histerético.

En la modelación típica en modelos no lineales que incluyen arriostramientos, se adopta un modelo elasto-plástico perfecto donde se considera como límite de fluencia la resistencia máxima a la tracción y compresión para cada sentido. Este esquema es adecuado para elementos compactos, pero resulta muy poco representativo de elementos esbeltos o intermedios, principalmente por el hecho de que el típico modelo elasto-plástico perfecto usado no considera degradación de rigidez ni comportamientos elásticos no lineales, disipando mucha más energía por ciclo que lo que ocurre en un caso real.

Para este estudio, se desarrolló un modelo que incorpora todas los estados mostrados en la Figura 2.15, ajustando los parámetros de degradación de rigidez, degradación de resistencia y largo del plateau de pandeo en base a curvas empíricas de perfiles intermedios y compactos y a recomendaciones usadas en el software Perform 3D (CSI, 2006). Se descartó la calibración del comportamiento de perfiles esbeltos por el hecho de que la caldera analizada no posee arriostramientos en esa condición. En las especificaciones de diseño del sistema de arriostramientos dadas por la norma chilena de diseño sísmico de instalaciones industriales, se exige el uso de perfiles compactos y limita el factor de utilización de diseño a un 80% (INN, 2002), condiciones que hacen poco probable el uso de arriostramientos con comportamiento histerético típico de perfiles esbeltos. En la Figura 2.17 se observa la respuesta de un arriostramiento sometido a deformación axial sinusoidal, modelado con la rutina implementada en este estudio.

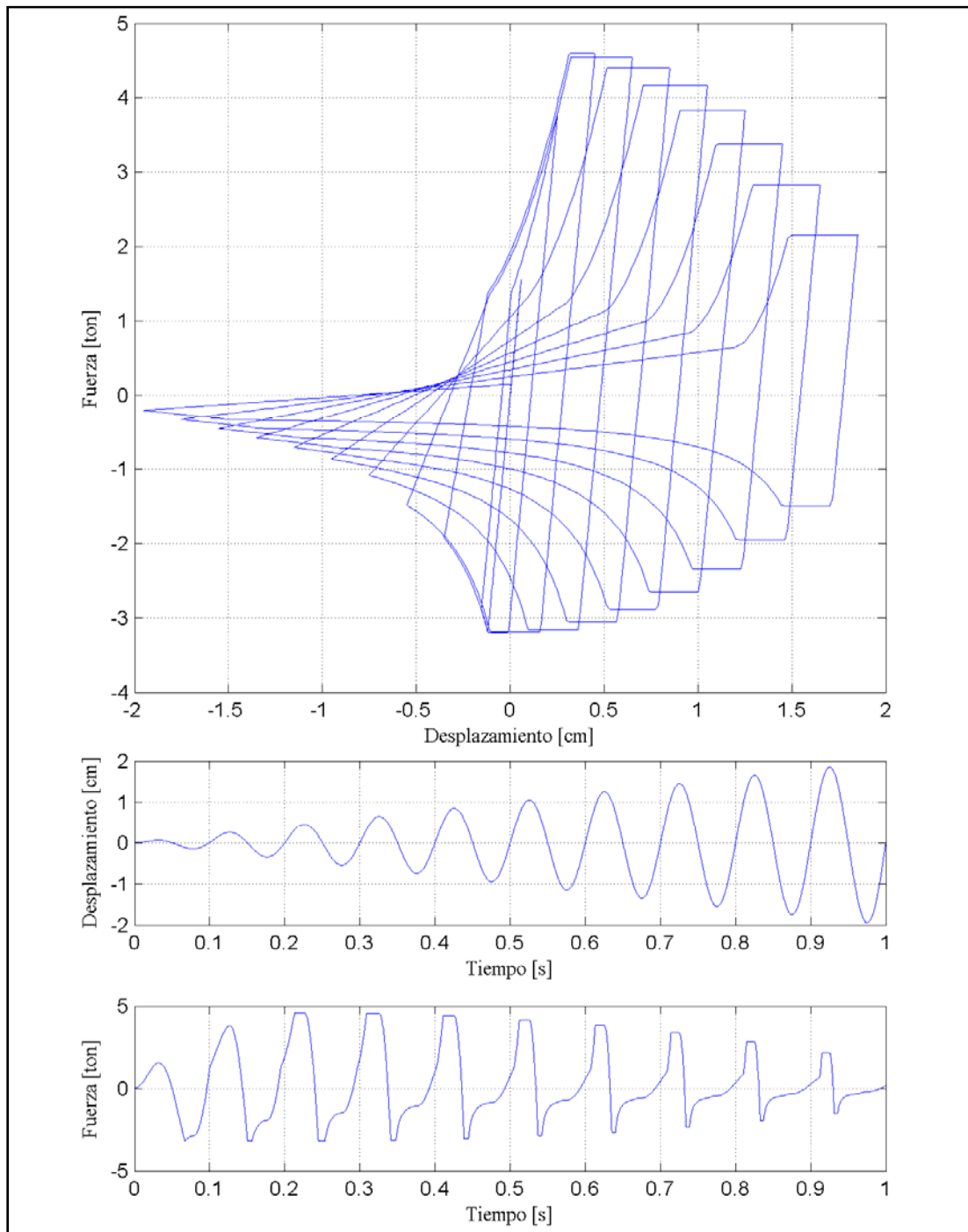


Figura 2.17 – Ciclo histerético típico de un arriostamiento sometido a deformación sinusoidal de amplitud creciente (los valores son sólo referenciales).

2.3.2 Columnas

Las columnas son elementos que tienen una importante función estructural en todas las posibles direcciones de carga que es capaz de resistir. En primer lugar, la labor principal de éstas es transmitir las cargas de la estructura a la fundación, ya que todos los elementos descargan de forma directa o indirecta sobre las columnas. Por otra parte, pese a que la rigidez lateral de la caldera viene dada principalmente por los arriostramientos, las columnas son el sistema secundario para resistir esfuerzos laterales, reflejados en flexiones importantes en estos elementos e importantes fuerzas de origen sísmico que finalmente se traducen en grandes cortes basales y momentos volcantes de la caldera completa. Es debido a esta tridimensionalidad de reacción que es sumamente complejo poder implementar un modelo que refleje de manera fiel el comportamiento de una columna cuando sus deformaciones y esfuerzos dejan de estar en el rango lineal.

El análisis del comportamiento axial y momento flexural (tanto en el eje fuerte como débil) poseen formulaciones fuerza-deformación que de forma independiente son satisfactoriamente representativas de la realidad, pero no son necesariamente adecuadas a la hora de considerar la interacción de estos tres tipos de sollicitación sobre un elemento. Como se puede apreciar en la Figura 2.18, la interacción de los tres tipos de sollicitación genera una distribución de tensiones elásticas que pierde cualquier tipo de simetría que pudiese presentarse en alguno de los tipos de sollicitación cuando son analizados de manera independiente. Esta asimetría de tensiones hace que las expresiones que tratan de estimar las capacidades de la sección para resistir los esfuerzos dejen de ser aplicables, principalmente por el hecho de que la distribución de esfuerzos en zona comprimida no puede generalizarse (como ocurre en los casos independientes), razón por la cual es extremadamente complejo estimar la inestabilidad (pandeo) del elemento completo, más aún si se considera que este comportamiento es altamente probable que ocurra después de alcanzar el rango plástico en algunas fibras o que también se vea afectado por las tensiones residuales que tenga la columna en cada caso. Usando la teoría de la elasticidad y equilibrio en la posición deformada, se pueden estimar expresiones adecuadas para secciones particulares considerando comportamiento elástico del material (Yang & Kuo, 1994), pero dado que la geometría y las condiciones de borde afectan de forma distinta a perfiles distintos, se obtienen expresiones sumamente complejas y particulares para cada tipo de sección, las cuales se vuelven casi inmanejables al considerar plastificación del material, por lo que no es posible una implementación práctica de esta formulación para un

problema tan complejo como el de este estudio. Otra alternativa posible es usar una modelación en base a fibras, pero tiene la desventaja de que los efectos de inestabilidad también hacen sumamente complejo el problema e inviable para las gran cantidad de elementos de la estructura estudiada.

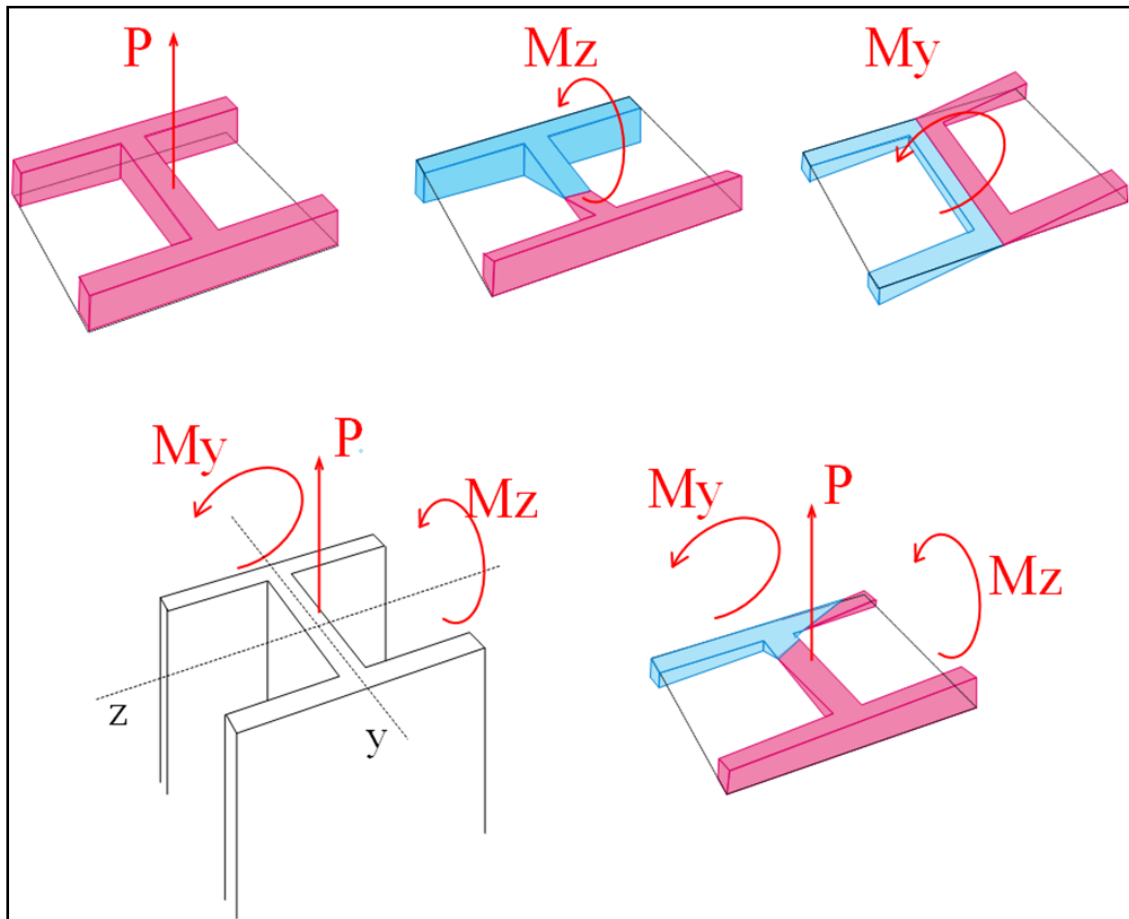


Figura 2.18 – Distribución elástica de tensiones para una sección I bajo los supuestos de la teoría clásica de Euler-Bernoulli de vigas. Se muestra la distribución para los casos de carga axial pura, momento flector puro para cada dirección y para los 3 esfuerzos combinados. Las zonas en cian representan compresiones, mientras que las zonas en magenta representan tracciones.

Con la finalidad de obtener expresiones de diseño, se han ensayado distintos tipos de perfiles con distintos largos para estudiar su comportamiento bajo interacción en

3D (AISC, 2005, FEMA 356, 2000). Estos ensayos han derivado en curvas de interacción que generan combinaciones límites de los tres tipos de esfuerzos en relación con las capacidades obtenidas al analizar las solicitaciones de forma independiente, de forma tal de poder considerar en las expresiones de diseño el hecho de que la acción combinada de distintos tipos de fuerzas sobre una sección hace más desfavorable cada acción de forma independiente. Si suponemos un comportamiento elasto-plástico perfecto para cada tipo de acción y usamos como límite plástico las restricciones de la curva de interacción, se puede formular un modelo que utiliza la curva mencionada como superficie de fluencia, de modo tal que, para cualquier conjunto de deformaciones, se tenga asociada una combinación de fuerzas que satisfaga las condiciones de equilibrio y los límites de la curva de interacción (McGuire, 2002).

Para el caso de una sección prismática de acero, el AISC (2005) propone la fórmula de interacción H1-1:

$$\frac{P}{P_c} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_z}{M_{rz}} + \frac{M_y}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (2.13)$$

$$\frac{P}{P_c} < 0.2 \rightarrow \frac{P}{2P_c} + \left(\frac{M_z}{M_{rz}} + \frac{M_y}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (2.14)$$

Donde P, Mz y My son las fuerzas solicitantes axial en compresión, flexión en eje fuerte y flexión en eje débil respectivamente y Pc, Mrz y Mry son las capacidades resistentes de la sección⁴.

Gráficamente, se observa en la Figura 2.19 la comparación entre la expresión de diseño y la relación real entre la carga axial y el momento flector en el eje fuerte. Una comparación similar se puede observar en la Figura 2.20, pero considerando el eje débil. Se puede observar que las ecuaciones propuestas están calibradas principalmente para el eje fuerte, siendo conservadoras para ambos casos.

⁴ La notación usada en el documento original fue modificada para hacerla consistente con la notación usada en este trabajo.

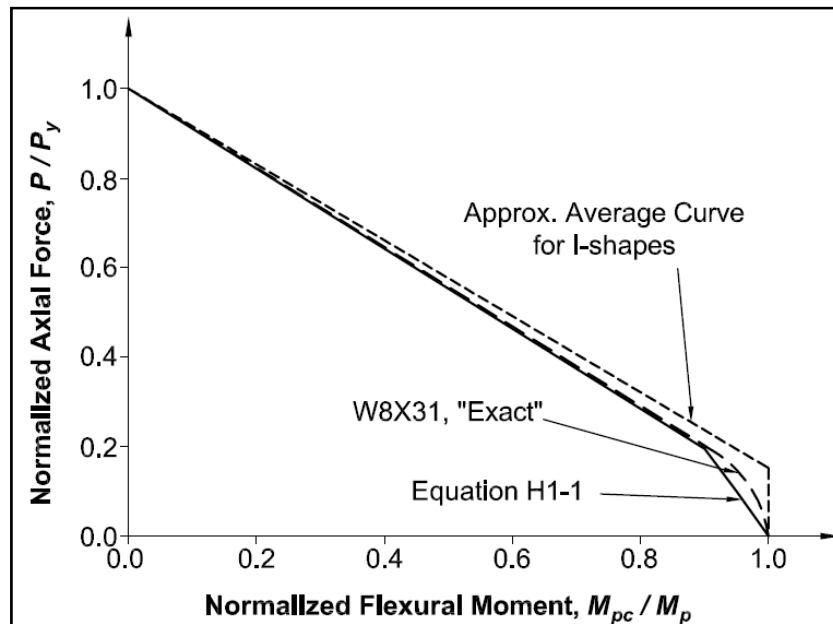


Figura 2.19 – Comparación de curvas de interacción teóricas vs. reales para esfuerzo axial vs. momento flector en eje fuerte para perfil W8x31 (AISC, 2005).

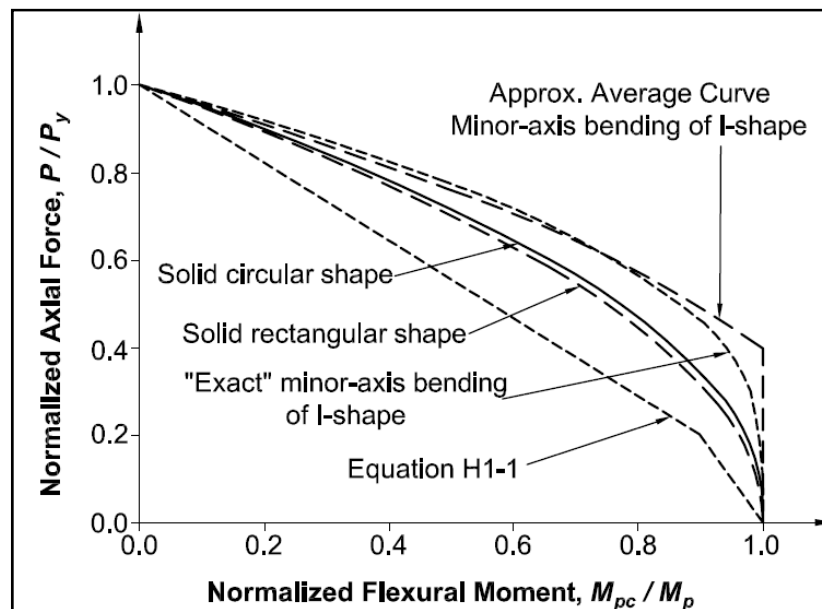


Figura 2.20 – Comparación de curvas de interacción teóricas vs. reales para esfuerzo axial vs. momento flector en eje débil (AISC, 2005).

La implementación de un modelo en base a superficies de fluencia para este caso particular supone que una vez que el elemento alcanza los valores límites de la superficie de interacción, tanto las curvas fuerza-deformación axial como momento flector-curvatura de la sección considerada entran en un estado de fluencia perfecta. Posterior al punto exacto en que el elemento entra en fluencia, si las deformaciones no producen la descarga elástica perfecta del elemento, se inducirán deformaciones plásticas que producirán deformaciones residuales en el material. Si las deformaciones plásticas impuestas cambian la proporción entre las deformaciones que lograron la primera fluencia, se deberá producir una nueva combinación de esfuerzos límite que satisfagan las condiciones presentes del problema. Por ejemplo, si un elemento que posee carga axial de compresión constante se ensaya aplicando un giro monotónicamente creciente en uno de sus extremos, procurando además no producir variaciones en la deformación axial en ningún momento, una vez que se alcance la combinación P-M crítica (límite de fluencia dado por la curva de interacción), al seguir imponiendo un giro en el extremo se producirán deformaciones fuera del rango lineal que, dada la compatibilidad geométrica que implica girar más una sección sin producir variaciones en su deformación axial, será necesario que ciertas fibras que estaban en compresión justo al comienzo del comportamiento plástico ahora estén en tracción, lo que se traduce en una reducción de la capacidad total a compresión y un aumento de la capacidad a flexión. Es por esto que para este ejemplo, si se sigue girando el extremo, no será posible mantener la carga de compresión constante sin producir deformaciones axiales.

Matemáticamente, una columna tendrá en rango elástico una relación fuerza-deformación dada por una matriz de rigidez que considere los efectos axiales, flexurales y a corte del elemento (ver Anexo D), obteniendo la típica relación:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}_{col} \cdot \mathbf{d} \quad (2.15)$$

La superficie de fluencia se puede expresar como una función f en la cual los esfuerzos P-Mz-My deben satisfacer la condición:

$$f(P, M_z, M_y) = f(\boldsymbol{\sigma}) \leq 0 \quad (2.16)$$

Se considera que el elemento está en rango elástico cuando $f(\boldsymbol{\sigma}) < 0$ y fluyendo cuando $f(\boldsymbol{\sigma}) = 0$. Para que, posterior a un estado de fluencia el elemento

mantenga ese estado, es necesario que la condición límite se mantenga para las variaciones de fuerza obtenidas, es decir

$$f(\boldsymbol{\sigma} + d\boldsymbol{\sigma}) = 0 \quad (2.17)$$

En caso que no sea así, el elemento descargará elásticamente, satisfaciendo la condición:

$$f(\boldsymbol{\sigma} + \Delta\boldsymbol{\sigma}) < 0. \quad (2.18)$$

Analizando las expresiones obtenidas:

$$\begin{aligned} f(\boldsymbol{\sigma} + d\boldsymbol{\sigma}) &= f(\boldsymbol{\sigma}) + d\boldsymbol{\sigma}^T \nabla f(\boldsymbol{\sigma}) + \dots \\ &\approx \cancel{f(\boldsymbol{\sigma})} + d\boldsymbol{\sigma}^T \nabla f(\boldsymbol{\sigma}) = d\boldsymbol{\sigma}^T \nabla f(\boldsymbol{\sigma}) \end{aligned} \quad (2.19)$$

Por lo tanto, los criterios de carga y descarga posteriores a la fluencia se pueden expresar como:

$$\text{Carga: } f(\boldsymbol{\sigma}) = 0, d\boldsymbol{\sigma}^T \nabla f(\boldsymbol{\sigma}) = 0 \quad (2.20)$$

$$\text{Descarga: } f(\boldsymbol{\sigma}) = 0, d\boldsymbol{\sigma}^T \nabla f(\boldsymbol{\sigma}) < 0 \quad (2.21)$$

Por lo tanto, si el elemento se mantiene fluyendo, ha de satisfacer la relación de consistencia:

$$df = f(\boldsymbol{\sigma} + d\boldsymbol{\sigma}) - f(\boldsymbol{\sigma}) = d\boldsymbol{\sigma}^T \nabla f(\boldsymbol{\sigma}) = 0 \quad (2.22)$$

Posteriormente, es necesario determinar bajo qué criterio variarán las tensiones al producir variación de las deformaciones, concepto que se conoce con el nombre de regla de flujo. Para esto, se define una función $g(\boldsymbol{\sigma})$ conocida como función de potencial plástico que satisface la condición:

$$\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p = \partial \lambda \frac{\partial g(\boldsymbol{\sigma})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \partial \lambda \cdot \nabla g(\boldsymbol{\sigma}) \quad (2.23)$$

En palabras, la función de potencial plástico determina la variación de las deformaciones plásticas en función de la variación de los esfuerzos (que se suponen en fluencia). Para el caso de los metales, usualmente se usa una función de potencial plástico igual a la superficie de fluencia, es decir:

$$g = f \quad (2.24)$$

El supuesto anterior no es cierto si las tensiones límites de la curva de interacción usada como superficie de fluencia provienen de casos de falla por pandeo, pero se decidió implementar en este estudio por no contar con una procedimiento alternativo factible.

Finalmente, la variación de tensiones que tendrá el elemento proviene de las componentes elásticas de la variación de deformación, es decir

$$d\sigma = K \cdot d\epsilon^e = K \cdot (d\epsilon - d\epsilon^p) = K \cdot d\epsilon - d\lambda \cdot K \cdot \nabla g \quad (2.25)$$

Finalmente, si se garantiza la consistencia se tiene

$$\begin{aligned} d\sigma^T \cdot \nabla f(\sigma) &= 0 \leftrightarrow (d\epsilon^T \cdot K^T - d\lambda \cdot \nabla g^T(\sigma) \cdot K^T) \cdot \nabla f(\sigma) = 0 \\ \rightarrow d\lambda &= d\lambda^T = \left(\frac{d\epsilon^T \cdot K^T \cdot \nabla f(\sigma)}{\nabla g^T(\sigma) \cdot K^T \cdot \nabla f(\sigma)} \right)^T = \frac{\nabla f^T(\sigma) \cdot K \cdot d\epsilon}{\nabla f^T(\sigma) \cdot K \cdot \nabla g(\sigma)} \\ \rightarrow d\lambda &= \left(\frac{\nabla f^T(\sigma) \cdot K}{\nabla f^T(\sigma) \cdot K \cdot \nabla g(\sigma)} \right) d\epsilon \end{aligned} \quad (2.26)$$

Sustituyendo:

$$\begin{aligned} d\sigma &= K \cdot d\epsilon - K \cdot \nabla g \cdot \left(\frac{\nabla f^T(\sigma) \cdot K}{\nabla f^T(\sigma) \cdot K \cdot \nabla g(\sigma)} \right) d\epsilon \\ \rightarrow d\sigma &= \left(K - \frac{K \cdot \nabla g \cdot \nabla f^T(\sigma) \cdot K}{\nabla f^T(\sigma) \cdot K \cdot \nabla g(\sigma)} \right) \cdot d\epsilon \\ \rightarrow d\sigma &= K_{ep} \cdot d\epsilon \quad ; \quad K_{ep} = K - \frac{K \cdot \nabla g \cdot \nabla f^T(\sigma) \cdot K}{\nabla f^T(\sigma) \cdot K \cdot \nabla g(\sigma)} \end{aligned} \quad (2.27)$$

Donde K_{ep} es la matriz constitutiva elasto-plástica. Para el caso $g = f$.

$$K_{ep} = K - \frac{K \cdot \nabla f \cdot \nabla f^T(\sigma) \cdot K}{\nabla f^T(\sigma) \cdot K \cdot \nabla f(\sigma)} \quad (2.28)$$

Con esta expresión, es posible determinar la matriz de rigidez tangente que satisface las restricciones impuestas por la superficie de fluencia, permitiendo estimar la redistribución de esfuerzos producto de deformaciones plásticas.

Para la modelación implementada en este estudio se usó una superficie de fluencia 3D suavizada (McGuire, 2002) que se aproxima mejor que las curvas de diseño

propuestas por el AISC, tanto para el eje débil como el fuerte (ver.Figura 2.21) El uso de una superficie de fluencia continua, además de asimilarse más al comportamiento real de la sección, tiene la ventaja de que no generar aristas o vértices en la superficie, evitando zonas donde pueden producirse problemas numéricos por el método usado para llegar o salir de un punto de intersección entre dos o más planos de fluencia. Por otra parte, dado que las expresiones obtenidas usan una rigidez constitutiva lineal en el punto donde comienza la fluencia, las fuerzas de fluencia se ven obligadas a moverse dentro del plano tangente a la superficie, por lo que con cualquier deformación plástica impuesta no perpendicular al plano, las nuevas tensiones siempre han de salirse de la superficie, siendo necesario corregir las fuerzas finales obtenidas en cada paso discreto.

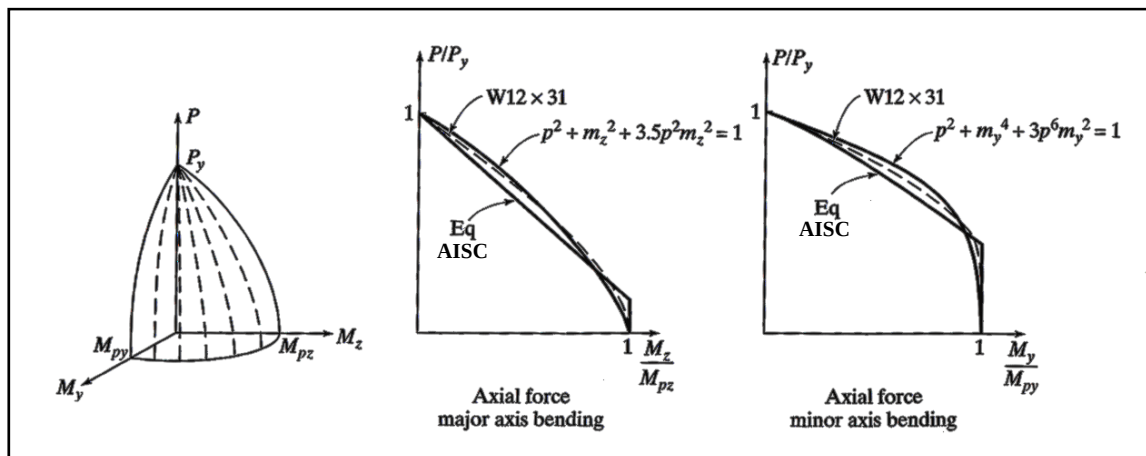


Figura 2.21 – Comparación de curvas de interacción AISC vs expresión recomendada por McGuire (2002).

Por otra parte, al considerar la posibilidad de plastificación en ambos extremos de la columna, las restricciones de la curva de interacción deben satisfacerse en ambas zonas en todo instante. Esta condición se puede representar considerando un vector con las dos funciones asociadas a la superficie de fluencia de cada extremo, lo que es equivalente a calcular la matriz constitutiva elasto-plástica considerando previamente la matriz de rigidez original y la condición de fluencia en un extremo, para luego calcular una segunda matriz constitutiva considerando la otra restricción. Esta situación ocurre frecuentemente, pero se

debe aplicar cuidadosamente cuando el elemento alcanza los valores límites en sus extremos en instantes distintos, pero dentro de un mismo paso de integración discreta.

Otro punto importante es tener particular cuidado a la hora de corregir los valores obtenidos en cada paso, ya que al hacer correcciones sobre las fuerzas que se salen de las curvas mencionadas se debe procurar satisfacer las condiciones de equilibrio en los valores corregidos. Por esta razón, al variar bajo el criterio escogido de corrección los valores de momentos fuera de la superficie, deben ajustarse simultáneamente los valores de corte, así como mantener el esfuerzo axial constante en ambos extremos aunque las correcciones se hagan de forma independiente. Para este estudio se consideró una corrección central que apuntara a mantener sin variación el valor de la carga axial del extremo en fase elástica (ver Figura 2.22). En casos donde se corrigen las cargas axiales de ambos extremos, se hace una corrección central al origen y luego se vuelve a corregir manteniendo la carga axial que haya sufrido la menor variación con la primera corrección.

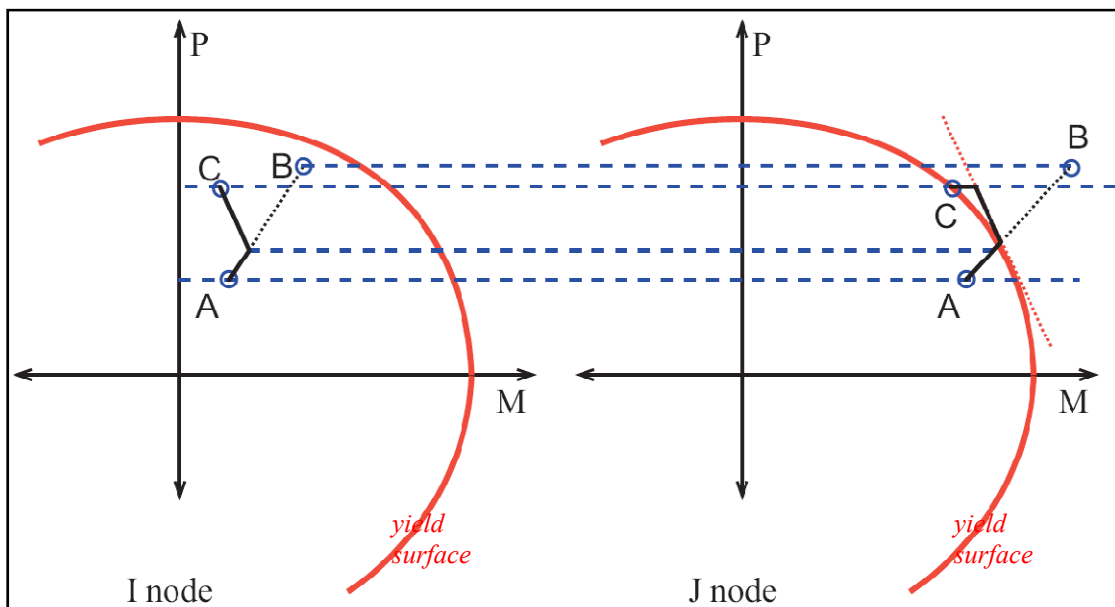


Figura 2.22 –Esquema de ajuste central con carga axial constante usado en las superficies de fluencia. El nodo j al moverse por la tangente a la superficie de fluencia se sale de ésta y se corrigen las fuerzas manteniendo la carga axial P del nodo i. A) Fuerzas iniciales, B) Fuerzas bajo paso elástico, C) Fuerzas finales.

En la Figura 2.23 se observa un esquema tipo de cómo se mueven las fuerzas sobre la superficie de fluencia para un caso sin carga axial.

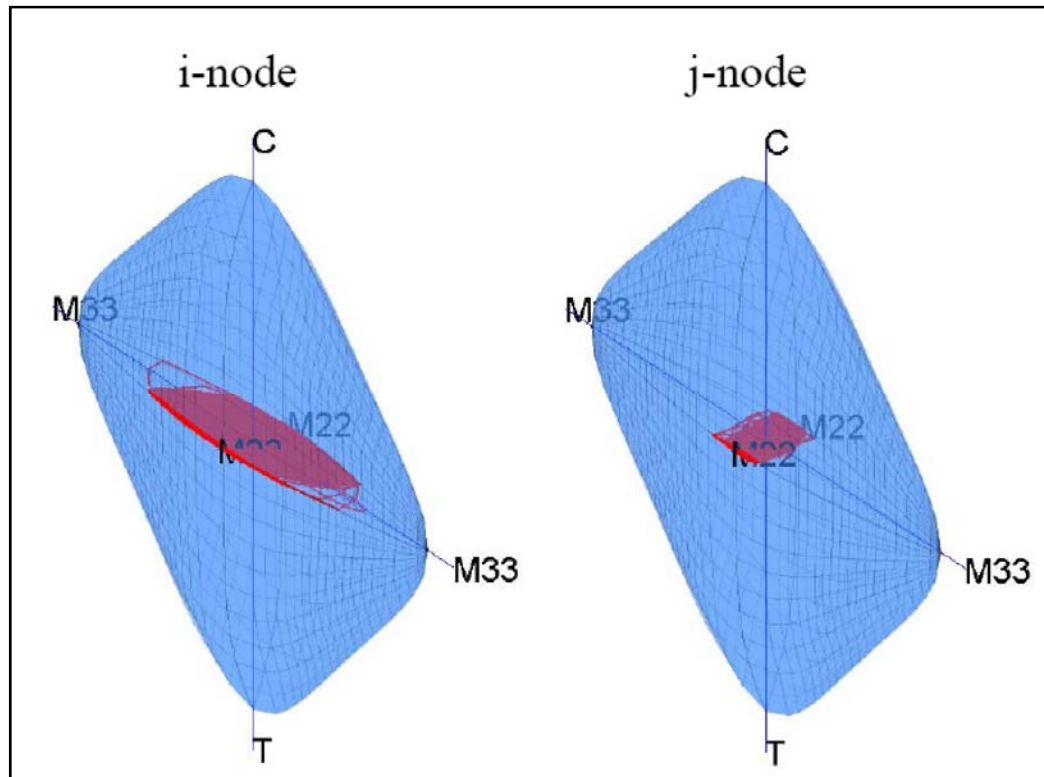


Figura 2.23 –Esquema tipo de interacción de fuerzas en los extremos de un elemento.

2.3.3 Topes sísmicos

La modelación de los topes sísmicos (stoppers) es idéntica a la usada en columnas, aunque a diferencia de éstas, los efectos axiales son menos relevantes. Se les presta especial atención a estos elementos dado el alto grado de comportamiento no lineal esperado en éstos al transmitir las cargas horizontales desde los interiores hasta la estructura de soporte (Vera, 2008).

2.3.4 Pedestales

Se modelará el comportamiento no lineal de los pedestales en el sentido vertical. Se espera estimar bajo este esquema las variaciones del comportamiento de los apoyos de las columnas cuando éstos quedan sometidos a tracciones que son resistidas por los pernos de anclaje de los pedestales, situación mucho más flexible que el simple apoyo en compresión sobre el hormigón. Además, existe la posibilidad de que los pernos fluyan en tracción, produciendo deformaciones residuales que reducirán la capacidad de anclaje de estos.

No se considerará ningún efecto no lineal en el sentido horizontal, despreciando así cualquier tipo de comportamiento no lineal en el hormigón o en las llaves de corte producto de fuerzas horizontales.

El modelo en SAP2000 de la caldera considera elementos de hormigón de tipo *frame* de sección rectangular con una geometría idéntica al pedestal construido en terreno. Por este motivo, el área resultante para estos elementos es tan grande en comparación con el área de la columna que se apoya sobre ésta que la rigidez axial que impone es comparable con haber empotrado directamente la columna, sin modelar el pedestal. Se considerará la rigidez de ese machón de hormigón como la rigidez del pedestal en compresión.

Cuando se produzcan tracciones, se considerará la rigidez axial de los pernos con un largo efectivo igual al largo libre de los pernos desde la tuerca hasta el anclaje en el hormigón y un área igual a la suma de las áreas de todos los pernos del pedestal. Se aproximó el largo libre efectivo en todos los pernos a 2 metros (ver Figura 2.24). Para estimar la resistencia a la tracción de la sección, se sumó la multiplicación del área de cada perno por su tensión de fluencia efectiva.

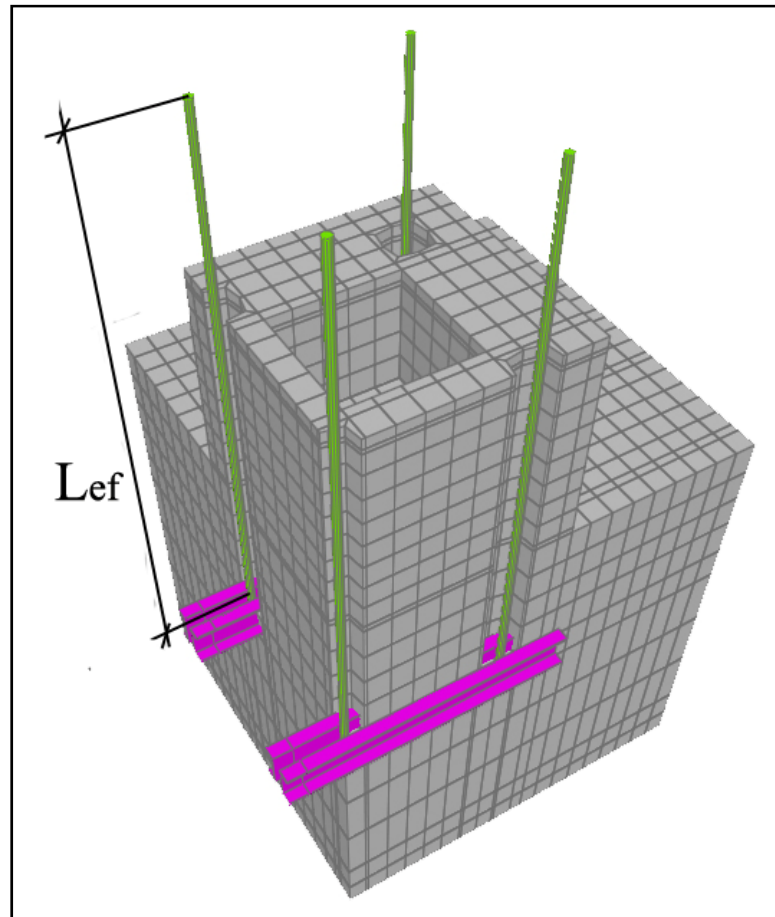


Figura 2.24 –Esquema del largo efectivo de un perno de anclaje en vista en corte de un modelo en elementos finitos de un pedestal.

La constitutiva fuerza-deformación mostrada en la Figura 2.25 identifica cuatro zonas características del comportamiento histerético de un pedestal sometido a carga axial cíclica:

1. Pedestal en compresión: la columna descarga sobre la placa base y ésta directamente sobre el hormigón. Se supondrá en el modelo comportamiento elástico perfecto, asumiendo que no se producirán daños importantes y que el pedestal tiene una resistencia a la compresión mucho mayor a la sollicitación impuesta.
2. Zona sin anclaje: si la distancia entre la tuerca y la placa base es mayor que cero (situación que ocurre si el perno queda con deformaciones

residuales por tracción), hay una zona donde la placa base puede moverse sin tener ninguna resistencia antes de traccionar el perno.

3. Tracción elástica: la placa base al tratar de levantarse hace contacto con las tuercas y tracciona los pernos. Esta situación ocurre también cuando comienza a descargar en tracción.
4. Tracción plástica: ocurre cuando la tracción en los pernos supera el límite de fluencia de estos. Se supondrá un comportamiento elasto-plástico perfecto para este estudio.

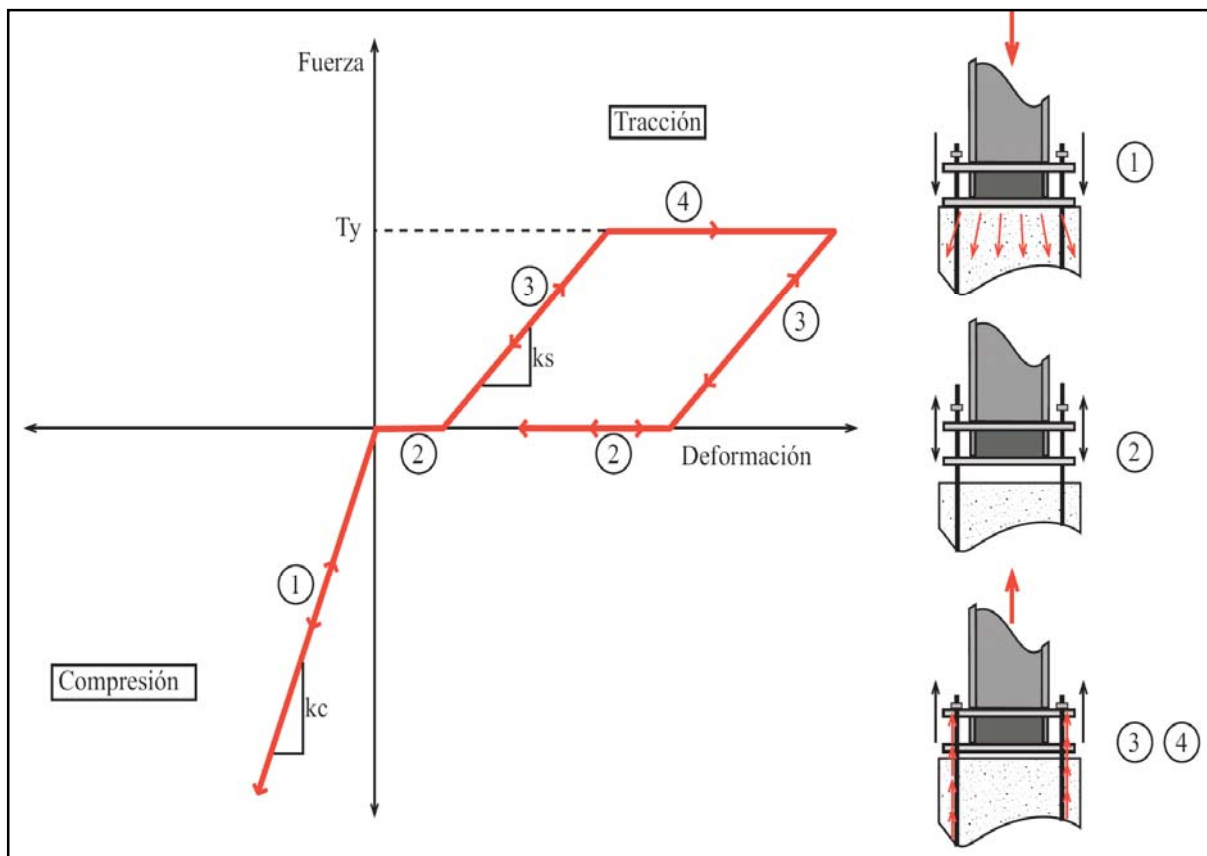


Figura 2.25 –Diagrama fuerza-deformación usado para modelar los pedestales.

En la Figura 2.26 se muestra un esquema tipo del comportamiento histerético para los pedestales implementado en este estudio. Obsérvese que típicamente los pedestales tienen fuerzas iniciales estáticas importantes, por lo que son necesarias grandes cargas sísmicas de tracción para poder sacar al pedestal de su comportamiento lineal. Es interesante destacar además el hecho de que la rigidez de los pernos es significativamente menor a la rigidez del hormigón, principalmente por el hecho de que el producto entre el área y el módulo de elasticidad es significativamente menor para los pernos y a la esbeltez de éstos últimos.

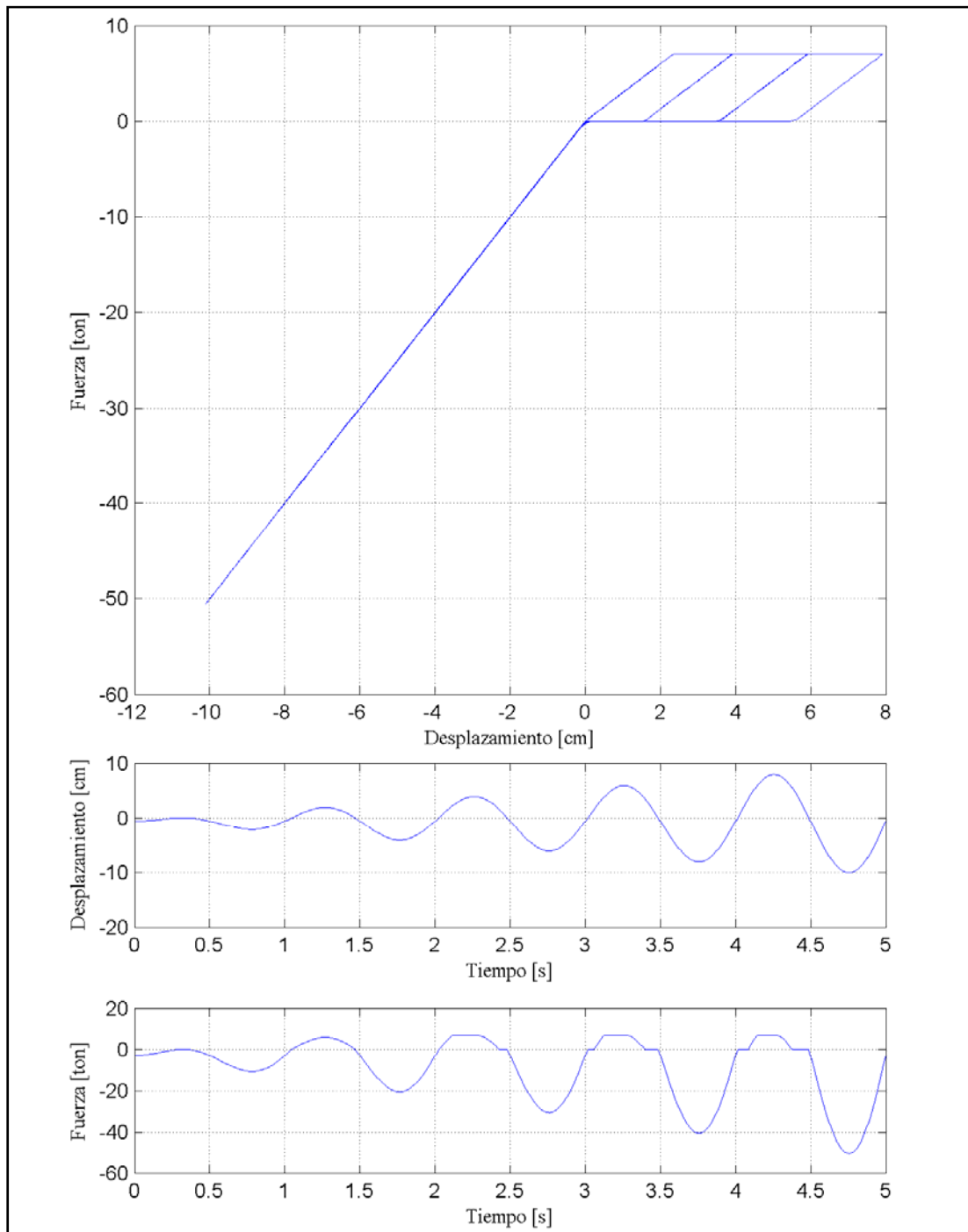


Figura 2.26 – Ciclo histerético típico de un pedestal sometido a deformación sinusoidal de amplitud creciente (los valores son sólo referenciales).

2.4 Registros de aceleración del suelo

Para este estudio se usaron 9 registros de aceleración del suelo, todos medidos durante el terremoto del 3 de Marzo de 1985 de Valparaíso, en distintas estaciones ubicadas en la zona costera central de Chile. En la Tabla 2.2 y en la Figura 2.27 se muestra el detalle de los sismos usados

Tabla 2.2 – Registros de aceleración de suelo usados. Se muestran las aceleraciones y velocidades máximas para cada registro.

Registro	PGA	PGV
	(cm/s ²)	(cm/s)
Llolleo 010	698	41.5
Llolleo 100	437	23.3
Melipilla EW	518	40.2
Melipilla NS	673	36.7
UTFSM 070	172	13.7
UTFSM 160	162	6.6
Valparaíso 050	292	29.4
Viña 200	356	32.8
Viña 290	233	26.6

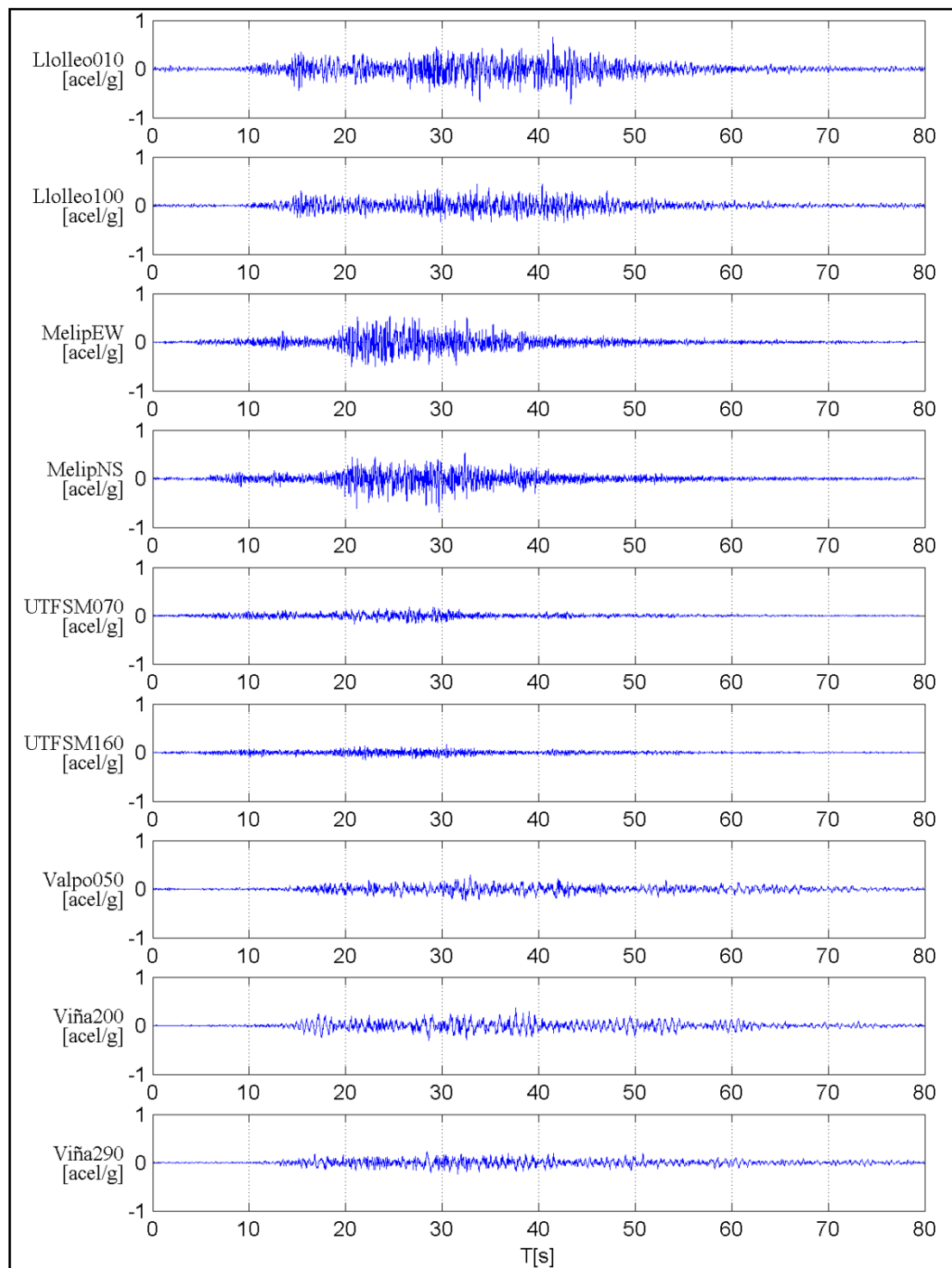


Figura 2.27 –Registros de aceleración usados (sin normalizar).

Para normalizar los registros se calculó la intensidad de Housner para cada registro, parámetro independiente de la estructura analizada y que se define como la integral del espectro de pseudo-velocidad entre 0.1 y 2.5 segundos.

$$S_I = \int_{0.1}^{2.5} S_V(T) dT = \int_{0.1}^{2.5} \frac{T}{2\pi} S_A(T) dT \quad (2.29)$$

Este parámetro es recomendado como una buena medida de la intensidad sísmica para estructuras en el rango de período de la caldera (Riddell, 2007). Una vez obtenido este valor para cada registro se normaliza con respecto a la intensidad de Housner para el espectro de diseño de la norma NCh433 of. 96 para zona sísmica 3 y suelo tipo III con 5% de amortiguamiento (INN, 1996).

En la Tabla 2.3 se compara esta normalización con otras tres formas de normalización estudiadas:

- Aceleración máxima del suelo (PGA – Peak Ground Acceleration).
- Corte basal generado para cada dirección por un análisis modal espectral elástico con 5% de razón de amortiguamiento usando CQC (V_x, V_y)⁵.
- Promedio del corte basal elástico ponderado según la participación de los modos más relevantes (T_x, T_y).

Este último parámetro se obtiene en base al corte basal por modo de los 4 modos con mayor masa traslacional según la dirección de análisis y pondera este valor por la participación de masa del modo respectivo, sumando algebraicamente luego todos los valores y dividiendo por el porcentaje de masa acumulado entre los 4 modos escogidos.

Se observa una clara similitud entre los factores V y T, la cual se explica por la existencia de modos predominantes en la generación de corte basal. Es interesante destacar que el índice de Housner tiene una muy buena correlación con los valores de V y T asociados a un mismo registro, razón por la cual se espera que los cortes basales a nivel elástico de registros normalizados con la intensidad de Housner no difieran mucho entre sí

⁵ Se usó un 5% de amortiguamiento en la normalización para hacerlo comparable con el espectro de la NCh433 que está calibrado sólo para ese valor.

(en promedio, deberían producirse cortes basales elásticos con una diferencia máxima cercana al 8%).

Se observa además la poca correlación que existe entre los registros normalizados cuando se usa aceleración máxima del suelo, lo cual se relaciona con la recomendación de no usar como parámetro de normalización de registros de aceleración del suelo cuando se estudian estructuras flexibles. En la Figura 2.28 se observan los espectros para un registro con distintas normalizaciones, observando la relación con el espectro de la NCh433 para cada situación (en el anexo C se presentan los gráficos de los espectros para todos los registros usados).

Tabla 2.3 – Factores de normalización para los distintos registros según el método usado.

Registro	Factor de normalización					
	S_I	PGA	V_x	V_y	T_x	T_y
Llolleo 010	1.13	0.56	1.26	1.34	1.27	1.34
Llolleo 100	2.09	0.90	1.86	2.09	1.87	2.09
Melipilla EW	1.54	0.76	1.89	1.46	2.06	1.50
Melipilla NS	1.79	0.58	1.82	3.21	1.83	3.18
UTFSM 070	3.20	2.28	3.85	5.33	4.05	5.29
UTFSM 160	8.75	2.42	10.61	10.67	11.19	10.62
Valparaíso 050	1.69	1.35	1.65	1.47	1.71	1.51
Viña 200	1.57	1.10	1.49	1.34	1.54	1.35
Viña 290	2.32	1.69	2.03	1.94	2.04	1.94

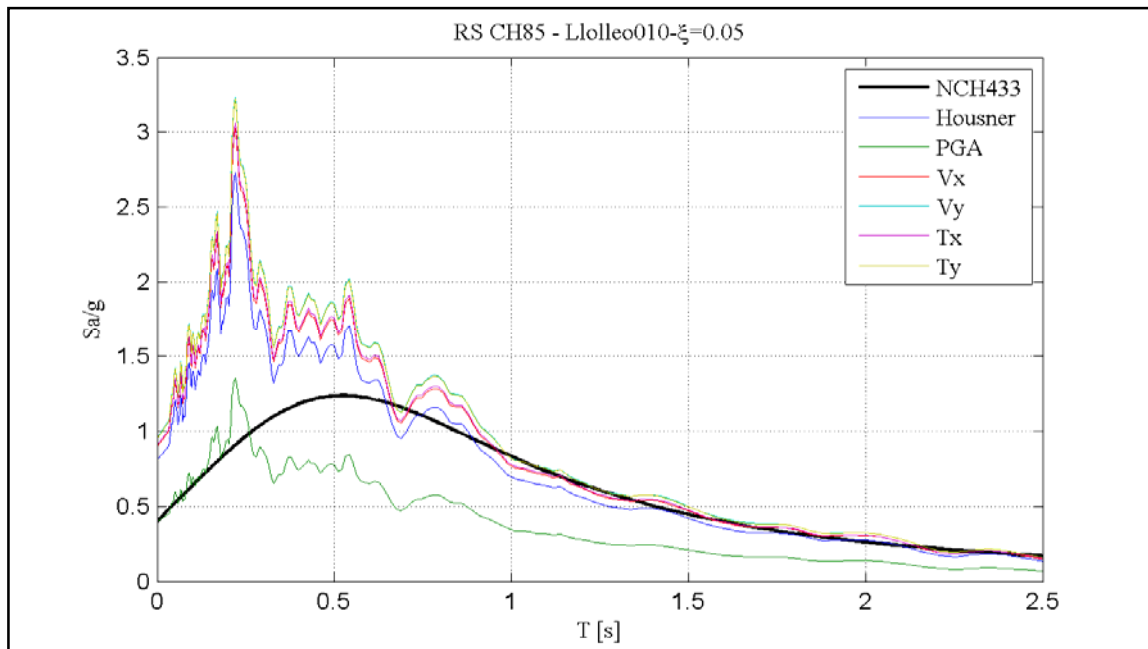


Figura 2.28 –Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Llole010 bajo distintas normalizaciones.

Se descartó considerar la acción simultánea de las tres componentes sísmicas de cada registro (caso más realista) por el hecho de que los sistemas de normalización evaluados consideran las características de un registro unidimensional para poder asociar directamente los efectos resultantes a la componente usada y no a un efecto conjunto de 3 componentes, situación que impide determinar de manera clara influencias locales del input en la respuesta. Por otra parte, el uso de un espectro de respuesta está también limitado a sistemas de un grado de libertad, por lo que tampoco se podría aplicar a sistemas de 3 componentes simultáneas.

Cada registro se considera actuando independientemente en las direcciones $\pm X$ y $\pm Y$ de la caldera, considerando como registro base el amplificado por los valores dados por la intensidad de Housner provenientes de la Tabla 2.3. En base a esto, dos registros normalizados a la misma intensidad de Housner de la NCh433 se denominarán como registros de igual nivel de intensidad y se dirá que poseen un nivel de intensidad $x1$. Un registro que se le denomine con nivel de intensidad xN , significará que tuvo una amplificación efectiva igual a N veces la dada por la Tabla 2.3.

3. RESULTADOS

3.1. Resultados globales.

Se presentan los resultados globales característicos de un sistema estructural. Se busca representar el comportamiento global de la estructura en base a la observación del corte basal, el desplazamiento de techo y los drift a distintos niveles. El corte basal es el principal indicador de la resistencia global de la estructura, mientras que los drift a distintos niveles son un buen indicador del potencial nivel de daño que puede haber en distintas zonas. Por su parte, el desplazamiento de techo da una medida dimensional del nivel de deformaciones y permite un nivel de comparación con sistemas de un grado de libertad o con un esquema de análisis de tipo pushover.

3.1.1 Corte basal

Los resultados de corte basal horizontal pueden ser obtenidos directamente de la superposición de los valores por modo del corte basal dado que los elementos que se encuentran en la base de la estructura (en este caso, los pedestales), no poseen comportamiento no lineal en la dirección horizontal. Distinta es la situación para la reacción vertical de la base, situación en la cual la no linealidad de los pedestales en esa dirección influye en la contribución por modo de ésta, siendo necesario corregir la superposición de los valores iniciales que entregan los modos con la respectiva contribución de las no linealidades verticales.

a) Corte basal versus tiempo.

En general, los resultados de corte basal para un registro de aceleración concuerdan con los resultados esperables que uno tendría de un análisis en el tiempo. En las figuras 3.1 a la 3.4 se muestran resultados típicos de corte basal en el tiempo para la caldera.

Se puede observar sobre el total de muestras que la alta asimetría de la geometría en sus planos YZ conduce a diferencias importantes de historia en el tiempo del corte según el sentido del registro de aceleración en dirección X, a diferencia de la dirección longitudinal, donde los resultados para los sismos +Y y -Y son básicamente iguales debido a la gran simetría de sus planos XZ. Cabe destacar que esta situación se puede generalizar a todos los resultados del comportamiento de la caldera.

Por otra parte, se observa que los máximos de la respuesta tienden a ocurrir en tiempos cercanos a los máximos de los registros de aceleración respectivos, situación que justifica estudiar los primeros 60 segundos de la respuesta para observar los puntos más críticos del comportamiento.

El contenido de frecuencias en el tiempo se puede apreciar en los espectrogramas de la pseudo función de transferencia de la Figura 3.5 y Figura 3.6 para el sismo de Llolleo 010 en dirección +X y +Y respectivamente. Se usó una ventana móvil de 2048 puntos de ancho (equivalentes a 10.24 segundos) medida cada 64 puntos (equivalentes a 0.32 segundos) y se estimó la función de transferencia dividiendo la transformada de Fourier de la respuesta por la transformada de Fourier del registro de aceleración para una misma ventana de tiempo, completando con un número suficiente de ceros antes y después del registro y de la respuesta para poder usar la misma ventana para tiempos cercanos al inicio y el final del registro. Se observa un contenido muy amplio de frecuencias ya en rango lineal, debido a la dispersa distribución de masa equivalente modal para cada dirección. Se observa además que para intensidades más grandes, los espectrogramas se vuelven más difusos debido a que las formas modales consideradas comienzan a flexibilizarse y a acoplarse entre sí, haciendo menos predominantes los períodos que sí se aprecian en rango lineal.

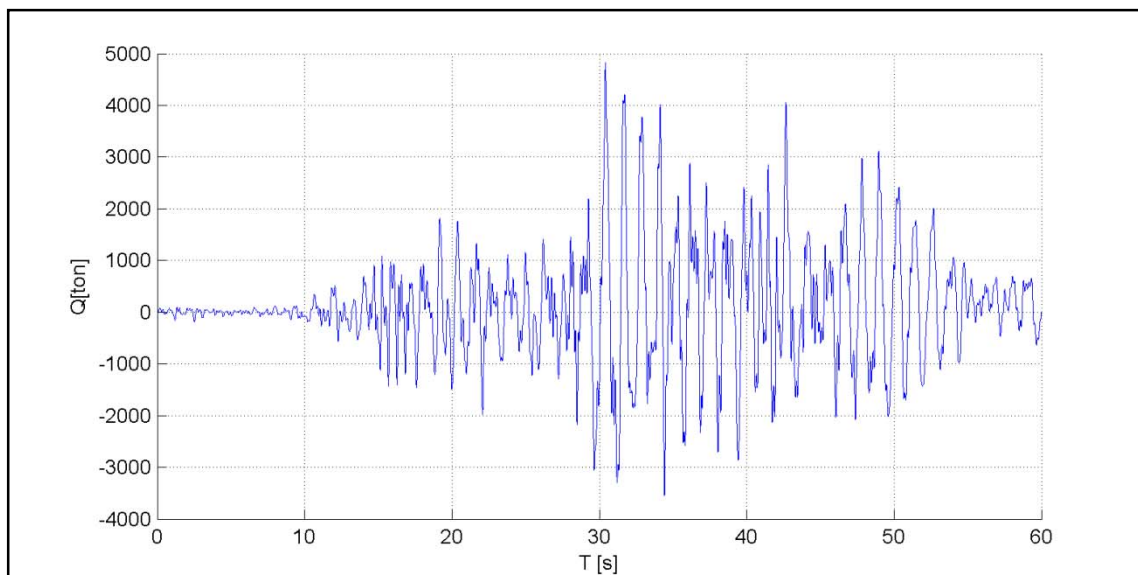


Figura 3.1 –Corte basal en dirección X vs. tiempo para el registro Lollo 010x1 en dirección +X.

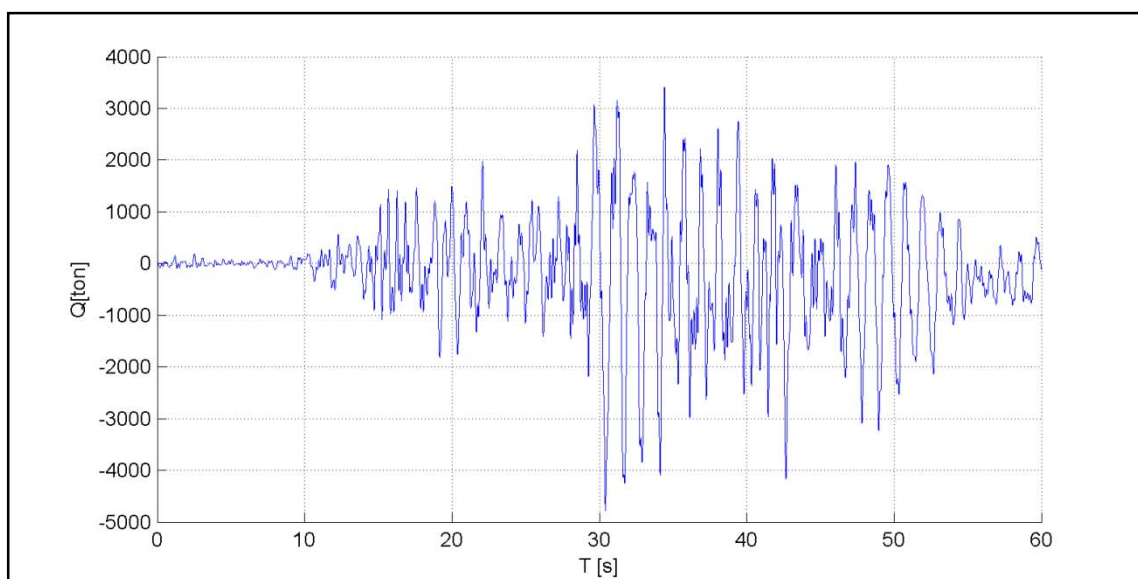


Figura 3.2 – Corte basal en dirección X vs. tiempo para el registro Lollo 010x1 en dirección -X.

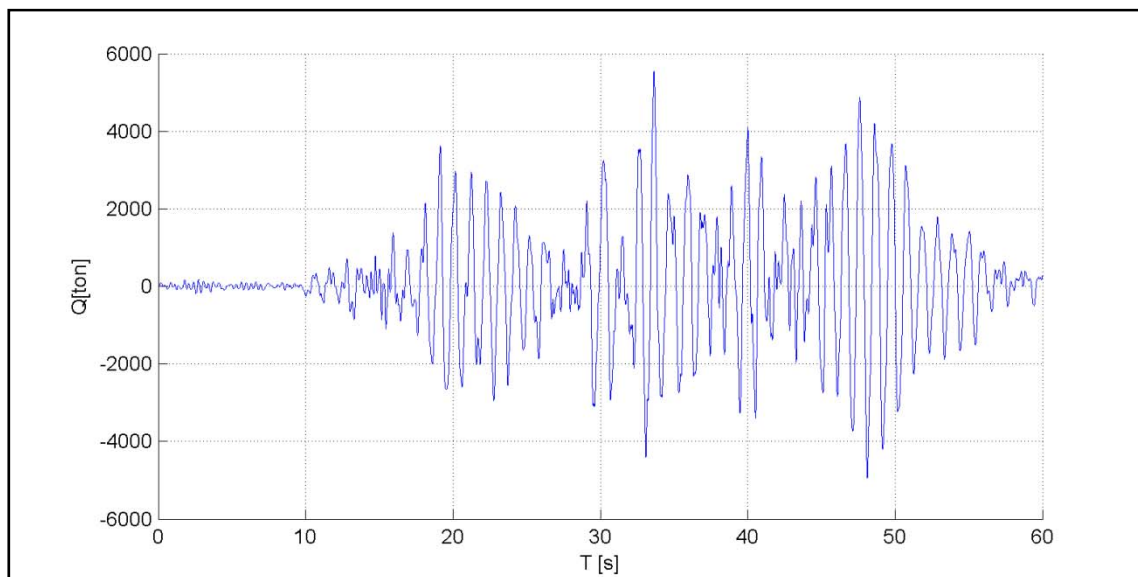


Figura 3.3 – Corte basal en dirección Y vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección +Y.

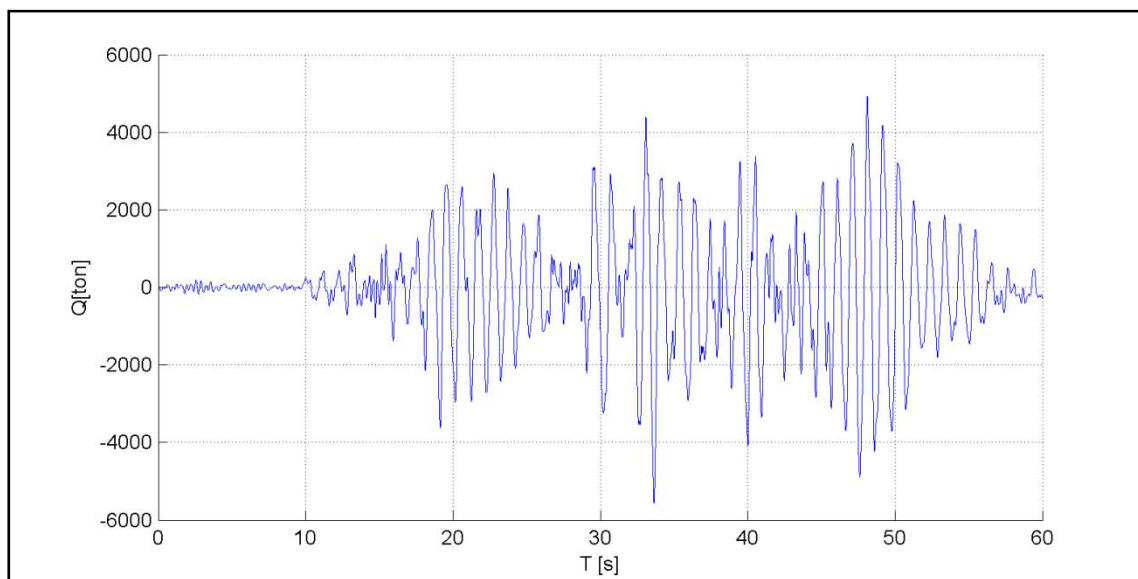


Figura 3.4 – Corte basal en dirección Y vs. tiempo para el registro Llolleo 010x1 en dirección -Y.

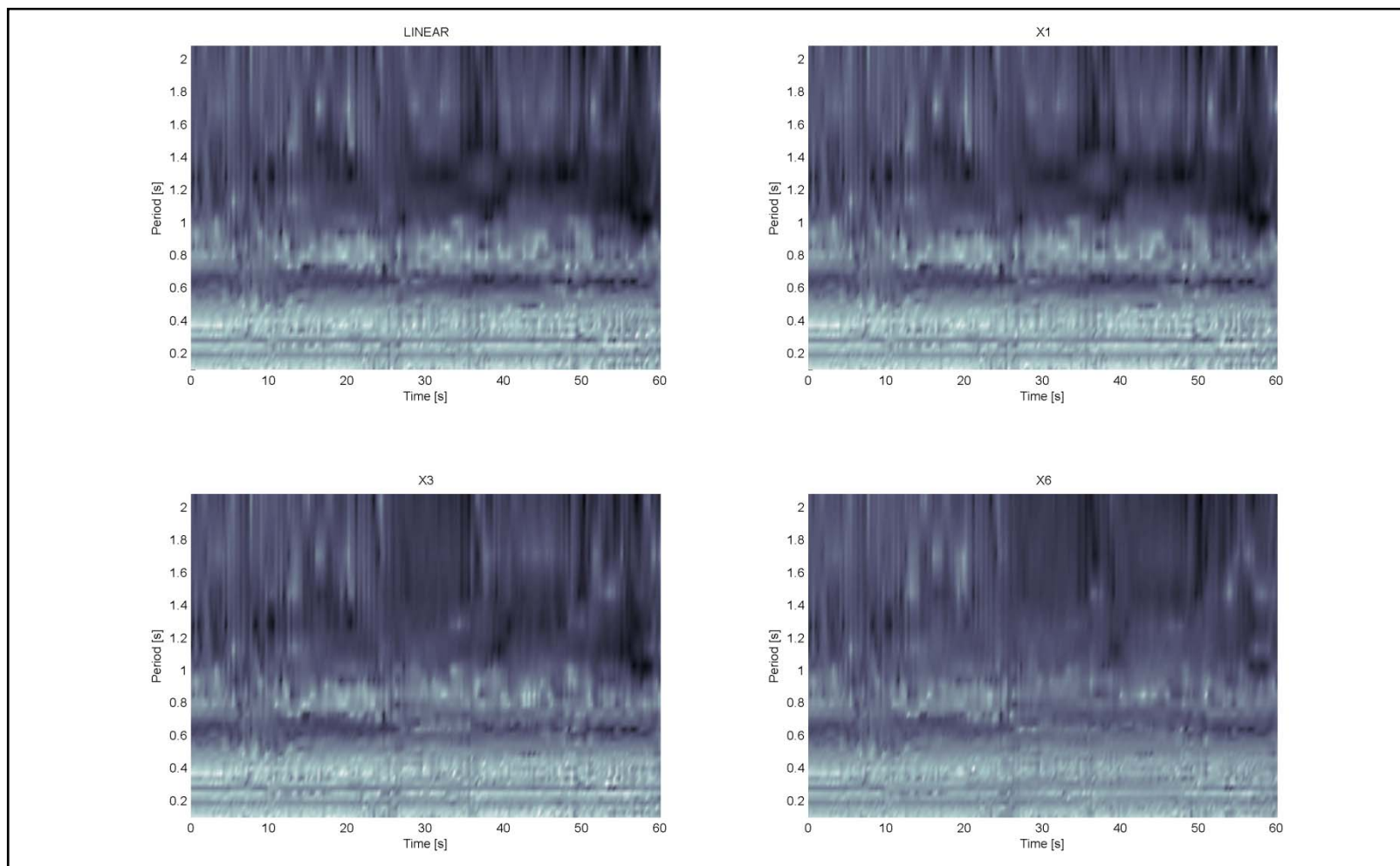


Figura 3.5 – Espectrograma de pseudo-función de transferencia del corte basal en X calculado en base a la respuesta Lloleo 010 en dirección +X para distintos niveles de intensidad.

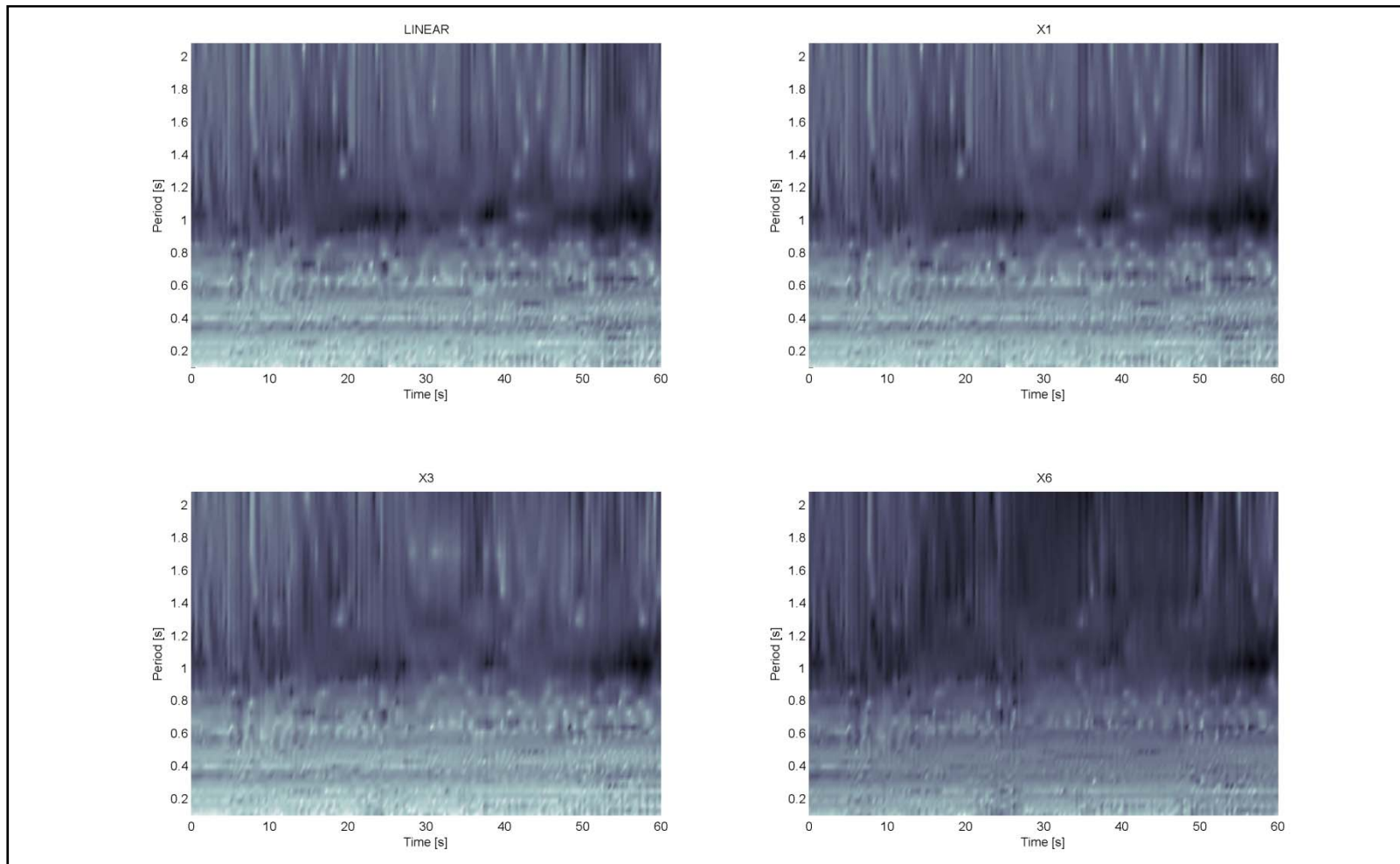


Figura 3.6 – Espectrograma de pseudo-función de transferencia del corte basal en Y calculado en base a la respuesta Lloleo 010 en dirección +Y para distintos niveles de intensidad.

b) Corte basal máximo versus nivel de intensidad.

Bajo un análisis lineal se espera que para mayores niveles de intensidad de sollicitación aumenten los esfuerzos, situación que no es tan clara cuando entra en rango no lineal. En la Figura 3.7 y Figura 3.8 se puede apreciar los cortes basales máximos para las distintas intensidades normalizadas.

Tabla 3.1 – Valores máximos de Corte basal en X con sismo en X versus nivel de intensidad (se promediaron los valores máximos de ambos sentidos del sismo).

	Nivel de Intensidad		
	x1	x3	x6
Registro	[ton]	[ton]	[ton]
Llolleo 010	4802	15208	32702
Llolleo 100	4999	16600	29541
Melipilla EW	4515	17663	40200
Melipilla NS	5761	14111	33001
UTFSM 070	4344	15768	38244
UTFSM 160	4315	12065	26211
Valparaíso 050	6015	18125	28221
Viña 200	4476	13996	32219
Viña 290	5488	17586	37128

Tabla 3.2 – Valores máximos de Corte basal en Y con sismo en Y versus nivel de intensidad (se promediaron los valores máximos de ambos sentidos del sismo).

	Nivel de Intensidad		
	x1	x3	x6
Registro	[ton]	[ton]	[ton]
Llolleo 010	5553	16162	35426
Llolleo 100	7585	20642	35454
Melipilla EW	6322	14940	31334
Melipilla NS	4139	16624	35356
UTFSM 070	4532	13663	26580
UTFSM 160	6540	16159	27496
Valparaíso 050	7149	17325	36250
Viña 200	7242	20009	30950
Viña 290	7873	22608	40704

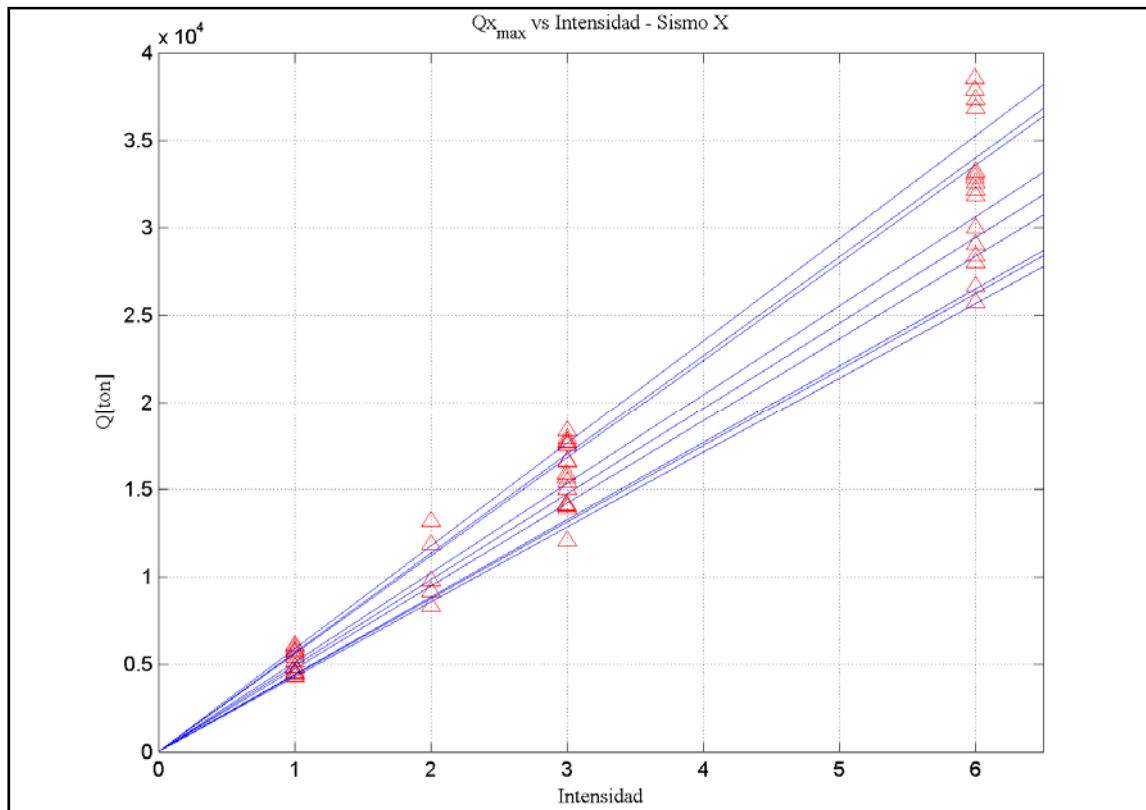


Figura 3.7 – Corte basal X para sismo en dirección $\pm X$ versus Nivel de intensidad. Las líneas azules corresponden a los valores de corte basal máximo de los casos lineales.

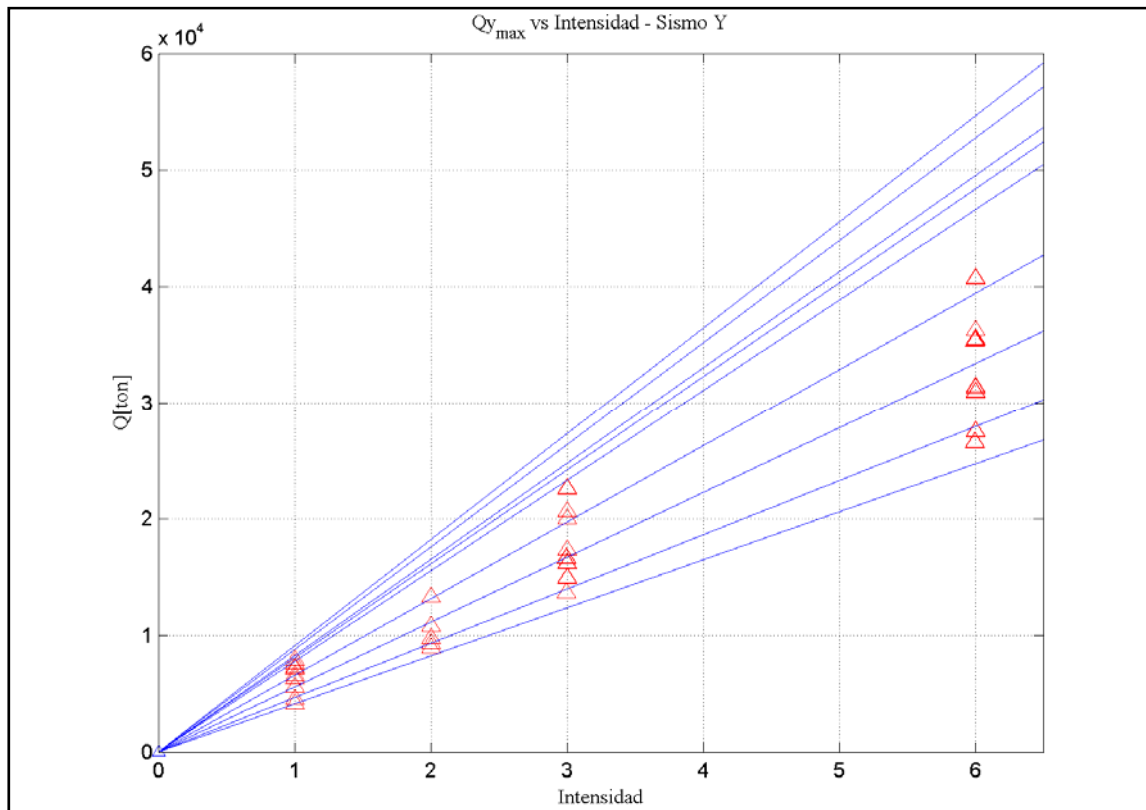


Figura 3.8 – Corte basal Y para sismo en dirección $\pm Y$ versus Nivel de intensidad. Las líneas azules corresponden a los valores de corte basal máximo de los casos lineales.

De las figuras se puede observar que no existe una tendencia clara a un valor límite del corte basal máximo de los casos no lineales versus nivel de intensidad, de hecho, los valores obtenidos son comparables con los valores lineales. Si se considera que la caldera posee un poco más de diez mil toneladas de peso sísmico, el problema de los resultados mostrados está al observar que el orden de magnitud del corte basal para una intensidad alta es del orden de 3 a 4 veces su peso sísmico. Análisis hechos con intensidades mucho mayor, mostraron que el modelo usado de la caldera era capaz de tomar infinita carga lateral, sin reflejar el hecho de que ésta viene condicionada por la capacidad de los elementos. Este extraño efecto revela uno de los errores más importantes de la modelación realizada, producto principalmente de la poca rigurosidad en una buena elección de formas modales para un esquema de análisis modal no lineal. En el capítulo 3.3 de este estudio se discuten los orígenes de los errores del método y la validez de los resultados obtenidos.

3.1.2 Desplazamiento de techo

a) Desplazamiento de techo versus tiempo

Los resultados obtenidos para el desplazamiento de techo muestran un claro contenido de frecuencias más bajo que el corte basal producto del filtro que impone la estructura completa al input de la base.

Se usó como grado de libertad para medir el desplazamiento de techo el nodo mostrado en la Figura 3.9. Este punto se encuentra suficientemente arriostrado para representar de manera adecuada el desplazamiento lateral a nivel de techo, aunque en la dirección transversal se verá fuertemente influenciado por los movimientos torsionales de la estructura.

En las figuras 3.10 a las 3.14 se muestran ejemplos de desplazamiento de techo. Se observa un comportamiento bastante simétrico al comparar las respuestas para sismos en direcciones opuestas (situación que no ocurre con el corte basal). Se observa además por la forma de las curvas y por los espectrogramas mostrados en la Figura 3.14 y Figura 3.15 que la respuesta no posee tanto contenido de frecuencia como el corte basal, mostrando una respuesta de período alto que tiende a no tener un grupo de frecuencias predominantes para niveles de intensidad x3 y x6, obteniendo espectrogramas bastante suaves, pero siempre en la zona de períodos altos. Es interesante notar que para niveles de intensidad x1 presenta un espectrograma muy similar al caso lineal.

Para generar los espectrogramas de desplazamiento de techo se procedió de la misma forma para el corte basal.

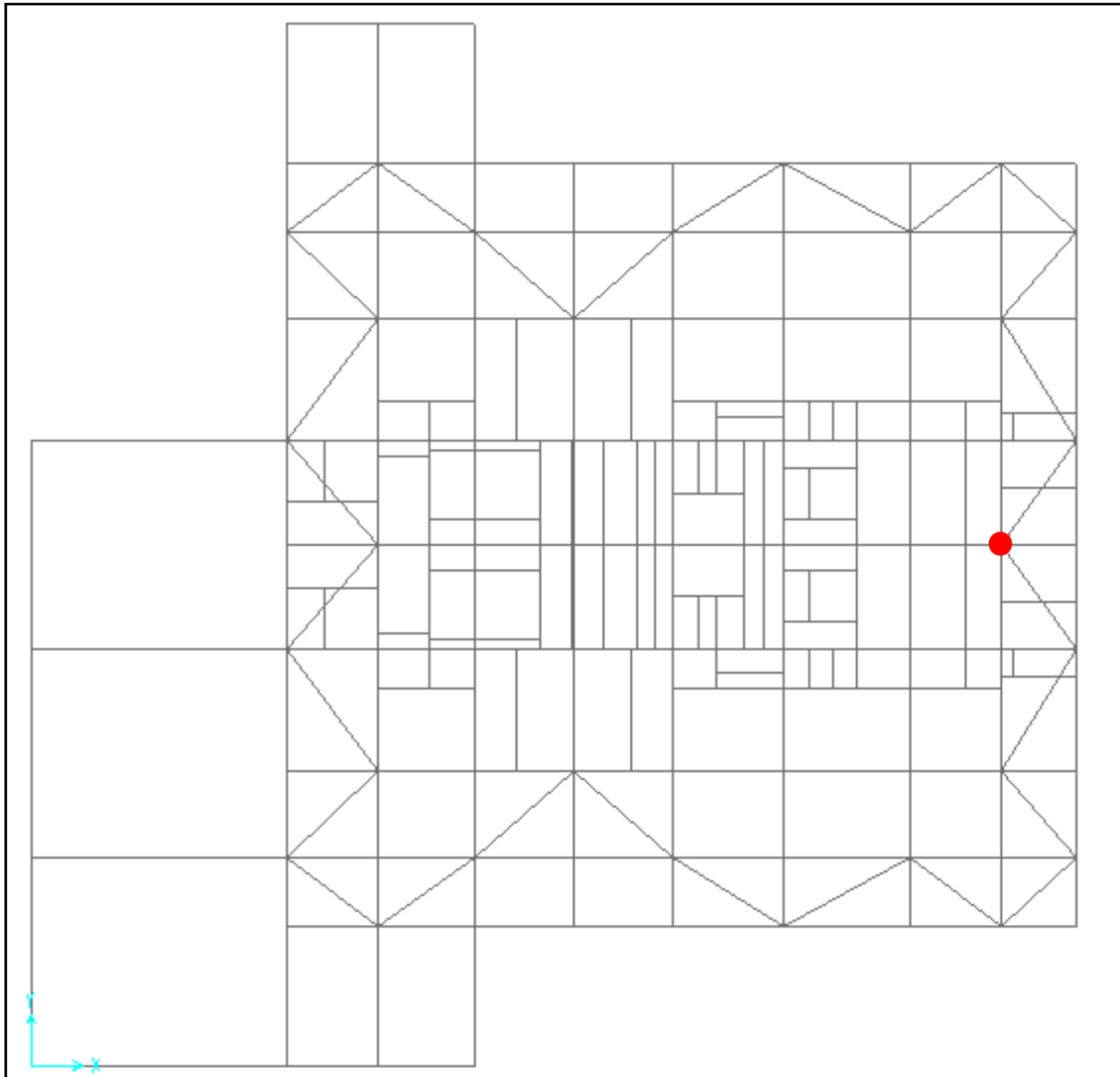


Figura 3.9 – Nodo usado para medir el desplazamiento de techo.

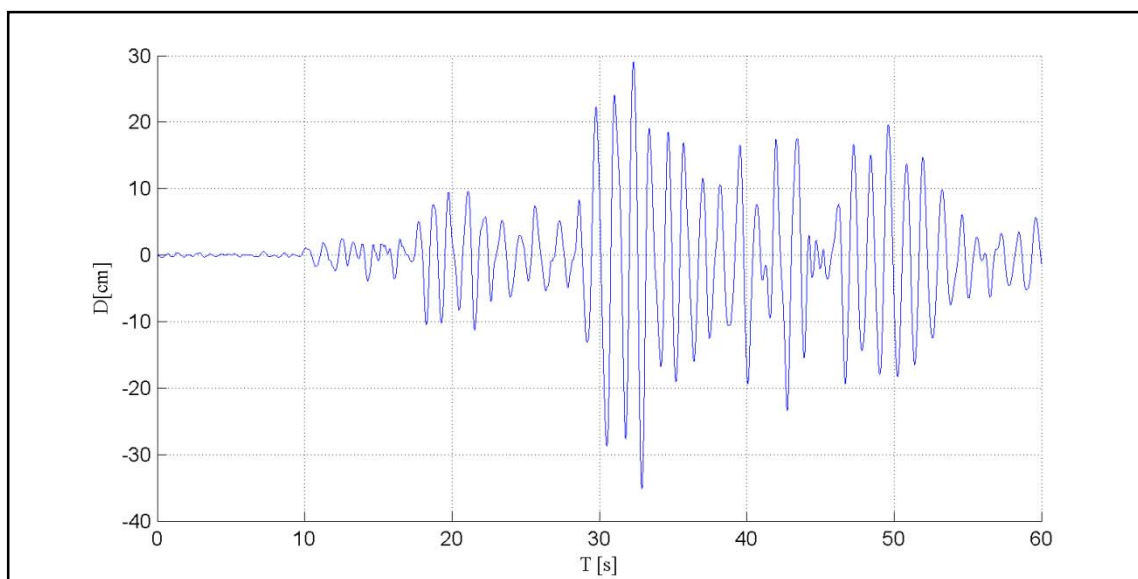


Figura 3.10 – Desplazamiento de techo en dirección X vs. tiempo para el registro Lollo 010x1 en dirección +X.

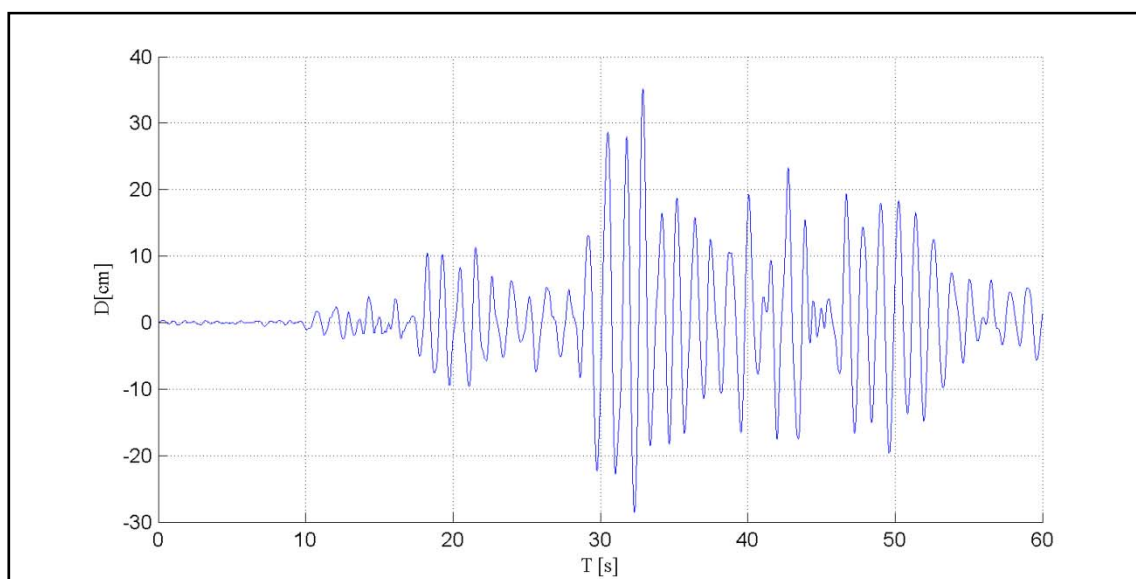


Figura 3.11 – Desplazamiento de techo en dirección X vs. tiempo para el registro Lollo 010x1 en dirección -X.

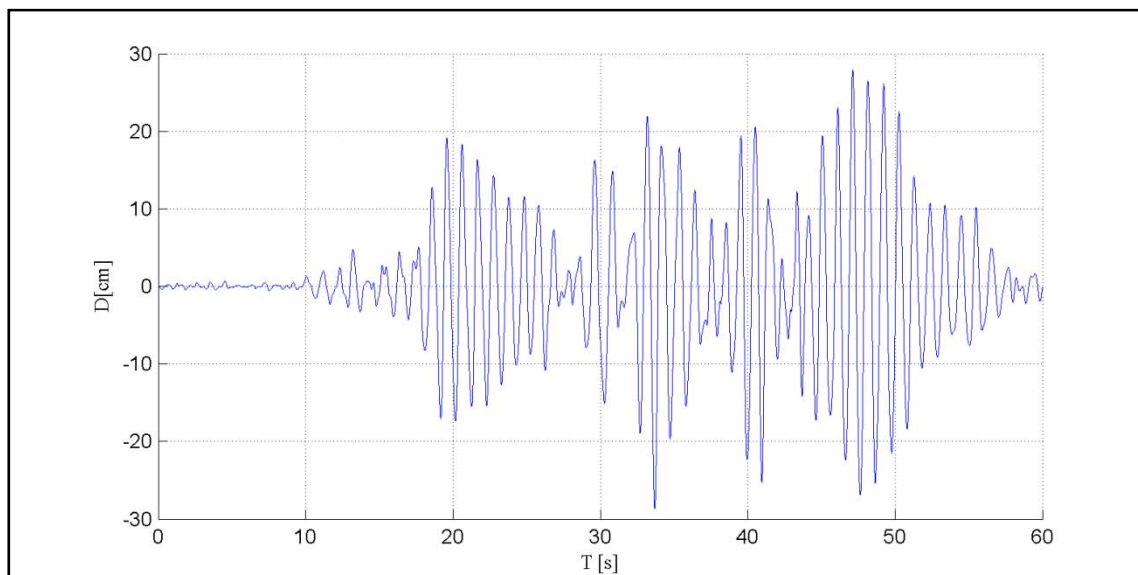


Figura 3.12 – Desplazamiento de techo en dirección Y vs. tiempo para el registro Lollo 010x1 en dirección +Y.

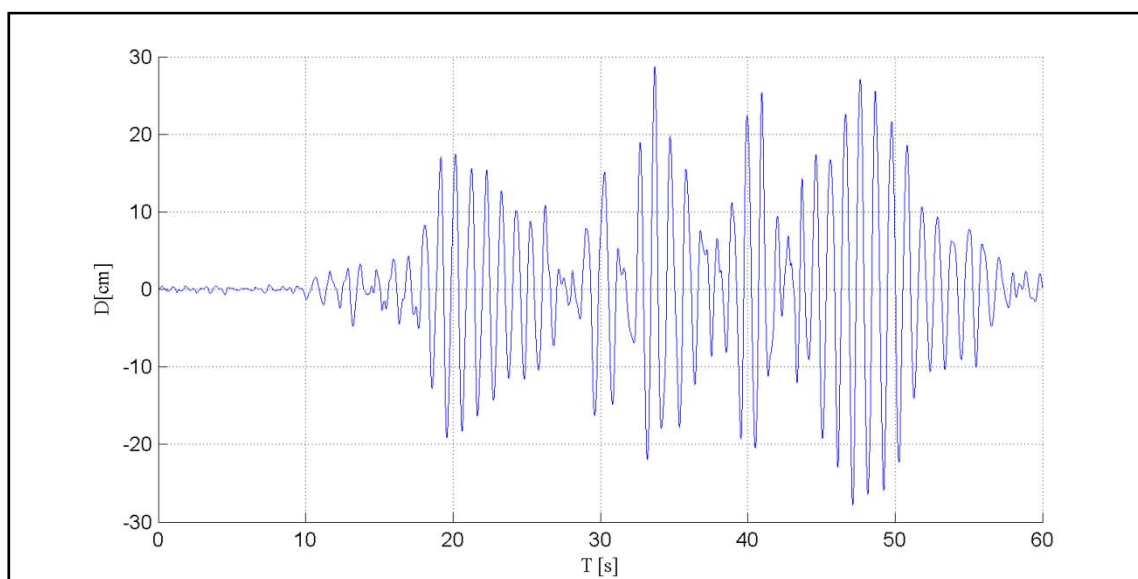


Figura 3.13 – Desplazamiento de techo en dirección Y vs. tiempo para el registro Lollo 010x1 en dirección -Y.

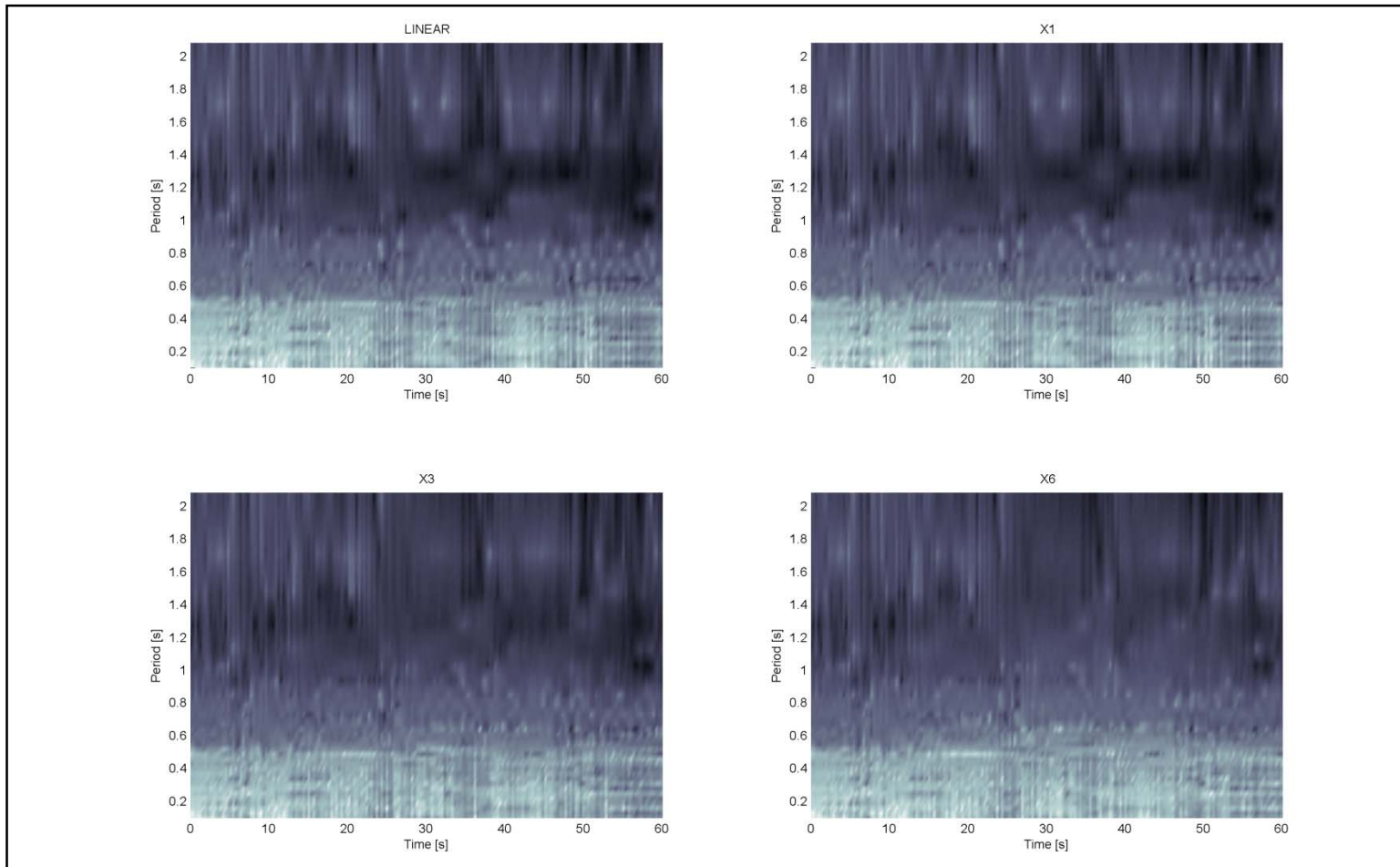


Figura 3.14 – Espectrograma de pseudo-función de transferencia del desplazamiento de techo en X calculado en base a la respuesta Llolleo 010 en dirección +X para distintos niveles de intensidad.

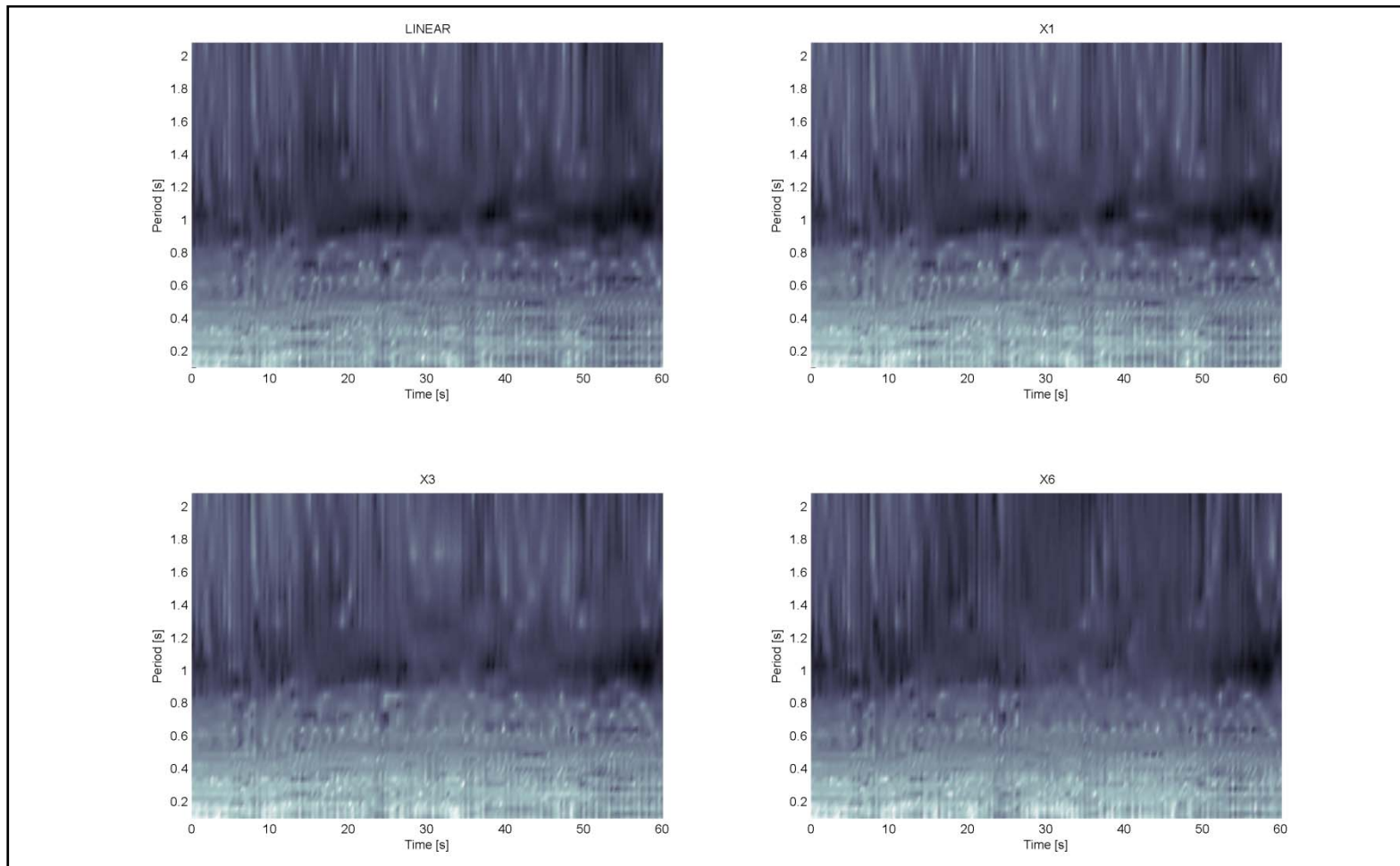


Figura 3.15 – Espectrograma de pseudo-función de transferencia del desplazamiento de techo en Y calculado en base a la respuesta Llolleo 010 en dirección +Y para distintos niveles de intensidad.

b) Desplazamiento de techo máximo versus intensidad

Dado que para niveles de intensidad altos el método muestra niveles de error importantes, no fue posible hacer comentarios concluyentes sobre la interpretación física de los resultados obtenidos para niveles de intensidad mayores a $x1$ (ver punto 3.3 para mayor información). Se observa en la Figura 3.16 y Figura 3.17 una tendencia a aumentar el desplazamiento de techo máximo conforme aumenten los niveles de intensidad, pero con valores que tienden a ser levemente menores que los desplazamientos elásticos, situación que no parece ser físicamente coherente con el hecho de que los cortes basales también tienen una tendencia a aumentar su valor con los aumentos de intensidad por sobre los valores lineales y los niveles de no linealidad también en aumento.

Se observa además en la Tabla 3.3 y Tabla 3.4 que los órdenes de magnitud de deformación de techo que se alcanzan para niveles de intensidad altos (mayores a $x1$) hacen necesario considerar en el análisis efectos de segundo orden por efecto de los cambios en la geometría (rigidez geométrica y efecto $P-\Delta$), principalmente por el hecho de los interiores de la caldera cuelgan desde el techo y todo su peso contribuye a la inestabilidad y flexibilización de la estructura de soporte completa.

Tabla 3.3 – Valores máximos de desplazamiento de techo en X para sismo en X versus nivel de intensidad (se promediaron los valores máximos de ambos sentidos del sismo).

	Intensidad		
	x1	x3	x6
Registro	[cm]	[cm]	[cm]
Llolleo 010	35.2	81.8	149.3
Llolleo 100	33.9	81.2	118.6
Melipilla EW	22.9	73.3	147.3
Melipilla NS	36.4	75.3	167.6
UTFSM 070	27.2	67.6	142.5
UTFSM 160	25.7	63.7	111.9
Valparaíso 050	36.6	95.4	135.5
Viña 200	32.2	87.8	158.6
Viña 290	35.2	95.8	145.2

Tabla 3.4 – Valores máximos de desplazamiento de techo en Y con sismo en Y versus nivel de intensidad. (se promediaron los valores máximos de ambos sentidos del sismo).

	Intensidad		
	x1	x3	x6
Registro	[cm]	[cm]	[cm]
Llolleo 010	28.7	70.3	124.5
Llolleo 100	38.6	76.2	134.2
Melipilla EW	35.9	74.7	122.6
Melipilla NS	22.7	71.1	133.9
UTFSM 070	26.0	56.4	106.7
UTFSM 160	34.9	63.9	117.5
Valparaíso 050	45.8	76.1	166.8
Viña 200	40.2	91.7	162.3
Viña 290	42.4	95.9	191.2

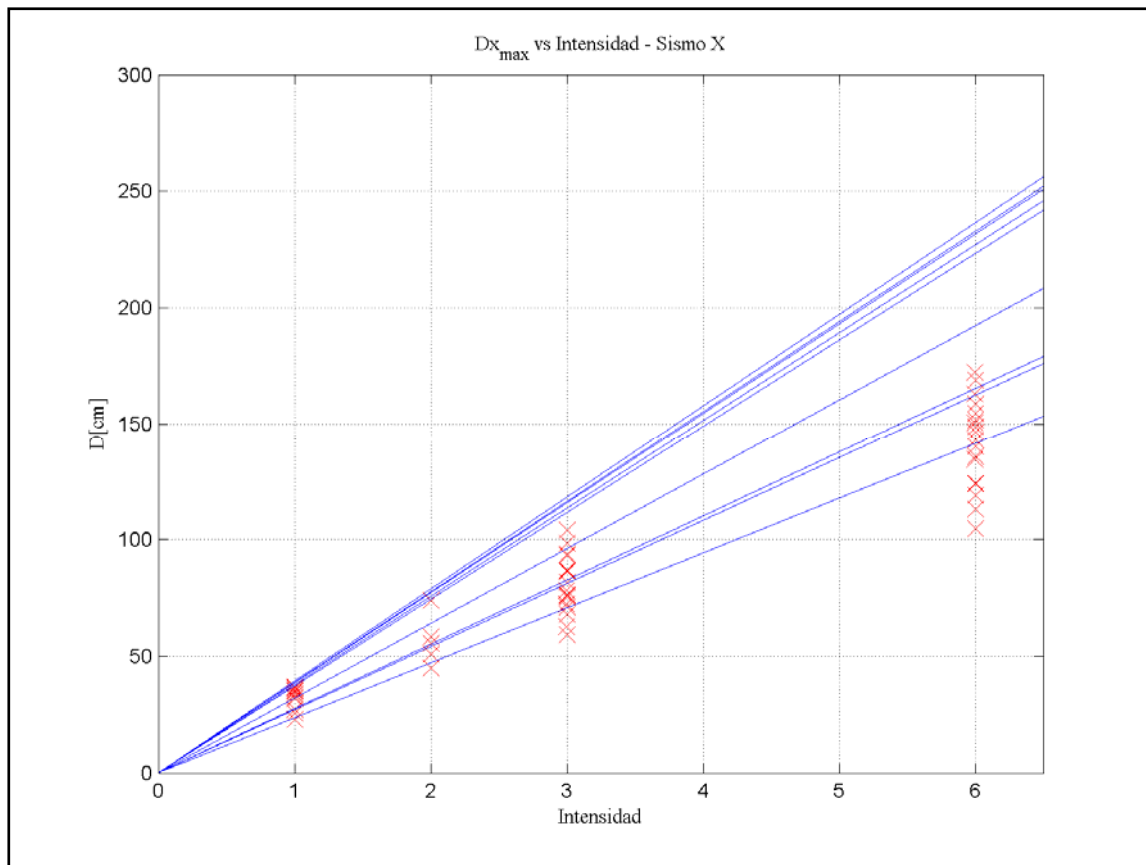


Figura 3.16 – Desplazamiento de techo en X para sismo en dirección $\pm X$ versus Intensidad. Las líneas azules corresponden a los valores de corte basal máximo de los casos lineales.

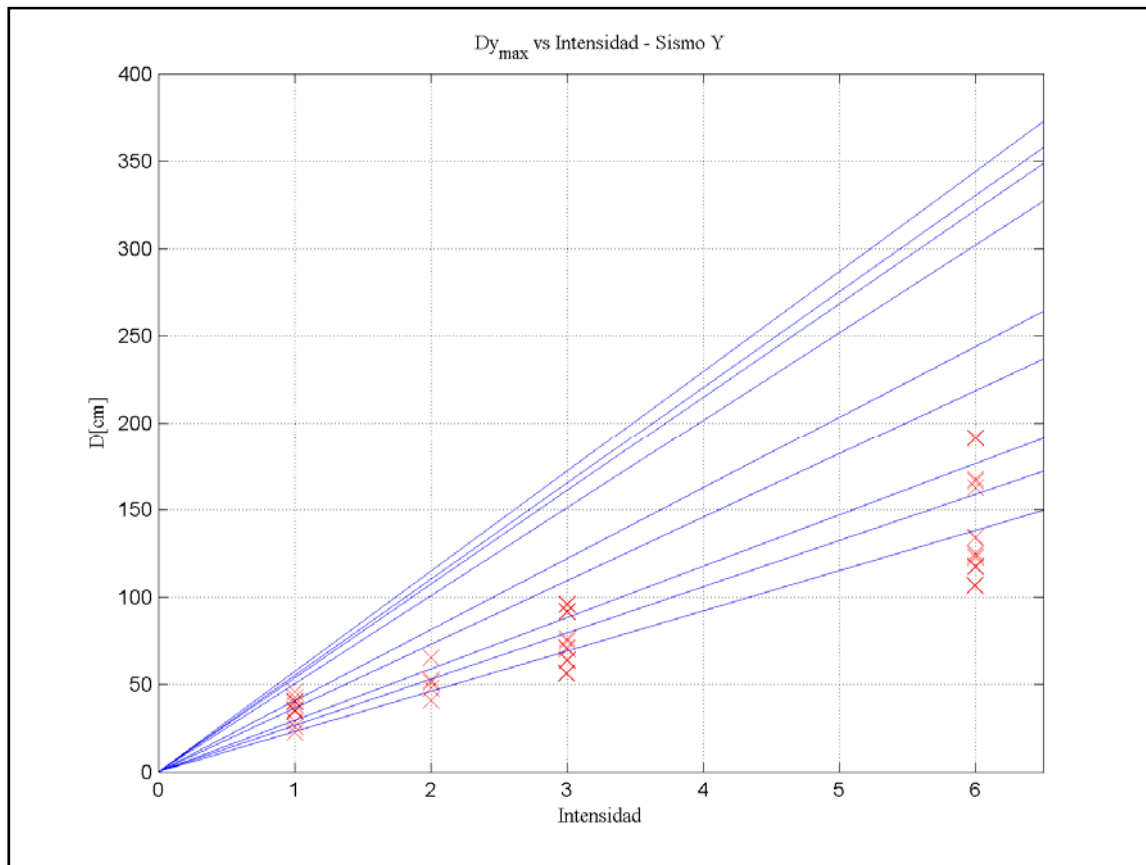


Figura 3.17 – Desplazamiento de techo en Y para sismo en dirección $\pm Y$ versus Intensidad. Las líneas azules corresponden a los valores de corte basal máximo de los casos lineales.

3.1.3 Drift entre niveles

Se calculan los drift (desplazamientos relativos) entre los niveles principales de la caldera (ver Figura 3.18). La estimación del drift entre niveles se hizo en base a puntos ubicados en la columna ubicada en la intersección de los planos $X=3020\text{cm}$ e $Y=2100\text{cm}$, la cual se encuentra bien arriostrada en los niveles considerados para la estimación del drift. Cabe destacar que los resultados mostraron una alta no linealidad en los arriostramientos de planta, por lo que los drift evaluados en distintos puntos pueden llegar a tener valores distintos cuando las rigideces de los elementos en planta entren en importantes niveles de no linealidad.

En base a los resultados observados, no es posible establecer un patrón o una forma modal predominante en la respuesta en la dirección longitudinal de la caldera, aunque sí se aprecia una importante contribución de los modos con mayor participación de masa en dirección respectiva.

En la Figura 3.19 y la Figura 3.20 se muestran los drifts máximos para todos los registros en ambos sentidos separados por nivel de intensidad. Se observa en primer lugar que ningún máximo de drift varía en más del doble que el valor máximo que puede dar para otros registros normalizados a la misma intensidad. Se observa también que los mayores valores se concentran para ambas direcciones en los drift 4 y 5 (ver Tabla 3.5), situación que se explica por la transferencia de fuerzas horizontales de los interiores a la estructura por medio de los topes sísmicos en esos niveles y por el hecho de que al final de la zona del drift 3 se produce una disminución brusca de rigidez que hace que lateralmente sean mucho menos rígidos las zonas de los drift 4 al 7. Por último, cabe destacar que para todos los casos analizados con intensidad $x1$, el drift obtenido fue menor al 15/1000 límite que exige la norma NCh2369 (INN, 2003).

Tabla 3.5 – Envolvente de drift entre nivel según nivel de intensidad (valores amplificados por 1000).

	Sismo X - Dir X			Sismo Y - Dir Y		
	x1	x3	x6	x1	x3	x6
Drift 1	5.1	12.2	25.6	7.7	18.9	36.0
Drift 2	7.8	18.6	41.2	3.6	9.0	17.3
Drift 3	6.2	17.4	32.0	5.1	13.5	26.1
Drift 4	14.7	30.3	47.7	13.2	32.9	60.9
Drift 5	14.5	37.8	54.4	11.1	25.7	48.1
Drift 6	12.0	30.9	47.7	8.5	20.6	40.1
Drift 7	9.4	23.0	41.6	8.7	17.0	33.8

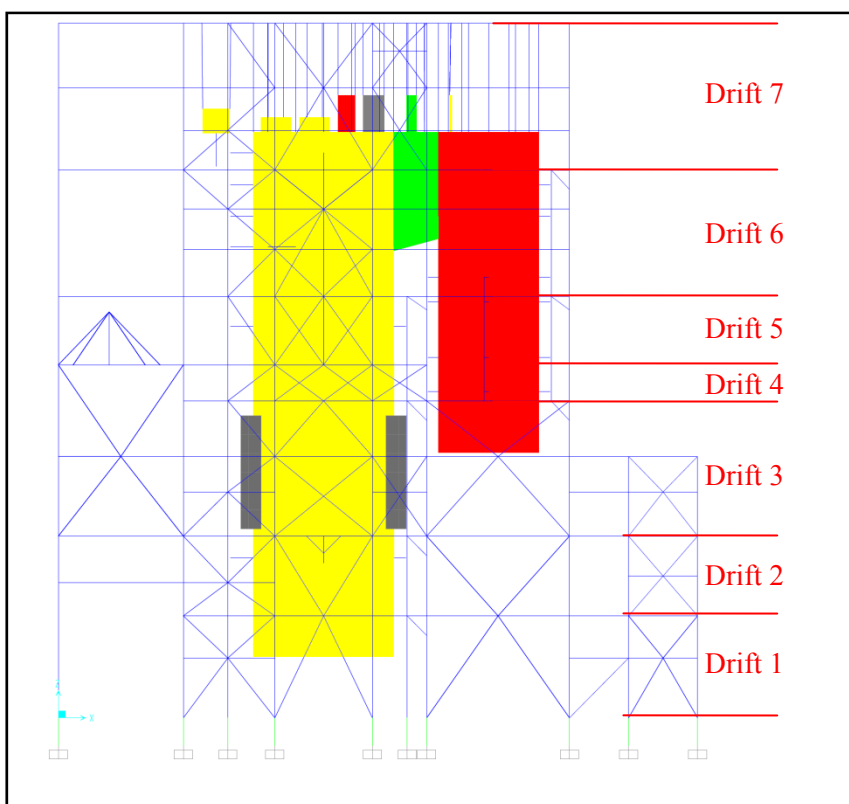


Figura 3.18 – Definición de los distintos drift entre niveles.

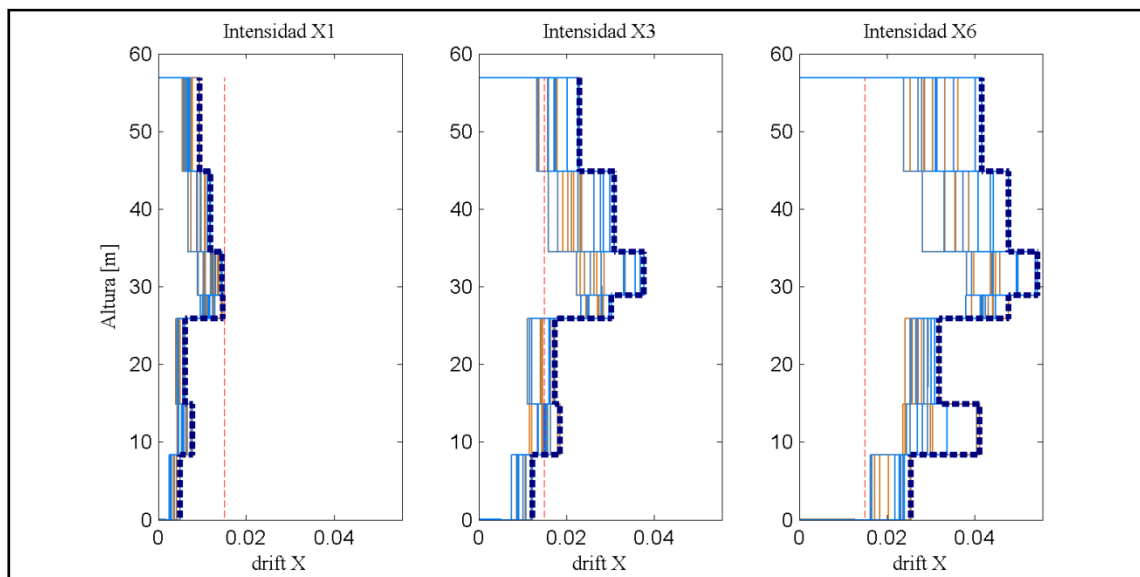


Figura 3.19 – Drifts máximos entre niveles en dirección X para sismo X. La línea punteada azul representa la envolvente de los drifts, mientras que la línea roja representa el límite de drift de 15/1000 de la norma NCh2369.

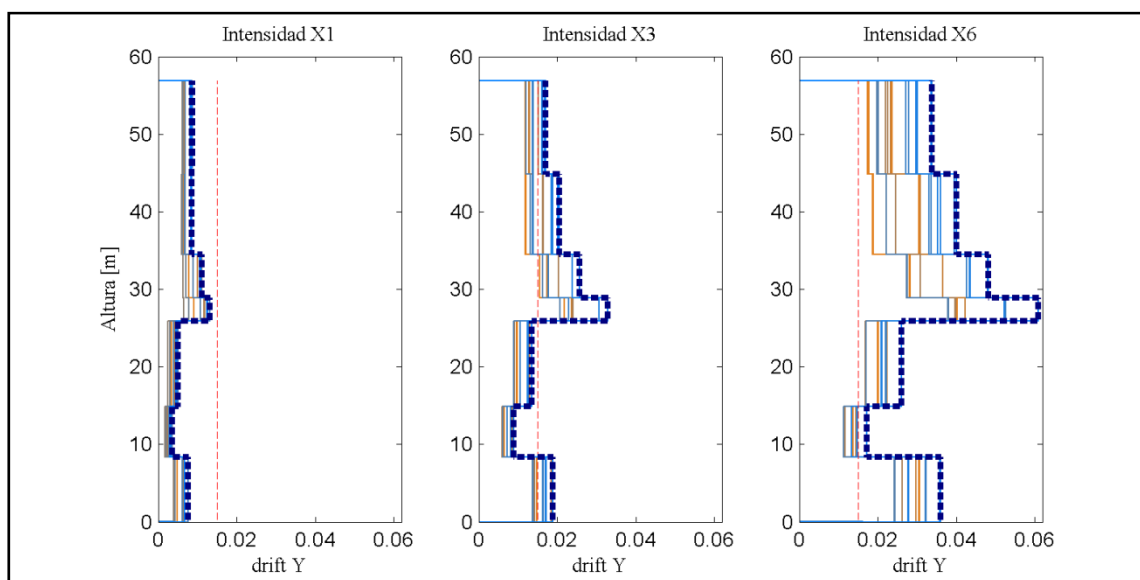


Figura 3.20 – Drifts máximos entre niveles en dirección Y para sismo Y. La línea punteada azul representa la envolvente de los drifts, mientras que la línea roja representa el límite de drift de 15/1000 de la norma NCh2369.

3.1.4 Correlación Corte Basal – Desplazamiento de techo

El estudio de la correlación entre el corte basal y el desplazamiento de techo puede ser muy útil para tratar de asociar propiedades o comportamientos de sistemas de un grado de libertad al diseño y/o análisis de una estructura.

Lamentablemente, en base a los resultados obtenidos, tanto en rango no lineal como lineal, no se observó ninguna correlación entre ambas variables, aunque en la dirección Y se aprecia una mayor influencia de un modo predominante. En la Figura 3.21 y Figura 3.22 se presentan dos gráficos típicos de constitutivas de corte basal versus desplazamiento de techo que permiten describir la situación planteada.

Se observa además que los cortes basales máximos tienden a ocurrir en tiempos distintos a los desplazamientos de techo máximos, por lo que tampoco es de esperar una correlación adecuada entre los valores máximos.

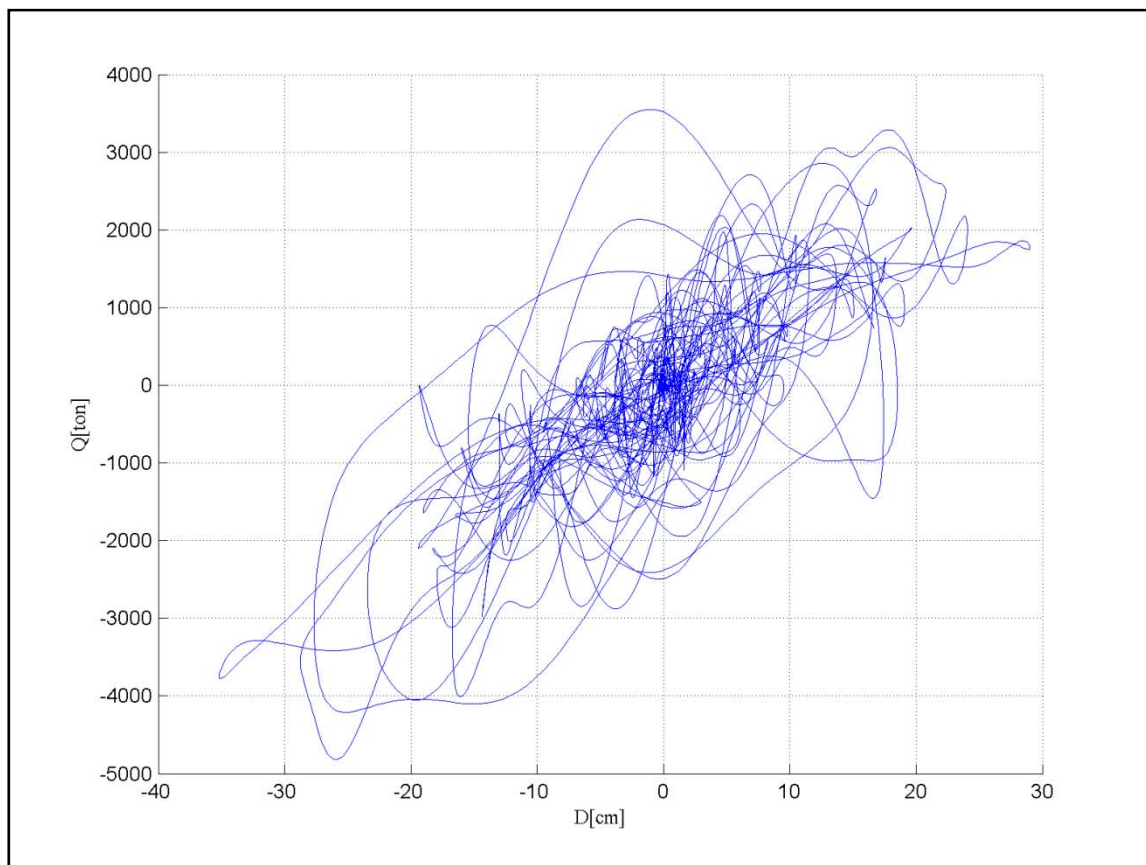


Figura 3.21 – Gráfico corte basal vs. desplazamiento de techo, ambos en dirección X para el sismo de Llolleo010x1 en dirección +X.

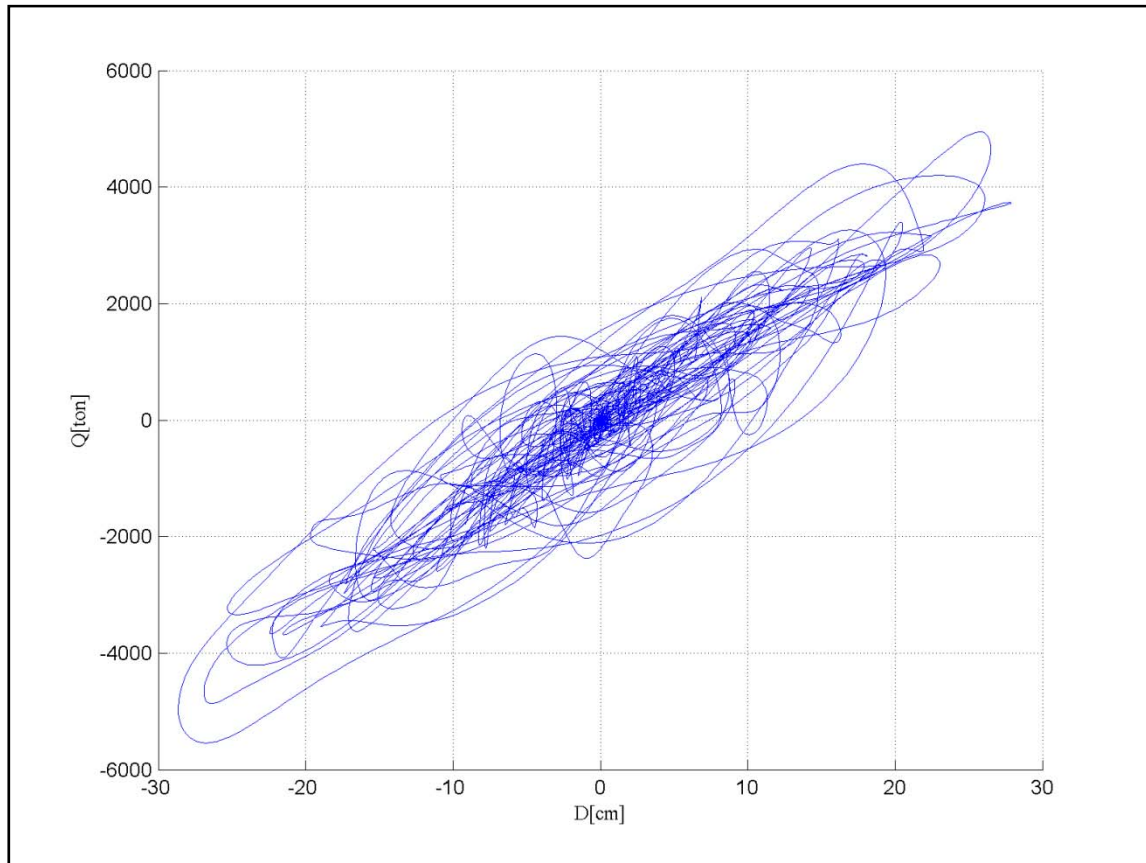


Figura 3.22 – Gráfico corte basal vs. desplazamiento de techo, ambos en dirección Y para el sismo de Llolleo010x1 en dirección +Y.

En la Figura 3.23 y Figura 3.24 se muestran los valores de corte basal máximo versus desplazamiento de techo máximo para cada caso analizado. Este gráfico explicita nuevamente el error del método, ya que se esperaría que el corte basal máximo alcance una asíntota para niveles de deformación de techo muy grandes, situación que no se observa en los gráficos y que impide obtener valiosas conclusiones, principalmente el asociar un factor de reducción R a la respuesta lineal o determinar un eventual punto de fluencia basados en el desplazamiento máximo de techo y el corte basal para una representación de capacidad de la estructura. Es interesante destacar que en la dirección Y los puntos se encuentran generalmente a pares debido a la alta simetría en esa dirección, a diferencia de la otra dirección, donde a medida que aumenta la intensidad los máximos son altamente dependientes del sentido del sismo, aunque el orden de magnitud de los valores máximos alcanzado es comparable con los valores del sentido opuesto.

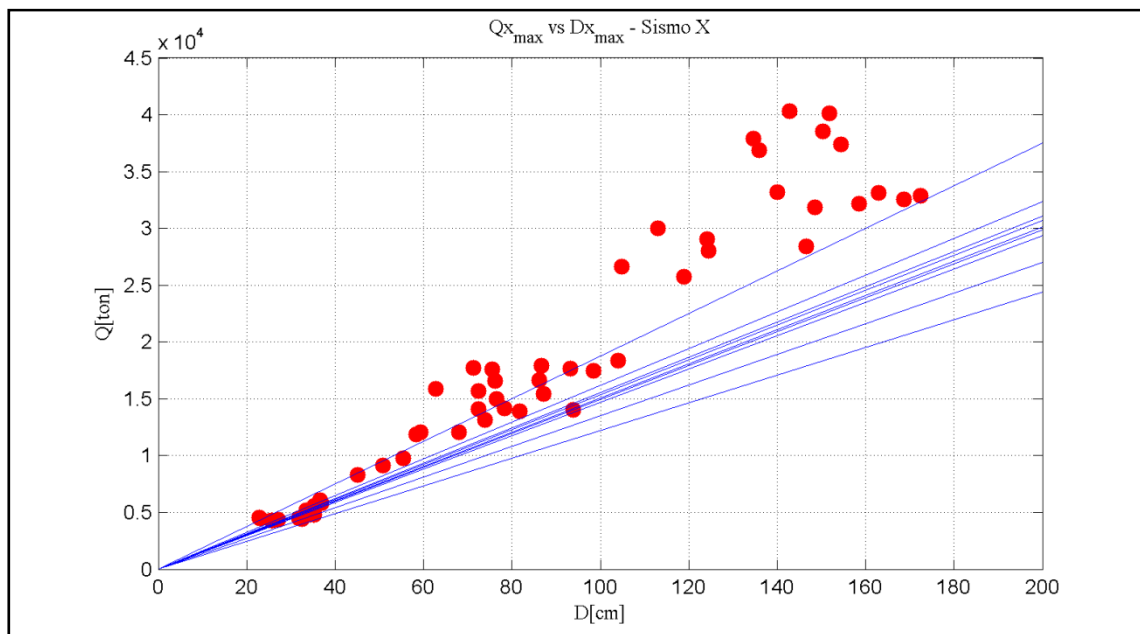


Figura 3.23 – Corte basal máximo vs. desplazamiento de techo máximo en X. Las líneas azules corresponden a los valores de corte basal máximo de los casos lineales.

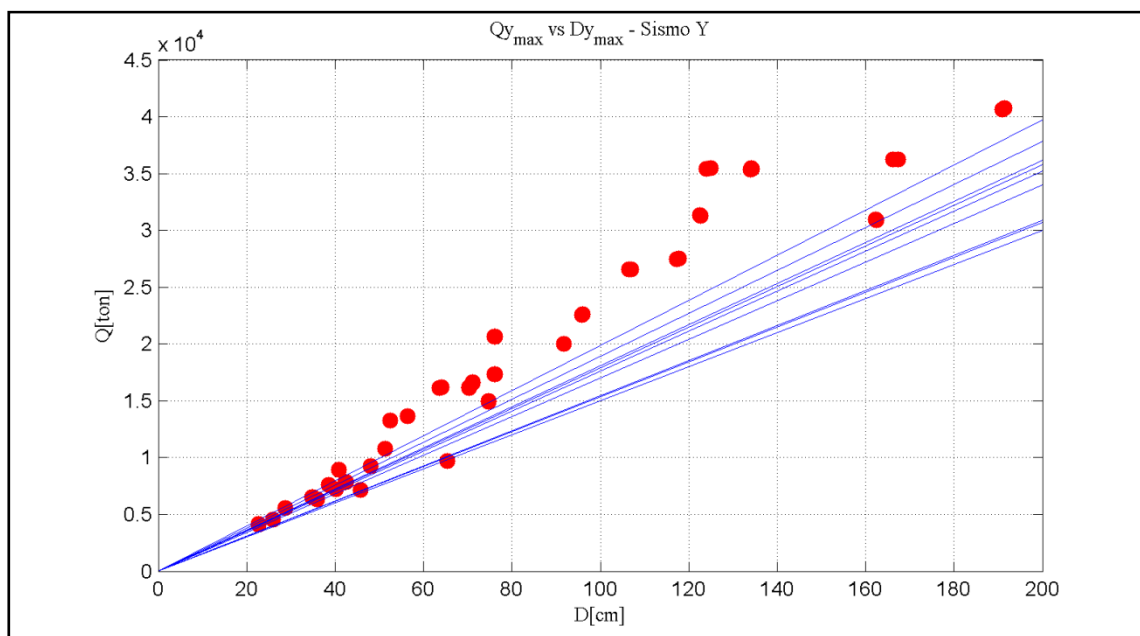


Figura 3.24 – Corte basal máximo vs. desplazamiento de techo máximo en Y. Las líneas azules corresponden a los valores de corte basal máximo de los casos lineales.

3.2. Resultados locales

Se presenta el resumen de los resultados a nivel local de los elementos con no linealidad concentrada de la caldera.

Para efectos de presentación de los resultados, se considerará que un elemento se encuentra en rango no lineal para un tiempo dado si en algún momento anterior a ese tiempo de referencia el elemento dejó de tener un comportamiento lineal, independiente de que haya sido sólo en un breve instante de tiempo o que el elemento haya recuperado un comportamiento lineal después de sufrir algún tipo de efecto no lineal.

3.2.1 Resultados generales

Los resultados observados muestran que para niveles de intensidad de magnitud $x1$, el orden de la secuencia de comienzo del comportamiento no lineal tiende a comenzar por pedestales, topes sísmicos y arriostramientos verticales ubicados en el mismo plano que la dirección del sismo, con una posterior y menor participación en cantidad de casos en los arriostramientos en planta y aún menor en columnas y arriostramientos verticales en los planos perpendiculares a la dirección del sismo. Para intensidades mayores el orden de la secuencia se mantiene, pero se llega a una mayor cantidad de elementos en rango no lineal.

Debido a que la secuencia de comienzo del comportamiento no lineal en el tiempo es altamente dependiente de las características particulares de cada registro, de la intensidad de éste y de la dirección y sentido con que haya sido aplicado, no es posible poder generalizar gráficos que resuman la tendencia de la secuencia. A modo de ejemplo, se presentan 3 figuras de registros distintos, con intensidades distintas y con dirección y sentido distintos, de forma tal de dar al lector una idea de cómo ocurre en términos generales la secuencia de plastificación en la caldera estudiada (ver Figura 3.25, Figura 3.26 y Figura 3.27). Notar que en estas figuras se muestra el porcentaje de elemento en rango no lineal respecto al total de elementos de la misma categoría. Notar además que se encuentran de forma independiente los arriostramientos según el plano en el cuál están contenidos.

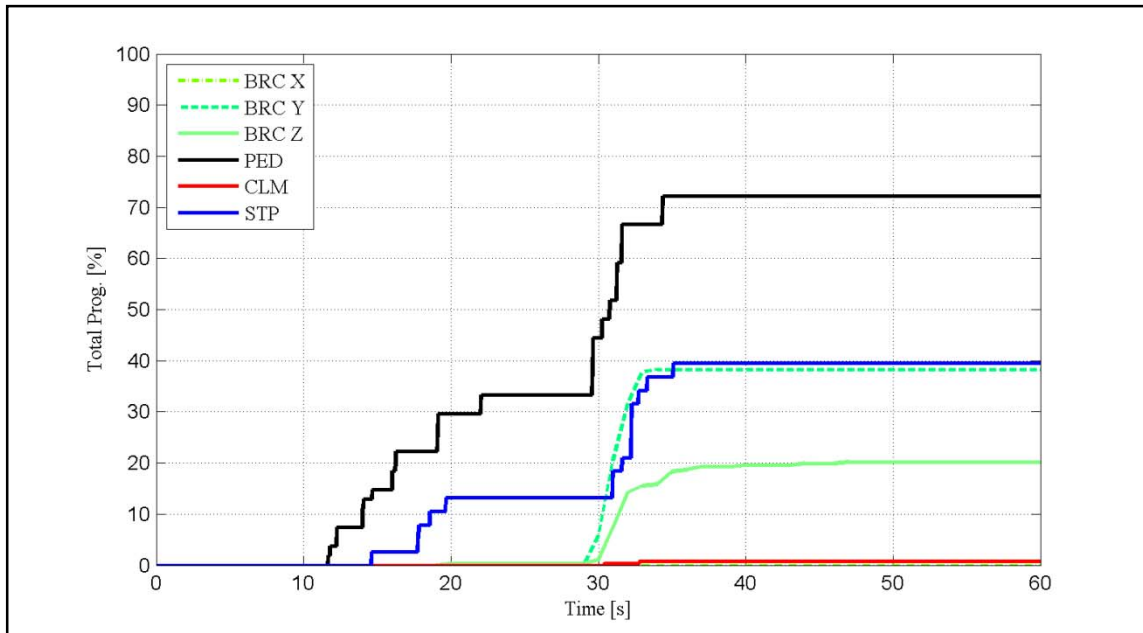


Figura 3.25 – Secuencia de comienzo del comportamiento no lineal porcentual para Lollo010 x1 en dirección +X.

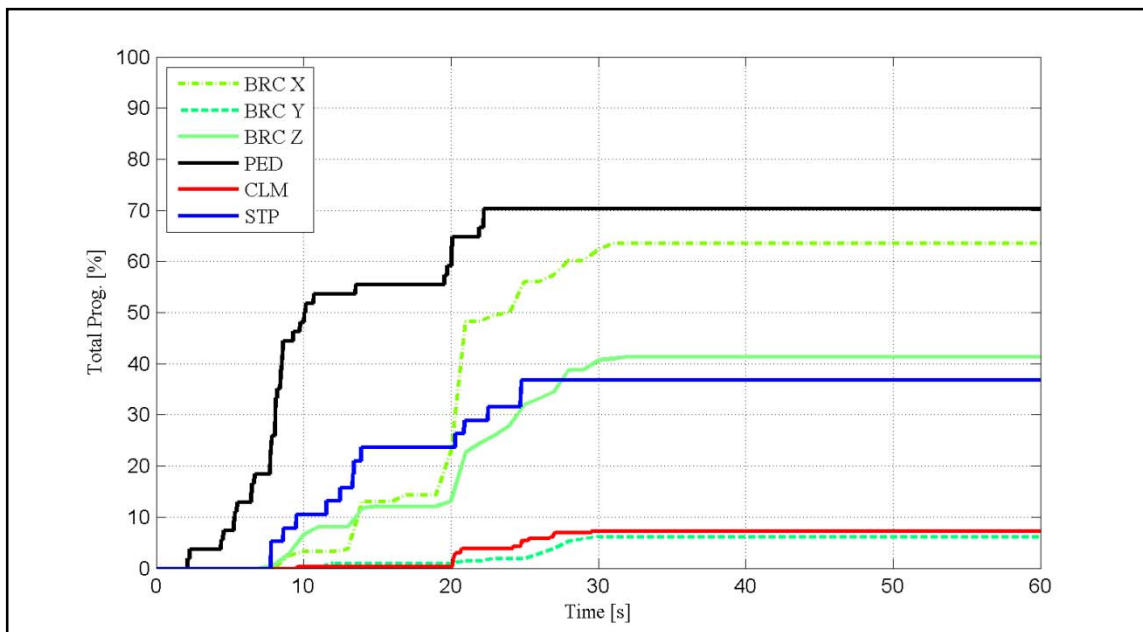


Figura 3.26 – Secuencia de comienzo del comportamiento no lineal porcentual para UTFSM070x2 en dirección +Y.

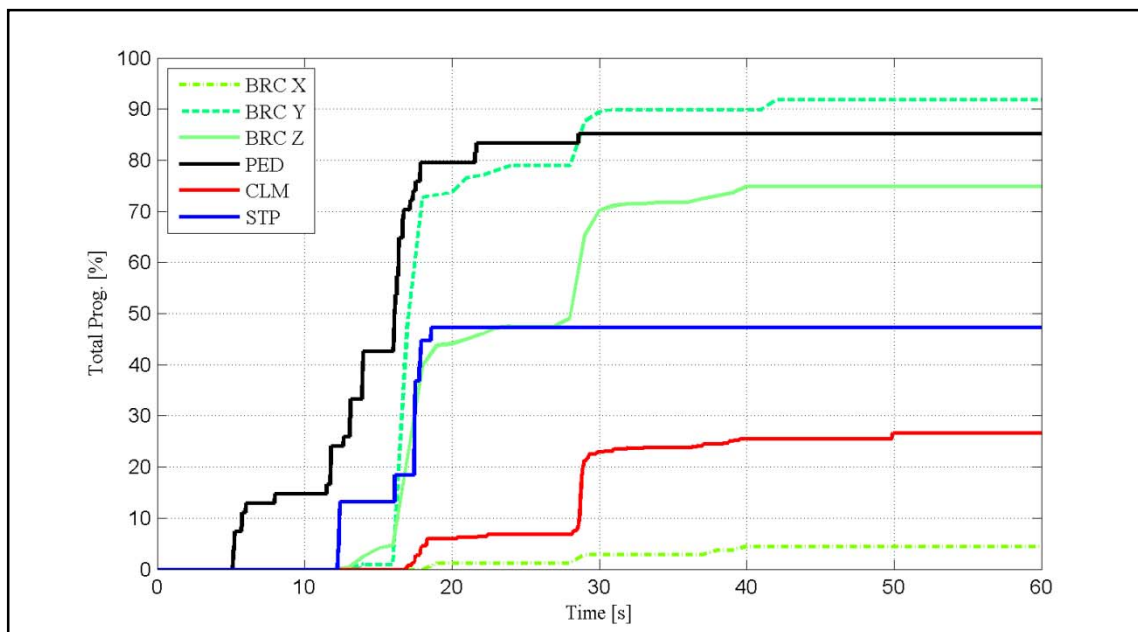


Figura 3.27 – Secuencia de comienzo del comportamiento no lineal porcentual para Viña290 x3 en dirección -X.

En la Tabla 3.6 y Tabla 3.7 se muestra el nivel de comienzo del comportamiento no lineal al final de cada registro para cada tipo de elemento no lineal. Como es de esperar, el nivel de plastificación aumenta con el nivel de intensidad, al igual que la dispersión de los resultados, situación que se explica por el número limitado de elementos que resisten la sollicitación y por el número limitado de formas modales usadas que obliga a fallar a más elementos que el caso real para sollicitaciones muy grandes.

Tabla 3.6 – Porcentaje de elementos en rango no lineal según nivel de intensidad para sismo en dirección X.

			Sismo X					
			x1		x3		x6	
Tipo de no linealidad	Abrev.	Total	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
Arriostramientos plano YZ	BRCX	244	0%	0%	4%	2%	22%	4%
Arriostramientos plano XZ	BRCY	209	43%	9%	91%	1%	97%	1%
Arriostramientos en planta	BRCZ	322	26%	5%	71%	4%	88%	2%
Pedestales	PED	54	74%	5%	85%	1%	85%	0%
Columnas	CLM	695	1%	1%	26%	4%	52%	2%
Topes Sísmicos	STP	38	36%	7%	49%	1%	50%	1%

Tabla 3.7 – Porcentaje de elementos en rango no lineal según nivel de intensidad para sismo en dirección Y.

			Sismo Y					
			x1		x3		x6	
Tipo de no linealidad	Abrev.	Total	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
Arriostramientos plano YZ	BRCX	244	41%	13%	78%	2%	89%	2%
Arriostramientos plano XZ	BRCY	209	2%	1%	25%	7%	49%	4%
Arriostramientos en planta	BRCZ	322	21%	7%	70%	5%	88%	1%
Pedestales	PED	54	66%	3%	73%	2%	77%	2%
Columnas	CLM	695	3%	2%	22%	3%	44%	4%
Topes Sísmicos	STP	38	29%	3%	49%	5%	63%	7%

Es interesante destacar de las tablas anteriores que los topes sísmicos y pedestales, a pesar de ser uno de los elementos que más fácilmente entran en rango no lineal, los porcentajes finales de elementos en rango lineal no varían mucho para distintas intensidades, como sí ocurre con los otros elementos. Esta situación se explica por el hecho

de que tanto pedestales como topes sísmicos poseen un número limitado de elementos que aportan resistencia a los movimientos de la caldera en una dirección preferencial. De esta forma, cuando un sismo con los niveles de intensidades estudiados va en una dirección determinada, fácilmente traccionará los pedestales más extremos de la base y deformará severamente los topes que impidan las deformaciones relativas entre los interiores colgantes y la estructura de soporte en el sentido del movimiento del suelo, sin producir mayores no linealidades en los pedestales ubicados más al centro o en los topes perpendiculares a la dirección del sismo.

3.2.2 Arriostramientos

El comportamiento general de los arriostramientos se presenta desglosado en distintas tablas comparativas que buscan de dar a entender el comportamiento del principal sistema sismorresistente lateral de la estructura de soporte de la caldera.

a) Comportamiento según eje resistente

Se puede observar en la Tabla 3.8, Tabla 3.9 y Tabla 3.10 los porcentajes de elementos en rango no lineal según eje resistente para distintas intensidades. El porcentaje mostrado es respecto al total de elementos del eje en cuestión.

Para el sistema de arriostramientos en X (plano YZ), la mayor concentración de comportamiento no lineal porcentual se ubica en los primeros 3 ejes resistentes ($X=0\text{cm}$, $X=1025\text{cm}$ y $X=3020\text{cm}$) a pesar que el número total de elementos se distribuye de forma similar hacia los extremos. Esta situación se explica principalmente por que los elementos en la zona mencionada tienden a ser levemente más esbeltos que los ubicados en los ejes resistentes $X=4190\text{cm}$ y $X=5240\text{cm}$, además del hecho de que el eje $X=5240\text{cm}$ tiene una altura de 21.4m y las fuerzas inerciales laterales originadas descargan principalmente por los otros ejes resistentes que se distribuyen en toda la altura de la caldera

Por otra parte, el sistema de arriostramientos en Y (plano XZ) concentra los mayores porcentajes de elementos en rango no lineal en los ejes resistentes con mayor número de elementos, situación que se explica por la mayor rigidez que poseen estos ejes por el número de elementos que contienen y por que los arriostramientos se distribuyen en todos los niveles, lo cual no ocurre en ejes donde el arriostre es más bien local.

Como es de esperar, los arriostramientos para una dirección dada tienden a resistir principalmente esfuerzos producidos por movimientos del suelo en la misma dirección del plano donde se encuentran los arriostramientos, situación que puede no ser totalmente cierta cuando los efectos torsionales son importantes. En el caso estudiado, se observa que los arriostramientos en el plano YZ se mantienen predominantemente en rango elástico frente a excitaciones en dirección X, situación que difiere en los arriostramientos del plano XZ, donde sí se observa un efecto importante para sollicitaciones en Y para los ejes más extremos, situación que se manifiesta por las menores dimensiones de la planta en esa dirección, aumentando la sollicitación axial de los elementos más extremos en esa dirección para poder resistir el momento volcante.

Tabla 3.8 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal del plano YZ (arriostramientos en X) según eje resistente y nivel de intensidad.

		Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
Plano YZ [cm]	Total	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
X= 0	38	0%	0%	0%	0%	13%	9%	42%	27%	97%	2%	99%	1%
X= 1025	54	0%	0%	2%	1%	19%	4%	69%	16%	100%	0%	100%	0%
X= 3020	56	0%	0%	6%	7%	38%	14%	43%	15%	74%	4%	88%	4%
X= 4190	60	0%	0%	9%	3%	27%	8%	34%	12%	81%	3%	93%	3%
X= 5240	36	0%	0%	0%	0%	0%	0%	8%	9%	25%	6%	60%	14%

Tabla 3.9 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal del plano XZ (arriostramientos en Y) según eje resistente y nivel de intensidad.

Plano XZ [cm]	Total	Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
		$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
Y= 0	26	41%	15%	96%	1%	100%	1%	7%	3%	40%	11%	64%	9%
Y= 560	36	52%	8%	83%	2%	91%	4%	2%	2%	23%	11%	53%	6%
Y= 840	4	24%	29%	99%	6%	100%	0%	0%	0%	83%	30%	100%	0%
Y= 1185	28	59%	10%	96%	3%	100%	0%	0%	0%	7%	5%	22%	6%
Y= 1680	4	11%	21%	99%	6%	100%	0%	0%	0%	32%	29%	100%	0%
Y= 2100	13	12%	15%	85%	9%	99%	3%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 2520	4	7%	17%	99%	6%	100%	0%	0%	0%	31%	39%	100%	0%
Y= 3015	28	54%	8%	95%	3%	100%	1%	0%	0%	9%	4%	23%	6%
Y= 3360	4	13%	21%	96%	13%	100%	0%	0%	0%	81%	32%	100%	0%
Y= 3640	36	47%	10%	84%	2%	91%	3%	2%	2%	29%	8%	63%	10%
Y= 4200	26	30%	15%	94%	3%	100%	1%	3%	1%	39%	13%	60%	6%

En la Figura 3.28 y Figura 3.29 se muestran las secuencias de plastificación de los arriostramientos según eje resistente para el registro de Llolleo010 en ambas direcciones. Se observa que la mayoría de los elementos que alcanzan el rango no lineal en un mismo eje resistente lo hacen en un lapso de tiempo muy breve, el cual coincide con una zona de altas amplitudes del registro al cual responden. Esta característica se puede generalizar a la mayoría de las respuestas para otros registros y con otras amplitudes.

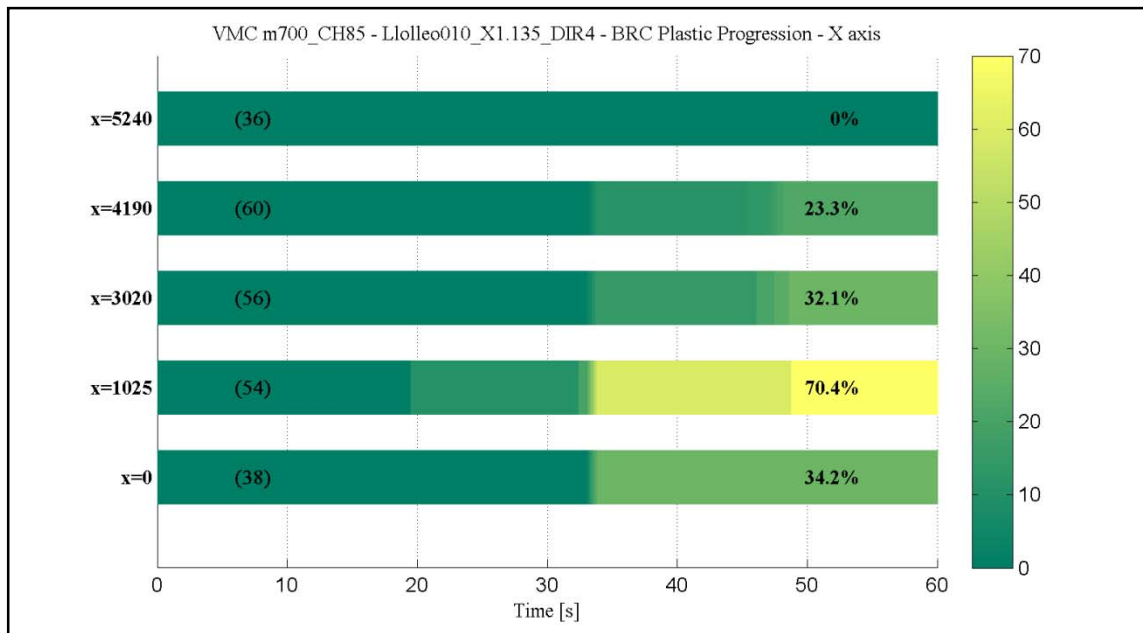


Figura 3.28 – Secuencia de elementos en rango no lineal en el tiempo para el ejes resistentes YZ para Llolleo010x1 en dirección +Y.

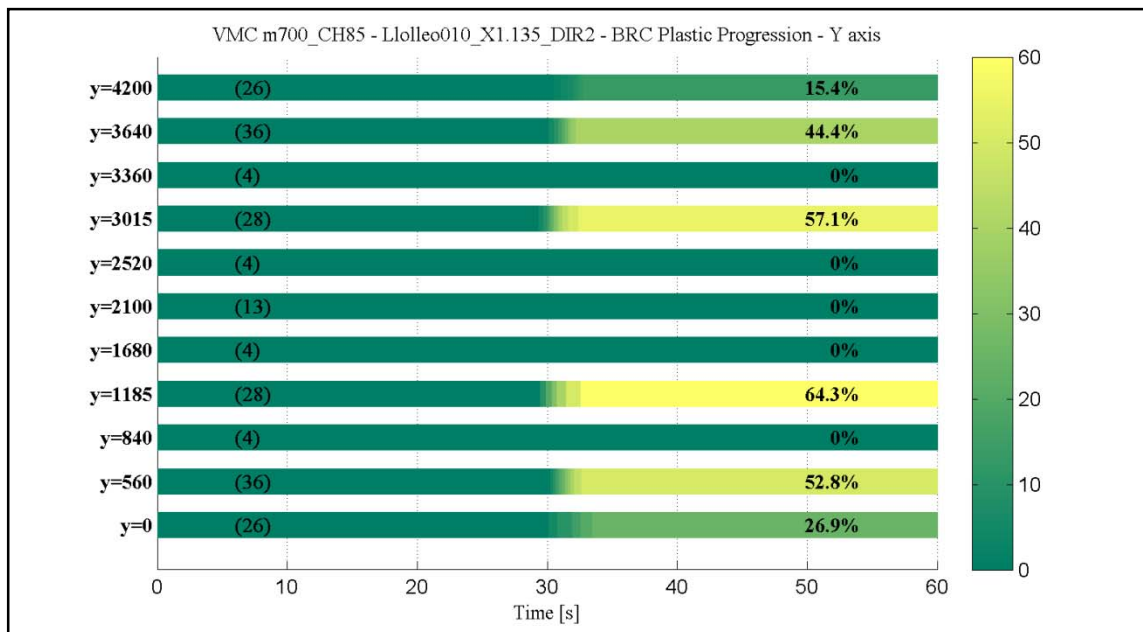


Figura 3.29 – Secuencia de elementos en rango no lineal en el tiempo para el ejes resistentes XZ para Llolleo010x1 en dirección +X.

Respecto a los arriostramientos en planta, se observa una incursión en rango no lineal bastante considerable para ambas direcciones de análisis. La mayor concentración de plastificación se produce en los niveles $Z=1488\text{cm}$ y $Z=4486\text{cm}$ (ver Figura 3.30). En el nivel $Z=1488\text{cm}$ esta tendencia se explica porque está el nivel más bajo de tope sísmico, ubicado en la zona del hogar (*furnace*), transmitiendo gran parte de las cargas laterales de los interiores a la estructura de soporte debido a que es la zona que más restringe el giro de las partes internas. En el nivel $Z=4486\text{cm}$ se concentra una alta no linealidad cuando es excitada en el sentido X debido a que en esa dirección sólo hay un par de topes sísmicos ubicados en la zona del *furnace*, los cuales distribuyen toda la carga lateral de los interiores a la estructura de soporte, produciendo una importante concentración de esfuerzos que conlleva al alto porcentaje de elementos en rango no lineal en esta zona. Notar que se observa también un alto porcentaje en otros niveles ($Z=2140\text{cm}$ y $Z=2890\text{cm}$), pero no involucran una cantidad importante de elementos.

Tabla 3.10 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal en planta (arriostramientos en Z) según nivel y nivel de intensidad.

Planta [cm]	Total	Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
		$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
Z= 835	46	7%	7%	62%	14%	91%	5%	19%	16%	68%	14%	91%	4%
Z= 1488	48	44%	17%	97%	2%	100%	1%	34%	12%	83%	8%	99%	2%
Z= 2140	8	10%	17%	100%	0%	100%	0%	54%	45%	97%	8%	100%	0%
Z= 2595	46	15%	10%	77%	7%	91%	3%	13%	7%	68%	5%	82%	1%
Z= 2890	52	32%	9%	57%	4%	83%	4%	11%	7%	62%	4%	75%	1%
Z= 3450	50	22%	5%	62%	7%	79%	5%	14%	3%	63%	7%	84%	4%
Z= 4486	44	44%	3%	79%	4%	91%	1%	22%	5%	69%	4%	88%	5%
Z= 5687	28	14%	2%	53%	9%	82%	3%	28%	10%	80%	6%	98%	3%

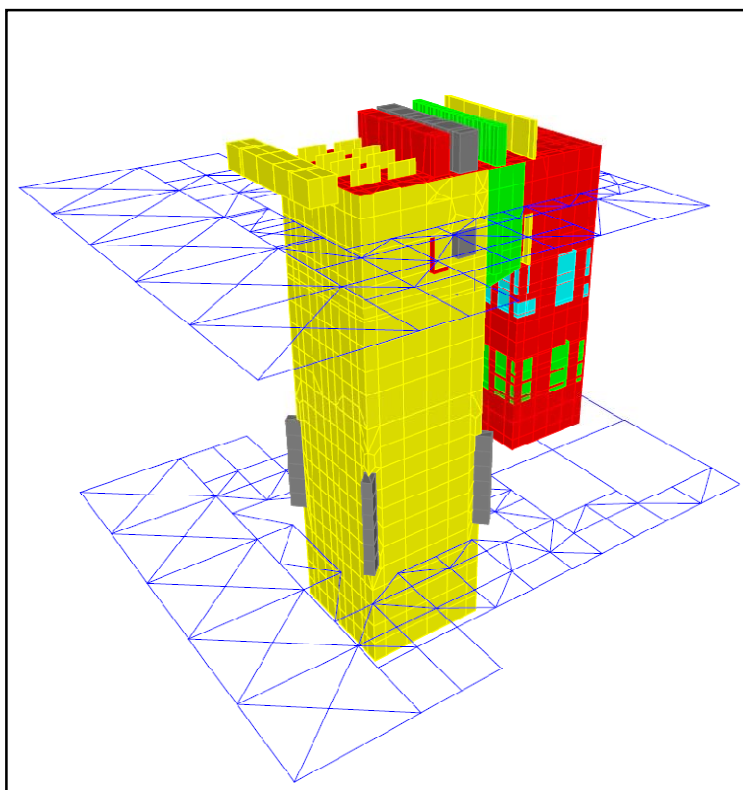


Figura 3.30 – Ubicación de plantas con mayor no linealidad en arriostramientos (Z=1488cm y Z=4486).

En la Figura 3.31 y Figura 3.32 se muestra la secuencia de incursión en el rango no lineal de arriostramientos en el tiempo para los distintos niveles de planta y los mismos registros usados en la Figura 3.28 y Figura 3.29.

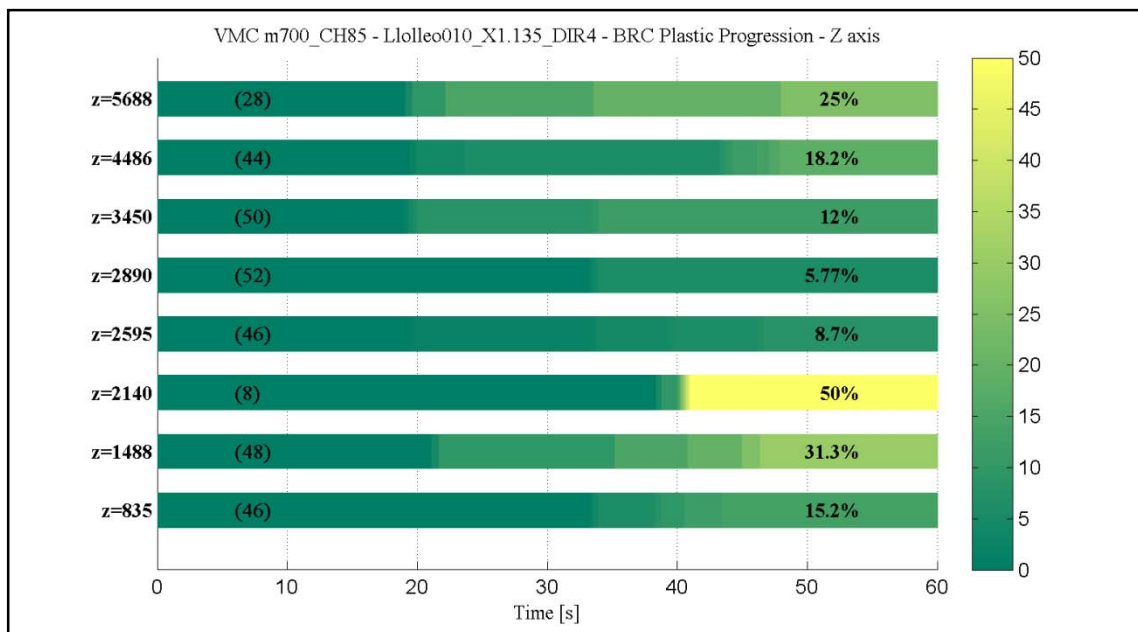


Figura 3.31 – Secuencia de elementos en rango no lineal en el tiempo para el ejes resistentes en planta para Llolleo010x1 en dirección +Y.

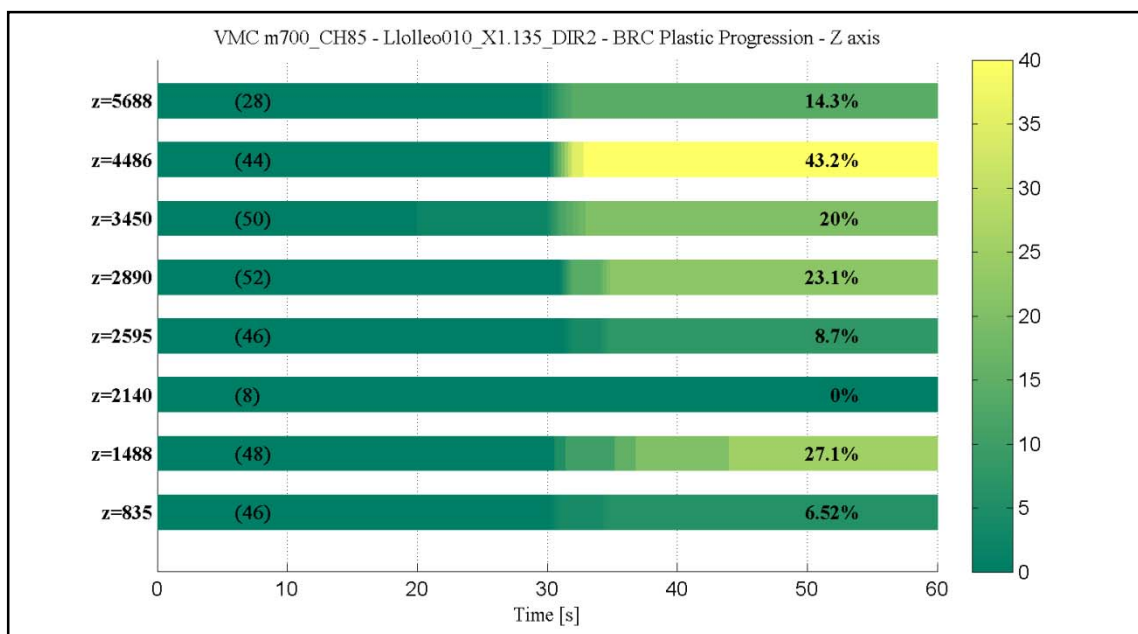


Figura 3.32 – Secuencia de elementos en rango no lineal en el tiempo para el ejes resistentes en planta para Llolleo010x1 en dirección +X.

b) Comportamiento según factor de uso de diseño

Un índice interesante de analizar es determinar la relación entre el factor de seguridad o sobrediseño con que se calculó la estructura de soporte y la solicitación real que tuvo bajo un evento sísmico real.

En este estudio se compara el factor de uso de diseño (considerando esta variable como una medida representativa del nivel de seguridad del diseño) contra el porcentaje de elementos en rango no lineal. Además, se compara contra una variable que se denominó banda de deformación normalizada (*BDN*), y que corresponde a:

$$BDN = \frac{d_{max} - d_{min}}{F_y^+ + F_y^-} \frac{AE}{L} \left(= \frac{\Delta_T}{F_y^+ + F_y^-} k = \frac{\Delta_T}{\frac{F_y^+}{k} + \frac{F_y^-}{k}} = \frac{\Delta_T}{\Delta_y^+ + \Delta_y^-} \right) \quad (3.1)$$

En palabras, la *BDN* se define como la diferencia entre la mayor y la menor deformación del elemento para estimar la demanda de deformación del elemento, tanto en tracción como compresión, la cual se normaliza por la suma de la deformación de fluencia en tracción y la deformación de fluencia en compresión. Esta medida se usa en reemplazo del parámetro de ductilidad (μ), ya que en un ciclo histerético, con casos de carga-descarga y con degradación de rigidez y de resistencia, es cuestionable poder determinar de forma clara cuánto es la deformación elástica y cómo medir adecuadamente la deformación total.

Notar que para un elemento unidimensional elasto-plástico perfecto cargado con una fuerza monótonicamente creciente y con igual punto de fluencia en ambas direcciones, los valores de μ son exactamente el doble de los valores de la *BDN*, entendiendo a $\mu = d_{max}/F_y$. En caso que el mismo elemento tenga ciclos de deformación con igual amplitud en ambos sentidos, entonces μ es exactamente igual a la *BDN*. Por estos argumentos, es posible atribuirle algún tipo de relación a ambas variables para otro tipo de problemas.

En la Tabla 3.11, Tabla 3.12 y Tabla 3.13 se muestran los porcentajes de arriostramientos en rango no lineal según dirección e intensidad del sismo. Se puede observar que hay una relación entre un mayor factor de uso de diseño y una mayor demanda de no linealidad, aunque no es posible estimar una forma clara de distribución. Se observa además que la relación se mantiene para distintas intensidades. Notar que para niveles de intensidad x1, la desviación estándar de los resultados si bien no es alta,

tampoco es despreciable, recalcando el hecho de que la forma de plastificación de los arriostramientos en altura es muy dependiente del tipo de registro al que esté sometido.

Otro punto que se observa es el hecho de que los factores de uso no sobrepasan nunca el 80%, lo cual se debe al requerimiento de diseño de la norma NCh2369 que condiciona la razón de uso a ese valor (INN, 2003).

Tabla 3.11 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal del plano YZ (arriostramientos en X) según factor de uso de diseño y nivel de intensidad.

		Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
Plano YZ [% uso]	Total	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
0% -10%	24	0%	0%	0%	0%	6%	7%	0%	0%	28%	5%	46%	4%
10% - 20%	34	0%	0%	1%	2%	12%	5%	11%	3%	42%	5%	79%	12%
20% - 30%	34	0%	0%	9%	3%	25%	9%	19%	9%	83%	5%	91%	2%
30% - 40%	48	0%	0%	0%	0%	14%	7%	49%	21%	92%	1%	97%	2%
40% - 50%	57	0%	0%	6%	3%	29%	6%	62%	25%	98%	0%	100%	0%
50% - 60%	38	0%	0%	4%	7%	33%	13%	63%	15%	83%	3%	95%	3%
60% - 70%	7	0%	0%	6%	7%	25%	19%	85%	3%	100%	0%	100%	0%
70% - 80%	2	0%	0%	47%	50%	94%	24%	100%	0%	100%	0%	100%	0%

Tabla 3.12 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal del plano XZ
(arriostramientos en Y) según factor de uso de diseño y nivel de intensidad.

		Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
Plano XZ [% uso]	Total	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
0% -10%	7	0%	0%	29%	8%	42%	6%	0%	0%	25%	6%	29%	0%
10% - 20%	27	4%	5%	69%	5%	91%	8%	0%	0%	8%	5%	29%	7%
20% - 30%	29	15%	7%	89%	3%	99%	2%	0%	0%	15%	4%	35%	6%
30% - 40%	42	40%	20%	95%	3%	100%	1%	4%	2%	23%	10%	49%	6%
40% - 50%	56	58%	11%	99%	3%	100%	0%	5%	3%	40%	11%	71%	5%
50% - 60%	36	64%	15%	100%	1%	100%	0%	0%	0%	32%	12%	55%	5%
60% - 70%	10	100%	0%	100%	0%	100%	0%	0%	0%	3%	5%	21%	8%
70% - 80%	2	100%	0%	100%	0%	100%	0%	0%	0%	8%	19%	22%	26%

Tabla 3.13 – Porcentaje de arriostramientos en rango no lineal en planta
(arriostramientos en Z) según factor de uso de diseño y nivel de intensidad.

		Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
Planta [% uso]	Total	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
0% -10%	33	1%	2%	30%	9%	60%	5%	1%	2%	31%	4%	48%	6%
10% - 20%	46	8%	3%	57%	11%	87%	5%	5%	2%	54%	9%	86%	4%
20% - 30%	60	12%	8%	69%	6%	88%	3%	9%	6%	63%	7%	84%	3%
30% - 40%	64	15%	8%	78%	3%	91%	1%	15%	8%	80%	6%	94%	1%
40% - 50%	50	28%	9%	79%	8%	98%	2%	37%	15%	89%	4%	100%	1%
50% - 60%	31	57%	10%	84%	3%	92%	6%	40%	12%	84%	6%	98%	3%
60% - 70%	25	74%	9%	91%	2%	93%	3%	41%	13%	80%	6%	97%	3%
70% - 80%	13	87%	5%	100%	0%	100%	0%	51%	8%	84%	2%	90%	5%

Se presentan de la Tabla 3.14 a la Tabla 3.19 los resultados promedio de la banda de deformación normalizada según plano y sismo en ambas direcciones con nivel de intensidad x1.

En general, se observa una tendencia de una mayor demanda de deformación para elementos con factor de utilización más altos. Se puede observar además que los elementos en rango elástico poseen valores límite de BDN entre 0.5 y 0.7, rango de valores que se explica por el hecho de que la fluencia de los arriostramientos suele producirse en compresión y formando deformaciones residuales en ese sentido, por lo que el comportamiento no lineal en tracción no influye mucho en la respuesta, pero sí en la fórmula de la BDN , razón por la cual efectos que son principalmente de compresión quedan divididos por la suma de las deformaciones plásticas estimadas en tracción y compresión, obteniendo valores poco más grandes que 0.5. Esta tendencia a plastificar hacia la zona en compresión se puede apreciar al ver los gráficos de deformación axial en el tiempo de la mayoría de los arriostramientos en rango plástico (ver Figura 3.33).

Otro punto interesante es el hecho de que los únicos que llegan a valores de deformación grandes son los que tuvieron un factor de uso alto, por lo que al comparar los niveles de BDN alcanzados con los altos porcentajes de elementos en rango no lineal, se puede establecer que el comportamiento plástico de los arriostramiento se concentra en los elementos con diseño menos holgado, con una alta probabilidad de comenzar los ciclos de plastificación y de alcanzar altos valores de BDN que impliquen ciclos largos de carga-descarga y deformaciones residuales de la estructura.

Tabla 3.14 – Porcentaje promedio de arriostramientos según rangos de *BDN* respecto al factor de uso de diseño para plano YZ y sismo en dirección X con nivel de intensidad x1.

Plano YZ [% uso]	Total	% No Lineal	Rangos <i>BDN</i> – Sismo X						
			0.0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	1.0-1.25	1.25-1.5	>1.5
0% -10%	24	0%	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
10% - 20%	34	0%	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
20% - 30%	34	0%	97%	3%	0%	0%	0%	0%	0%
30% - 40%	48	0%	100%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
40% - 50%	57	0%	95%	5%	0%	0%	0%	0%	0%
50% - 60%	38	0%	82%	18%	0%	0%	0%	0%	0%
60% - 70%	7	0%	86%	14%	0%	0%	0%	0%	0%
70% - 80%	2	0%	50%	50%	0%	0%	0%	0%	0%

Tabla 3.15 – Porcentaje promedio de arriostramientos según rangos de *BDN* respecto al factor de uso de diseño para plano YZ y sismo en dirección Y con nivel de intensidad x1.

Plano YZ [% uso]	Total	% No Lineal	Rangos <i>BDN</i> – Sismo Y						
			0.0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	1.0-1.25	1.25-1.5	>1.5
0% -10%	24	0%	54%	25%	21%	0%	0%	0%	0%
10% - 20%	34	11%	29%	50%	15%	0%	6%	0%	0%
20% - 30%	34	19%	15%	62%	12%	12%	0%	0%	0%
30% - 40%	48	49%	4%	4%	31%	48%	13%	0%	0%
40% - 50%	57	62%	0%	11%	26%	42%	11%	11%	0%
50% - 60%	38	63%	0%	26%	3%	34%	29%	8%	0%
60% - 70%	7	85%	0%	14%	0%	0%	0%	57%	29%
70% - 80%	2	100%	0%	0%	0%	100%	0%	0%	0%

Tabla 3.16 – Porcentaje promedio de arriostramientos según rangos de *BDN* respecto al factor de uso de diseño para plano XZ y sismo en dirección X con nivel de intensidad x1.

Plano XZ [% uso]	Total	% No Lineal	Rangos <i>BDN</i> – Sismo X						
			0.0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	1.0-1.25	1.25-1.5	>1.5
0% -10%	7	0%	57%	43%	0%	0%	0%	0%	0%
10% - 20%	27	4%	26%	41%	30%	4%	0%	0%	0%
20% - 30%	29	15%	0%	24%	69%	7%	0%	0%	0%
30% - 40%	42	40%	0%	19%	31%	33%	17%	0%	0%
40% - 50%	56	58%	0%	21%	36%	23%	20%	0%	0%
50% - 60%	36	64%	0%	19%	28%	36%	14%	3%	0%
60% - 70%	10	100%	0%	0%	0%	20%	70%	10%	0%
70% - 80%	2	100%	0%	0%	0%	0%	100%	0%	0%

Tabla 3.17 – Porcentaje promedio de arriostramientos según rangos de *BDN* respecto al factor de uso de diseño para plano XZ y sismo en dirección Y con nivel de intensidad x1.

Plano XZ [% uso]	Total	% No Lineal	Rangos <i>BDN</i> – Sismo Y						
			0.0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	1.0-1.25	1.25-1.5	>1.5
0% -10%	7	0%	71%	29%	0%	0%	0%	0%	0%
10% - 20%	27	0%	70%	30%	0%	0%	0%	0%	0%
20% - 30%	29	0%	62%	31%	7%	0%	0%	0%	0%
30% - 40%	42	4%	21%	69%	10%	0%	0%	0%	0%
40% - 50%	56	5%	32%	63%	4%	2%	0%	0%	0%
50% - 60%	36	0%	61%	39%	0%	0%	0%	0%	0%
60% - 70%	10	0%	60%	40%	0%	0%	0%	0%	0%
70% - 80%	2	0%	0%	100%	0%	0%	0%	0%	0%

Tabla 3.18 – Porcentaje promedio promedio de arriostramientos según rangos de *BDN* respecto al factor de uso de diseño para plantas y sismo en dirección X con nivel de intensidad x1.

Planta [% uso]	Total	% No Lineal	Rangos <i>BDN</i> – Sismo X						
			0.0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	1.0-1.25	1.25-1.5	>1.5
0% -10%	33	1%	55%	33%	12%	0%	0%	0%	0%
10% - 20%	46	8%	28%	57%	9%	7%	0%	0%	0%
20% - 30%	60	12%	20%	50%	23%	7%	0%	0%	0%
30% - 40%	64	15%	9%	44%	41%	6%	0%	0%	0%
40% - 50%	50	28%	8%	44%	26%	16%	6%	0%	0%
50% - 60%	31	57%	16%	10%	16%	29%	23%	6%	0%
60% - 70%	25	74%	8%	8%	8%	40%	28%	8%	0%
70% - 80%	13	87%	0%	0%	46%	8%	0%	15%	31%

Tabla 3.19 – Porcentaje promedio de arriostramientos según rangos de *BDN* respecto al factor de uso de diseño para plantas y sismo en dirección Y con nivel de intensidad x1.

Planta [% uso]	Total	% No Lineal	Rangos <i>BDN</i> – Sismo Y						
			0.0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	1.0-1.25	1.25-1.5	>1.5
0% -10%	33	1%	58%	21%	21%	0%	0%	0%	0%
10% - 20%	46	5%	30%	52%	13%	4%	0%	0%	0%
20% - 30%	60	9%	25%	50%	25%	0%	0%	0%	0%
30% - 40%	64	15%	6%	47%	34%	13%	0%	0%	0%
40% - 50%	50	37%	0%	30%	46%	20%	4%	0%	0%
50% - 60%	31	40%	0%	42%	16%	16%	19%	6%	0%
60% - 70%	25	41%	4%	36%	20%	24%	8%	8%	0%
70% - 80%	13	51%	8%	38%	31%	8%	0%	15%	0%

c) Comportamiento individual

Se observa que los ciclos de fuerza-deformación de los arriostramientos que alcanzan el rango no lineal para intensidades $x1$ no logran plastificaciones de segundo orden, moviéndose solamente entre los plateau de fluencia en compresión y tracción (ver Figura 2.15). Esto tiene dos implicancias directas en el comportamiento dinámico de la caldera: en primer lugar, se observa que los ciclos son prácticamente elasto-plástico perfecto, ya que la degradación de rigidez que se observa es mínima y las deformaciones se mueven entre los plateau mencionados, aunque los ciclos concentran generalmente las deformaciones residuales hacia la zona de compresión, produciendo pocos o ningún ciclo donde existan fluencias importantes en tracción, razón por la cual los arriostramientos no disipan mucha energía por ciclo, aunque disiparían mucho menos si los elementos fueran más esbeltos. La segunda observación es la manifestación del comportamiento compacto de los arriostramientos con plateaus de compresión comparables con los de tracción e incursiones casi nulas en deformaciones de segundo orden importantes, reflejando en los resultados obtenidos en este estudio los comportamientos esperados de los arriostramientos usados. En la Figura 3.33 se observa un ejemplo de un ciclo histerético típico de un arriostramiento en rango no lineal para intensidades $x1$.

Para intensidades mayores, sí se aprecian incursiones importantes en deformaciones de segundo orden y degradación de rigidez, pero también se observan niveles importantes de falla que globalmente no quedan bien representados por la cantidad insuficiente de formas modales para representar correctamente la respuesta. Lo interesante es que el comportamiento sigue siendo bastante compacto, por lo que el diseño de estos elementos es más que satisfactorio desde el punto de vista del diseño. En la Figura 3.34 se observa el comportamiento para el mismo elemento Figura 3.33, pero sometido a una intensidad $x6$.

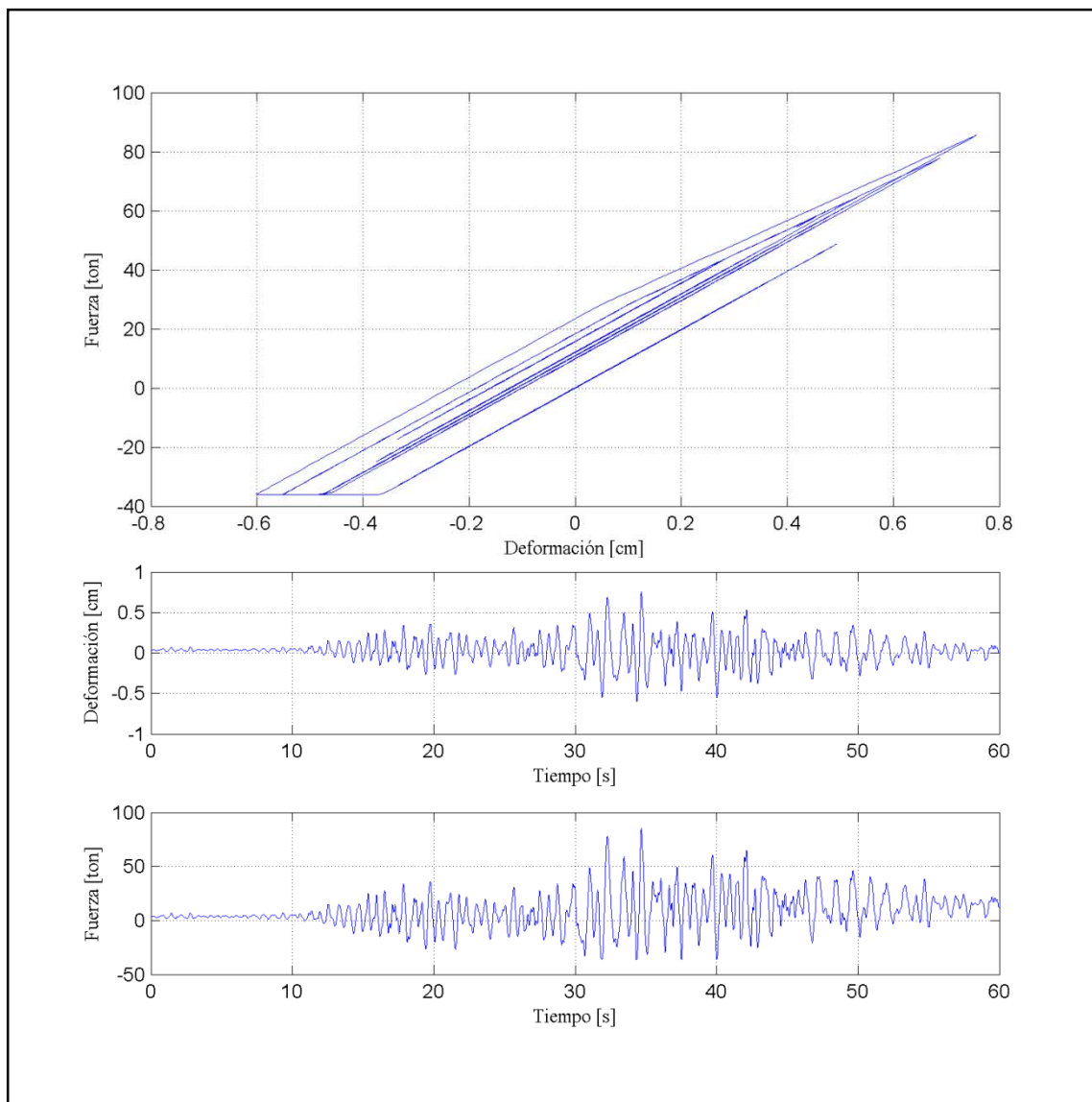


Figura 3.33 – Ejemplo de comportamiento histerético de un arriostramiento para intensidad x1 (elemento M2983 modelo SAP2000, elemento 358 modelo Matlab, Llolleo010x1, dirección +X).

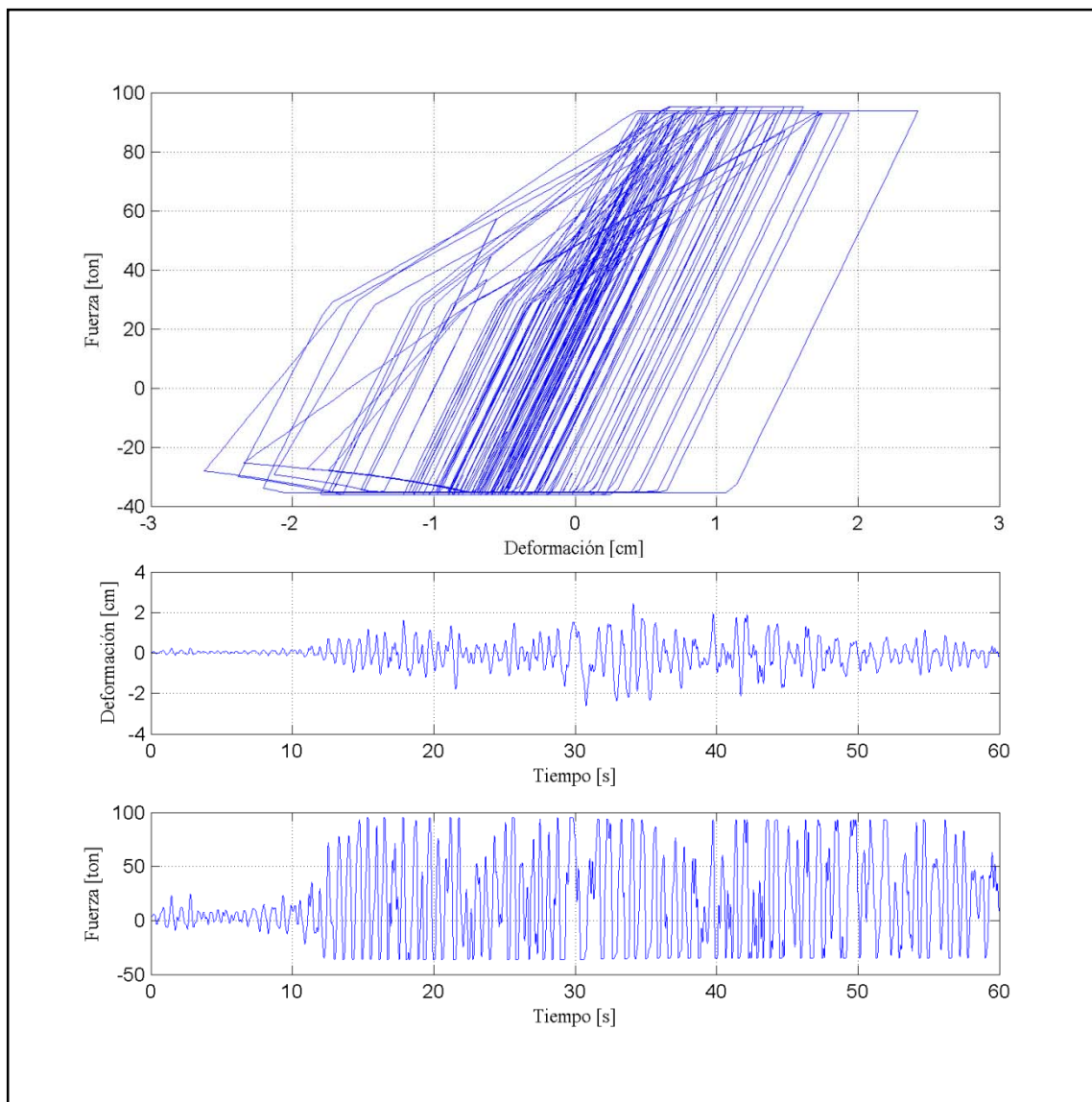


Figura 3.34 – Ejemplo de comportamiento histerético de un arriostramiento para intensidad x6 (elemento M2983 modelo SAP2000, elemento 358 modelo Matlab, Llolleo010x6, dirección +X).

3.2.3 Columnas

Aunque la sección 3.2.1 muestra que el comportamiento no lineal de las columnas es bastante menos significativo que el del resto de elementos no lineales considerados en este estudio, el impacto de daños en las columnas es mucho más significativo en el comportamiento de la estructura, dado que las columnas son las encargadas de resistir y recibir las enormes cargas verticales del modelo, además de ser mucho más difíciles de reparar que el resto de los elementos considerados.

El comportamiento de las columnas se presenta según eje resistente para entender la distribución de los elementos en rango no lineal, además de comentarios sobre el comportamiento individual de las columnas.

a) Comportamiento según eje resistente

En la Tabla 3.20 y Tabla 3.21 se muestran los porcentajes de columnas que están en rango no lineal según eje resistente para distintos niveles de intensidad.

El resultado más importante que se observa es el hecho de que los ejes con mayor número de columnas en rango no lineal son los mismos, tanto para sismos en X como para sismos en Y con niveles de intensidad x3 o x6. Cuando las intensidades son de x1, la no linealidad de las columnas es baja, con una cantidad de columnas en rango no lineal menor al 5% en todos los ejes. Cabe destacar que el porcentaje es respecto al total de elementos considerado en el modelo, por lo que depende de cómo esté discretizada una columna la cantidad de elementos que se consideren a partir de ésta. En general, las columnas se dividen en la intersección con otros elementos, vigas y arriostramientos principalmente, considerando cada uno de los segmentos de la columna con la posibilidad de rotularse en sus extremos.

Tabla 3.20 – Porcentaje de columnas en rango no lineal del plano YZ según eje resistente e intensidad.

Plano YZ [cm]	Total	Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
		$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
X= 0	88	0%	0%	21%	11%	58%	5%	3%	4%	29%	9%	66%	6%
X= 1025	104	0%	0%	22%	7%	58%	4%	3%	3%	32%	4%	54%	6%
X= 1390	78	0%	0%	5%	3%	26%	3%	0%	0%	19%	7%	35%	7%
X= 1775	102	5%	5%	54%	4%	67%	5%	0%	0%	7%	6%	20%	10%
X= 2575	70	0%	1%	51%	12%	80%	5%	0%	0%	3%	1%	18%	6%
X= 2860	19	0%	0%	5%	1%	8%	3%	0%	0%	21%	5%	26%	0%
X= 3020	85	0%	0%	24%	12%	65%	8%	5%	3%	31%	4%	55%	9%
X= 4190	81	0%	1%	17%	5%	39%	7%	9%	6%	29%	6%	62%	8%
X= 4675	33	1%	3%	12%	1%	28%	3%	8%	7%	34%	20%	55%	14%
X= 5240	35	1%	4%	15%	6%	26%	3%	0%	1%	11%	6%	29%	9%

Tabla 3.21 – Porcentaje de columnas en rango no lineal del plano XZ según eje resistente e intensidad.

Plano XZ [cm]	Total	Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
		$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
Y= 0	71	1%	1%	25%	8%	59%	4%	1%	1%	15%	6%	46%	8%
Y= 560	85	2%	1%	19%	2%	40%	4%	6%	4%	31%	5%	45%	4%
Y= 840	31	0%	0%	23%	14%	57%	7%	6%	8%	40%	7%	57%	5%
Y= 915	12	2%	5%	13%	8%	20%	4%	0%	0%	17%	14%	36%	11%
Y= 1015	1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 1185	72	2%	2%	50%	9%	75%	3%	1%	1%	9%	2%	34%	6%
Y= 1385	2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 1600	1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 1680	39	0%	0%	25%	12%	58%	7%	1%	2%	39%	8%	67%	6%
Y= 1800	7	0%	0%	0%	0%	1%	3%	0%	0%	26%	5%	29%	0%
Y= 1985	1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 2100	53	1%	3%	23%	3%	49%	5%	3%	2%	15%	4%	41%	4%
Y= 2215	1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 2400	7	0%	0%	0%	0%	1%	3%	0%	0%	26%	5%	29%	0%
Y= 2520	39	0%	0%	19%	9%	51%	7%	1%	2%	37%	9%	66%	6%
Y= 2600	1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 2815	2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 3015	72	1%	2%	48%	10%	74%	3%	1%	1%	9%	4%	38%	5%
Y= 3185	1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Y= 3285	12	2%	5%	13%	8%	22%	4%	0%	2%	18%	14%	37%	10%
Y= 3360	30	0%	0%	18%	12%	49%	5%	6%	8%	39%	8%	56%	5%
Y= 3640	85	2%	1%	19%	2%	39%	5%	7%	4%	30%	5%	45%	4%
Y= 4200	70	0%	1%	22%	7%	58%	5%	1%	1%	9%	4%	34%	6%

b) Comportamiento individual

Al observar la superficie de fluencia de forma individual para cada elemento no lineal, se aprecia que la mayoría de los casos donde se alcanza comportamiento inelástico éste comienza en una zona de la superficie de fluencia mucho más cerca a la carga axial pura que a las zonas de momento puro, por lo que el comportamiento plástico de las columnas es fundamentalmente axial, más que flexural. En la Figura 3.35 se observa la superficie de fluencia de una columna y la curva de interacción en el tiempo. Notar que la curva oscila respecto a la fuerza de compresión inicial sobre la columna y que la fluencia efectivamente ocurre para momentos mucho menores que los momentos resistentes en flexión pura.

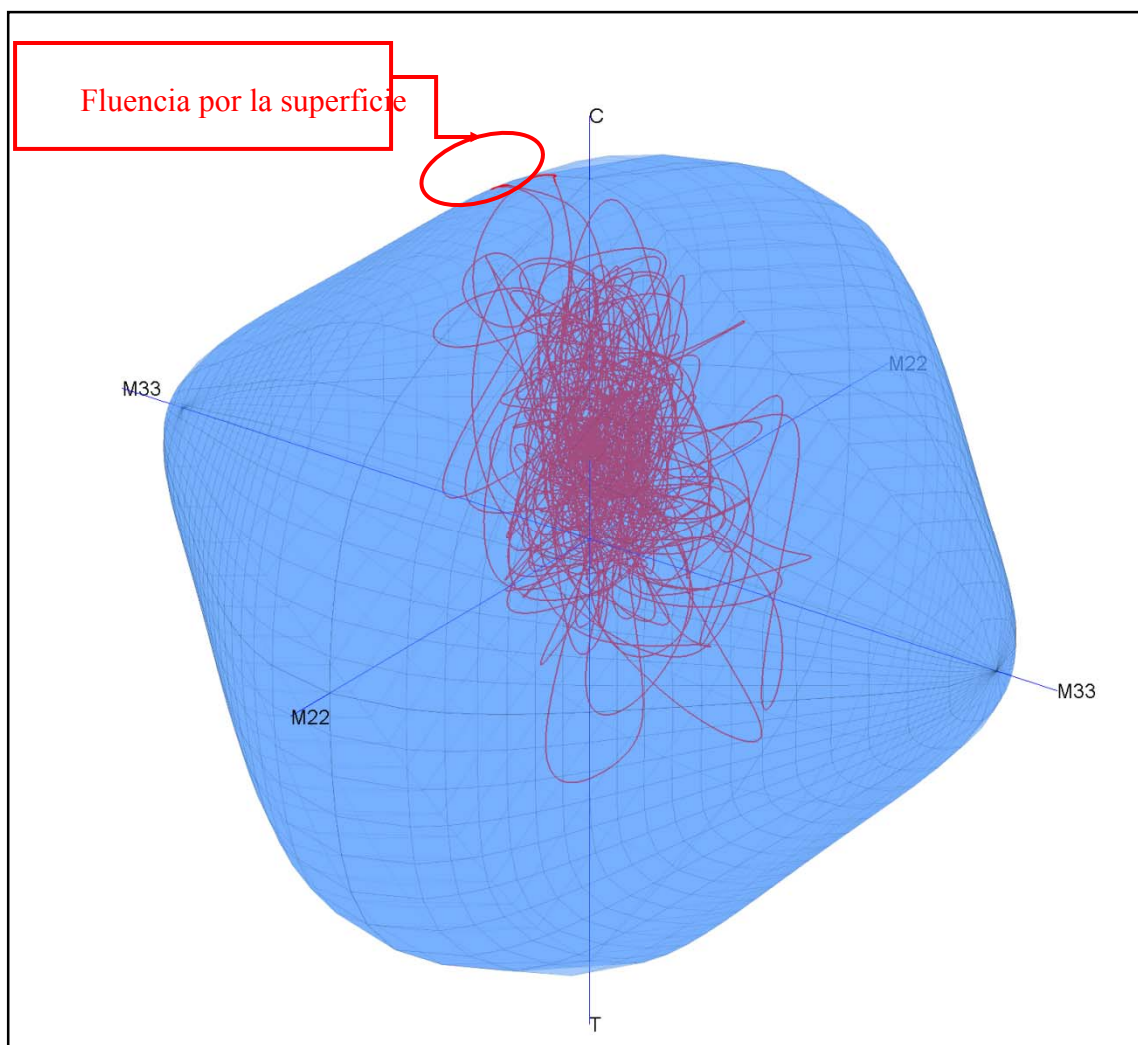


Figura 3.35 – Ejemplo de curva de interacción en el tiempo del extremo de una columna con comportamiento inelástico y su respectiva superficie de fluencia (elemento 75 modelo Matlab, Llolleo010x6, dirección +X).

3.2.4 Topes sísmicos

Pese a que la constitutiva no lineal de los topes sísmicos es idéntica a la de las columnas, el comportamiento que muestran es totalmente distinto, no sólo por ser uno de los elementos que más fácilmente alcanza el rango no lineal, sino porque es una excelente fuente de disipación de energía.

a) Comportamiento según nivel en altura

En la Tabla 3.22 se muestra los porcentajes promedio de topes en rango no lineal para distintas intensidades según nivel. Lo más relevante es el hecho de que todos los niveles con topes sísmicos (excepto el nivel $Z=4106\text{cm}$) poseen una importante incursión en el rango no lineal, incluso con intensidades $x1$.

Cada sistema de topes consta de 4 topes, 2 para cada dirección, excepto algunos que sólo tienen uno orientado en la dirección longitudinal de la caldera, es decir, están diseñados para detener movimientos relativos transversales de los interiores. Lo interesante es que al observar la tabla, uno esperaría ver una tendencia a que en los sistemas de 4 topes fallara el 50% y en los de 3 un 67% o un 33%, según sea la dirección del sismo, pero se observan casos con valores mayores, lo que indica que los topes paralelos a la dirección del sismo pueden alcanzar comportamiento no lineal para intensidades $x1$ o mayores.

Tabla 3.22 – Porcentaje de topes en rango no lineal en planta según nivel en altura e intensidad.

Planta [cm]	Total	Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
		$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
Z= 1310	4	44%	16%	63%	13%	76%	10%	50%	0%	88%	21%	100%	0%
Z= 2670	4	50%	0%	50%	0%	50%	0%	65%	13%	75%	0%	75%	0%
Z= 2950	4	50%	0%	50%	0%	50%	0%	64%	13%	75%	0%	75%	0%
Z= 3206	4	50%	0%	50%	0%	50%	0%	1%	6%	40%	17%	69%	11%
Z= 3406	4	25%	0%	50%	0%	50%	0%	50%	0%	85%	17%	100%	0%
Z= 3606	4	31%	20%	50%	0%	50%	0%	0%	0%	0%	0%	8%	12%
Z= 3856	3	56%	23%	67%	0%	67%	0%	0%	0%	33%	11%	65%	31%
Z= 4106	4	0%	0%	0%	0%	1%	6%	0%	0%	0%	0%	11%	13%
Z= 4366	4	11%	21%	50%	0%	50%	0%	17%	12%	50%	0%	60%	13%
Z= 4626	3	56%	26%	67%	0%	67%	0%	33%	0%	37%	11%	72%	24%

b) Comportamiento individual

A diferencia de las columnas, los topes sísmicos no poseen carga axial, por lo que su plastificación es netamente flexural. Además, las constitutivas generan largos ciclos con importantes deformaciones residuales y ciclos de carga y descarga que hacen de estos elementos una buena fuente de disipación de energía.

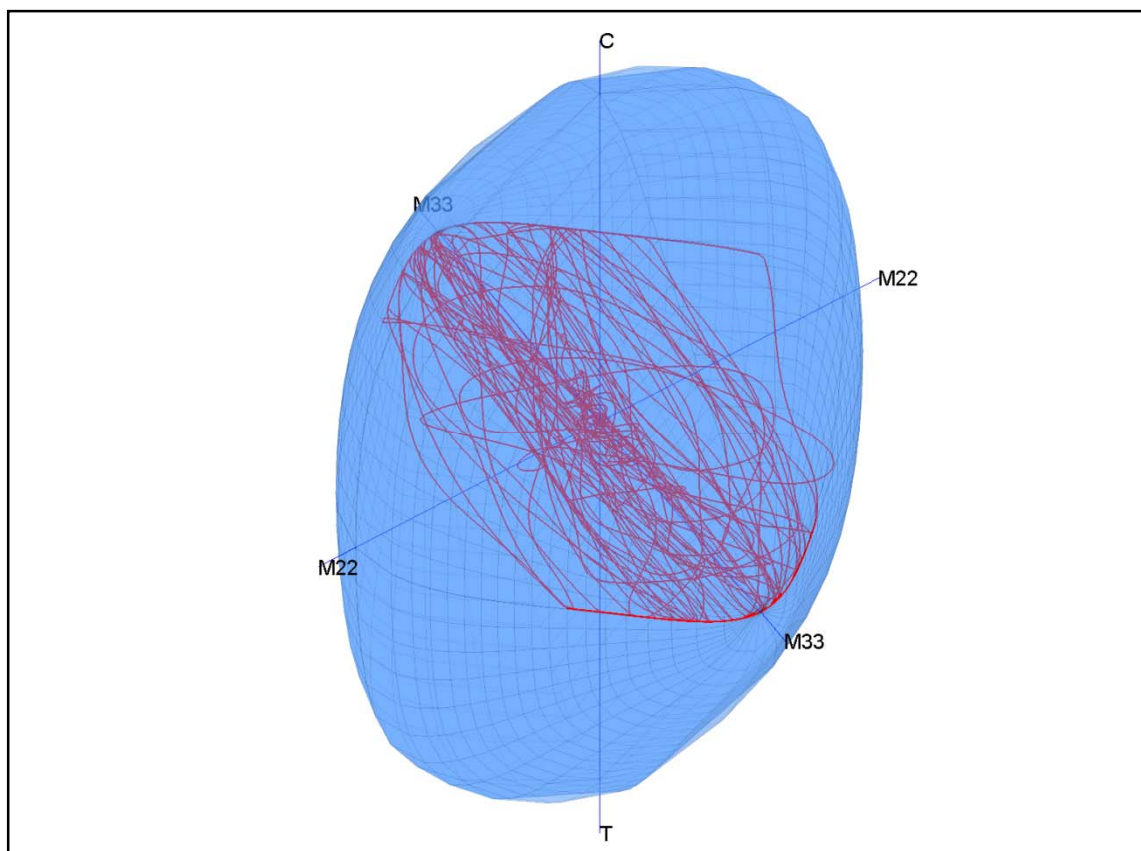


Figura 3.36 – Ejemplo de curva de interacción en el tiempo del extremo de un tope sísmico con comportamiento inelástico y su respectiva superficie de fluencia (elemento 198 modelo Matlab, L10l10x1, dirección +Y).

3.2.5 Pedestales

Los resultados obtenidos para los elementos modelados tipo pedestal muestran dos resultados generales: en primer lugar, la tracción de los pernos de anclaje es la primera manifestación de comportamiento no lineal en la caldera para los registros de aceleración estudiados, ocurriendo mucho antes que en los otros elementos estudiados y produciendo una importante disminución de rigidez en la base e importantes redistribuciones de esfuerzos en las columnas. El segundo punto es el hecho de que en ninguno de los casos analizados, incluso los con nivel de intensidad x6, se logró la fluencia de los pernos de anclaje, limitando la no linealidad simplemente al cambio de rigidez de pasar de los pedestales en compresión a los pernos de anclaje en tracción.

Es por este motivo que es importante destacar que cuando se mencione que un número determinado de pedestales alcanzó el rango no lineal, no implica la fluencia de los pernos, si no la simple tracción de estos (comportamiento bilineal).

a) Comportamiento según eje resistente

En la Tabla 3.23 y 3.24 se presentan los porcentajes promedio en rango no lineal de pedestales según eje resistente. Se observa que en todos los pedestales, excepto la mayoría del eje X=4675 (que incluyen todos los casos con un pedestal en el eje Y) y algunos casos aislados ubicados cerca del centro de la caldera, el porcentaje de elementos en rango no lineal es bastante alto.

Tabla 3.23 – Porcentaje de pedestales en rango no lineal del plano YZ según eje resistente y nivel de intensidad.

Plano YZ [cm]	Total	Sismo X						Sismo Y					
		x1		x3		x6		x1		x3		x6	
		$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x	$\bar{X}$	σ_x
X= 0	6	98%	8%	100%	0%	100%	0%	99%	4%	100%	0%	100%	0%
X= 1025	6	93%	19%	100%	0%	100%	0%	79%	16%	100%	0%	100%	0%
X= 1390	6	65%	5%	67%	0%	67%	0%	53%	16%	67%	0%	67%	0%
X= 1775	6	100%	0%	100%	0%	100%	0%	67%	0%	88%	13%	96%	7%
X= 2575	4	68%	24%	100%	0%	100%	0%	50%	0%	50%	0%	61%	15%
X= 2860	2	72%	39%	100%	0%	100%	0%	100%	0%	100%	0%	100%	0%
X= 3020	5	91%	12%	100%	0%	100%	0%	80%	0%	80%	0%	80%	0%
X= 4190	5	83%	8%	100%	0%	100%	0%	80%	0%	80%	0%	80%	0%
X= 4675	9	33%	0%	33%	0%	33%	0%	22%	0%	23%	3%	32%	4%
X= 5240	5	60%	0%	98%	9%	100%	0%	80%	0%	83%	8%	93%	10%

b) Comportamiento individual

En la Figura 3.37 se muestra el comportamiento en el tiempo para un pedestal.

Los elementos pedestales modelados no alcanzan en ningún caso rango plástico, pero sí rango no lineal producto de cambiar la rigidez de compresión del hormigón por la tracción de los pernos. En la práctica, para sismos de gran magnitud sí se observan deformaciones residuales en los pernos que sujetan las placas bases (Flores, 2001). Las razones que explican esta situación con lo esperado en la práctica son básicamente tres:

- La alta flexibilidad que ofrecen los pernos requiere de deformaciones muy grande para llegar a las fuerzas necesarias para hacer fluir el conjunto de pernos.
- La selección de formas modales usadas para representar el modelo de la caldera no representa de forma correcta deformaciones locales de los pedestales, por lo que representa de manera inexacta el verdadero comportamiento a nivel local de estos elementos.
- El uso de un modelo elasto plástico que no considera adecuadamente la influencia de las tensiones residuales en el acero, por lo que se desprecia el comienzo no uniforme de las plastificaciones en la sección de la barra y las deformaciones residuales respectivas. En la Figura 3.38 se muestra cómo varía la curva fuerza – deformación considerando distintos niveles de carga residual, mostrando además los niveles de deformación residual para una carga total de un 70% de la fuerza de fluencia en tracción de la sección completa. Es posible observar que el uso de una constitutiva elasto-plástica perfecta conduce a un comportamiento más rígido y a valores menores de deformación residual. De cualquier forma, la diferencia estimada no sobrepasa los 7.3mm.

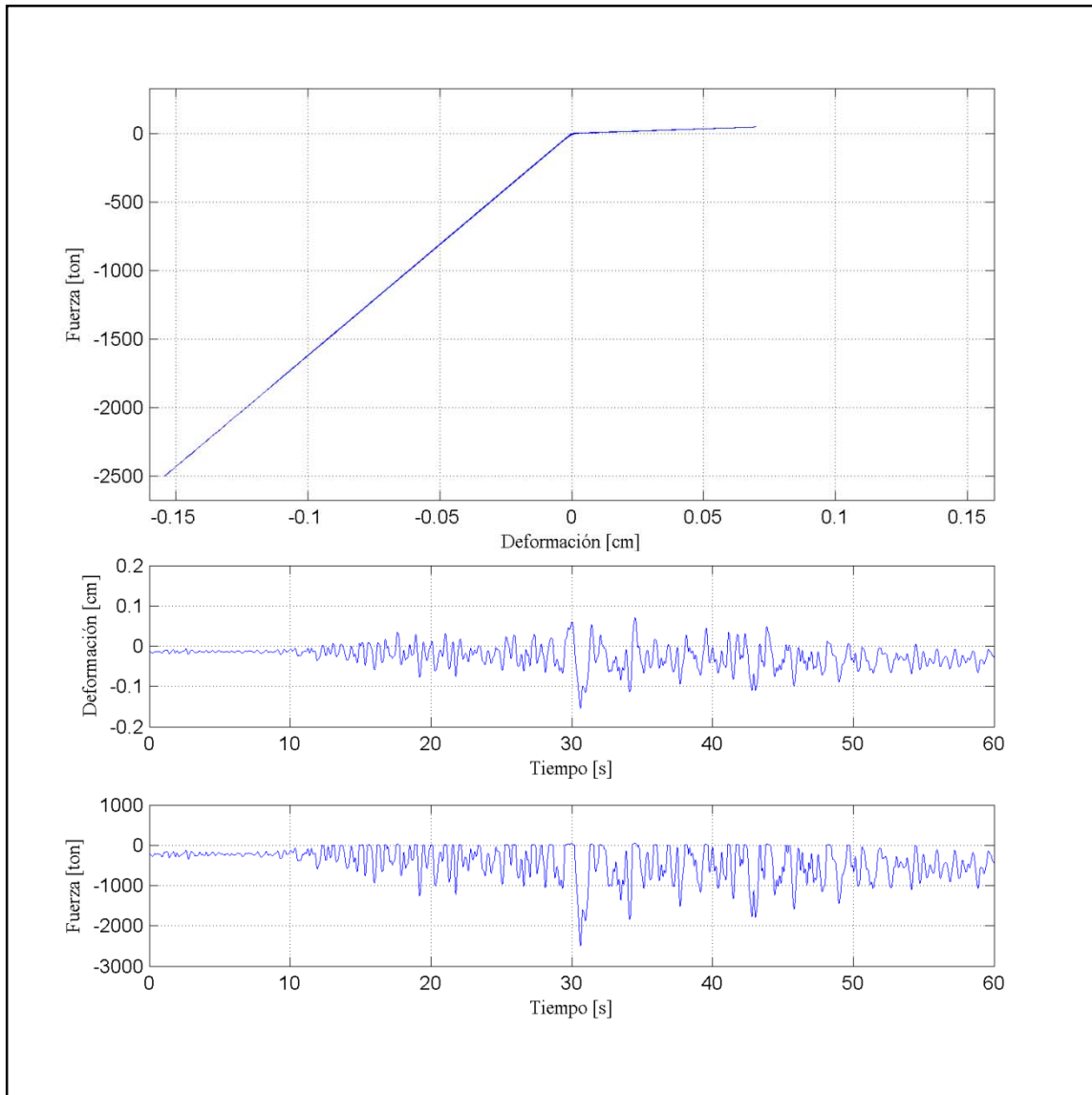


Figura 3.37 – Ejemplo de comportamiento histerético de un pedestal para intensidad x6 (elemento 1 modelo Matlab, L10l10x6, dirección +X).

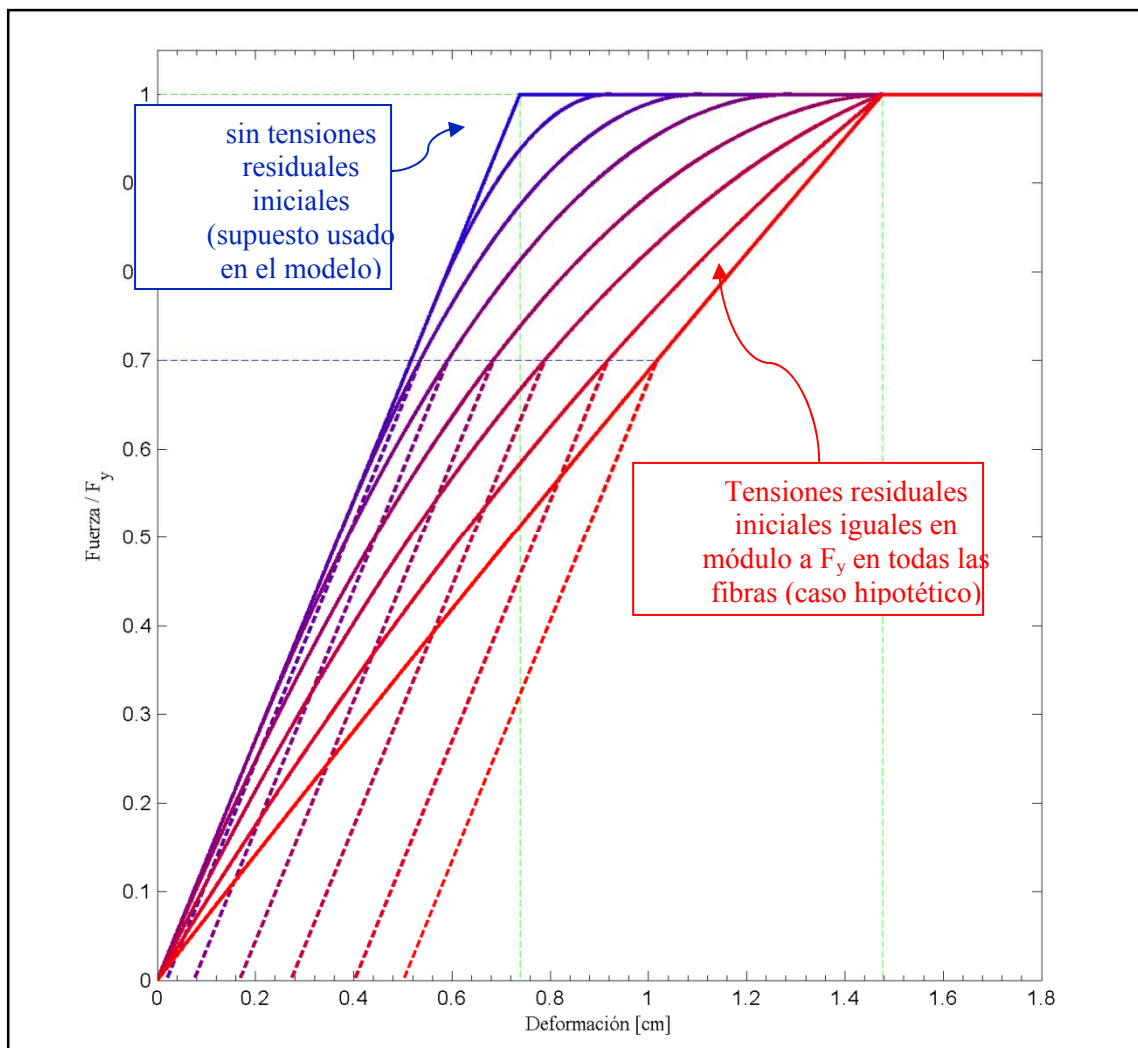


Figura 3.38 – Constitutiva Fuerza – Deformación para grupo de barras en tracción considerando distintos niveles de cargas residuales (Largo $L=200\text{cm}$, Módulo de Young $E=2100\text{t/cm}^2$).

3.3. Discusión de errores observados en los resultados

En los resultados observados en los puntos 3.1 y 3.2 han quedado en evidencia el hecho de que algunos de los resultados poseen un orden de error no despreciable, razón por la cual es necesario determinar los orígenes de los errores y para qué niveles de intensidad los resultados obtenidos siguen siendo válidos.

Se discuten en este punto los errores del método FNA donde se mostrará un ejemplo basado en un sistema de 2 grados de libertad con el cual se hará una analogía con el comportamiento mostrado por la caldera bajo una situación similar.

3.3.1 Errores del método FNA

Las principales fuentes de error del método ocurren por errores de redondeo y por una selección no rigurosa de las formas modales a usar.

Los errores por redondeo ocurren cuando se generan modos de período muy corto, situación que implica frecuencias muy grandes que pueden llegar a generar valores de rigidez modal gigantes al tratar de normalizar los modos (típicamente se normaliza a un valor de masa modal unitario). En caso que estos modos sean importantes en el análisis no lineal, los resultados generados pueden tener un alto margen de error. Por otra parte, el no considerar tolerancias adecuadas en el proceso de ortonormalización de Gram-Schmidt puede conducir a formas iniciales que fueron ortogonales a las formas previas con valores que deberían de haber sido despreciados, pero que dejan de serlo después de que la forma modal se normaliza. Esto tiende a generar modos de frecuencia muy alta que generan el problema antes descrito, llegando incluso a obtener casos con formas modales que no mueven masa, por lo que al tratar de asociarle una frecuencia, se llega a valores de frecuencia infinitos que generan enormes problemas de redondeo. La ventaja que tiene el usuario frente a este tipo de problema es que es fácilmente identificable por simple inspección de las frecuencias asociadas a cada modo, por lo que típicamente no se incurre en problemas significativos por este tipo de error.

Distinto es el caso por una selección no rigurosa de las formas modales. Este problema ocurre típicamente por usar un número menor de modos obtenidos con la ecuación 2.11 que los que deberían de usarse. Este problema implica que la incursión en el rango no lineal desprecia los términos de acoplamiento con los modos no considerados. Este tipo de error en la aproximación tiene el principal problema de que al incurrir en

rango no lineal, se violan las leyes físicas que controlan el problema original, por lo que se obtienen valores que pueden ser físicamente imposibles.

A modo de ejemplo, la Figura 3.39 muestra un sistema de dos grados de libertad conformado por dos resortes de rigideces k_1 y k_2 respectivamente, con masas m_1 y m_2 en el extremo de éstos.

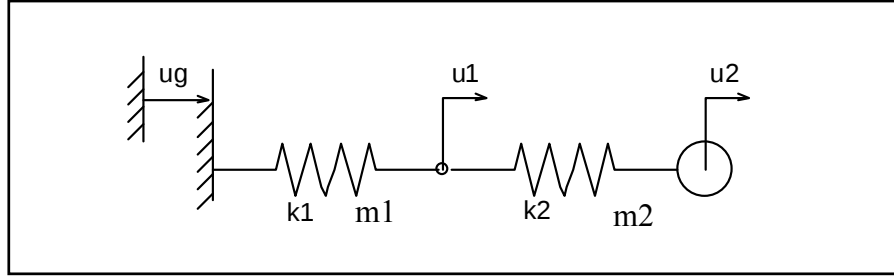


Figura 3.39 – Problema ejemplo de error usando FNA en un sistema de dos grados de libertad.

Se supondrá que la masa m_2 es mucho mayor que la m_1 y que el resorte k_2 tiene un comportamiento no lineal dado por la expresión:

$$k_2 = \begin{cases} k_2^0 & \text{si } |F_2| \leq F_Y \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases} \quad (3.2)$$

La ecuación del movimiento de este sistema es:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \mathbf{C} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (3.3)$$

El corte basal para este sistema es independiente de la rigidez k_2 del sistema y se puede calcular como:

$$Q = k_1 u_1 = \mathbf{r}^T \mathbf{K} \mathbf{u} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

Usando las condiciones lineales del sistema, se obtiene el vector de formas modales:

$$\boldsymbol{\phi} = [\boldsymbol{\phi}_1 \ \boldsymbol{\phi}_2] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Dado que se supuso que $m_2 \gg m_1$ (y considerando además que $k_1 \geq k_2$), la forma del modo 1 debería ser algo parecido a lo que muestra la Figura 3.40.

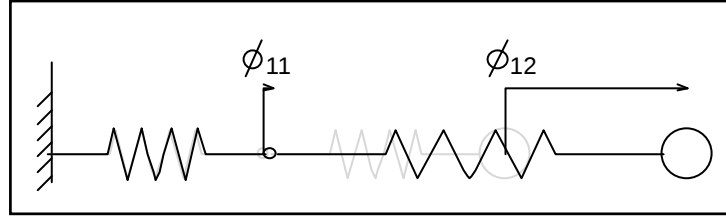


Figura 3.40 – Modo 1 del problema ejemplo.

El corte basal se reescribe como:

$$Q = k_1 u_1 = k_1 \phi_{11} q_1 + k_1 \phi_{21} q_2 \quad (3.6)$$

Bajo los supuestos utilizados, el primer modo concentra la mayor cantidad de la masa total del sistema, por lo que bajo un análisis lineal típico y guiándose por los factores de participación de masa, se podría decir que el primer modo es suficiente para representar la respuesta del sistema.

Aproximando entonces el sistema al primer modo:

$$Q \approx k_1 \phi_{11} q_1 \quad (3.7)$$

La ecuación escalar que controla el sistema es:

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_{10}\xi\dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = \Gamma_1 \ddot{u}_g(t) \quad (3.8)$$

Si consideramos un caso con aceleración constante en la base:

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_{10}\xi\dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = \Gamma_1 \ddot{u}_{g0} \quad (3.9)$$

La solución estacionaria a este problema es:

$$\omega_1^2 q_1 = \Gamma_1 \ddot{u}_{g0} \rightarrow q_1 = \frac{\Gamma_1 \ddot{u}_{g0}}{\omega_1^2} \quad (3.10)$$

Notar que en esta expresión sólo influye la masa que participa en el modo, por lo que quedará una fracción de masa que no se excitará. El corte basal queda por lo tanto

levemente menor al corte real, pero si el modo posee un alto factor de participación de masa, la diferencia es despreciable bajo un análisis lineal:

$$Q \approx k_1 \phi_1 q_1 = \frac{k_1 \phi_1 \Gamma_1}{\omega_1^2} \ddot{u}_{g0} < (m_1 + m_2) \ddot{u}_{g0} \quad (3.11)$$

Usando el esquema mostrado anteriormente, la variación de la rigidez del caso modal viene dada por:

$$\omega_1^2 = \omega_{10}^2 - \phi_1^T \begin{bmatrix} k_2^0 & -k_2^0 \\ -k_2^0 & k_2^0 \end{bmatrix} \phi_1 + \phi_1^T \begin{bmatrix} k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \phi_1 \quad (3.12)$$

Expresión que posee dos valores posibles:

$$\omega_1^2 = \begin{cases} \omega_{10}^2 - k_2^0 (\phi_{12} - \phi_{11})^2 + k_2^0 (\phi_{12} - \phi_{11})^2 = \omega_{10}^2 & \text{lineal} \\ \omega_{10}^2 - k_2^0 (\phi_{12} - \phi_{11})^2 + 0(\phi_{12} - \phi_{11})^2 = \omega_{10}^2 - k_2^0 (\phi_{12} - \phi_{11})^2 & \text{nolineal} \end{cases} \quad (3.13)$$

Es interesante observar que para el caso no lineal, el término de la rigidez modal corresponde a la rigidez del sistema modal lineal menos un término positivo multiplicando un término al cuadrado (también positivo), por lo que la no linealidad en la ecuación del movimiento se refleja en una disminución de la frecuencia del modo (sistema más flexible). El corte basal para los casos lineal y no lineal será entonces (suponiendo que los efectos no lineales comienzan para una aceleración $\ddot{u}_{g0LIM}$):

$$\begin{aligned} Q_{Nolin} &= \frac{k_1 \phi_1 \Gamma_1}{\omega_{10}^2} (\ddot{u}_{g0LIM}) + \frac{k_1 \phi_1 \Gamma_1}{\omega_{10}^2 - k_2^0 (\phi_{12} - \phi_{11})^2} (\ddot{u}_{g0} - \ddot{u}_{g0LIM}) \\ \rightarrow Q_{Nolin} &> \frac{k_1 \phi_1 \Gamma_1}{\omega_{10}^2} \ddot{u}_{g0} = Q_{lin} \\ \rightarrow Q_{Nolin} &> Q_{lin} \end{aligned} \quad (3.14)$$

Se observa que el problema no lineal genera un corte basal mayor que el lineal, situación que no parece ser físicamente posible. Lo peor es que el corte puede crecer a valores muy grandes si la frecuencia del primer modo depende principalmente del resorte 2, logrando valores mucho mayores incluso que el corte real, el cual se debería ver limitado a lo que tome el resorte k_1 y la capacidad del resorte k_2 .

La otra inconsistencia física ocurre para el desplazamiento del grado de libertad 2. Físicamente, la respuesta real de este sistema es tener una deformación infinita de este grado de libertad (relativo al suelo) dado que el resorte k_2 es incapaz de transmitir

más carga y la aceleración constante impuesta sólo puede ser resistida por los efectos de la inercia y del amortiguamiento, obteniendo una respuesta estacionaria a velocidad constante (por ende, deformación infinita).

Por lo tanto, el error en la aproximación produjo dos efectos directos: esfuerzos mayores a los reales en los elementos lineales y deformaciones menores a las reales en los grados de libertad.

Lo interesante es el hecho de que si se consideran los dos modos, la respuesta del sistema es la exacta, por lo que el efecto del modo 2 sobre el sistema, pese a que posee un factor de participación bajo, sí posee mucha relevancia en la respuesta no lineal.

Pese a que este ejemplo es para una aceleración constante y dos grados de libertad, refleja comportamientos anómalos de una mala selección de formas modales que conceptualmente da una idea del origen de errores en los resultados para un sistema de varios grados de libertad.

3.3.2 Ejemplo de errores para el modelo de la caldera

Los principales puntos donde se manifiestan los errores del método en el modelo de la caldera son los parámetros globales horizontales, donde los valores límites que uno esperaría no se manifiestan.

Para hacer la analogía con el ejemplo mostrado en el punto 3.3.1, se decidió aplicar una aceleración tipo rampa (pushover) hasta un valor constante de aceleración de $2g$ a los 4 segundos y se analizaron los resultados globales obtenidos. Notar que horizontalmente, se puede hacer la analogía entre el resorte k_1 del problema ejemplo del punto 3.3.1 con los pedestales, el resorte k_2 la estructura metálica de la caldera, la masa m_1 la masa que tributa sobre los pedestales (despreciable para efectos prácticos) y la masa m_2 con la masa sísmica del modelo.

Para el análisis, se consideraron tres diferentes tipos de análisis: un caso con la estructura en comportamiento lineal, otro caso con comportamiento no lineal ocupando los modos usando en el desarrollo de esta tesis y otro caso usando 700 modos de tipo Ritz obtenidos para tratar de obtener un alto participación de masas en las direcciones X e Y y con dos estados de carga inicial que aproximar de mejor forma (no perfectamente) un eventual modo de falla de las columnas del primer piso, por lo que conduce a menores errores en la estimación del corte basal en casos no lineales. Se usó además, para los tres

casos, un valor alto de amortiguamiento para converger rápidamente a la condición de equilibrio estático.

En la Figura 3.41 se aprecia el valor del corte basal en los primeros segundos de la aplicación de la carga. Para los tres casos la estructura converge a un caso estático, por lo que el valor del corte basal debió ser, para las tres situaciones, igual a la masa sísmica en X por la aceleración de 2g constante ($10265 \text{ ton} \cdot \text{s}^2/\text{cm} \cdot 2 \cdot 981 \text{ cm/s}^2 = 20530 \text{ ton}$) o menor en caso se produzca la plastificación completa de un nivel. El único caso que respondió correctamente fue el caso lineal. Para los otros dos casos, los valores fueron mayores al correcto, obteniendo un valor 7 veces mayor al del caso lineal para los modos usados en la tesis y un valor 2 veces mayor para los modos mejorados, lo cual confirma que los errores son producto de una mala elección de las formas modales y que aún con los modos mejorados no son suficientemente rigurosos para no incurrir en errores importantes del método.

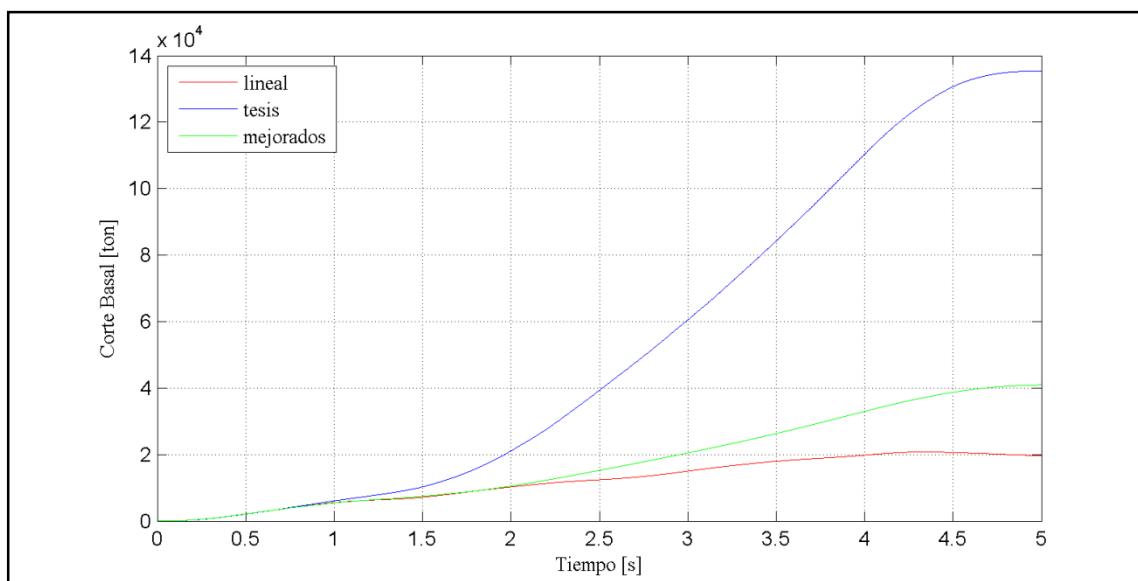


Figura 3.41 – Corte basal en X para los 3 casos de análisis estudiados.

En la Figura 3.42 se muestra el desplazamiento de techo para los tres casos de análisis. El caso con los modos más adecuados presenta deformaciones mayores que el caso con los modos usados en la tesis, lo cual es consecuente con la situación presentada en el problema ejemplo del punto 3.3.1, donde mientras más parecido era el corte basal al real, más grande es la deformación. Como era de esperarse, el caso lineal (más rígido que los otros dos casos), tuvo la menor deformación.

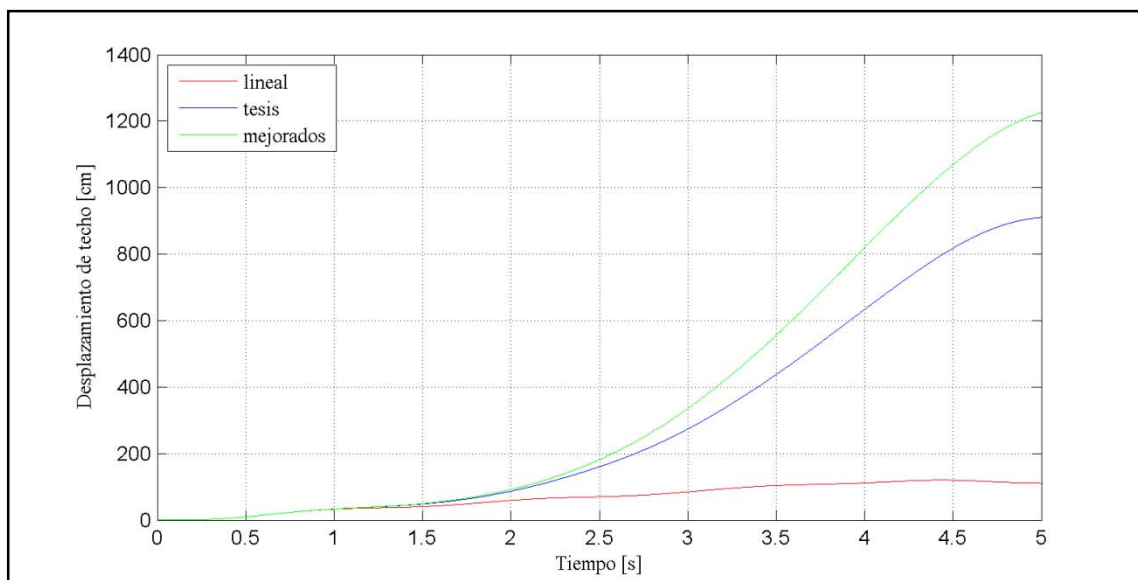


Figura 3.42 – Desplazamiento de techo en X para los 3 casos de análisis estudiados.

Respecto a los órdenes de magnitud del error, es interesante notar que pese a que las diferencias del corte basal son significativas para ambos casos no lineales (3.2 veces), las deformaciones no lo fueron tanto (1.3 veces), situación que indica el nivel de error de cada variable que se desee analizar son independientes, siendo imposible generalizar el nivel de error en base al error de un grupo.

En la Figura 3.43 se presentan las deformaciones horizontales para los tres casos de análisis. Es posible apreciar como varían las formas finales que equilibran el sistema. En el caso con los modos mejorados se aprecia un “quiebre” en la base que se puede obtener gracias al hecho de que se generaron formas modales que permitían esta situación, cosa que no sucede con las formas modales usadas en la tesis, donde se ve una deformada suave en la base. Además, se observa que en el caso lineal la deformada final es suave en toda la estructura y la deformación de los elementos estructurales es comparable con la de los interiores, situación que no sucede en los casos no lineales.

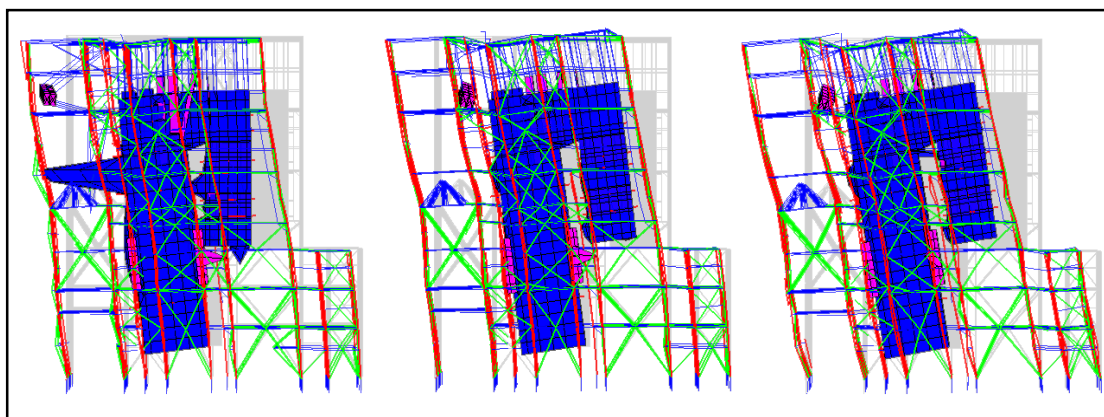


Figura 3.43 – Deformadas horizontales para los tres casos de análisis. De izquierda a derecha: a) Caso lineal (amplificado por 6.5), b) Caso con modos tesis (sin amplificar), c) Caso con modos mejorados (sin amplificar).

4. CONCLUSIONES

Se estudió el comportamiento dinámico de la caldera usando análisis modal no lineal para poder determinar de forma eficiente la respuesta en el tiempo de ésta bajo distintos inputs de aceleración del suelo con la finalidad de obtener una mejor aproximación del verdadero comportamiento de una estructura industrial pesada diseñada con la normativa vigente en Chile.

Se realizó un modelo complejo de una caldera de potencia que, además de tener una sofisticada modelación de los interiores y la estructura de soporte, considera la posibilidad de comportamiento no lineal en los elementos sismorresistentes principales, con un total de 1562 elementos entre arriostramientos, columnas, topes sísmicos y pedestales. Este modelo fue sometido a 9 registros de aceleración chilenos normalizados a una intensidad de Housner similar al espectro de diseño elástico de la norma NCh433, considerando además distintos niveles de intensidad para observar el comportamiento de la estructura bajo solicitaciones más exigentes.

De los resultados obtenidos, se analizó el comportamiento global y local de la estructura. Se dio especial énfasis a la comparación entre el desempeño de los arriostramientos con los factores de utilización dados en el diseño de éstos y los errores del método utilizado para estimar la respuesta en el tiempo bajo niveles de intensidad muy altos.

Las siguientes conclusiones son obtenidas del estudio realizado:

4.1. La tracción en los pernos de anclaje y la plastificación de los topes sísmicos son las primeras manifestaciones de comportamiento no lineal respecto a la modelación elástica usada para diseñar la estructura. La secuencia con que suceden estas manifestaciones sugiere que los elementos que posteriormente tendrán este comportamiento son arriostramientos ubicados en la misma dirección del sismo y los arriostramientos en planta, para luego afectar a los arriostramientos perpendiculares al sismo, con una mínima influencia no lineal en columnas.

4.2. Dada la baja no linealidad observada para niveles de intensidad $x1$, se puede concluir que el diseño sismorresistente de la caldera es satisfactorio, ya que los daños importantes están concentrados en puntos de fácil reparación (principalmente topes sísmicos), en potenciales deformaciones plásticas en los pernos de anclaje y deformaciones

críticas en un número muy reducido de arriostramiento, además de prácticamente no concentrar fallas en columnas. Los valores de drift entre niveles están siempre bajo el 15/1000 máximo que exige la norma NCh2369 y las deformaciones de techo alcanzadas no sugieren efectos P- Δ importantes.

4.3. Dado que la plastificación en columnas se observa consecutiva a una falla de los arriostramientos y los resultados del estudio arrojaron una alta correlación, para niveles de intensidad x1, entre el factor de uso de diseño en los arriostramientos y las demandas de deformación y de porcentaje de elementos en rango no lineal de éstos; se aprecia una importante y satisfactoria relación entre la finalidad de los criterios de diseño sísmico de arriostramientos determinados por los ingenieros para definir la seguridad de su diseño y el comportamiento no lineal efectivo que manifieste la estructura bajo un sismo real.

4.4. La obtención y uso no riguroso de los modos de Ritz adecuados para el uso de un análisis usando el método FNA implicó errores importantes que aumentan conforme crecen los niveles de no linealidad alcanzados.

Para registros con niveles de intensidad equivalentes al espectro de diseño de la norma NCh433 (nivel de intensidad x1) se observaron mínimas variaciones de las frecuencias predominantes de diversos espectrogramas de resultados globales respecto al caso lineal, además de órdenes de magnitud de corte basal y desplazamiento de techo comparables con los casos lineales con bajos niveles totales de plastificación obtenidos, por lo que se estima que la incursión en el rango no lineal es baja y el error acumulado mínimo, otorgando así una respuesta aceptable.

Para intensidades mayores (niveles de intensidad x3 y x6), se estima que el error no es despreciable, rescatando de los resultados obtenidos la secuencia de plastificación a nivel local de los elementos que alcanzaron no linealidad, pero no los resultados globales.

4.5. Los resultados obtenidos dan interesantes pautas para el uso de métodos más simples de evaluación de la respuesta sísmica de una caldera.

Por una parte, no parece haber una forma clara de asociar el comportamiento global de la estructura a un sistema de un grado de libertad, principalmente por la

imposibilidad de encontrar un punto de control que tenga una relación conocida con el corte basal conforme se aumente el valor de éste y así poder asociar una relación Fuerza-Deformación global. Se propone analizar variaciones del método de pushover que traten de estimar la influencia de modos superiores en la respuesta de la caldera estudiada que pudiesen salvaguardar el uso de esta metodología.

Por otra parte, al observar el alto error acumulado cuando los niveles de intensidad demandan un importante nivel de comportamiento no lineal es un claro indicador que el método FNA, si no se aplica de manera rigurosa, no es adecuado como alternativa para estimar niveles de daño grave y menos aún, un potencial colapso de la estructura, principalmente por ser incapaz de estimar una distribución de esfuerzos que, metodologías como el uso de factores de reducción de la respuesta elástica R , no logran determinar adecuadamente. Si los 700 modos usados fueran suficientes para estimar daño grave en la estructura, el error acumulado no tendría los órdenes de magnitud que se obtuvieron para niveles de intensidad altos.

Afortunadamente, el diseño de estructuras industriales pesadas como la caldera estudiada se hace con altos factores de seguridad, situación que hace que la incursión en rango no lineal sea relativamente baja para un sismo de diseño, tal como lo muestran los resultados obtenidos, caso en que el análisis lineal sí estima de manera bastante cercana los resultados globales de interés de la caldera para estos casos.

5. BIBLIOGRAFIA

Bruneau M., Chia-Ming U., Whittaker A., (1998). *Ductile Design of Steel Structures*, New York, NY, EE.UU. McGraw-Hill.

Chopra, A.K., (2000), *Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering (2nd Edition)*. Englewood Cliffs, NJ. Prentice Hall Inc.

Clough, R., Penzien J., (2003), *Dynamics of Structures (3rd Edition)*, Berkeley, CA, EE.UU. Computer & Structures, Inc.

Computer & Structures, Inc. – CSI (2006) – *Perform components and elements for Perform 3D and Perform Collapse (version 4)*, Berkeley, CA, EE.UU. Computer & Structures, Inc.

Computer & Structures, Inc. – CSI (2007). SAP2000 (versión 11.0.0). [Programa de computador]. Berkeley, CA, EE.UU. Computer & Structures, Inc.

Cruz, E. y Valdivia, D., (2005, noviembre). Comparación de métodos simplificados y modelos sofisticados en la evaluación de respuesta sísmica de precipitadores electroestáticos. Documento presentado en Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. IX Jornadas, Concepción, Chile.

Flores R. (1993). Ingeniería sísmica en Chile, el caso del sismo del 3 de Marzo de 1985. Santiago, Chile. Ediciones Pedagógicas Chilenas

Federal Emergency Management Agency – FEMA (2000), *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 356, Washington D.C. EE.UU.

Goggins J.M.; Broderick B.M., (2005), *Behaviour of tubular steel members under cyclic axial loading*, Journal of Constructional Steel Research, Volume 62, Issues 1-2, January-February 2006, Pages 121-131.

Instituto Nacional de Normalización (1996). *Diseño Sísmico de Edificios*. Norma NCh 433 Of. 96. Santiago, Chile

Instituto Nacional de Normalización (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. Norma NCh 2369 Of. 2003. Santiago, Chile.

McGuire W., Gallagher R., Ziemian R. (2000). *Matrix Structural Analysis (2nd edition)*. New York, NY, EE.UU. JohnWiley & Sons.

Riddell R. (2007), *On Ground Motion Intensity Indices*, Earthquake Spectra (23), N°1, 47-173.

The Mathworks, Inc. (2007). Matlab (versión 7.4.0.287 – R2007a) [Programa de computador], EE.UU, The Mathworks, Inc.

Valdivia D., (2003). *Comparación Analítico Experimental del Comportamiento Sísmico de Estructuras Industriales*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile

Valenzuela M., (2008). *Análisis dinámico de un precipitador electrostático de grandes dimensiones considerando efectos no lineales con modelos simplificados*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Vera G., (2008). *Análisis Sísmico No Lineal de la estructura de soporte de una caldera mediante método de Pushover*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.

Yang Y., Kuo S. (1994), *Nonlinear Framed Structures*, Singapore, Prentice Hall.

Wakabayashi M., Martínez E., (1988), *Design of Earthquake-Resistant Structures*, New York, NY, EE.UU. , McGraw-Hill.

Wilson E., (2002), *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures (3rd Edition)*, Berkeley, CA, EE.UU. Computer & Structures, Inc.

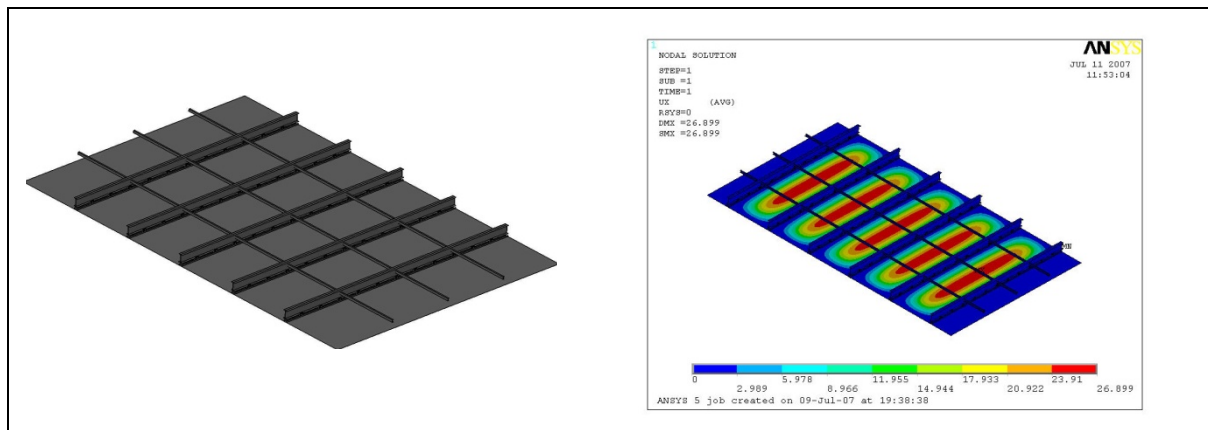
Apuntes del curso Sistemas Innovativos de Diseño Sismorresistente (ICE3752 – 2do Semestre 2006, Profesor Juan Carlos De La LLera, Pontificia Universidad Católica de Chile).

6. ANEXOS

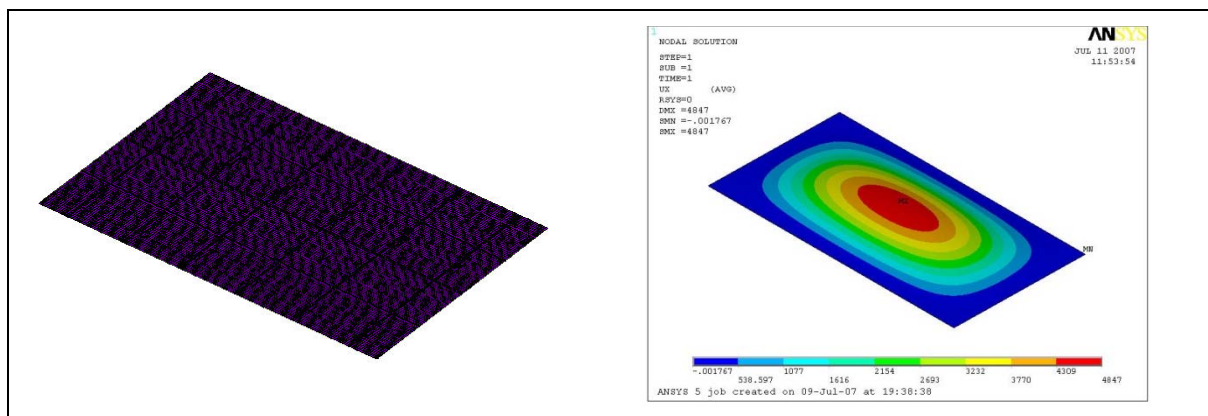
ANEXO A: MODELACIÓN DE COMPONENTES MECÁNICAS

Las calderas son estructuras industriales de gran tamaño que son utilizadas para producir combustiones en su interior que generan de forma directa o con vapor el movimiento de turbinas para producir energía eléctrica. La caldera de vapor presentada en este estudio, consta de la estructura de soporte, silos de almacenamiento de carbón y equipos mecánicos (la caldera propiamente tal) El carbón ardiente mezclado con aire es enviado dentro de la caldera, y el calor generado por este proceso calienta agua dentro de los paquetes de tubos internos que se transforma en vapor enviado a una turbina generadora.

El peso y rigidez equivalente de los paquetes de tubos con el agua de operación y todos los equipos que conforman la caldera superan ampliamente el peso de la estructura de soporte, de modo que representar de forma correcta el comportamiento dinámico para un análisis sísmico, pero sin tener que modelar cada tubo de forma independiente. Se realizó modelación compleja utilizando un modelo con elementos finitos de los interiores, con todas las restricciones geométricas correspondientes. En este caso, debe calcularse la rigidez, masa y espesores equivalentes del cada sistema de paquetes de tubos, de acuerdo a la descripción mecánica de los componentes. En la Figura A.1 se muestra la modelación con elementos finitos de un *Water Wall* (paredes de los interiores colgantes formadas por paquetes de tubos transportadores de vapor, elementos aislantes y elementos atiesadores). Se puede apreciar la modelación compleja de estos elementos y la simplificación en base a una placa con un espesor constante sin elementos atiesadores ni discontinuidades por el sistema interno de tubos. En base a los resultados de ambos modelos se pueden usar distintos criterios para poder considerar que el modelo equivalente es representativo del modelo complejo. Para la caldera estudiada, se usó el criterio de igual deformación máxima para un mismo caso de carga distribuida aplicada para conseguir una placa de rigidez equivalente. La distribución de masas sobre estas placas se hace en las mismas posiciones que para la modelación compleja o usando densidades equivalentes del material para repartir estas de forma homogénea.



a) Caso real



b) Caso simplificado (rigidez equivalente)

Figura A.1 – Representación gráfica de la estimación de rigidez equivalente de un *Water Wall*.

Los interiores colgantes se pueden dividir de forma general en tres partes: La zona del horno o *Furnace*, la zona de calentamiento y traspaso de aire o *Backpass* y la zona intermedia entre ambas partes. Dentro de estas zonas se pueden reconocer distintas sub zonas que se encuentran en todas las calderas de vapor, como son la el sobrecalentador (*superheater*), los sobrecalentadores de baja tempreatura (*LTSH*), el recalentador (*reheater*), el economizador (*economizer*), el tambor de vapor (*steam drum*), los *windbox*, los *SCS tube guides* y las zonas de acumulamiento de cenizas. Todo el sistema de interiores colgantes queda sujetado por colgadores (*hangers*) que se conectan al techo de la estructura de soporte.

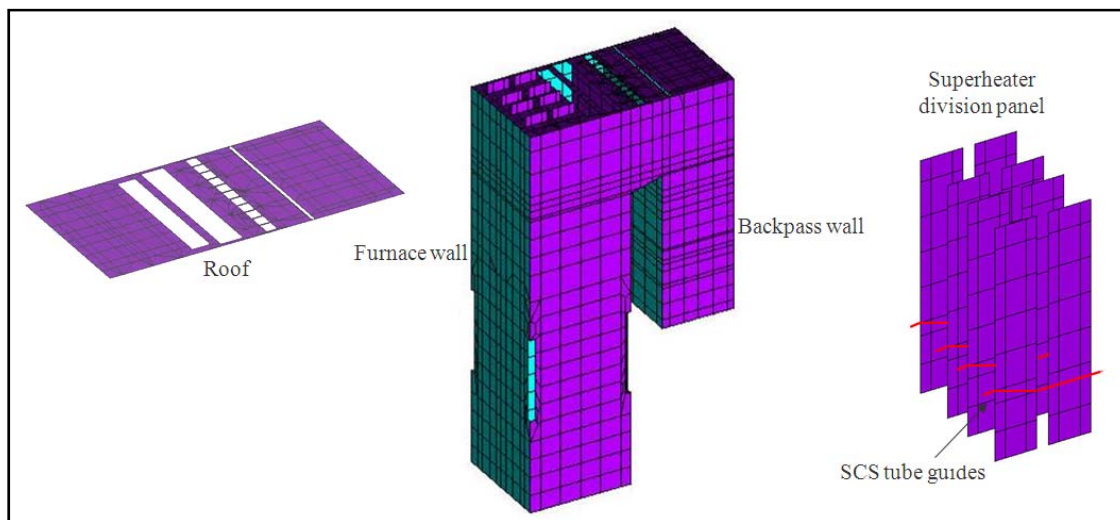


Figura A.2 – Esquema general de elementos finitos usados para modelar interiores.

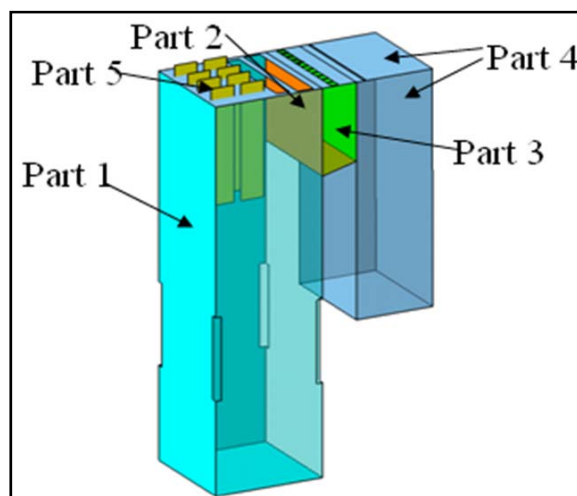


Figura A.3 – Elementos tipo shell usados en la modelación de interiores.

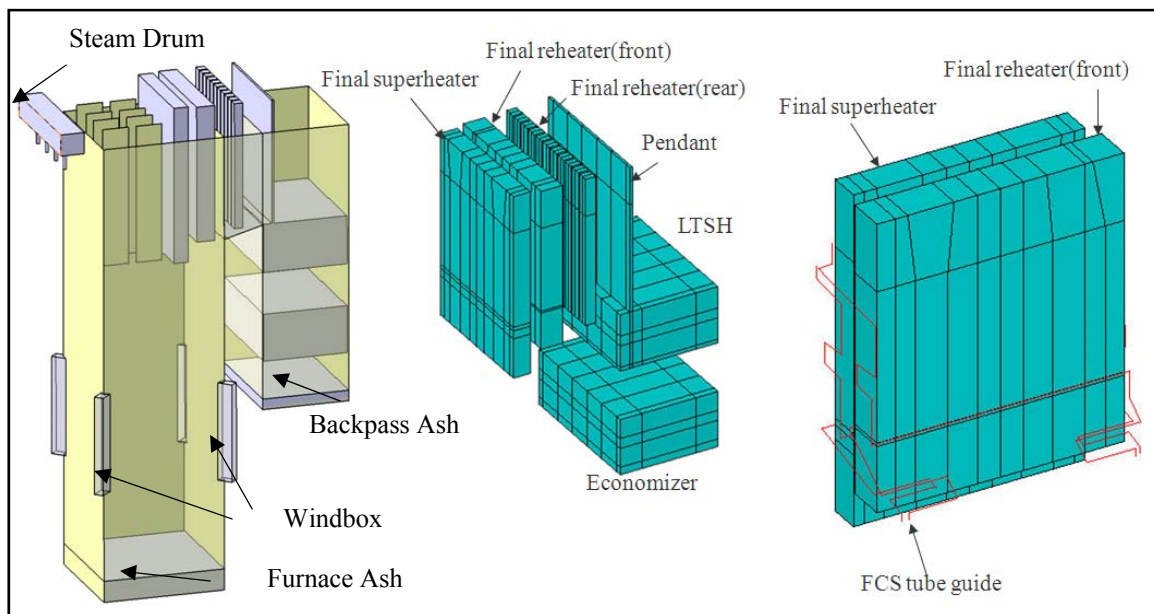


Figura A.4 – Elementos tipo *solid* usados en la modelación de interiores.

Las consideraciones de modelación más importantes se describen a continuación:

a) Dado que cada paquete de tubos en los intercambiadores de calor está amarrado con *tube guides*, se supone por simplicidad que los paquetes se comportan como sólidos rígidos homogéneos e isotrópicos. Las densidades son determinadas basándose en el volumen de sólidos equivalentes y masas reales de los paquetes de tubos.

b) Los *FCS tube guides* que amarran el *final superheater* y el *reheater* son modelados por elementos *frame*.

c) Dado que el análisis evalúa la posibilidad de colisión entre los paquetes de tubos con el *furnace wall*, las dimensiones de los sólidos equivalentes son determinadas por la dimensión externa de los paquetes de tubos.

d) Los colgadores son modelados con elementos *frame*. Su número fue reducido para simplificar la modelación, pero las propiedades de las secciones son determinadas equivalentemente tomando en consideración el total de colgadores.

e) En la zona de unión entre el *furnace wall* y el *backpass wall* (parte superior de la caldera), los tubos del *rear furnace wall* y del *front backpass wall* son modelados por

7 elementos *frame*, teniendo la misma área y momentos de inercia que los paquetes de tubos. El detalle se puede apreciar en la Figura A.4.

f) El *steam drum* se modela con elementos del tipo *solid* en la parte superior la caldera. Tiene colgadores que lo vinculan al techo y se encuentra vinculado también a la estructura de soporte por su parte inferior. Dado su gran peso (312 tonf) y su baja rigidez lateral, forma un modo local de período largo.

g) Los *water wall* modelados con elementos del tipo *shell* poseen distintos módulos de elasticidad para la rigidez de membrana y para la rigidez de flexión fuera del plano debido a las distintas condiciones de atiesamiento que poseen.

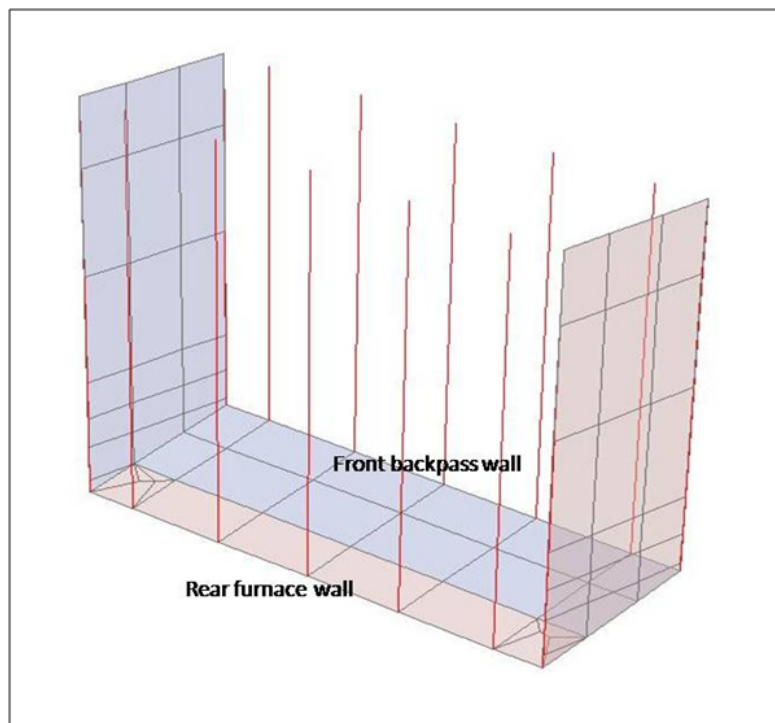


Figura A.5 – Detalle de la modelación mediante elementos *frame* del *rear furnace wall* y del *front backpass wall*.

El detalle del peso los elementos de la caldera sin incluir se presenta en la Tabla A.1. Observar que el valor total obtenido es mayor que el peso sísmico de 10290 tonf debido a que éste considera sólo un 25% de la sobrecarga.

Tabla A.1 – Detalle del peso sísmico total.

Lista de cargas	Carga [tonf]
Peso propio estructura	2264
Caldera	3040
Silos de carbón	2615
Ductos	333.5
Plataformas (carga muerta)	381.8
Precalentador de aire	438.4
Cañerías de vapor	294.9
Bandejas eléctricas	176
Tripper	35
Alimentadores de carbón	140
Silenciador	38
Galería de carbón	45
Ascensor	5
Bomba BWC Pump	22.5
Alimentador de carbón	17.6
Plataformas de hormigón (carga muerta)	93.9
Muro de Ascensor	350
Montacarga	269.6
Sobrecarga de plataformas de hormigón	225.1
Sobrecarga de plataformas	1816.8
TOTAL	12602.1

ANEXO B: ECUACIONES DEL MOVIMIENTO PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES CON PEQUEÑAS DEFORMACIONES

Se presenta un resumen de los distintos niveles de complejidad usados típicamente en el análisis sísmico de estructuras (Clough, 2003, Chopra, 2000).

B.1 Análisis lineal

Todo sistema estructural lineal sometido a fuerzas externas se puede escribir matricialmente como:

$$M\ddot{\mathbf{x}} + C\dot{\mathbf{x}} + K\mathbf{x} = \mathbf{F}(t) - M\mathbf{r}\ddot{u}_g(t) \quad (\text{B.1})$$

Donde $\mathbf{x}$ son los grados de libertad de la estructura, M es la matriz de masas del sistema, C es la matriz de amortiguamiento, K es la matriz de rigidez, $\mathbf{F}$ son las fuerzas externas aplicadas al sistema, $\ddot{u}_g$ es la aceleración del suelo y $\mathbf{r}$ es el vector de incidencia del sismo.

Los supuestos para poder modelar un sistema en esta condición se basan principalmente en que las deformaciones son suficientemente pequeñas como para considerar sólo términos de primer orden de la ecuación, descartando la influencia de no linealidades geométricas y de los materiales.

B.2 Análisis modal

Considerando el problema de vibración libre lineal sin amortiguamiento:

$$M\ddot{\mathbf{x}} + K\mathbf{x} = \mathbf{0} \rightarrow M\ddot{\mathbf{x}} = -K\mathbf{x} \quad (\text{B.2})$$

Esta ecuación conduce a un problema de valores propios del tipo:

$$M\lambda\mathbf{x} = -K\mathbf{x} \quad (\text{B.3})$$

Usando lo anterior se obtienen vectores propios ϕ , donde la matriz λ es una matriz diagonal donde cada término no nulo corresponde al cuadrado de la frecuencia radial natural de vibración de la forma modal respectiva (vector propio). Esto permite realizar un cambio de coordenadas sobre los grados libertad $\mathbf{x}$ hacia grados de libertad q de la forma:

$$\left. \begin{array}{l} q = \phi\mathbf{x} \\ M\lambda\phi = -K\phi \end{array} \right\} \rightarrow M\phi\ddot{q} + K\phi q = \mathbf{0} \quad (\text{B.4})$$

Luego, multiplicando la ecuación por la traspuesta de ϕ se obtiene:

$$\phi^T M \phi \ddot{q} + \phi^T K \phi q = 0 \rightarrow \tilde{M} \ddot{q} + \tilde{K} q = 0 \quad (\text{B.5})$$

Donde $\tilde{M}$ es la matriz de masa modal y $\tilde{K}$ es la matriz de rigidez modal. Aprovechando el hecho de que las matrices de rigidez y masa son siempre simétricas y semi-definidas positivas, el nuevo sistema de ecuaciones tiene la ventaja de que cada grado de libertad queda desacoplado del resto ($\tilde{M}$ y $\tilde{K}$ diagonales) y se puede resolver el sistema de ecuaciones como varios sistemas de un grado de libertad.

$$\tilde{M} \ddot{q} + \tilde{K} q = 0 \rightarrow \tilde{M}_{ii} \ddot{q}_i + \tilde{K}_{ii} q_i = 0 \quad (\text{B.6})$$

Esta descomposición puede aplicarse directamente sobre la ecuación 2.1

$$\phi^T M \phi \ddot{q} + \phi^T C \phi \dot{q} + \phi^T K \phi q = \phi^T F - \phi^T M r \ddot{u}_g \quad (\text{B.7})$$

Si se asume que C es una matriz de amortiguamiento clásica, esta puede ser diagonalizada al hacer el cambio de coordenadas modal, obteniendo un conjunto de ecuaciones desacopladas para el problema lineal de la forma

$$\begin{aligned} \tilde{M} &= \phi^T M \phi, \quad \tilde{C} = \phi^T C \phi, \quad \tilde{K} = \phi^T K \phi, \quad \Gamma = -\phi^T M r \\ \tilde{M} \ddot{q} + \tilde{C} \dot{q} + \tilde{K} q &= \phi^T F + \Gamma \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (\text{B.8})$$

Esta ecuación permite resolver de manera mucho más rápida el problema lineal de estructuras de varios grados de libertad, además de identificar el comportamiento dinámico de una estructura en base a las formas modales obtenidas, aprovechando la ortogonalidad entre éstas.

En la mayoría de los análisis sísmicos de estructuras, la única variable de entrada es la aceleración del suelo, por lo que típicamente la respuesta de cada modo, irá directamente relacionada con la relación de frecuencias del modo asociado y el contenido de frecuencias del registro de aceleración.

Es usual en la práctica que en la respuesta total de la estructura algunos modos influyan significativamente más que el resto, por lo que es posible obtener una respuesta aproximada del problema lineal con un alto nivel de precisión considerando adecuadamente sólo algunos modos de vibrar.

B.3 Análisis modal espectral (AME)

Aprovechando el hecho de que el análisis modal permite desacoplar el sistema en un grupo de sistemas de un grado de libertad, se puede estimar de forma muy rápida una aproximación a la respuesta máxima de los resultados del sistema usando un espectro de respuesta de desplazamiento (S_d). Dado un valor de amortiguamiento, este espectro corresponde a los valores máximos de respuesta de desplazamiento frente a un registro de aceleración de un sistema de un grado de libertad con masa unitaria en función de la frecuencia natural de vibración de ese sistema. Si ω es la frecuencia del sistema, se obtiene un espectro de desplazamiento en función de éste valor. Para un sistema de un grado de libertad en vibración libre sin amortiguamiento, la ecuación 2.3 relaciona la aceleración máxima como ω^2 veces el desplazamiento máximo, por lo que se define el espectro de aceleración como $S_a(\omega) = \omega^2 S_d(\omega)$ (expresión que sólo es igual a la aceleración máxima para el caso sin amortiguamiento de vibración libre).

Dado un sistema de varios de libertad desacoplados modalmente, la ecuación para cada grado de libertad modal se puede escribir como:

$$\tilde{M}_{ii}\ddot{q}_i + \tilde{C}_{ii}\dot{q}_i + \tilde{K}_{ii}q_i = \phi_i^T \mathbf{F} + \Gamma_i \ddot{u}_g \quad (\text{B.9})$$

Normalizando esta ecuación para obtener un sistema de un grado de libertad de masa unitaria, sin considerar fuerzas externas y dividiendo por la masa del modo:

$$\ddot{q}_i + \frac{\tilde{C}_{ii}}{\tilde{M}_{ii}}\dot{q}_i + \frac{\tilde{K}_{ii}}{\tilde{M}_{ii}}q_i = \frac{\Gamma_i}{\tilde{M}_{ii}}\ddot{u}_g \quad (\text{B.10})$$

Se puede observar que este sistema recibe como input $\Gamma_i/\tilde{M}_{ii}$ veces el registro, y como el sistema es lineal, los valores máximos de respuesta deben ser amplificados por ese mismo factor. Además, la frecuencia natural de este sistema se puede calcular como $\omega_i = \sqrt{\tilde{K}_{ii}/\tilde{M}_{ii}}$, por lo que la respuesta de aceleración máxima de este sistema se puede calcular con un espectro de respuesta de pseudo-aceleración:

$$\ddot{u}_g(t) \rightarrow Sa(\omega) \rightarrow \ddot{q}_{iMAX} = \frac{\Gamma_i}{\tilde{M}_{ii}} Sa\left(\sqrt{\frac{\tilde{K}_{ii}}{\tilde{M}_{ii}}}\right) = \frac{\Gamma_i}{\tilde{M}_{ii}} Sa(\omega) \quad (\text{B.11})$$

Por otra parte, el corte basal de una estructura se puede calcular como:

$$Q_{basal}(t) = \mathbf{r}^T \mathbf{K} \mathbf{x}(t) \rightarrow Q_{basal}^{MAX} = MAX(\mathbf{r}^T \mathbf{K} \mathbf{x}) = MAX(\mathbf{r}^T \mathbf{K} \phi \mathbf{q}) \quad (\text{B.12})$$

Pero aprovechando el hecho de que $\mathbf{M}\lambda\boldsymbol{\phi} = -\mathbf{K}\boldsymbol{\phi}$

$$Q_{basal}^{MAX} = MAX(\mathbf{r}^T \mathbf{K}\boldsymbol{\phi}\mathbf{q}) = MAX(\mathbf{r}^T \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}\lambda\mathbf{q}) = MAX(\boldsymbol{\Gamma}^T \lambda\mathbf{q}) \quad (\text{B.13})$$

Usando la ecuación B.11, la contribución de cada modo al corte basal viene se puede estimar como:

$$\begin{aligned} Q_i(t) &= \Gamma_i \lambda_i q_i(t) = (\Gamma_i \omega_i^2) q_i(t) \\ \rightarrow Q_i^{MAX} &= (\Gamma_i) \omega_i^2 q_i^{MAX} \approx (\Gamma_i) \ddot{q}_i^{MAX} = \Gamma_i \ddot{q}_i(t) \\ \rightarrow Q_i^{MAX} &= \Gamma_i \left(\frac{\Gamma_i}{\tilde{M}_{ii}} Sa(\omega_i) \right) = \frac{\Gamma_i^2}{\tilde{M}_{ii}} Sa(\omega_i) = \rho_i Sa(\omega_i) \end{aligned} \quad (\text{B.14})$$

Con $\rho_i = \Gamma_i^2 / \tilde{M}_{ii}$ (masa equivalente modal). Además, sea m_t la masa total del sistema, se puede demostrar que:

$$\sum_{i=1}^n \rho_i = m_t \quad (\text{B.15})$$

Es decir, el término que amplifica el valor del espectro de aceleración para la contribución al corte basal de cada es una proporción de la masa total del sistema, razón por la cual la expresión ρ_i / m_t se conoce como porcentaje de participación modal. De esta expresión se puede extraer que modos con poca participación modal necesitarán valores de S_a muy grandes para ser comparables con modos con valores de mayor magnitud, por lo que típicamente se usa un número limitado de modos que en total sumen al menos entre un 90% a un 95% de la masa total en cada dirección de análisis. Notar que esta aproximación basada en el corte basal es bastante buena para estimar el comportamiento global de la estructura, pero puede conducir en algunos casos errores locales por la omisión de modos de muy poca masa equivalente, pero con gran influencia en un mecanismo local. De todas formas, este criterio es el más usado para determinar si el número de modos usado es el adecuado, tanto para un análisis modal espectral como un análisis modal en el tiempo.

Finalmente, dado que los máximos ocurren en tiempos distintos, se necesita una regla de superposición que estime cómo deben estimarse las respuestas máximas del sistema basadas en los máximos por modo. Para este estudio se usó la regla conocida como CQC (Complete Quadratic Combination), que superpone la respuesta estimada para cada modo con la siguiente expresión:

$$Y_{MAX} = \sqrt{\sum_i \sum_j \alpha_{ij} Y_i Y_j} \quad (B.16)$$

Donde Y es la respuesta buscada y α viene dado por la expresión:

$$\alpha_{ij} = \frac{8\xi^2 \left(\frac{\omega_j}{\omega_i} \right)^{\frac{3}{2}}}{\left(1 + \frac{\omega_j}{\omega_i} \right) \left(\left(1 - \frac{\omega_j}{\omega_i} \right) + 4\xi^2 \left(\frac{\omega_j}{\omega_i} \right) \right)} \quad (B.17)$$

Esta regla disminuye el acoplamiento entre las respuestas de dos modos distintos a medida que aumenta la diferencia entre las frecuencias, dado que se esperan mayores desfases de sus máximos. A modo de ejemplo, para el caso del corte basal:

$$Q_{basal}^{MAX} = MAX \left(\mathbf{r}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi} \mathbf{q} \right) \approx CQC(Q_i^{MAX}) \quad (B.18)$$

B.4 Análisis no lineal

Un modelo lineal deja de ser representativo de un sistema estructural cuando el nivel de deformaciones implica cambios en las propiedades mecánicas del material o efectos geométricos relevantes que una expresión lineal desprecia.

El planteamiento bajo un análisis no lineal es básicamente igual al del caso lineal, pero generalizando los casos, tanto el amortiguamiento como la rigidez del sistema no pueden ser modelados como matrices, considerando los efectos de éstos como fuerzas resistentes dependientes de las variables de estado del sistema.

$$M\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{F}_c(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) + \mathbf{F}_k(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) = \mathbf{F}(t) - M\mathbf{r}\ddot{u}_g(t) \quad (B.19)$$

Es común escribir este problema como un problema típico lineal más fuerzas externas no lineales, es decir:

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_c(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) &= C\dot{\mathbf{x}} - \mathbf{F}_{CNL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}), \quad \mathbf{F}_k(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) = K\mathbf{x} - \mathbf{F}_{KNL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) \\ \rightarrow M\ddot{\mathbf{x}} + C\dot{\mathbf{x}} + K\mathbf{x} &= \mathbf{F}(t) + \mathbf{F}_{CNL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) + \mathbf{F}_{KNL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) - M\mathbf{r}\ddot{u}_g(t) \\ \mathbf{F}_{NL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}, t) &= \mathbf{F}(t) + \mathbf{F}_{CNL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) + \mathbf{F}_{KNL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}) \\ \rightarrow M\ddot{\mathbf{x}} + C\dot{\mathbf{x}} + K\mathbf{x} &= \mathbf{F}_{NL}(\dot{\mathbf{x}}, \mathbf{x}, t) - M\mathbf{r}\ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad (B.20)$$

Notar que esta ecuación es idéntica a la ecuación lineal, salvo que el término de fuerzas externas ahora depende de las variables de estado del sistema.

Es interesante notar que, dado que la rigidez efectiva del sistema no permanece constante en el tiempo, tanto el análisis modal con un número reducido de modos como el análisis modal espectral no son aplicables (en rigor) para este tipo de análisis.

B.5 Análisis modal-no lineal (FNA)

Es esperable que si la incursión de algunos elementos en rango no lineal es pequeña, el comportamiento observado sea muy similar al comportamiento lineal. Por lo tanto, para no linealidades pequeñas, se esperara que al usar un número reducido de modos escogido adecuadamente, los resultados sean bastante similares a los de un caso real. Aplicando análisis modal a la ecuación B.20 se tiene:

$$\begin{aligned} \phi^T M \phi \ddot{q} + \phi^T C \phi \dot{q} + \phi^T K \phi q &= \phi^T F_{NL}(\phi \dot{q}, \phi q, t) - \phi^T M r \ddot{u}_g(t) \\ \tilde{M}_{ii} \ddot{q}_i + \tilde{C}_{ii} \dot{q}_i + \tilde{K}_{ii} q_i &= \phi_i^T F_{NL}(\phi \dot{q}, \phi q, t) + \Gamma_i \ddot{u}_g \end{aligned} \quad (B.21)$$

Como se observa en la ecuación B.21, las ecuaciones no quedan desacopladas, por lo que el equilibrio dinámico de cada grado de libertad modal depende del estado del sistema completo, aunque sí se preserva la diagonalidad de las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento (clásico) modales. Si se usan todos los modos de la estructura, la ecuación no pierde exactitud y el análisis modal corresponderá simplemente a un cambio de coordenadas sobre los grados de libertad iniciales. Si se desea usar un número reducido de modos, significa imponer arbitrariamente que un grupo de estos grados de libertad modales no sufrirá cambios en el tiempo ($q_k(t)=0$), es decir, se asume que un grupo de modos son infinitamente rígidos, aproximación que puede inducir a importantes errores debido al acoplamiento que existe entre éstos.

La forma más eficiente de escoger adecuadamente las formas modales a emplear para un esquema de análisis modal no lineal es por medio de vectores de Ritz, usando patrones de carga inicial de aceleración unitaria de las masas del sistema para sus tres direcciones principales y fuerzas unitarias aplicadas en las direcciones de los esfuerzos de los elementos que concentrarán la no linealidad del sistema, típicamente sólo en los desplazamientos traslacionales, no en los giros (Wilson, 2003). Con el primer conjunto de fuerzas se obtienen formas modales que se aproximan bastante bien los verdaderos vectores propios que concentran la mayor cantidad de masa modal equivalente del sistema, aproximando de manera muy eficiente los modos necesarios a usar en un problema lineal. El segundo conjunto de fuerzas tenderá a generar formas modales muy distintas a las

formas modales reales, pero tienden a hacer despreciables los acoplamientos de los modos que se desprecian del análisis, permitiendo una buena aproximación para las incursiones en rango no lineal.

ANEXO C: NORMALIZACIÓN DE ESPECTROS

Se presenta en este anexo los gráficos de los espectros de aceleración con los distintos tipos de normalización presentados en el capítulo 2.4.

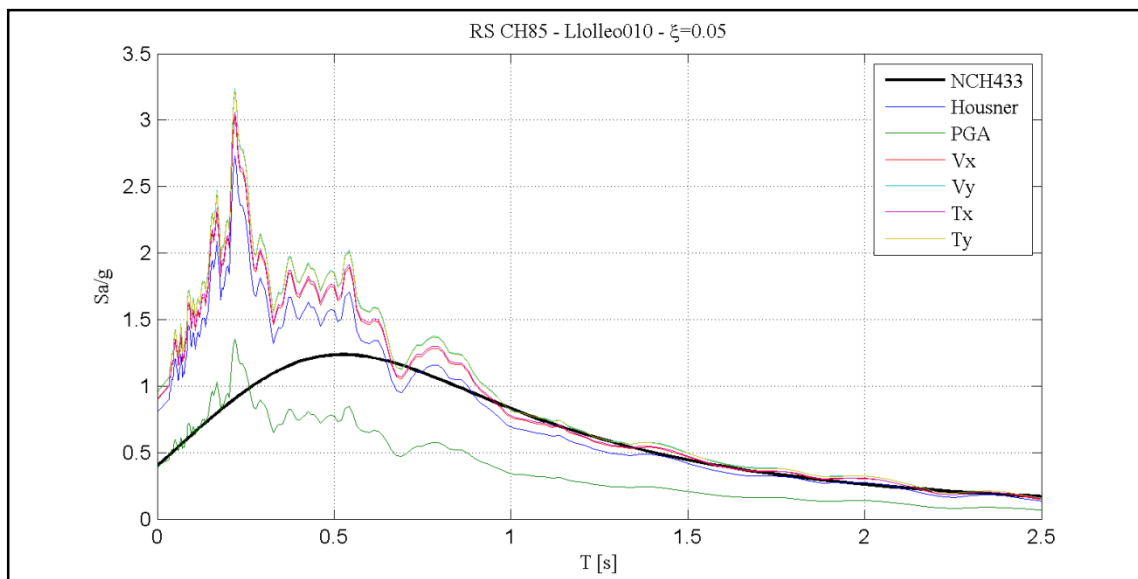


Figura C.1 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Llolleo 010 bajo distintas normalizaciones.

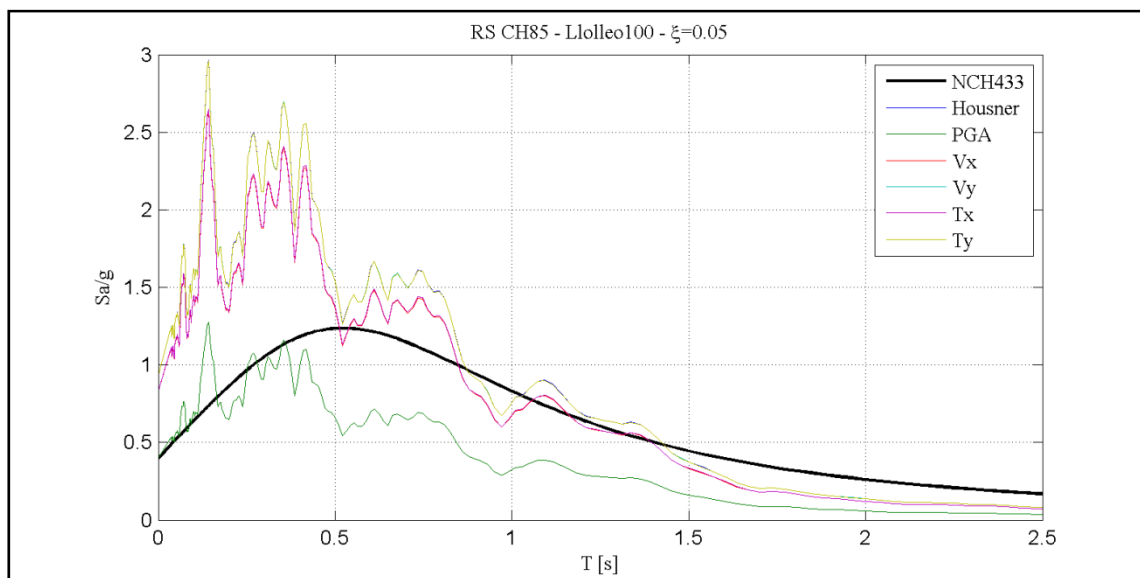


Figura C.2 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Llole 100 bajo distintas normalizaciones.

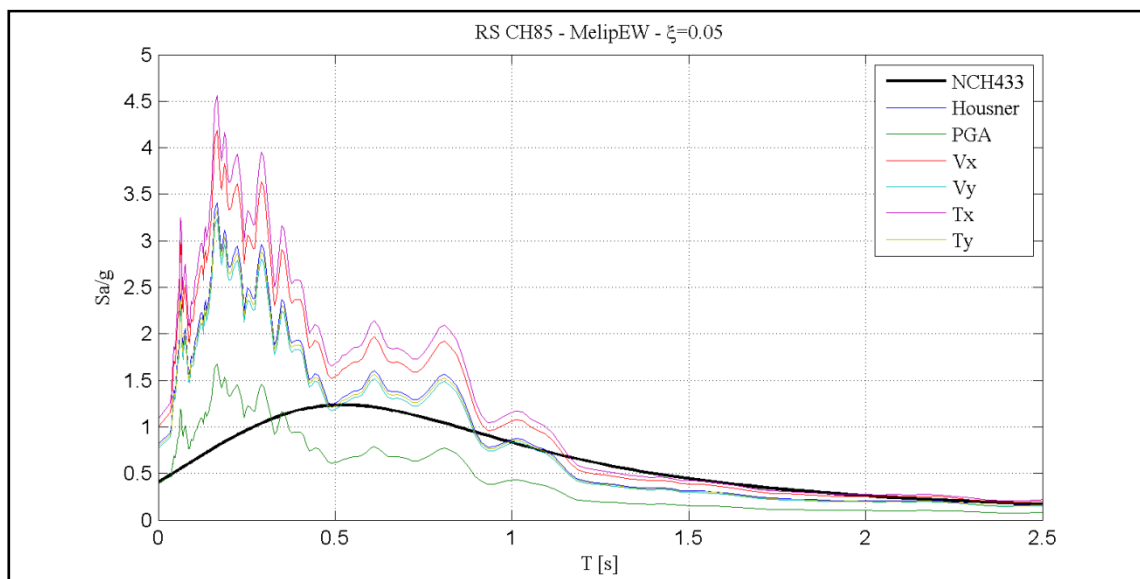


Figura C.3 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Melipilla EW bajo distintas normalizaciones.

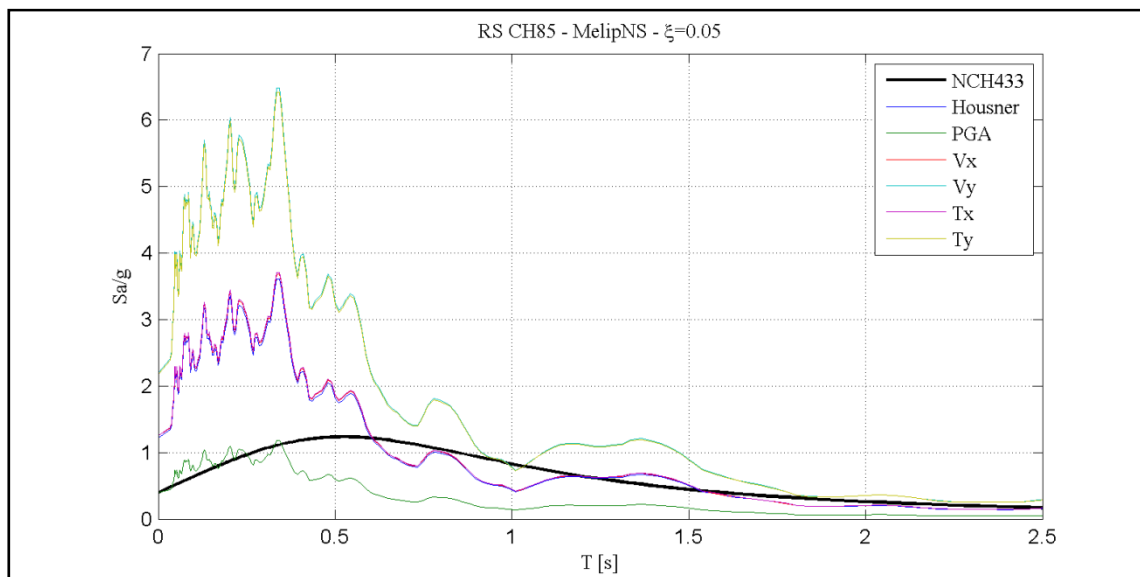


Figura C.4 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Melipilla NS bajo distintas normalizaciones.

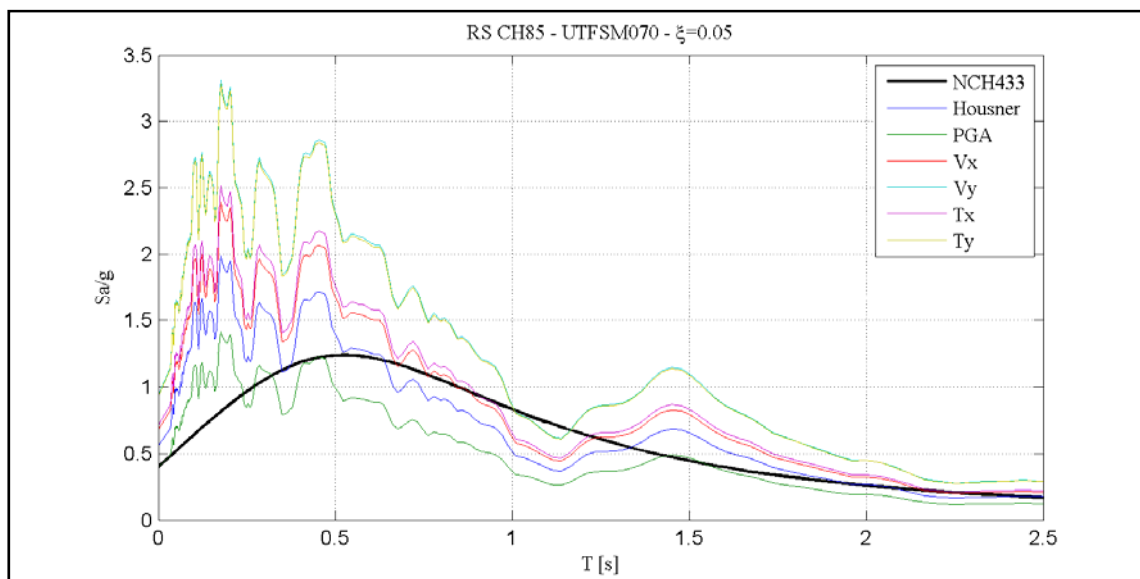


Figura C.5 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de UTFSM 070 bajo distintas normalizaciones.

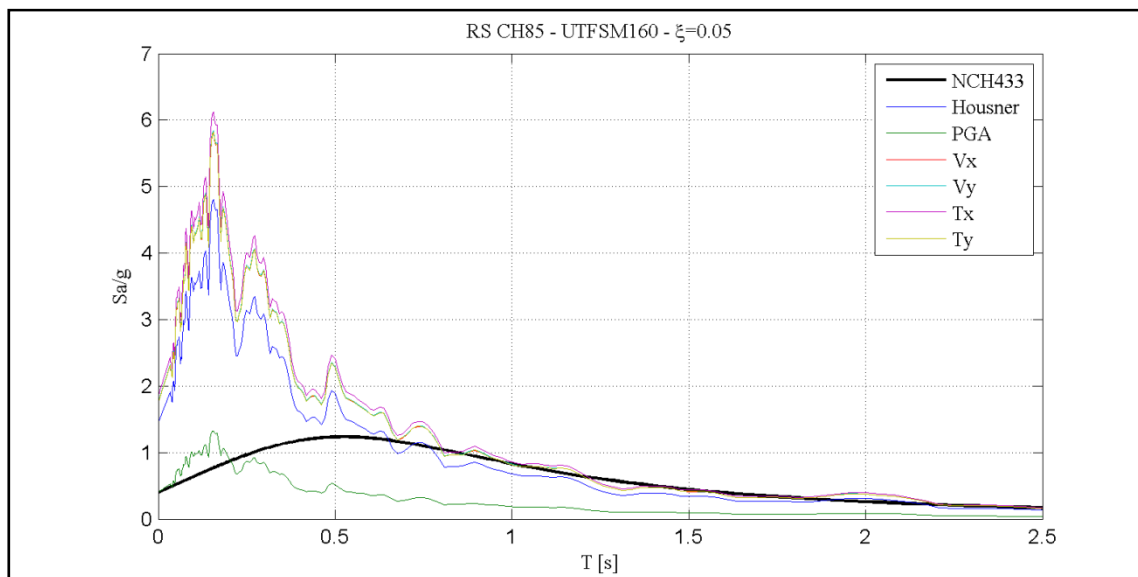


Figura C.6 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de UTFSM 160 bajo distintas normalizaciones.

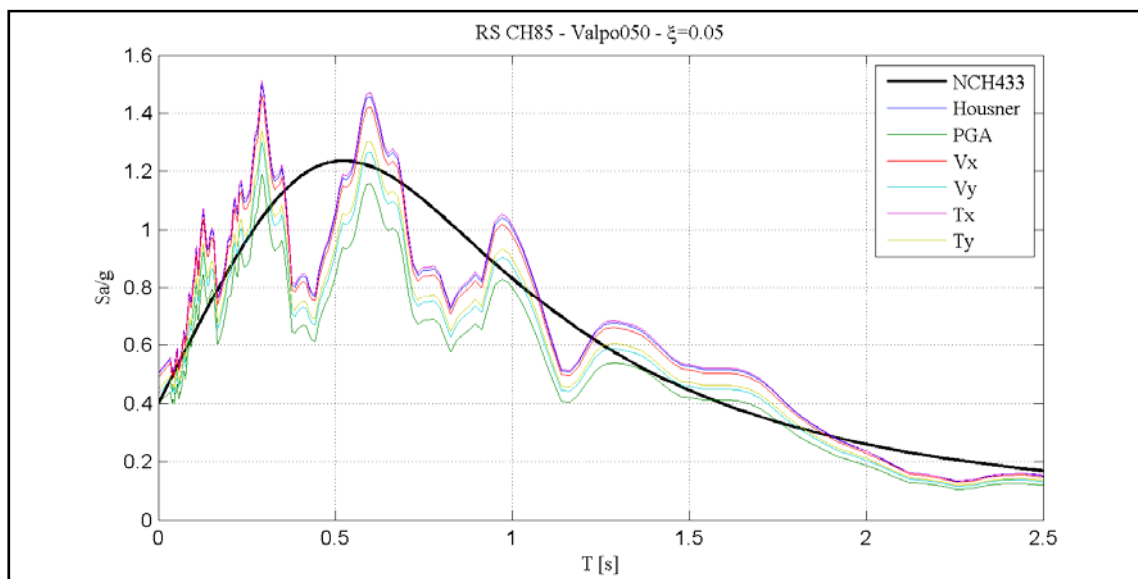


Figura C.7 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Valparaíso 050 bajo distintas normalizaciones.

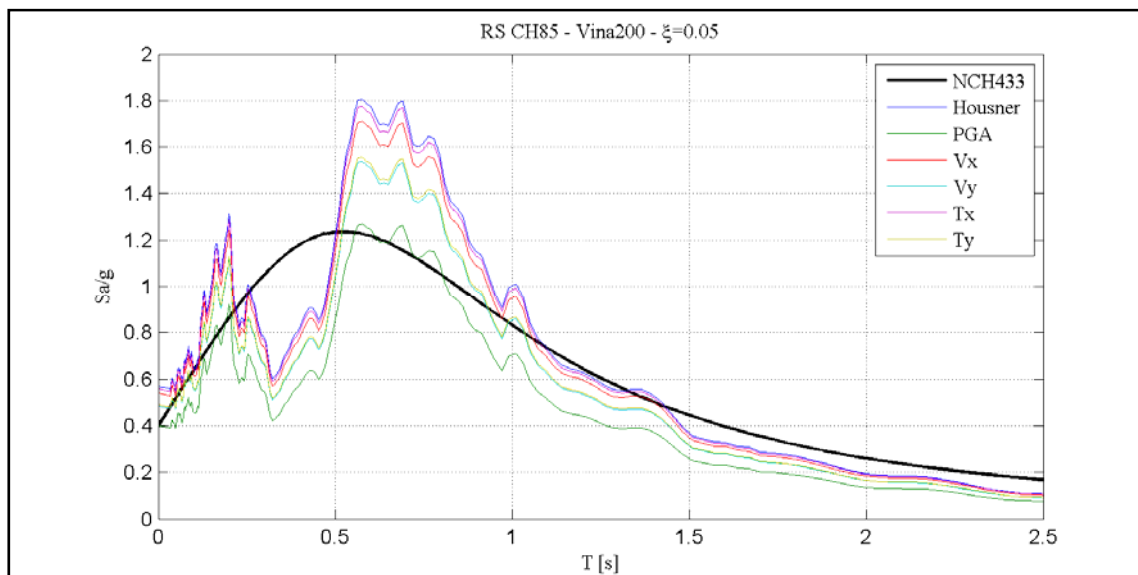


Figura C.8 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Viña 200 bajo distintas normalizaciones.

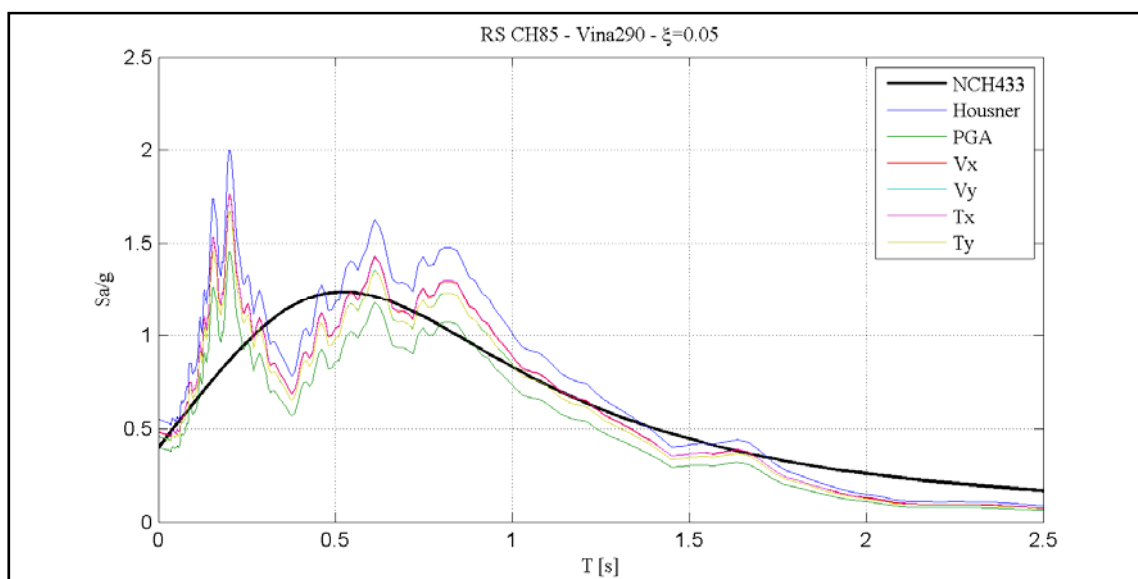


Figura C.9 – Espectros de respuesta de aceleración elástica con $\xi=5\%$ de Viña 290 bajo distintas normalizaciones.

ANEXO D: MATRIZ DE RIGIDEZ GENERAL (SIN TORSIÓN)

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} P_i \\ V_{2i} \\ V_{3i} \\ M_{2i} \\ M_{3i} \\ P_j \\ V_{2j} \\ V_{3j} \\ M_{2j} \\ M_{3j} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{12EI_z}{(1+\phi_z)L^3} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi_z)L^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{(1+\phi_z)L^3} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{(1+\phi_z)L^2} \\ & & \frac{12EI_y}{(1+\phi_y)L^3} & -\frac{6EI_y}{(1+\phi_y)L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{(1+\phi_y)L^3} & -\frac{6EI_y}{(1+\phi_y)L^2} & 0 \\ & & & \frac{(4+\phi_y)EI_y}{(1+\phi_y)L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{(1+\phi_y)L^2} & \frac{(2-\phi_y)EI_y}{(1+\phi_y)L} & 0 \\ & & & & \frac{(4+\phi_z)EI_z}{(1+\phi_z)L} & 0 & -\frac{6EI_z}{(1+\phi_z)L^2} & 0 & 0 & \frac{(2-\phi_z)EI_z}{(1+\phi_z)L} \\ \text{simétrica} & & & & & & & & & \\ & & & & & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & \frac{12EI_z}{(1+\phi_z)L^3} & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{(1+\phi_z)L^2} \\ & & & & & & & \frac{12EI_y}{(1+\phi_y)L^3} & \frac{6EI_y}{(1+\phi_y)L^2} & 0 \\ & & & & & & & & \frac{(4+\phi_y)EI_y}{(1+\phi_y)L} & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{(4+\phi_z)EI_z}{(1+\phi_z)L} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} d_{1i} \\ d_{2i} \\ d_{3i} \\ \theta_{2i} \\ \theta_{3i} \\ d_{1j} \\ d_{2j} \\ d_{3j} \\ \theta_{2j} \\ \theta_{3j} \end{bmatrix} = \mathbf{K}_{col} \cdot \mathbf{d}$$

ANEXO DIGITAL

El anexo digital incluye los siguientes temas:

1. Información modal: Listado completo de los modos de la estructura, incluyendo los factores de participación y los porcentajes de masa equivalente. Se incluyen además los archivos en formato *.mat con los formas modales usadas.
2. Registros de aceleración: Se encuentran los 9 registros de aceleración usados en formato *.mat.
3. Ejemplos de resultados de integración en el tiempo: Se incluyen los sólo los resultados completos para el caso Llolleo 010 y niveles de intensidad x1 y lineal. El resto de los resultados no se incluyó por su gran tamaño. Cada archivo contiene:
 - Vector con los valores de tiempo y de registro de aceleración escalado a la intensidad mostrada en el nombre del archivo.
 - Respuesta en el tiempo de cada modo.
 - Desplazamiento y fuerzas en el tiempo para cada arriostramiento y pedestal.
 - Carga axial y momentos en el tiempo para cada columna y tope sísmico.
 - Las propiedades mecánicas de cada elemento no lineal.
4. Informes: incluye el informe resumen para cada caso análisis, con todos los gráficos mostrados en el Capítulo 3.

Se incluye además la versión en formato *.pdf de este trabajo.