



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

**EVALUACIÓN DE LAS DISPOSICIONES DE DISEÑO SÍSMICO PARA MARCOS
ARRIOSTRADOS EN EDIFICIOS INDUSTRIALES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

GUADALUPE ASTICA ARRIETA

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

ALEJANDRO VERDUGO PALMA

RAMÓN MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE

JUNIO 2012

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: GUADALUPE ASTICA ARRIETA
FECHA: 01 DE JUNIO DE 2012
PROF. GUÍA: Sr. RICARDO HERRERA M.

“EVALUACIÓN DE LAS DISPOSICIONES DE DISEÑO SÍSMICO PARA MARCOS ARRIOSTRADOS EN EDIFICIOS INDUSTRIALES”

En un país sísmico como Chile, donde se han registrado terremotos muy severos, el diseño de estructuras sismorresistentes es vital para asegurar la durabilidad de ellas. Un caso particular son las estructuras de acero destinadas a instalaciones industriales, cuyo diseño se basa en la norma chilena NCh2369 (INN, 2003), cuya redacción se basó en la experiencia y prácticas de importantes empresas de ingeniería del país debido a la inexistencia de una norma internacional de diseño sísmico que se refiriera a estos casos.

Dada la incertidumbre que existe respecto al tema, y con el fin de aportar al entendimiento del comportamiento de este tipo de edificaciones, surge la idea de analizar un modelo estructural basado en un tipo de edificio ya existente, esperando que su comportamiento explique los motivos por los cuales las disposiciones de diseño establecidas en la norma cumplen con requisitos de rendimiento ante situaciones extremas.

El objetivo general de este trabajo de título es determinar las razones del buen desempeño observado durante el terremoto del 27 de Febrero de 2010 en estructuras de marcos arriostrados concéntricos de acero, destinadas a la industria, construidas bajo las disposiciones de la norma NCh2369 (INN, 2003). Se realiza una evaluación de algunas disposiciones de diseño de la norma, en particular de parámetros como el factor de reducción R, donde existe mayor incerteza, con la intención de verificar la posible existencia de una sobre resistencia u ocurrencia de deformaciones inelásticas que hayan favorecido el desempeño sísmico de la estructura a estudiar.

La respuesta del edificio se obtuvo llevando a cabo un análisis del modelo desarrollado en 2 etapas principales: análisis estático y estudio dinámico. Para el análisis estático se realizaron pruebas *pushover* sobre la estructura, y el estudio dinámico se hizo utilizando registros obtenidos durante el evento sísmico del 27 de Febrero de 2010, en conjunto con registros de otros sismos de importancia ocurridos en el país.

Se encontró que el diseño de la estructura estudiada entregaba una mayor sobrerresistencia a ésta, mientras que la demanda de ductilidad se mantuvo en valores bajos tanto en las direcciones principales como en la estructura general. Incluso se verificó la no ocurrencia de deformaciones inelásticas bajo sollicitaciones sísmicas de los registros utilizados.

Además, esta alta sobrerresistencia se tradujo en un alto valor del factor R, con lo cual las estructuras diseñadas bajo las mismas especificaciones de diseño resultarían sobredimensionadas.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a mi familia, y en especial a mis padres, por haberme incentivado a estudiar una carrera profesional, por haberme apoyado durante mis estudios, durante el desarrollo de este trabajo y por el cariño que me han entregado.

Agradecer a mis amigos, quienes me han acompañado durante este período.

Agradecer también a mi profesor guía, Ricardo Herrera por su buena disposición, paciencia y por la ayuda y consejos que me entregó durante este proceso.

También agradecer a los miembros de mi comisión por facilitarme información y aconsejarme en el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE

RESUMEN	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
CAPÍTULO I. Introducción	14
1.1. INTRODUCCIÓN	14
1.2. OBJETIVOS	15
1.3. ORGANIZACIÓN DE LA MEMORIA	16
CAPÍTULO II. Antecedentes	17
2.1. DATOS DEL TERREMOTO	17
2.2. DESCRIPCIÓN DE DAÑOS OBSERVADOS	19
2.2.1 Pandeo Local	19
2.2.2 Pandeo Global	20
2.2.3 Falla en Conexiones	21
2.2.4 Choque entre Estructuras	22
2.2.5 Fluencia en Pernos de Anclaje	23
2.2.6 Fractura en Pedestales	23
2.3. DISPOSICIONES DE LA NORMA NCh2369.Of2003	24
2.3.1 Clasificación de estructuras	24
2.3.2 Combinaciones de carga	24
2.3.3 Análisis Sísmico	25
2.3.3.1 Método elástico dinámico	26
2.3.4 Deformaciones Sísmicas	26
2.3.5 Materiales	27
2.3.6 Marcos arriostrados	27
2.3.7 Conexiones	27
2.4. CONSIDERACIONES PARA EL DESARROLLO DEL MODELO	28
2.4.1 Modelación de arriostramientos	28

2.4.2 Modelación de uniones entre vigas y columnas	30
2.4.3 Modelo para acero estructural	31
2.5. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO SEGÚN FEMA P695	33
2.5.1 Desarrollo del concepto de sistema estructural	33
2.5.2 Información requerida	33
2.5.3 Caracterización del comportamiento	35
2.5.4 Desarrollo de modelos no lineales	35
2.5.5 Análisis de modelos	36
2.5.5.1 Análisis estático no lineal.	36
2.5.5.1 Análisis dinámico no lineal.	38
2.5.6 Evaluación del desempeño	39
CAPÍTULO III. Estructura y Modelación	41
3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ELEGIDA PARA EL ESTUDIO	41
3.2. DESARROLLO DEL MODELO ESTRUCTURAL	44
3.2.1 Materiales	44
3.2.2 Elementos estructurales y no estructurales	44
3.2.2.1 Perfiles utilizados	44
3.2.2.2 Plataformas	46
3.2.2.3 Equipos	46
3.2.3 Cargas estáticas	46
3.2.4 Registros	47
3.2.5 Materialización del modelo	48
3.2.5.1 Definición de Nodos	48
3.2.5.2 Materiales	49
3.2.5.3 Secciones Transversales	49
3.2.5.4 Elementos	50
3.2.5.5 Condiciones de Borde	53
3.2.5.6 Masas Nodales	53
3.2.5.7 Cargas muertas	53

3.2.5.8 Cargas vivas	54
3.2.5.9 Condensación diafragmas rígidos	54
CAPÍTULO IV. Análisis Estructural	55
4.1 MÉTODO ESTÁTICO	55
4.1.1 Análisis Pushover en dirección X	55
4.1.1.1 Pushover Cuadrado	55
4.1.1.2 Pushover según FEMA P695	69
4.1.2 Análisis Pushover en dirección Y	81
4.1.2.1 Pushover Cuadrado	81
4.1.2.2 Pushover según FEMA P695	93
4.1.3 Análisis Pushover Cíclico en dirección X	104
4.1.4 Análisis Pushover Cíclico en dirección Y	116
4.2 ANÁLISIS SÍSMICO	127
CAPÍTULO V. Análisis de Resultados.	134
5.1 ANÁLISIS NO-LINEALES ESTÁTICOS	134
5.2 ANÁLISIS DINÁMICOS	135
5.3 DETERMINACIÓN DE FACTORES R_{μ} , Ω , C_d Y R DE LA ESTRUCTURA.	135
CAPÍTULO VI. Conclusiones y Recomendaciones.	139
REFERENCIAS	144
ANEXO A: Planos Proyecto 1	146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Perfiles utilizados en Proyecto 1 (propiedades según ICHA, 2001)	45
Tabla 3.2: Plataformas utilizados en Proyecto 1	46
Tabla 3.3: Equipos soportados por Proyecto 1	46
Tabla 3.4: Pesos plataformas de Proyecto 1	47
Tabla 3.5: Cubicación de Proyecto 1	47
Tabla 3.6: Registros utilizados para el análisis	48
Tabla 3.7: Resultados calibración de imperfección inicial.	52
Tabla 4.1: Distribución cargas <i>Pushover</i> .	69
Tabla 4.2: Distribución cargas <i>Pushover</i> .	93
Tabla 4.3: Información de registros acelerogramas.	127
Tabla 4.4: Cortes basales máximos.	128
Tabla 5.1: Resultados análisis estáticos.	134
Tabla 5.2: Factores de Ductilidad y Sobrerresistencia, Análisis no-lineal estático.	134
Tabla 5.3: Factores de Ductilidad, Sobrerresistencia y Amplificación de desplazamientos, Análisis Dinámico.	135
Tabla 5.4: Factores de Ductilidad, Sobrerresistencia y de Reducción (R).	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Epicentro Terremoto 27 de Febrero de 2010 (Boroschek <i>et al</i> , 2010)	17
Figura 2.2: Zonas Afectadas por Movimiento Telúrico (Steel and Industrial Building Team, 2010)	18
Figura 2.3: Pandeo Local en Diagonal Perfil XL (Montecinos, 2010)	19
Figura 2.4: Pandeo en placa <i>Gusset</i> (Montecinos, 2010)	20
Figura 2.5: Pandeo Global en Diagonal (Montecinos, 2010)	20
Figura 2.6: Falla Conexión Columna-Diagonal (Montecinos, 2010)	21
Figura 2.7: Falla Conexión Columna-Diagonal (Montecinos, 2010)	21
Figura 2.8: Choque entre Estructuras Vecinas (Montecinos, 2010)	22
Figura 2.9: Choque entre Equipo y Parrillas Perimetrales (Montecinos, 2010)	22
Figura 2.10: Fluencia en Pernos de Anclaje Columna (Montecinos, 2010)	23
Figura 2.11: Pedestal Fracturado por Esfuerzos de Corte (Montecinos, 2010)	23
Figura 2.12: Esquema del modelo de arriostramiento (Acosta, 2010)	28
Figura 2.13: Línea de restricción para <i>gusset</i> de conexión (Acosta, 2010)	29
Figura 2.14: (a) Datos experimentales, (b) Datos analíticos. Secciones Compactas (Uriz, <i>et al</i> , 2008)	30
Figura 2.15: (a) Datos experimentales, (b) Datos analíticos. Secciones no Compactas (Uriz, <i>et al</i> , 2008)	30
Figura 2.16: Modelo de Menegotto-Pinto para acero estructural (Bruneau, <i>et al</i> , 1998)	31
Figura 2.17: Esquema de curva <i>pushover</i> (Acosta, 2010)	38
Figura 2.18: Curvas esquemáticas IDA (Acosta, 2010)	39
Figura 3.1: Edificio chancador primario	42
Figura 3.2: Espectro de aceleración del conjunto de registros.	48
Figura 3.3: Fibras Secciones (a) Arriostramientos; (b) Vigas y Columnas	50
Figura 3.4: Elementos Arriostramiento	51

Figura 3.5: Elementos Arriostramiento	51
Figura 3.6: Calibración elementos arriostrados.	52
Figura 4.1: Esquema numeración arriostramientos, dirección X.	57
Figura 4.2: Curva <i>Pushover</i> , dirección X.	58
Figura 4.3: Curva <i>Pushover</i> por piso, dirección X.	59
Figura 4.4: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación A, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	60
Figura 4.5: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación A, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	61
Figura 4.6: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación A, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	62
Figura 4.7: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación B, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	63
Figura 4.8: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación B, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	64
Figura 4.9: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación B, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	65
Figura 4.10: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación C, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	66
Figura 4.11: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación C, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	67
Figura 4.12: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación C, análisis <i>pushover</i> , dirección X.	68
Figura 4.13: Curva <i>Pushover</i> según FEMA (2009), dirección X.	70
Figura 4.14: Curva <i>Pushover</i> por piso según FEMA (2009), dirección X.	71
Figura 4.15: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación A, análisis <i>pushover</i> según FEMA (2009), dirección X.	72
Figura 4.16: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación A, análisis <i>pushover</i> según FEMA (2009), dirección X.	73
Figura 4.17: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación A, análisis <i>pushover</i> según FEMA (2009), dirección X.	74

Figura 4.18: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación B, análisis pushover según FEMA (2009), dirección X.	75
Figura 4.19: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación B, análisis pushover según FEMA (2009), dirección X.	76
Figura 4.20: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación B, análisis pushover según FEMA (2009), dirección X.	77
Figura 4.21: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación C, análisis pushover según FEMA (2009), dirección X.	78
Figura 4.22: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación C, análisis pushover según FEMA (2009), dirección X.	79
Figura 4.23: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación C, análisis pushover según FEMA (2009), dirección X.	80
Figura 4.24: Esquema numeración arriostramientos, dirección Y.	82
Figura 4.25: Curva Pushover, dirección Y.	83
Figura 4.26: Curva Pushover por piso, dirección Y.	84
Figura 4.27: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover, dirección Y.	85
Figura 4.28: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover, dirección Y.	85
Figura 4.29: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover, dirección Y.	86
Figura 4.30: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover, dirección Y.	87
Figura 4.31: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover, dirección Y.	88
Figura 4.32: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover, dirección Y.	89
Figura 4.33: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover, dirección Y.	90
Figura 4.34: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover, dirección Y.	91
Figura 4.35: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover, dirección Y.	92

Figura 4.36: Curva Pushover según FEMA, dirección Y.	94
Figura 4.37: Curva Pushover según FEMA por piso, dirección Y.	95
Figura 4.38: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	96
Figura 4.39: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	96
Figura 4.40: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	97
Figura 4.41: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	98
Figura 4.42: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	99
Figura 4.43: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	100
Figura 4.44: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	101
Figura 4.45: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	102
Figura 4.46: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover según FEMA, dirección Y.	103
Figura 4.47: Historia de desplazamientos.	104
Figura 4.48: Respuesta cíclica de modelo Proyecto 1, dirección X.	105
Figura 4.49: Respuesta cíclica de modelo Proyecto 1 por piso, dirección X.	106
Figura 4.50: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación A, análisis pushover cíclico, dirección X.	107
Figura 4.51: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación A, análisis pushover cíclico, dirección X.	108
Figura 4.52: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación A, análisis pushover cíclico, dirección X.	109
Figura 4.53: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación B, análisis pushover cíclico, dirección X.	110

Figura 4.54: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación B, análisis pushover cíclico, dirección X.	111
Figura 4.55: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación B, análisis pushover cíclico, dirección X.	112
Figura 4.56: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación C, análisis pushover cíclico, dirección X.	113
Figura 4.57: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación C, análisis pushover cíclico, dirección X.	114
Figura 4.58: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación C, análisis pushover cíclico, dirección X.	115
Figura 4.59: Respuesta cíclica de modelo Proyecto 1, dirección Y.	117
Figura 4.60: Respuesta cíclica de modelo Proyecto 1 por piso, dirección Y.	118
Figura 4.61: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover cíclico, dirección Y.	119
Figura 4.62: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover cíclico, dirección Y.	119
Figura 4.63: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 2, análisis pushover cíclico, dirección Y.	120
Figura 4.64: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover cíclico, dirección Y.	121
Figura 4.65: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover cíclico, dirección Y.	122
Figura 4.66: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover cíclico, dirección Y.	123
Figura 4.67: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover cíclico, dirección Y.	124
Figura 4.68: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover cíclico, dirección Y.	125
Figura 4.69: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 4, análisis pushover cíclico, dirección Y.	126
Figura 4.70: Desplazamientos máximos y mínimos relativos por piso, Registros 1 a 9, dirección X.	130

Figura 4.71: Desplazamientos máximos y mínimos relativos por piso, Registros 10 a 14, dirección X.	131
Figura 4.72: Desplazamientos máximos y mínimos relativos por piso, Registros 1 a 9, dirección Y.	132
Figura 4.73: Desplazamientos máximos y mínimos relativos por piso, Registros 10 a 14, dirección Y.	133
Figura A-1: Plano Planta Plataforma Piso 2.	146
Figura A-2: Plano Planta Plataforma Piso 3.	147
Figura A-3: Plano Planta Plataforma Piso 4	148
Figura A-4: Plano Planta Plataforma Piso 8	149
Figura A-5: Plano Elevaciones Ejes 1 y 2	150
Figura A-6: Plano Elevaciones Eje 3	151
Figura A-7: Plano Elevaciones Eje 4	152
Figura A-8: Plano Elevaciones Eje A	153
Figura A-9: Plano Elevaciones Eje B	154
Figura A-10: Plano Elevaciones Eje C	155
Figura A-11: Plano Detalles 2, 3, 4, 7 y 8.	156
Figura A-12: Plano Detalles 10, 14, 16, 17 y 30.	157
Figura A-13: Plano Detalles 18 y 28.	158
Figura A-12: Plano Detalles Perfiles HE.	159

CAPÍTULO I. Introducción

1.1. INTRODUCCIÓN

En un país sísmico como Chile, donde se han registrado terremotos muy severos, el diseño de estructuras sismorresistentes es vital para asegurar la durabilidad de ellas, evitando el colapso de éstas, resguardando la vida de las personas que las ocupan, y, además, asegurando la continuidad de su funcionamiento en caso de que sea necesario (hospitales, instalaciones de empresas que proveen servicios básicos, etc).

Un caso particular son las estructuras de acero destinadas a instalaciones industriales, cuyo diseño se basa en la norma chilena NCh2369 (INN, 2003), cuya redacción, se basó en la experiencia y prácticas de importantes empresas de ingeniería del país debido a la inexistencia de una norma internacional de diseño sísmico que se refiriera a estos casos.

Los diseños llevados a cabo por estas empresas habían demostrado ser eficientes durante los eventos sísmicos de los años 1960 y 1985, y lo hicieron nuevamente durante el terremoto del 27 de Febrero de 2010. Sin embargo, no existe un consenso sobre las razones por las cuales lo dispuesto en la NCh2369.Of2003 (INN) garantiza el buen desempeño de las estructuras de acero.

Dada la incertidumbre que existe respecto al tema, y con el fin de aportar al entendimiento del comportamiento de este tipo de edificaciones, surge la idea de analizar un modelo estructural basado en un tipo de edificio ya existente, esperando que su comportamiento explique los motivos por los cuales las disposiciones de diseño establecidas en la norma cumplen con requisitos de rendimiento ante situaciones extremas.

Ya que la discusión sobre la efectividad en los diseños radica en si la norma chilena establece parámetros y prácticas que resultan en diseños con una sobre resistencia o en estructuras más bien dúctiles, el análisis del modelo se lleva a cabo en 2 etapas principales: un análisis estático y un estudio dinámico. Para el análisis estático se realizan pruebas *pushover* sobre la estructura, y el estudio dinámico se hace utilizando registros obtenidos durante el evento sísmico del 27 de Febrero de 2010, en conjunto con registros de otros sismos de importancia ocurridos en el país.

Para hacer más representativo el análisis, se eligió una estructura de marcos arriostrados concéntricos, que representan un porcentaje importante de las instalaciones industriales del país. Además, la estructura debía cumplir con otras características, como tratarse de una ya existente, que hubiera mostrado tener un buen comportamiento ante eventos sísmicos importantes, y que hubiese sido diseñada bajo la normativa vigente.

1.2. OBJETIVOS

El objetivo general de este trabajo de título es determinar las razones del buen desempeño observado durante el terremoto del 27 de Febrero de 2010 en estructuras de marcos arriostrados concéntricos de acero, destinadas a la industria, construidas bajo las disposiciones de la norma NCh2369 (INN, 2003).

Se realiza una evaluación de algunas disposiciones de diseño de la norma, en particular de parámetros como el factor de reducción R, donde existe mayor incerteza, con la intención de verificar la posible existencia de una sobre resistencia u ocurrencia de deformaciones inelásticas que hayan favorecido el comportamiento sísmico de la estructura a estudiar.

1.3. ORGANIZACIÓN DE LA MEMORIA

CAPÍTULO I. *Introducción*

CAPÍTULO II. *Antecedentes*

El capítulo presenta antecedentes que resulten relevantes para el caso a estudiar, contextualizando el trabajo en situaciones actuales en el ámbito sísmico y de diseño estructural.

CAPÍTULO III. *Estructura y Modelación*

Se refiere al proceso de modelación, desde las consideraciones y decisiones relevantes para su desarrollo, hasta la materialización de éste.

CAPÍTULO IV. *Análisis Estructural*

Se realiza el análisis del modelo desarrollado, mencionado en el capítulo anterior (Capítulo III), por medio de dos métodos principales: estático y dinámico.

CAPÍTULO V. *Análisis de Resultados.*

Se analiza los resultados obtenidos en la etapa de análisis estructural en función de los niveles de deformaciones en columnas, vigas y arriostramiento, del nivel de los esfuerzos de estos elementos, de los cortes y deformaciones obtenidos a nivel de piso y de la energía disipada por la estructura.

CAPÍTULO VI. *Conclusiones y Recomendaciones.*

Los resultados obtenidos esclarecen las razones por las cuales el diseño de la estructura estudiada es efectivo frente a sollicitaciones sísmicas, pudiéndose entender de mejor manera las bases conceptuales de la norma NCh2369.Of2003 (INN) y de sus disposiciones de diseño. Adicionalmente se incluyen recomendaciones para posibles estudios posteriores.

CAPÍTULO II. Antecedentes

2.1. DATOS DEL TERREMOTO

El 27 de Febrero de 2010 a las 3:34 horas un terremoto de magnitud 8.8 en la escala Richter se registró con un epicentro localizado a, aproximadamente, 43 kilómetros al sur-oeste de la localidad de Cobquecura, VII Región del Maule, específicamente ubicado en latitud $-36^{\circ} 17' 23''$, longitud $-73^{\circ} 14' 20''$ y a una profundidad de 30.1 kilómetros (Boroschek *et al*, 2010). El evento sísmico causó, además, un tsunami que afectó fuertemente a las localidades costeras emplazadas en la Región del Maule y Bío Bío según reportes entregados por la ONEMI (2010).



Figura 2.1: Epicentro Terremoto 27 de Febrero de 2010 (Boroschek *et al*, 2010)

Según cifras oficiales entregadas por el Ministerio Secretaría General de la Presidencia (2011), el territorio afectado por este terremoto y posterior tsunami abarcó más de 630 kilómetros de largo del territorio nacional, afectó a 12.800.000 personas (equivalente al 75% de la población nacional) y provocó 524 fallecidos y 31 desaparecidos en más de 900 localidades afectadas. El costo total de la catástrofe alcanzó los US\$30 mil millones (18% del PIB, Producto Interior Bruto) debido a daños producidos en sectores de vivienda, instalaciones educacionales, de salud, infraestructura pública, patrimonio cultural, instalaciones industriales entre otros.



LOCALIDADES EXPUESTAS AL MOVIMIENTO

- ■ ■ ■ ■ MOVIMIENTO FUERTE A SEVERO
- ■ ■ ■ ■ MOVIMIENTO MODERADO A FUERTE
- ■ ■ ■ ■ MOVIMIENTO LEVE A MODERADO

Figura 2.2: Zonas Afectadas por Movimiento Telúrico (Steel and Industrial Building Team, 2010)

2.2. DESCRIPCIÓN DE DAÑOS OBSERVADOS

Los daños causados por el terremoto del 27 de Febrero de 2010 fueron múltiples, y como se mencionó anteriormente, abarcaron diversos sectores de la construcción. Sin mencionar los daños producto del tsunami ocurrido post-terremoto, muchas construcciones fueron afectadas y sufrieron daños de distinta gravedad. Incluso hubo colapso en estructuras de hormigón armado, por ejemplo destinadas a vivienda, como fue el caso del edificio Alto Río en la ciudad de Concepción.

Para el caso de estructuras de acero, objeto de este estudio, el nivel de daños fue muy distinto a lo visto en edificaciones construidas con otros materiales. De hecho los daños fueron calificados como menores por el equipo de reconocimiento enviado a Chile por el EERI, *Earthquake Engineering Research Institute* (2010), quienes, además, califican como eficiente la normativa vigente para el diseño de estas estructuras.

Algunos de los daños que se pudo observar luego del evento sísmico registrado en Chile en estructuras destinadas a la industria y construidas en acero fueron descritos por Montecinos (2010). Las fallas más comunes observadas se dan a continuación:

2.2.1 Pandeo Local

Se observó que algunas diagonales compuestas por dos perfiles ángulo dispuestas como perfil XL usadas en edificios de mediana edad, y que, no cumplirían con la normativa actual, sufrieron de inestabilidad local.



Figura 2.3: Pandeo Local en Diagonal Perfil XL (Montecinos, 2010)

En el caso particular de la Figura 2.3, además se ve que hubo fractura local en la diagonal a la altura de la plancha de conexión.

2.2.2 Pandeo Global

También se observó inestabilidad global que generó el pandeo de diversos elementos estructurales, por ejemplo una placa *gusset*, como se puede apreciar en la Figura 2.4. Otros elementos que sufrieron pandeo global fueron algunas diagonales, aunque también, en algunos casos, el pandeo se vio propiciado por pandeo local, que favoreció esta inestabilidad en el elemento (Figura 2.5).



Figura 2.4: Pandeo en placa *Gusset* (Montecinos, 2010)



Figura 2.5: Pandeo Global en Diagonal (Montecinos, 2010)

2.2.3 Falla en Conexiones

Algunas conexiones también se vieron afectadas por la acción del sismo, aunque en su mayoría se trató de fallas en estructuras más bien antiguas diseñadas bajo normativas anteriores. Por otro lado, más allá de los diseños mal concebidos, o errores de cualquier índole, una correcta práctica en la concepción de estos elementos estructurales pudo no haber sido suficiente debido a que se encontró fallas en soldaduras, y no en los pernos de conexión o planchas conectoras. Esto se puede apreciar en la Figura 2.6 y Figura 2.7.



Figura 2.6: Falla Conexión Columna-Diagonal (Montecinos, 2010)



Figura 2.7: Falla Conexión Columna-Diagonal (Montecinos, 2010)

2.2.4 Choque entre Estructuras

También se observó distanciamientos insuficientes entre estructuras, lo que generó fallas debido al choque entre ellas (Figura 2.8 y Figura 2.9), debido a desplazamientos de importancia provocados por el terremoto.



Figura 2.8: Choque entre Estructuras Vecinas (Montecinos, 2010)



Figura 2.9: Choque entre Equipo y Parrillas Perimetrales (Montecinos, 2010)

2.2.5 Fluencia en Pernos de Anclaje

También se dio el caso de pernos de anclaje que fluyeron con el movimiento sísmico, como se puede apreciar en la Figura 2.10. Esto está previsto por la norma, y de hecho se considera como una fuente de disipación de energía, que además tiene como beneficio la fácil localización de la falla y posterior arreglo.



Figura 2.10: Fluencia en Pernos de Anclaje Columna (Montecinos, 2010)

2.2.6 Fractura en Pedestales

En variados casos se pudo observar que pedestales de las estructuras sufrieron fallas debido a un mal detalle de las armaduras o por esfuerzos locales de corte. Un ejemplo de esto se ve en la Figura 2.11.



Figura 2.11: Pedestal Fracturado por Esfuerzos de Corte (Montecinos, 2010)

2.3. DISPOSICIONES DE LA NORMA NCh2369.Of2003

La Norma tiene como finalidad que se cumplan ciertos objetivos al momento de diseñar una estructura destinada a la industria:

- La protección de la vida en la industria
- Asegurar la continuidad de operación de la industria

Estos objetivos deben cumplirse permitiendo a las estructuras diseñadas tener una reserva de resistencia y/o ser capaces de absorber grandes cantidades de energía. Esto se logra si la estructura global cuenta con un comportamiento dúctil de los elementos resistentes y sus conexiones, evitando fallas por inestabilidad o frágiles, proveyendo más de una línea de resistencia para sollicitaciones sísmicas y disponiendo de sistemas simples para la transmisión de esfuerzos sísmicos a las fundaciones. Además si se limitan las incursiones en el rango no elástico, favoreciendo la producción de daños en lugares visibles y accesibles, se puede lograr el segundo objetivo.

Se resume a continuación las especificaciones de diseño que resultan relevantes para el análisis de la estructura.

2.3.1 Clasificación de estructuras

La norma Chilena divide las estructuras y equipos según su importancia en el punto 4.3, clasificándolas en categorías como sigue:

- Categoría C1: Obras críticas, es decir aquellas que son vitales (deben mantenerse en funcionamiento), peligrosas en caso de falla o esenciales (cuya falla puede causar detenciones prolongadas)
- Categoría C2: Obras normales que pueden tener fallas menores que no causan detenciones prolongadas ni ponen en peligro obras de la categoría C1.
- Categoría C3: Obras y equipos menores o provisionales, cuya falla no ocasiona detenciones prolongadas ni ponen en peligro obras de las categorías C1 y C2.

A cada una de las categorías se les asigna un coeficiente de importancia I, cuyo valor sería:

C1 : $I = 1,20$

C2 : $I = 1,00$

C3 : $I = 0,80$

2.3.2 Combinaciones de carga

Cuando se diseña usando el método de tensiones admisibles las combinaciones deben ser:

- i) $CP + aSC + SO + SA \pm \text{Sismo Horizontal} \pm \text{Sismo Vertical}$
- ii) $CP + SA \pm \text{Sismo Horizontal} \pm \text{Sismo Vertical}$

Usando diseño para cargas últimas las combinaciones cambian a:

- i) $1,2CP + aSC + SO + SA \pm b \text{ Sismo Horizontal} \pm b \text{ Sismo Vertical}$
- ii) $0,9CP + SC \pm b \text{ Sismo Horizontal} \pm 0,3 \text{ Sismo Vertical}$

Donde:

CP : Cargas permanentes
SC : Sobrecargas de uso
SA : Sobrecarga accidental de operación
SO : Sobrecarga especial de operación

Estas últimas sobrecargas sólo se combinan con el sismo si se cumple que SA se deriva de la ocurrencia del sismo o si se espera que al iniciar la acción del sismo SO esté ocurriendo y no se interrumpe.

El sismo vertical sólo se considerará para los casos establecidos en el punto 5.1.1 de la norma (ver sección 2.3.3)

El valor “a” es un factor que afecta a la sobrecarga de uso, basándose en la probabilidad de la ocurrencia simultánea de la sobrecarga y la sollicitación sísmica. Este coeficiente toma valores distintos según el tipo de recinto que se tenga. Por ejemplo, para bodegas o zonas de acopio se tiene $a = 0,50$, y para zonas de uso normal o plataformas de operación, se toma el valor de $0,25$.

El factor “b” amplifica las cargas sísmicas y adopta los siguientes valores:

- Para estructuras o equipos de acero: $b = 1,1$
- Para estructuras o equipos de hormigón: $b = 1,3$

2.3.3 Análisis Sísmico

La norma establece que, como mínimo, las acciones sísmicas deben ser aplicadas en dos direcciones horizontales aproximadamente perpendiculares. Para efectos de aceleraciones sísmicas verticales, éstas deben ser consideradas en los siguientes casos:

- a) Barras de suspensión de equipos colgantes y elementos soportantes, y vigas de acero ubicadas en zona sísmica 3, donde las cargas permanentes sean más del 75% de la carga total.
- b) Estructuras y elementos de hormigón precomprimido.
- c) Fundaciones y elementos de anclaje y apoyo.
- d) Elementos o estructuras donde el efecto del sismo vertical sea significativo en su dimensionamiento.
- e) Estructuras con aislación sísmica sensitiva a los efectos verticales.

Las masas sísmicas que generan fuerzas inerciales horizontales deben considerar las sobrecargas de operación y de uso según la probabilidad de ocurrencia simultánea con el sismo de diseño.

2.3.3.1 Método elástico dinámico

Se define el espectro de diseño como:

$$S_a = \frac{2,75 A_0 I}{R} \left(\frac{T'}{T}\right)^n \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (2-1)$$

Con T igual al período de vibración del modo considerado.

El valor S_a no debe ser mayor a $IC_{máx}g$, y se debe incluir suficientes modos para que la suma de las masas en cada dirección del análisis sea igual o superior al 90% de la masa total.

El método de superposición modal se define en la norma en la sección 5.4.4, mediante el método de Superposición Cuadrática Completa.

El esfuerzo de corte basal mínimo se define como:

$$Q_{min} = 0,25 I \frac{A_0}{g} P \quad (2-2)$$

2.3.4 Deformaciones Sísmicas

El cálculo de las deformaciones debido a solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R, se haría como sigue:

$$d = d_0 + R_1 d_d \quad (2-3)$$

En que:

d : Deformación sísmica

d_0 : Deformación debido a cargas de servicio

R_1 : Equivalente al valor R multiplicado por Q_0/Q_{min} , cuando este cociente es menor a uno, pero que no debe ser inferior a 0,5. Si éste es mayor a 1, se debe tomar $R_1 = R$.

d_d : deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R.

En el punto 6.2 de la norma se define además el valor para la separación mínima entre estructuras adyacentes.

Las deformaciones sísmicas máximas para estructuras como la del Proyecto 1 (que caen en la categoría 6.3.d) de la norma) no deben superar el 1,5% de la altura del piso entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical. Si este valor es superado, el efecto P-Delta debe considerarse.

2.3.5 Materiales

El acero estructural debe cumplir con tener una meseta pronunciada de ductilidad en sus ensayos a tracción, con una tensión de fluencia inferior al 0,85 de la resistencia a la rotura y alargamiento de rotura mínimo de 20%, soldabilidad garantizada, entre otras, además de cumplir con las especificaciones entregadas, en este caso, por la ASTM A36.

2.3.6 Marcos arriostrados

El punto 8.3 de la norma está dedicado a esta configuración estructural.

En primer lugar no permite configuraciones con diagonales que trabajen sólo a tracción, por lo tanto en una línea resistente debe haber diagonales trabajando en tracción y compresión, donde la resistencia proporcionada por las diagonales traccionadas debe ser como mínimo de un 30% del esfuerzo de corte de la línea resistente en el nivel correspondiente.

Los elementos sismorresistente verticales que trabajen a compresión deben tener esbelteces λ_r que no deben superar los valores de la Tabla 8.1 de la norma. La esbeltez del elemento no debe ser menor que:

$$\lambda_r = 1,5 \pi \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2-4)$$

Para los arriostramientos en X, las diagonales deben conectarse en el punto de cruce.

Para arriostramientos verticales en V o V-invertida las vigas deben ser continuas en el punto de intersección con las diagonales, y deben diseñarse para resistir cargas verticales suponiendo que no se apoya en las diagonales. En cambio las diagonales deben ser capaces de soportar las cargas por peso propio y sobrecargas inducidas por la viga, más las cargas sísmicas

En general, el esfuerzo sísmico en las diagonales comprimidas no debe superar el 80% de la capacidad resistente definida en la especificación de diseño de acero.

No se permiten arriostramientos sísmicos verticales en K, a menos que en el punto intermedio de la columna (punto de intersección de las diagonales) exista un puntal.

2.3.7 Conexiones

Las conexiones de diagonales sísmicas se deben diseñar para resistir el 100% de la capacidad en tracción de la sección bruta de éstas.

Los pernos de alta resistencia se pueden calcular como uniones tipo aplastamiento, aunque se deben colocar con la pretensión indicada para uniones de deslizamiento crítico.

Otras conexiones se especifican en el punto 8.5 de la norma.

2.4. CONSIDERACIONES PARA EL DESARROLLO DEL MODELO

2.4.1 Modelación de arriostramientos

Uriz et al (2008), presenta un modelo computacional en OpenSees (2010) competente en la representación de la respuesta histerética de arriostramientos de acero, los cuales al ser sometidos a solicitaciones sísmicas, sufren ciclos de compresión y tracción, y pueden experimentar pandeo global.

El arriostramiento es representado por un elemento viga-columna cuya sección transversal es dividida en fibras, y a su vez el largo del elemento es dividido en tramos para una mejor representación de su deformación. Para promover el pandeo en zonas como el punto medio del arriostramiento, se debe definir una pequeña deformación inicial fuera del plano en ese punto como defecto del material.

Para la representación del material, que debe tener propiedades no lineales, se elige el modelo de curva de acero de Menegotto-Pinto, con un módulo de Young de 29.000 ksi (equivalente a, aproximadamente, 200.000 MPa) y una razón de endurecimiento de 0,3% (Uriz, et al 2008).

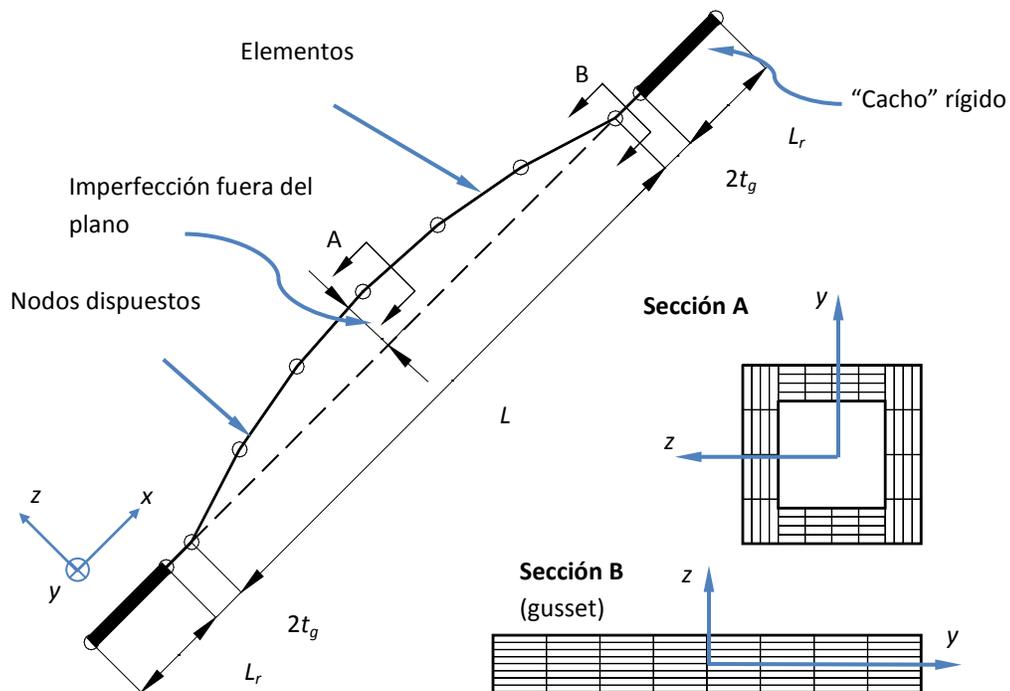


Figura 2.12: Esquema del modelo de arriostramiento (Acosta, 2010)

La Figura 2.12 muestra un dibujo esquemático del modelo mencionado. En ésta puede verse la sección transversal de un arriostramiento discretizado, al igual que el arriostramiento representado como 6 barras conectadas en nodos colineales dentro del plano que lo contiene, con un desfase inicial, que permite representar una imperfección en el elemento estructural.

También puede observarse la representación del *gusset plate*, o *gusset* de conexión como dos elementos de largo equivalente a dos veces el ancho del *gusset* ($2t_g$), lo que obedece a una condición de diseño de la conexión. Además se incluyen “cachos rígidos” en los extremos del arriostramiento que corresponden a la zona de conexión entre la viga, columna y arriostramiento, y se extienden desde la intersección de los ejes centroidales de los elementos (o “punto de trabajo”), hasta la línea de restricción que se asume para el *gusset* (Figura 2.13).

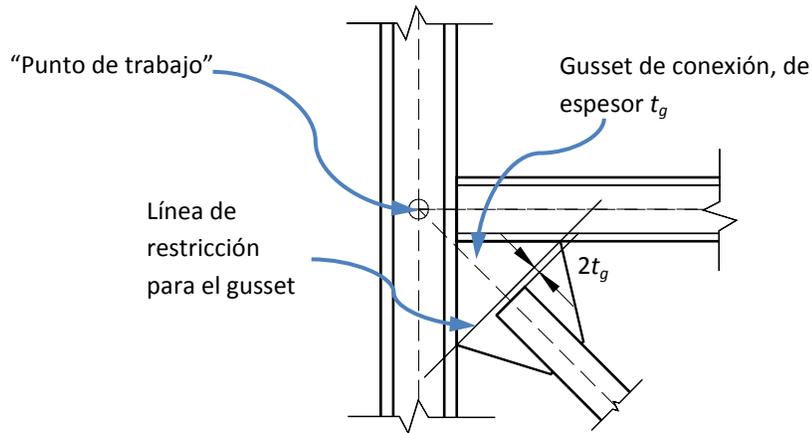


Figura 2.13: Línea de restricción para gusset de conexión (Acosta, 2010)

Uriz et al (2008) realizó una verificación del modelo comparándolo con datos obtenidos experimentalmente. Utilizó secciones de acero de perfil doble T, cajón y ángulos en T para el arriostramiento, y en general, para secciones compactas se obtuvo que el modelo predice de buena forma el comportamiento del elemento estructural, como se puede observar en la Figura 2.14. Si se comparan ambas imágenes puede considerarse que el modelo es bastante fiel a lo obtenido por medio de experimentación.

A diferencia de lo observado para secciones compactas, cuando se trata de comparar el caso experimental y analítico de secciones no compactas el modelo no resulta útil, ya que no logra capturar lo que verdaderamente ocurre (Figura 2.15). Como dentro de los requisitos de diseño establecidos tanto en la normativa nacional como internacional se exige el uso de secciones compactas para arriostramientos de acero (INN, 2003), la incapacidad del modelo en la representación de éstas no es una limitante para el análisis de marcos arriostrados concéntricos.

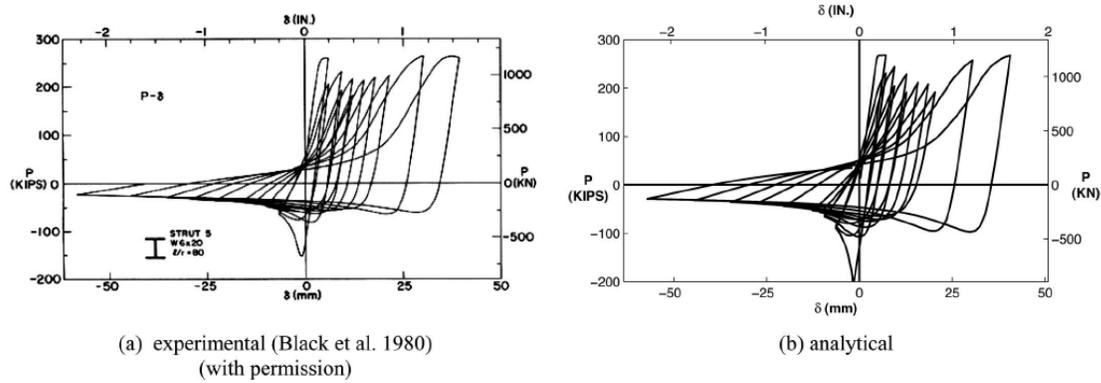


Figura 2.14: (a) Datos experimentales, (b) Datos analíticos. Secciones Compactas (Uriz, *et al*, 2008)

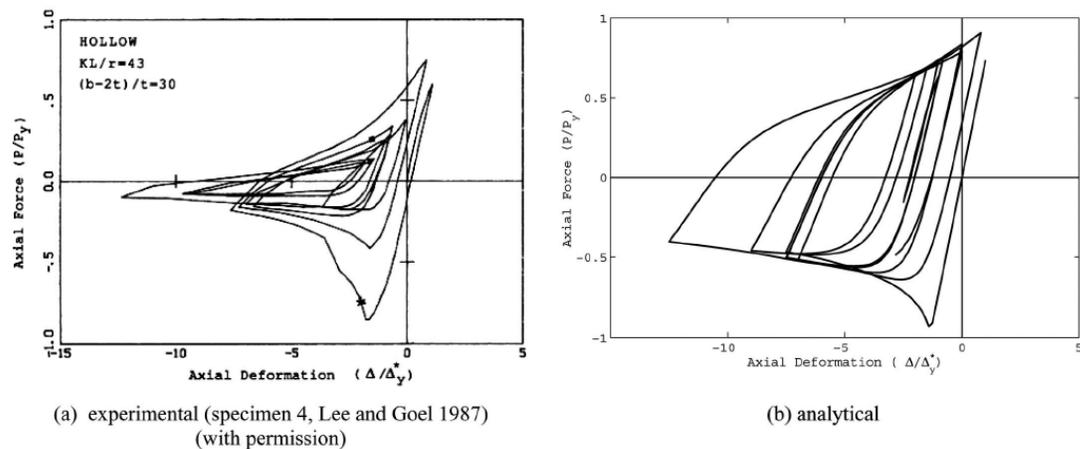


Figura 2.15: (a) Datos experimentales, (b) Datos analíticos. Secciones no Compactas (Uriz, *et al*, 2008)

Finalmente, Uriz et al (2008) recomiendan que la deformación inicial corresponda a un desplazamiento entre 0,05% y 0,1% del largo inicial del arriostramiento, ubicado en el punto medio de éste. También se concluye que bastaría con dividir el elemento en sólo dos miembros con tres puntos de integración en cada uno de ellos para obtener una buena aproximación de la respuesta.

Por otro lado la validez del modelo se remite a arriostramientos que no se ven afectados por pandeo local de las paredes del perfil, o al menos no de manera significativa, como tampoco reproduce fallas frágiles.

2.4.2 Modelación de uniones entre vigas y columnas

La unión entre columnas y vigas se representa como un “cacho rígido” que recorre la distancia entre el punto de intersección de los ejes centroidales de ambos elementos, y la cara externa de la columna, con una sección equivalente a la de la viga (Acosta, 2010). De esta manera se intenta reproducir una viga flexible, de largo igual a la distancia libre entre columnas, y que en sus extremos se une mediante un elemento rígido a otro vertical. Tanto vigas como

columnas se modelan con elementos viga-columna no lineales, es decir, con elementos capaces de considerar la propagación de la plasticidad a lo largo del elemento

2.4.3 Modelo para acero estructural

El modelo de Menegotto-Pinto para el comportamiento del acero utiliza la ecuación siguiente (Bruneau, et al, 1998):

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = b \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) + d = b \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) + \frac{(1-b) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)}{\left[1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^n \right]^{1/n}} \quad (2-5)$$

Dicha ecuación debe ser calibrada con valores experimentales, donde el valor b corresponde a la razón de endurecimiento del acero, mientras que σ_0 y ϵ_0 serían los valores de tensión y deformación cuando se alcanza la fluencia del material calculados como la intersección entre las rectas secantes a la curva formada por el primer y último par de los datos experimentales.

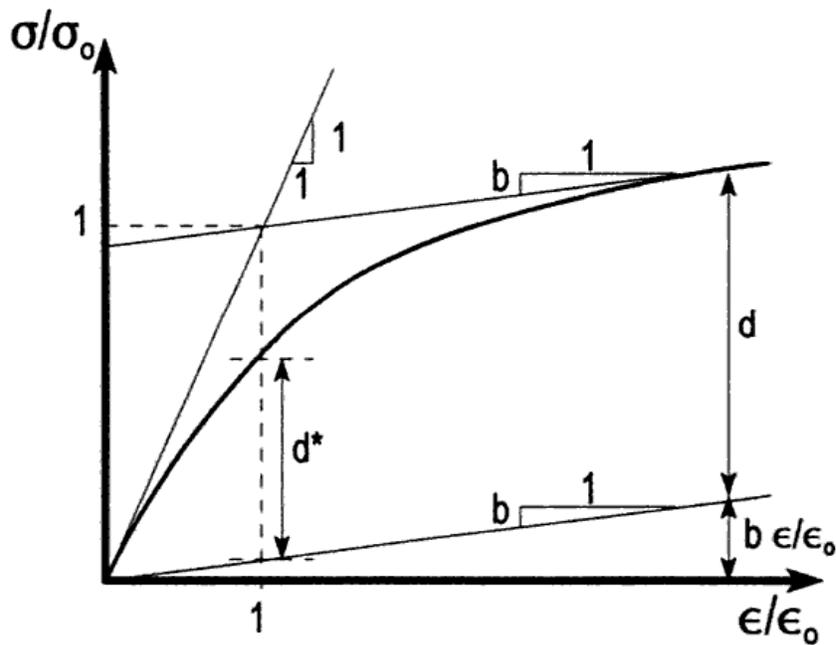


Figura 2.16: Modelo de Menegotto-Pinto para acero estructural (Bruneau, et al, 1998)

El valor n es calculado reemplazando el valor de ϵ cuando alcanza ϵ_0 , así la ecuación (2-5) resultaría:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = b(1) + d^* = b + \frac{(1-b)}{2^{1/n}} \quad (2-6)$$

O, puesto de otra manera:

$$n = \frac{\log(2)}{\log(1-b) - \log(d^*)} \quad (2-7)$$

Una vez obtenidos estos valores pueden reemplazarse en la ecuación original, lo que resultaría en una ecuación representativa para el caso experimental en estudio.

La plataforma OpenSees cuenta dentro de sus recursos con dicho modelo para el acero estructural, luego bastaría con el ingreso de los parámetros recomendados por Uriz et al (2008) para una buena representación del material.

2.5. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO SEGÚN FEMA P695

El documento FEMA P695 (2009) propone una metodología para la evaluación de factores de desempeño sísmico de edificios que propone un enfoque objetivo para la evaluación del comportamiento sísmico de un conjunto de estructuras con características similares, de manera de establecer parámetros de diseño a partir de información cuantitativa que dicho grupo podría tener durante un evento sísmico.

Los factores de desempeño que pretende cuantificar corresponden a parámetros utilizados en el diseño sísmico de edificios, como serían el factor R (de reducción de la sollicitación sísmica), Ω_0 (factor de sobrerresistencia) y C_d (factor de amplificación de desplazamientos), de manera que éstos puedan ser asociados a nuevos sistemas estructurales y los provean de un nivel de seguridad equivalente al de sistemas estructurales cuya respuesta es mejor conocida. Dicho nivel de seguridad se asocia al sistema estructural cuantificado en términos de probabilidad de colapso ante sollicitaciones sísmicas de magnitud equivalente a la del sismo máximo considerado (MCE).

Los pasos que deben seguirse, definidos en la metodología, para lograr lo anterior se resumen a continuación (Acosta, 2010).

1. Desarrollo del concepto de sistema estructural
2. Reunir la información suficiente para poder establecer requerimientos de diseño sobre el sistema.
3. Caracterizar el comportamiento.
4. Desarrollar modelos analíticos para los arquetipos creados.
5. Analizar los modelos construidos, usando análisis no lineal estático y dinámico.
6. Evaluar el desempeño.
7. Tomar una decisión acerca de la aceptabilidad del desempeño evaluado.

2.5.1 Desarrollo del concepto de sistema estructural

Se plantea la elaboración de un concepto bien definido que incluya aspectos generales de la estructuración que se puede adoptar con él (materiales y configuración del sistema), su rango de aplicación y comportamiento esperado (métodos de disipación de energía).

2.5.2 Información requerida

La información que se requiere es detallada y de carácter experimental y analítica, que permita una predicción confiable de la respuesta del sistema estructural y procedimientos estandarizados de diseño que aseguren el comportamiento previsto.

Para esto, la información mínima necesaria que se pide sería:

- La descripción completa del sistema, abarcando posibles estructuraciones a adoptar, el tipo de estructuras para el que está pensado, sistemas resistentes y comportamiento inelástico que se permite.
- Requerimientos de diseño y especificaciones técnicas que aporten a las limitaciones de uso o a la cuantificación de estados límites de diseño, requisitos de rigidez y resistencia, y propiedades de los materiales.

- Información experimental que respalde los puntos anteriores.

Además, la metodología intenta cuantificar la incertidumbre que existe en el proceso de evaluación mediante la calificación de la información generada en las distintas etapas (Tabla 2.1 y Tabla 2.2). Así, si la información es de buena calidad, ésta generará un índice de incertidumbre bajo, generando un impacto menor en la valoración del desempeño. Cabe notar, que dicha valoración asociada a la calidad, depende en gran parte de la opinión de quien aplique la metodología.

Tabla 2.1: Índice de calidad de los Requerimientos de Diseño (Acosta, 2010)

Grado de Completitud y Robustez	Nivel de Confianza en las bases de los Requerimientos de Diseño		
	Alto	Medio	Bajo
Alto	(A) Superior $\beta_{DR} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$
Medio	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.50$
Bajo	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.50$	-

(Traducción de Tabla 3-1, FEMA P695)

El factor β_{DR} se utiliza para cuantificar la incertidumbre asociada a los requerimientos de diseño, razón por la que los valores más bajos se obtienen a mayores valores de confianza y robustez.

Los valores de completitud y robustez se refieren a qué tan exhaustivos son al momento de abarcar todas las posibilidades de falla que se pudieran presentar. Así, un grado *Alto* se atribuye al conjunto de requerimientos en que se han considerado resguardos para prevenir todos los modos de falla indeseados. Por otro lado, un grado *Bajo* indica una jerarquía de fallas vagamente definida, donde es muy probable la ocurrencia de modos de falla imprevistos.

El nivel de confianza asociado a los requerimientos de diseño se relaciona con la fidelidad que se cree éstos poseen al representar el comportamiento real de las estructuras. Un nivel *Alto* es sinónimo de una gran confianza, basada en ensayos de laboratorio y/o evidencia histórica, en que las propiedades de los materiales, los criterios de diseño y las ecuaciones de diseño permitirán que el sistema se comporte como esperado. Por el contrario, un nivel *Bajo* implica que se cuenta con poca evidencia para sustentar las predicciones hechas.

Tabla 2.2: Índice de calidad de los Datos Experimentales (Acosta, 2010)

Grado de Completitud y Robustez	Nivel de Confianza en los resultados de los ensayos		
	Alto	Medio	Bajo
Alto	(A) Superior $\beta_{TD} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$
Medio	(B) Buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0.50$
Bajo	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0.50$	-

(Traducción de Tabla 3-2, FEMA P695)

La completitud y robustez de los datos experimentales se refiere al grado en que éstos han sido probados en algún programa experimental en aspectos relevantes del comportamiento del sistema. Un grado *Alto* es asignado a un conjunto de datos que cumple con los requerimientos listados en FEMA P695 (2009), contrario a una calificación *Bajo*.

El nivel de confianza asociado a resultados experimentales intenta cuantificar la confiabilidad de los ensayos, relacionado, también, con la corroboración de los resultados obtenidos, respecto a ensayos similares. Así un nivel *Alto* de confianza significa que el programa experimental entregó resultados confiables, comparables con ensayos similares, y que se obtuvo resultados suficientes, de manera que la variación estadística pueda ser valorada.

2.5.3 Caracterización del comportamiento

Se define el concepto de *arquetipo estructural* como un prototipo del sistema estructural a estudiar. Las configuraciones posibles de obtener utilizando tal sistema conforman el *espacio de diseño*. Éste es dividido en *grupos de desempeño*, que corresponden a arquetipos índice (estructuraciones particulares del sistema con características claves en el desempeño sísmico de éste) con comportamientos similares o características comunes, sean éstas el nivel de carga gravitacional, la categoría de ocupación, la importancia de la estructura o el rango de período fundamental.

2.5.4 Desarrollo de modelos no lineales

La metodología entrega direcciones que encaminan al usuario en el desarrollo de los modelos para análisis no lineal, los que idealmente debieran ser capaces de reproducir todos los mecanismos de deterioro (tanto de rigidez como de resistencia) que puedan desencadenarse en el sistema sismorresistente, ya que la evaluación de desempeño se realiza en base a la capacidad de colapso que predicen estos modelos. Luego, si ciertos mecanismos de falla no pudieran ser simulados, debiera elaborarse un procedimiento que permita su detección e interrupción del proceso de análisis en el “instante” en que se produciría dicha falla.

Una vez que los modelos han sido definidos, se utilizan los requerimientos de diseño para diseñar estructuras correspondientes a los arquetipos índices y construir sus modelos respectivos.

Los modelos utilizados en los análisis no lineales también deben ser calificados, según la escala expuesta en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Índice de calidad de modelos de arquetipos índices (Acosta, 2010)

Representación de Características de Colapso	Exactitud y Robustez de los modelos		
	Alto	Medio	Bajo
Alta	(A) Superior $\beta_{MDL} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$
Media	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$
Baja	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$	-

(Traducción de Tabla 5-3, FEMA P695)

La representación de las características de colapso varía según lo bien que es cubierto el espacio de diseño a partir de los arquetipos índices y sus modelos, siendo *Alto* la calificación dada si el espacio de diseño cubre todas las variables consideradas importantes.

La exactitud y robustez con de los modelos se califica en función de hasta qué punto pueden simular todos los mecanismos de deterioro considerados relevantes.

2.5.5 Análisis de modelos

Los modelos realizados para los arquetipos índices deben ser analizados según se describe a continuación.

2.5.5.1 Análisis estático no lineal.

De los resultados obtenidos con este procedimiento se obtienen valores para los parámetros de sobrerresistencia (Ω) y ductilidad (μ_T). Para esto, se recomienda lo siguiente:

- Ejecutar análisis *pushover* utilizando la siguiente combinación de carga vertical:

$$1,05DL + 0,25LL \quad (2- 8)$$

Donde DL y LL corresponden a las cargas muertas y vivas, respectivamente. Utilizar patrón de carga lateral proporcional al producto entre la matriz de masa y el vector modal, asociado al modo predominante.

- Extraer el valor de la capacidad máxima (V_{max}) a partir de la curva de análisis *pushover*.

- Calcular el factor de sobrerresistencia como el cociente entre V_{max} y el valor del corte basal de diseño (V):

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (2-9)$$

- Calcular el factor de ductilidad:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}} \quad (2-10)$$

$$\delta_{yeff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \max(T, T_1)^2 \quad (2-11)$$

$$C_0 = \phi_{1r} \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1x}^2} \quad (2-12)$$

Donde:

- δ_u : Desplazamiento lateral a nivel de techo cuando se ha alcanzado un 20% de reducción de la capacidad (ver Figura 2.17).
- δ_{yeff} : Desplazamiento (de techo) de fluencia efectivo.
- C_0 : Factor que relaciona los desplazamientos del modo fundamental con los desplazamientos del nivel de techo.
- W : Peso de la estructura, tributaria al elemento resistente analizado.
- g : Aceleración de gravedad.
- T : Período fundamental de vibración, calculado como

$$T = C_u T_a = C_u C_t h_n^x \geq 0.25s \quad (2-13)$$

En que h_n corresponde a la altura del edificio, C_u se obtiene de la tabla 12.8-1 de ASCE 7-05 y los coeficientes C_t y x se obtienen de la tabla 12.8-2 de dicha norma.

- T_1 : Período del modo fundamental, proveniente de análisis de frecuencias propias del sistema.
- m_x : Masa del modelo del edificio en nivel x .
- ϕ_{1x} : Desplazamiento lateral del nivel x en el modo fundamental del modelo.

Los valores de V_{max} no consideran modos de colapso no simulado, pero sí para determinar δ_u , término con el cual se calcula la ductilidad.

Adicionalmente se define el factor de amplificación de desplazamientos (C_d):

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad (2-14)$$

Donde:

- δ_E/R : Desplazamiento de techo que se alcanza a un nivel de corte en la base equivalente al corte basal de diseño.

- δ : Desplazamiento máximo de techo de la estructura inelástica bajo la acción del registro de diseño.

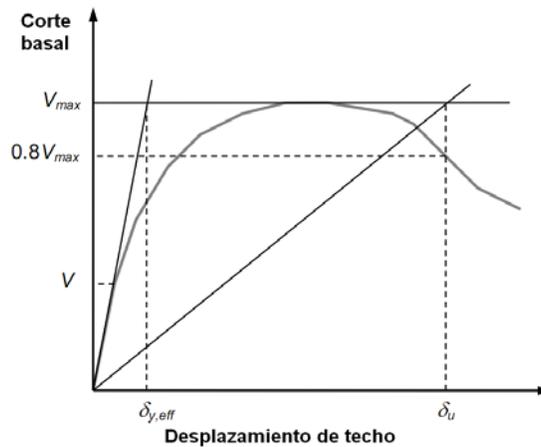


Figura 2.17: Esquema de curva *pushover* (Acosta, 2010)

2.5.5.1 Análisis dinámico no lineal.

Los resultados obtenidos en este análisis se utilizan para la determinación de la aceptabilidad del desempeño sísmico de las estructuras consideradas. Para esto el procedimiento hace uso del Análisis Dinámico Incremental (IDA), en el cual un modelo estructural es sometido al análisis de un registro sísmico escalado a distintos niveles de intensidad, esquematizado en la Figura 2.18, donde se ilustran 2 curvas, una cuyo segmento final es plano, que se denomina de inestabilidad “dinámica” (valor a partir del cual un pequeño incremento de la intensidad significa un aumento excesivo de la respuesta de la estructura) y otra que mantiene su pendiente positiva. La variable que se ubica en el eje horizontal corresponde a un parámetro que permite medir el daño sufrido por la estructura, mientras que la variable ubicada en el eje vertical corresponde a una medida de la intensidad que posee el registro sísmico escalado a cierto nivel. En la metodología se indica que ésta debe ser el valor de la aceleración espectral que el registro posee para el período fundamental (elástico) de la estructura (S_a). Por último, una curva IDA está asociada a una estructura y a un registro escalado a varios niveles de S_a .

La metodología pide analizar cada modelo arquetípico para un conjunto específico de registros de sismos reales, sin embargo no se requiere generar la curva IDA completa de cada registro, sólo se requiere determinar un parámetro denominado “capacidad mediana de colapso” o \hat{S}_{CT} . Para ello se propone escalar conjuntamente todos los registros a un mismo valor de S_a de manera incremental, de esta forma, el valor de S_a tal que se identifique el colapso del modelo para la mitad de los registros que se requieren estudiar, corresponderá a \hat{S}_{CT} .

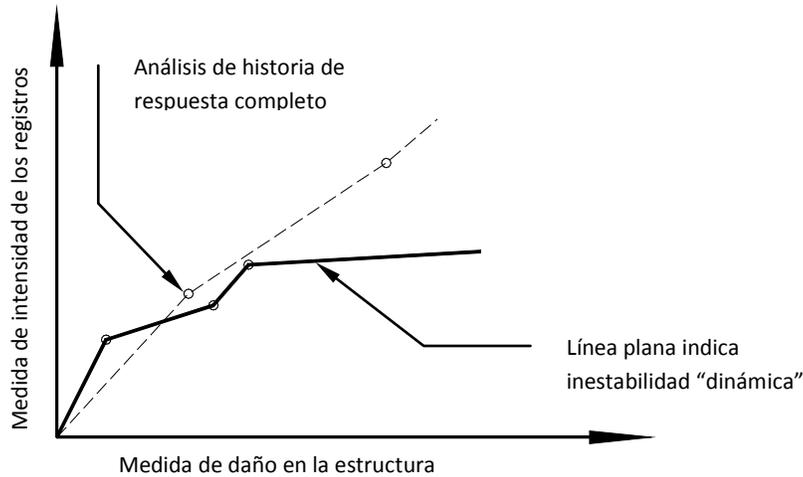


Figura 2.18: Curvas esquemáticas IDA (Acosta, 2010)

Respecto a la identificación del colapso, éste puede corresponder a los puntos de inestabilidad dinámica o a modos de colapso no simulados. Otra forma de colapso se manifiesta en problemas de convergencia durante el análisis.

Como se indicó antes, la seguridad de las estructuras es evaluada en términos de la intensidad sísmica correspondiente al MCE. Se define el término “margen de colapso” o CMR, como la razón entre la capacidad mediana de colapso y la aceleración espectral correspondiente al MCE asociada a la categoría sísmica para la que fue diseñada la estructura analizada, es decir:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2-14)$$

2.5.6 Evaluación del desempeño

En este paso es que se evalúa el factor R que se supuso correcto en un principio para los diseños de los arquetipos, basándose en la aceptabilidad del margen de colapso, calculado para cada modelo utilizado.

Para esto se debe:

- Calcular el factor de incertidumbre asociado a la variabilidad entre registros:

$$\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \in [0.20, 0.40] \quad (2-15)$$

- Calcular la incertidumbre total del sistema:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2 + \beta_{RTR}^2} \quad (2-16)$$

- Si el margen de colapso obtenido a partir de los análisis es mayor al mínimo tabulado (tabla 7-3 de FEMA P695), para el valor de β_{TOT} calculado, entonces se considera aceptable dicho margen, y por lo tanto, el factor R propuesto inicialmente también es aceptable. Si no se obtiene una evaluación favorable para R se puede

mejorar la calidad de la información requerida del sistema y/o los modelos usados en los análisis o rediseñar las estructuras, siguiendo un procedimiento más conservador y repetir el procedimiento.

La aceptabilidad del CMR consiste en evaluar si la probabilidad de que la capacidad de colapso de la estructura sea inferior a la intensidad espectral SMT, supera o no un valor límite. La metodología propone aceptar los valores de CMR que impliquen un valor de 10% o menor para dicha probabilidad.

Cabe notar que la metodología planteada en el documento busca cuantificar y evaluar parámetros de diseño para sistemas estructurales nuevos en el proceso iterativo explicado en los puntos anteriores. Sin embargo, al tratarse en este caso de un edificio ya existente, el procedimiento entregado deja de ser válido, ya que la evaluación de dichos factores se realiza a partir de información y diseño ya existente.

CAPÍTULO III. Estructura y Modelación

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ELEGIDA PARA EL ESTUDIO

La estructura escogida para el análisis es parte de un proyecto real y vigente que, para efectos de este trabajo, se llamará “Proyecto 1”. Dada la dificultad que significó conseguir una estructura para la ejecución del estudio, se decidió incumplir una de las condiciones establecidas en una primera etapa: haber tenido un buen comportamiento durante el terremoto del 2010, ya que está ubicada en el norte de nuestro país, y no fue afectada por el sismo. Por esta razón se asume que una estructura como ésta es representativa de la práctica de diseño de estructuras industriales y podría ser construida de igual manera en sectores afectados, haciéndola válida para efectos de este trabajo.

El Proyecto 1 contempla la construcción de 3 edificios, de los cuales se eligió la estructura destinada al soporte de un chancador primario. Este edificio está estructurado en base a marcos arriostrados concéntricos de acero calidad A36, en configuración X y V-invertida, sobre fundaciones de hormigón armado (hormigón H30 y acero A63-42H). Se trata de un edificio bastante simple en altura, pero que posee dos sectores de distinta geometría y altura, que vistas en planta forman una L.

El sector de 2 niveles y altura cercana a 6,5 metros, se construye en su eje longitudinal con 2 líneas de marcos, una de ellos arriostrada en ambos niveles. En su otro eje se contempla la entrada de camiones, y en su segundo nivel tránsito de personal, por lo que la única línea de marcos no tiene arriostramientos. Por otro lado, conectado a este sector, se encuentra otro de mayor altura (aproximadamente 21,5 metros), y, que de igual manera por su eje longitudinal contempla 2 líneas de marcos en toda su altura, ambos arriostrados en la mayoría de los niveles. En general, uno de los vanos de estos marcos es arriostrado en configuración X, mientras que el otro tiene configuración V-invertida. En los ejes transversales se observan arriostramientos en V-invertida

Dos niveles de la estructura soportan parrillas metálicas que sirven para el tránsito de personal, y cuya geometría depende de la disposición de distintos equipos. Además, para permitir el acceso a cada nivel del edificio, se dispone de una caja de escala entre los ejes 3-4 y A-B (Figura 3.1), que la recorre en toda su altura.

Dentro de la maquinaria que es soportada por el edificio se encuentra la tolva, ubicada entre los ejes 3-4 y B-C, entre el cuarto y último piso. Un harnero se ubica en el tercer piso, y de él se extienden correas transportadoras que entregan material a los llamados “chutes” de descarga. Éstos últimos descargan a un chancador primario a nivel del segundo piso, que es soportado por una estructura independiente al edificio, por lo que no es considerado dentro del análisis.

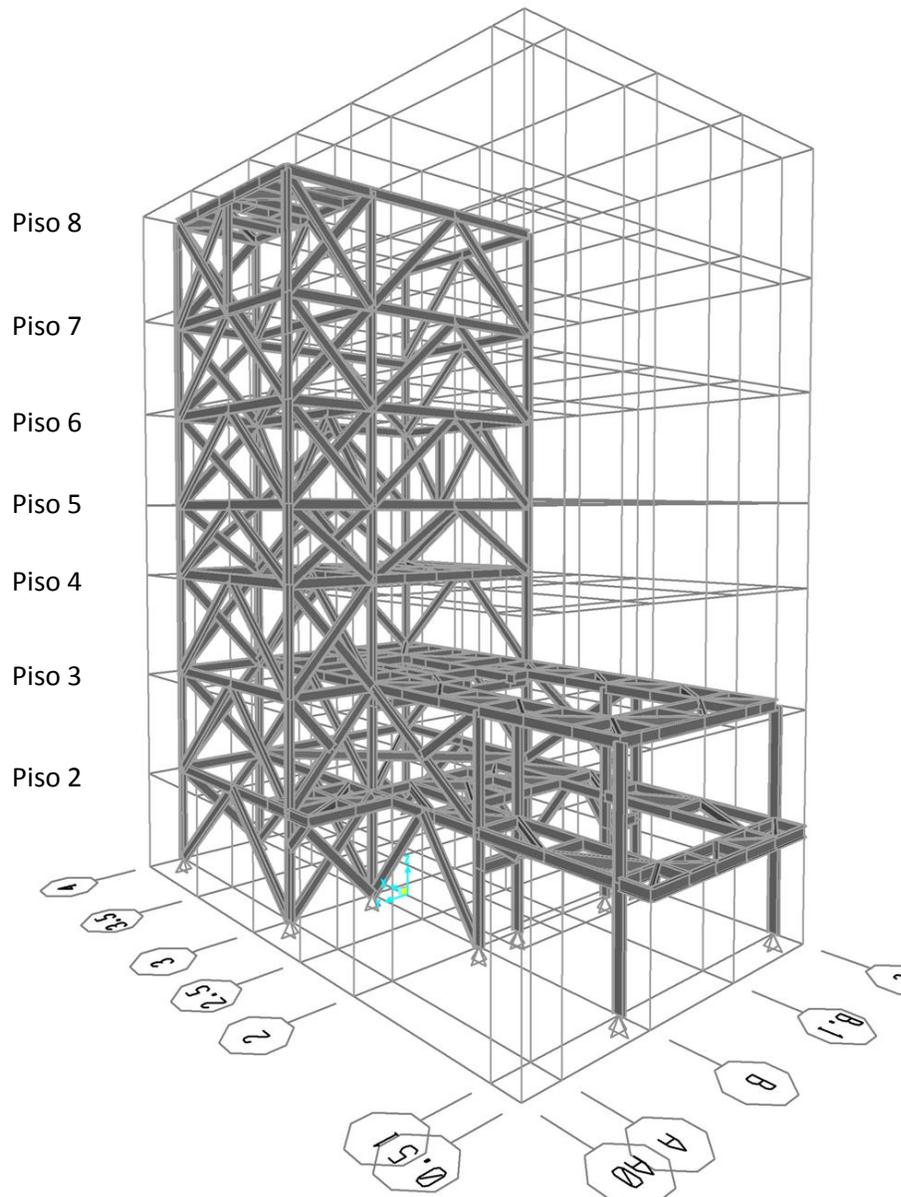


Figura 3.1: Edificio chancador primario

La Memoria de Cálculo del Proyecto 1 entrega los valores utilizados para solicitaciones sísmicas:

Factor de reducción, $R = 3$

Amortiguamiento, $\xi = 0,03$

Valor máximo del coeficiente sísmico, $C_{m\acute{a}x} = 0,34$

Factor de importancia, $I = 1$

Zona sísmica 3

Suelo tipo I

Cabe notar que el factor R utilizado en la estructura es menor a lo que recomienda la norma en estos casos (Tabla 5.3 que entrega un valor máximo de $R=5$ para estructuras de acero de marcos arriostrados) lo que puede deberse a una decisión de ingeniería debido a la complejidad o el uso que se le daría a ésta, utilizando así un factor más conservador para el diseño.

3.2. DESARROLLO DEL MODELO ESTRUCTURAL

3.2.1 Materiales

El acero estructural utilizado para el Proyecto 1 corresponde a uno de calidad ASTM A36, esto quiere decir que cumple con los siguientes requisitos de resistencia (ASTM, 2008):

- Tensión de Fluencia (F_y) de 250 MPa
- Tensión de Rotura (F_u) de 400-550 MPa
- Deformación de Rotura (ϵ_u) del 20-23%

Además, dado que se utiliza el modelo de Menegotto-Pinto para su representación, es necesario tener en cuenta otros parámetros, como el módulo de Young y la razón de endurecimiento de este material:

- Módulo de Young (E) 200.000 MPa
- Razón de endurecimiento de 0,3% de E

Otros parámetros no incluidos en esta sección, necesarios para la modelación de este material, se consideran equivalentes a los recomendados por la plataforma de OpenSees para una buena representación.

3.2.2 Elementos estructurales y no estructurales

La estructura cuenta con variados elementos estructurales y no estructurales que deben ser incluidos en el modelo. Entre los primeros caben las columnas, vigas y arriostramientos, los cuales deben ser modelados íntegramente, esto es, considerando todas aquellas propiedades relevantes para el caso. Entre los elementos no estructurales debe tomarse en cuenta cómo ellos afectan a la estructura en su comportamiento estático y dinámico. La información relevante para cada caso se entrega a continuación.

3.2.2.1 Perfiles utilizados

La Tabla 3.1 resume los perfiles y propiedades de cada elemento estructural utilizado en el Proyecto 1. En ésta se incluye los siguientes parámetros:

- P : Peso por unidad de longitud del perfil
- H : Altura total del perfil
- B : Ancho total del perfil
- tf : Espesor del ala
- tw : Espesor del alma
- A : Área del perfil
- I_x : Inercia del perfil en la dirección horizontal del perfil
- I_y : Inercia del perfil en la dirección vertical del perfil
- J : Constante torsional del perfil

Tabla 3.1: Perfiles utilizados en Proyecto 1 (propiedades según ICHA, 2001)

	NOTACIÓN	P (kgf/m)	H (mm)	B (mm)	tf (mm)	tw (mm)	A (mm ²)	Ix 1e-6 (mm ⁴)	Iy 1e-6 (mm ⁴)	J 1e-4 (mm ⁴)	Compacidad Elementos**			
											Sométicos a Flexión		Sométicos a Compresión	
											Alas	Alma	Alas	Alma
Columnas	HE250x42,4*	42,4	250	250	8	6	5404	64,99	20,84	10,28	C	C	NC	NC
	H300x73,9	73,9	300	300	12	8	9408	163,40	54,01	39,48	C	C	NC	NC
	H300x127,7	127,7	300	300	22	12	16272	272,35	99,04	228,97	C	C	C	C
	H300x105,5	105,5	300	300	18	10	13440	230,34	81,02	126,04	C	C	C	C
	H250x68,9	68,9	250	250	14	8	8776	104,88	36,47	49,76	C	C	C	C
	HE200x33,8*	33,8	200	200	8	6	4304	32,62	10,67	8,21	C	C	NC	C
Vigas	H200x150x30,6	30,6	200	150	10	5	3900	29,53	5,63	10,79	C	C	C	NC
	H300x200x56,8	56,8	300	200	14	6	7232	124,67	18,67	38,65	C	C	C	NC
	H400x400x159,5	159,5	400	400	20	12	20320	624,79	213,39	235,22	C	C	C	C
	H600x250x106,1	106,1	600	250	18	8	13512	881,98	46,90	107,13	C	C	C	NC
	H400x250x80,1	80,1	400	250	16	6	10208	320,00	41,67	71,03	C	C	C	NC
	HE250x50,1*	50,1	250	250	10	6	6380	78,13	26,05	18,39	C	C	NC	NC
	H250x150x43,3	43,3	250	150	14	6	5532	64,02	7,88	29,14	C	C	C	NC
Arriostramientos	HE200x33,8*	33,8	200	200	8	6	4304	32,62	10,67	8,21	C	C	C	C
	XL80x80x6x7,0	7,0	80	80	6	6	888	1,62	0,51	1,68	C	-	C	-
	XL100x100x8x11,6	11,6	100	100	8	8	1472	4,16	1,34	4,98	C	-	C	-

* Los perfiles HE no se encuentran dentro del catálogo ICHA, corresponden a secciones especiales de características especificadas en los planos estructurales del Proyecto 1. Sus propiedades se calcularon en base a las dimensiones entregadas.

** C: Elemento compacto
NC: Elemento no compacto

3.2.2.2 Plataformas

Tanto el segundo como el tercer piso soportan parrillas que permiten el acceso de personal. Éstas corresponden a plataformas con los pesos entregados en la Tabla 3.2:

Tabla 3.2: Plataformas utilizados en Proyecto 1

PISO	PARILLA	Peso (kgf)
2	ARS - 6	1.211
3	ARS - 4	5.201

3.2.2.3 Equipos

Como se mencionó anteriormente, la estructura soporta distintos equipos, los cuales son numerados en la Tabla 3.3 junto con sus pesos respectivos:

Tabla 3.3: Equipos soportados por Proyecto 1

EQUIPO	Peso (tonf)
Harnero Primario	13,3
Chute Descarga Gruesos	5,0
Chute Descarga Finos	10,0
Chute Descarga Chancador- Correa	5,0
Tolva	140,0

3.2.3 Cargas estáticas

Las cargas estáticas que se incluyen en el modelo corresponden a los pesos de las distintas componentes del Proyecto 1, por lo tanto deben considerarse en este caso los pesos de los elementos estructurales, de las parrillas, de los equipos soportados y de otros elementos que componen la estructura como serían las vigas que soportan las parrillas y diagonales horizontales que materializan diafragmas rígidos en los pisos correspondientes. Para los equipos se considera el 100% del peso de la Tolva y el 25% del peso de los Chutes de descarga (situación en operación).

Los pesos de las vigas soportantes de las parrillas y diagonales horizontales se entregan en la Tabla 3.4, resultado de una cubicación realizada a la estructura. Además, en la Tabla 3.5 se entregan los valores obtenidos en la cubicación de los elementos estructurales del edificio en su totalidad.

Tabla 3.4: Pesos plataformas de Proyecto 1

PISO	Peso (tonf)
2	2,67
3	5,09
4	5,19
8	1,31
Total	14,27

Tabla 3.5: Cubicación de Proyecto 1

PISO	PESO (tonf)
2	11,654
3	9,739
4	7,345
5	8,371
6	8,889
7	6,857
8	4,097
Total	56,953

3.2.4 Registros

El conjunto de registros que se utilizó para el análisis dinámico, resumidos en la Tabla 3.6, incluye registros del terremoto ocurrido el 27 de Febrero de 2010, elegidos por la similitud entre los suelos donde se ubica la estación que los registra y el suelo donde se fundó el Proyecto 1, junto con registros de terremotos ocurridos al norte del país, de modo de hacer más representativo el análisis.

Para los análisis tiempo-historia se utilizó las 2 componentes horizontales registradas en cada estación, sumando un total de 14 registros de aceleración. El espectro elástico que cada acelerograma de este conjunto genera es mostrado en la Figura 3.2, la que además incluye los puntos correspondientes a los percentiles de 50% y 84% del conjunto, además del espectro elástico de NCh2369 (2003).

Tabla 3.6: Registros utilizados para el análisis

LUGAR EPICENTRO	FECHA	ESTACIÓN	MECANISMO	MAGNITUD*
Tarapacá	13-06-2005	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pica ▪ Iquique 1-Etna 	Intraplaca	7.9 (Mw)
Tocopilla	14-11-2007	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Mejillones 	Interplaca	7.7 (Mw)
Cobquecura	27-02-2010	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Puente Alto ▪ Hosp. Curicó ▪ Valparaíso (UTFSM) ▪ U. de Chile Ed. Civil 	Interplaca	8.8 (Mw)

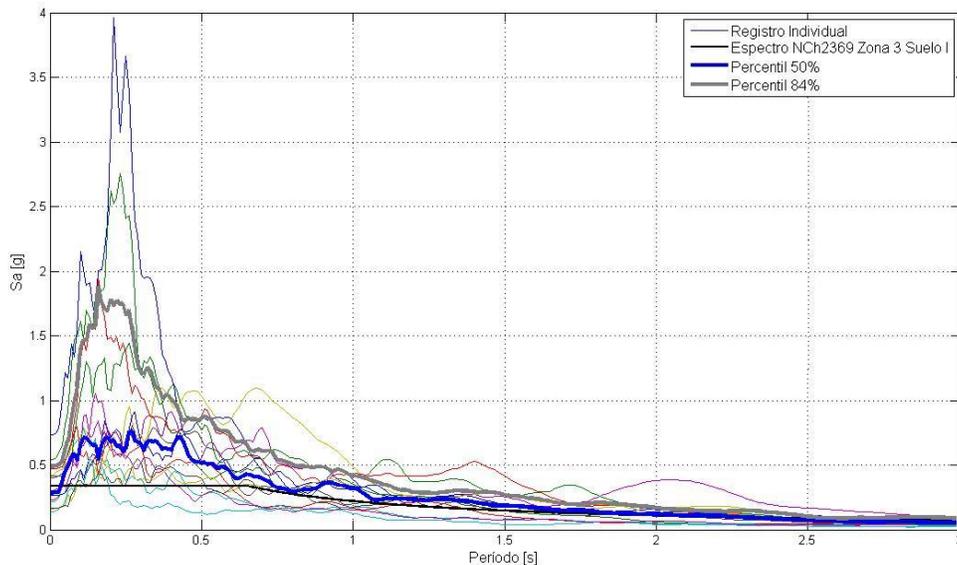


Figura 3.2: Espectro de aceleración del conjunto de registros.

3.2.5 Materialización del modelo

La plataforma OpenSees requiere la identificación y definición de los distintos nodos, elementos, secciones y materiales necesarios para la confección del modelo.

3.2.5.1 Definición de Nodos

La identificación de los nodos se realizó directamente desde los planos estructurales del Proyecto 1, considerando que para el programa utilizado las coordenadas globales son X y Z en el plano horizontal, y en elevación la dirección Y. Por lo tanto las elevaciones de los Ejes A, B y C corresponderían, respectivamente a las elevaciones en $Z = 0$, $Z = 3.000$, $Z = 9.850$ (mm).

* Según RENADIC (2010)

Para los Ejes 1, 2, 3 y 4 se tiene las coordenadas en $X = 0$ (mm) en el Eje 1, hasta $X = 16.550$ (mm) en el Eje 4 (Ver ANEXO A).

Además de los nodos de intersección entre vigas, columnas y arriostramientos se definió nodos auxiliares para las barras rígidas que conectan las vigas a las columnas, con un corrimiento lateral (respecto al nodo de unión) equivalente a la mitad de la altura del perfil de la columna respectiva, como se explicó anteriormente.

3.2.5.2 Materiales

Las características del acero ASTM A36 (ASTM, 2008) entregadas en capítulos anteriores, se definen para la modelación de los materiales a utilizar, incluyendo para la tensión de fluencia y rotura un factor de sobrerresistencia definida para perfiles soldados (AISC 341, Tabla I-6-1). Éstos corresponderían, respectivamente a los siguientes valores:

$$R_y = 1,3$$

$$R_t = 1,2$$

Particularmente, las características del acero destinado a arriostramientos es la de un material uniaxial, ocupado para las fibras que componen las secciones, y elástico en torsión. Para las fibras de vigas y columnas el material es uniaxial y elástico tanto para efectos de torsión como para corte.

3.2.5.3 Secciones Transversales

Las secciones transversales de los distintos elementos estructurales se dividieron en fibras según las recomendaciones antes mencionadas. Para los arriostramientos (Figura 3.3 (a)) se dividió la sección en 4 fibras en la dirección vertical y horizontal de cada componente de la sección (alas y alma), para así obtener una modelación más detallada de estos elementos y su comportamiento. Para vigas y columnas (Figura 3.3 (b)), el alma fue dividida en 4 fibras en la dirección vertical de la sección, mientras que las alas fueron divididas en 4 fibras horizontales y verticales. La diferencia en la definición del número de fibras en estos elementos radica en que para éstos la transmisión de esfuerzos de compresión, tracción y momento es más relevante para este estudio, por lo que se busca una representación más detallada de los elementos que transmitan dichos esfuerzos. Los gusset de conexión son divididos en 64 fibras como se ve en la Figura 2.12, lo que se supone que la conexión entre la estructura y el arriostramiento se realiza por medio de este elemento.

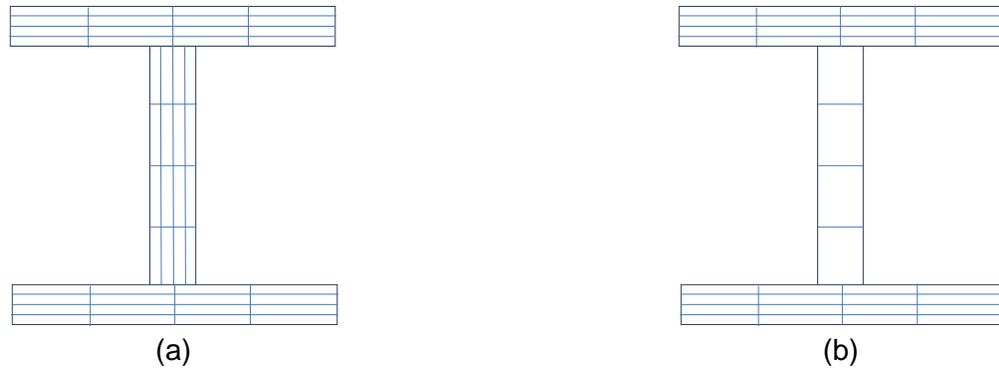


Figura 3.3: Fibras Secciones (a) Arriostramientos; (b) Vigas y Columnas

3.2.5.4 Elementos

La definición de éstos para vigas y columnas únicamente requería la unión de nodos por medio de elementos viga-columna correspondientes, capaces de considerar la propagación de la plasticidad a lo largo del elemento. En cambio para los “cachos rígidos” que unen las vigas a las columnas se utiliza un elemento viga-columna elástico.

Los arriostramientos, en cambio, requieren la definición de distintos elementos, ya que se quiere reproducir la representación de éstos como propuso por Uriz et al (2008).

La representación del *gusset* de conexión en gran parte de las uniones entre viga, columna y arriostramiento tuvo que modificarse, dado que no se cumplía con la condición de diseño que recomienda una distancia de $2t_g$ entre el arriostramiento y la línea de restricción asumida para el *gusset*. En estos casos se consideró nula la longitud de la placa *gusset*, teniendo arriostramientos compuesto sólo por dos tipos de elementos, el “cacho rígido” y el arriostramiento en sí. Igualmente, en estos casos, la longitud del “cacho rígido” se vio modificada, considerándola como la distancia entre el punto de intersección de los ejes centroidales hasta el último punto de conexión entre el arriostramiento y la placa de conexión (Figura 3.4).

Estos valores fueron obtenidos directamente de los planos de detalle de las uniones.

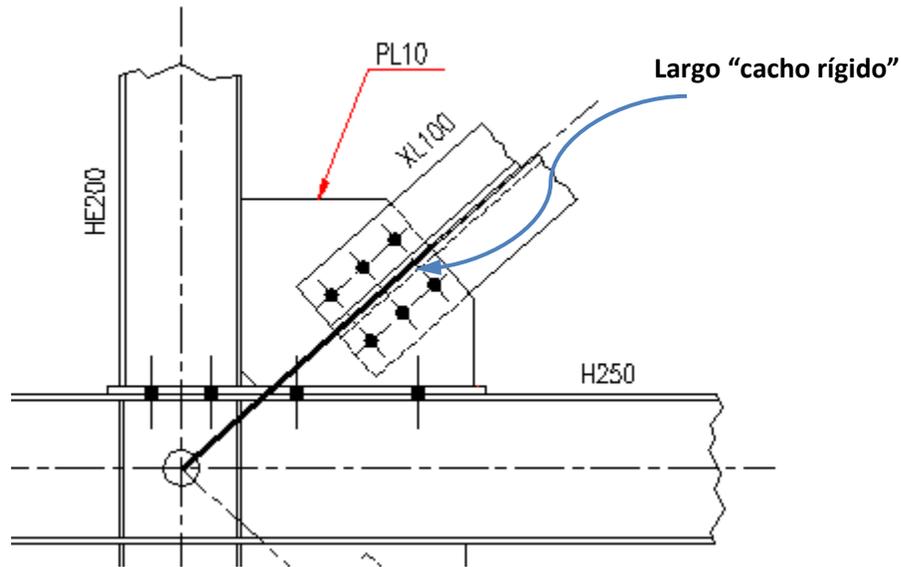


Figura 3.4: Elementos Arriostramiento

En aquellos casos en que sí se respetaba la restricción de longitud libre del *gusset*, se respetó las recomendaciones, tomándose como largo de éste el valor de $2t_g$ y el ancho como la distancia entre elementos, en dirección paralela a la de la restricción (Figura 3.5).

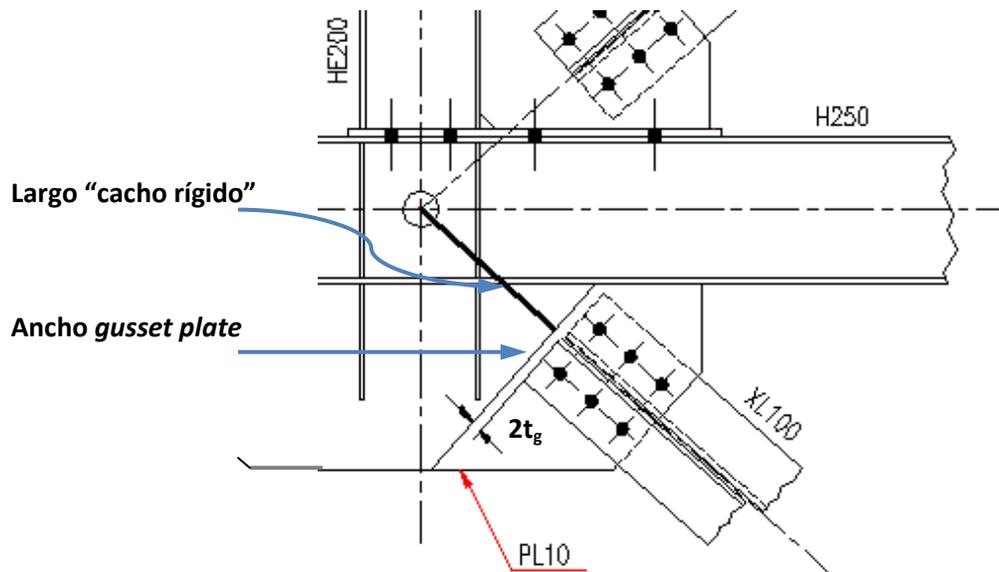


Figura 3.5: Elementos Arriostramiento

El arriostramiento fue modelado como un elemento viga-columna de dos tramos, para el cual la imperfección inicial fuera del plano tuvo que ser calibrada, no pudiéndose seguir el porcentaje recomendado de entre el 0,05% y 0,1% del largo inicial de éste.

La razón por la cual se tuvo que proceder de esta manera es que, una vez obtenido los primeros resultados del análisis *pushover*, se observó que la capacidad máxima del

arriostramiento estaba restringida por la fluencia del elemento, no considerando, así, el pandeo previo a este estado a cargas menores. Luego, fue necesaria la evaluación de dicha capacidad siguiendo las indicaciones señaladas en la norma AISC (2005) para cada perfil destinado a arriostramientos, para un único elemento de características similares a las de un arriostramiento del primer piso de la estructura.

Una vez evaluadas las capacidades se realizó análisis a este elemento, para cada perfil, en compresión, variando la imperfección en el punto medio hasta alcanzar la capacidad máxima obtenida en los cálculos, llegando a los siguientes valores para la imperfección en cada caso (Tabla 3.7), expresado en porcentaje del largo total del arriostramiento, como también puede verse en la Figura 3.6. que resume esta información para 4 niveles de imperfección.

Tabla 3.7: Resultados calibración de imperfección inicial.

PERFIL	%
XL80	0,71
XL100	1,43
HE200	1,43

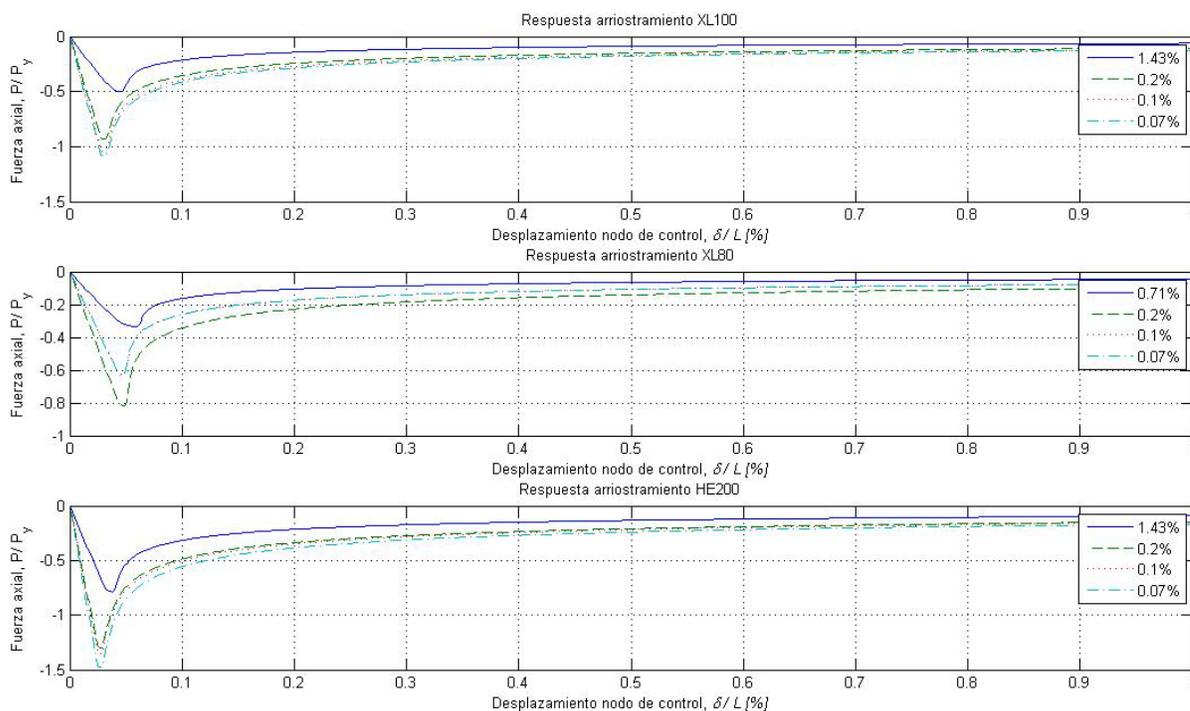


Figura 3.6: Calibración elementos arriostrados.

Puede observarse que el porcentaje del largo inicial utilizado para la modelación de la imperfección de los arriostramientos del Proyecto 1 dista de los valores entregados por Uriz (et

al, 2008) lo cual puede deberse en gran manera a que en sus análisis se trató con perfiles bastante más robustos que los utilizados en este edificio, sin mencionar, además, que no se trabajó con perfiles en configuración XL, los cuales tienen un modo particular de falla, dado que en estos perfiles domina el pandeo torsional, a diferencia de lo que ocurre con los perfiles doble T.

Por otro lado la calibración de este comportamiento puede ser refinada, ya que no se cuenta con datos experimentales que lo respalden, a diferencia de lo que ocurre en el documento (Uriz et al, 2008).

3.2.5.5 Condiciones de Borde

Para las columnas se tiene apoyos en la base rotulados en ambas direcciones, según especificado en planos (ver ANEXO A). Las uniones mediante pernos de anclaje no fueron mayormente detallados en el modelo debido a la complejidad en la modelación, que complicaría el análisis de la estructura. Por lo demás, la disipación de energía adicional que proveen los pernos es despreciable, ya que sólo ocurre cuando éstos se estiran, y en su mayoría el perno ya estirado no vuelve a entrar en contacto con la plancha durante los ciclos de carga y descarga (Chávez, 2011).

Para las vigas las condiciones de borde se definen según el caso: los extremos rotulados significaron la liberación del grado de libertad correspondiente al momento en el eje fuera del plano, mientras que para el caso de extremos empotrados no se libera ningún grado de libertad.

Los arriostramientos se encuentran conectados con rótulas en ambos extremos, materializados en el extremo final del “cacho rígido”.

3.2.5.6 Masas Nodales

Las masas nodales fueron definidas en los nodos de intersección entre vigas y columnas, con valor igual a la sumatoria de las masas de los elementos dentro del área tributaria del nodo respectivo.

3.2.5.7 Cargas muertas

Las cargas muertas debido a elementos estructurales se calcularon como la correspondiente masa nodal multiplicada por la aceleración de gravedad. Además se incluyó el momento debido a estas cargas para elementos con conexión empotrada en su extremo.

Para el harnero, “chutes” de descarga y tolva se verificó en los planos la ubicación de éstos, y se asignó a los nodos en que éstos descargan su peso una carga equivalente según su área tributaria.

Finalmente, para las plataformas se asignó el peso de éstas al nodo central del diafragma rígido correspondiente.

3.2.5.8 Cargas vivas

Según la norma NCh1537 (INN, 2009), para instalaciones industriales con maquinaria pesada la carga viva equivale a $q_{sc} = 6$ (kPa), aplicada en cada plataforma. Al igual que para la carga muerta, la sobrecarga total fue asignada al nodo central de la plataforma correspondiente.

3.2.5.9 Condensación diafragmas rígidos

Para aquellos niveles de la estructura donde los elementos horizontales funcionaran como arriostramiento horizontal (en general aquellas plataformas que soportan o no parrilla, para el caso del Proyecto 1), se definió un diafragma rígido que homogeniza los desplazamientos en las direcciones horizontales (Pisos 2, 3, 4 y 8, Figura 3.1.)

CAPÍTULO IV. Análisis Estructural

4.1 MÉTODO ESTÁTICO

Los métodos estáticos de análisis o *pushover* que se realizó al Proyecto 1 para la obtención del comportamiento de la estructura y sus elementos, y posterior evaluación de los factores de diseño, buscaban abarcar todas las posibilidades de estados de carga lateral, por lo tanto, además de seguir las recomendaciones del documento FEMA P695 (2009) sobre el perfil de esfuerzos aplicados a la estructura, se realizó dos análisis adicionales, uno de los cuales contaba con un perfil cuadrado, o de valor constante en la altura, y el otro donde la aplicación de esfuerzos es cíclica, con el fin de también rescatar los comportamientos cíclicos de los elementos estructurales relevantes.

La configuración en V-invertida de algunos arriostramientos genera un desbalance de fuerzas en el nodo de unión de éstos provocando una deformación en este punto de la viga que los une. El modelo fue capaz de representar estas deformaciones y continuar el análisis, pero se hizo necesario establecer un límite en el desplazamiento de techo en los análisis (cercano al 1,5% de la altura de la estructura) con el fin de mantener el estudio en rangos de deformaciones posibles.

4.1.1 Análisis Pushover en dirección X

4.1.1.1 Pushover Cuadrado

El primer análisis llevado a cabo sobre la estructura fue un *pushover* donde el perfil de fuerzas aplicado era constante en la altura, con valor igual a 1 kN aplicado sobre los nodos de unión viga-columna de la elevación 4 (ver ANEXO A), controlando las deformaciones observadas en la dirección X de un punto medio a la altura del techo, hasta alcanzar el 1,1% de la altura total en desplazamiento lateral.

Así, los resultados obtenidos con dicho análisis se evidencian en los siguientes gráficos, donde se puede observar la curva de Corte Basal vs. Desplazamiento de Techo y Corte Basal normalizado por el peso de la estructura (W) vs. Desplazamiento de Techo Normalizado (Figura 4.2), además se entregan los valores y se traza rectas que indican el corte máximo obtenido y desplazamiento máximo de techo.

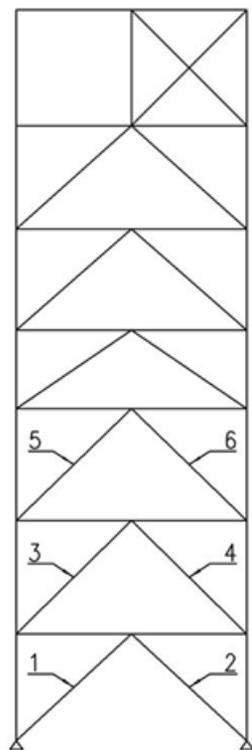
En el gráfico pushover (Figura 4.2) puede observarse unos saltos en el Corte Basal que ocurren debido al pandeo de arriostramientos en distintas elevaciones y alturas y la redistribución de esfuerzos que este evento genera. Por lo demás, una vez superado el comportamiento lineal se ve una pequeña disminución de los esfuerzos a nivel de piso, tras lo cual continúan aumentando sin verse finalmente un decaimiento del corte, probablemente debido a que, dada la configuración del edificio, no son los arriostramientos del primer piso los primeros en pandear en la elevaciones B y C (ver ANEXO A), sino los del tercero, contrario a lo que ocurre en la elevación A, donde efectivamente los arriostramientos del primer y segundo pisos son los que sufren pandeo. Como se puede ver en la Figura 4.3, a niveles superiores se observa de mejor manera el decaimiento en la sumatoria de esfuerzos de corte del nivel

respecto del desplazamiento de entre piso, y la mayor concentración de desplazamientos se encuentra en el tercer piso.

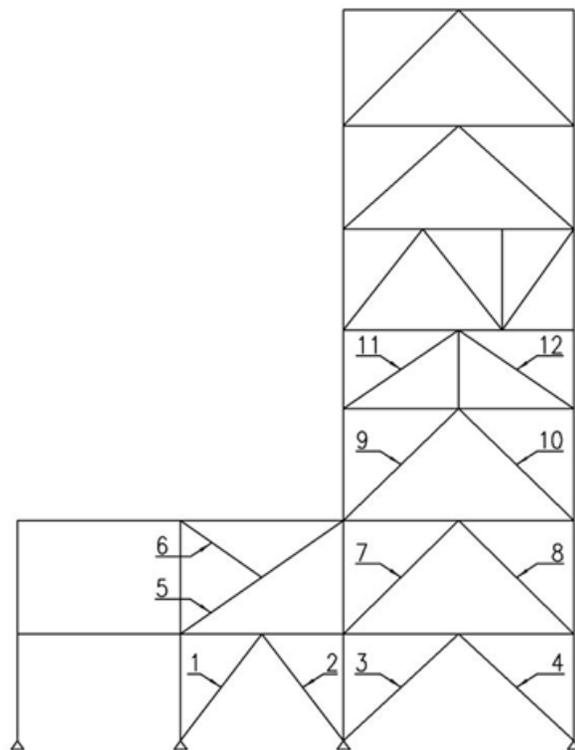
Debido a esto, para efectos de cálculo de la pendiente elástica que $\delta_{y\text{eff}}$ (ecuación 2-11) define, los valores de $V_{\text{máx}}$ y $\bar{\delta}_u$ serán considerados como el último punto obtenido en el análisis, ya que éstos corresponden al momento en que empiezan a ocurrir problemas de convergencia (que en este caso señalaría el instante en que se produce un colapso no simulado (Acosta, 2010)).

En cuanto a arriostramientos, la respuesta de éstos, por elevación, se resumen entre la Figura 4.4 y Figura 4.12, limitando los resultados a los niveles donde ocurre el pandeo de estos elementos. En éstas se puede observar el comportamiento que tiene el arriostramiento en su nodo central, gráficamente mediante a curvas de Carga Axial vs. Estiramiento del elemento, Momento vs. Curvatura de las zonas de rotulación inelástica de los arriostramientos y Carga Axial vs. Desplazamiento Lateral, refiriéndose este último al desplazamiento del nodo fuera del plano que define el marco que lo contiene. Cabe notar, además, que se grafica los valores absolutos de desplazamiento, estiramiento y curvatura con el único fin de hacer más fácil la comparación de los comportamientos haciendo uso de una escala única, mientras que para los esfuerzos graficados, una carga axial negativa señala un elementos comprimido y una carga axial positiva uno en tracción.

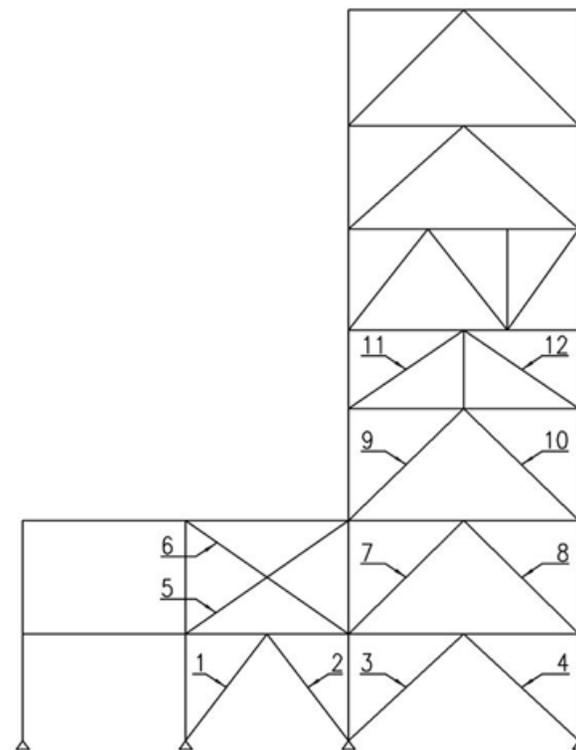
Los arriostramientos han sido numerados, por elevación, siguiendo un ordenamiento de izquierda a derecha, y de abajo hacia arriba. Para identificar cada uno de ellos se puede recurrir a los planos del Proyecto 1 (ver ANEXO A) o a la Figura 4.1, donde se señala la numeración de los elementos. Además, sólo se ha considerado para efectos de estos resultados expuestos lo obtenido para elevaciones en la dirección X, que han sido afectados directamente por el análisis.



a) Elevación Eje A



b) Elevación Eje B



c) Elevación Eje C

Figura 4.1: Esquema numeración arriostramientos, dirección X.

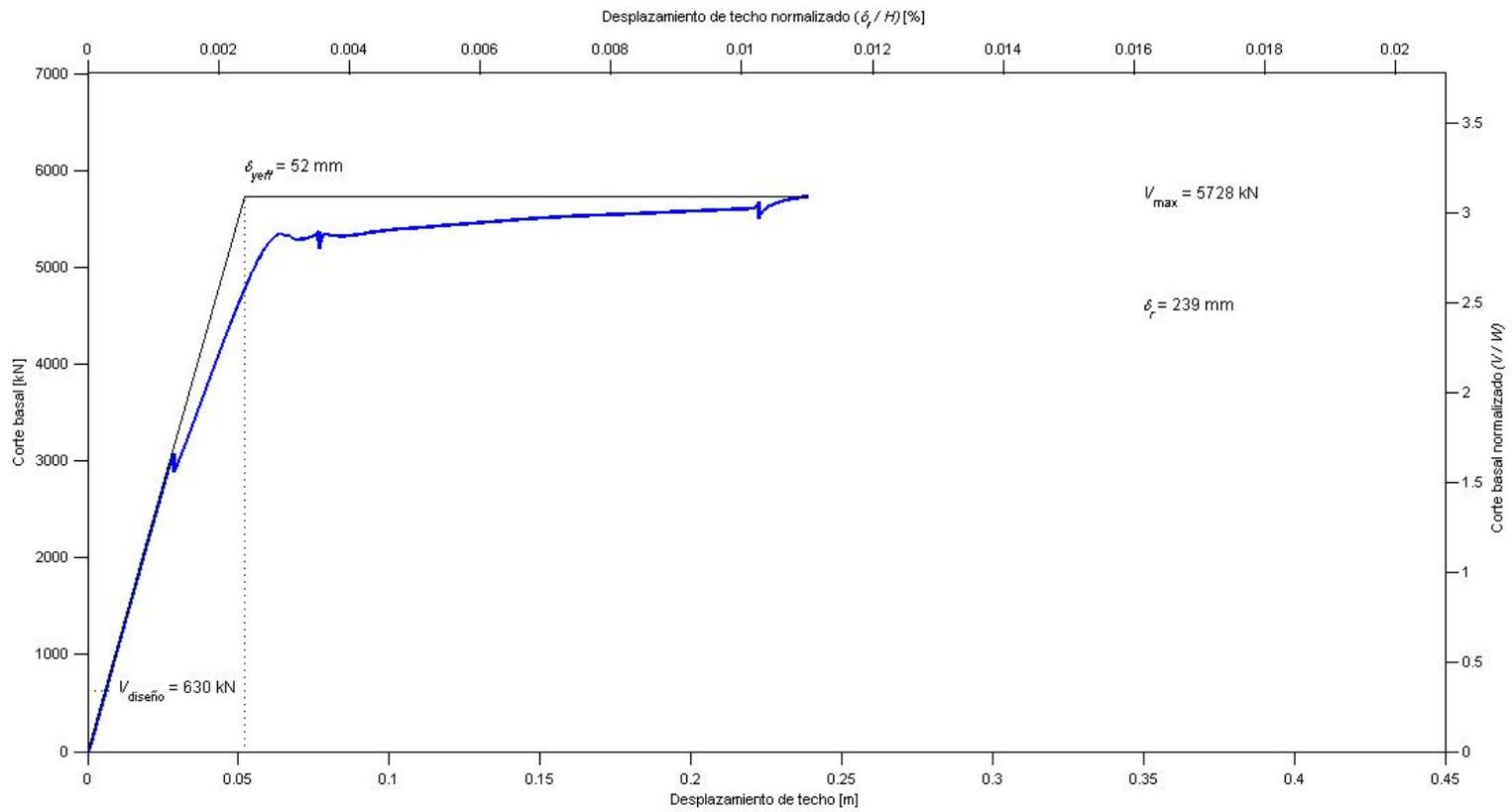


Figura 4.2: Curva *Pushover*, dirección X.

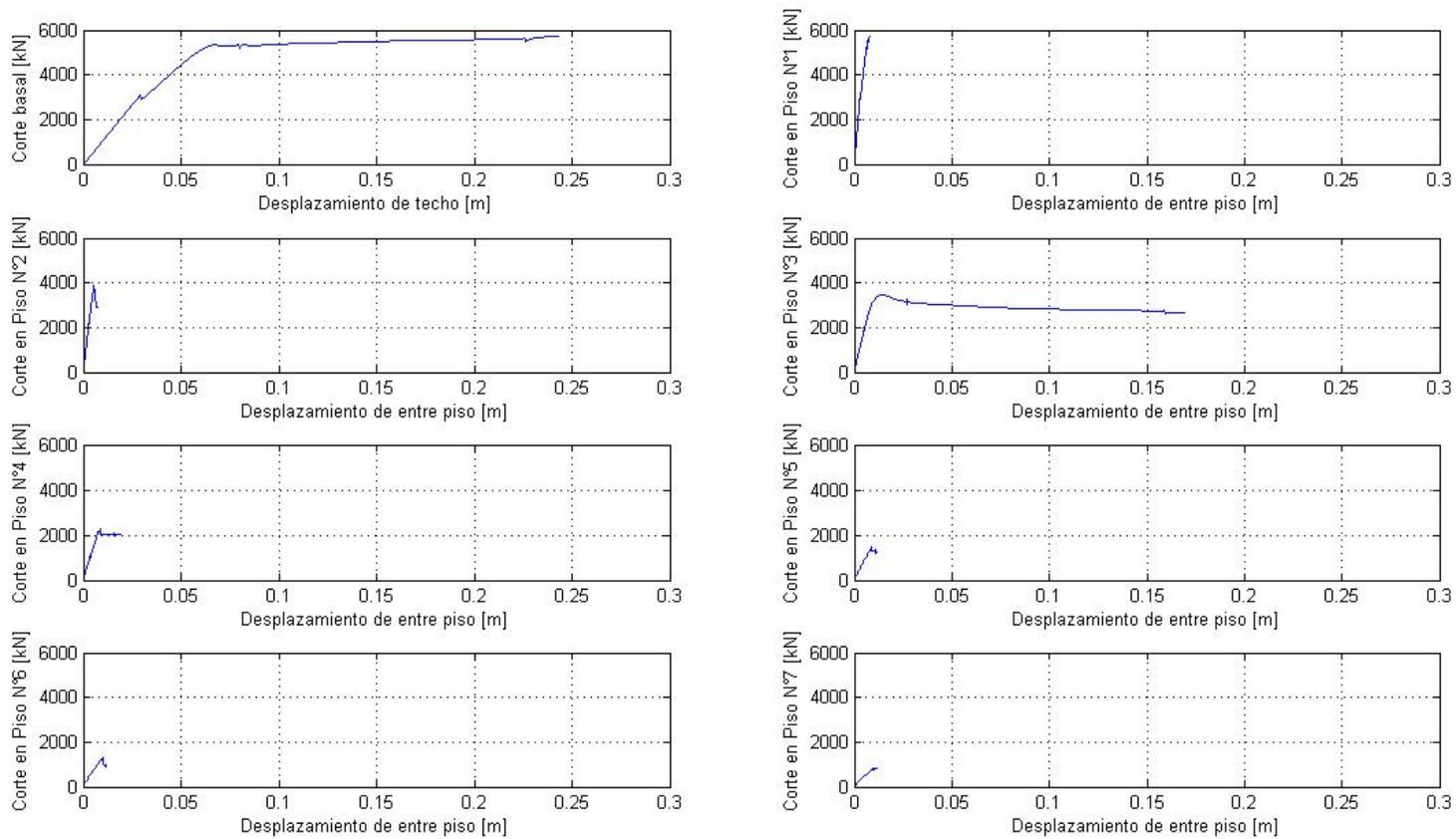


Figura 4.3: Curva Pushover por piso, dirección X.

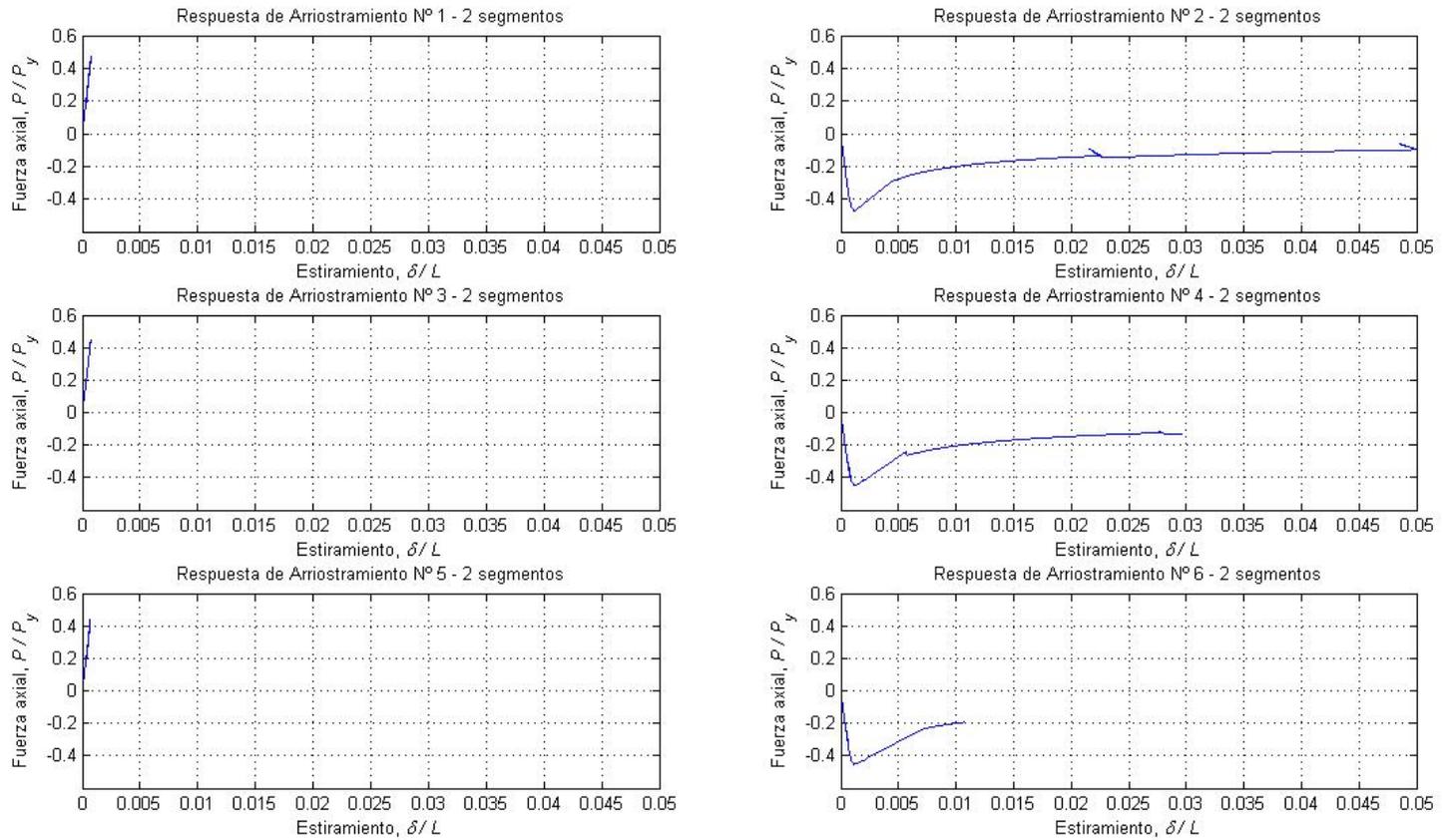


Figura 4.4: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación A, análisis *pushover*, dirección X.

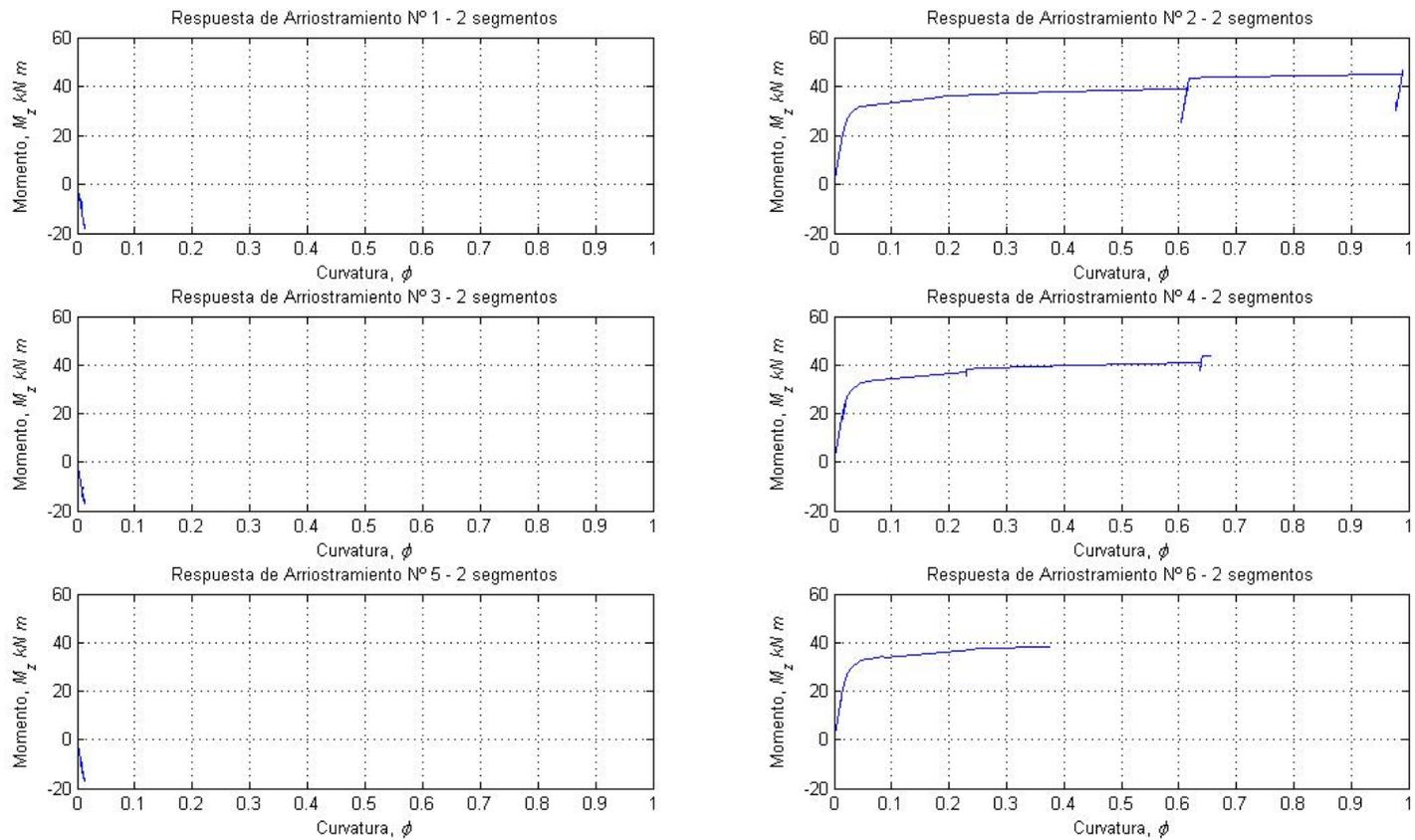


Figura 4.5: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación A, análisis *pushover*, dirección X.

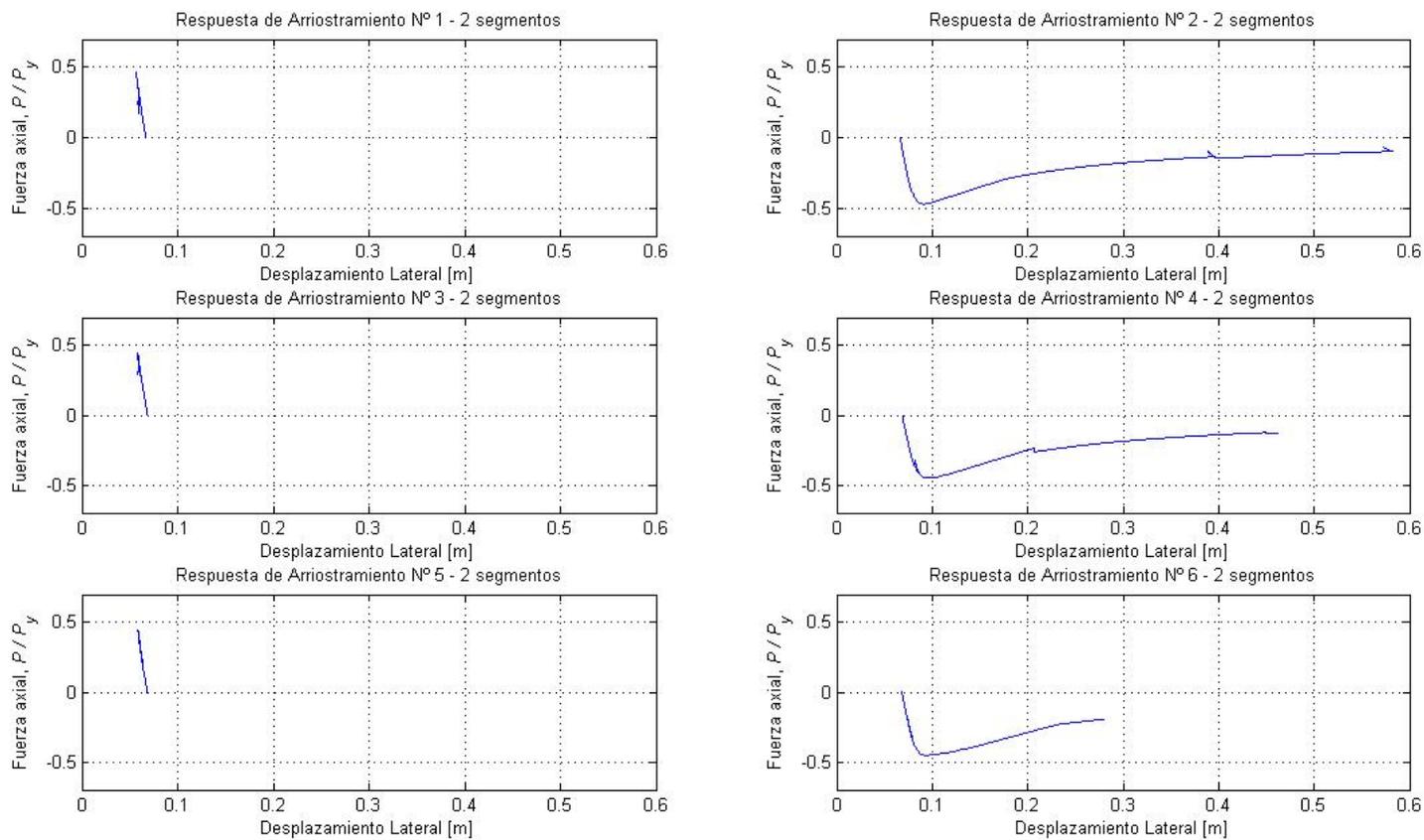


Figura 4.6: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación A, análisis *pushover*, dirección X.

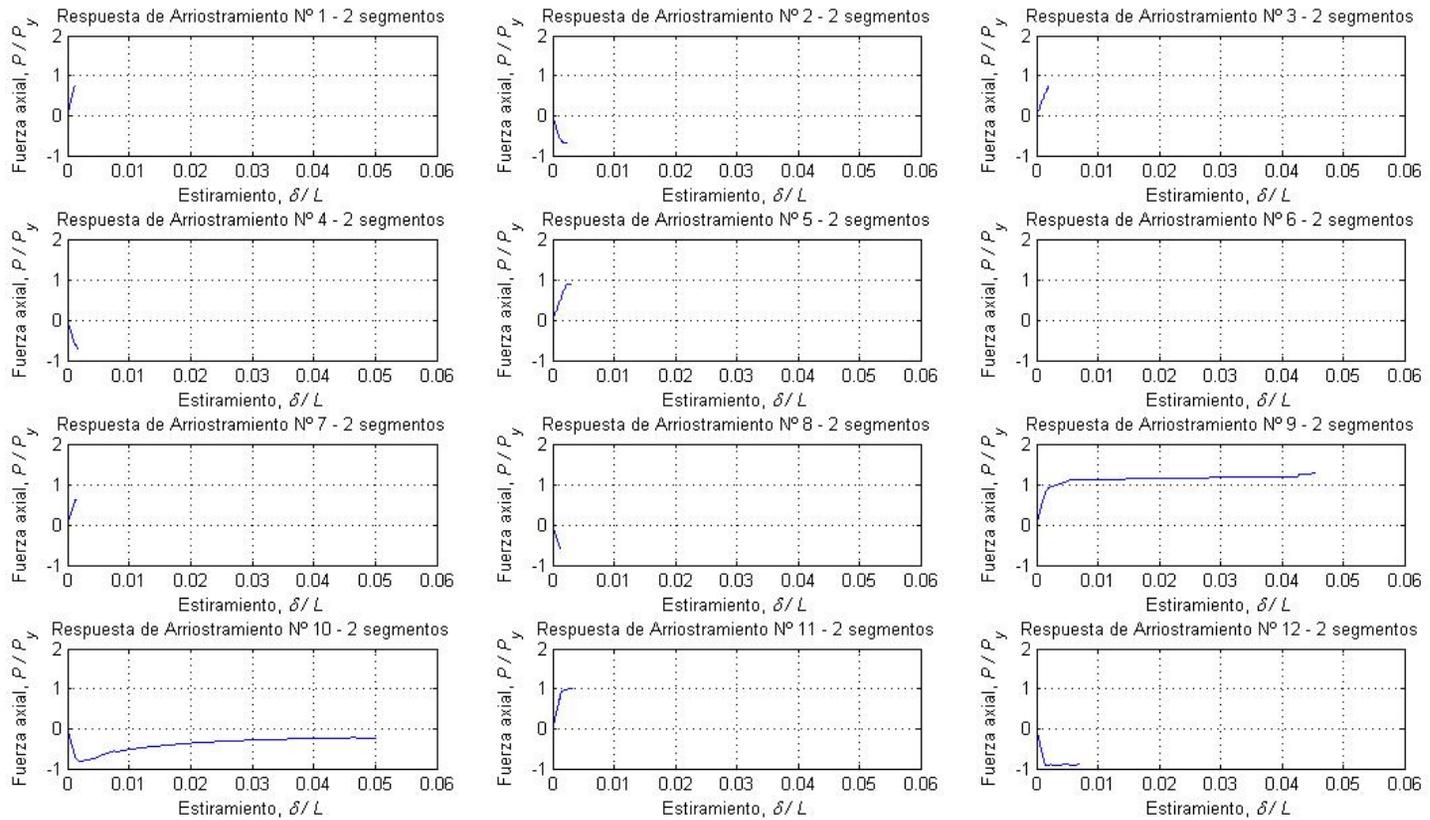


Figura 4.7: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación B, análisis *pushover*, dirección X.

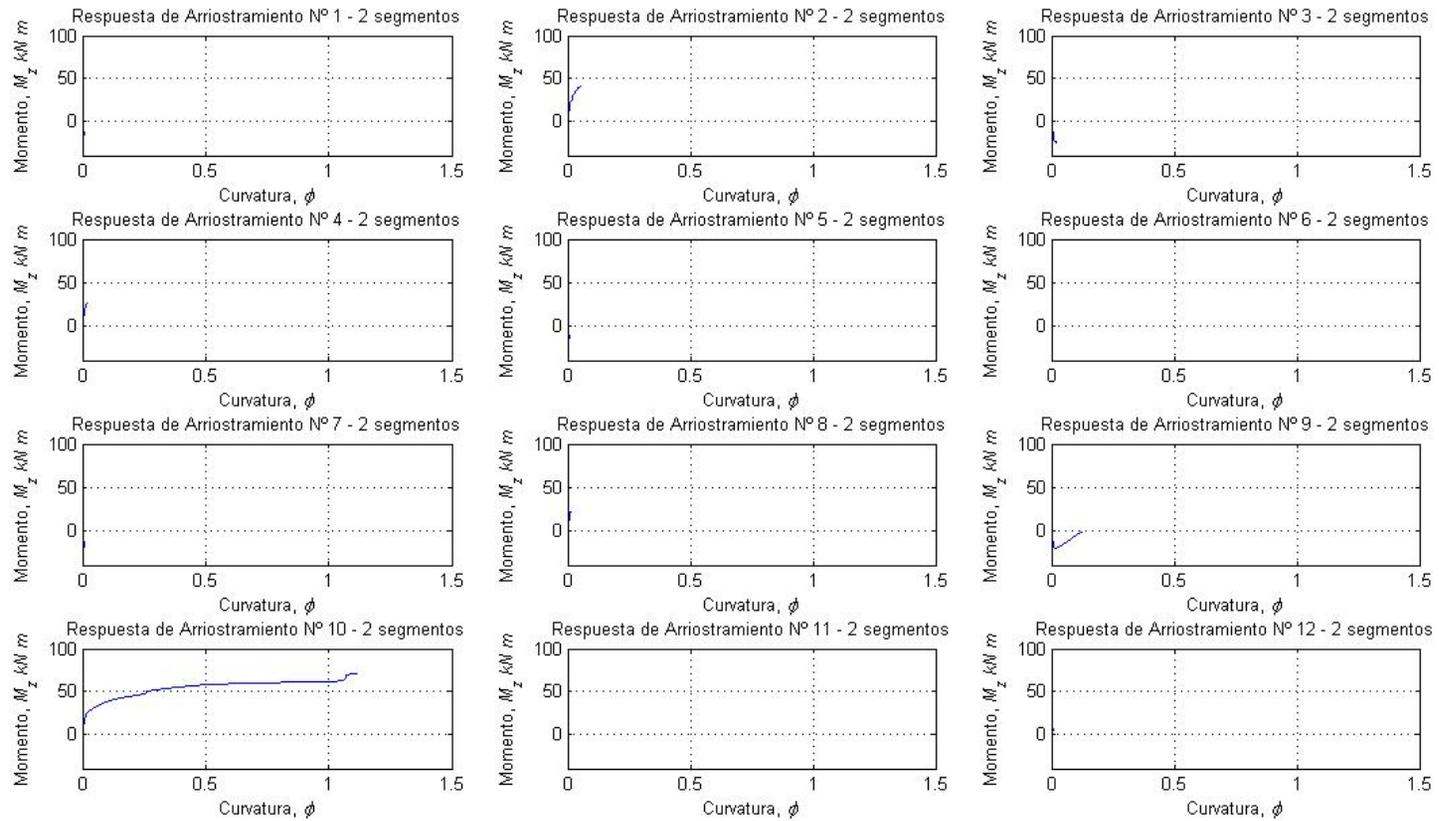


Figura 4.8: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación B, análisis *pushover*, dirección X.

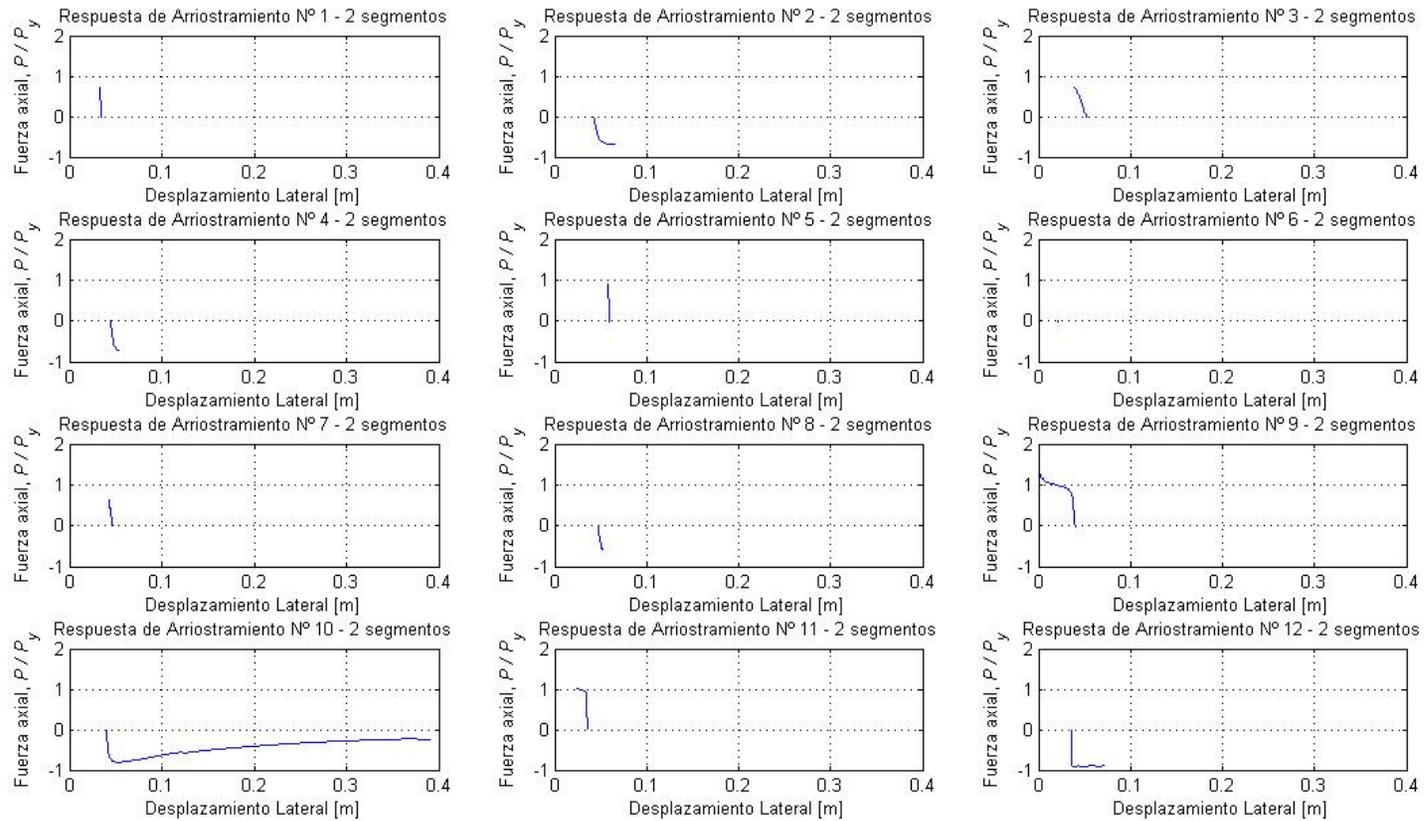


Figura 4.9: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación B, análisis *pushover*, dirección X.

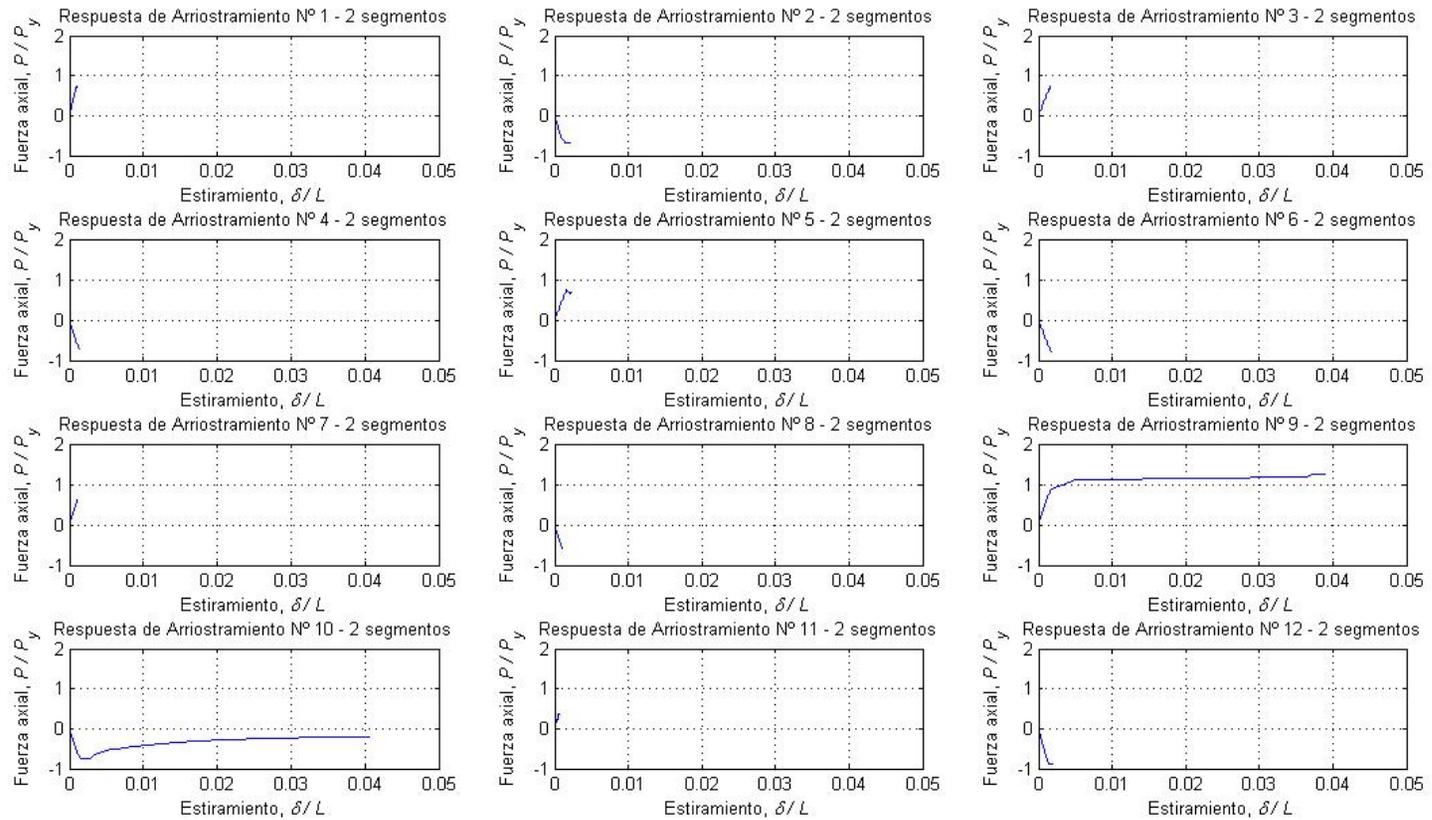


Figura 4.10: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación C, análisis *pushover*, dirección X.

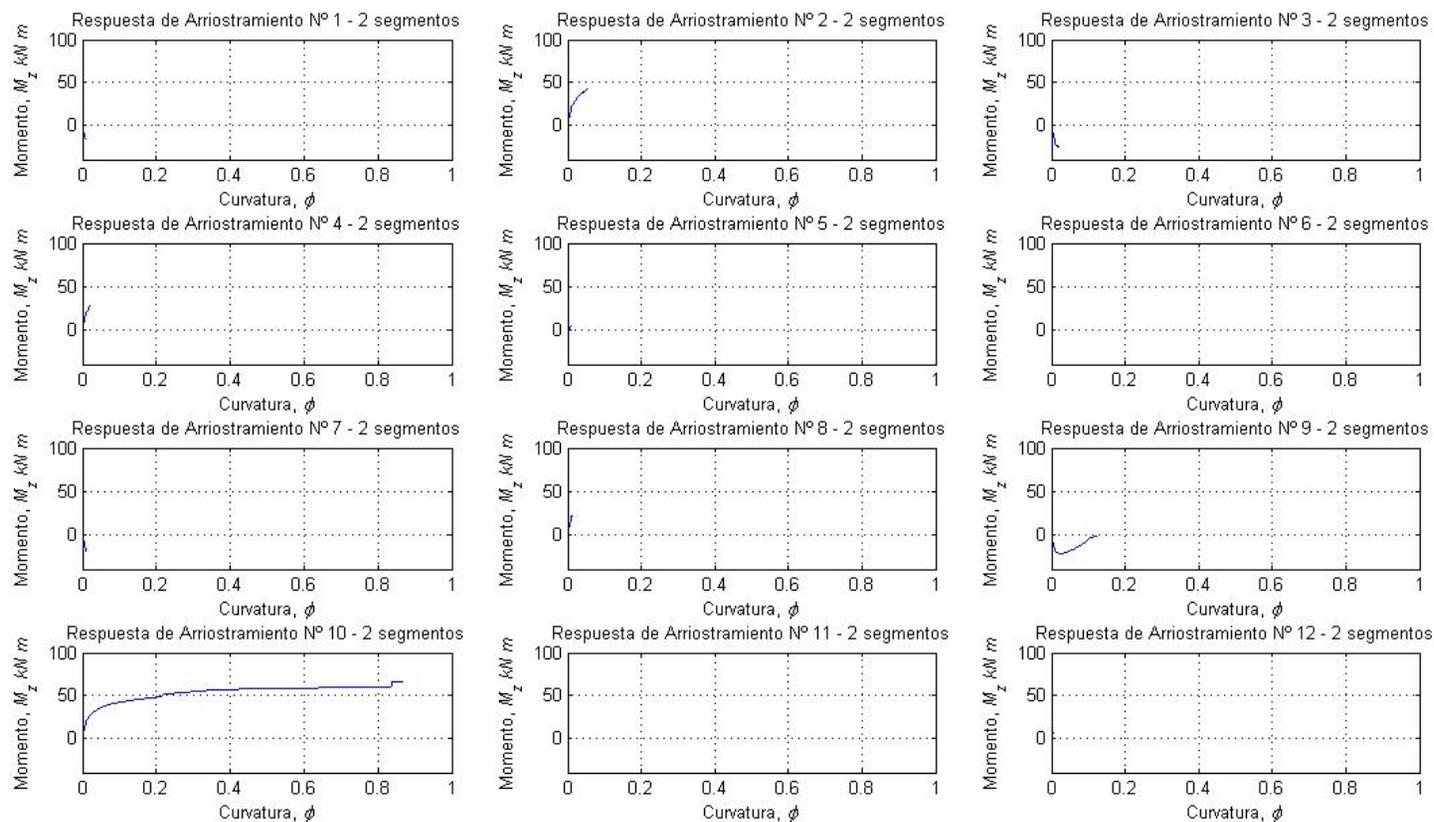


Figura 4.11: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación C, análisis *pushover*, dirección X.

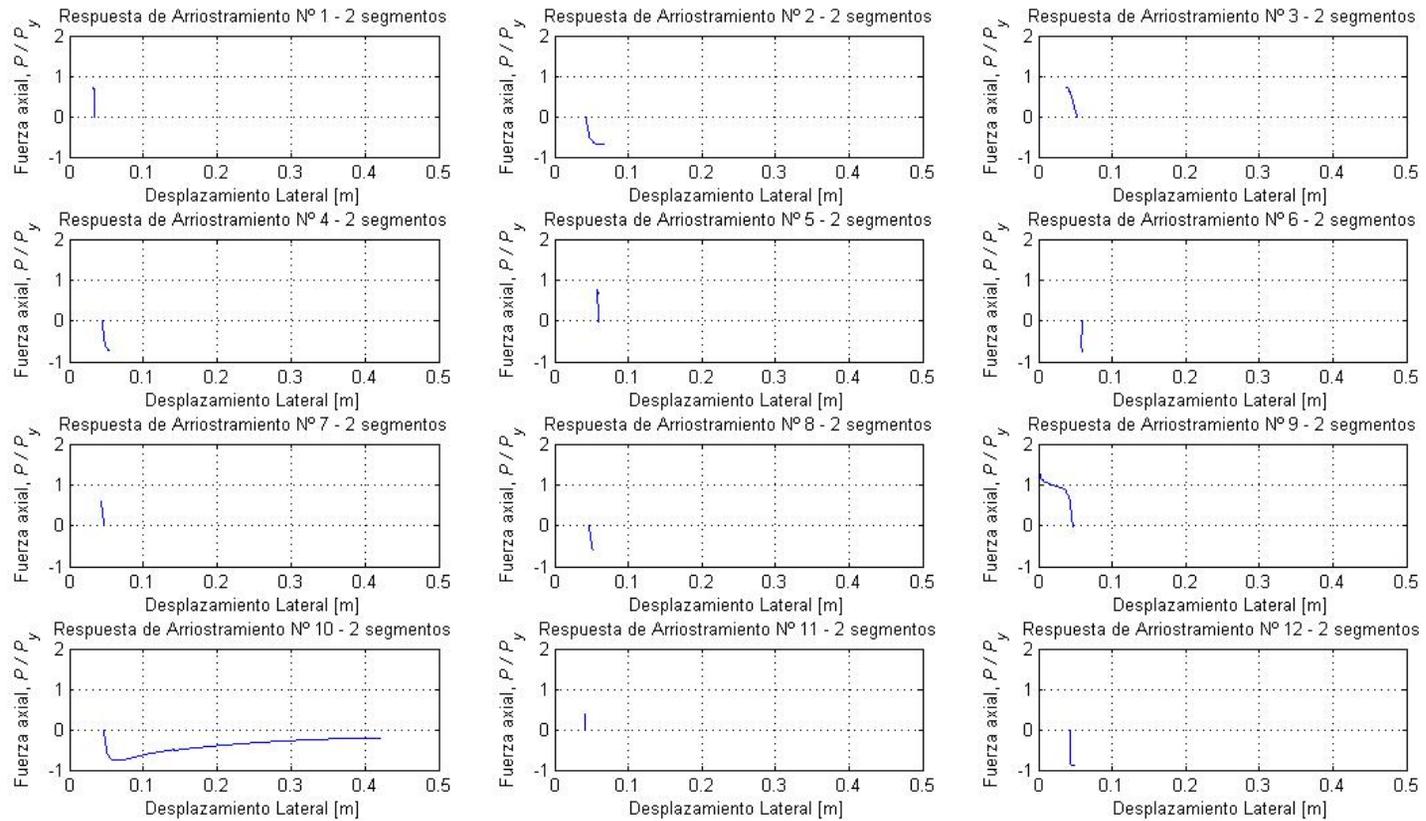


Figura 4.12: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación C, análisis *pushover*, dirección X.

Se puede observar que en la elevación A los arriostramientos a compresión del primer y segundo pisos son los primeros en pandearse, a diferencia de lo que sucede en las elevaciones B y C, donde los primeros arriostramientos en pandear pertenecen al tercer nivel, ya que en estas últimas elevaciones los primeros dos niveles corresponden a un área del edificio más extensa, lo que los hace niveles bastante más resistentes a los superiores.

4.1.1.2 Pushover según FEMA P695

Para este análisis la distribución de esfuerzos en altura es proporcional al producto entre la matriz de masa y el vector modal, asociado al modo predominante, como se presentó en el Capítulo II. Por lo tanto fue necesaria la extracción de los desplazamientos en cada nivel para el primer modo de vibrar.

Debido a la inexistencia de un diafragma rígido en algunos de los niveles, se tuvo que extraer los valores de desplazamiento de los nodos del nivel correspondiente y calcular un promedio de ellos para llegar a un valor que pudiera asociarse a un nodo central. A diferencia de estos casos, para niveles en que sí se definió diafragmas rígidos, bastó con la obtención del desplazamiento del nodo central de éstos.

Finalmente el perfil de cargas quedó definido como sigue:

Tabla 4.1: Distribución cargas *Pushover*.

PISO	FUERZA (kN)
8	0,66
7	0,94
6	1,00
5	0,72
4	0,48
3	0,31
2	0,19

Al igual que en el caso anterior, estas fuerzas fueron aplicadas en los nodos de conexión entre vigas y columnas sobre la elevación 4 controlando las deformaciones observadas en dirección X de un punto medio a la altura del techo, hasta alcanzar el 1,4% de la altura en desplazamiento lateral.

Puede observarse que tanto el gráfico pushover (Figura 4.13), como los gráficos pushover por piso y de comportamiento de arriostramientos (Figura 4.14 a Figura 4.23), no difieren en gran manera de lo visto para el análisis con perfil constante en altura. De hecho el comportamiento en forma es bastante similar, y ocurre en este caso, al igual que en el anterior, que los arriostramientos que primero sufren pandeo no son necesariamente los del primer piso, sino que esto sólo ocurre en la elevación A.

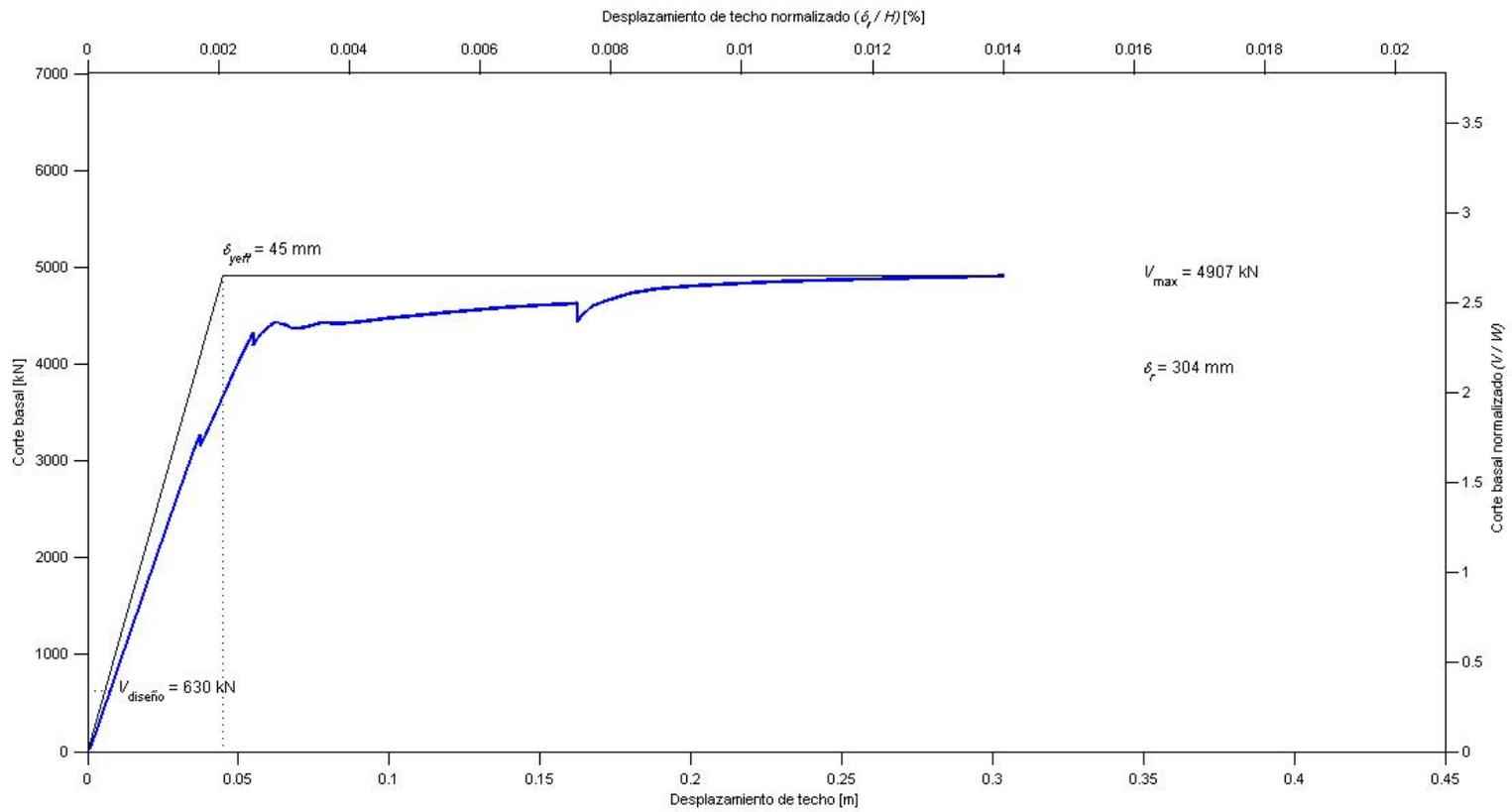


Figura 4.13: Curva *Pushover* según FEMA (2009), dirección X.

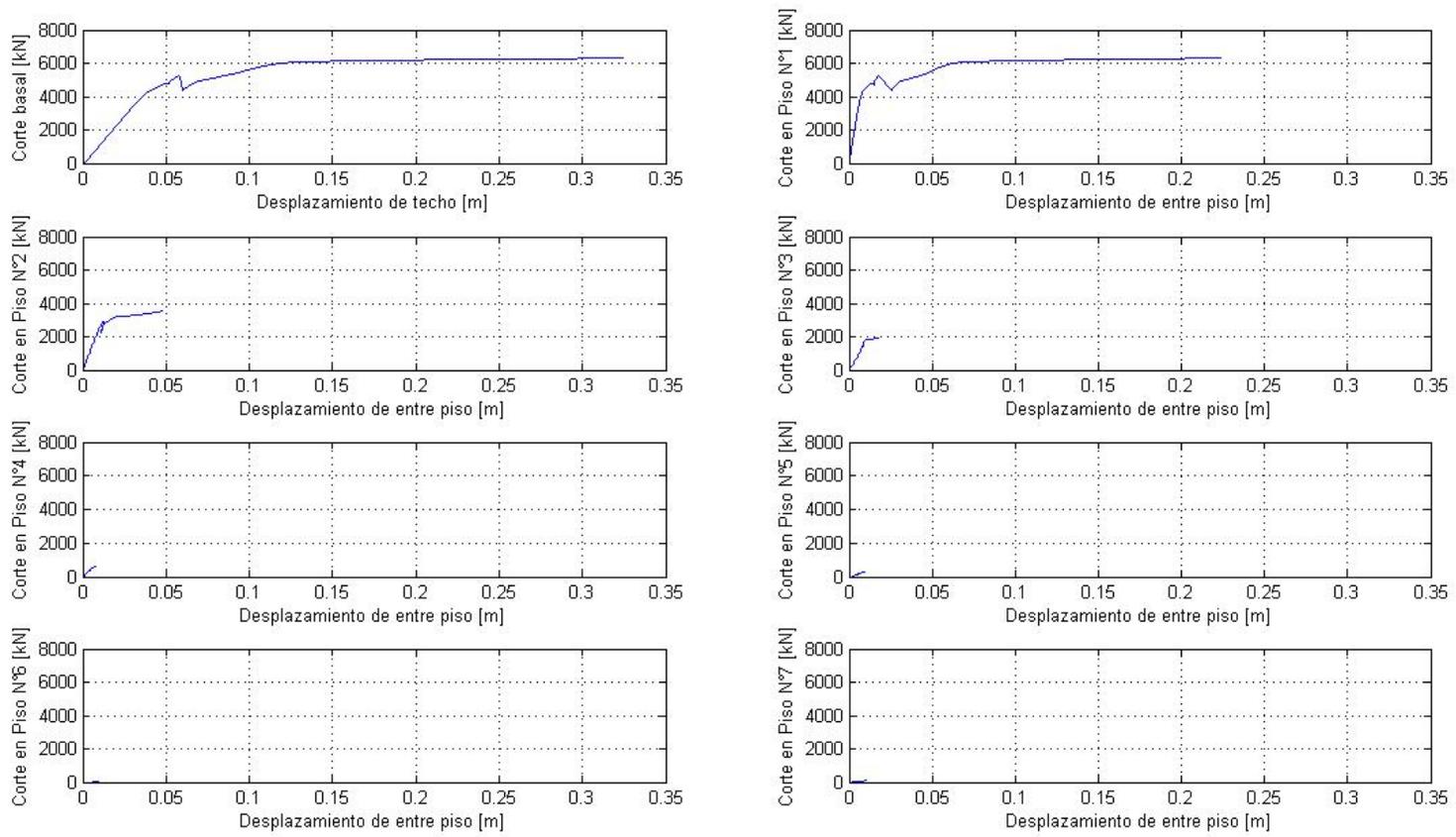


Figura 4.14: Curva *Pushover* por piso según FEMA (2009), dirección X.

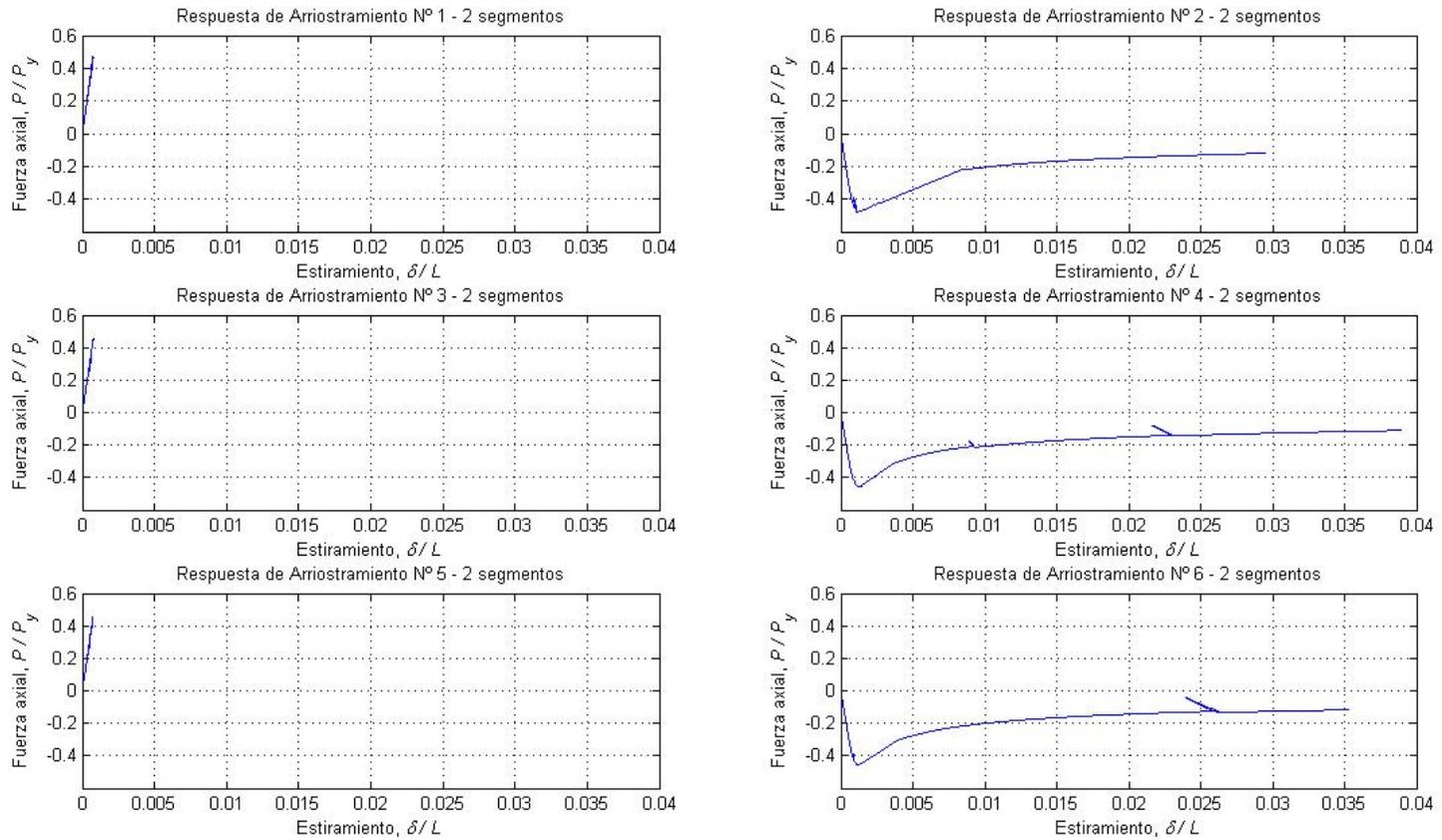


Figura 4.15: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación A, análisis *pushover* según FEMA (2009), dirección X.

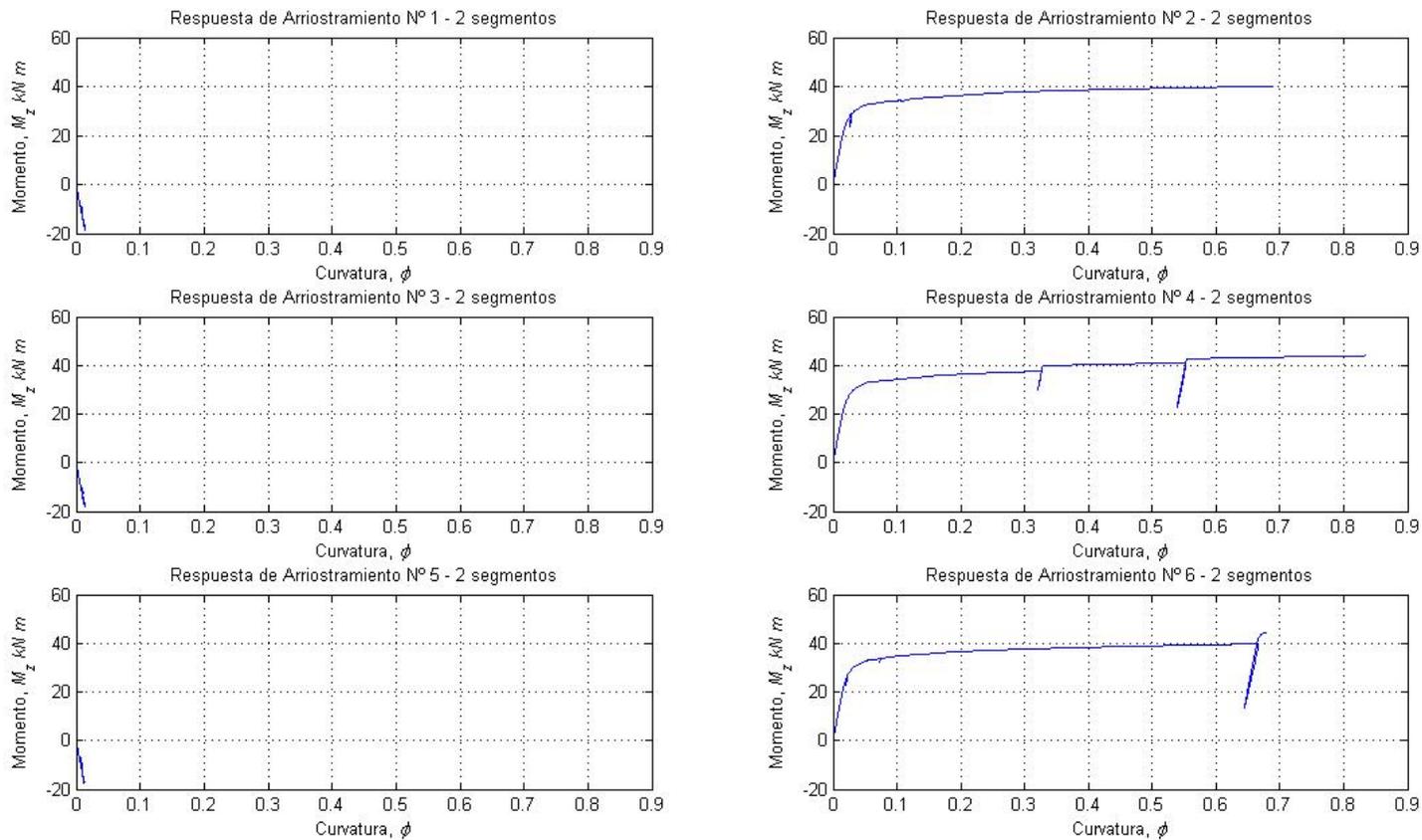


Figura 4.16: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación A, análisis *pushover* según FEMA (2009), dirección X.

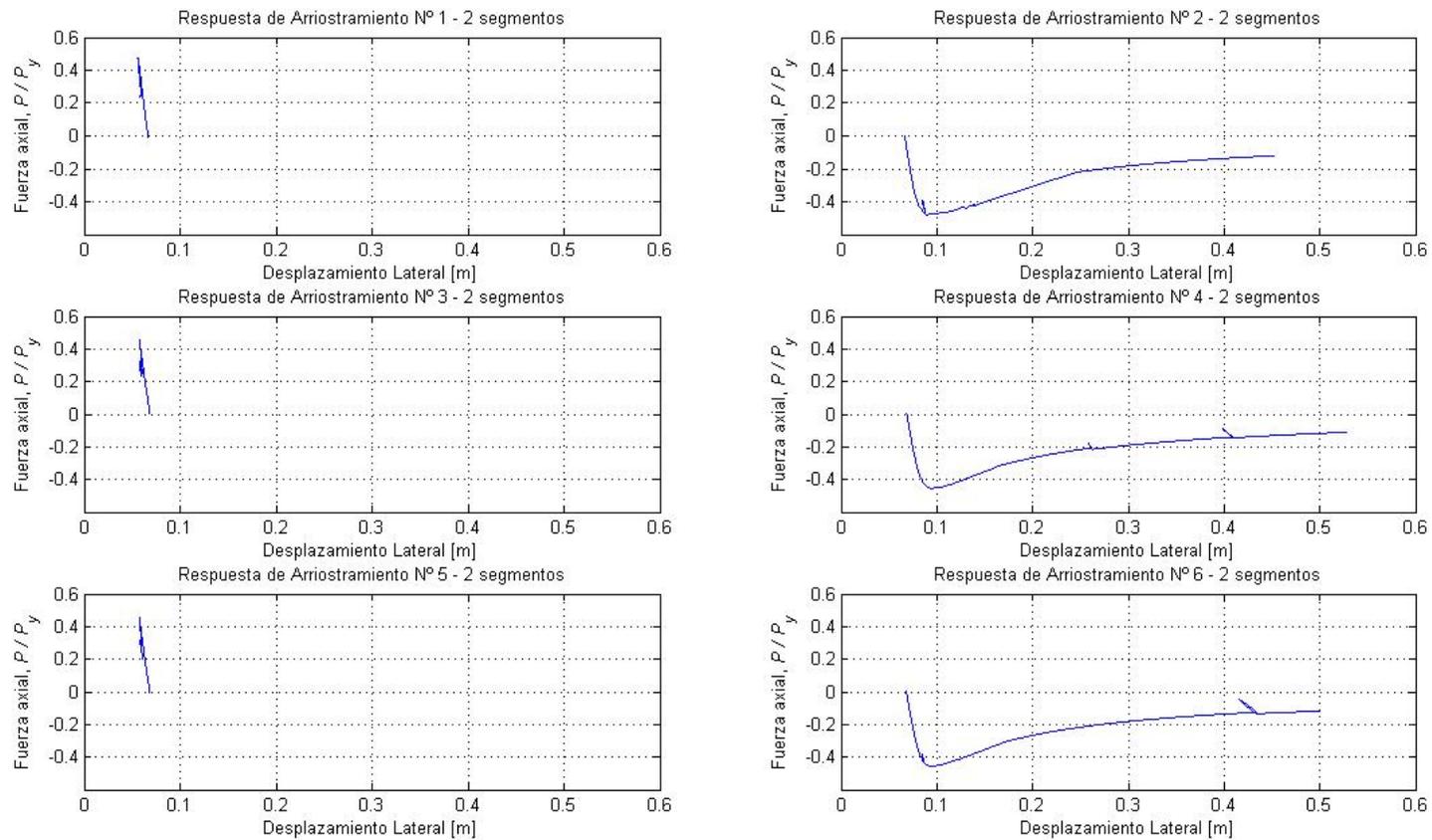


Figura 4.17: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación A, análisis *pushover* según FEMA (2009), dirección X.

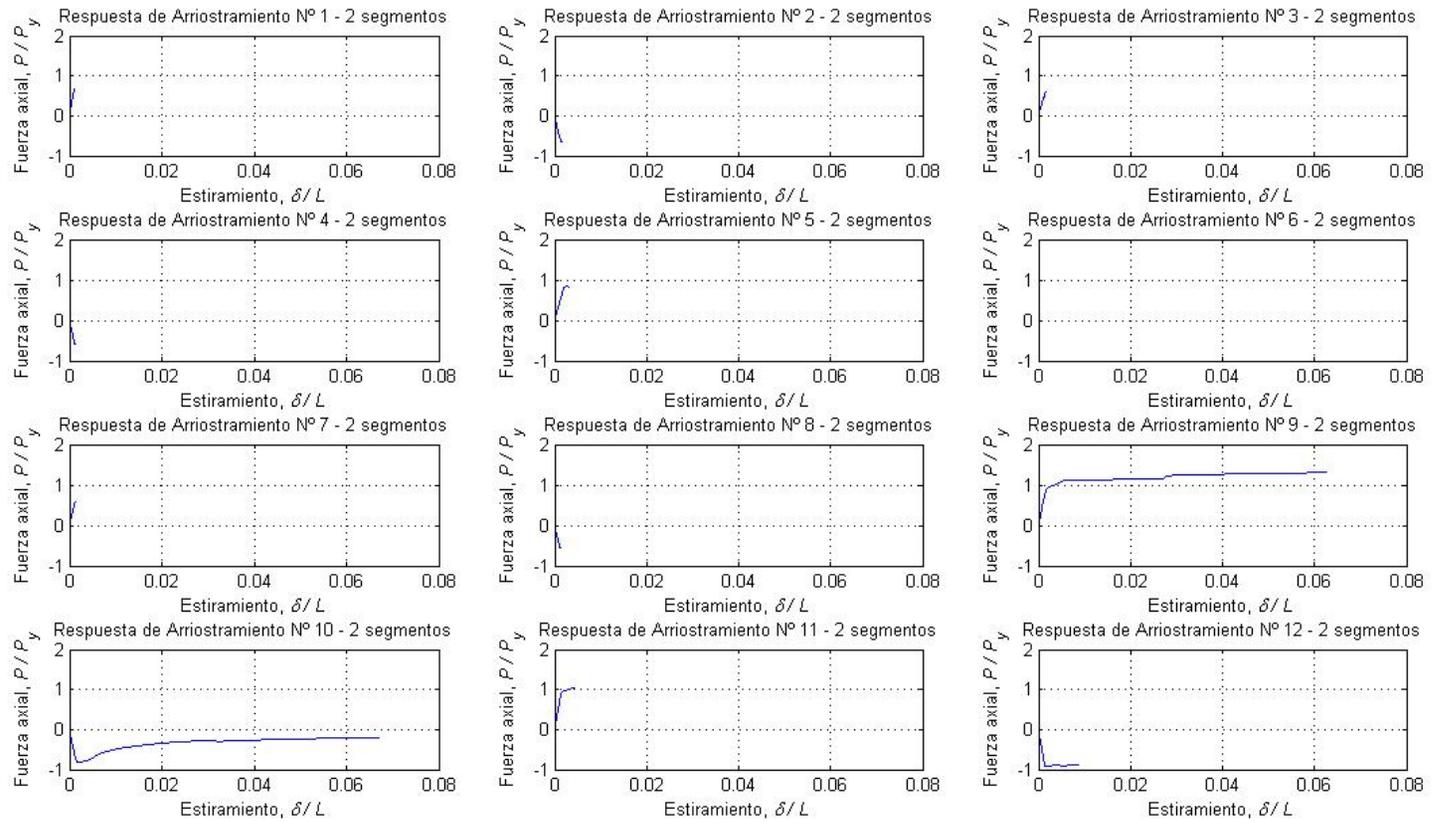


Figura 4.18: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación B, análisis *pushover* según FEMA (2009), dirección X.

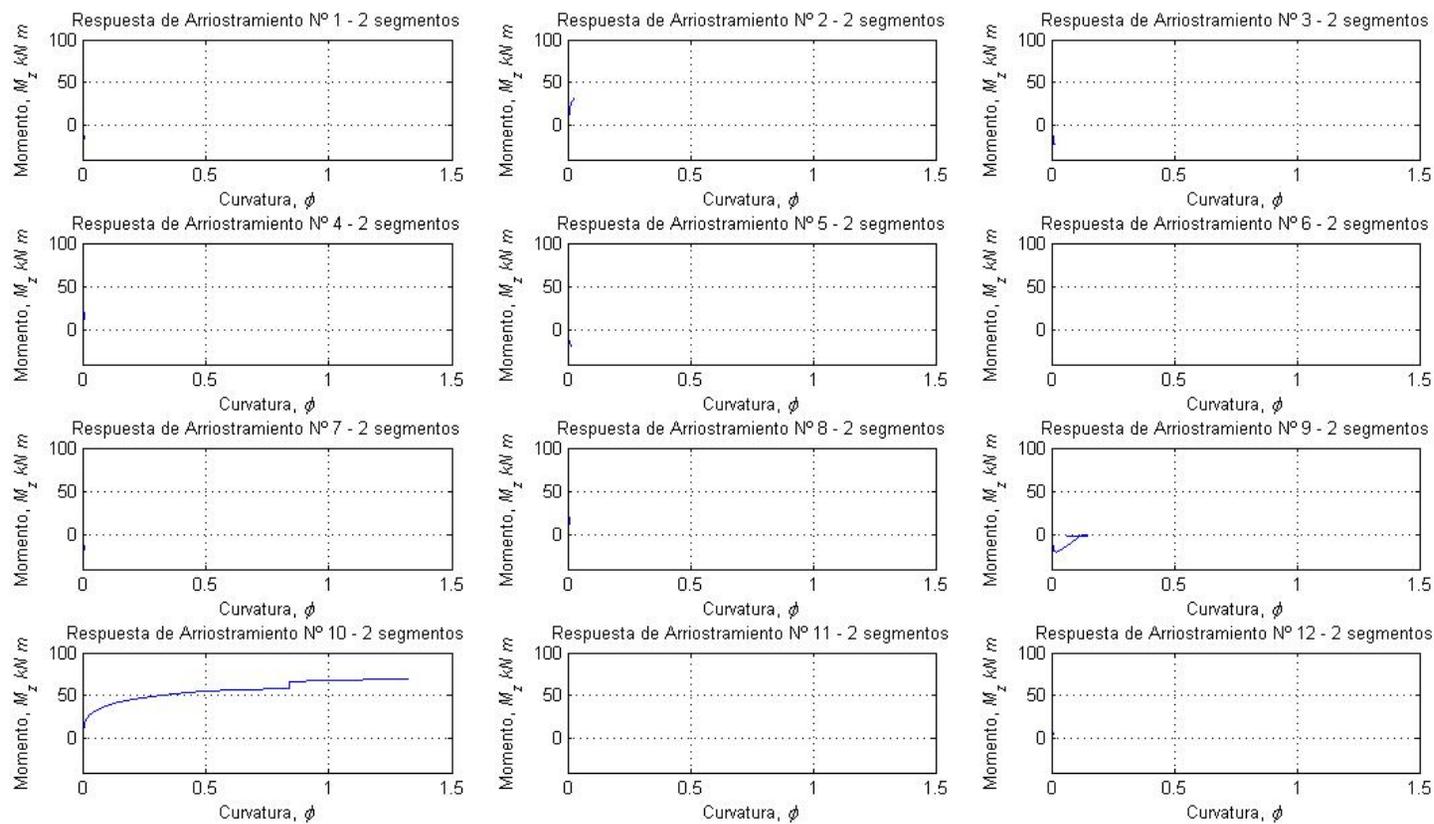


Figura 4.19: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación B, análisis *pushover* según FEMA (2009), dirección X.

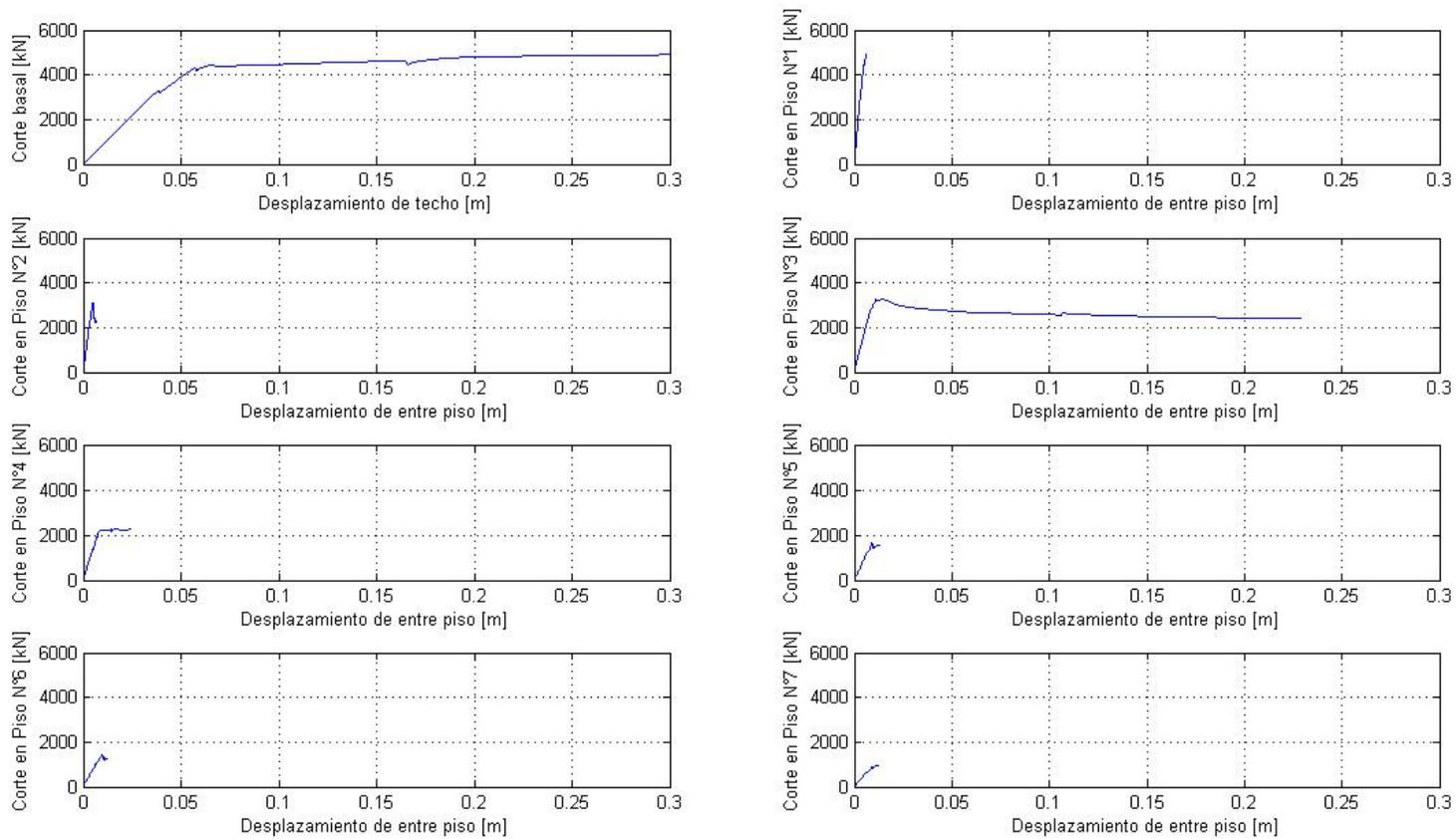


Figura 4.20: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación B, análisis *pushover* según FEMA (2009), dirección X.

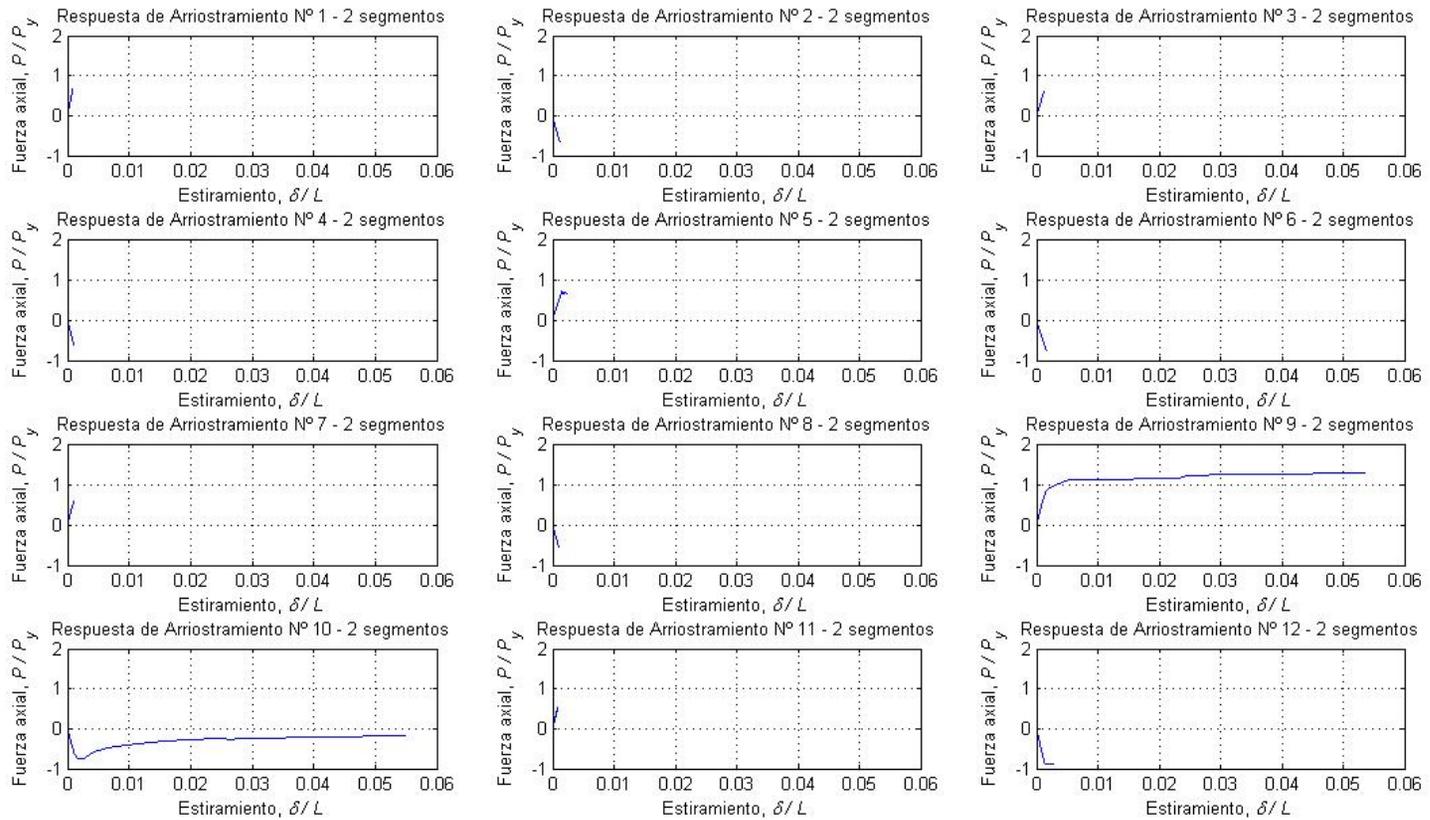


Figura 4.21: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación C, análisis *pushover* según FEMA (2009), dirección X.

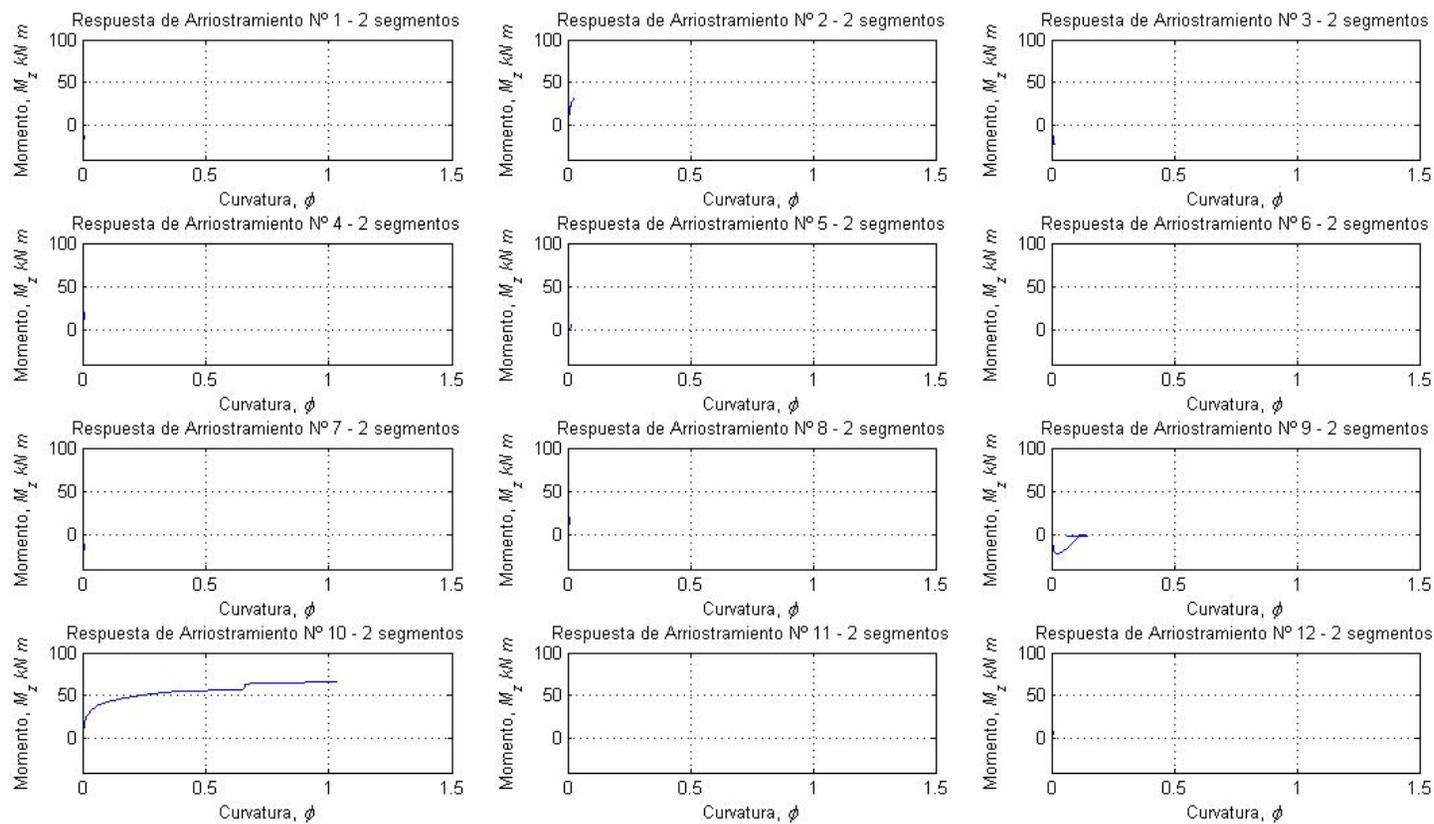


Figura 4.22: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación C, análisis *pushover* según FEMA (2009), dirección X.

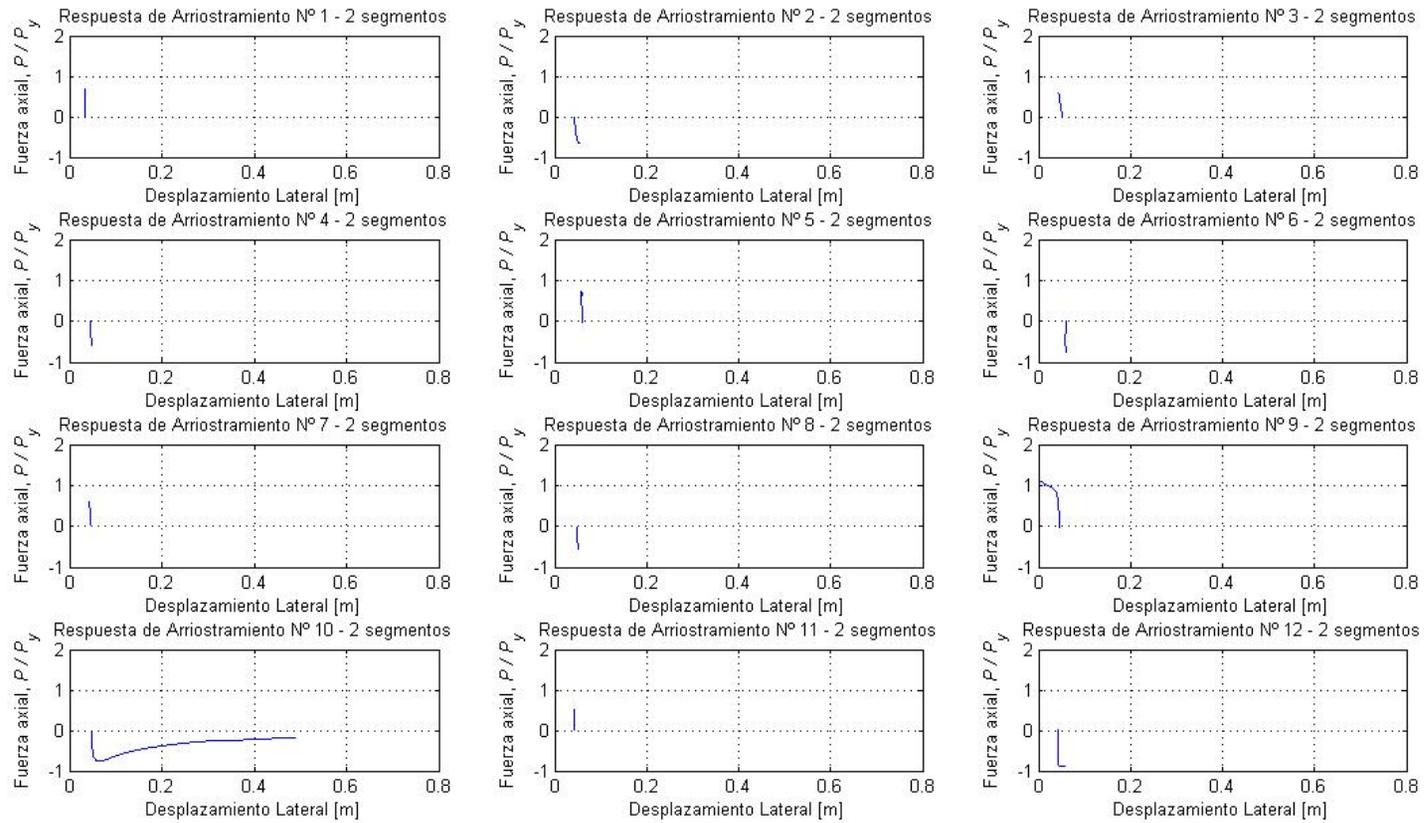


Figura 4.23: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación C, análisis pushover según FEMA (2009), dirección X.

4.1.2 Análisis Pushover en dirección Y

4.1.2.1 Pushover Cuadrado

Al igual que en el caso en dirección X, el perfil de fuerzas fue constante en la altura, con valor igual a 1 kN, pero aplicado sobre los nodos de unión viga-columna de la elevación C (ver ANEXO A), controlando las deformaciones observadas en dirección Y de un punto medio a la altura del techo, hasta alcanzar el 1,5% de la altura total en desplazamiento lateral.

En el gráfico pushover (Figura 4.25) puede observarse saltos en el Corte Basal similares, pero de mayor magnitud, a los observados en la Figura 4.2 que ocurren debido al pandeo de arriostramientos en distintas elevaciones y alturas. Por lo demás, una vez superado el comportamiento lineal y el salto en esfuerzos, éstos aumentan sin verse finalmente un decaimiento del corte. También se puede ver en la Figura 4.26 que, a diferencia de lo ocurrido en el caso anterior, a niveles inferiores se observa de mejor manera el decaimiento en la sumatoria de esfuerzos de corte del nivel respecto del desplazamiento de entre piso, donde ocurren los pandeos de los elementos. En cambio, para los últimos niveles, la sumatoria de esfuerzos y desplazamientos de entre piso se mantienen cercanos a cero debido a que éstos se concentran en pisos inferiores.

Similar al caso anterior, para efectos de cálculo de la pendiente elástica que δ_{yeff} (ecuación 2-XI) define, los valores de $V_{máx}$ y δ_u serán considerados como el último punto obtenido en el análisis.

En cuanto a arriostramientos, la respuesta de éstos, por elevación, se resumen entre la Figura 4.27 y Figura 4.35, limitando los resultados a los niveles donde ocurre el pandeo de estos elementos. En éstas se puede observar los mismos comportamientos observados para la dirección X: Carga Axial vs. Estiramiento del elemento, Momento vs. Curvatura y Carga Axial vs. Desplazamiento Lateral. De igual manera se grafica los valores absolutos de desplazamiento, estiramiento y curvatura con el único fin de hacer más fácil la comparación de los comportamientos haciendo uso de una escala única, mientras que para los esfuerzos graficados, una carga axial negativa señala un elementos comprimido y positiva uno en tracción.

Los arriostramientos siguen el mismo sistema de numeración que en la dirección anterior (Figura 4.24). Además, sólo se ha considerado para efectos de estos resultados expuestos lo obtenido sólo para elevaciones en dirección Y, que han sido afectados directamente por el análisis.

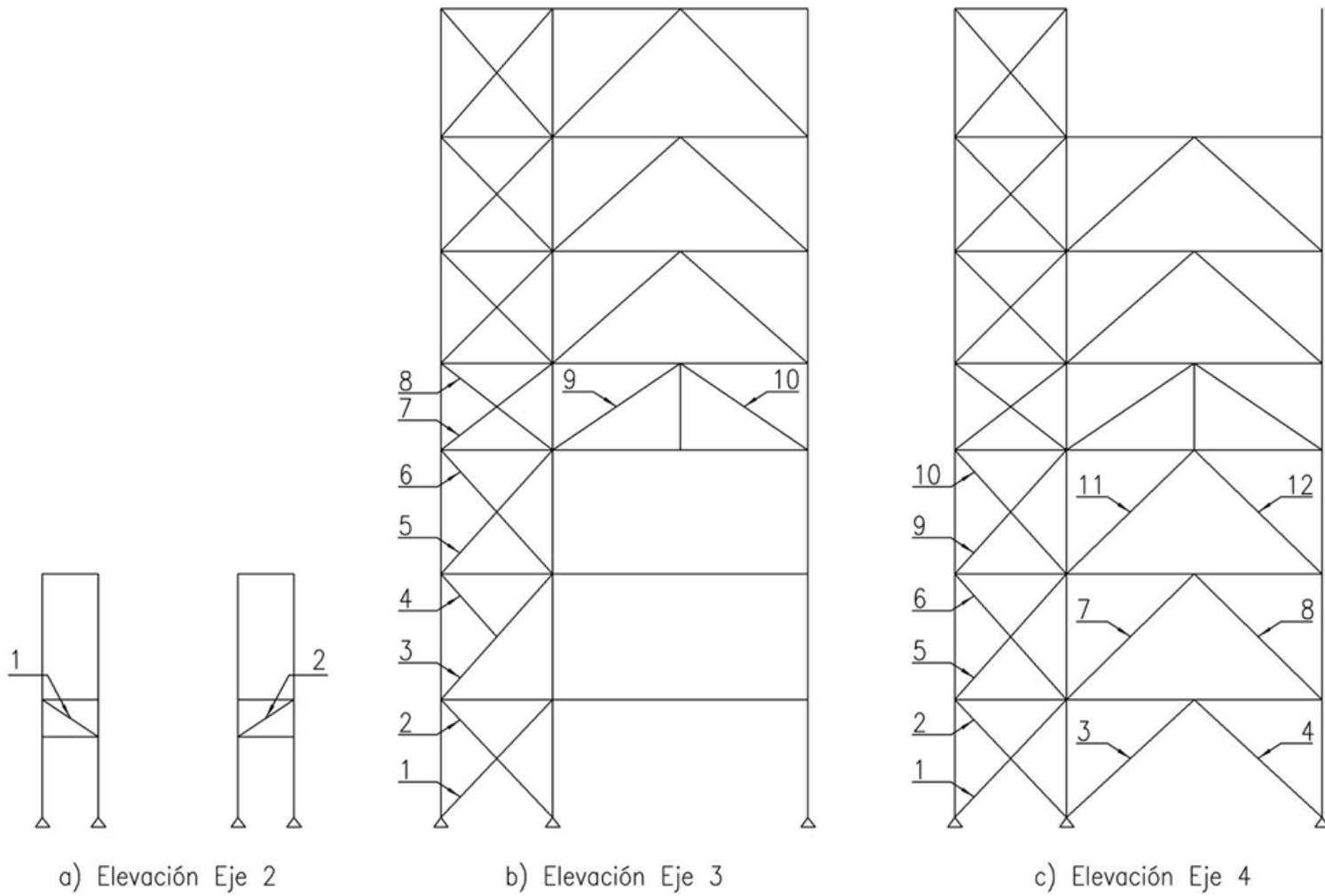


Figura 4.24: Esquema numeración arriostramientos, dirección Y.

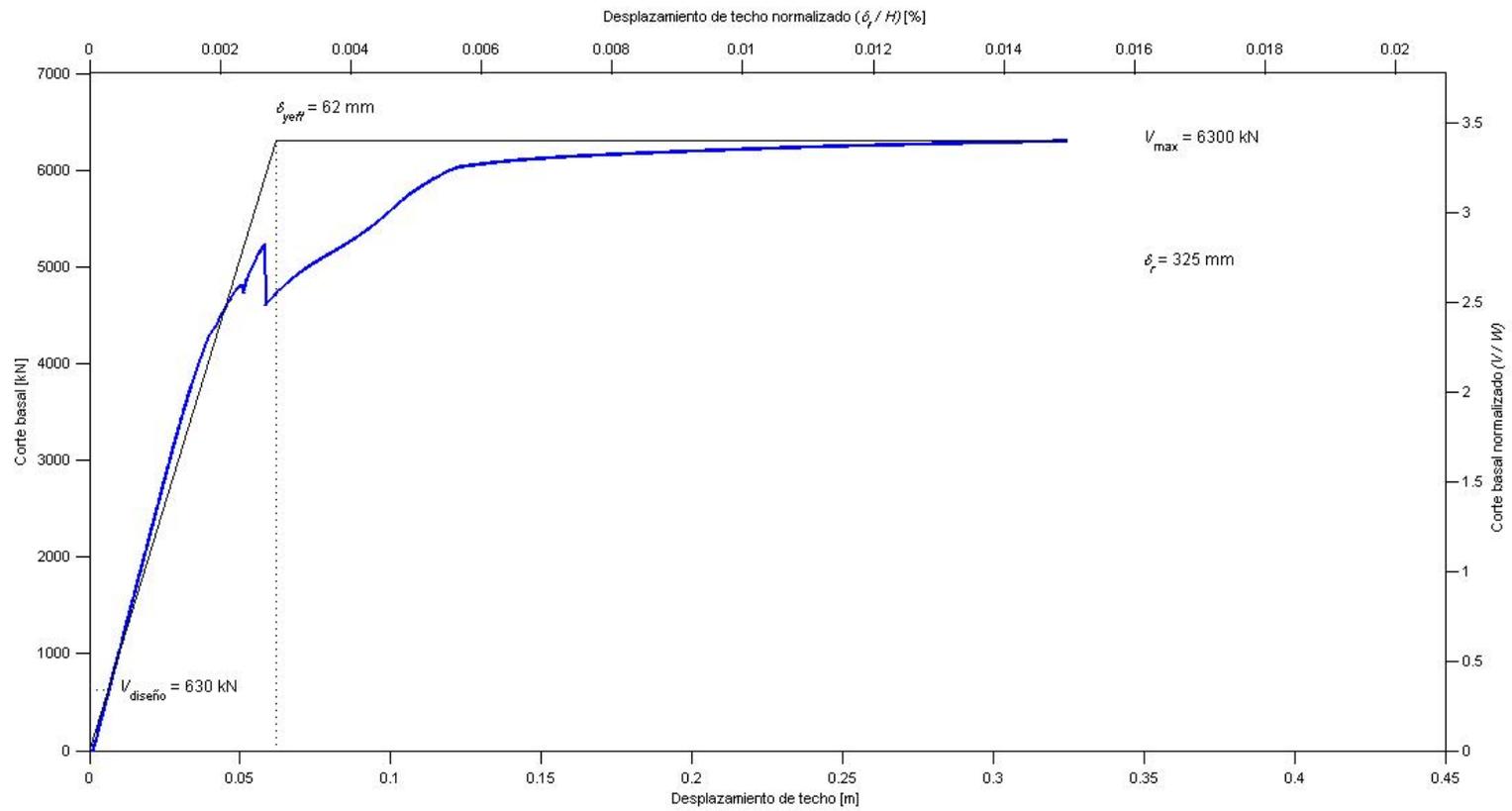


Figura 4.25: Curva *Pushover*, dirección Y.

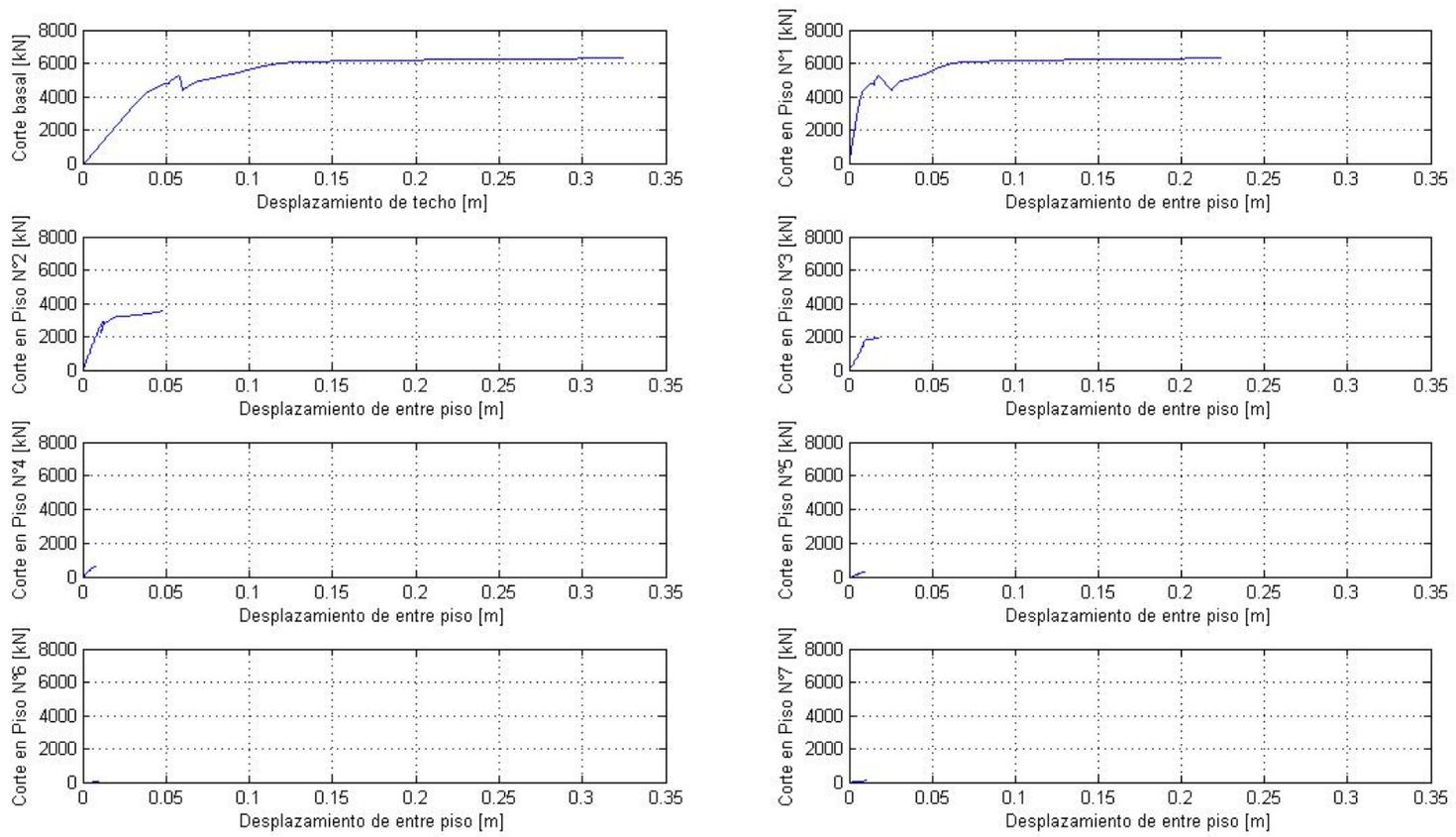


Figura 4.26: Curva *Pushover* por piso, dirección Y.

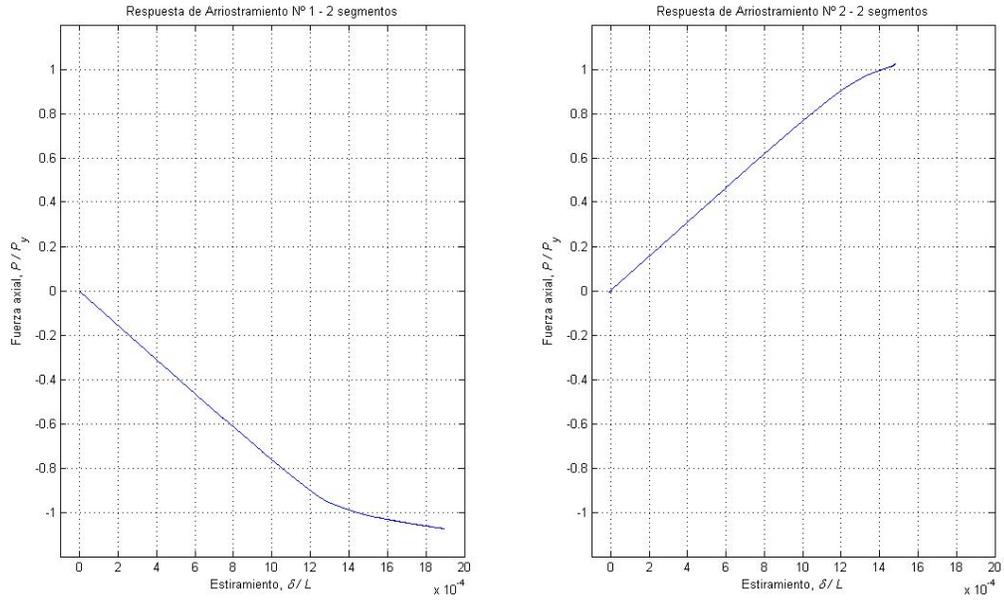


Figura 4.27: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover*, dirección Y.

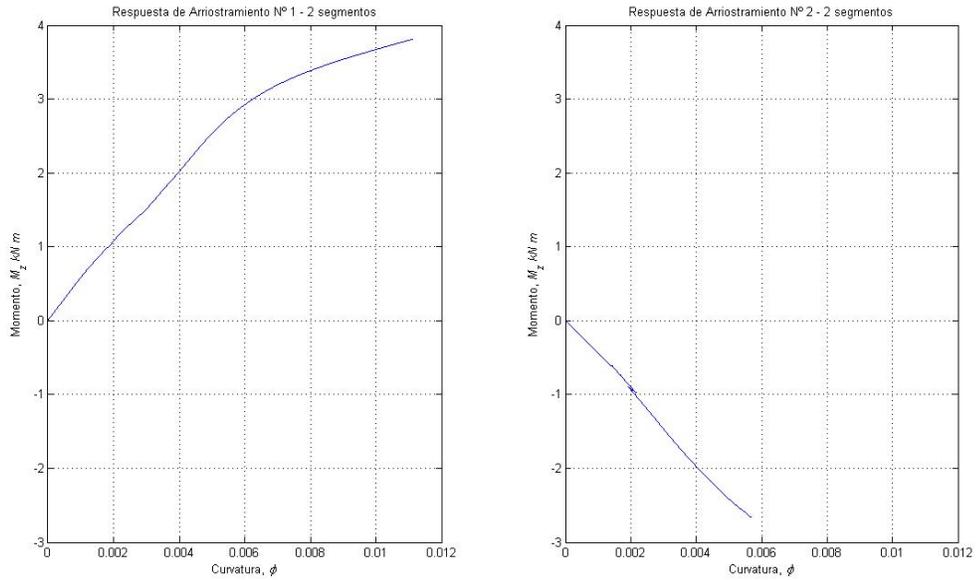


Figura 4.28: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover*, dirección Y.

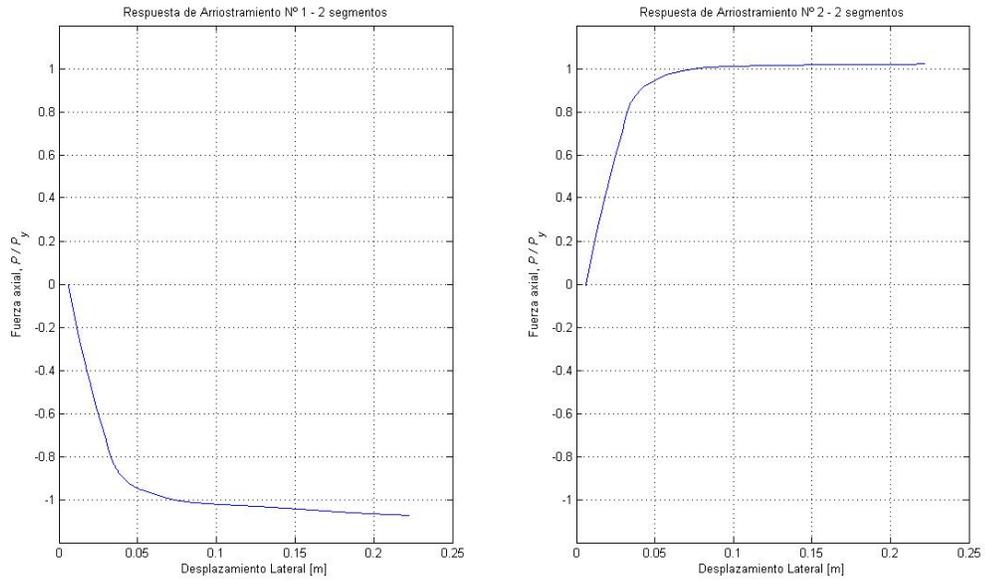


Figura 4.29: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover*, dirección Y.

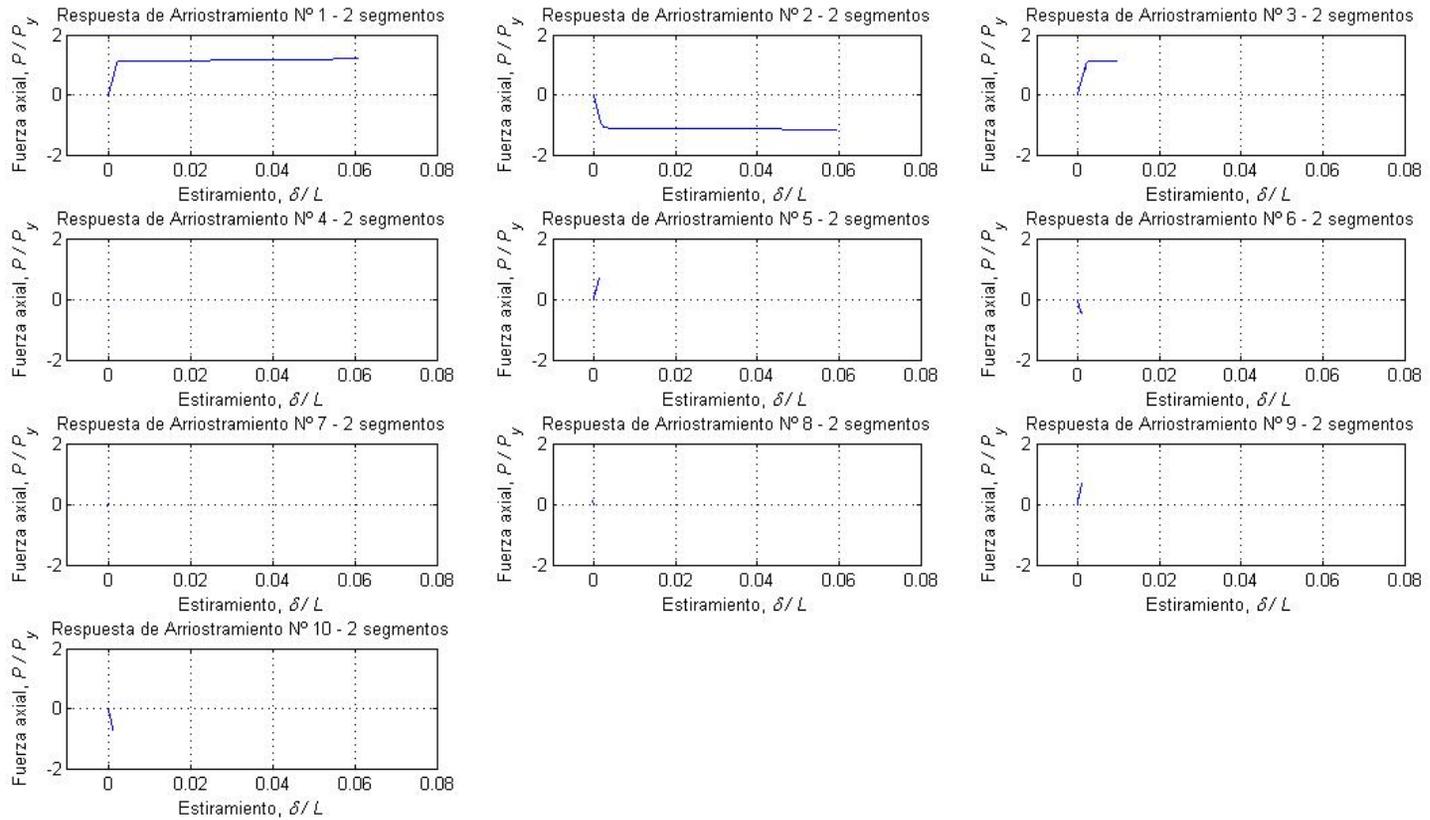


Figura 4.30: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 3, análisis *pushover*, dirección Y.

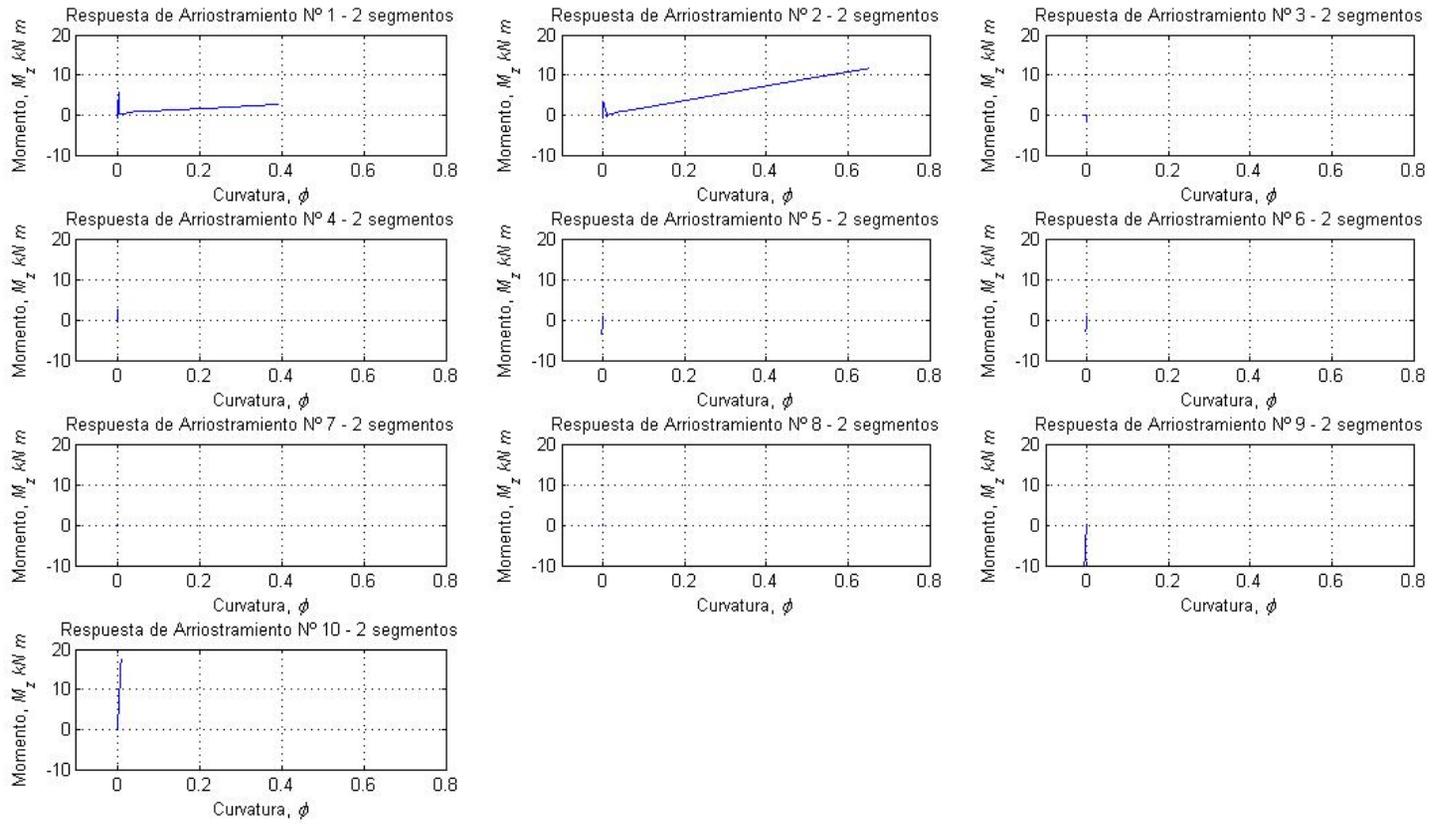


Figura 4.31: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 3, análisis *pushover*, dirección Y.

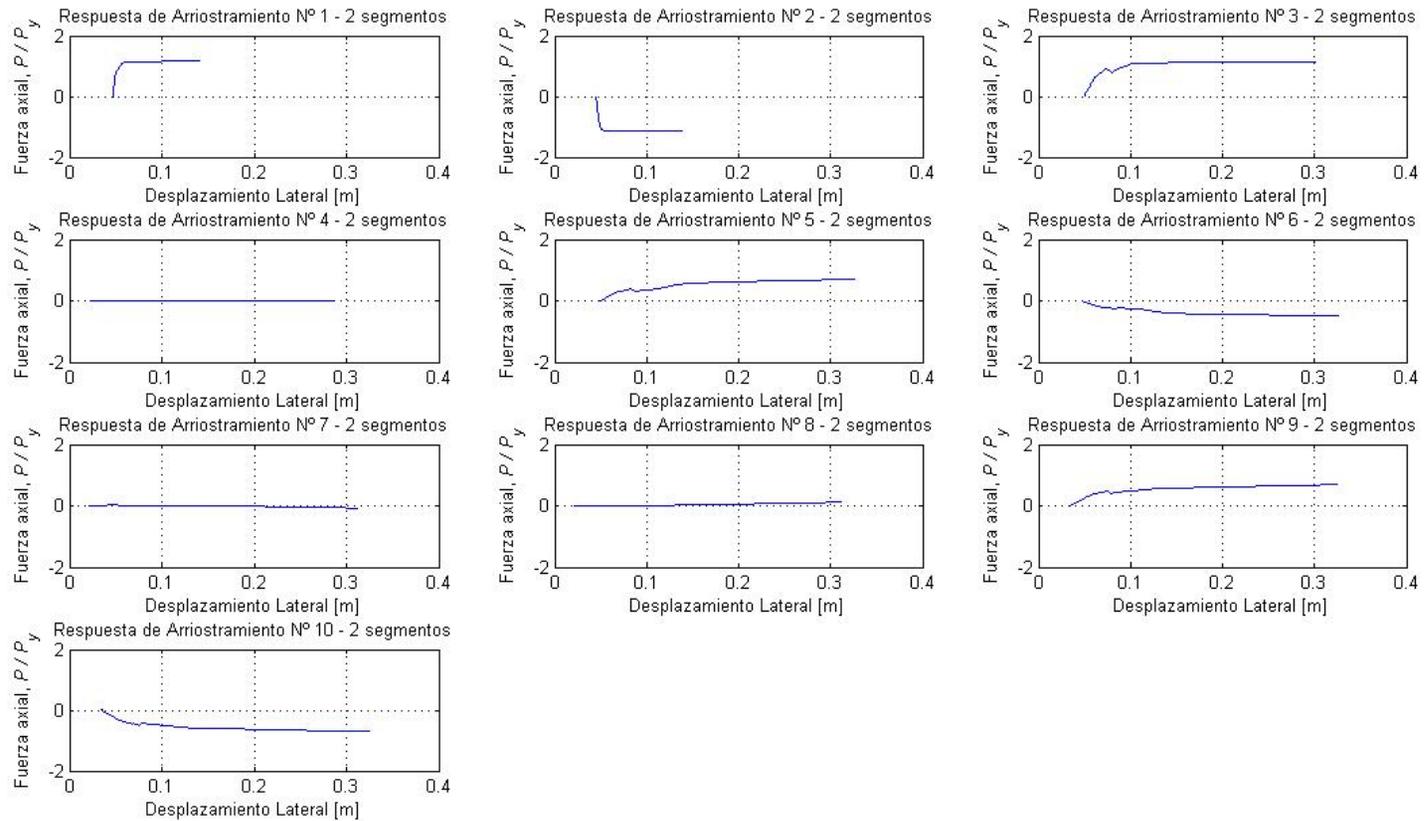


Figura 4.32: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 3, análisis *pushover*, dirección Y.

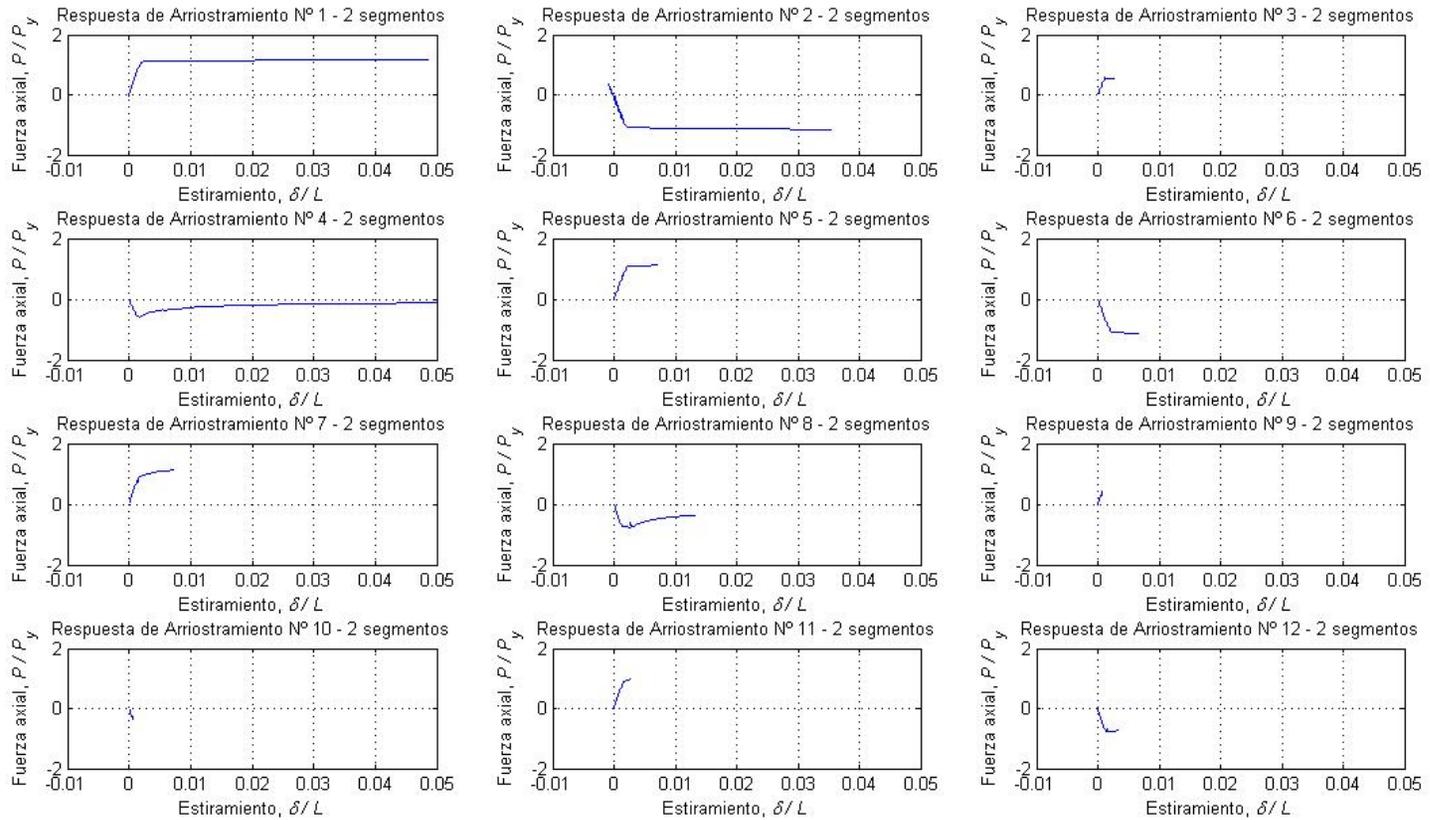


Figura 4.33: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover*, dirección Y.

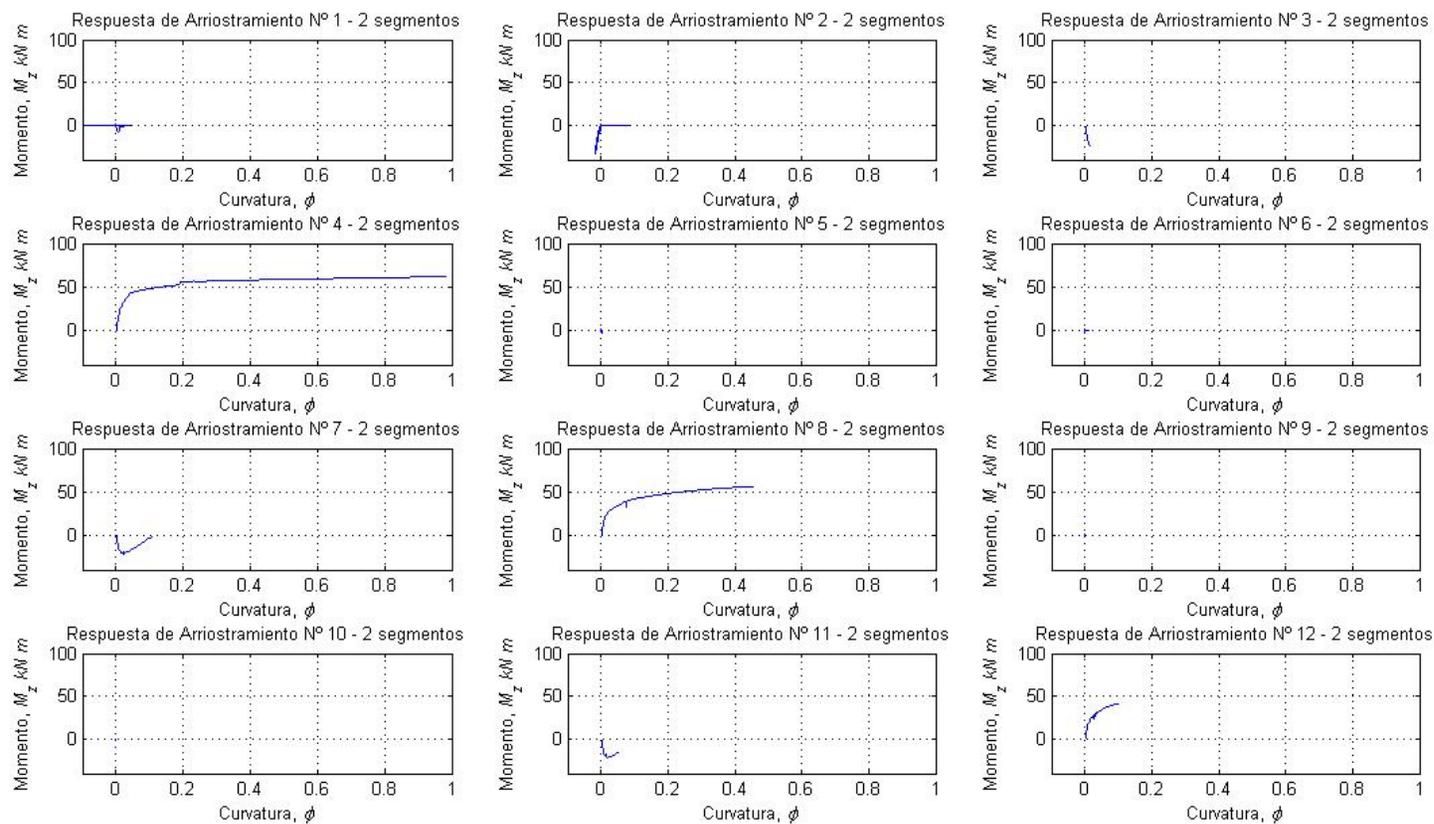


Figura 4.34: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover*, dirección Y.

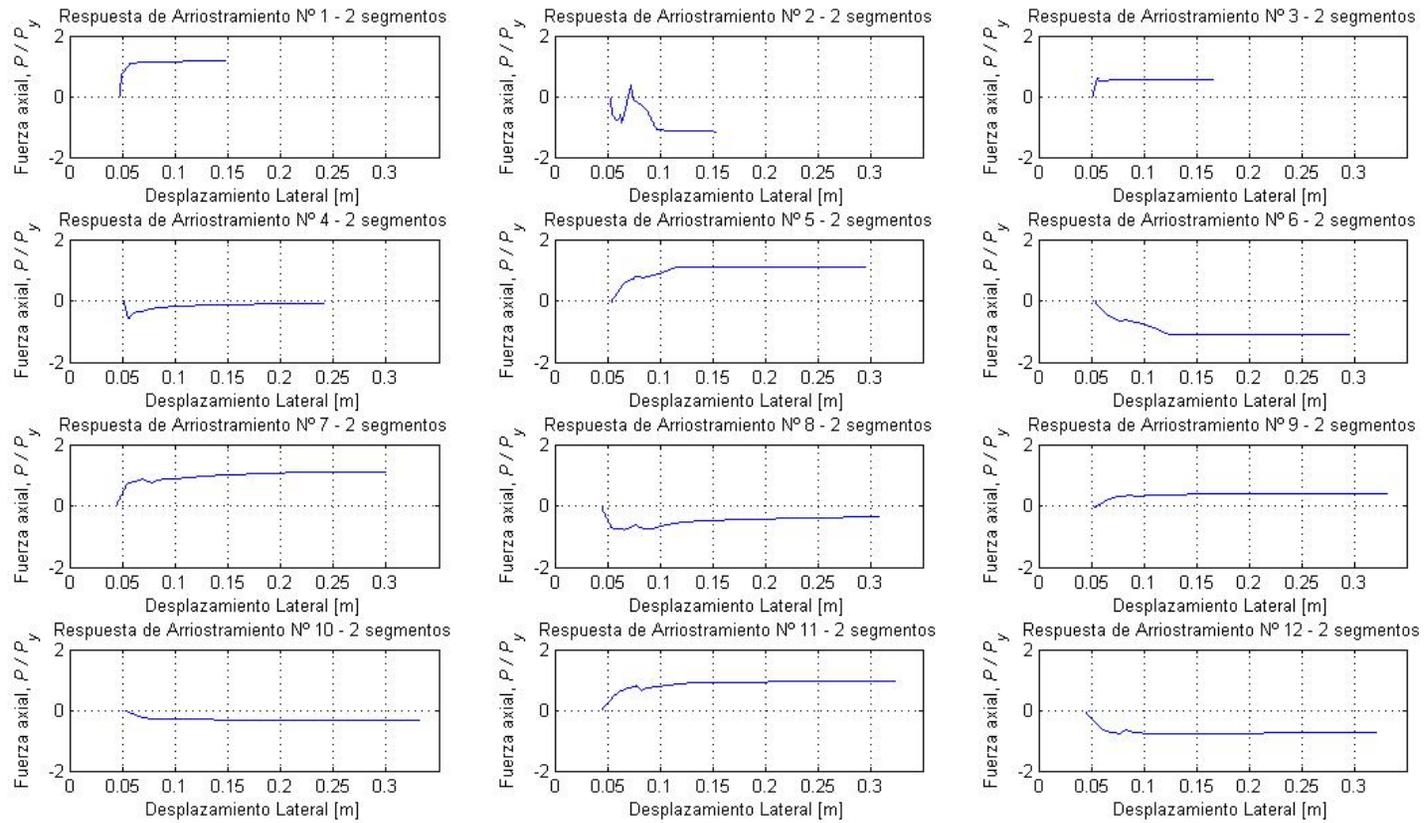


Figura 4.35: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover*, dirección Y.

4.1.2.2 Pushover según FEMA P695

Para este análisis la distribución de esfuerzos en altura es proporcional al producto entre la matriz de masa y el vector modal, asociado al modo predominante. Por lo tanto fue necesaria la extracción de los desplazamientos en cada nivel para el primer modo de vibrar, al igual que el caso en la dirección X, siguiendo su misma metodología.

El perfil de cargas, proporcional al producto entre la masa del piso y su desplazamiento en el modo principal, quedó definido como sigue:

Tabla 4.2: Distribución cargas *Pushover*.

PISO	FUERZA (kN)
8	0,30
7	1,00
6	0,16
5	0,09
4	0,08
3	0,35
2	0,09

Al igual que en el caso anterior, estas fuerzas fueron aplicadas en los nodos de conexión entre vigas y columnas, pero en este análisis, sobre la elevación C, controlando las deformaciones observadas en dirección X de un punto medio a la altura del techo, hasta alcanzar el 1,5% de la altura en desplazamiento lateral.

Puede observarse que tanto el gráfico pushover (Figura 4.36), como los gráficos pushover por piso y de comportamiento de arriostramientos (Figura 4.37 a Figura 4.46), no difieren en gran manera de lo visto para el análisis con perfil constante en altura. De hecho el comportamiento en forma es bastante similar, y ocurre en este caso, al igual que en el anterior, que los arriostramientos que primero sufren pandeo son los de los pisos inferiores.

En cuanto a capacidades, lo observado tanto en este caso como para *pushover* con perfil de fuerzas cuadrado, se observan diferencias menores para las capacidades máximas alcanzadas. Respecto a la dirección X, estos valores son superiores a los obtenidos en el análisis en esa dirección.

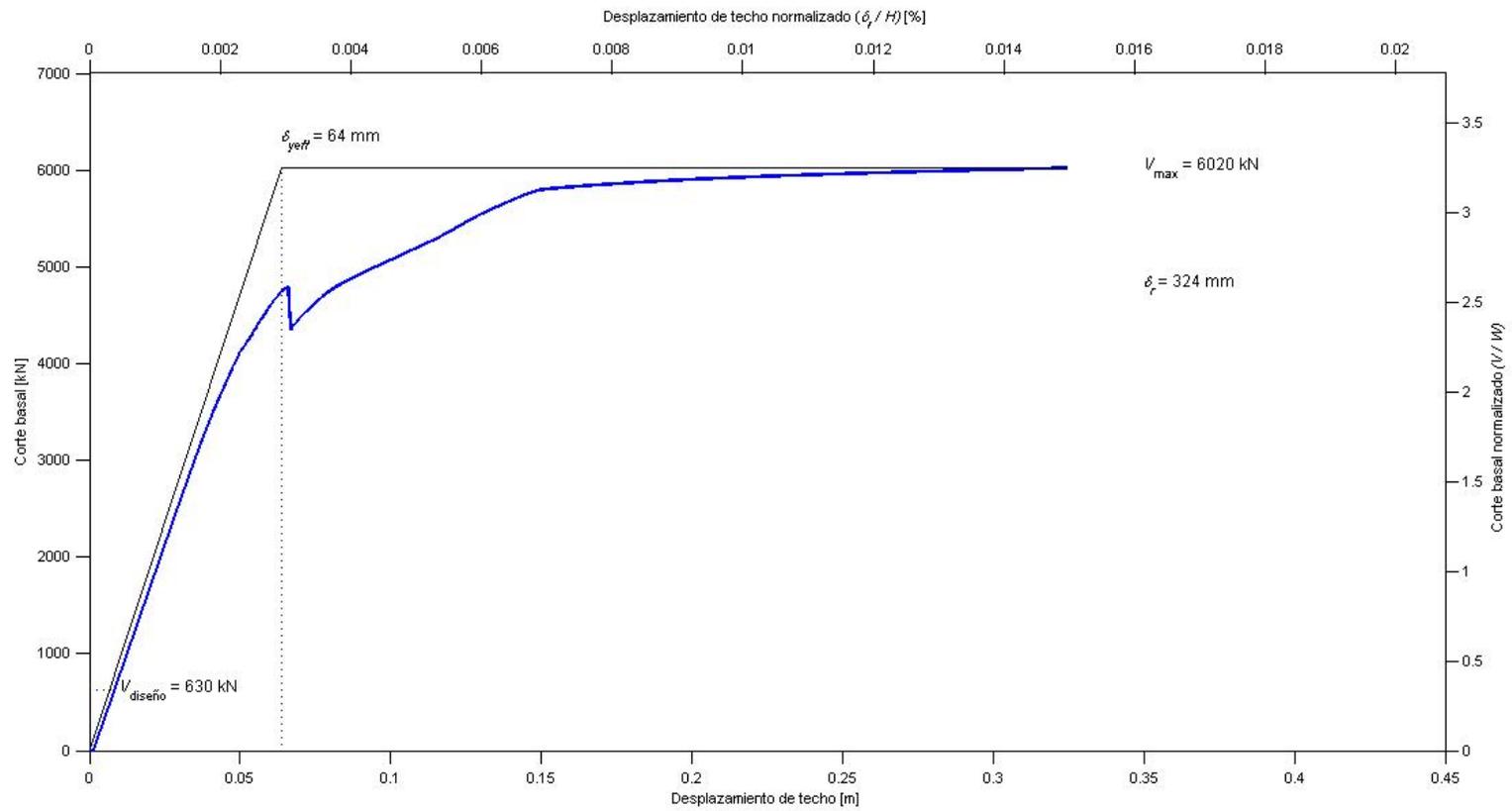


Figura 4.36: Curva *Pushover* según FEMA, dirección Y.

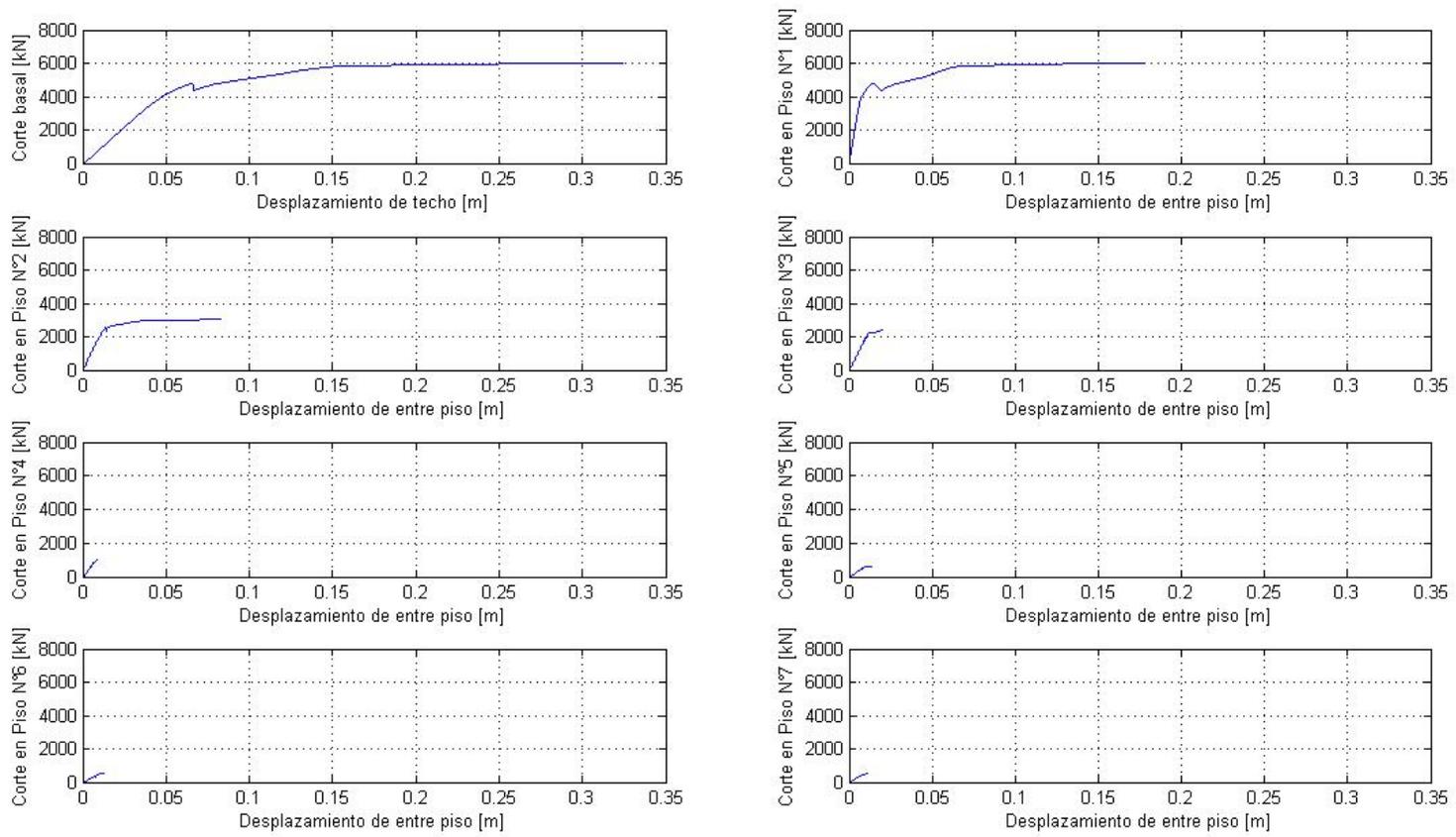


Figura 4.37: Curva Pushover según FEMA por piso, dirección Y.

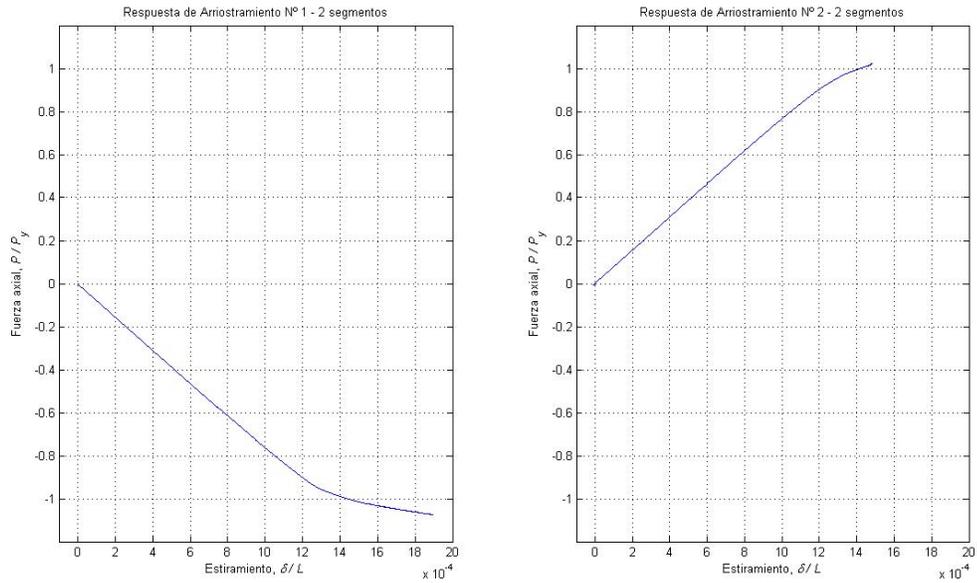


Figura 4.38: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

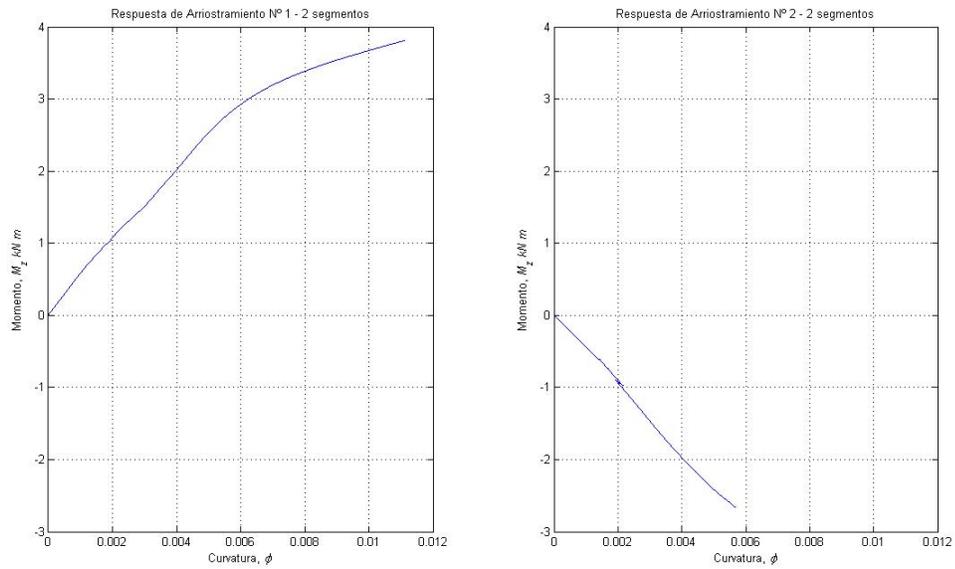


Figura 4.39: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

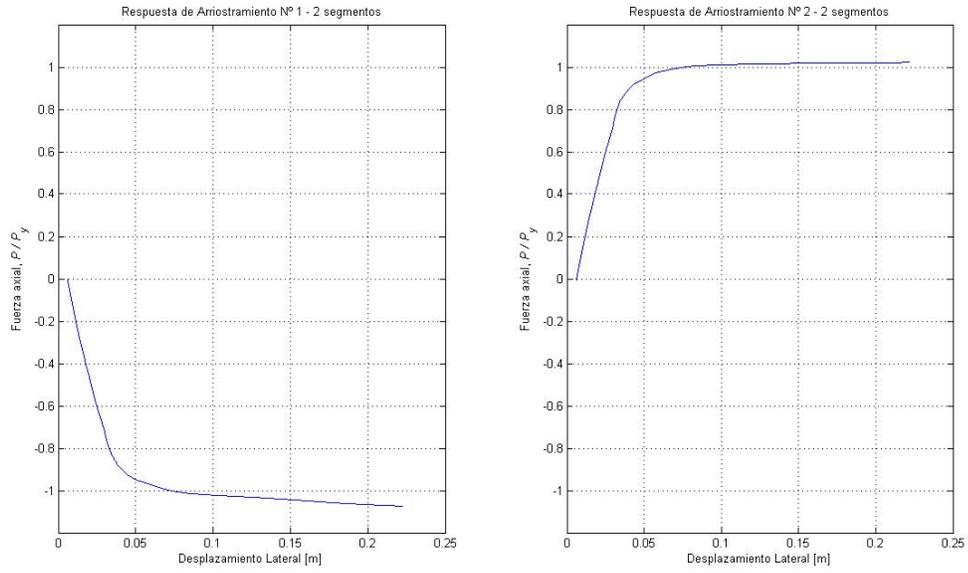


Figura 4.40: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

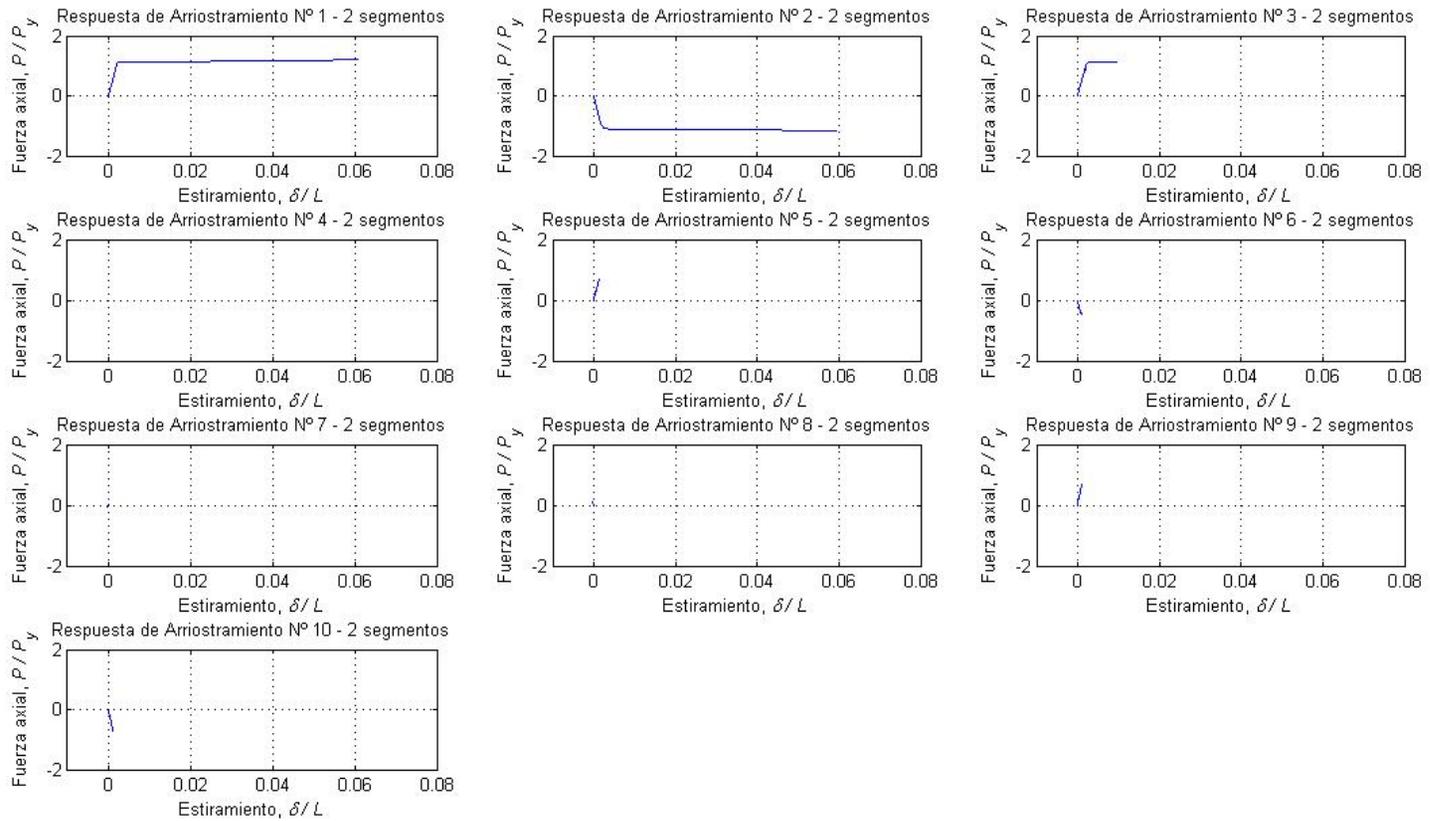


Figura 4.41: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 3, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

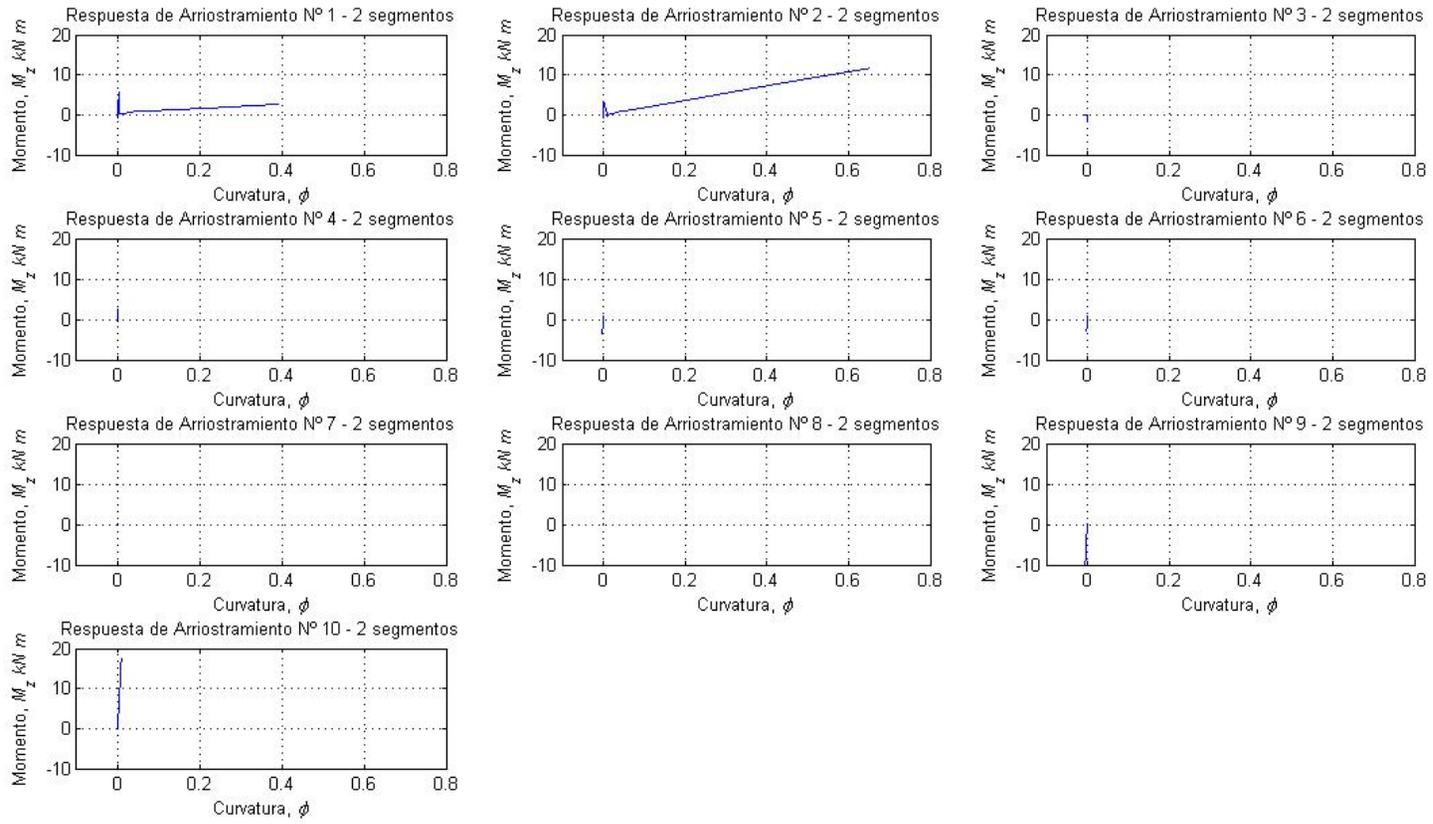


Figura 4.42: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 3, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

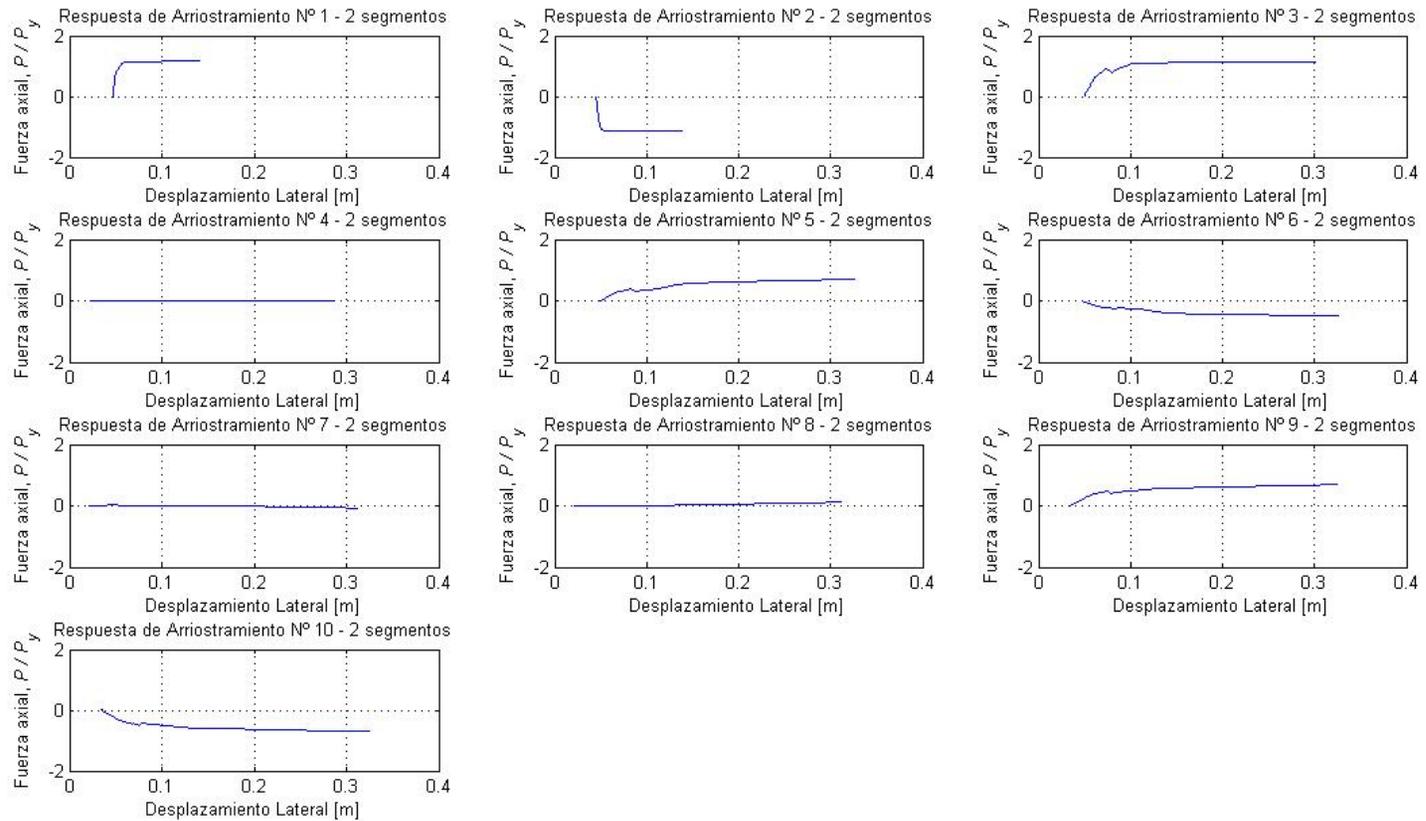


Figura 4.43: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 3, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

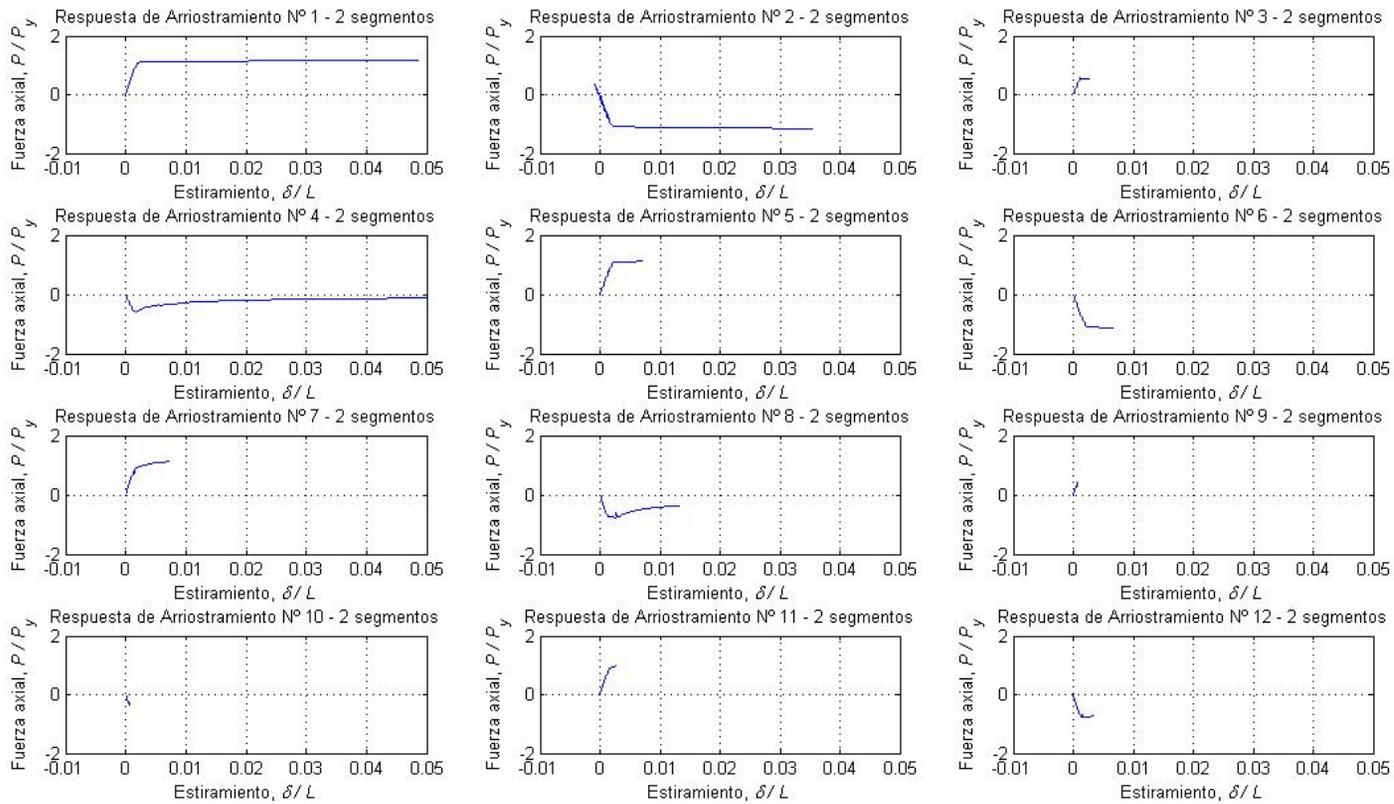


Figura 4.44: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

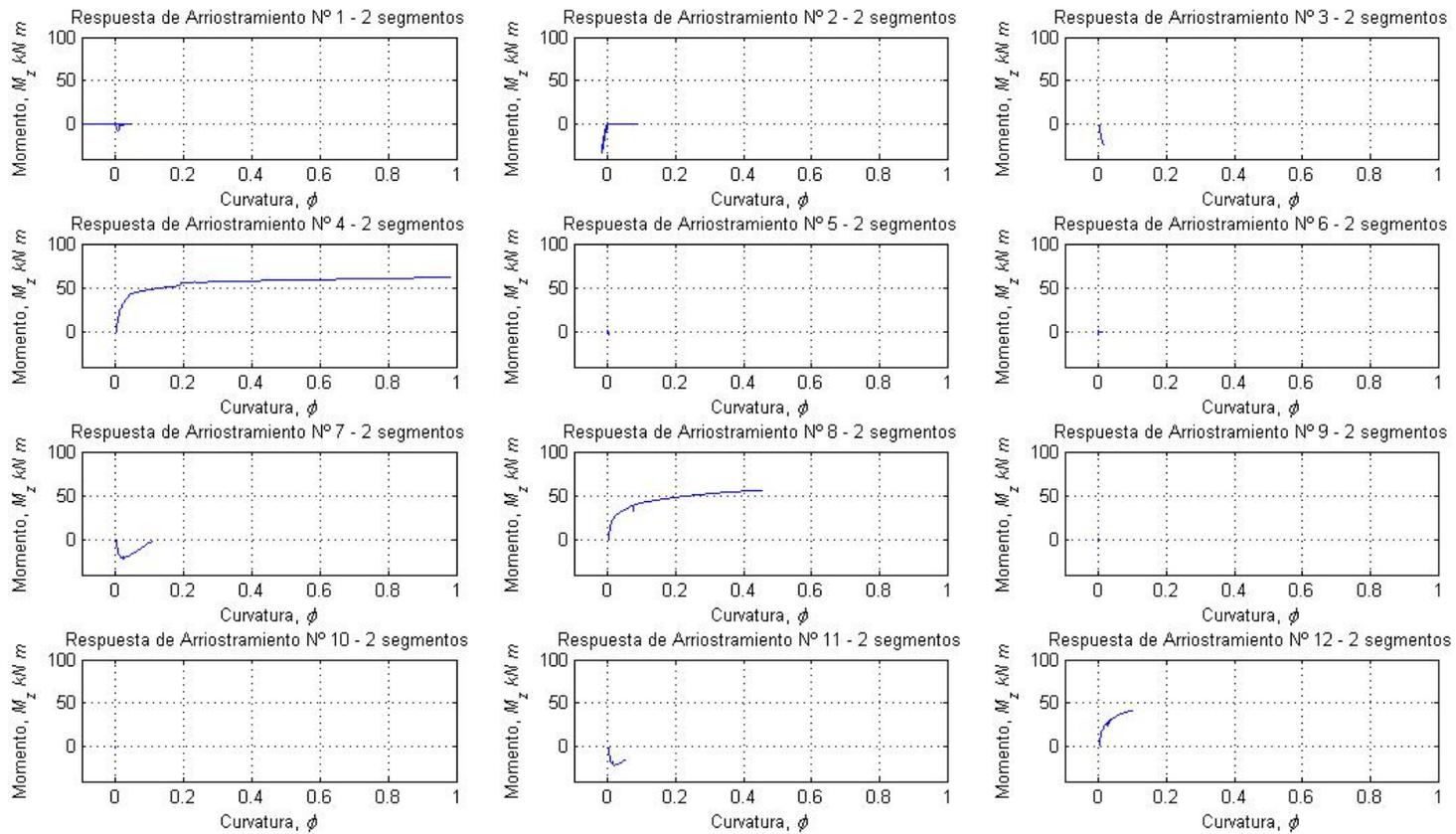


Figura 4.45: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

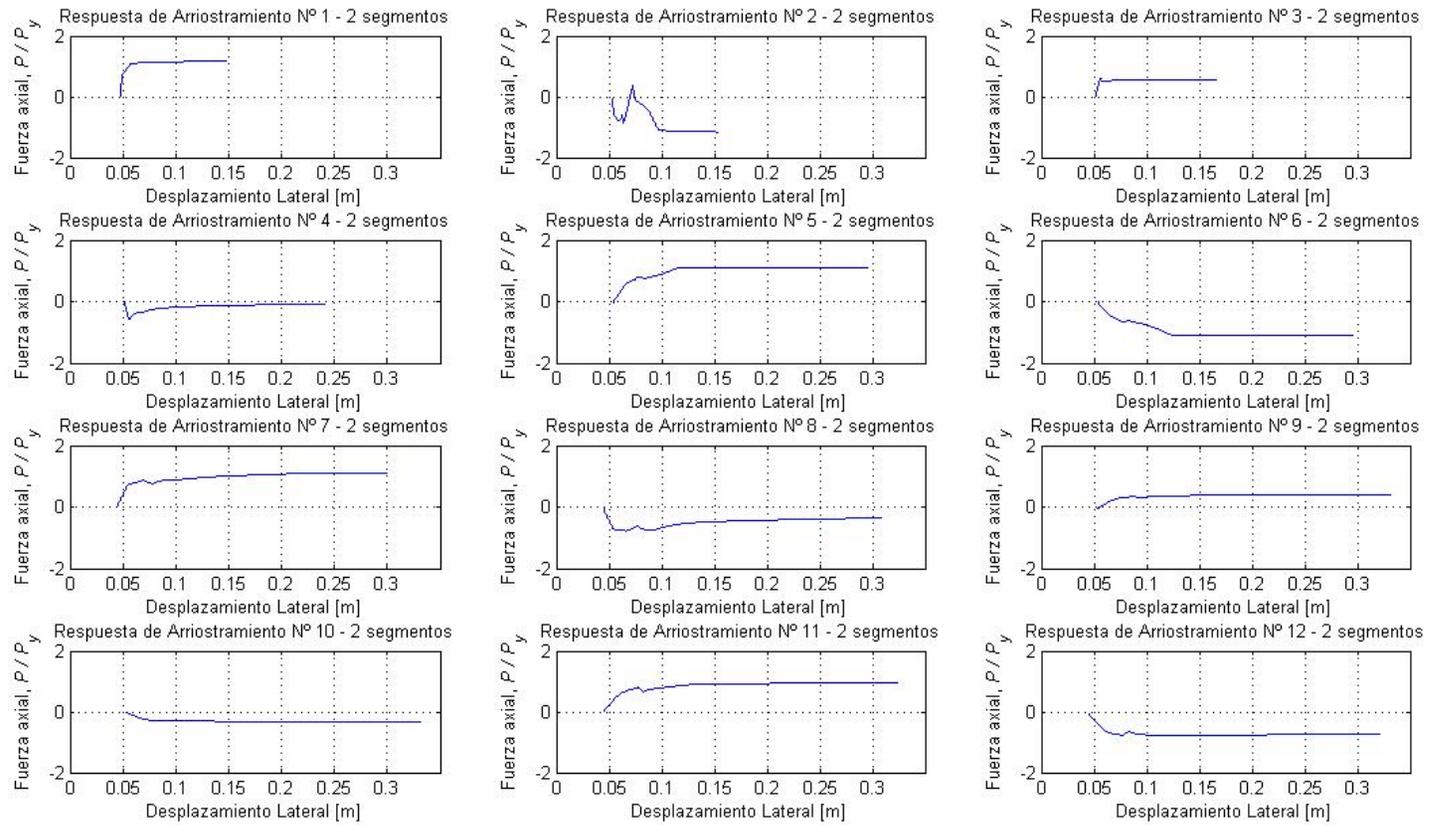


Figura 4.46: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover* según FEMA, dirección Y.

4.1.3 Análisis Pushover Cíclico en dirección X

El análisis de comportamiento cíclico de la estructura se llevó a cabo aplicando, al igual que en los casos anteriores, las fuerzas en los nodos de unión entre vigas y columnas de la elevación 4 (ver ANEXO A). La distribución de fuerzas en altura fue la recomendada en el documento FEMA P695 (2009), equivalente a lo visto en la Tabla 4.1. Los ciclos de carga y descarga para alcanzar cierto desplazamiento de techo como aparece en la Figura 4.47.

Los resultados obtenidos, resumidos entre la Figura 4.48 y Figura 4.58, muestran los diagramas de histéresis obtenidos tanto para la estructura global como para los arriostramientos de los niveles en que se experimenta pandeo.

Para el caso de los arriostramientos, su respuesta individual se ilustra en diagramas con la evolución de la Carga axial vs. Estiramiento, Momento de flexión vs. Curvatura y Carga axial vs. Desplazamiento en el nodo central de éstos.

Como se puede observar, nuevamente se verifica que para las elevaciones B y C el pandeo de los arriostramientos ocurre a partir del tercer piso, mientras que en la elevación A ocurre pandeo en los tres primeros.

Por lo demás, el comportamiento cíclico individual obtenido para cada elemento se asemeja a lo obtenido por Uriz (*et al*, 2008) para perfiles no compactos, por lo tanto los resultados parecen ser bastante fieles a lo que ocurriría en una situación real, y significan un buen precedente para lo obtenido en análisis sísmicos.

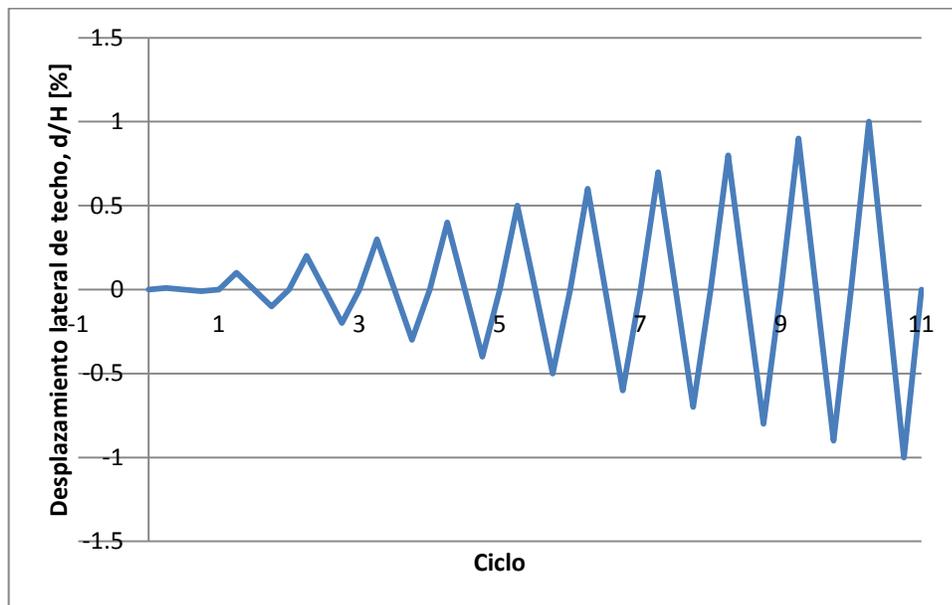


Figura 4.47: Historia de desplazamientos.

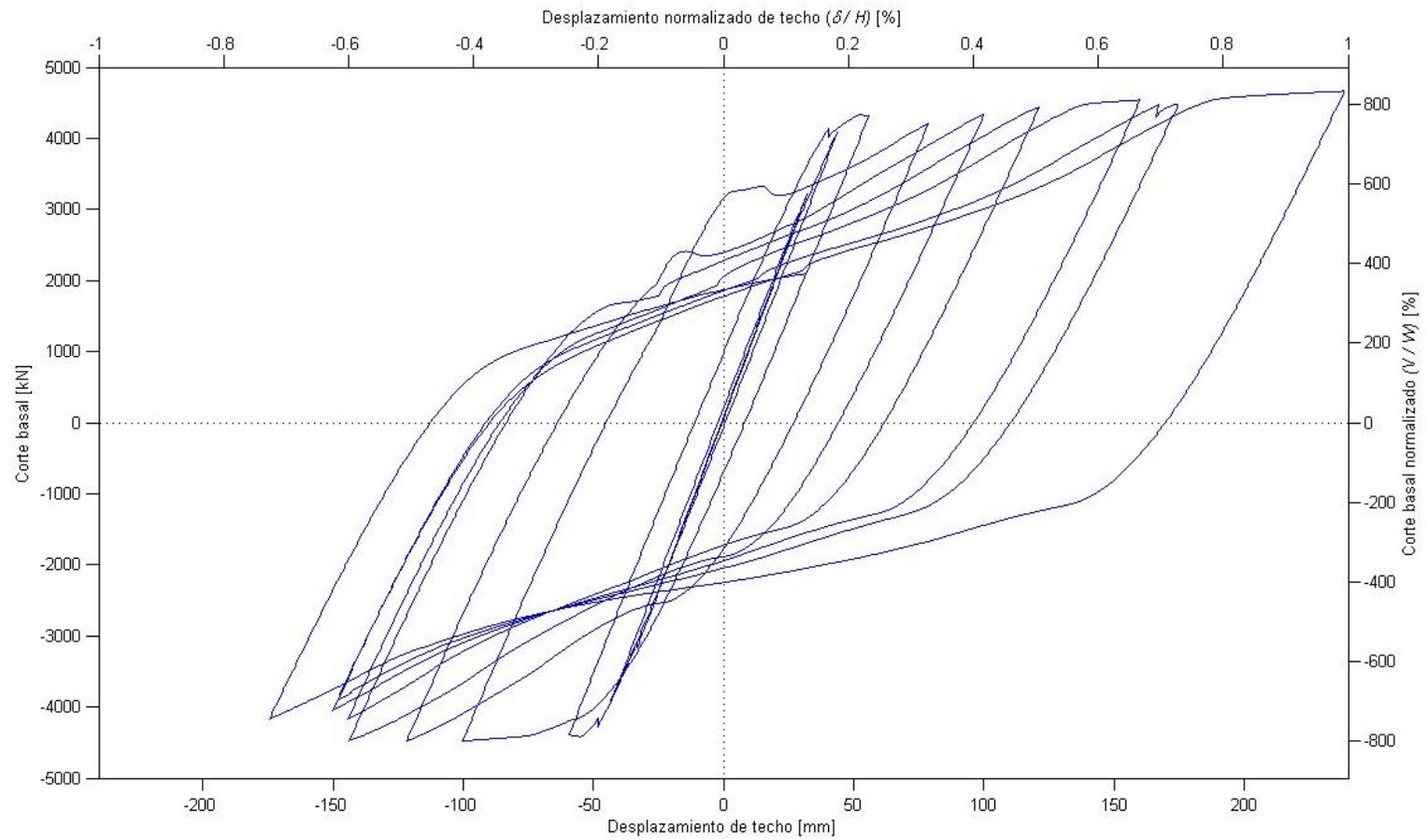


Figura 4.48: Respuesta cíclica de modelo Proyecto 1, dirección X.

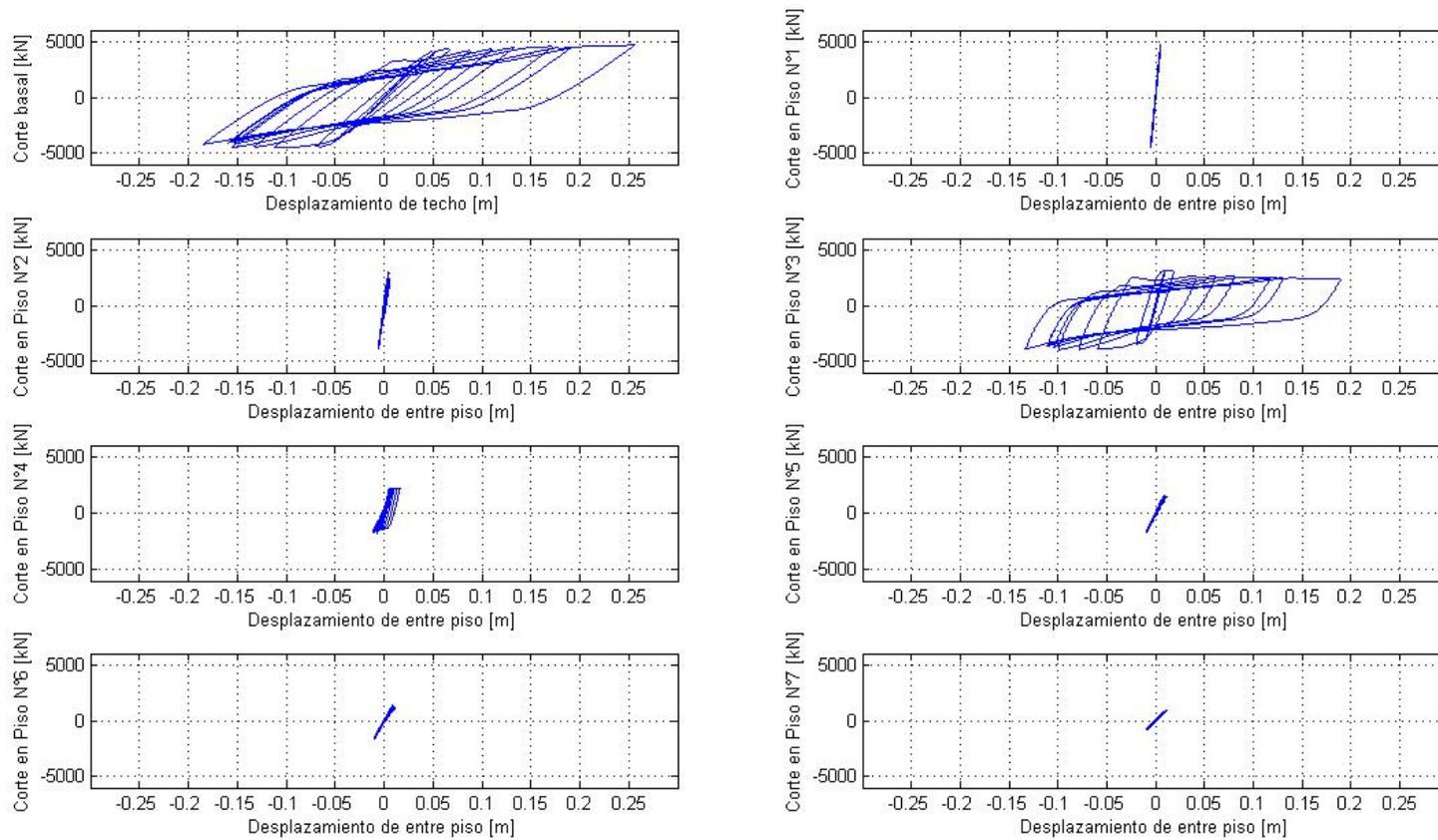


Figura 4.49: Respuesta cíclica de modelo Proyecto 1 por piso, dirección X.

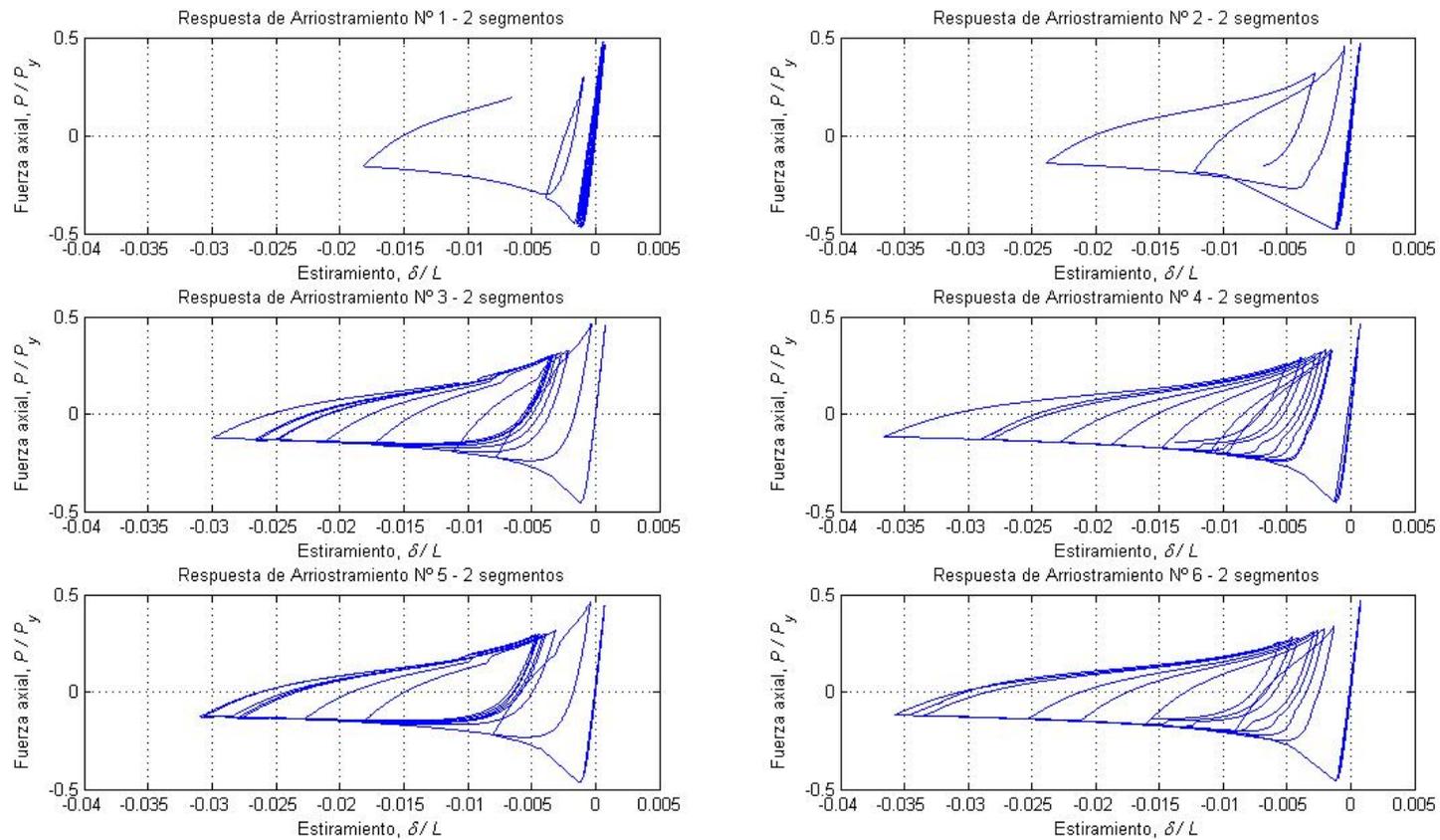


Figura 4.50: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación A, análisis *pushover* cíclico, dirección X.

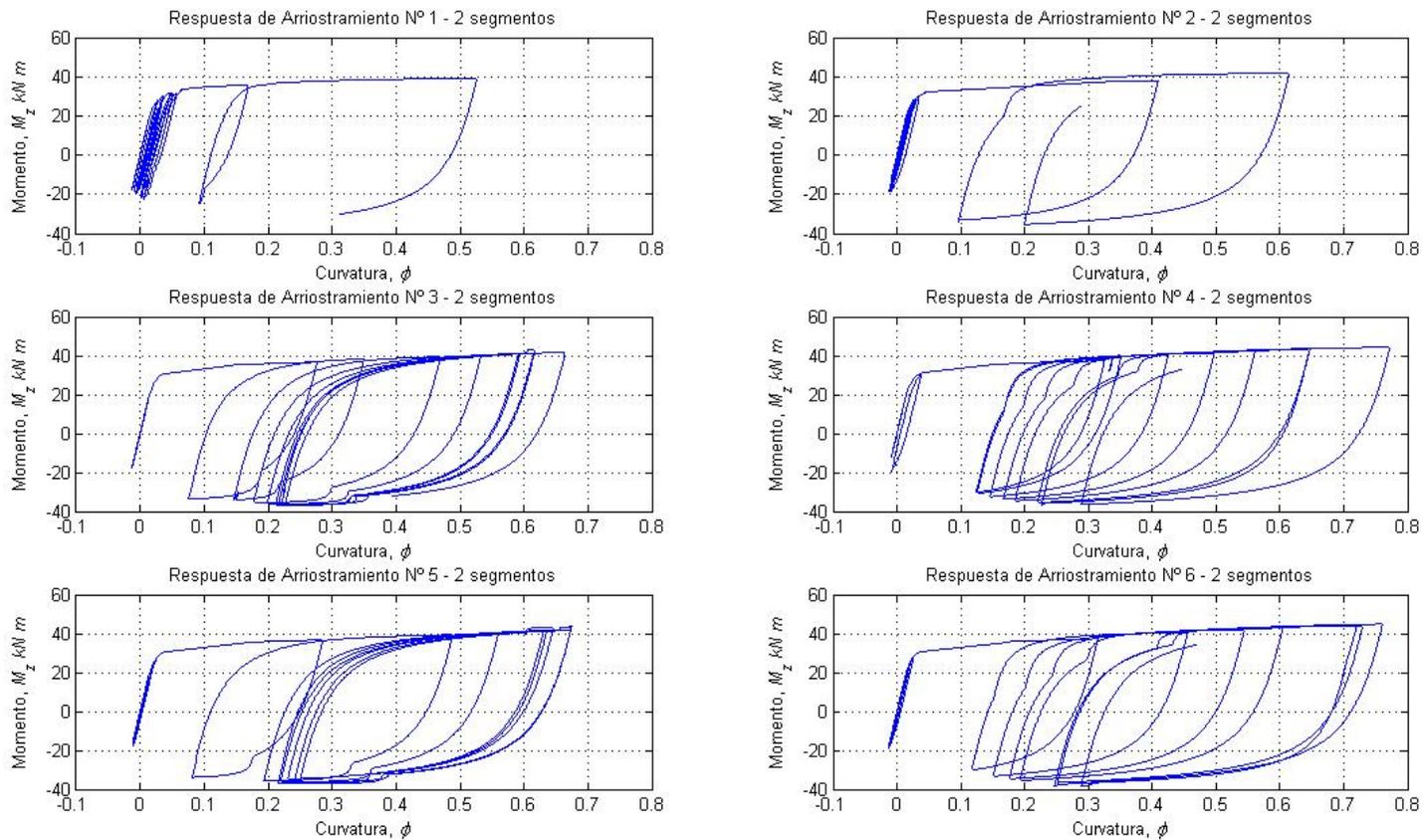


Figura 4.51: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación A, análisis *pushover* cíclico, dirección X.

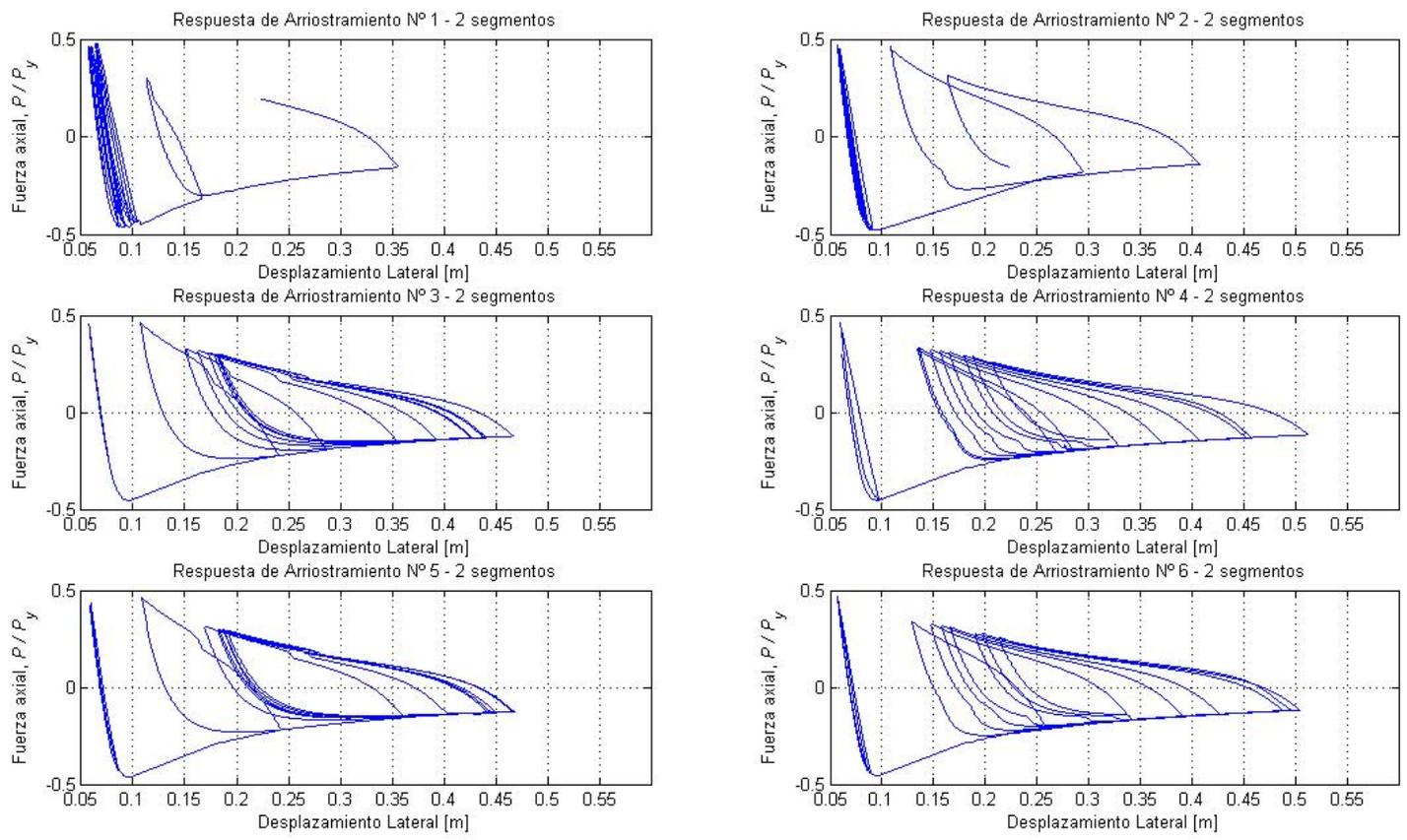


Figura 4.52: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostamientos Elevación A, análisis *pushover* cíclico, dirección X.

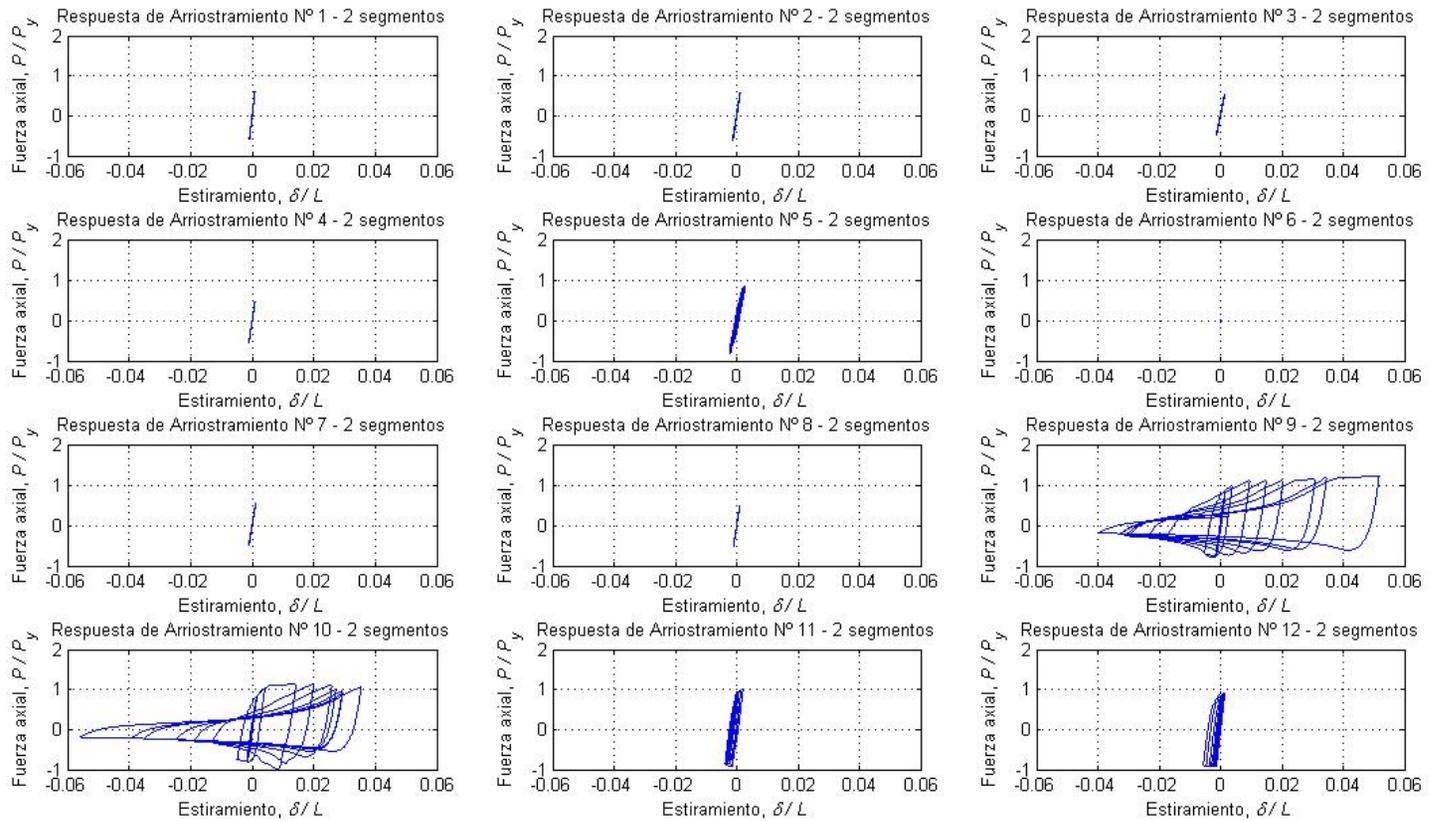


Figura 4.53: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación B, análisis *pushover* cíclico, dirección X.

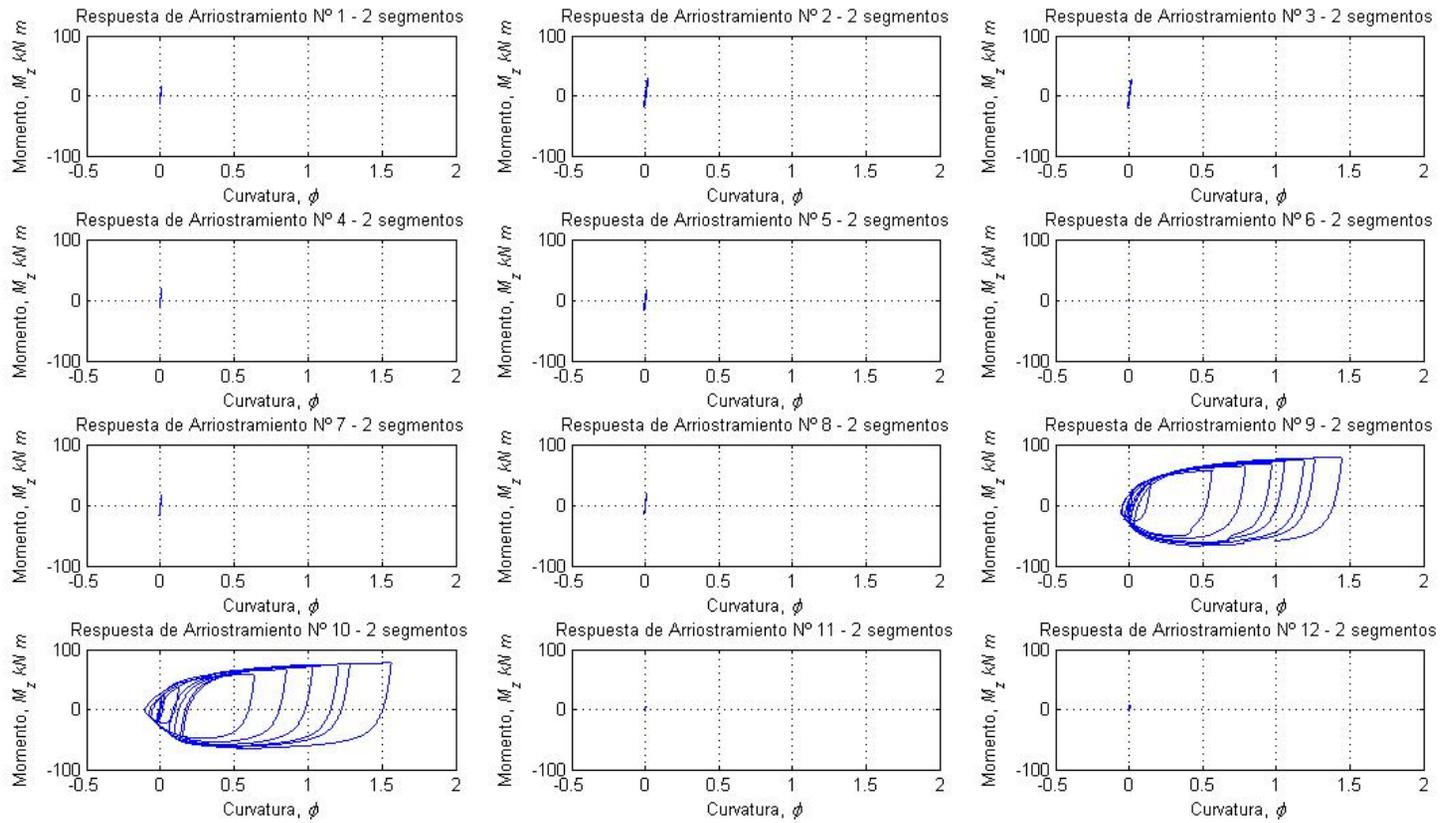


Figura 4.54: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación B, análisis pushover cíclico, dirección X.

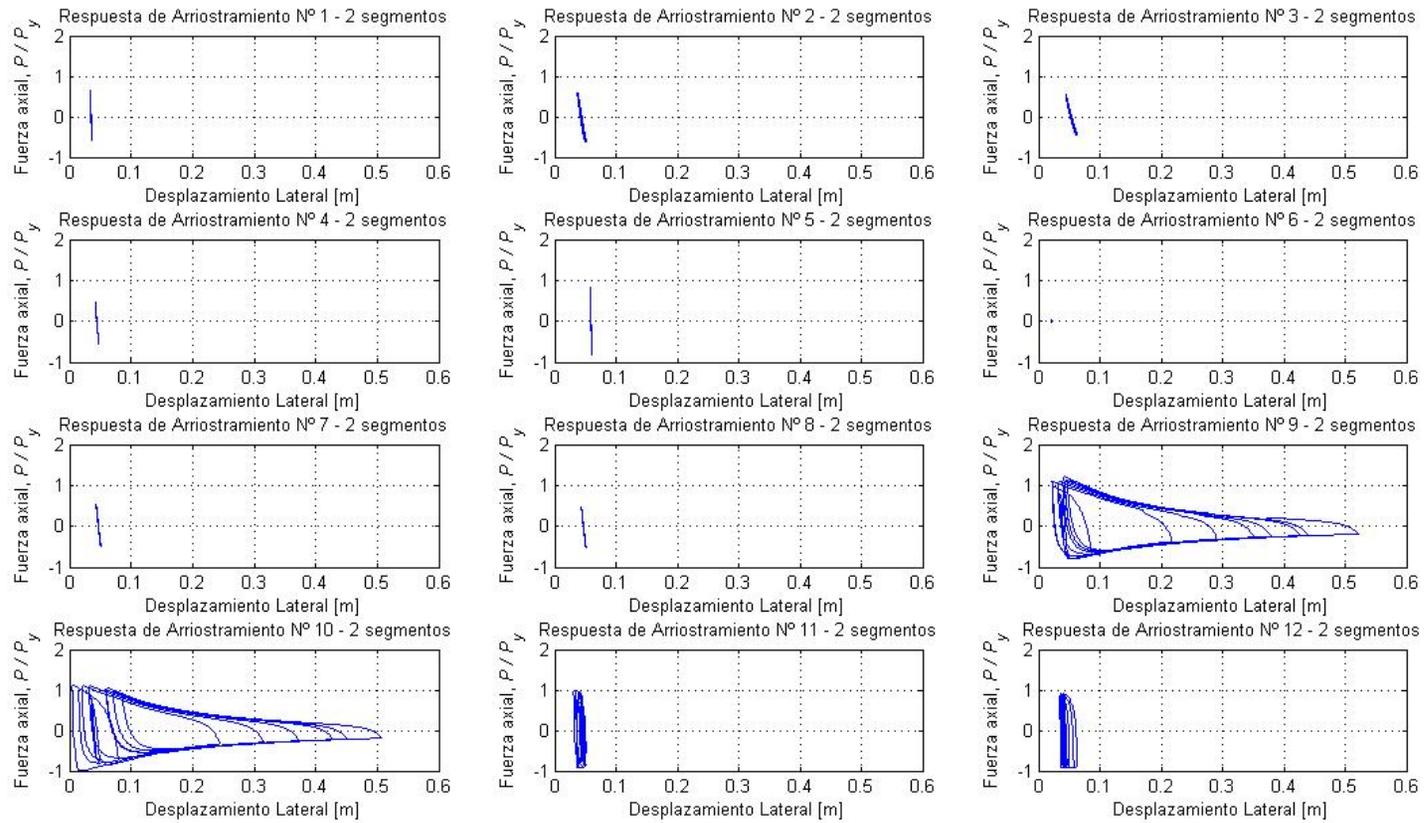


Figura 4.55: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación B, análisis *pushover* cíclico, *dirección X*.

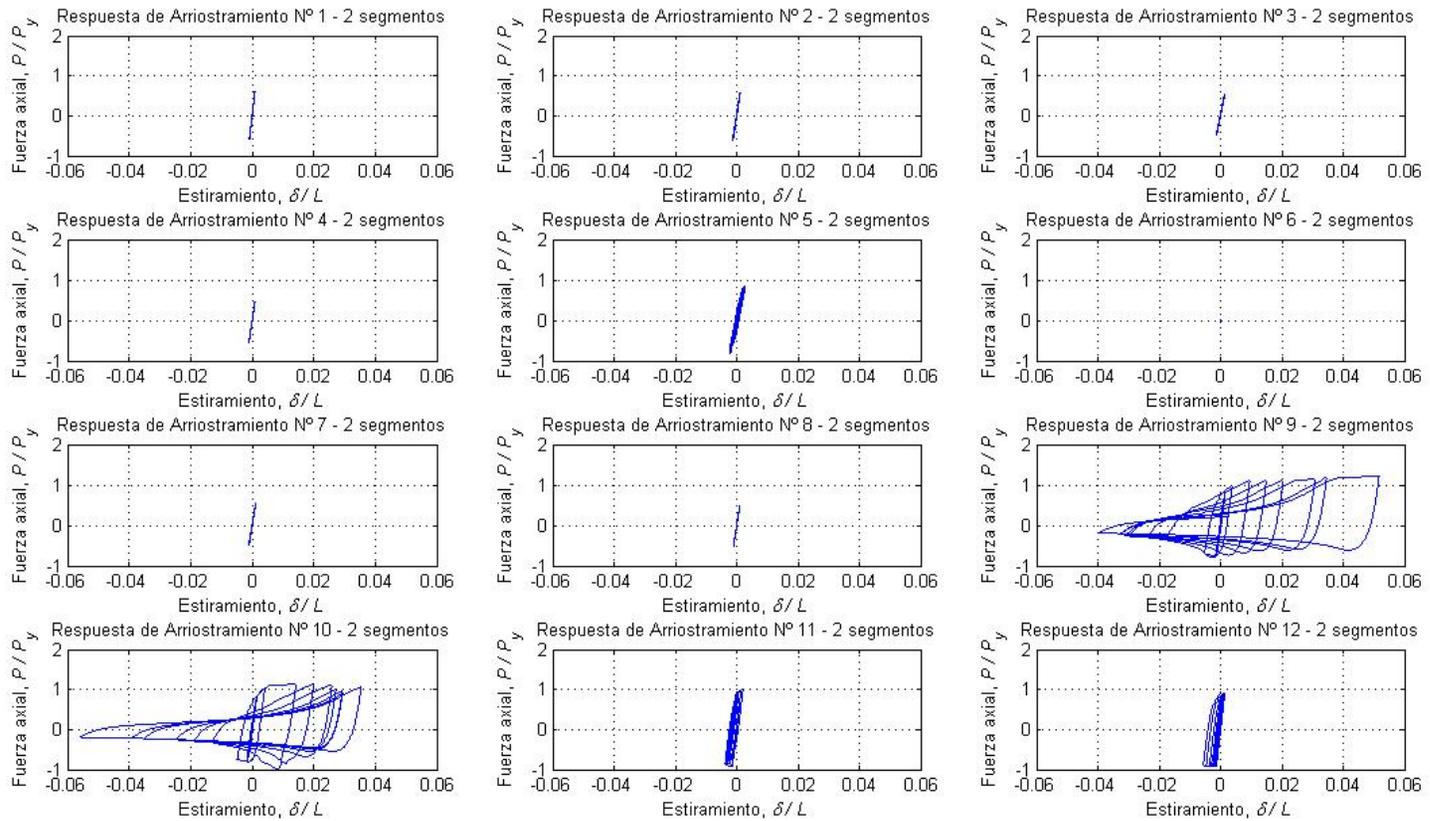


Figura 4.56: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación C, análisis *pushover* cíclico, dirección X.

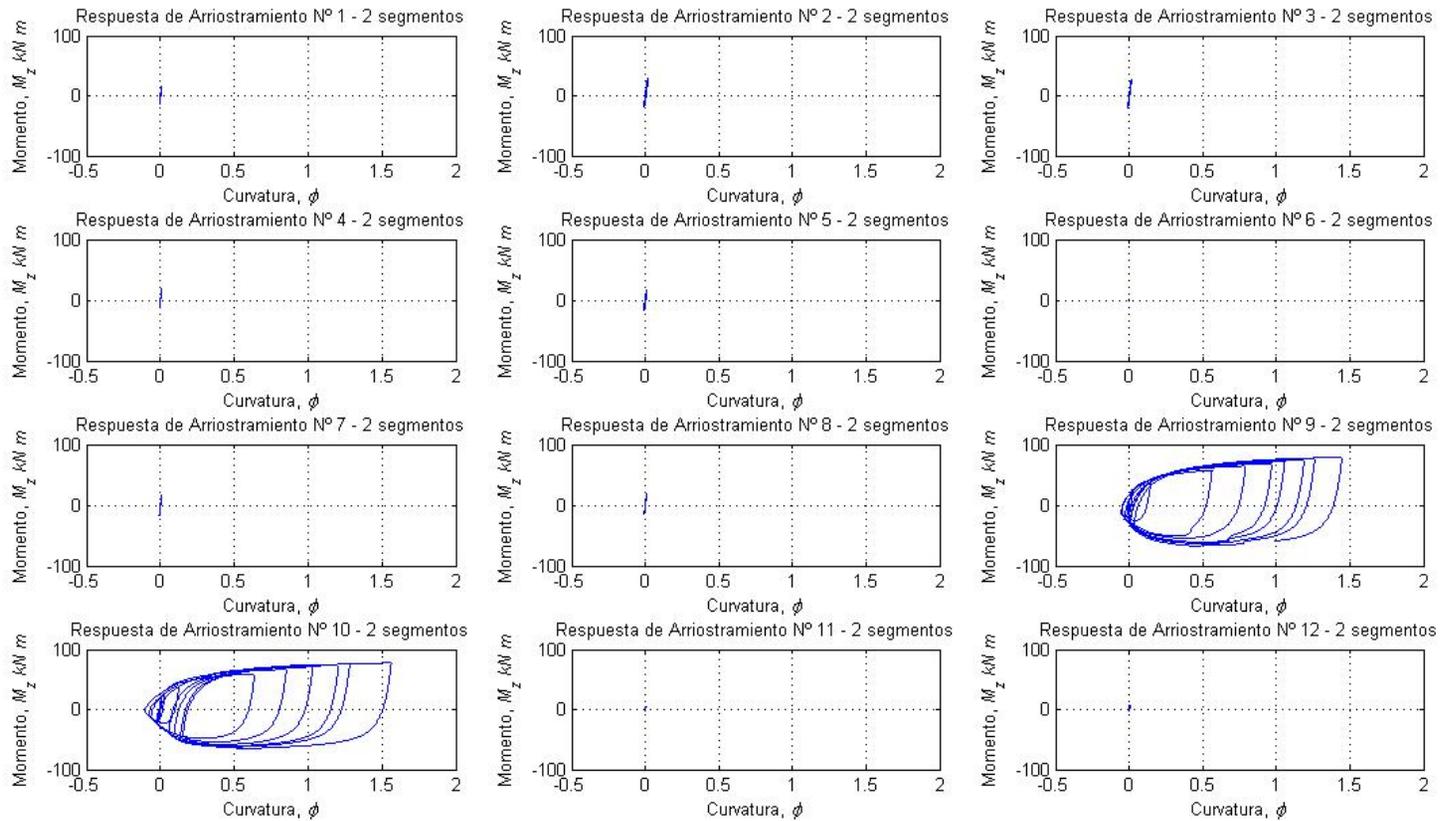


Figura 4.57: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación C, análisis *pushover* cíclico, dirección X.

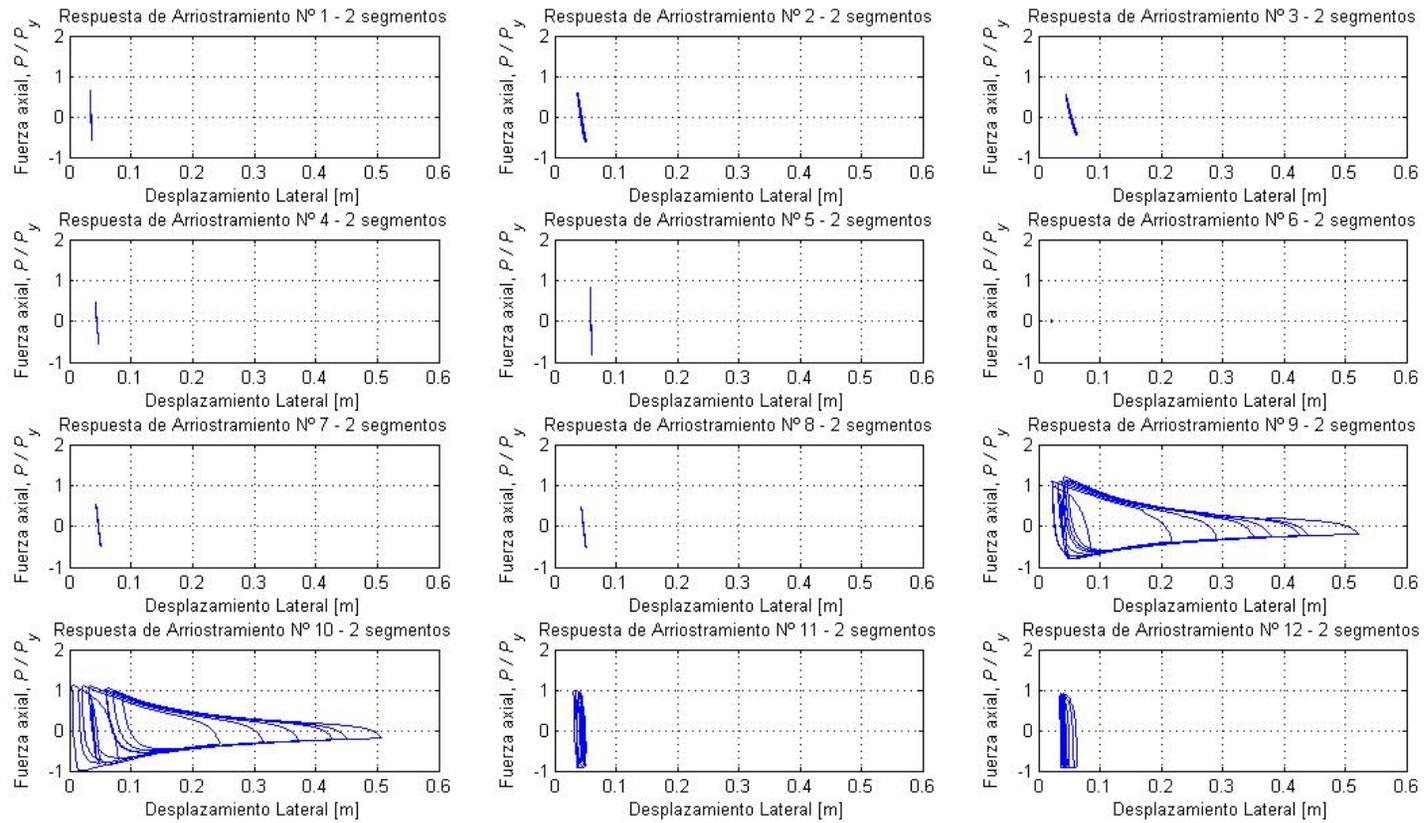


Figura 4.58: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación C, análisis *pushover* cíclico, dirección X.

4.1.4 Análisis Pushover Cíclico en dirección Y

El análisis de comportamiento cíclico de la estructura se llevó a cabo aplicando las fuerzas en los nodos de unión entre vigas y columnas de la elevación C (ver ANEXO A). La distribución de fuerzas en altura fue la recomendada en el documento FEMA P695 (2009), equivalente a lo visto en la Tabla 4.2.

Los resultados obtenidos, resumidos entre la Figura 4.59 y Figura 4.69 muestran los diagramas de histéresis obtenidos tanto para la estructura global como para los arriostramientos de los niveles en que se experimenta pandeo.

Para el caso de los arriostramientos, su respuesta individual se ilustra en diagramas con la evolución de la Carga axial vs. Estiramiento, Momento de flexión vs. Curvatura y Carga axial vs. Desplazamiento en el nodo central de éstos.

Como se puede observar, se verifica que para las elevaciones 3 y 4 el pandeo de los arriostramientos ocurre en los primeros 2 pisos, y al igual que lo visto anteriormente, el comportamiento cíclico individual obtenido para cada elemento se asemeja a lo obtenido por Uriz (*et al*, 2008) para perfiles no compactos en configuración V invertida, ya que claramente la unión del nodo central para las configuraciones en X (ejemplificados en los arriostramientos 1 y 2 de la elevación 3) modifica este comportamiento al compatibilizar los desplazamientos en este nodo común.

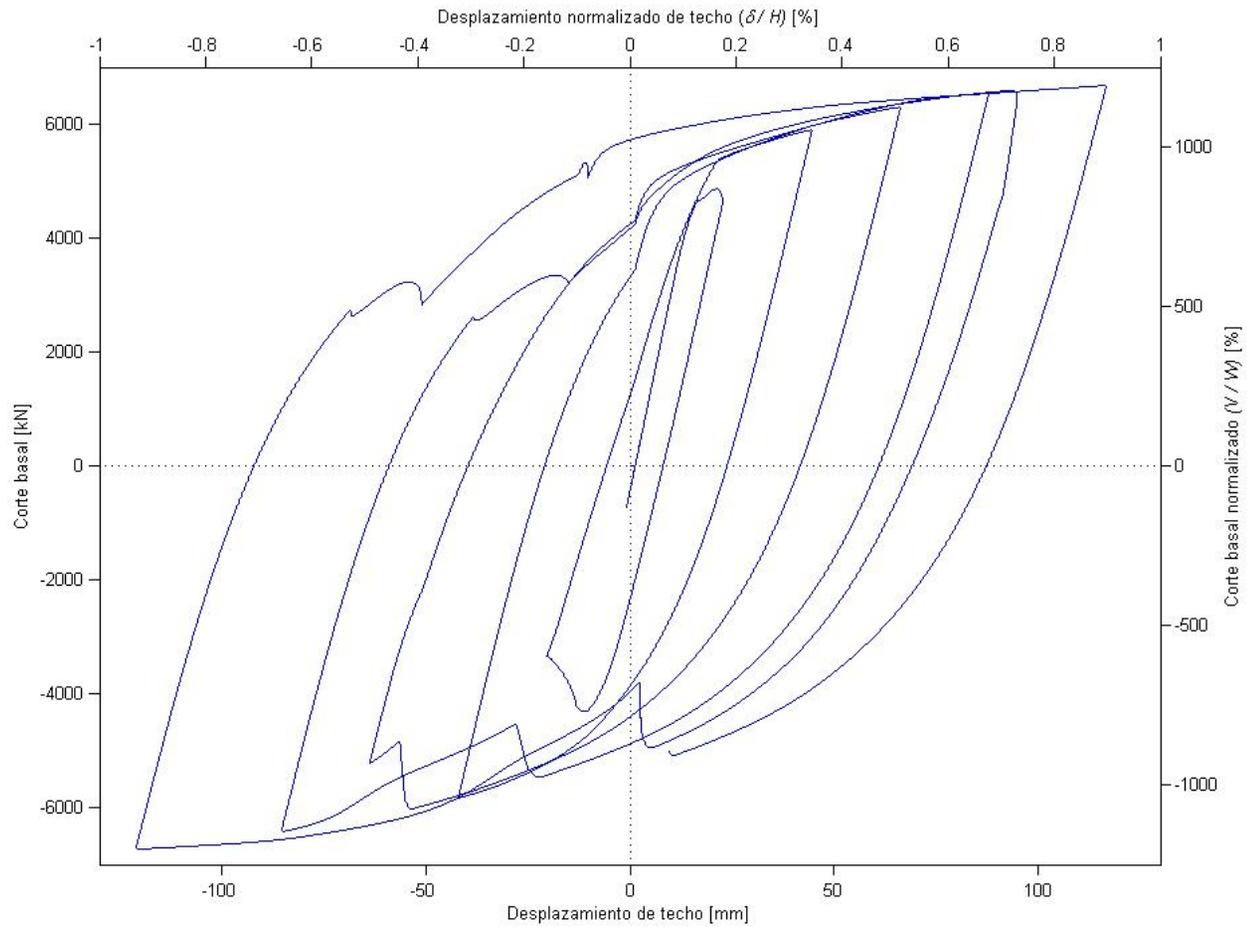


Figura 4.59: Respuesta cíclica de modelo Proyecto 1, dirección Y.

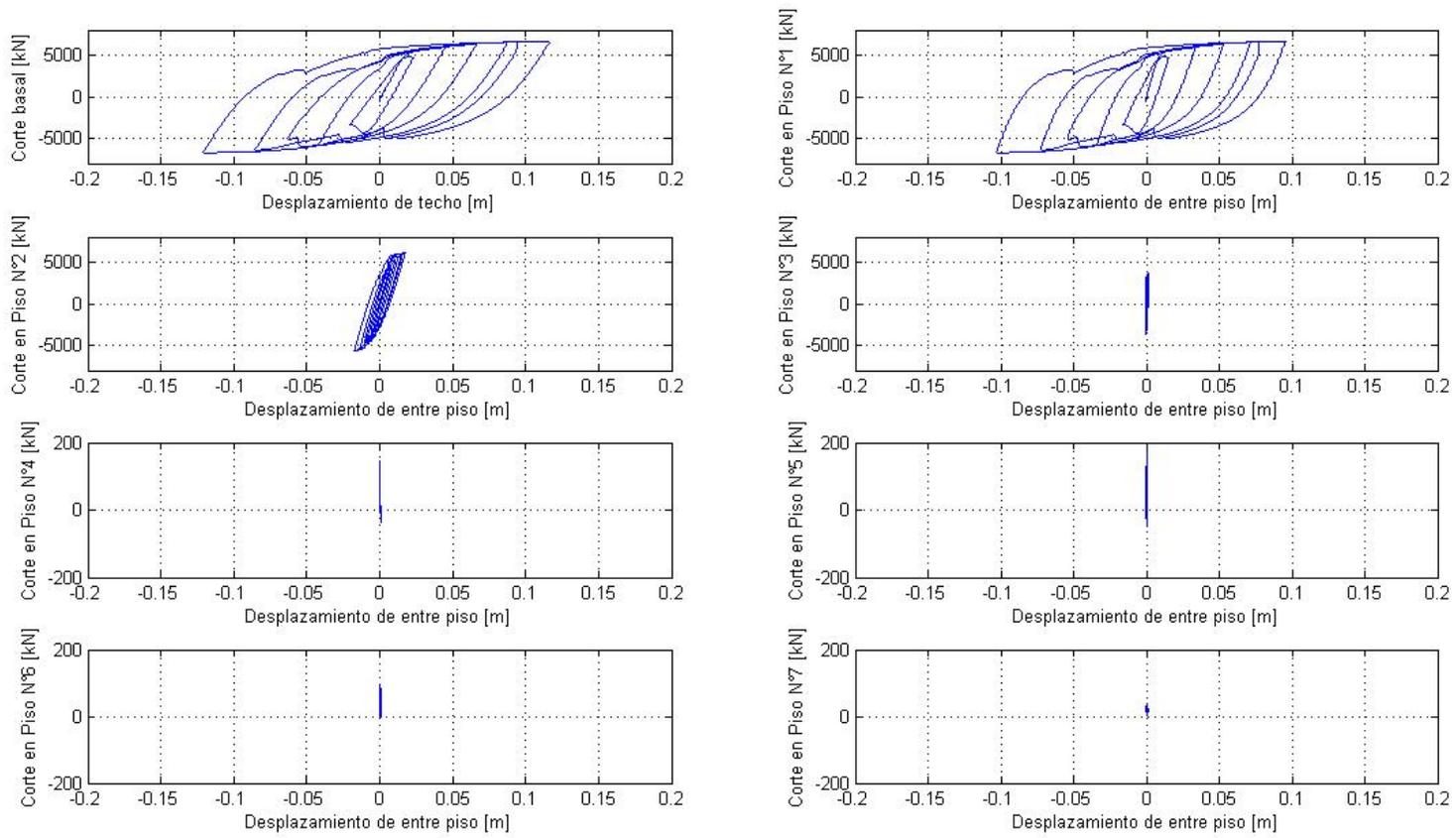


Figura 4.60: Respuesta cíclica de modelo Proyecto 1 por piso, dirección Y.

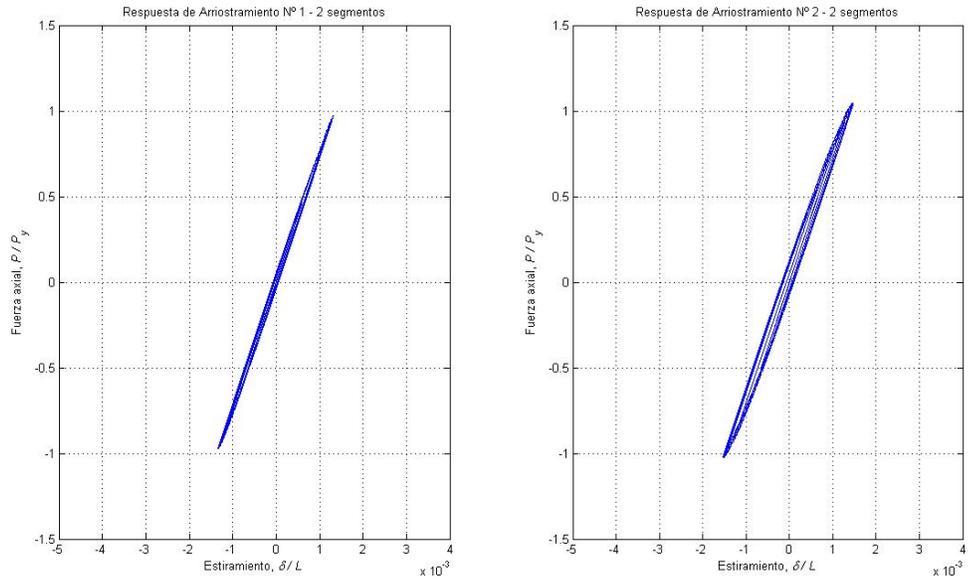


Figura 4.61: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover* cíclico, dirección Y.

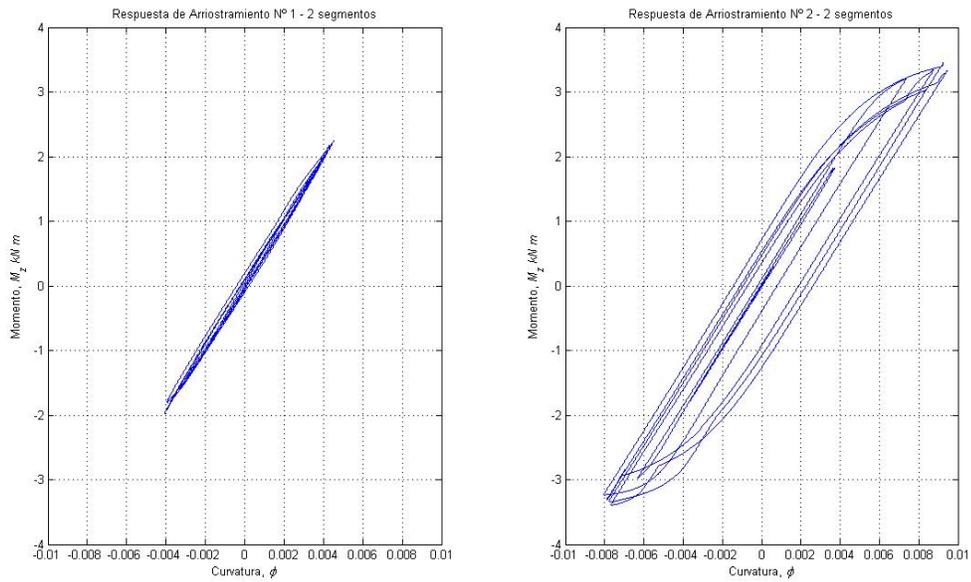


Figura 4.62: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover* cíclico, dirección Y.

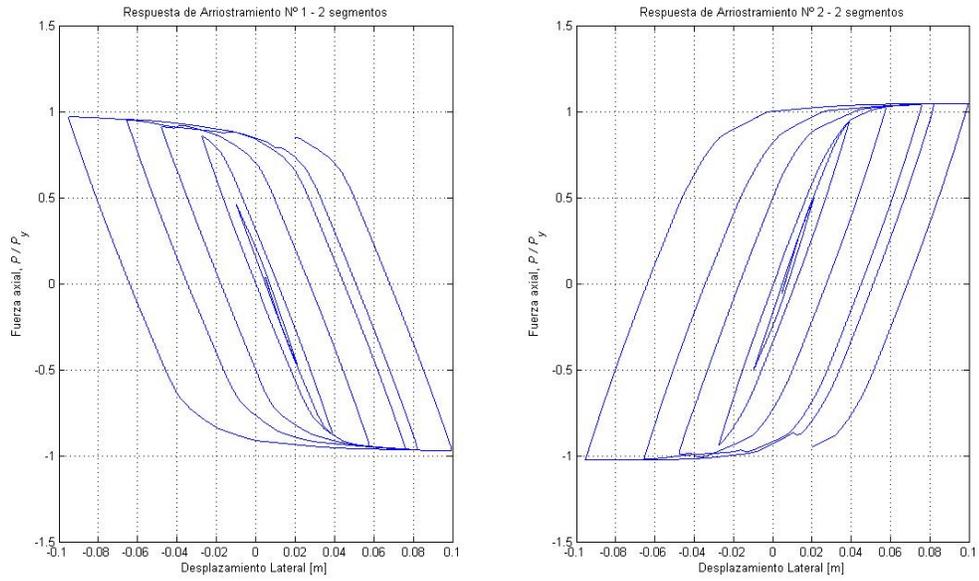


Figura 4.63: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 2, análisis *pushover* cíclico, dirección Y.

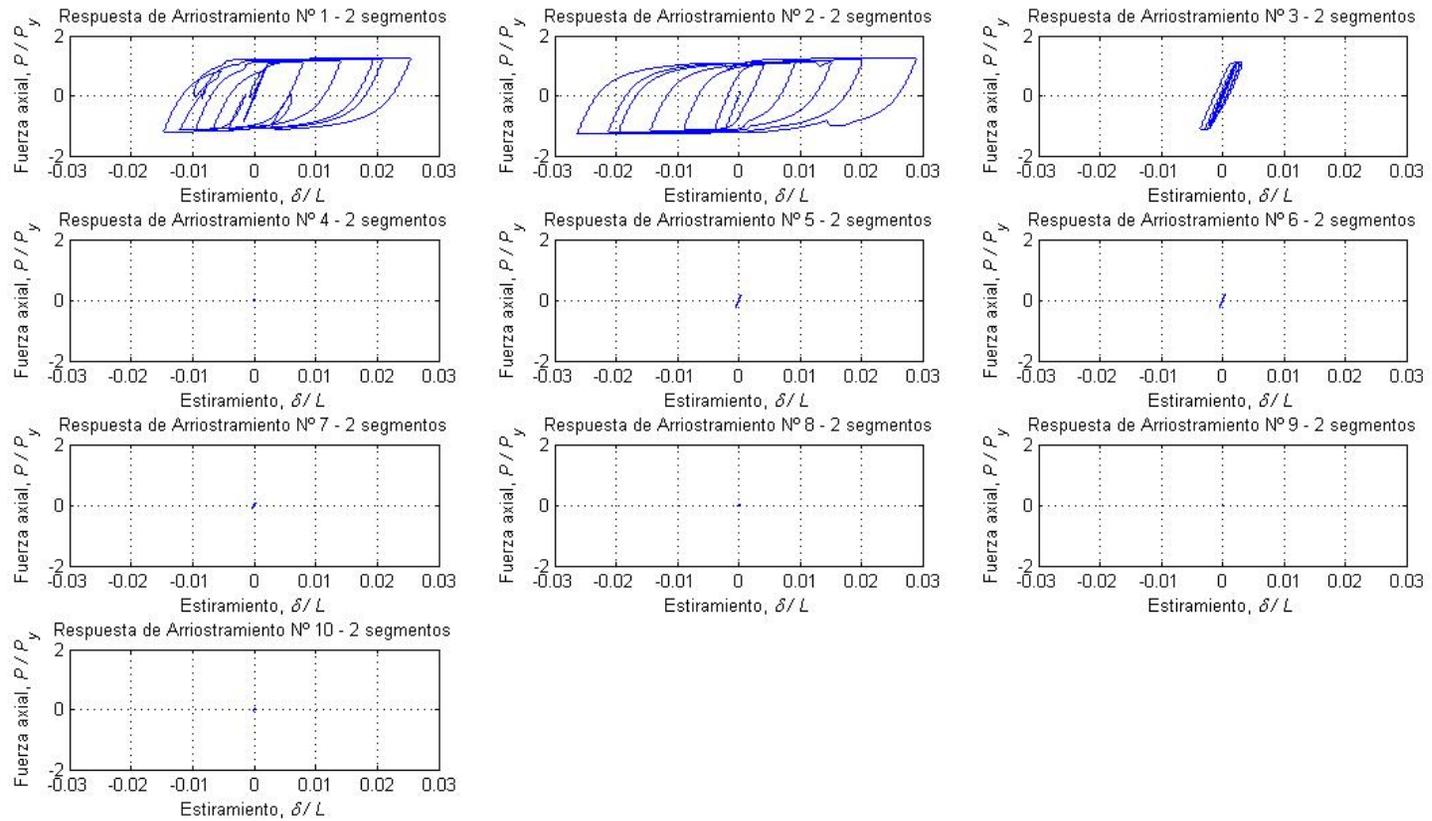


Figura 4.64: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 3, análisis *pushover* cíclico, dirección Y.

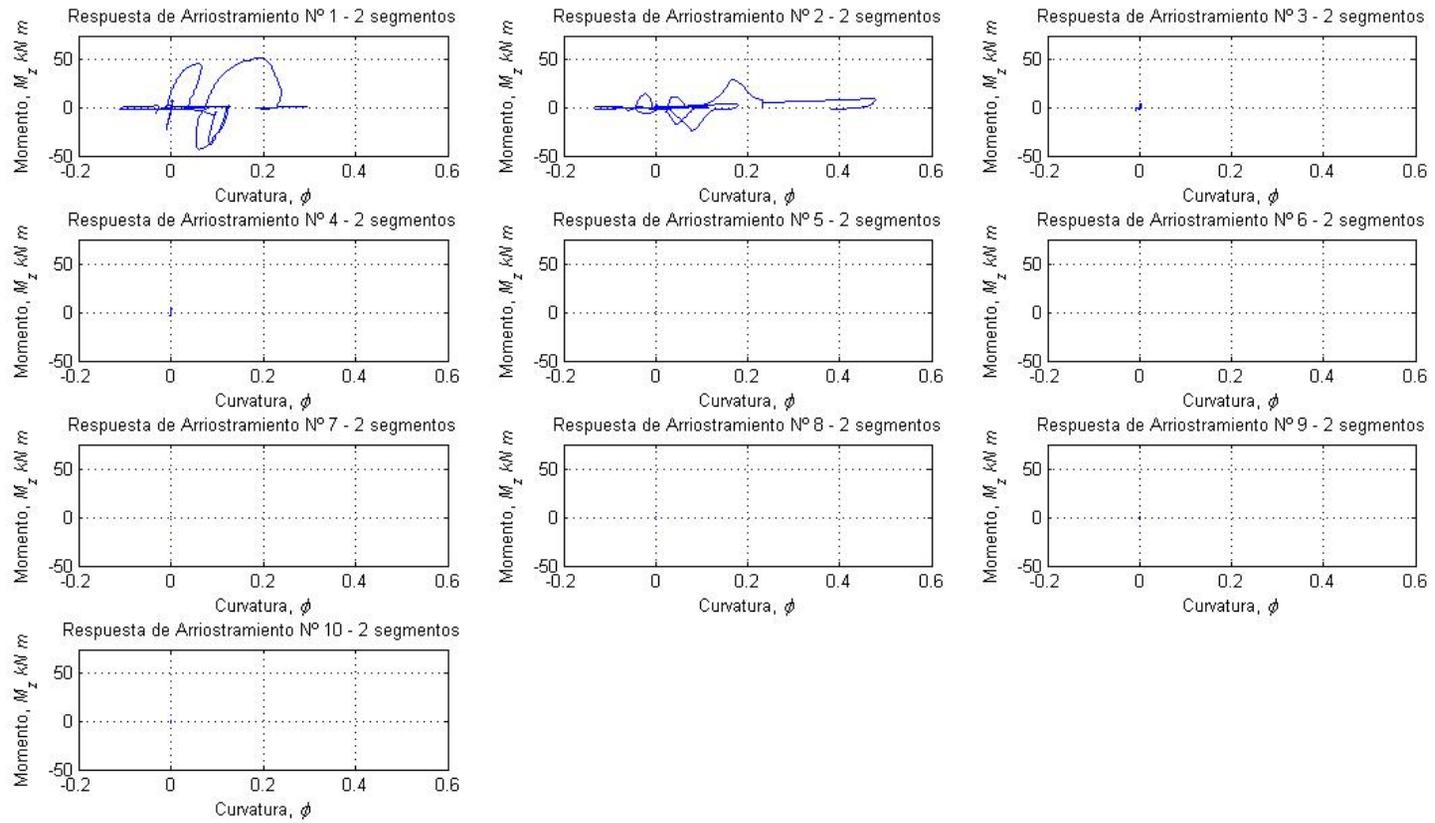


Figura 4.65: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 3, análisis pushover cíclico, dirección Y.

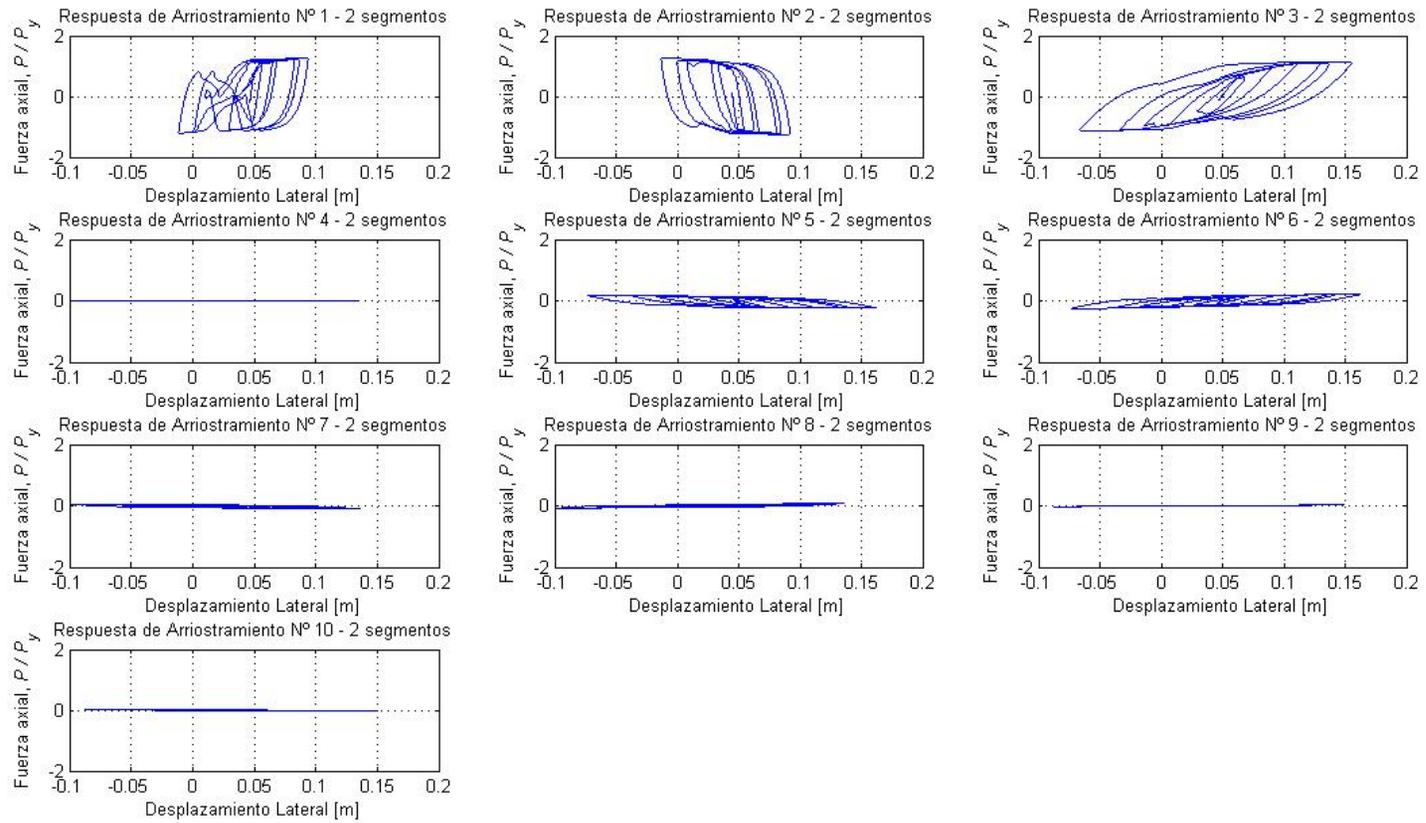


Figura 4.66: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 3, análisis *pushover* cíclico, dirección Y.

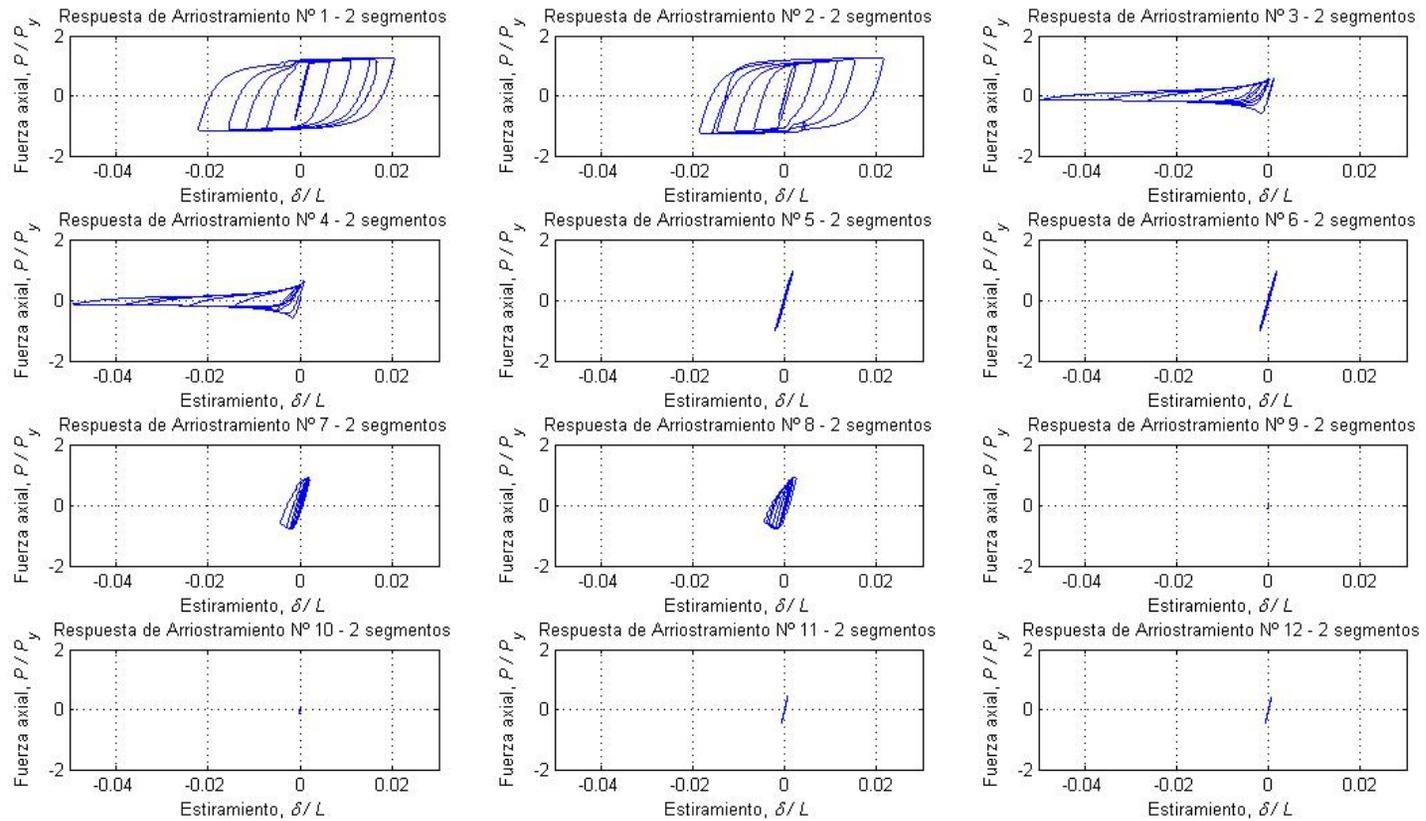


Figura 4.67: Curvas Fuerza axial vs. Estiramiento, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover* cíclico, dirección Y.

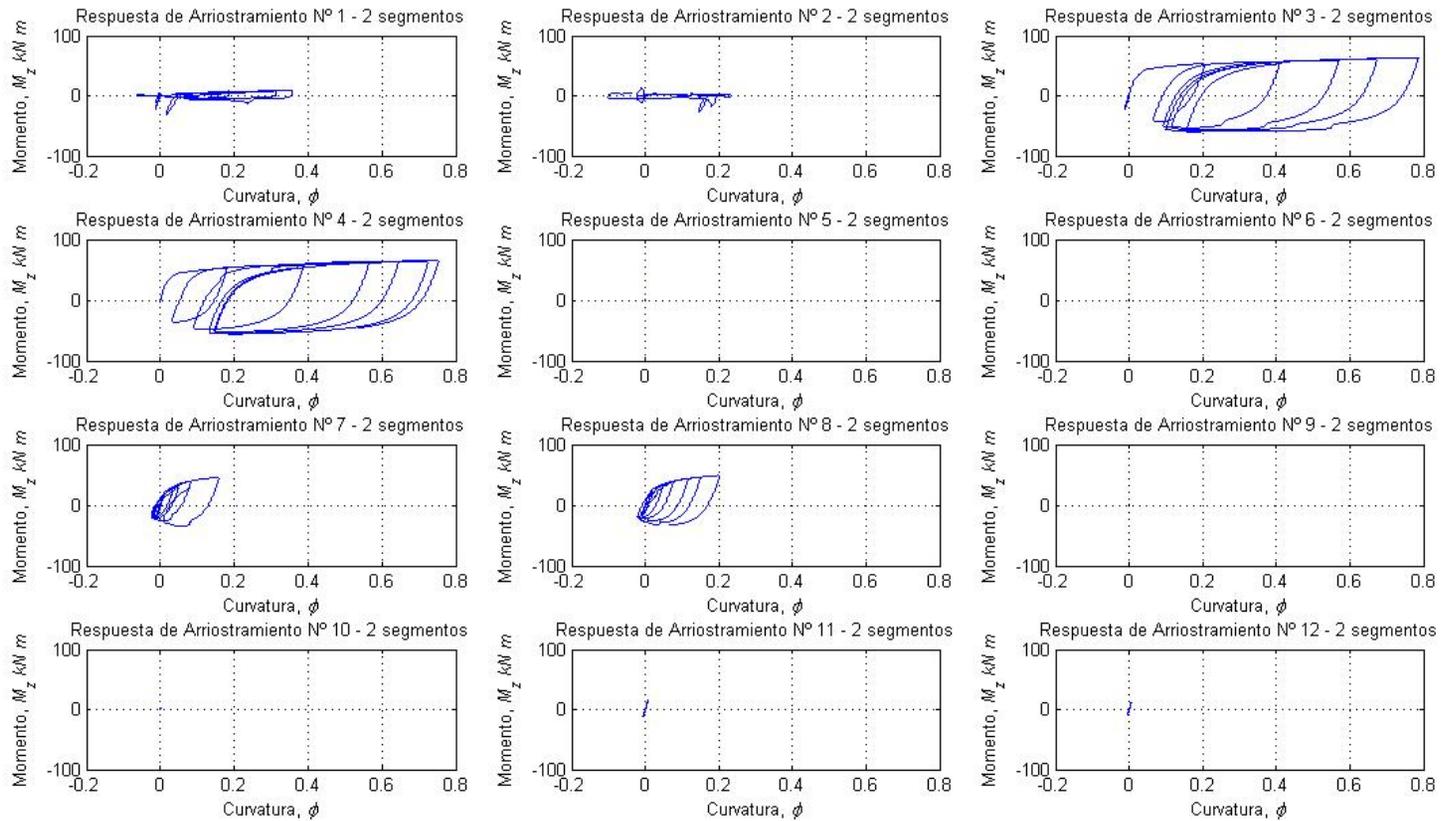


Figura 4.68: Curvas Momento vs. Curvatura, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover* cíclico, dirección Y.

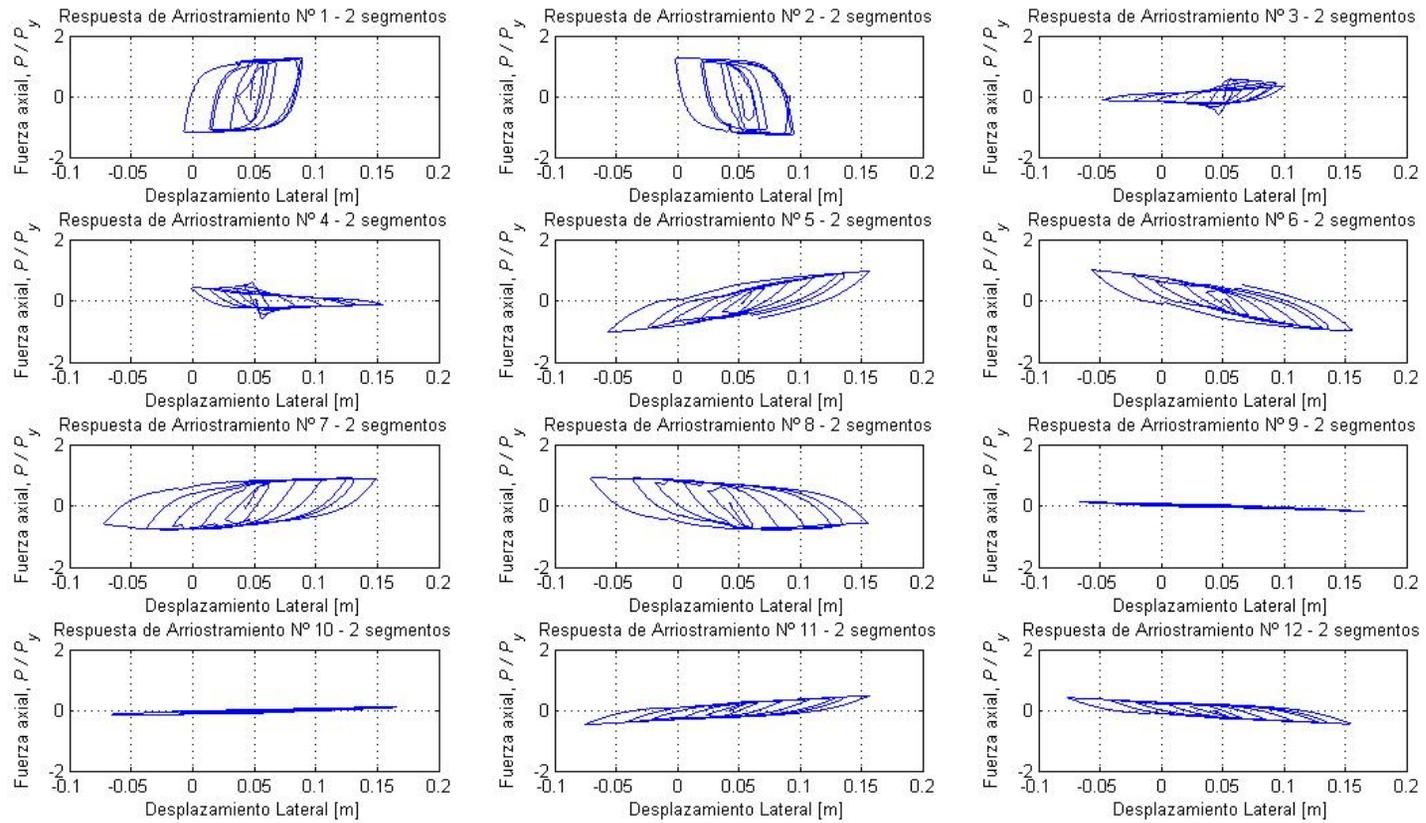


Figura 4.69: Curvas Fuerza axial vs. Desplazamiento lateral, arriostramientos Elevación 4, análisis *pushover* cíclico, dirección Y.

4.2 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico fue llevado a cabo, al igual que en los análisis estáticos, en ambas direcciones de forma independiente para cada registro. A su vez, cada registro consta de un set de 2 acelerogramas (direcciones Norte-Sur y Este-Oeste) resultando un total de 14 análisis por dirección.

En un primer análisis dinámico con los registros se obtuvo que los desplazamientos máximos por pisos alcanzaron los 9 mm, o un 0,15% de estiramiento del arriostramiento, para los registros 11 y 12 en dirección Y, y 6 mm, o 0,09% en dirección X para los registros 11 y 12, muy superiores a los desplazamientos por piso observados en los demás casos (que no superaron el 0,03%). En ningún caso se alcanzó la fluencia de los elementos, por lo tanto los gráficos detallados del comportamiento de los arriostramientos no se adjuntan en este informe.

Luego, para obtener los valores de desplazamiento y corte basal máximos en un estado último (previo a colapsos no simulados) se escalaron dichos registros a partir del original (factor de amplificación 1), utilizando factores múltiples de 0,5 hasta alcanzar este estado. Luego, los resultados fueron obtenidos de la situación inmediatamente inferior al de estado último. La siguiente tabla resume dicha información, numerando los registros, exponiendo el código asociado a ellos, el valor máximo de aceleración obtenido, el tiempo de duración de éstos y el valor por el cual tuvieron que ser amplificados para llegar a los resultados necesarios.

Tabla 4.3: Información de registros acelerogramas.

N°	ESTACIÓN	NOMBRE	Δt (s)	DURACIÓN (s)	PGA (1/g)	FACTOR AMPLIFICACIÓN	
						Dir. X	Dir. Y
1	Pica	PICA_NS	0.005	207	0,73412	3,5	6,0
2		PICA_EW					
3	Iquique 1-Etna	IQUI_EW	0.005	156	0,22718	10,5	18,0
4		IQUI_NS					
5	Mejillones	MEJI_EW	0.005	173	0,39770	7,0	9,0
6		MEJI_NS					
7	Puente Alto	PTEALTO_EW	0.01	167	0,263	15,5	20,5
8		PTEALTO_NS					
9	Hosp. Curicó	HCUR_EW	0.01	180	0,41327	6,5	10,5
10		HCUR_NS					
11	Valparaíso	UTFSM_NS	0.005	75	0,137	32,0	43,5
12		UTFSM_EW					
13	U. de Chile Ed. Civil	FCFM_EW	0.005	212	0,16183	15,5	30,0
14		FCFM_NS					

Una vez analizada cada situación para la estructura, se realizó un segundo análisis con los registros amplificadas al mismo valor, pero asumiendo en la estructura un comportamiento elástico. De esta forma se obtienen los valores de corte basal máximo en estado elástico y su correspondiente desplazamiento máximo por piso.

Los valores máximos de corte basal obtenidos para cada registro en ambas direcciones, se resume en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Cortes basales máximos.

N°	ESTACIÓN	NOMBRE	CORTE BASAL (kN) MODELO INELÁSTICO		CORTE BASAL (kN) MODELO ELÁSTICO	
			Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
1	Pica	PICA_NS	3.218,5	4.912,9	3.235,9	6.772,0
2		PICA_EW	3.825,9	4.921,7	3.804,6	6.659,5
3	Iquique 1-Etna	IQUI_EW	2.843,0	4.347,9	2.774,2	5.111,3
4		IQUI_NS	3.344,4	4.398,1	3.314,6	7.816,7
5	Mejillones	MEJI_EW	2.943,2	3.829,9	2.955,9	4.143,0
6		MEJI_NS	2.986,8	3.545,9	3.011,4	4.169,6
7	Puente Alto	PTEALTO_EW	3.164,6	4.134,3	3.165,3	4.274,8
8		PTEALTO_NS	2.958,3	5.227,0	2.891,1	5.604,9
9	Hosp. Curicó	HCUR_EW	3.649,6	5.320,3	3.719,2	5.534,3
10		HCUR_NS	3.888,0	4.799,0	4.108,1	8.030,6
11	Valparaíso	UTFSM_NS	4.760,9	5.639,6	5.103,2	10.186,6
12		UTFSM_EW	5.518,6	7.520,2	6.380,6	9.673,4
13	U. de Chile Ed.	FCFM_EW	2.457,5	4.421,7	2.457,7	4.817,1
14	Civil	FCFM_NS	2.762,3	4.325,2	2.750,9	5.408,9

La Figura 4.70 a Figura 4.73 muestran el comportamiento de la estructura en ambas direcciones, señalando en la curva los valores obtenidos para desplazamientos máximos y mínimos relativos, para los casos de una estructura con comportamiento inelástico y elástico (en color rojo y azul, respectivamente) por piso. Estos valores de desplazamientos fueron calculados, como en ocasiones anteriores, como el promedio del desplazamiento observado en los nodos correspondientes al nivel, debido a la inexistencia, en algunos casos, de un diafragma rígido del que pudieran ser extraídos dichos valores, respecto de la altura del nivel.

Para el caso de aceleraciones aplicadas en el eje X, los comportamientos observados, tanto para la estructura original, como para la estructura con comportamiento elástico, son bastante similares, a excepción de los registros 11 y 12, los cuales fueron extraídos del terremoto del 27 de Febrero de 2010.

Por otro lado, para los comportamientos observados en el eje Y, se observan mayores diferencias en prácticamente la totalidad de los registros.

Estos resultados reflejan cómo la estructuración del Proyecto 1 repercute en el comportamiento de éste frente a eventos sísmicos, provocando en una dirección que el estado último se alcance en condiciones bastante parecidas al caso elástico en una dirección, mientras que en la dirección perpendicular se tiene un comportamiento bastante distante al de una estructura elástica de las mismas características.

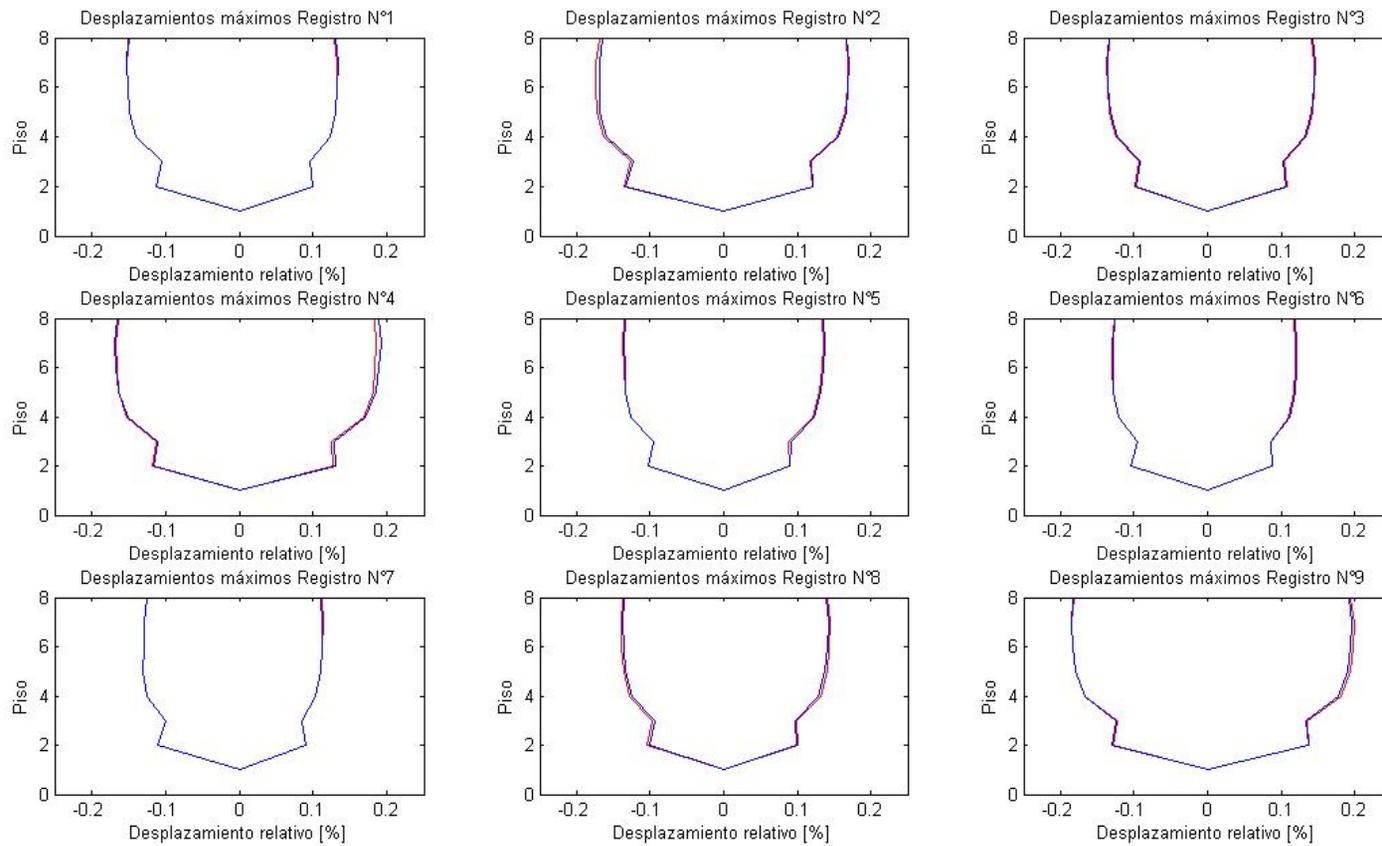


Figura 4.70: Desplazamientos máximos y mínimos relativos por piso, Registros 1 a 9, dirección X.

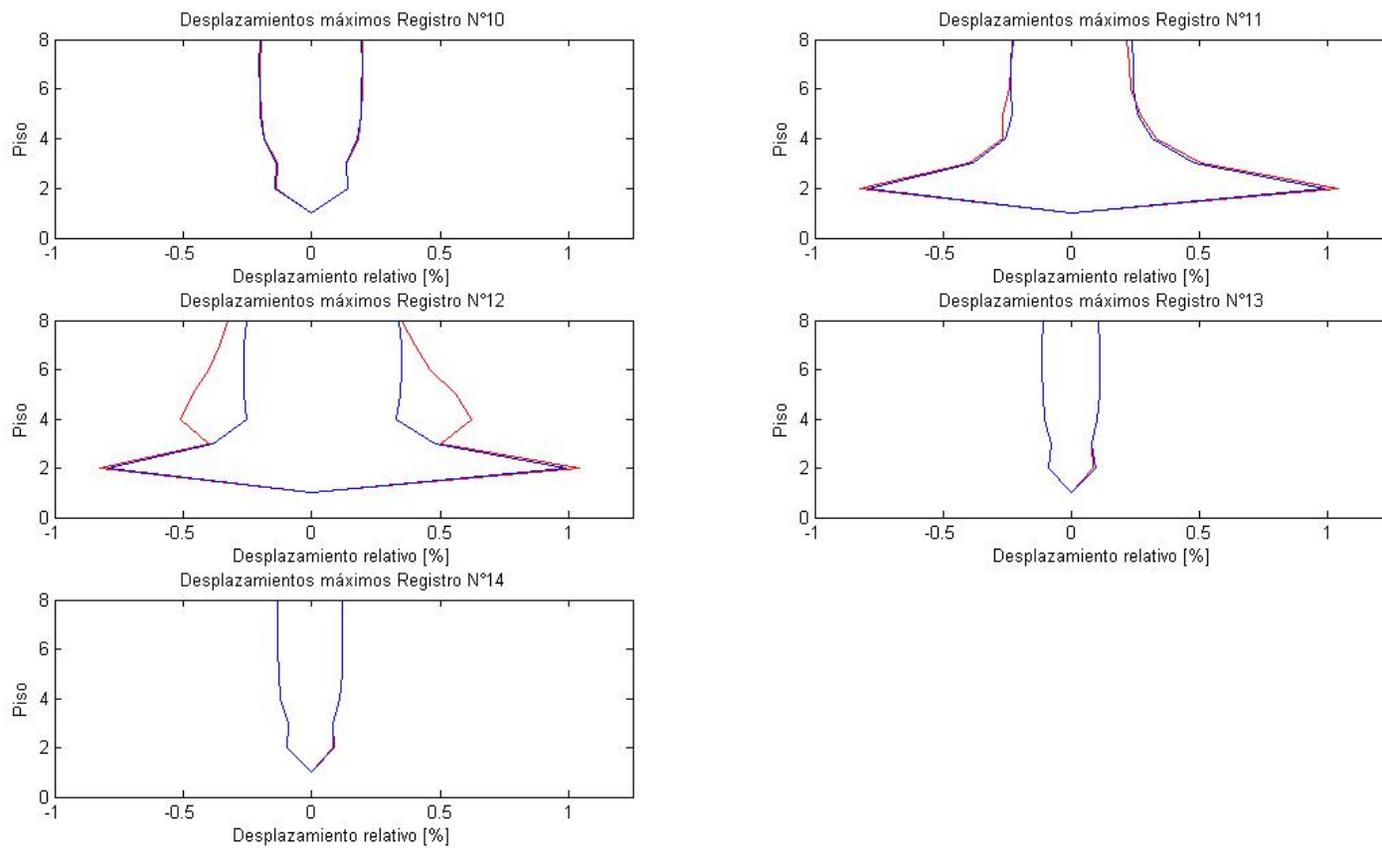


Figura 4.71: Desplazamientos máximos y mínimos relativos por piso, Registros 10 a 14, dirección X.

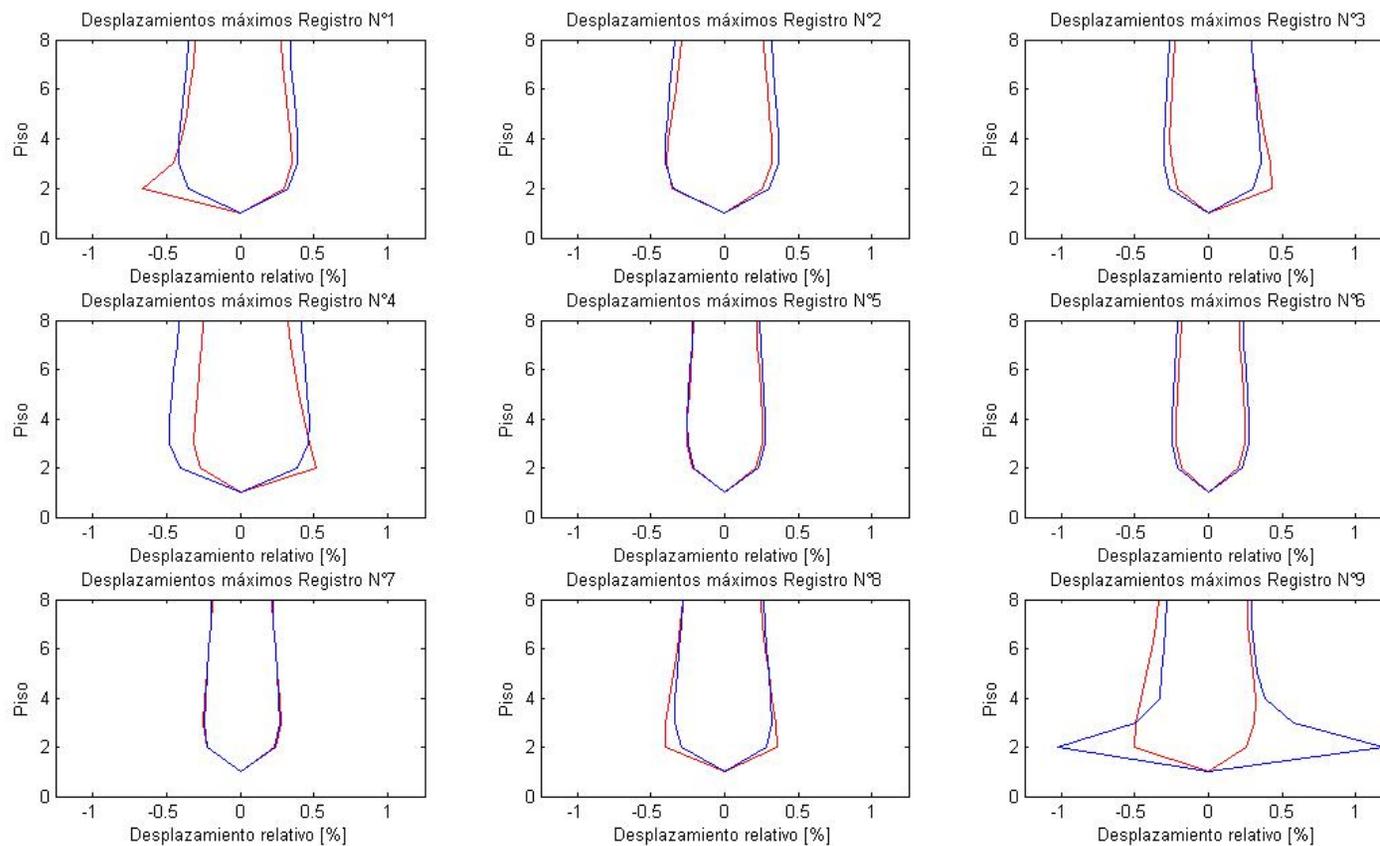


Figura 4.72: Desplazamientos máximos y mínimos relativos por piso, Registros 1 a 9, dirección Y.

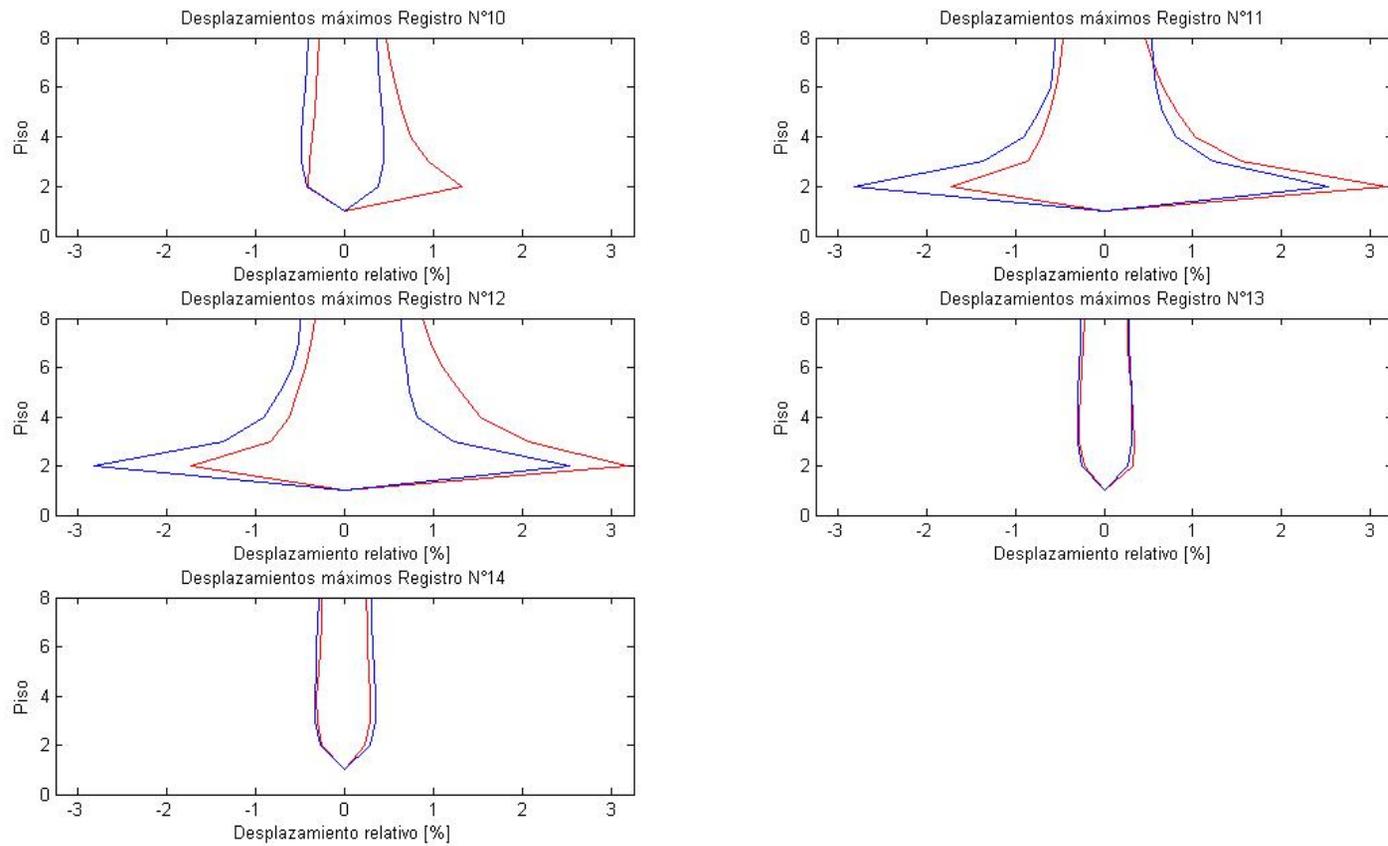


Figura 4.73: Desplazamientos máximos y mínimos relativos por piso, Registros 10 a 14, dirección Y.

CAPÍTULO V. Análisis de Resultados.

5.1 ANÁLISIS NO-LINEALES ESTÁTICOS

De los análisis *pushover* realizados al modelo de la estructura en estudio según las indicaciones del FEMA P695 (2009), se rescataron los valores de desplazamiento máximo (δ_u), desplazamiento efectivo (δ_{eff}) y corte basal último, resumidos en la Tabla 5.1. A partir de estos valores puede obtenerse el factor de ductilidad (μ_T , ecuación 2-10) y sobrerresistencia (Ω), calculado como la razón entre el corte basal último y el corte basal de diseño (ecuación 2-9), obteniéndose lo indicado en la Tabla 5.2

Tabla 5.1: Resultados análisis estáticos.

	δ_u [mm]	δ_{eff} [mm]	V_{max} [kN]	$V_{diseño}$ [kN]
DIR. X	285	45	4.907	630
DIR. Y	324	64	6.020	630

Tabla 5.2: Factores de Ductilidad y Sobrerresistencia, Análisis no-lineal estático.

	μ_T	Ω
DIR. X	6,33	7,79
DIR. Y	5,06	9,56

Como se puede apreciar, existen diferencias entre los factores obtenidos para cada dirección, y se puede observar que la dirección X es la que tiene, para estos resultados, la mayor ductilidad y que se refleja en la estructuración del edificio ya que en esta línea resistente se tiene una configuración menos rígida por el uso dominante de arriostramientos en V-invertida y de vanos más amplios.

Por otro lado, es la dirección Y la que presenta un mayor nivel sobrerresistencia y de rigidez, que como se mencionó anteriormente, se debe, entre otras cosas, a la estructuración asimétrica de la estructura.

5.2 ANÁLISIS DINÁMICOS

De los resultados obtenidos en el capítulo anterior se puede apreciar que para la dirección Y los valores de amplificación de los registros son, en cada caso, mayores a los obtenidos en la dirección X para alcanzar el estado de colapso de la estructura, lo que, como se mencionó, se debe a la estructuración del Proyecto 1, en que una de las direcciones es de mayor resistencia que la otra, en este caso, la dirección X, lo que concuerda con lo visto en el punto 5.1.

En este caso, los factores de ductilidad (R_u) y sobrerresistencia (Ω) son calculados como la razón entre el corte basal máximo y el corte basal de diseño, y entre el corte basal máximo obtenido en el análisis inelástico y el corte basal elástico (Peña y Lillo, 2010). Los valores de Corte Basal máximo, tanto elásticos como inelásticos se resumieron en la Tabla 4.4, mientras que el valor de diseño se mantiene de 630 (kN), como visto en el punto 5.1. Los factores calculados para cada registro y en cada dirección independiente exponen en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3: Factores de Ductilidad, Sobrerresistencia y Amplificación de desplazamientos, Análisis Dinámico.

N°	ESTACIÓN	NOMBRE	FACTOR R_u		FACTOR Ω		FACTOR C_d	
			Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
1	Pica	PICA_NS	1,01	1,38	5,11	7,80	1,41	2,08
2		PICA_EW	0,99	1,35	6,07	7,81	1,22	1,68
3	Iquique 1- Etna	IQUI_EW	0,98	1,18	4,51	6,90	0,49	4,21
4		IQUI_NS	0,99	1,78	5,31	6,98	0,71	0,73
5	Mejillones	MEJI_EW	1,00	1,08	4,67	6,08	0,72	1,06
6		MEJI_NS	1,01	1,18	4,74	5,63	0,58	1,06
7	Puente Alto	PTEALTO_EW	1,00	1,03	5,02	6,56	0,27	0,59
8		PTEALTO_NS	0,98	1,07	4,70	8,30	0,37	0,61
9	Hosp. Curicó	HCUR_EW	1,02	1,04	5,79	8,44	1,35	1,26
10		HCUR_NS	1,06	1,67	6,17	7,62	1,38	1,41
11	Valparaíso	UTFSM_NS	1,07	1,81	7,56	8,95	1,03	1,41
12		UTFSM_EW	1,16	1,29	8,76	11,94	1,03	1,41
13	U. de Chile Ed. Civil	FCFM_EW	1,00	1,09	3,90	7,02	0,26	0,48
14		FCFM_NS	1,00	1,25	4,38	6,87	0,30	0,56

Además se incluye el cálculo, para cada registro, del valor para el factor de amplificación de desplazamientos C_d , según la ecuación (2-14). Debido a que no se incluyó en los análisis dinámicos el espectro de diseño entregado por la norma, se asumió como válido tomar el valor $\bar{\delta}$ de la estructura como el promedio de los desplazamientos máximos obtenidos para los registros sin amplificar, ya que el percentil 50 no se aleja demasiado de éste. Luego, como el valor $\bar{\delta}_E/R$ se mantiene constante para todos los registros en una dirección (5,8 mm para X y 6,4 mm para Y), se calculó el factor C_d para cada caso, y se toma como el factor de la estructura el promedio de éstos para cada dirección.

En general las ductilidades obtenidas en los análisis dinámicos son bastante menores a lo observado en los no-lineales estáticos, a diferencia de lo ocurrido para el valor de sobrerresistencia calculado, los cuales no difieren en gran medida con lo obtenido en análisis anteriores.

5.3 DETERMINACIÓN DE FACTORES R_{μ} , Ω , C_d Y R DE LA ESTRUCTURA.

Según indicaciones del documento FEMA P695 (2009), los valores finales para la estructura de ductilidad y sobrerresistencia serán los menores valores obtenidos para los análisis no-lineal estático y dinámico de la estructura. Además, el factor R es calculado multiplicando estos valores, obteniéndose lo señalado en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4: Factores de Ductilidad, Sobrerresistencia y de Reducción (R).

	R_{μ}	Ω	C_d	R
DIR. X	0,98	4,38	0,79	4,29
DIR. Y	1,03	5,63	1,33	5,80

Cabe notar, que en ambos casos, los menores valores fueron obtenidos de los análisis sísmicos realizados sobre el modelo.

En la Tabla 5.4 puede observarse cómo el comportamiento del Proyecto 1 en la dirección Y es, efectivamente, más dúctil que en la dirección perpendicular, siguiendo el patrón observado en los resultados anteriores, al igual que lo que sucede con la sobrerresistencia, la cual sigue siendo mayor en la dirección Y.

Finalmente, el valor para el factor de modificación de la respuesta, R, para la estructura, es el promedio de los valores obtenidos para cada dirección (FEMA P695, 2009), obteniéndose:

$$R = 5,05$$

Es decir, un R bastante distante a lo considerado para el diseño, que como se vio en el Capítulo III, al describir la estructura, toma un valor de 3, pero muy cercano al valor máximo recomendado por la norma vigente.

Como se sabe, el factor R es un valor utilizado para reducir los espectros de diseño, ya que se asume que la estructura incursionará en el rango inelástico ante eventos sísmicos. Luego, el suponer un $R=3$ al momento de diseñar una estructura, siendo que, de acuerdo a análisis realizados, su factor de reducción es de prácticamente 5, implica que se está tomando un R más conservador, ya que los valores de corte máximo admisible, desplazamientos y sollicitaciones en general sobre la estructura que se obtendrán al calcular el espectro de diseño serán mayores, resultando una estructura sobredimensionada.

Por otro lado, y debido a que la metodología adoptada es estadounidense, merece mención el valor que entregan las normas de ese país para una estructura como la del Proyecto 1. En la Tabla 12.2.1 de la norma ASCE 7-05, se entrega un valor de R igual a 3.25 y un valor de sobrerresistencia de 2 para marcos regulares, mientras que para marcos especiales el valor de R aumenta a 6, manteniéndose la sobrerresistencia. En cualquier caso, ambos valores muestran que la normativa estadounidense es menos conservadora que la aplicada para este edificio industrial, favoreciendo en un caso el alcanzar la ductilidad en la estructura (marcos especiales), lo que no ocurre en el caso estudiado, ya que como se pudo ver, el valor R calculado toma un valor más alto debido al alto nivel de sobrerresistencia de la estructura.

Además se debe considerar que los diseños definidos por las normativas estadounidenses y chilenas se obtienen de maneras muy distintas. En EE.UU. se realiza un estudio de peligro sísmico para la obtención de un espectro de diseño, mientras que en Chile éste es resultado de experiencias de terremotos ocurridos y estudios estadísticos, por lo tanto las consideraciones que se toman en cada país son muy distintas, haciendo difícil la comparación directa entre éstas y de los factores utilizados para el diseño.

Por su lado, el factor de amplificación de los desplazamientos, que está normado en EE.UU. y surge de la necesidad de evaluar adecuadamente los desplazamientos laterales debido a que el análisis elástico de la estructura entregará valores menores a los que se producirían en una situación inelástica, en promedio alcanza un valor de 1,06. En dirección X, donde el valor C_d es menor a 1 implica que la estructura bajo sollicitaciones sísmicas no alcanzaría el desplazamiento de diseño, consecuente con la gran sobrerresistencia obtenida.

El factor C_d obtenido, en comparación con los valores entregados por la norma ASCE 7-05 que alcanza valores de 5 y 3,25 para marcos especiales y marcos regulares, respectivamente, es muy menor, lo que significa que los desplazamientos que se calculan siguiendo las recomendaciones normativas estarían sobredimensionados.

Por último es necesario mencionar que los comentarios acá expuestos son aplicables al proyecto en estudio, pero dado que la estructura es representativa de la práctica chilena, podría ser extrapolable a otras de características similares.

CAPÍTULO VI. Conclusiones y Recomendaciones.

El objetivo de este trabajo de título, como ya se mencionó, es el determinar las razones del buen desempeño observado para estructuras industriales de marcos arriostrados concéntricos durante el terremoto del 27 de Febrero de 2010, construidas bajo las disposiciones de diseño de la norma NCh2369 (INN, 2003).

Para esto se escogió una estructura real, la cual para efectos de este trabajo fue llamada Proyecto 1, que no pudo cumplir con el requisito de haberse visto afectada por el terremoto, pero sin embargo, se asumió como una estructura representativa de las práctica nacional, con lo cual bien podría construirse en sectores que sí fueron afectados por el sismo, haciéndola válida para el estudio.

Se escogió una estructura destinada al soporte de un chancador primario, la cual se estructura en base a marcos arriostrados concéntricos de acero, en configuración X y V-invertida sobre fundaciones de hormigón armado. Además se trata de una estructura bastante irregular, ya que en planta y elevación toma una forma L, permitiendo así la inclusión de una caja de escaleras, el soporte de una tolva y el acceso de personal a ella. Los arriostramientos, de igual manera, se distribuyen de forma asimétrica, teniéndose en una de las direcciones principales en su mayoría configuraciones V-invertida, mientras que en la otra se encuentran tanto en configuración X, como V-invertida. La altura máxima que alcanza desde nivel de suelo es de 21,5 metros, aunque presenta un sector de 2 pisos, el cual sólo alcanza los 6,5 metros.

La modelación del Proyecto 1 incluye los esfuerzos asociados a maquinaria soportada por la estructura y la de una tolva que se encuentra en los pisos superiores de ésta. La estructura que soporta directamente al chancador no fue incluida en la modelación, ya que éste no se encuentra conectado al edificio principal.

La modelación se llevó a cabo utilizando la plataforma OpenSees, la cual incluye elementos que consideran el esparcimiento de la plasticidad a lo largo del elemento, además del modelo para acero estructural definido por Menegotto-Pinto y recomendado por Uriz (et al, 2008) para la representación del comportamiento de los arriostramientos. En particular, la modelación debió ser más fina en estos elementos para una mejor representación, debiendo incluir 3 elementos distintos: cacho rígido, *gusset plate* o placa de conexión y arriostramiento en sí.

Para los cachos rígidos se utilizó un elemento de rigidez infinita, que representa la unión entre la viga o columna con el arriostramiento. El *gusset plate* fue modelado como la distancia recomendada equivalente a $2t_g$ (dos veces el espesor del *gusset* de conexión) que permite los desplazamientos fuera del plano (Figura 3.4). Este elemento en algunos casos tuvo que ser omitido debido a que en planos se vio que, contrario a esta recomendación, no se respetó esta distancia, y se decidió “absorber” el elemento dentro del cacho rígido (Figura 3.5). Por último los arriostramientos se modelaron como dos elementos, en cuyo punto de unión (en la mitad de la longitud de éste) se dio un desplazamiento inicial que buscaba representar una imperfección, para así favorecer el pandeo en los análisis.

Esta imperfección, para la cual Uriz (et al, 2008) también entrega recomendaciones de magnitud medido en porcentaje del largo del arriostramiento, tuvo que ser calibrada, ya que se

observó que la capacidad máxima del arriostramiento venía dada por la fluencia del elemento, no considerando el pandeo previo a este estado a cargas menores.

Una vez completada la modelación se realizaron distintos análisis. El primero de ellos fue el análisis no lineal estático o *pushover* en ambas direcciones independientemente, considerando una distribución de fuerzas en elevación constante y una proporcional a la masa multiplicada por los desplazamientos en el modo fundamental de la estructura, según recomendaciones del documento FEMA P695 (2009). Se realizó también un análisis *pushover* donde las cargas fueron aplicadas de forma cíclica.

El siguiente análisis fue el no lineal dinámico, para el cual se utilizó 14 registros en dirección norte-sur y este-oeste, entre los cuales se encontraban registros del terremoto del 27 de Febrero de 2010, y otros obtenidos en sismos ocurridos al norte del país, que podrían haber afectado a esta estructura. Se analizó la respuesta del Proyecto 1 para cada registro en ambas direcciones independientemente, y se escalaron para alcanzar un estado de colapso de la estructura. Además, una vez alcanzado éste, se realizó nuevamente el análisis, para el mismo factor de amplificación, pero asumiendo en la estructura un comportamiento elástico.

De los resultados obtenidos para cada análisis se calculó los factores de ductilidad, sobrerresistencia, de amplificación de desplazamientos y de reducción de la respuesta para la estructura.

Con los análisis pudo observarse el comportamiento de la estructura bajo diferentes sollicitaciones y cómo ésta respondía a esos estímulos. En primer lugar se pudo observar de los resultados de *pushover* cíclico que la modelación de los arriostramientos entregaba resultados consistentes con lo propuesto por Uriz (et al, 2008), lo cual significa una buena representación de dichos elementos. Esto valida, además, los comportamientos observados en las curvas *pushover* en las que ocurren descargas que en una primer análisis no parecerían normales, y que debido a esta buena representación pueden encontrar una explicación en los métodos de redistribución de esfuerzos, o de falla, de la estructura.

En términos más generales, de los análisis estáticos se pudo ver de cierta manera el modo en que la estructura falla bajo esfuerzos laterales, observándose el pandeo de arriostramientos de pisos más elevados, en ambas direcciones, debido a la configuración del edificio, contrario a lo que podría esperarse. En los gráficos *pushover* por piso, se puede ver la ocurrencia de “piso blando” en el tercer piso en la dirección X (Figura 4.14), nivel en el cual se concentran mayores deformaciones de entre piso y que alcanza mayores valores de corte en su base. Por su lado, en la dirección Y también se puede ver un comportamiento similar (Figura 4.37), pero en que las concentraciones de desplazamiento ocurren en los primeros pisos.

También, en los análisis *pushover*, se vio que la estructura podía alcanzar desplazamientos de techo cercanos a 1,5% de la altura total y era capaz de resistir esfuerzos en la base muy superiores al corte basal de diseño. En este punto es muy importante analizar también la capacidad del modelo de representar a la estructura como un sistema y a sus partes, ya que puede ser interesante la comparación de estados reales con lo que se obtuvo analíticamente para estos niveles de deformación. Es decir, analizar si experimentalmente, a los niveles de deformación observados analíticamente, que superaron en algunos casos el 6% del

largo total del elemento, ocurre o no la rotura de algún elemento. Dado que el estudio experimental está fuera de los alcances de este trabajo, esta comparación no puede ser hecha.

Por su parte, para los análisis tiempo historia, el hecho de tener que amplificar los registros sísmicos para alcanzar un estado último de la estructura, luego de verificarse que con los registros originales no se alcanzaba la fluencia de la estructura, es una clara señal del nivel de resistencia del edificio, sobre todo considerando los valores de amplificación que fueron utilizados para esto (Tabla 4.3). También es bueno mencionar que esta metodología adoptada ha sido cuestionada sobre su validez, ya que el amplificar un registro para alcanzar un sismo de mayor magnitud no contaría con las mismas características en términos de frecuencias y oscilaciones que un sismo que, originalmente, es de la magnitud que se quiere alcanzar.

Durante el análisis dinámico se pudo observar que la estructura, al igual que lo ocurrido en los análisis estáticos, sufría el pandeo de algunos de sus arriostramientos, siguiendo el mismo patrón observados en los análisis *pushover* realizados, esto es, la ocurrencia de pandeo en pisos superiores y posterior desarrollo de un piso blando en estos niveles para algunos registros.

Esto puede verse en los gráficos de desplazamientos en los niveles de la estructura, medido como porcentaje de la altura del nivel (Figura 4.70 a Figura 4.73), en que se evidencia la concentración de desplazamientos en el segundo piso para los registros 11 y 12 en dirección X, y para los registros 9 a 12 en dirección Y. Para los registros restantes, en ambas direcciones se observa un comportamiento más bien uniforme en altura a partir del tercer y segundo pisos (en dirección X e Y, respectivamente), donde la estructura con comportamiento no lineal y de la estructura elástica tienen comportamientos bastante similares, sobre todo en dirección X.

Por otro lado, para los registros aplicados en dirección X se aprecia que los desplazamientos en los pisos 2 y 3 se mantienen similares para todos los registros, excluyendo el 11 y 12, luego para pisos superiores hay un incremento de los desplazamientos que tienden a converger a un valor que se mantiene en altura. En la dirección perpendicular, a excepción de los registros mencionados en el párrafo anterior, los comportamientos se mantienen en los registros, teniéndose un aumento en los desplazamientos en los primeros pisos, para luego converger en altura.

También es posible apreciar que para la dirección X los desplazamientos por pisos son menores que en la otra dirección, alcanzando un máximo de 1% en el segundo piso, mientras que en dirección Y se observan desplazamientos máximos cercanos al 3%, también en el segundo piso.

Así se empieza a evidenciar el comportamiento de la estructura, que varía según la dirección en que son aplicados los esfuerzos, mostrándose más dúctil en la dirección Y, pero al mismo tiempo mostrando resistir valores de corte basal más altos que en X.

Los valores obtenidos para los factores de diseño, calculados una vez obtenidos los resultados de los análisis, se resumen en la Tabla 5.4, la cual entrega los factores para cada dirección principal de la estructura. En ellas se evidencia lo visto en los gráficos, verificándose que la estructura en dirección X es menos dúctil y con menor factor de sobrerresistencia que en dirección Y. Esta diferencia guarda relación con lo asimétrico de la estructuración, donde se

tiene en X, en los primeros dos pisos y en dos de los 3 ejes longitudinales que la componen, un sector más largo y más bajo que el resto de la estructura, significando unos primeros pisos más resistentes que los pisos superiores. La configuración de los arriostramientos también varía, siendo predominantes en esta dirección los arriostramientos en V-invertida. En cambio, en la otra dirección se tienen arriostramientos en X en una línea de marcos, y en V-invertida en la otra, y en elevación es más regular la geometría de la estructura.

En ambas direcciones el factor de reducción, alcanza valores más elevados debido a la alta sobrerresistencia de la estructura, y promediados se llega a un R de 5,05, bastante superior al considerado en el diseño, pero similar al entregado por la normativa chilena. Haciendo una comparación con lo recomendado por la normativa estadounidense, más allá de las diferencias del origen del factor, el R obtenido por los análisis se acerca más a lo propuesto para marcos especiales (R=6) que para marcos ordinarios (R=3,25), este último similar a lo visto en el diseño.

Los valores de sobrerresistencia, por su parte, se alejan también bastante a lo recomendado en la normativa estadounidense, en que se fija este valor en 2.

En cuanto a valores de ductilidad, éstos, para ambas direcciones son muy cercanos a 1, lo que implica que en ambos casos, el corte basal máximo alcanzado, tanto en situación elástica como inelástica son similares, de donde podría deducirse que la estructura no alcanza su estado inelástico. Por lo demás, resulta curioso que el valor obtenido se acerque más a lo especificado por la norma ASCE 7-05 para sistemas de acero sin detalles sismorresistentes (Tabla 12.2.1, sistema H) que para sistemas de marcos arriostrados.

Considerando que los factores de reducción buscan representar que la respuesta de una estructura ante solicitaciones sísmicas se verá reducida debido a incursiones en el rango inelástico, y en base a esto realizar los diseños estructurales según cortes basales máximos admisibles, el considerar un R menor a lo que realmente debería tenerse, implica que los diseños serán sobredimensionados, ya que los valores extraídos con esos niveles de reducción serán mayores a lo que se podría obtener con R más elevados.

Visto de esta manera, la normativa chilena estaría favoreciendo diseños con valores de sobrerresistencia mayores si se extrapolan los resultados a diseños que consideren R=5, como recomendado por ella, y no estructuras que sean provistas de una ductilidad que pueda ser alcanzada según las demandas que éstas sufran, capaces de absorber energía mediante deformaciones inelásticas. Aún así, se respeta lo establecido en el punto 4.1.3. de la norma, donde se dice que se debe asegurar un comportamiento dúctil tanto en los elementos como las conexiones de ésta para evitar fallas frágiles, ya que como se ve en los gráficos de comportamiento de los arriostramientos, éstos son capaces de deformarse inelásticamente antes de alcanzar un estado último, a pesar de no haber incurrido en el rango inelástico para los registros sin amplificar en la mayoría de los casos.

En cuanto al factor C_d , los resultados arrojados también eran consecuentes con la gran sobrerresistencia de la estructura, ya que un valor cercano a 1 significaría que las deformaciones inelásticas son muy similares a las deformaciones inelásticas que podría desarrollar el edificio.

Escapó también de los alcances de este trabajo el realizar una comparación entre resultados analíticos que se pudieran obtener en distintos edificios destinados a la industria, que podrían aclarar si estos resultados son, efectivamente, comunes en las prácticas nacionales. Si los resultados obtenidos en este trabajo pudieran ser verificados para un número representativo de estructuras industriales, se podría concluir de forma más certera que la norma chilena lleva a diseños que resisten eventos sísmicos aportando a ella una mayor sobrerresistencia. En este caso una modificación en el factor R podría dar como resultado estructuras más livianas que sí favorezcan las deformaciones inelásticas, logrando absorber la energía más que resistirla por un sobredimensionamiento de los elementos que la componen, entendiendo que esto no es una práctica común dado que deformaciones inelásticas significan daño, lo que no es deseable para estructuras de importancia.

Cabe mencionar que el sobredimensionamiento al que se refiere el párrafo anterior deja de lado la posible sobrerresistencia que pudiera provenir de posibles decisiones de diseño que tome el ingeniero encargado del análisis estructural para lograr estructuras más simétricas, o bien para simplificar procesos de construcción. También se quiere dejar de lado la sobrerresistencia considerada en el diseño para ciertas componentes en que se aplica diseño por capacidad.

También, dirigiendo más la información hacia lo ocurrido en el terremoto de 2010, se podría recomendar el estudio de estructuras que sean más comunes en la zona afectada, o de algunas que sí se hayan visto afectadas por éste.

Por lo demás, también podría lograrse resultados más comparables con las normas estadounidenses siguiendo las recomendaciones del documento FEMA P695 (2009), creando arquetipos que representen las prácticas nacionales, y realizando un estudio para diferentes estructuras, de manera de establecer un R que quizá sea más adecuado para estructuras que pudieran verse afectadas por eventos sísmicos de la magnitud de lo ocurrido en Febrero de 2010. Esto también resultaría más adecuado para realizar recomendaciones al diseño estructural en Chile.

REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction, 2005, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", AISC, Chicago, Illinois.

American Institute of Steel Construction, 2005, "Specification for Structural Steel Buildings", AISC, Chicago, Illinois.

American Society of Civil Engineers, 2005, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE, Reston, Virginia.

ASTM, 2008, "Standard Specification for Carbon Structural Steel"

ATC-63, 2009, "Quantification of Buildings Seismic Performance Factors", FEMA P695/June 2009, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

Computers and Structures, Inc., 2005, "SAP2000 Linear and non Linear", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

FEMA P695, 2009, "Quantification of Building Seismic Performance Factors", Federal Emergency Management Agency, U.S. Department of Homeland Security, Washington, D.C.

Joaquín Acosta, 2010, "Comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

Mauricio Peña y Lillo, 2010, "Evaluación de parámetros sísmicos para edificios de marcos de acero", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

Michel Bruneau, Chia-Ming Uang, Andrew Whittaker, 1998, "Ductile Design of Steel Structures", McGraw-Hill, New York, NY.

Ministerio Secretaría General de la Presidencia, 2011, "Balance de Reconstrucción, Resumen Ejecutivo", Santiago, Chile.

NCh1537.Of1986, "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

NCh2369.Of2003, "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

Nicolás Chávez, 2011, "Revisión de los criterios de diseño de pernos de anclaje", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.

ONEMI, 2010, "Sismos del Siglo XX y XXI", Oficina Nacional de Emergencias Ministerio del Interior, Santiago, Chile.

OpenSees, 2010, *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <<http://opensees.berkeley.edu>>

Patxi Uriz, Fillipp Filippou, Stephen Mahin, 2008, "Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 4, pp. 619-628.

R. Boroschek, P. Soto, R. Leon, 2010, "Registros del Terremoto del Maule Mw=8.8, 27 de Febrero de 2010", RENADIC, Universidad de Chile.

Ramón Montecinos, 2010, "Diseño de Estructuras Industriales en Chile, Historia, Normativa y el Sismo del 27 de Febrero", Comunicación personal.

RENADIC (2010), Red Nacional de Acelerógrafos Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. <<http://www.terremotosuchile.cl/>>.

Steel and Industrial Buildings Team, 2010, "February 27, 2010 Chile Earthquake Reconnaissance Team Investigation", EERI.

USGS, <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/10_largest_world.php> [consulta: 25 de Marzo de 2011]

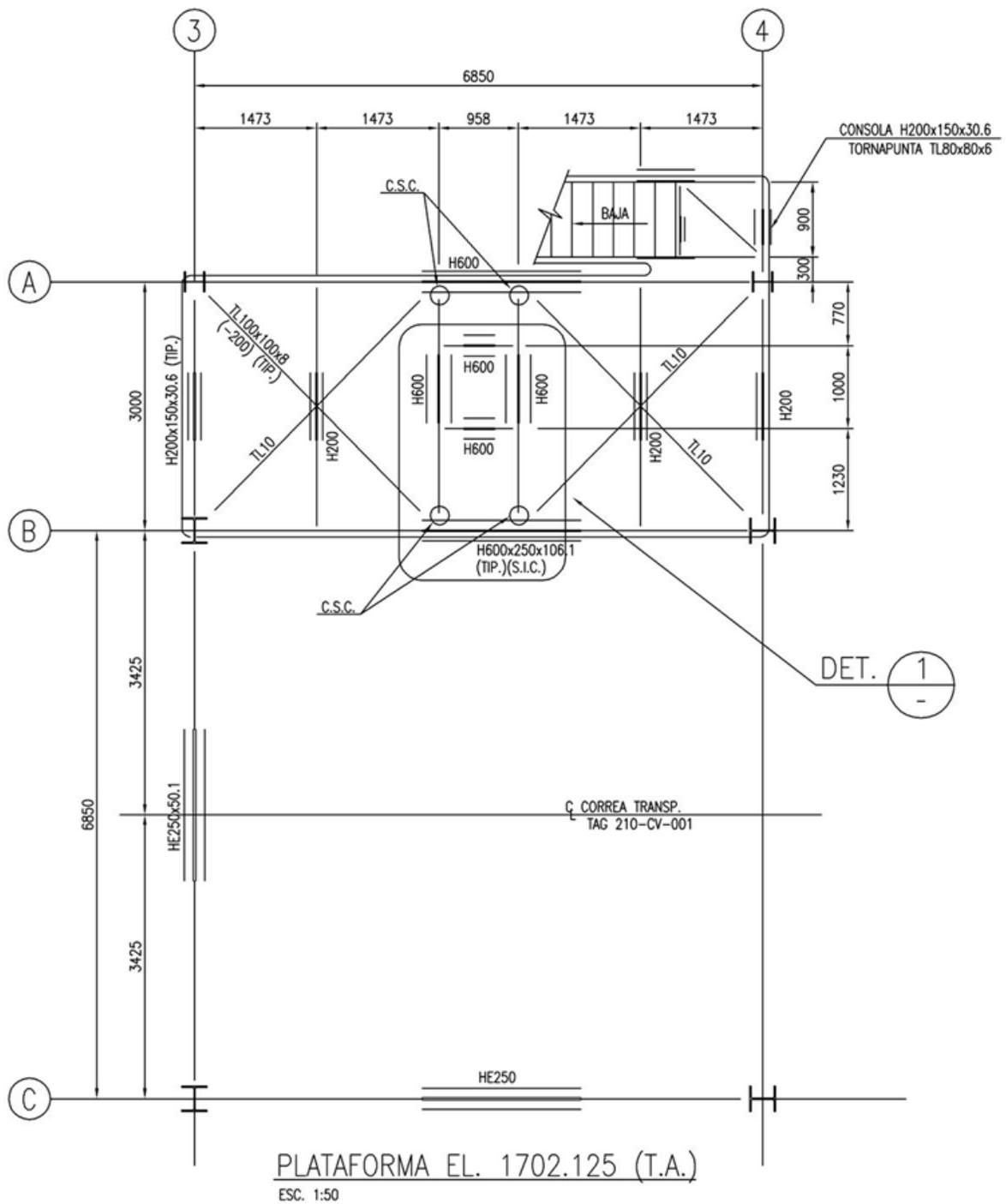
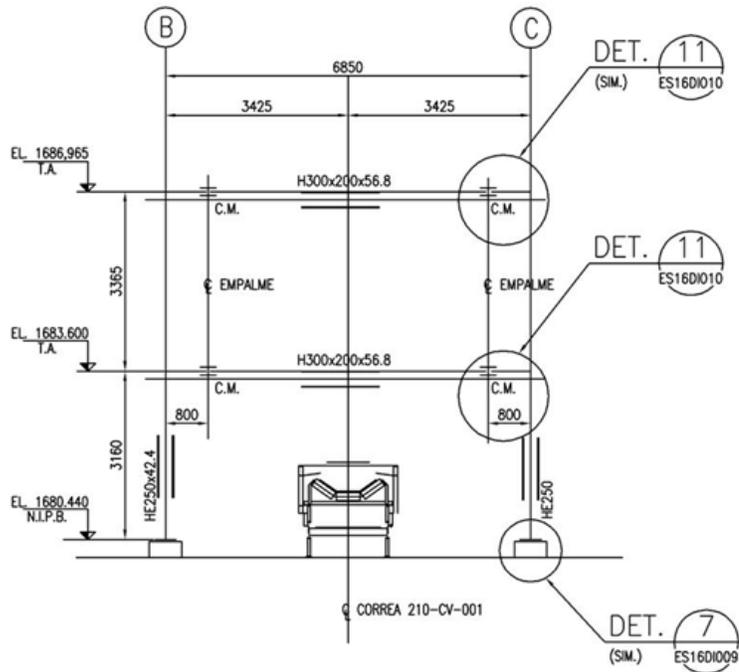
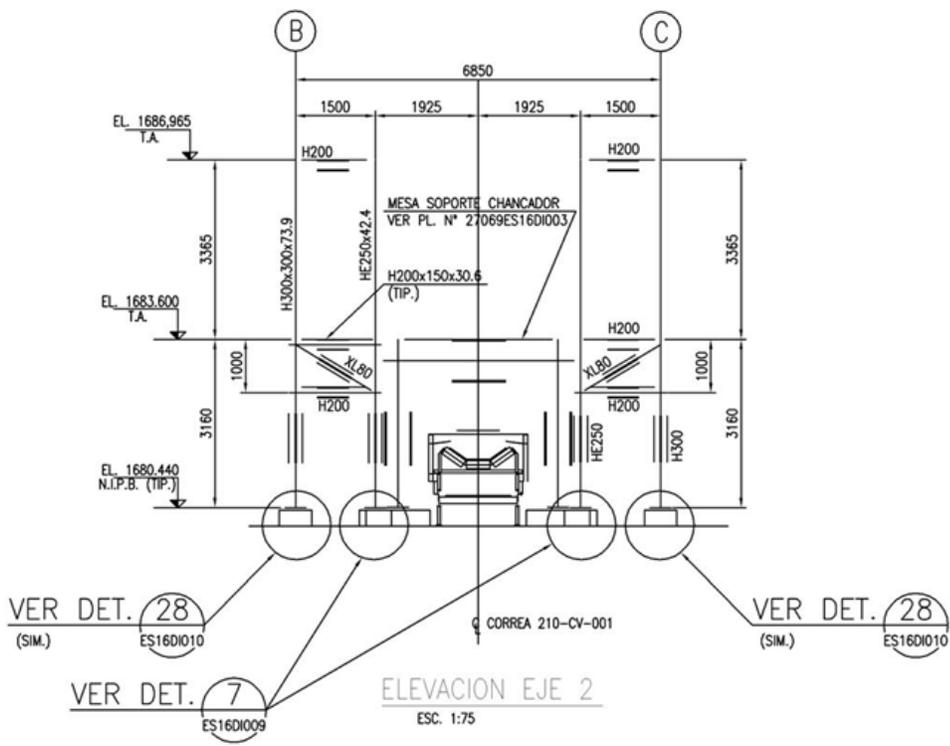


Figura A-4: Plano Planta Plataforma Piso 8



ELEVACION EJE 1
ESC. 1:75



ELEVACION EJE 2
ESC. 1:75

Figura A-5: Plano Elevaciones Ejes 1 y 2

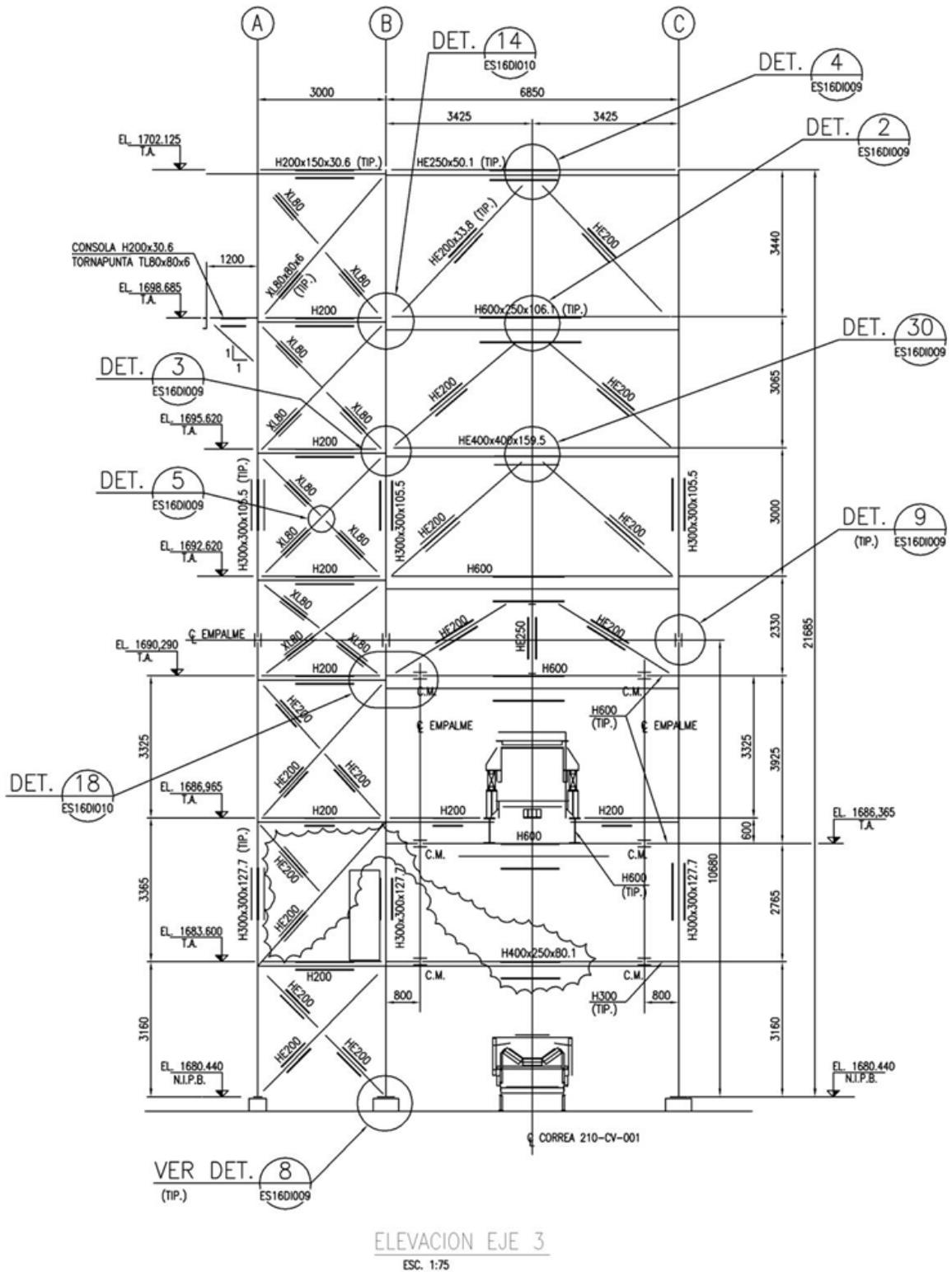


Figura A-6: Plano Elevaciones Eje 3

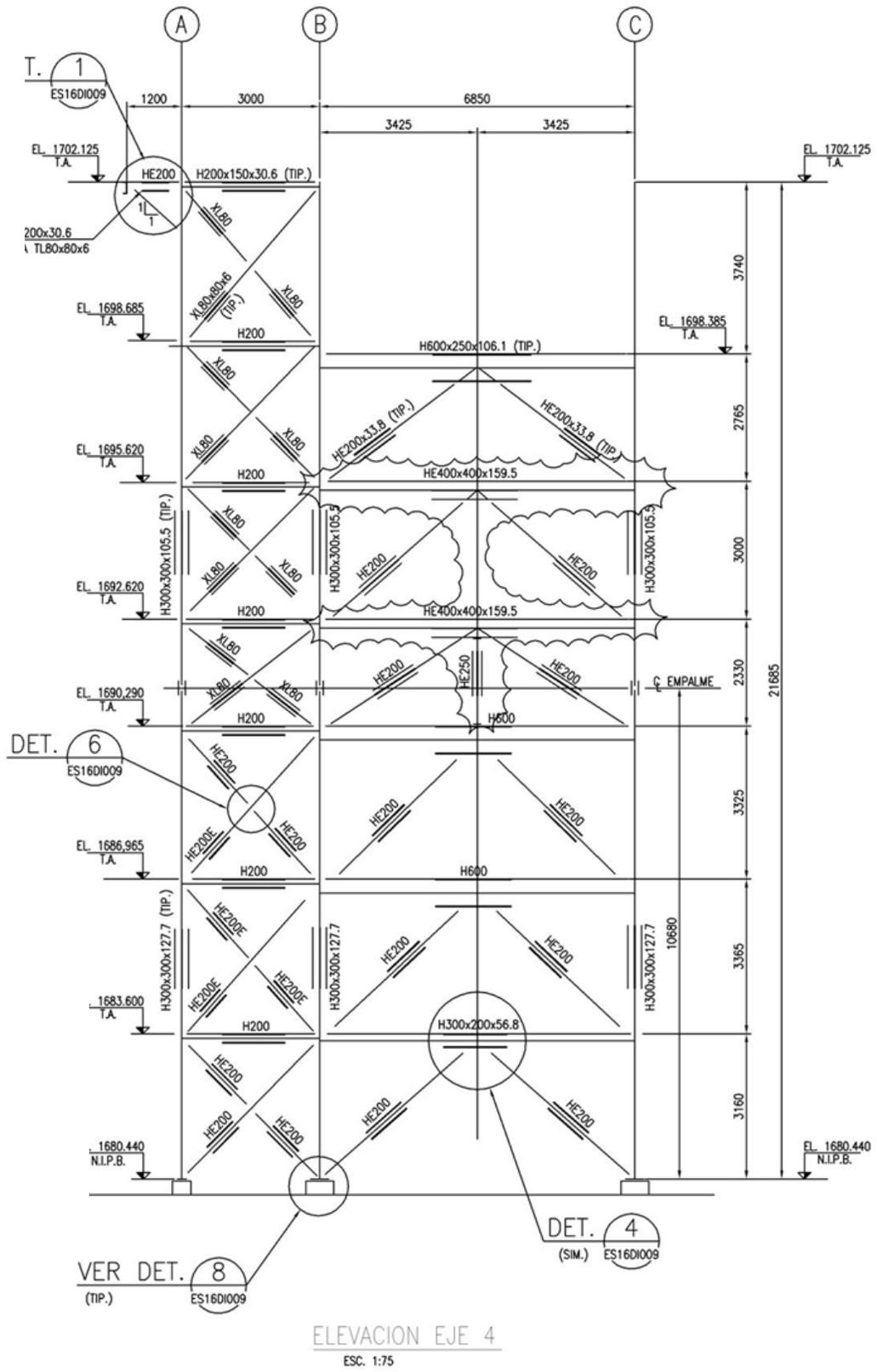


Figura A-7: Plano Elevaciones Eje 4

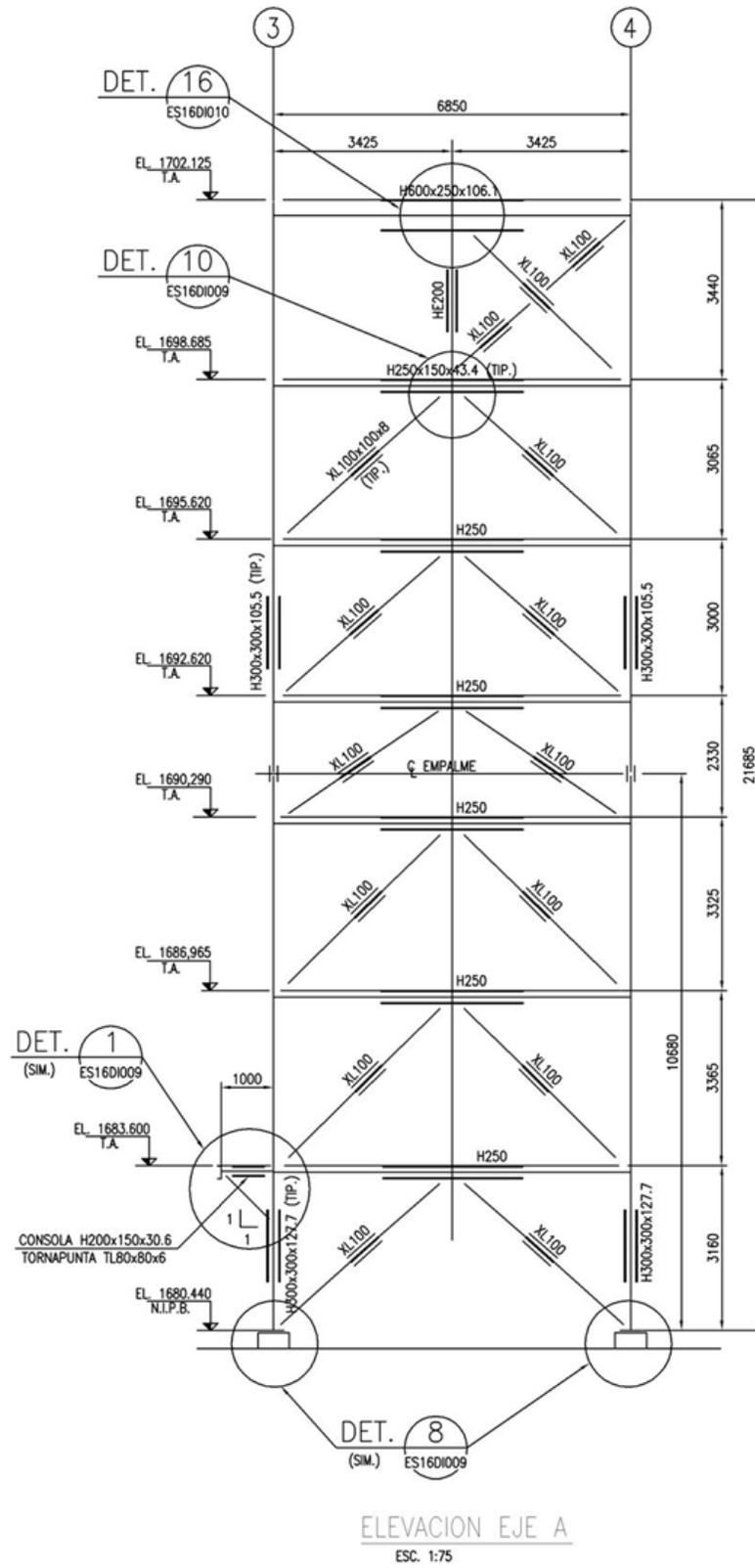


Figura A-8: Plano Elevaciones Eje A

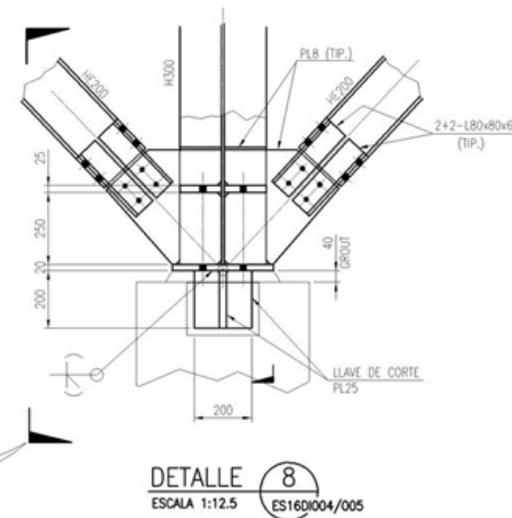
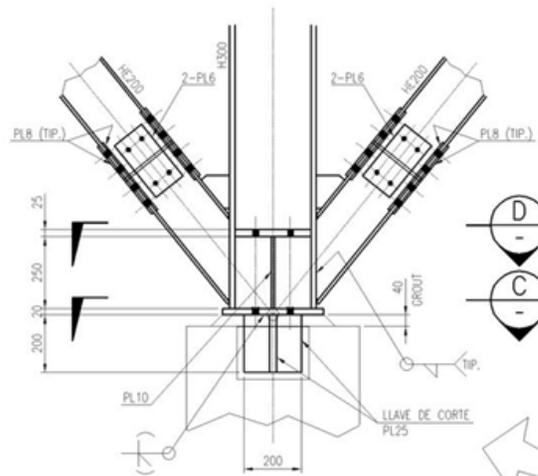
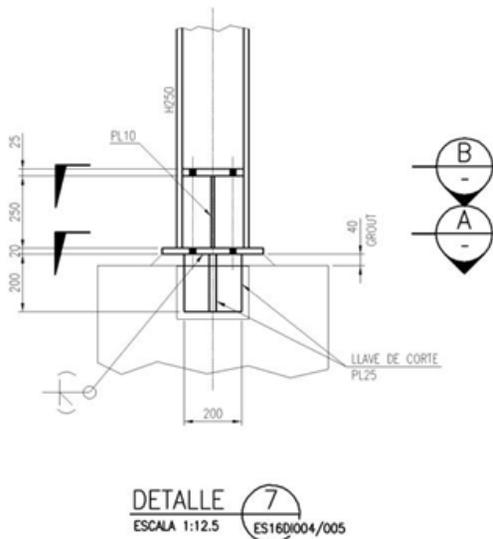
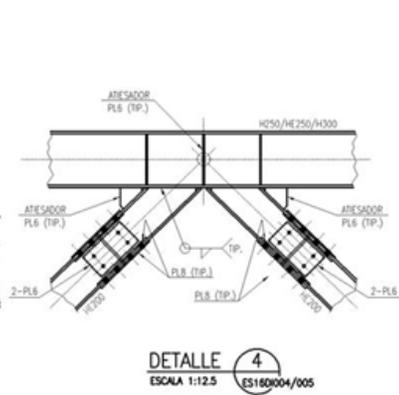
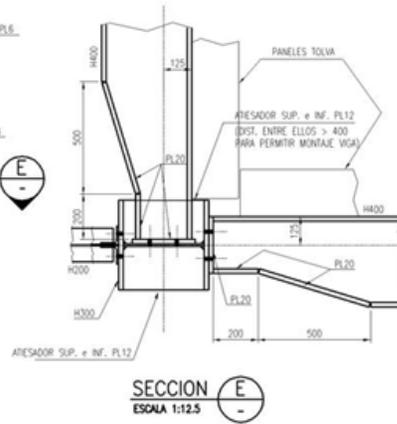
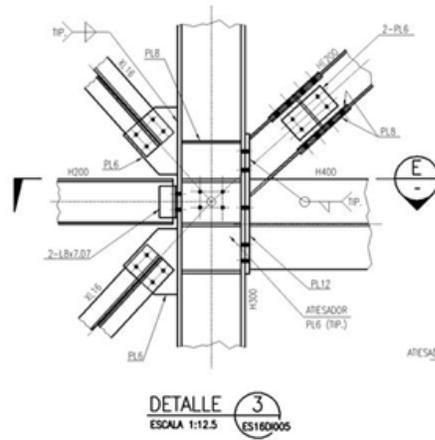
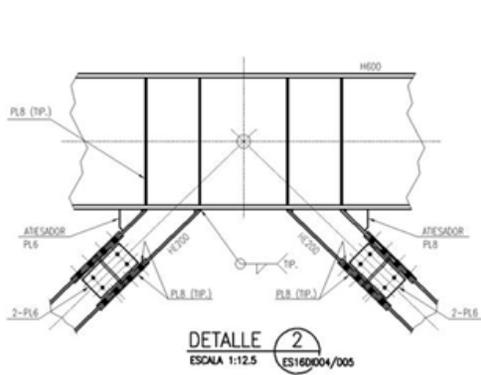
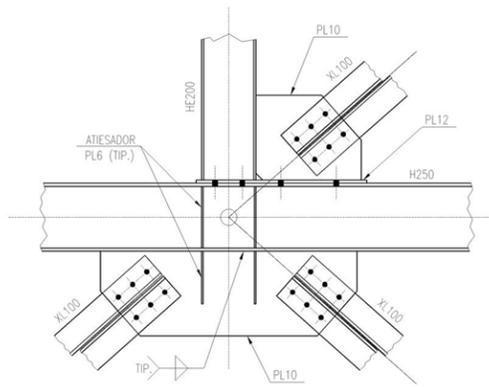
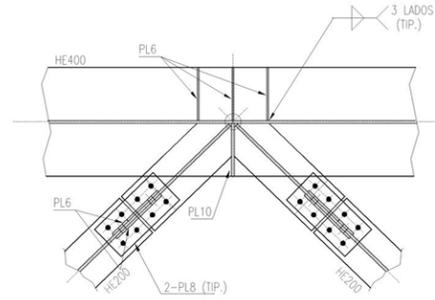


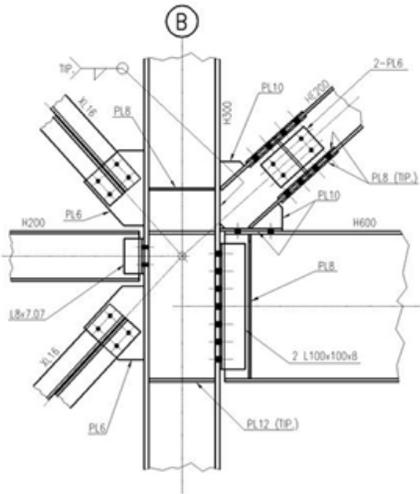
Figura A-11: Plano Detalles 2, 3, 4, 7 y 8.



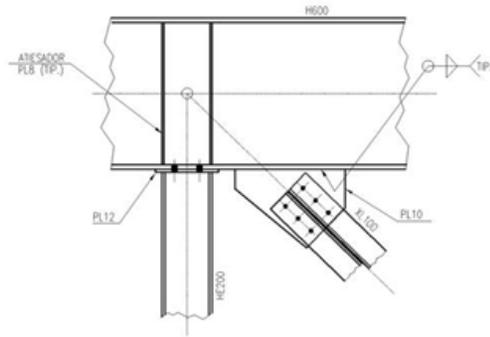
DETALLE 10
ESCALA 1:12.5 ES16DI004



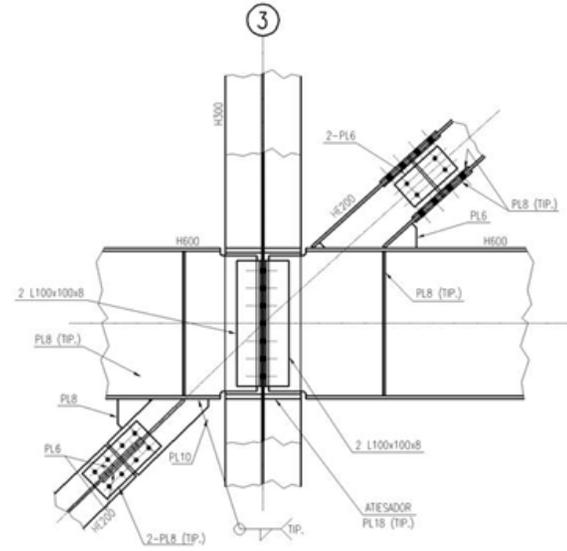
DETALLE 30
ESCALA 1:12.5 ES16DI004



DETALLE 14
ESCALA 1:12.5 ES16DI005



DETALLE 16
ESCALA 1:12.5 ES16DI004



DETALLE 17
ESCALA 1:12.5 ES16DI004

Figura A-12: Plano Detalles 10, 14, 16, 17 y 30.

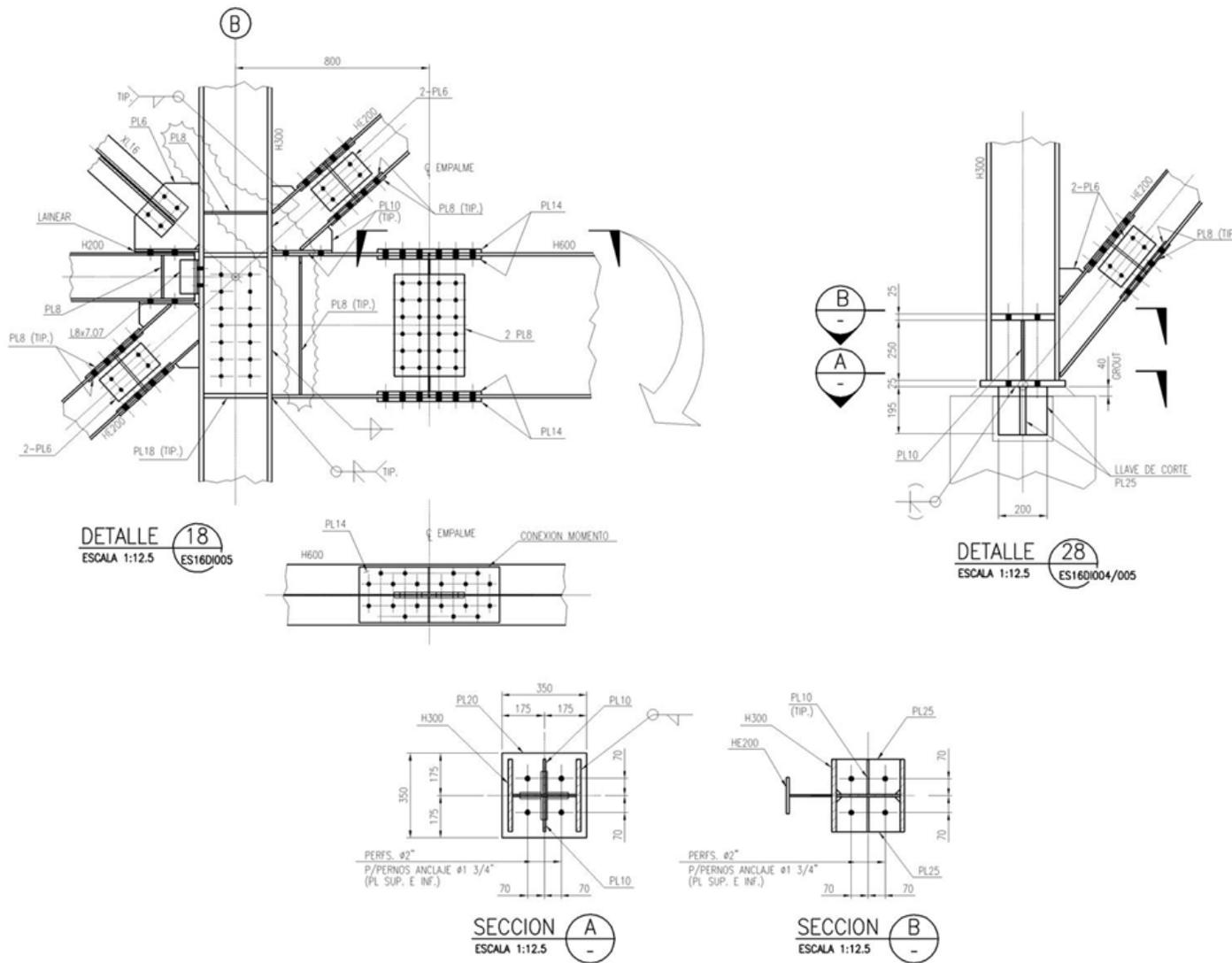
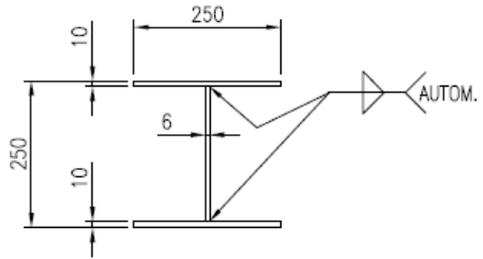
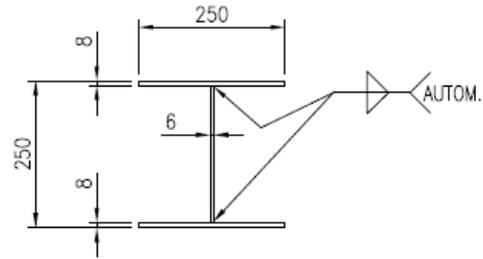


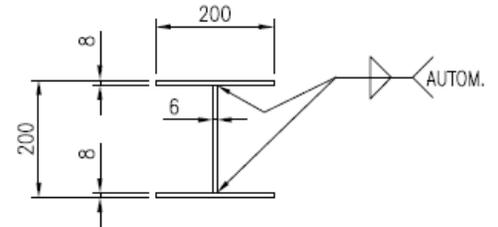
Figura A-13: Plano Detalles 18 y 28.



HE250x50.1



HE250x42.4



HE200x33.8

Figura A-14: Plano Detalles Perfiles HE.