



**UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA EDIFICIOS  
ESTRUCTURADOS A PARTIR DE MARCOS AUTOCENTRANTES DE  
ACERO**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**HERMO ALEXIS ROA MOLINA**

**PROFESOR GUIA:  
RICARDO ANTONIO HERRERA MARDONES**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
CARLOS AGUIRRE AHUMADA  
ALEJANDRO VERDUGO PALMA**

**SANTIAGO DE CHILE  
2013**

## RESUMEN

Un marco autocentrante de acero consiste básicamente en una unión viga columna que tiene la particularidad de no quedar con deformaciones remanentes significativas cuando es sometida a cargas laterales. Dicho sistema consiste, a grandes rasgos, en involucrar un cable pretensado a lo largo del sistema resistente del edificio. Este sistema de unión fue ideado y diseñado en la universidad de Lehigh, Pennsylvania, Estados Unidos; y aunque no se han probado modelos a escala real, se han ensayado especímenes a menor escala junto con modelos analíticos, mostrando en base a estos resultados las bondades de dicha estructuración.

Este trabajo consiste en el estudio del comportamiento sísmico de edificios estructurados a partir de marcos autocentrantes de acero. Los objetivos del trabajo son la obtención de los parámetros de diseño sísmico (en base a análisis no lineales) y la propuesta de las respectivas recomendaciones de diseño.

Primero, se revisó antecedentes generales acerca del predimensionamiento de los edificios utilizados, involucrando la metodología a utilizar en su dimensionamiento, así como las consideraciones de diseño (ubicación, importancia, entre otros). Posteriormente, se procedió a realizar el diseño de tres edificios prototipo (de 3, 10 y 20 pisos), revisando el cumplimiento de las normas vigentes. Luego, se realizó los análisis no lineales de cada estructura, estudiando los edificios diseñados a partir del análisis de modelos planos de los ejes resistentes, utilizando no linealidades debido a cargas (estáticas y dinámicas) y materiales. Esto involucra la determinación de la capacidad y la demanda sísmica de la estructura. Para el caso de la capacidad, se tiene dos alternativas de evaluación: Análisis no lineal estático (*Pushover*) y análisis no lineal dinámico (*time-history*), mediante el uso de registros escalados del terremoto del 27 de Febrero de 2010. Con esto, se procedió a determinar el factor de modificación de la respuesta estructural para este tipo de edificio, así como también el factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$  y el factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ .

Finalmente, se realizó un análisis de sensibilidad respecto al uso del corte mínimo estipulado en la norma de diseño correspondiente, estudio que proporciona recomendaciones de diseño importantes en cuanto a comportamiento y optimización de elementos estructurales.

El resultado de los análisis arroja que de acuerdo a las consideraciones bibliográficas es correcto diseñar edificios prototipo considerándolos como marcos especiales. Sin embargo, para edificios altos no es necesario considerar la restricción de corte mínimo, lo cual posibilita tener diseños menos pesados y con mejores comportamientos. Se encontró que los diseños poseen una alta sobrerresistencia y una nula reducción por ductilidad, teniéndose en consecuencia, para este tipo de estructuración, un valor de  $R_0 = 4$ . Esto se debe al aumento de resistencia que poseen los marcos al estar integrados con cables lo que conlleva al poco daño ocasionado por los registros usados. La evaluación de la respuesta de estos sistemas, frente al conjunto de acelerogramas chilenos, indica desplazamientos máximos de piso iguales o inferiores al 0.2% de la altura de éstos.

La comparación entre la respuesta lineal-elástica y la respuesta no lineal de los modelos sugiere que los edificios diseñados no incursionaron en el rango inelástico.

Finalmente, se obtuvo la comparación entre marcos convencionales y marcos autocentrantes, teniéndose la nula presencia de desplazamientos laterales para los últimos.

## AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a todas las personas que han estado conmigo en esto, lo más importante que he hecho en mi vida.

Primero que todo agradecer al profesor Ricardo Herrera por darme la posibilidad de trabajar con su persona y por todo el tiempo dedicado a este trabajo, los consejos y la paciencia.

Al profesor Carlos Aguirre Ahumada por ser co-guía de este trabajo, por su buena disposición, su aliento y consejos dados. Al profesor integrante don Alejandro Verdugo Palma por sus consejos y la buena relación que se ha forjado durante los semestres que fui su alumno y ayudante.

De forma especial quisiera agradecer a don Pedro Rojas, amigo del profesor Ricardo Herrera, que contribuyó con información muy valiosa para la realización de este trabajo. A don Jorge Pi Luco por todo el apoyo y consejos de vida, por toda la enseñanza brindada.

A los chiquillos de la pecera por el apoyo dado siempre y por sobre todo los buenos momentos que hicieron más llevadero el tiempo de trabajo: Maldonado, Pablo León, massu, Jorge Mella, Erik Krumm, Pablo Herrera (pablete), el gran Leandro Lastra, JF Albornoz, Oriel y muy especialmente a Enzo Devico; a Braian por su ayuda. A todos ellos muchas gracias.

A mis amigos, aquellos que conocí en la universidad y que han sido un apoyo inmenso en todo este proceso: Cristián Opitz García y Manuel Bernal Borlone.

A mis hermanos de la vida: a Camilo y su familia, a Francisco Barrera, Alexis Parra, Felipe Cavieres y Yuri. A todos ellos muchas gracias por estar en esto desde el comienzo. Valla un saludo especial a don Carlos Aballay Cañete y su esposa Teresa Herrera, personas fundamentales en mi formación y que desde algún lugar don Carlos está presente.

A mi familia por ser mi razón de ser: a mis hermanos Camila y Cristián, a mi vieja Gloria Molina, a mi sobrina y ahijada Ignacia y a mi hijo Rodrigo. A Vanessa, por todas esas conversaciones que sirvieron como aliento, a todos ellos muchas gracias.

A mi viejo, don Emilio Roa, que aunque no está, él es realizador de este trabajo.

Finalmente agradecer a Dios, el principal artífice del presente trabajo....Virgen Purísima de Lo Vásquez, Ruega por Nosotros.....

*A mi familia Gloria, Camila y Cristián  
por ser mi razón de ser, a Ignacia y Rodrigo por ser  
mi inspiración; a mi viejo ....por darme la posibilidad  
de trabajar con él en esta memoria.*

*E. R. D. E. R. N.*

# TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo General.....	2
1.2.2 Objetivos Específicos.....	2
1.3 Resumen de Capítulos.....	3
1.3.1 Capítulo 2: “Marco Teórico”.....	3
1.3.2 Capítulo 3: “Diseño de Edificios Prototipo”.....	3
1.3.3 Capítulo 4: “Conexión Autocentrante y Edificios: Modelos Analíticos”.....	3
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 Alcances.....	5
2.2 Sistemas convencionales de marcos de acero.....	6
2.2.1 Introducción.....	6
2.2.2 Clasificación (Sistemas Estructurales).....	7
2.2.2.1 OMF (Marco Común).....	7
2.2.2.2 IMF (Marco Intermedio).....	7
2.2.2.3 SMF (Marco Especial).....	8
2.2.2.4 Marco de viga Enrejada (STMF).....	8
2.2.2.5 Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF).....	9
2.2.2.6 Marcos Comunes Arriostrados Concéntricamente (OCBF).....	10
2.2.2.7 Marcos Arriostrados Excéntricamente (EBF).....	11
2.2.2.8 Muros de Corte de Placas de Acero (SPSW).....	12
2.3 Marcos Autocentrantes de Acero.....	13
2.3.1 Generalidades.....	13
2.3.2 Detalles de una Conexión Autocentrante.....	15
2.3.3 Comportamiento de un Marco Autocentrante.....	17
2.3.4 Estados Límite.....	20
2.3.5 Parámetros y consideraciones de diseño.....	22
2.4 Obtención de Parámetros de Diseño Sísmico.....	31
2.4.1 Generalidades.....	31
2.4.2 Metodología para la determinación de los Parámetros de Diseño Sísmico.....	32

CAPÍTULO 3. DISEÑO DE EDIFICIOS PROTOTIPO .....	36
3.1 Alcances.....	36
3.2 Bases de Diseño.....	37
3.2.1 Materiales.....	37
3.2.2 Tipo de edificios .....	38
3.3 Predimensionamiento.....	39
3.4 Diseño Sísmico de las Estructuras .....	43
3.4.1 Modelación .....	43
3.4.2 Análisis Modal .....	45
3.4.3 Análisis Modal Espectral .....	47
CAPÍTULO 4. CONEXIÓN AUTOCENTRANTE Y EDIFICIOS: MODELOS ANALÍTICOS. 59	
4.1 Alcances.....	59
4.2 Modelos experimentales.....	60
4.2.1 Tipos de especímenes .....	60
4.2.2 Materiales y elementos estructurales .....	63
4.2.2.1 Materiales.....	64
4.2.2.2 Geometría.....	65
4.2.2.3 Elementos Estructurales .....	66
4.2.3 Comportamientos Representativos .....	66
4.3 Modelo Analítico Conexión Autocentrante .....	71
4.3.1 Uso de OpenSees.....	71
4.3.2 Modelo de la Conexión (Generalidades) .....	73
4.3.3 Modelo Analítico Sin Disipadores .....	74
4.3.3.1 Elementos GAP .....	74
4.3.3.2 Zona Panel.....	75
4.3.3.3 Soportes Verticales (Conexiones de Corte) .....	75
4.3.4 Modelo Analítico con Disipadores.....	77
4.3.4.1 Ángulos .....	77
4.3.5 Modelamiento de los Cables.....	79
4.3.6 Materiales y Elementos .....	81
4.3.6.1 Vigas y Columnas .....	81
4.3.6.2 Placa de Refuerzo .....	82
4.3.6.3 Cables .....	82
4.3.6.4 Resorte Rígido Unión Cable-Viga .....	83
4.3.6.5 Elementos <i>GAP</i> .....	84

4.3.6.6	Resorte Torsional Zona Panel.....	86
4.3.6.7	Ángulos .....	88
4.3.7	Validación Modelos Analíticos.....	90
4.3.7.1	Validación Modelo Sin Disipadores.....	91
4.3.7.2	Validación Modelo Con Disipadores.....	92
4.4	Modelos de Edificios con Conexiones Autocentrantes.....	98
4.4.1	Diseño de Cables y Placa de Refuerzo .....	98
4.4.2	Vigas Colectoras y Efectos $P-\Delta$ .....	100
4.5	Análisis No Lineales .....	103
4.5.1	Análisis Modal .....	103
4.5.2	Análisis Estático (Pushover Cíclico) .....	104
4.5.3	Análisis No Lineal Estático ( <i>Pushover</i> ).....	107
4.5.4	Análisis Dinámicos ( <i>Tiempo – Historia</i> ).....	113
4.5.4.1	Registros y Escalamientos .....	113
4.5.4.2	Análisis Tiempo Historia Elásticos .....	118
4.5.4.3	Análisis Tiempo Historia No Lineales.....	119
4.5.5	Respuestas Locales .....	122
4.5.5.1	Respuestas Locales Edificio 3 pisos.....	123
4.5.5.2	Respuestas Locales Edificio 10 pisos.....	124
4.5.5.3	Respuestas Locales Edificio 18 pisos.....	125
4.6	Análisis Complementario Edificio 18 pisos.....	129
4.7	Comparación Respuestas Marcos Convencionales .....	135
4.7.1	El Terremoto de Northridge .....	135
4.8	Análisis de Resultados .....	141
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES .....		150
5.1	Resumen .....	150
5.2	Conclusiones .....	151
5.2.1	Confección de Modelos Analíticos .....	151
5.2.2	Modelos Analíticos de Edificios .....	152
5.2.2.1	Diseño de Edificios Prototipo .....	152
5.2.2.2	Diseño de Componentes Autocentrantes (Cables, Pretensión y Placas de refuerzo) .....	152
5.2.3	Análisis Realizados y Comportamientos .....	153
5.2.3.1	Análisis No Lineales Estáticos y Dinámicos .....	153
5.2.4	Parámetros de Diseño Sísmico .....	154
5.3	Limitaciones y Trabajos Futuros.....	155

5.3.1	Limitaciones de los modelos .....	155
5.3.2	Trabajos Futuros .....	156
BIBLIOGRAFÍA.....		158
ANEXO A .....		162
ANEXO B.....		168
ANEXO C.....		182

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Diagrama de Flujo Trabajo a realizar.....	4
Figura 2.1: Configuración Marco de Acero en base a Enrejados.....	9
Figura 2.2: Configuración Marcos Arriostrados Concéntricamente (Beltrán & Herrera, 2010).	11
Figura 2.3: Configuración marco arriostrado excéntricamente (Beltrán & Herrera, 2010).....	12
Figura 2.4: Marco de Corte de Placas de Acero (Beltrán & Herrera, 2010). ....	12
Figura 2.5: Comportamiento histerético marco convencional de acero (Rojas, 2012).....	13
Figura 2.6: Comportamiento histerético marco autocentrante (Rojas, 2012). ....	14
Figura 2.7: Elevación SC-SMRFs (Garlock, 2002).....	16
Figura 2.8: Detalles conexión (Garlock, 2002). ....	16
Figura 2.9: Comportamiento conexión autocentrante (Garlock, 2002). ....	18
Figura 2.10: Esquema de conexión autocentrante (Dobossy, 2006).....	18
Figura 2.11: Desplazamiento lateral marcos autocentrantes (Dobossy, 2006). ....	19
Figura 2.12: Vista en planta "Collector Beams" (Dobossy, 2006).....	19
Figura 2.13: Diagrama Cuerpo Libre, conexión tipo (Garlock, 2002). ....	23
Figura 2.14: Ilustración acerca de la obtención de los parámetros de diseño sísmico (Federal Emergency Management Agency, 2009). ....	35
Figura 3.1: Planta tipo a utilizar.....	39
Figura 3.2: Esquema vigas secundarias (a) y primarias (b).....	40
Figura 3.3: Losa colaborante tipo.....	41
Figura 3.4: Planta tipo.....	44
Figura 3.5: Elevación edificio 3 pisos.....	45
Figura 3.6: Elevaciones perimetrales no pertenecientes al sistema resistente. ....	46
Figura 3.7: Análisis modal edificio 20 pisos (sistema resistente), modo 1. ....	47
Figura 3.8: Ejemplo espectro de aceleraciones edificio 20 pisos.....	49
Figura 3.9: Esfuerzos diseño sísmico. ....	52
Figura 3.10: Deformada lateral edificio 20 pisos, dirección x. ....	58
Figura 4.1: Solicitaciones Estructura tipo y subconjunto aislado (Garlock, 2002). ....	61
Figura 4.2: Posición deformada cruciforme (Garlock, 2002). ....	62

Figura 4.3: Modelo cruciforme a ensayar (Garlock, 2002).	62
Figura 4.4: Espécimen 20s-18 (Garlock, 2002)	63
Figura 4.5: Ley constitutiva cables.	64
Figura 4.6: Modelo Cruciforme.	65
Figura 4.7: Fuerza-Desplazamiento sin ángulos (Garlock, 2002).	69
Figura 4.8: Fuerza-Desplazamiento con ángulos (Garlock, 2002).	69
Figura 4.9: Fuerza cable-Desplazamiento superior (Garlock, 2002).	70
Figura 4.10: Momento-Giro relativo conexión (Garlock, 2002)	70
Figura 4.11: Deformación permanente en ángulos (Gordana Herning, 2011).	71
Figura 4.12: Modelo Analítico sin Disipadores, OpenSees.	76
Figura 4.13: Deformación zona panel (Garlock, 2002).	77
Figura 4.14: Modelo Analítico con Disipadores, OpenSees.	79
Figura 4.15: Modelamiento Cable.	81
Figura 4.16: Sección transversal viga-Placa de Refuerzo.	82
Figura 4.17: Material Cables.	83
Figura 4.18: Material resorte rígido.	84
Figura 4.19: Área de Contacto (Garlock, 2002).	85
Figura 4.20: Curva Fuerza-Deformación Zona Panel (Krawinkler, 1978).	86
Figura 4.21: Resorte zona panel (Garlock, 2002).	87
Figura 4.22: Material Histerético zona panel.	87
Figura 4.23: Comportamiento empírico ángulos, corte versus desplazamiento, (Garlock, 2002).	89
Figura 4.24: Curva Material Steel 01	89
Figura 4.25: Comportamiento Histerético Material Steel 01	90
Figura 4.26: Fuerza lateral-Desplazamiento (Ambos Modelos)	92
Figura 4.27: Fuerza Cable -Desplazamiento (ambos modelos)	93
Figura 4.28: Fuerza Lateral-Desplazamiento (Garlock, 2002)	94
Figura 4.29: Fuerza Lateral - Desplazamiento (ambos modelos).	95
Figura 4.30: Esquema Giro Relativo (Dobossy, 2006).	96
Figura 4.31: Momento-Giro Relativo (ambos modelos)	96
Figura 4.32: Comportamiento Disipadores.	97
Figura 4.33: Elevación Modelo Edificio 10 Pisos.	102

Figura 4.34: Comportamiento Cable pisos: (a) 1, (b) 3; edificio 3 pisos.....	105
Figura 4.35: Comportamiento Cable pisos: (a) 3, (b) 9; edificio 10 pisos.....	106
Figura 4.36: Comportamiento Conexión pisos: (a) 5, (b) 8; edificio 10 pisos.....	106
Figura 4.37: Comportamiento Cable piso 12, edificio 18 pisos (medio ciclo). ....	107
Figura 4.38: Esquema Aplicación cargas Análisis No Lineal Estático (Federal Emergency Management Agency, 2009).....	108
Figura 4.39: Corte Basal - Desplazamiento techo, Edificio 3 pisos.....	109
Figura 4.40: Comportamiento Axial Viga pisos: (a) 1, (b) 3; edificio 3 pisos.....	109
Figura 4.41: Corte Basal - Desplazamiento techo, Edificio 10 pisos.....	110
Figura 4.42: Comportamiento Axial Viga pisos: (a) 3, (b) 6; edificio 10 pisos.....	111
Figura 4.43: Corte Basal - Desplazamiento techo, Edificio 18 pisos.....	111
Figura 4.44: Localización Datos de Registros (Google, 2012). ....	114
Figura 4.45: Componentes Acelerogramas: (a) E-O, Curicó; (b) N-S, Papudo.....	114
Figura 4.46: Espectros de Respuesta.....	115
Figura 4.47: Comparación Espectro de Respuesta - Diseño (3pisos).....	116
Figura 4.48: Comparación Espectro de Respuesta - Diseño (10pisos).....	117
Figura 4.49: Comparación Espectro de Respuesta - Diseño (20pisos).....	117
Figura 4.50: Desplazamientos máximos de piso, edificio 3 pisos. ....	120
Figura 4.51: Desplazamientos máximos de piso, edificio 10 pisos.....	120
Figura 4.52: Desplazamientos máximos de piso, edificio 18 pisos.....	121
Figura 4.53: Respuesta Cable registro Hualañe E-W, piso 3.....	123
Figura 4.54: Momento - Giro Relativo conexión interior derecha piso 3, sismo Papudo E-W...	123
Figura 4.55: Desplazamientos piso superior edificio 3 pisos, registros: (a) Curicó E-W, (b) Stgo E-W.....	124
Figura 4.56: Momento - Giro Relativo conexión interior izquierda, registros: (a) Papudo E-W piso 2, (b) Viña del Mar E-W piso 2.....	124
Figura 4.57: Desplazamiento piso superior edificio 10 pisos, registros: (a) Papudo N-S, (b) Viña del Mar E-W.....	125
Figura 4.58: Momento - Giro Relativo conexión interior derecha piso 17, registros: (a) Curicó E- W, (b) Hualañe E-W.....	125

<i>Figura 4.59: Momento - Giro Relativo conexión interior derecha piso 17, registro Viña del Mar E-W.</i>	126
<i>Figura 4.60: Momento - Giro Relativo conexión interior izquierda piso 8, registros: (a) Papudo E-W, (b) Stgo E-W.</i>	126
<i>Figura 4.61: Momento - Giro Relativo conexión interior izquierda piso 8, registro Viña del Mar N-S.</i>	127
<i>Figura 4.62: Momento - Giro Relativo conexión interior derecha piso 2, registros: (a) Curicó N-S, (b) Viña del Mar E-W.</i>	127
<i>Figura 4.63: Momento - Giro Relativo conexión interior izquierda piso 2, registro Papudo E-W.</i>	128
<i>Figura 4.64: Respuesta Cable registro Stgo E-W, piso 5.</i>	128
<i>Figura 4.65: Desplazamiento piso superior edificio 18 pisos, registros: (a) Curicó E-W, (b) Stgo E-W.</i>	129
<i>Figura 4.66: Corte Basal - Desplazamiento de techo, análisis complementario.</i>	131
<i>Figura 4.67: Reducción de la respuesta promedio.</i>	133
<i>Figura 4.68: Desplazamientos máximos, elásticos e inelásticos.</i>	134
<i>Figura 4.69: Registro Aceleraciones Terremoto de Northridge, Componente Longitudinal.</i>	136
<i>Figura 4.70: Comparación espectros de Respuesta, Medianas-Northridge.</i>	137
<i>Figura 4.71: Comparación espectro de respuesta, Curicó-Northridge.</i>	137
<i>Figura 4.72: Historia de Desplazamientos, Edificio 4 pisos, Marco Convencional (Cernadas, 2012).</i>	138
<i>Figura 4.73: Historia de Desplazamientos, Edificio 3 pisos, SC-SMRF.</i>	139
<i>Figura 4.74: Historia de Desplazamientos, Edificio 8 pisos, Marco Convencional (Cernadas, 2012).</i>	139
<i>Figura 4.75: Historia de Desplazamientos, Edificio 10 pisos, SC-SMRF.</i>	140
<i>Figura 4.76: Historia de Desplazamientos, Edificio 16 pisos, Marco Convencional (Cernadas, 2012).</i>	140
<i>Figura 4.77: Historia de Desplazamientos, Edificio 18 pisos, SC-SMRF.</i>	141
<i>Figura A. 1: Esquema Fuerzas Aplicadas Análisis No lineal Estático, edificio 3 pisos.</i>	163
<i>Figura A. 2: Esquema Fuerzas Aplicadas Análisis No lineal Estático, edificio 10 pisos.</i>	164

*Figura A. 3: Esquema Fuerzas Aplicadas Análisis No lineal Estático, edificio 18 pisos. ....166*

## INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Propiedades nominales acero a utilizar. ....	37
Tabla 3.2: Resumen cargas estáticas a considerar. ....	41
Tabla 3.3: Resumen prediseño vigas gravitacionales. ....	42
Tabla 3.4: Resumen prediseño columnas. ....	43
Tabla 3.5: Períodos naturales de vibrar, para cada estructura. ....	46
Tabla 3.6: Parámetros de diseño de acuerdo al tipo de Suelo. ....	48
Tabla 3.7: Resumen parámetros de diseño sísmico usados para el diseño sísmico. ....	48
Tabla 3.8: Resumen cortes basales y factores modificadores análisis modal espectral. ....	50
Tabla 3.9: Esbelteces sísmicas elementos no atiesados, según AISC 341. ....	53
Tabla 3.10: Esbelteces sísmicas elementos atiesados, según AISC 341. ....	54
Tabla 3.11: Resumen secciones obtenidas edificio 3 pisos. ....	55
Tabla 3.12: Resumen secciones obtenidas edificio 10 pisos. ....	56
Tabla 3.13: Resumen dimensiones obtenidas edificio 20 pisos. ....	57
Tabla 3.14: Resumen desplazamientos. ....	58
Tabla 4.1: Propiedades acero estructural. ....	64
Tabla 4.2: Propiedades cables. ....	65
Tabla 4.3: Propiedades Geométricas secciones. ....	66
Tabla 4.4: Propiedades Placa Refuerzo. ....	66
Tabla 4.5: Parámetros iniciales cruciforme. ....	67
Tabla 4.6: Cargas usadas espécimen (Garlock, 2002). ....	91
Tabla 4.7: Parámetros de Diseño Edificio 3 pisos. ....	98
Tabla 4.8: Parámetros de Diseño Edificio 10 pisos. ....	99
Tabla 4.9: Parámetros de Diseño Edificio 20 pisos. ....	99
Tabla 4.10: Parámetros Análisis Modal. ....	104
Tabla 4.11: Máximo Desplazamiento Cíclico. ....	104
Tabla 4.12: Sobre resistencia, $\Omega$ . ....	112
Tabla 4.13: Obtención parámetro de reducción de la respuesta, $R$ . ....	119
Tabla 4.14: Obtención parámetro de reducción de la respuesta, $R\mu$ . ....	119

Tabla 4.15: Desplazamientos máximos (análisis no lineal).	121
Tabla 4.16: Desplazamientos máximos (análisis elástico).	122
Tabla 4.17: Detalle Obtención Factor de Amplificación de la Deflexión.	122
Tabla 4.18: Secciones Análisis Complementario.	130
Tabla 4.19: Parámetros de Diseño Análisis Complementario.	131
Tabla 4.20: Resumen valores Sobre resistencia, $\Omega_0$ .	132
Tabla 4.21: Resumen valores Reducción por Ductilidad, $R\mu$ .	132
Tabla 4.22: Resumen valores para factor de reducción de la respuesta, R.	133
Tabla 4.23: Resumen valores Amplificación de la Deflexión, $Cd$ .	134
Tabla A 1: Fuerzas en Altura Análisis no Lineal Estático, normalizadas al piso superior, edificio 3 pisos.	163
Tabla A 2: Fuerzas en Altura Análisis no Lineal Estático, normalizadas al piso superior, edificio 10 pisos.	165
Tabla A 3: Fuerzas en Altura Análisis no Lineal Estático, normalizadas al piso superior, edificio 18 pisos.	167
Tabla B 1: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 3 pisos.	169
Tabla B 2: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 3 pisos.	169
Tabla B 3: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 10 pisos (piso 1).	170
Tabla B 4: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 10 pisos (piso 1).	170
Tabla B 5: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 10 pisos (piso 4).	171
Tabla B 6: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 10 pisos (piso 4).	171
Tabla B 7: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 10 pisos (piso 7).	172
Tabla B 8: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 10 pisos (piso 7).	172
Tabla B 9: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 1).	173
Tabla B 10: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 1).	173
Tabla B 11: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 4).	174
Tabla B 12: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 4).	174
Tabla B 13: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 7).	175
Tabla B 14: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 7).	175

<i>Tabla B 15: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 11).....</i>	<i>176</i>
<i>Tabla B 16: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 11). .....</i>	<i>176</i>
<i>Tabla B 17: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 14).....</i>	<i>177</i>
<i>Tabla B 18: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 14). .....</i>	<i>177</i>
<i>Tabla B 19: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 17).....</i>	<i>178</i>
<i>Tabla B 20: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 17). .....</i>	<i>178</i>
<i>Tabla B 21: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 1), Análisis Complementario.....</i>	<i>179</i>
<i>Tabla B 22: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 1), Análisis Complementario.....</i>	<i>179</i>
<i>Tabla B 23: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 7), Análisis Complementario.....</i>	<i>180</i>
<i>Tabla B 24: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 7), Análisis Complementario.....</i>	<i>180</i>
<i>Tabla B 25: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 13), Análisis Complementario.....</i>	<i>181</i>
<i>Tabla B 26: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 7), Análisis Complementario.....</i>	<i>181</i>

# CAPÍTULO 1.

# INTRODUCCIÓN

---

---

## 1.1 Motivación

Estructuralmente hablando y a diferencia de otros materiales, las propiedades del acero son conocidas con mayor certeza. Esto, sumado a las bondades dadas por la resistencia y ductilidad que posee, serían razones suficientes para asegurar que el uso de este material podría observarse en construcciones de diversa índole. En Estados Unidos existen estructuras - específicamente edificios- que se construyen en acero, y en las cuales se han observado buenos comportamientos bajo cargas sísmicas. Sin embargo, en Chile se utiliza el acero para la construcción de instalaciones industriales, siendo la construcción de edificios urbanos de acero limitada. Dentro de las posibles razones de lo antes expuesto se encuentra la incorporación incompleta del diseño sísmico de edificios de acero en las normas chilenas, lo cual conlleva a tener falta de experiencia en relación al comportamiento ante movimientos telúricos, además de la necesidad de contar con mano de obra calificada para las labores de montaje.

En Chile, existen estudios (Carrasco, 2006; Valenzuela, 2007; Fernández, 2008; Astorga, 2009; Fernandois, 2009; Peña y Lillo, 2010; Acosta, 2010; Salas, 2011) en los que se ha investigado el comportamiento sísmico de edificios urbanos hechos en base a ciertos tipos de sistemas estructurales de acero, observando buenos desempeños.

Los marcos convencionales de acero tienen buen comportamiento, pero terminan con desplazamientos remanentes significativos y las reparaciones son costosas. Por esta razón, se ha propuesto un tipo de marco de acero autocentrante que concentra el daño en elementos de fácil reemplazo y permite la recuperación de la configuración original después del terremoto. Este tipo de marcos representa ventajas que lo hacen atractivo para el diseño, pero no está considerado en las normas vigentes, por lo que resulta necesario aportar información acerca de las provisiones de diseño para las estructuras antes mencionadas.

En este trabajo se aplicará una metodología que permite calcular los valores de los parámetros de diseño sísmico de estructuras ( $\Omega_0$ ,  $C_d$  y  $R$ ) indicados en la norma NCh 433 Of. 96 (INN, 2009) y FEMA P695 (Federal Emergency Management Agency, 2009) para estructuras de marcos de acero autocentrantes.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo General**

Estudiar el desempeño sísmico de edificios urbanos estructurados a partir de marcos autocentrantes de acero, diseñados en base a la norma chilena NCh 433 Of. 96 Mod. 2009 (INN, 2009) y en base a las consideraciones dadas en la bibliografía existente (Garlock, 2002).

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Estimar los valores de los parámetros  $\Omega_0$ ,  $C_d$  y  $R$  para edificios urbanos estructurados a partir de marcos de acero autocentrantes.
- Realizar recomendaciones de diseño para edificios urbanos de este tipo.
- Realizar comparación a nivel de respuesta estructural entre marcos convencionales y marcos autocentrantes de acero.

## **1.3 Resumen de Capítulos**

### **1.3.1 Capítulo 2: “Marco Teórico”**

Aquí se dan a conocer las bases teóricas en las cuales se apoyan los diseños y desempeños de los marcos autocentrantes de acero. Se entrega una breve explicación acerca de las distintas estructuraciones que existen para edificios usando como material estructural el acero. De la misma forma, se estudian a fondo las estructuraciones formadas por este tipo de conexiones; se dan a conocer las ventajas por sobre las estructuraciones convencionales de acero y se muestran, con expresiones analíticas, los criterios de diseño para cada uno de los componentes de un marco autocentrante.

### **1.3.2 Capítulo 3: “Diseño de Edificios Prototipo”**

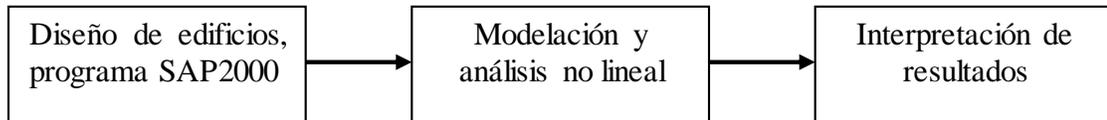
En el capítulo que se menciona se dan a conocer las consideraciones a utilizar para el desarrollo del trabajo, especificando el diseño de 3 edificios distintos. Se da una explicación en detalle acerca de los pasos a seguir para obtener los diseños de los edificios con la ayuda del software SAP2000 (Computers and Structures, 2010), las bases y normas a utilizar, para finalmente entregar los diseños resultantes obtenidos con los cuales se procederá a modelar las estructuras para realizar posteriormente los análisis no lineales.

### **1.3.3 Capítulo 4: “Conexión Autocentrante y Edificios: Modelos Analíticos”**

Para modelar las estructuras reales y realizar los correspondientes análisis se utiliza el programa OpenSees (Pacific Earthquake Engineering Center, 2012). Sin embargo, es necesario validar algún modelo que asegure el correcto funcionamiento de la conexión y de cada uno de los elementos de la misma. Por este motivo primero se realiza una calibración de un espécimen usado en ensayos experimentales (Garlock, 2002). Una vez calibrado el modelo se puede realizar los análisis no lineales respectivos a las estructuras modeladas, obteniendo así los

comportamientos de los mismos de acuerdo a lo estipulado en *FEMA P695* (Federal Emergency Management Agency, 2009).

A grandes rasgos, el camino a seguir es el siguiente:



*Figura 1.1: Diagrama de Flujo Trabajo a realizar.*

## CAPÍTULO 2.

# MARCO TEÓRICO

---

---

### 2.1 Alcances

Esta sección resume la información sobre la cual se apoya este trabajo. Se incluye información introductoria referente al comportamiento y estructuración de los distintos tipos de marcos de acero, incluyendo, claro está, la estructuración realizada a partir de marcos autocentrantes de acero.

En cuanto a las estructuraciones que se mencionan anteriormente, se dará especial énfasis a los tipos de marcos a utilizar en el presente trabajo, mencionando y detallando tanto los componentes estructurales que lo forman, como los comportamientos teóricos esperados.

Finalmente, para el cumplimiento de los objetivos del trabajo, se aborda una metodología basada en estudios no lineales de modelos estructurales (Federal Emergency Management Agency, 2009), que permite caracterizar el desempeño sísmico de edificios para una adopción más racional de parámetros normativos de diseño asociados a un determinado sistema resistente, como es el factor de modificación de la respuesta  $R$ ; factor de sobre resistencia  $\Omega_0$ , y factor de

amplificación de la deflexión  $C_d$ . En consecuencia, se detalla la forma de la obtención de los parámetros de diseño sísmico de acuerdo a la normativa estadounidense mencionada.

## **2.2 Sistemas convencionales de marcos de acero**

### **2.2.1 Introducción**

La estructuración predominante que se estudiará, como se mencionó anteriormente, es la de marcos de acero. Este tipo de sistema estructural presenta importantes ventajas arquitectónicas debido a las grandes luces que permite abarcar y al manejo del espacio interior que esto provoca. Desde el punto de vista ingenieril, una de las ventajas de este tipo de estructuración es que se disminuyen los esfuerzos en las fundaciones, lo que implicaría menores costos en su construcción.

En cuanto a los criterios de diseño, para edificios habitacionales se establece la “salvaguarda de vidas”. Esto implica que los edificios pueden quedar inhabitables, siempre y cuando no existan pérdidas de vidas humanas. Por otro lado, para el diseño de estructuras de tipo industrial se exige también la continuidad de servicio (INN, 2003). De acuerdo a esto, no es excluyente el obtener estructuras habitacionales sin desplazamientos laterales. Sin embargo, los edificios de marcos de acero pueden alcanzar grandes deformaciones debido a su baja rigidez lateral, llevando a un aumento considerable en los costos de diseño en zonas de alta sismicidad. Para controlar el problema de desplazamiento en condiciones de servicio, las soluciones se traducen en columnas y vigas con grandes secciones, no siendo estas las soluciones óptimas.

Resulta importante entonces tener claras las diferencias entre los sistemas autocentrantes de acero y los sistemas convencionales u otros tipos de arriostramientos.

## **2.2.2 Clasificación (Sistemas Estructurales)**

Los edificios de marcos de acero se clasifican principalmente en tres tipos, según los estándares sísmicos que deban cumplir. Los marcos corrientes (OMF, Ordinary Moment Frames) se utilizan en zonas con baja sismicidad y su comportamiento se espera elástico bajo condiciones normales. Los marcos intermedios (IMF, Intermediate Moment Frames) se utilizan en zonas de mediana sismicidad y deben resistir desplazamientos entre pisos moderados. Finalmente, los marcos especiales (SMF, Special Moment Frames) son usados en zonas de mediana y alta sismicidad, siendo diseñados para resistir grandes solicitaciones y desplazamientos entre pisos.

### **2.2.2.1 OMF (Marco Común)**

Se espera que un marco tipo OMF desarrolle, en sus miembros y conexiones, una cantidad mínima de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Las conexiones viga-columna deben ser soldadas y/o apernadas, utilizando pernos de alta resistencia. Se permiten que las conexiones de momento sean totalmente restringidas (FR) o parcialmente restringidas (PR).

### **2.2.2.2 IMF (Marco Intermedio)**

Se espera que un marco tipo IMF desarrolle, en sus miembros y conexiones, una cantidad limitada de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Las conexiones viga-columna utilizadas en sistemas que resisten cargas sísmicas deben satisfacer los requerimientos establecidos para un marco tipo SMF, con las siguientes excepciones:

1. La conexión debe ser capaz de desarrollar una rotación debido al desplazamiento entre niveles de al menos 0.02 radianes.

2. La capacidad al corte requerida por la conexión debe ser determinada de igual manera que para un marco del tipo SMF, pero reduciendo los valores de  $V_u$  (corte último de diseño) si el análisis así lo permite.

### **2.2.2.3 SMF (Marco Especial)**

El diseño de este tipo de sistemas tiene por objetivo que los elementos estructurales desarrollen una gran cantidad de deformación inelástica al considerar el sismo de diseño. Esta deformación tiene lugar en las vigas a través de la formación de rótulas plásticas. Se espera que las vigas estén sometidas a grandes rotaciones inelásticas en estos puntos, que pueden estar ubicados en los extremos de los elementos, debido a los esfuerzos que generan las cargas sísmicas (esfuerzo de flexión mayor en los extremos de las vigas), o bien pueden producirse en cualquier punto de la luz, si es que los momentos generados por las cargas gravitacionales son importantes. En cuanto a las capacidades esperadas a desarrollar de este tipo de marcos, se espera que las conexiones sean capaces de desarrollar una rotación, debido al desplazamiento entre pisos, de al menos 0.04 radianes; de la misma forma que se espera que la capacidad a flexión de la conexión debe ser al menos  $0.8 \cdot M_p$  de la viga conectada para una rotación debido al desplazamiento entre pisos de 0.04 radianes, donde  $M_p$  es el momento plástico de la viga.

### **2.2.2.4 Marco de viga Enrejada (STMF)**

Se espera que un marco tipo STMF desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica dentro de una región o segmento especialmente diseñada del enrejado al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. La distancia entre columnas de un marco tipo STMF está limitada a un valor máximo de 20 metros y a una altura no superior a 1.8 metros. Un esquema de este tipo de marcos se muestra en la Figura 2.1.

Marco Teórico

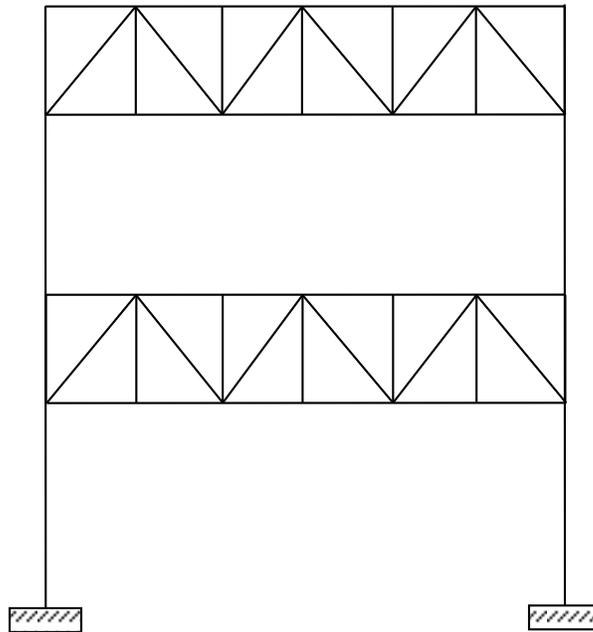


Figura 2.1: Configuración Marco de Acero en base a Enrejados.

Las columnas y la zona del enrejado fuera de la zona de deformación inelástica deben ser diseñadas para permanecer en el rango elástico.

### 2.2.2.5 Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF)

Se espera que un marco tipo SCBF desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño, teniéndose como principales requerimientos de capacidad en las conexiones lo siguiente:

#### 1. Capacidad a tracción

La capacidad a tracción de la conexión debe ser el menor valor entre la tensión de fluencia esperada  $R_y F_y A_g$  (LRFD) y la máxima carga que puede transmitir el arriostramiento de acuerdo al análisis, donde  $R_y$  es la razón entre la tensión de fluencia esperada y la mínima tensión de fluencia especificada  $F_y$  y  $A_g$  es el área gruesa del elemento solicitado.

## 2. Capacidad a flexión

La capacidad a flexión de la conexión debe ser igual a  $1.1R_yM_p$  (LRFD), donde  $M_p$  es el momento plástico de la viga.

## 3. Capacidad a compresión

La capacidad a compresión de la conexión debe calcularse en base al estado límite de pandeo que debe ser igual a  $1.1R_yP_n$  (LRFD), donde  $P_n$  es la capacidad nominal a compresión del miembro.

### **2.2.2.6 Marcos Comunes Arriostrados Concéntricamente (OCBF)**

Se espera que un marco tipo OCBF desarrolle una cantidad limitada de deformación inelástica en sus miembros y conexiones al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño; teniendo como principales características de diseño las siguientes:

1. Para el estado límite de deslizamiento del perno, la capacidad de la conexión se determina mediante el uso de la combinación de carga establecida por la norma de diseño, sin incluir la acción del sismo amplificado.
2. Para otros estados límites, la capacidad de la conexión se basa en la tensión de fluencia esperada en tracción del arriostramiento, es decir,  $R_yF_yA_g$  (LRFD).

En la Figura 2.2 se muestra un esquema para los marcos que se mencionan.

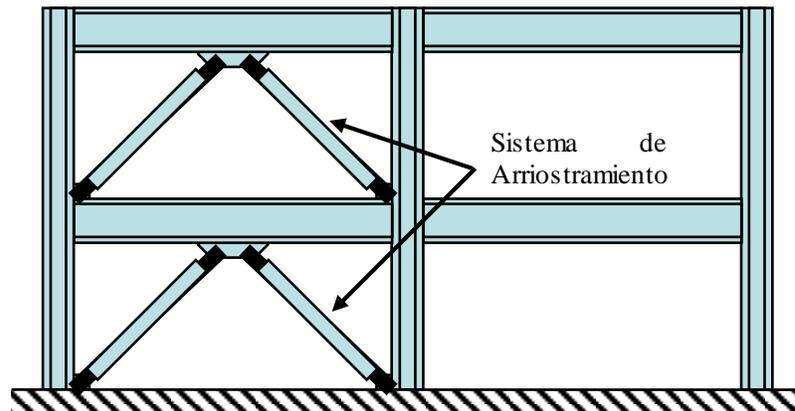


Figura 2.2: Configuración Marcos Arriostrados Concéntricamente (Beltrán & Herrera, 2010).

### 2.2.2.7 Marcos Arriostrados Excéntricamente (EBF)

Se espera que un marco tipo EBF (Figura 2.3) desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica en la *viga de acople* al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Los arriostramientos diagonales, columnas y segmentos de viga ubicados fuera de la zona de la *viga de acople* se diseñan para permanecer esencialmente en el rango elástico. Las *vigas de acople* en EBFs son *zonas protegidas*, es decir, zonas en que ocurre fluencia significativa.

Marco Teórico

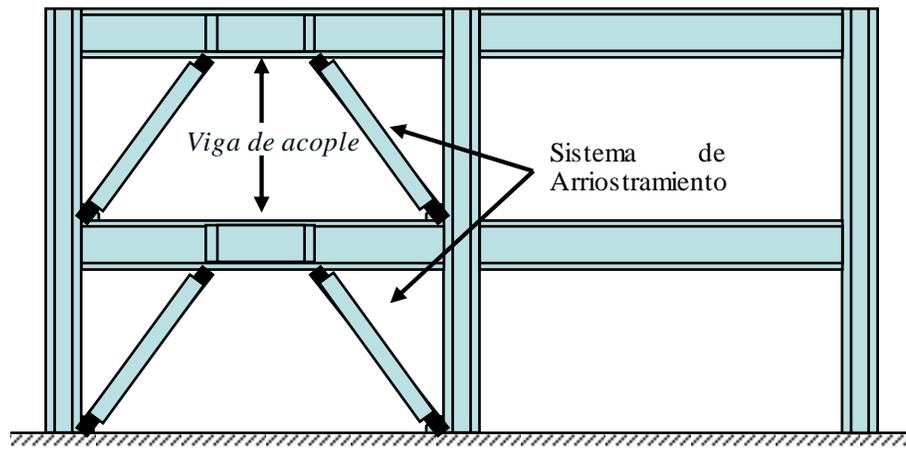


Figura 2.3: Configuración marco arriostrado excéntricamente (Beltrán & Herrera, 2010).

### 2.2.2.8 Muros de Corte de Placas de Acero (SPSW)

Se espera que una estructura tipo SPSW (Figura 2.4) desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica en las almas al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Los elementos de borde horizontales (HBE) y verticales (VBE) adyacentes al alma se diseñan para permanecer esencialmente en el rango elástico.

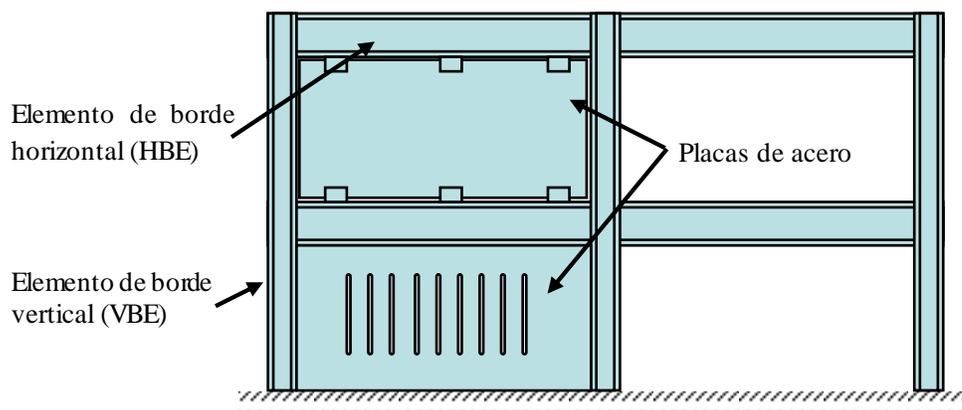


Figura 2.4: Marco de Corte de Placas de Acero (Beltrán & Herrera, 2010).

## 2.3 Marcos Autocentrantes de Acero

### 2.3.1 Generalidades

En cada una de las descripciones mostradas en el punto 2.2 se tiene que las estructuraciones tendrán (aunque sea mínima) la incursión en el rango no elástico (deformaciones inelásticas) lo que, a su vez, origina que al ser sometidas a cargas laterales cíclicas como son los sismos se tenga el comportamiento que se muestra en la Figura 2.5, lo cual implica tener desplazamientos residuales en la estructura.

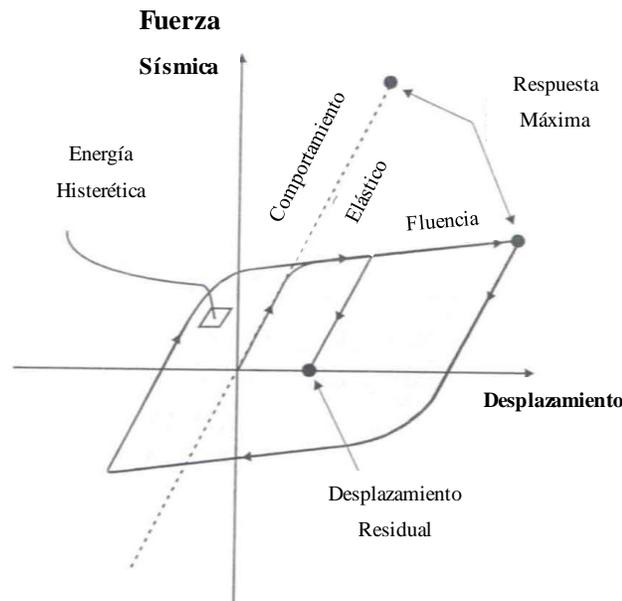


Figura 2.5: Comportamiento histerético marco convencional de acero (Rojas, 2012).

Recientemente, se propuso un nuevo sistema estructural desarrollado e investigado en Estados Unidos, el cual combina un comportamiento de autocentrado y a la vez las facilidades constructivas de un marco de momento de acero, denominado marco autocentrante de acero. Un marco autocentrante o SC-SMRF (por sus siglas en inglés: Self-Centering Steel Moment Resisting Frame) está formado por dispositivos de disipación de energía en cada conexión, sumado a un sistema de cables pos tensados que están ubicados a lo largo de la viga

comprimiéndola hasta el ala de la columna, tal como se muestra en la Figura 2.7. El primer diseño de marcos autocentrantes (Ricles, et al., 2001) consiste de un cierto número de cables actuando como un sistema postensionado, junto con perfiles ángulo, unidos mediante pernos, actuando como disipadores de energía. En un marco autocentrante se disipa una cantidad mínima de energía, por lo cual es necesario integrar elementos que puedan cumplir dicha función. Al ubicar los ángulos mencionados anteriormente se obtiene un área bajo la curva fuerza – desplazamiento, la cual da cuenta de dicha disipación, tal como se muestra en la Figura 2.6:

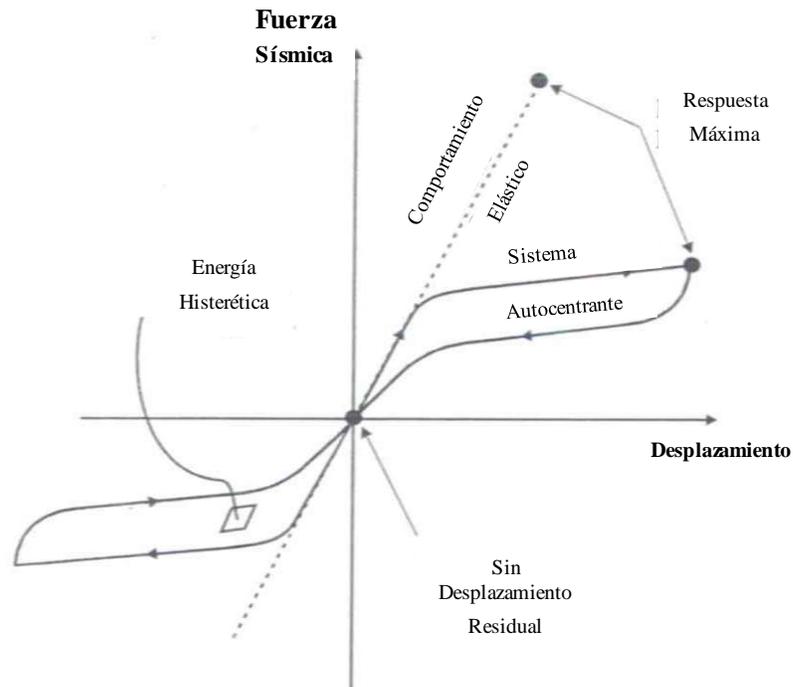


Figura 2.6: Comportamiento histerético marco autocentrante (Rojas, 2012).

Dichos autores desarrollaron un detallado modelo analítico de la conexión, -con la ayuda del programa DRAIN 2DX (Prakash *et al*, 1993),- basado en elementos fibra (“*fiber elements*”) para así modelar la separación (denominada de aquí en adelante como *GAP*) que se produce entre vigas y columnas; así como también basado en elementos tipo “*truss*” para modelar los disipadores de energía. El modelo de esta conexión fue calibrado posteriormente con ensayos

experimentales (Garlock, 2002). Una vez que se creó un modelo analítico para un edificio de 6 pisos, éste fue sometido a un análisis tiempo-historia. Con este antecedente se demostró entonces la factibilidad de funcionamiento de este tipo de estructuración, convirtiéndose en una alternativa para los marcos tradicionales de momento.

Con el tiempo han aparecido derivados de este tipo de estructuración, aunque la esencia y en consecuencia la finalidad, son las mismas. Dentro de estos trabajos destaca un tipo de estructuración donde los disipadores tipo ángulo fueron remplazados por placas de fricción encerradas entre dos placas de latón (Rojas, 2003), pasando así de un sistema de conexión con disipadores cedentes a uno con disipadores de fricción. La ventaja de estos últimos radica principalmente en la cantidad de deformación inelástica que desarrollan los elementos de disipación.

Varios modelos han sido desarrollados para SC-SMRFs, teniendo como conclusión común el asegurar la efectividad de este tipo de sistemas estructurales para construcciones ubicadas en zonas de alta demanda sísmica. La disipación de energía en la conexión, junto con la capacidad de autocentrado, le da a los SC-SMRFs una cualidad única en cuanto a características de comportamiento bajo cargas sísmicas.

### **2.3.2 Detalles de una Conexión Autocentrante**

En la Figura 2.7 se puede ver una elevación tipo de un marco autocentrante. Tal como se menciona en la parte 2.3.1, este tipo de estructuración consta de un sistema postensionado aplicado a lo largo de la viga. Este sistema se ancla en un extremo, en el ala de la columna, siendo el responsable de la capacidad de autocentrado de la conexión. Cuando los cables son sometidos a tracción, la viga es sometida, en consecuencia, a una fuerza de compresión. Para proteger el ala de las vigas de una posible fluencia se ubican placas de refuerzo (las que se

detallan en el capítulo 4), siendo estas soldadas tanto en las alas de la parte superior e inferior de la misma (Figura 2.8).

En cuanto a los ángulos (Figura 2.8), se observa que son ubicados tanto en la parte superior como en la inferior. Además, estos han sido unidos a las placas de refuerzo (ubicadas en las alas de las vigas) y a la cara de la columna mediante pernos, siendo usados como disipadores histeréticos de energía.

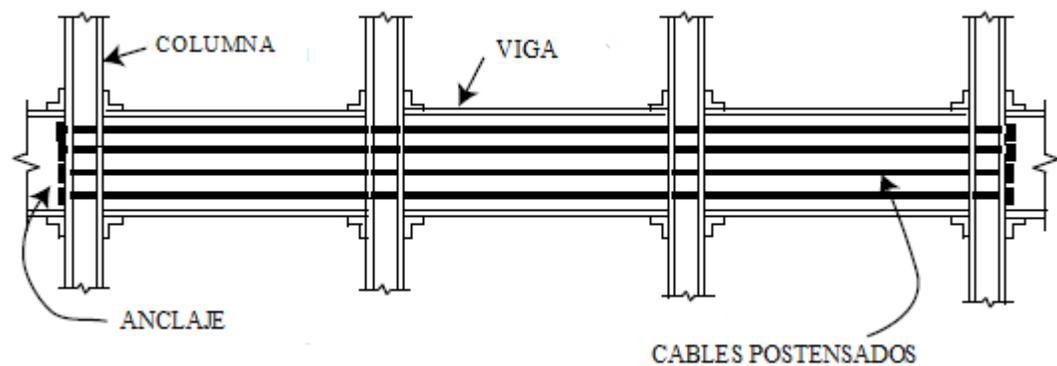


Figura 2.7: Elevación SC-SMRFs (Garlock, 2002).

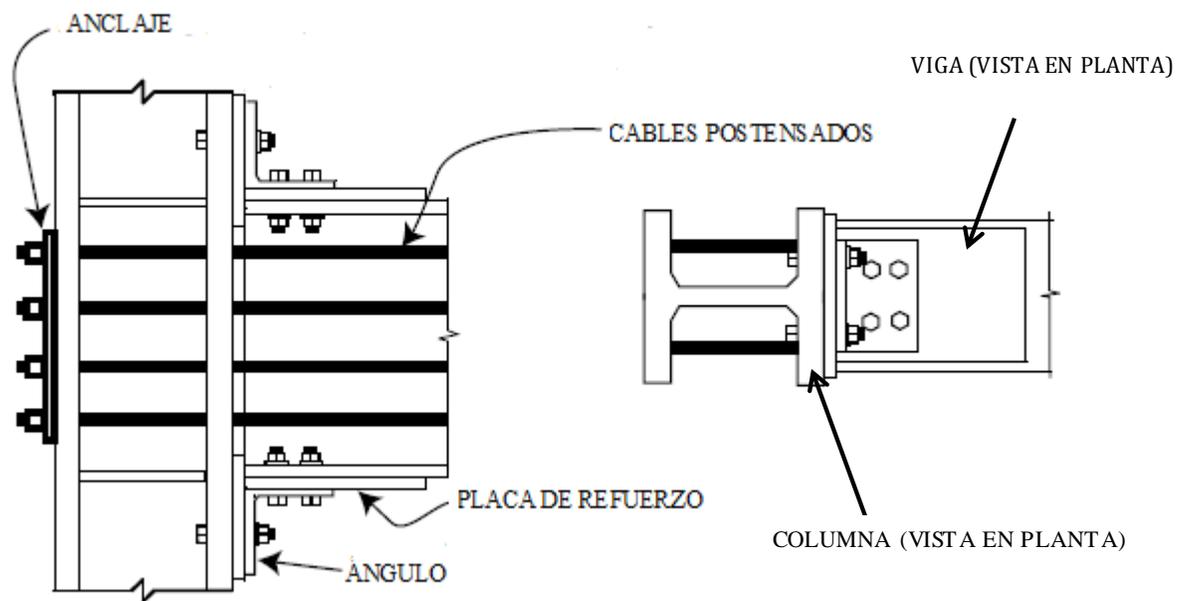


Figura 2.8: Detalles conexión (Garlock, 2002).

Es importante notar que las figuras 2.6 y 2.7 hacen referencia a las conexiones con disipadores cedentes (Garlock, 2002), consideraciones que aplican para el desarrollo del presente trabajo.

### **2.3.3 Comportamiento de un Marco Autocentrante**

Bajo cargas laterales una conexión autocentrante tiene un comportamiento histerético en forma de “bandera” (Figura 2.9). Inicialmente la conexión actúa de forma rígida como un marco de momento tradicional, no existiendo rotación relativa entre la viga y la columna (puntos 0 y 1 de la figura 2.9). Una vez que el momento solicitante supera la resistencia nominal de los cables postensados, se produce un momento llamado “*Momento de Descompresión*”, comenzando también a desarrollarse un *GAP* entre la viga y la columna (puntos 1 y 2, figura 2.9). Así mismo, al llegar al punto 2 de la misma figura, se está llegando a la fluencia del primer disipador de energía (ángulo), lo cual indica que la rigidez desarrollada entre los puntos 1 y 2 corresponde a la rigidez pre-fluencia de los ángulo; alcanzándose el punto 3 una vez que todos los disipadores están fluyendo. Una vez que se sobrepasa el punto 3 la rigidez de la conexión está compuesta por la rigidez post fluencia de los ángulos, junto con la rigidez de los cables postensados llegando al punto 4 (Figura 2.9); existiendo dos posibilidades: que la descarga ocurre cuando los postensados fluyen (punto 5, figura 2.9), o bien que produzca la descarga antes que estos fluyan (punto 4). En el caso de que ocurra lo último, la conexión se comportará siguiendo el camino 4-6-7-8 (Figura 2.9). Los cables se deben diseñar de tal forma de asegurar que estos no fluyan, detallándose consideraciones de diseño para lo que se menciona más adelante.

Finalmente, para el ciclo reverso, el comportamiento será homólogo. En el caso de que los disipadores no estén ubicados de forma simétrica con la viga, el ciclo histerético no será simétrico. A modo de ejemplo, en la Figura 2.10 se puede observar un esquema de la conexión al encontrarse en el punto 3 de la curva de comportamiento (Figura 2.9).

Marco Teórico

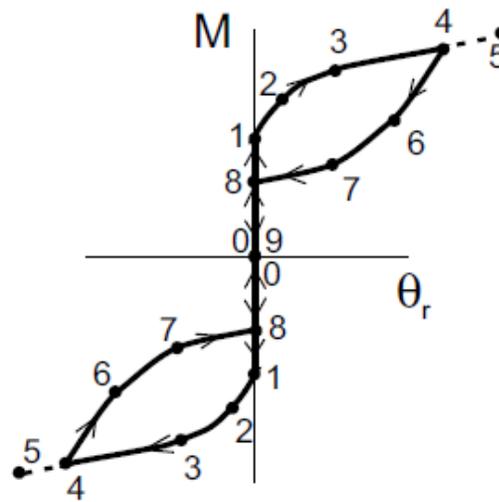


Figura 2.9: Comportamiento conexión autocentrante (Garlock, 2002).

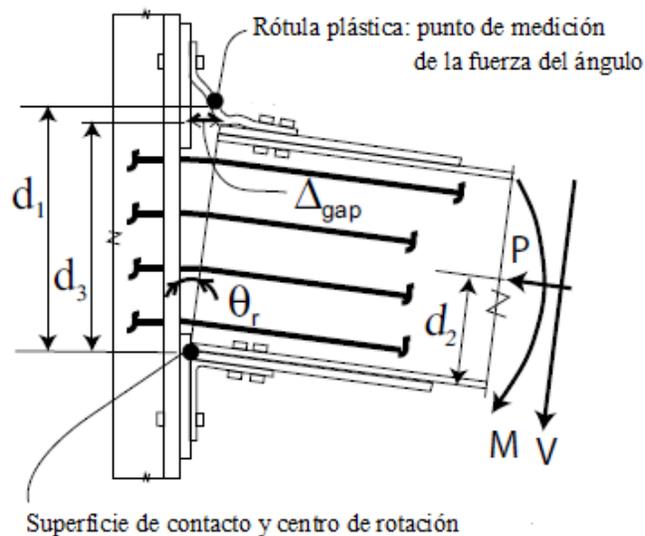


Figura 2.10: Esquema de conexión autocentrante (Dobossy, 2006).

El *gap* no sólo causa una abertura (expansión) local en la conexión, si no que una abertura completa del marco, tal como se muestra en la Figura 2.11. Asumiendo una abertura  $\Delta_{gap}$  (igual para cada vano), y suponiendo que no se tiene un límite de expansión máximo, es posible ver que las conexiones de cierto vano se expanden una distancia  $n * \Delta_{gap} / 2$ , siendo “n” el número de conexiones entre el centro del marco y el punto de referencia, que corresponde a la conexión donde se quiere medir el *gap*.

Por lo anterior, y por la condición de diafragma rígido para edificios habitacionales, es posible ver que el sistema resistente (SC-SMRF) y la losa de piso no pueden estar unidos rígidamente debido a que el marco necesita abrirse. Por esto es necesario ubicar elementos flexibles que transmitan las fuerzas de piso hasta el sistema resistente. Se denomina a estos elementos como vigas colectoras o “Collector Beams” (Garlock, 2002). Es posible ver esta configuración en la Figura 2.12, donde se aprecia, a su vez, que la flexibilidad de estas vigas colectoras induce una fuerza axial en las vigas del sistema resistente.

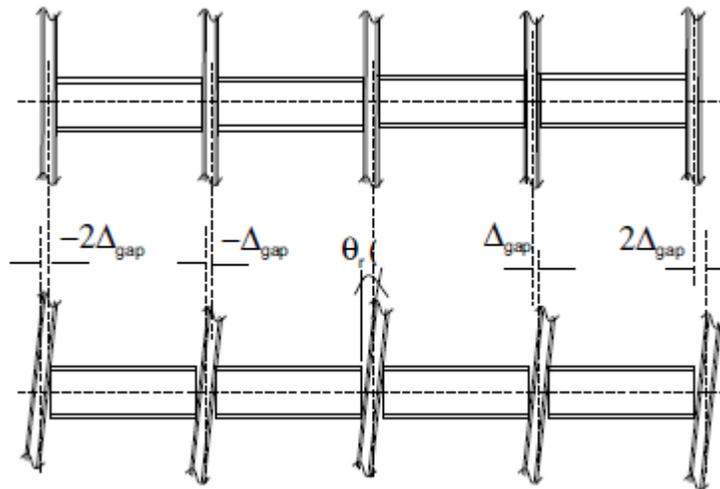


Figura 2.11: Desplazamiento lateral marcos autocentrantes (Dobossy, 2006).

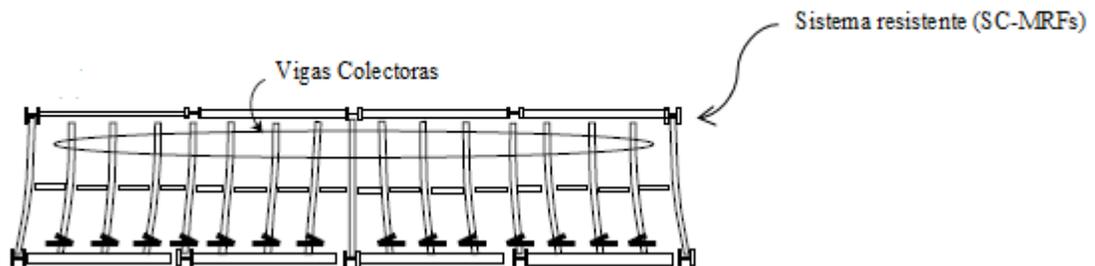


Figura 2.12: Vista en planta "Collector Beams" (Dobossy, 2006).

En un marco autocentrante se desarrolla, en las vigas, una cantidad significativa de fuerza axial la cual tiene varios componentes, los que se mencionan a continuación:

1. Fuerza inicial del pos tensado de los cables,  $T_0$ .
2. Fuerza extra de los cables traccionados, la cual aparece debido a la abertura,  $\Delta_{gap}$ .
3. Una parte de la fuerza inercial de piso,  $F_i$ ; la cual pasa a través de las vigas (proveniente de las vigas colectoras) y llega a las columnas.
4. Fuerza axial debido a la deformación de las vigas colectoras,  $f_{cb}$ .
5. Fuerza axial debido a la deformación de las columnas,  $f_{col}$ . Sin embargo, debido a que el *gap* es similar piso a piso, esta fuerza podría ser despreciada. Lo anterior es válido excepto para el primer piso, dado que estas columnas se encuentran empotradas en la base.

Las componentes axiales mencionadas anteriormente son importantes en el desempeño de un sistema autocentrante y por esto deberían ser consideradas en cualquier tipo de análisis. Cambios en la fuerza axial antes de la ocurrencia de la abertura producirían cambios en el momento de descompresión. Además, la fuerza axial es un indicador del comportamiento autocentrante de la conexión. La incorrecta determinación de esta fuerza podría ocasionar una pérdida del autocentrado en conjunto del marco.

### **2.3.4 Estados Límite**

Como cualquier sistema estructural, una conexión autocentrante tiene una cantidad determinada de estados límite que deben cumplirse, lo que conlleva a satisfacer ciertas condiciones de diseño (Garlock, 2002). Si bien se tiene restricciones que son comunes con los marcos convencionales de acero (criterios de columna fuerte-viga débil y la fluencia de la zona panel), se tiene también criterios únicos que se debe satisfacer dado el comportamiento único que tiene este tipo de estructuración.

Un estado límite para un marco autocentrante es, por ejemplo, la fluencia de los cables. Como se menciona anteriormente, los cables pos tensados son los responsables de mantener unidos los elementos estructurales (vigas y columnas), dando el comportamiento autocentrante

para un SC-SMRF. Dado un desplazamiento, debido a la aparición de cierto *gap* en la conexión ésta se abre y en consecuencia, el sistema de cables se deforma. Por lo anterior, si el marco se desplaza una cantidad relativamente considerable el sistema de cables podría entrar en el rango de fluencia. Si ocurre lo anterior se tendrá entonces un sistema resistente débil, lo cual podría dar paso a la falla de otros componentes de la conexión que resisten las cargas gravitacionales (los ángulos, por ejemplo); lo cual generaría, a su vez, una reducción en cuanto a la disipación de energía.

Otro estado límite único para este tipo de sistemas es la fractura del sistema de disipación de energía (fractura de ángulos). Los ángulos están diseñados para fluir (Garlock, 2002) lo cual es necesario para generar la disipación de energía; sin embargo la fractura de estos perfiles no sólo provocaría una reducción en la disipación de la energía, sino que también una disminución en la capacidad al corte de la viga, tal como se estipula en el documento Garlock et al., 2007a (Dobossy, 2006).

El *gap* provocado por un desplazamiento lateral induce una fuerza de tracción en los cables, lo cual, a su vez, incrementa la fuerza de compresión en las vigas. Si dicha fuerza de compresión llega a ser suficientemente grande es posible que en la viga se tenga pandeo. Este estado provoca un acortamiento de la viga lo cual provocaría una pérdida en el postensado. Una pérdida en el postensado generaría una reducción de la capacidad autocentrante lo cual compromete el sistema para resistir las cargas gravitacionales. En consecuencia, una condición límite es prevenir el pandeo en las vigas, considerando como solicitaciones el sismo de diseño de la norma correspondiente.

Otro estado límite único para este sistema es la posible fluencia de los elementos que transmiten la carga gravitacional. Como se muestra en la Figura 2.12, la abertura ocasiona una deformación lateral en las vigas colectoras. Con un desplazamiento lateral considerable, esta deformación lateral podría provocar fluencia en los elementos antes mencionados.

### **2.3.5 Parámetros y consideraciones de diseño**

Para una conexión autocentrante se tiene el diagrama de cuerpo libre mostrado en la Figura 2.13 (Garlock, 2002). Es posible identificar todos los componentes involucrados en estas conexiones: ángulos, viga, columna, fuerza de pos tensado y placas de refuerzo. A partir de lo anterior se debe tener entonces consideraciones de diseño para este tipo de conexiones. Dichos criterios involucran ciertos parámetros a diseñar, los cuales se mencionan a continuación:

1. Número de cables,  $N_s$ .
2. Tensión inicial total de los cables,  $T_0$ .
3. Tensión inicial por cable,  $T_0/N_s$ .
4. Sección transversal de los cables,  $A_s$ .
5. Largo placa de refuerzo,  $L_{pr}$ .
6. Área placa de refuerzo,  $A_{pr}$ .
7. Área disipadores (ángulos),  $A_{dis}$ .
8. Rigidez vigas colectoras,  $K_{cb}$ .
9. Momento plástico vigas colectoras,  $M_{cb}$ .

Con esta configuración, más las consideraciones mostradas en la parte 2.3.4 e imponiendo que los elementos estructurales permanecen siempre en un rango elástico, se tiene una serie de restricciones que involucran los parámetros de diseño mencionados anteriormente. En la mayor referencia y en la cual se basa este trabajo (Garlock, 2002) se encuentra el detalle de la obtención analítica de las relaciones de diseño para los parámetros mostrados. En este trabajo se muestra sólo dichas relaciones ya que son necesarias para el diseño que se realiza en el capítulo 4, así como también se menciona, a modo de entendimiento del lector, la procedencia de la restricción. De todas formas se hace hincapié en que el detalle de la obtención de cada uno de estos parámetros se encuentra en la referencia mencionada (Garlock, 2002).

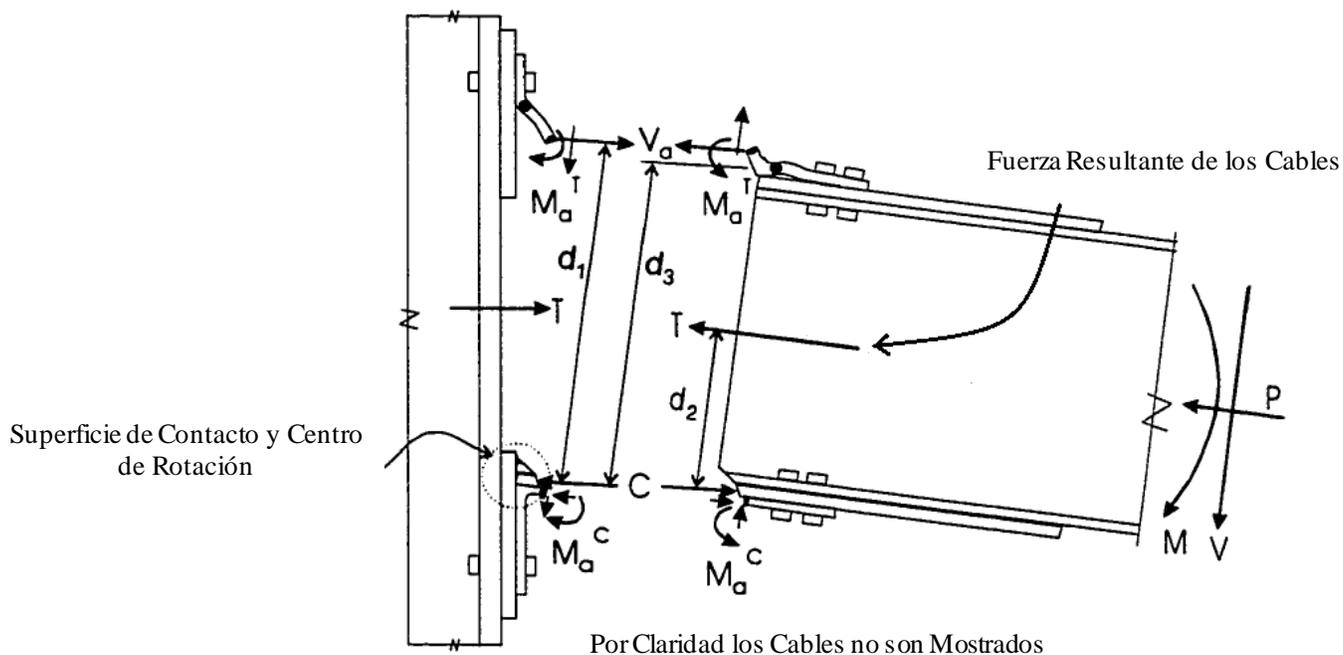


Figura 2.13: Diagrama Cuerpo Libre, conexión tipo (Garlock, 2002).

Se muestran a continuación las consideraciones de diseño para los distintos elementos de un marco autocentrante:

- a. Momento de descompresión debe ser mayor que al menos el 60% del momento necesario para la fluencia de los ángulos.

$$M_d \geq 0.6 \cdot M_a \quad \text{Ec. 2.1}$$

Con:  $M_d$ : Momento de descompresión.

$M_a$ : Momento necesario para la fluencia de los ángulos.

- b. El momento de fluencia de los ángulos debe ser mayor que una fracción del momento de diseño.

Marco Teórico

$$M_a \geq \alpha_\alpha \cdot M_{des} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Con:  $M_{des}$ : Momento de diseño de acuerdo a la norma respectiva.

$\alpha_\alpha$  : Factor de modificación del momento para una conexión autocentrante.

- c. La fluencia de los cables debe ocurrir cuando el giro relativo de los mismos (en el estado de fluencia) sea al menos mayor al momento de diseño,  $M_{des}$ .

$$\theta_{r,s} \geq \theta_{DBE} \quad \text{Ec. 2.3}$$

Con:  $\theta_{r,s}$  : Giro relativo para la fluencia de los cables.

$\theta_{DBE}$ : Giro relacionado al desplazamiento total, no elástico.

- d. Largo mínimo de la placa de refuerzo de forma tal de evitar la ocurrencia de pandeos locales en la viga.

$$L_{rp} \geq l \cdot \frac{M_{des} - M_{rp}}{M_{des}} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Con:  $L_{rp}$  : Largo placa de refuerzo.

$M_{rp}$  : Momento al final de la placa de refuerzo.

$l$  : Mitad de largo de un vano.

- e. La fuerza inicial en los cables debe ser mayor a la fuerza de las vigas colectoras. Dado que estas vigas funcionan a flexión y considerando un estado límite, se tiene lo siguiente:

$$T_0 \geq \frac{M_{cb,p}}{b} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Con:  $T_0$  : Fuerza inicial de los cables.

$M_{cb,p}$ : Momento plástico de la viga colectora.

$b$  : Mitad largo viga colectora.

f. La viga colectora no fluye bajo el momento de diseño.

$$\theta_{r,cb} \geq \frac{M_{cb,p}}{b \cdot d_3 \cdot k_{cb}} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Con:  $\theta_{r,cb}$ : Rotación relativa de la viga colectora.

$k_{cb}$  : Rigidez viga colectora.

g. La rigidez de la viga colectora no puede ser mayor a la rigidez debido a la fuerza de piso.

$$k_{cb} \leq \frac{F_x/n}{0.02 \cdot d_3} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Con:  $F_x$ : Fuerza inercial de piso.

$n$  : Número de vanos existentes en el marco.

h. Desplazamiento de techo en marco autocentrante no debe ser mayor a:

$$\theta_{des} \leq 0.03[\text{rad}] \quad \text{Ec. 2.8}$$

Con:  $\theta_{des}$ : Giro relativo para el marco autocentrante bajo norma de diseño correspondiente.

- i. Se debe involucrar en el diseño de los elementos estructurales el concepto de columna fuerte-viga débil. Al momento de hacer los diseños (capítulo 3) se puede observar más en detalle esta condición.
- j. La placa de refuerzo debe cumplir la restricción de ayudar a resistir el corte en el alma de la viga, de acuerdo a la siguiente condición:

$$L_{rp} \geq l \cdot \frac{V_{w,lrp,des}}{\tau_{w,y} \cdot t_w} \quad \text{Ec. 2.9}$$

Con:

$V_{w,lrp,des}$ : Esfuerzo de corte total horizontal en el alma de la viga, en la región donde existe la placa de refuerzo.

$\tau_{w,y}$  : Tensión de fluencia para el corte en el alma de la viga.

$t_w$  : Espesor del alma de la viga.

- k. La capacidad al corte de la zona panel está dada por:

$$V_{pz} = 0.6 \cdot F_y \cdot R_{yc} \cdot d_c \cdot t_{pz} \quad \text{Ec. 2.10}$$

Con:  $F_y$  : Tensión de fluencia del acero.

$d_c$  : Altura zona panel.

$t_{pz}$ : Espesor zona panel.

$R_{yc}$ : Parámetro de ponderación tensión de fluencia.

- l. A su vez, el espesor mínimo en la zona panel está dado por:

$$t_{pz} \geq \frac{C_y \cdot V_{pz,des}}{\phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot R_{yc} \cdot d_c} \quad \text{Ec. 2.11}$$

Con:  $C_y$  : Fuerza de contacto de fluencia en el ala de la viga.

$V_{pz,des}$ : Corte de diseño en la zona panel de acuerdo a la norma correspondiente.

$\phi$  : Factor de reducción igual a 0.9.

Aunque en los modelos analíticos no se considera directamente los pernos que conectan los ángulos a los elementos estructurales, de la referencia señalada (Garlock, 2002) se extrae otra consideración de diseño que involucra estos elementos, imponiendo una condición límite para el área transversal de la placa de refuerzo. Dicha expresión es la que se presenta a continuación:

m. El área mínima de la placa de refuerzo se obtiene de la siguiente expresión:

$$A_{rp} \geq \frac{C_{des} - C_y}{\sigma_{rp,y}} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Con:  $C_{des}$  : Fuerza de contacto de diseño.

$\sigma_{rp,y}$ : Tensión de fluencia de la placa de refuerzo.

Se entregan entonces una serie de consideraciones y restricciones de modo tal de obtener los parámetros de diseño para los elementos que componen una conexión autocentrante. Sin embargo, es necesario definir, bajo expresiones, los parámetros antes mencionados. Estas expresiones se obtienen de análisis y consideraciones realizadas a partir de la Figura 2.13, y se muestran a continuación:

- $M_d$ , momento de descompresión, dado por:

$$M_d = d_2 \cdot T_0 \quad \text{Ec. 2.13}$$

Donde  $d_2$  es la distancia entre el centro de gravedad de la viga y la línea de aplicación de la fuerza de contacto (Figura 2.13).

- $M_a$ , momento de fluencia en los ángulos, dado por:

$$M_a = d_2 \cdot T_0 + d_1 \cdot V_{a,c} \left[ 1 + \frac{2 \cdot d_2^2}{k_{a,i} \cdot d_1 \cdot d_3} \cdot \left( \frac{k_b \cdot k_s}{k_b + k_s} \right) \right] \quad \text{Ec. 2.14}$$

Donde  $d_1$  es la distancia entre el centro de contacto y la resultante de un ángulo;  $V_{a,c}$  es la fuerza, en la curva fuerza-deformación de un ángulo, donde se interceptan las rigideces iniciales y posterior a la fluencia;  $d_3$  es la altura total de la viga (incluidas las placas de refuerzo);  $k_{a,i}$  es la rigidez inicial en la curva fuerza-deformación de un ángulo;  $k_b$  y  $k_s$  son las rigideces axiales de las vigas y cables, respectivamente.

- $\theta_{r,s}$ , giro relativo para el estado de fluencia de los cables:

$$\theta_{r,s} = \frac{N_s \cdot (t_y - t_0)}{2 d_2} \cdot \frac{k_b + k_s}{k_b k_s} \quad \text{Ec. 2.15}$$

Donde  $t_0$  es la fuerza inicial por cable y  $t_y$  es la fuerza en un cable en el límite de fluencia.

- $\theta_{r,Mdes}$ , es el giro relativo relacionado al momento de diseño.
- $V_{w,lrp,des}$ , esfuerzo de corte total horizontal en el alma de la viga, en la región donde existe la placa de refuerzo, dado por:

$$V_{w,lrp,des} = P_{DBE} + V_{a,DBE} - C_y \quad \text{Ec. 2.16}$$

A su vez, la fuerza axial en la conexión,  $P_{DBE}$ , se obtiene de:

$$P_{DBE} = T_0 + (2d_2 \cdot \left(\frac{k_s k_b}{k_s + k_b}\right)) \cdot \theta_{r,DBE} + \gamma_1 \cdot k_{cb} \cdot d_3 \cdot \theta_{r,DBE} + \gamma_2 \cdot \Omega_{des} \cdot F_x \quad Ec. 2.17$$

Donde  $\theta_{r,DBE}$ , giro en la conexión, es:

$$\theta_{r,DBE} = \theta_{DBE} - \frac{V_{des}}{k_{f,\theta}} \quad Ec. 2.18$$

A su vez,  $\theta_{DBE}$  es el giro relacionado al desplazamiento total (no elástico) de diseño;  $V_{des}$  es el corte de diseño y  $k_{f,\theta}$  es un factor para estimar la demanda de techo, el cual se obtiene de:

$$k_{f,\theta} = \frac{\frac{V_{des}}{\Delta_{elast,techo}} \cdot h_f}{C_\theta} \quad Ec. 2.19$$

Donde  $h_f$  es la altura del marco; y  $C_\theta$  estimado como 1.5 (Garlock, 2002). Así mismo,  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  son factores para estimar la contribución de la fuerza de piso; y  $\Omega_{des}$  es el factor de sobrerresistencia usado para diseñar.

$V_{a,DBE}$ , se calcula como sigue:

$$V_{a,DBE} = (1.13 + 1.18 \cdot \Delta_{DBE}) \cdot C_v \cdot \frac{2 \cdot M_{a,p}}{g} \quad Ec. 2.20$$

Donde  $\Delta_{DBE}$  es el desplazamiento no elástico de diseño;  $g$  centro de gravedad de ubicación de los pernos, estimado como  $b_{angulo}/3$  ( $b_{angulo}$ : ancho del ángulo);  $C_v$  es una relación empírica que da cuenta de los efectos del espesor del ángulo en la ubicación de la rótula plástica (Garlock, 2002) y se obtiene de:

$$C_v = (1.35 - 0.68 \cdot t_a) \quad \text{Ec. 2.21}$$

Con  $t_a$  el espesor del ángulo.

Finalmente,  $M_{a,p}$  es el momento de plastificación de los ángulos dado por:

$$M_{a,p} = F_y \cdot b_{angulo} \cdot \frac{t_a^2}{4} \quad \text{Ec. 2.22}$$

El último parámetro necesario para el cálculo del esfuerzo de corte en la viga es  $C_y$ , fuerza de contacto, la cual se obtiene de:

$$C_y = F_y \cdot B_f \cdot t_f \quad \text{Ec. 2.23}$$

Donde  $B_f$  y  $t_f$  son el ancho y espesor del ala de la viga, respectivamente.

- Por último, para el cálculo de la fuerza de contacto de diseño se tiene:

$$C_{des} = P_{DBE} + V_{a,DBE} \quad \text{Ec. 2.24}$$

## **2.4 Obtención de Parámetros de Diseño Sísmico**

### **2.4.1 Generalidades**

Al hablar de parámetros de diseño sísmico de estructuras, la primera noción que se tiene es acerca del factor de reducción de la respuesta estructural,  $R$ ; así como también el factor  $R_{\mu}$ , que indica la posibilidad de reducir la fuerza de diseño elástica debido a la capacidad de disipar energía de la estructura. Sin embargo, existen otros dos parámetros que dan cuenta del diseño sísmico de estructuras y que es importante estimar para el tipo de marcos que se está estudiando.

El factor de sobre resistencia,  $\Omega_0$ , da cuenta de la resistencia adicional que puede tener un sistema estructural al pasar desde la sollicitación de diseño a la sollicitación que provoca la fluencia (comportamiento no lineal). Esta sobre resistencia puede generarse por una mayor resistencia de los materiales en relación a sus valores nominales, elementos sobredimensionados en la etapa de diseño, efectos de elementos no estructurales, requerimientos mínimos de esbeltez, entre otros.

Los diseños que se realizan con la normativa vigente siguen la siguiente lógica: Se realiza un análisis modal espectral el cual tiene explícito el factor de reducción de la respuesta estructural. Este espectro de diseño es un espectro elástico, con el cual se pasa a obtener un comportamiento dúctil (por lo explicado anteriormente). Sin embargo, todo esto se realiza en base a un espectro elástico, y en consecuencia el control de desplazamientos se realiza bajo un comportamiento elástico. Es por este motivo que es necesario cuantificar un ponderador que dé cuenta del desplazamiento crítico para la estructura estudiada, con el cual se pueda estimar el desplazamiento último en un rango no elástico y que lleve la estructura a la falla. Este es el factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ , con el cual es posible llevar los desplazamientos de diseño elásticos a los desplazamientos últimos en un rango no elástico.

## 2.4.2 Metodología para la determinación de los Parámetros de Diseño Sísmico

Tal como se menciona en la parte 2.4.1, para la obtención de los parámetros antes mencionados es necesario tener nociones acerca de los comportamientos elásticos y no-lineales de las estructuras. Para esto, en consecuencia, es necesario realizar análisis de ambos tipos a los modelos a estudiar. Dichos análisis constan de análisis no lineales dinámicos y análisis no lineales estáticos:

- Análisis no lineales estáticos (*Pushover*)

Análisis estático que consta de aplicar cierta fuerza lateral en altura, creciente, de forma tal de hacer que la estructura llegue a un estado límite. De acuerdo a lo estipulado en la referencia correspondiente (Federal Emergency Management Agency, 2009), la forma de cuantificar esta fuerza es como se muestra en la ecuación 2.25:

$$F_i = m_i \cdot \Phi_{1,i} \quad \text{Ec. 2.25}$$

Dónde:  $F_i$  : Fuerza a aplicar en el piso  $i$ .

$m_i$  : Masa sísmica del piso  $i$ .

$\Phi_{1,i}$ : Término (ordenada) del vector de la forma modal 1, perteneciente al piso  $i$ .

En la parte anterior se asume que la forma modal a dominar es la forma 1, considerando también un edificio simétrico en ambas direcciones de análisis. Así mismo, al realizar este análisis, es necesario asignar un desplazamiento de techo máximo. Esto se logra de acuerdo a la normativa vigente respecto los desplazamientos de techo máximos permitidos. Dado que estos son desplazamientos elásticos, al realizar un *Pushover* es necesario imponer también un desplazamiento que asegure la incursión en un rango no lineal de la estructura.

- Análisis no lineales dinámicos (*Tiempo-Historia*)

Este tipo de análisis consta de someter a la estructura a registros de aceleraciones reales de algún sismo. Estos registros contienen las aceleraciones de alguna estación de medición, con lo cual se logra someter a la estructura, usando algún método de integración, a este sismo. Dicho de otra forma, esta metodología entrega demandas a la estructura a partir de los registros que se quiera utilizar. La finalidad de este tipo de análisis es comparar la respuesta real con la del modelo, así como también establecer el margen de colapso de las estructuras, o sea, la relación entre la respuesta elástica e inelástica.

En la Figura 2.14 se observa una ilustración acerca de la obtención de los parámetros  $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$ , a partir de los análisis mencionados anteriormente. Es posible ver que:

- a) El factor de sobrerresistencia,  $\Omega_0$ , se obtiene de la ecuación 2.26:

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad \text{Ec. 2.26}$$

Donde  $V_{max}$  representa el corte máximo que da cuenta de la fluencia total del sistema; siendo  $V$  el corte de diseño de la estructura.

- b) El factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ , se obtiene de la ecuación 2.27:

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad \text{Ec. 2.27}$$

Donde  $\delta$  representa el desplazamiento de techo asociado a la fluencia del sistema bajo un diseño a partir de un espectro de aceleraciones (desplazamiento de techo asociado a un análisis no lineal dinámico, tiempo-historia no lineal), siendo  $\delta_E$  el desplazamiento de techo elástico de la estructura (desplazamiento de techo asociado a un análisis elástico dinámico, tiempo-historia elástico), y  $R$  el factor de reducción de la respuesta.

c) El factor de reducción por ductilidad,  $R_\mu$ , se obtiene de la ecuación 2.28:

$$R_\mu = \frac{V_E}{V_{max}} \quad \text{Ec. 2.28}$$

Donde  $V_E$  es el corte basal asociado a un comportamiento lineal; siendo  $V_{max}$  el corte idealizado (capacidad) de la estructura con comportamiento no lineal.

Finalmente, el factor de modificación de la respuesta estructural de acuerdo a lo propuesto por Uang (*et al*, 1998) se define mediante la ecuación 2.29:

$$R = \frac{V_E}{V} = \frac{V_E}{V_{max}} \cdot \frac{V_{max}}{V} = R_\mu \cdot \Omega_0 \quad \text{Ec. 2.29}$$

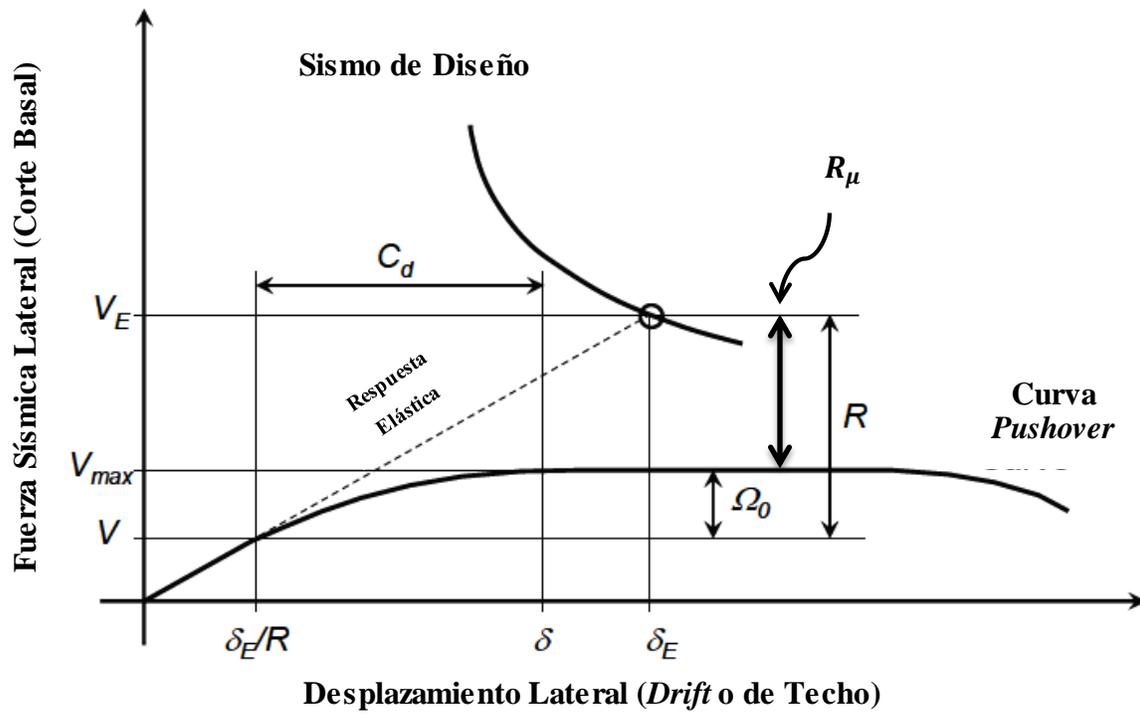


Figura 2.14: Ilustración acerca de la obtención de los parámetros de diseño sísmico (Federal Emergency Management Agency, 2009).

## **CAPÍTULO 3.**

# **DISEÑO DE EDIFICIOS**

# **PROTOTIPO**

---

---

### **3.1 Alcances**

Para realizar los modelos y los posteriores análisis no lineales es necesario tener un diseño de los edificios a estudiar. De acuerdo a esto es necesario entonces modelar estas estructuras las cuales se consideran que son estructuradas a partir de marcos convencionales de momento (ver capítulo 2), con lo cual se está garantizando que las secciones cumplen los criterios de diseño estipulados en las normas a utilizar lo que, a su vez, entrega garantías para la modelación de los marcos autocentrantes.

Son tres las estructuras que es necesario modelar y en consecuencia, tres los diseños previos a realizar. Este trabajo se basa, para el diseño sísmico, en la normativa chilena vigente, la norma chilena NCh 433. Of 1996 modificada en 2009 (INN, 2009) y el DS61 (MINVU, 2010). En tanto, para el diseño estructural se utiliza la norma NCh 1537. Of 1987 “Cargas permanentes y Sobrecargas de uso” (INN, 1986); quedando el dimensionamiento de los elementos

estructurales sujeto a las normas estadounidenses “*Specification for Structural Steel Buildings*” y “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”, (ANSI/AISC, 2010). Para modelar estos edificios se utilizará el software *SAP2000* (Computers and Structures, 2010).

## 3.2 Bases de Diseño

Se modelan tres edificios de 3, 10 y 20 pisos, respectivamente, de acuerdo a las siguientes consideraciones, utilizando las consideraciones según LRFD (*Load and Resistance Factor Design*):

### 3.2.1 Materiales

Los edificios están hechos en base a un acero ASTM A572 Gr 50, el cual tiene las propiedades que se indican en la Tabla 3.1. En esta tabla,  $F_y$  y  $F_u$  representan las tensiones de fluencia y última, respectivamente; siendo  $R_y$  y  $R_t$  los factores de sobrerresistencia asociados a las tensiones del acero en cuestión obtenidos a partir de la norma AISC 341 (ANSI/AISC, 2010).

Los perfiles a utilizar en cada uno de los elementos estructurales son perfiles soldados pertenecientes a la familia de los perfiles IN o HN. El hormigón a utilizar es de grado H25, lo cual sirve para la estimación del peso propio de la losa mixta (explicada posteriormente).

Tabla 3.1: Propiedades nominales acero a utilizar.

Grado del Acero	$F_y$ [ $\text{tonf}/\text{cm}^2$ ]	$F_u$ [ $\text{tonf}/\text{cm}^2$ ]	$R_y$	$R_t$
572 Gr.50	3.52	4.57	1.1	1.1

### **3.2.2 Tipo de edificios**

Para la modelación de los edificios se considera que éstos son de uso habitacional, ubicados en la ciudad de Santiago, región Metropolitana; con una altura de piso de 3 metros. Se considera que estas estructuras están formadas, en cada piso, por losas mixtas (también llamadas losas colaborantes) compuestas por paneles colaborantes de acero y hormigón; elementos que forman finalmente el diafragma rígido por piso. Además, estos edificios están estructurados a partir de marcos de momento convencionales, sin arriostramientos, compuestos por cinco vanos en cada vista, siendo los sistemas resistentes los 3 vanos centrales.

La planta genérica considerada para el diseño corresponde a una rectangular de 35 metros x 35 metros, simétrica en ambos sentidos, tomada como referencia desde el trabajo de estudio del comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero (Acosta, 2010). La planta que se usa en el presente trabajo difiere un tanto de la referencia en cuanto al número de vanos, teniendo 6 la considerada en la referencia y 5 la que se utiliza en este trabajo. No obstante, los elementos que a ellas componen son iguales. Es posible observar que se tiene vigas primarias que cubren un vano de 7 metros entre columnas gravitacionales, y reciben en el centro de su luz a las vigas secundarias, las cuales, a su vez, cubren un vano de 7 metros (Figura 3.1).

Diseño de Edificios Prototipo

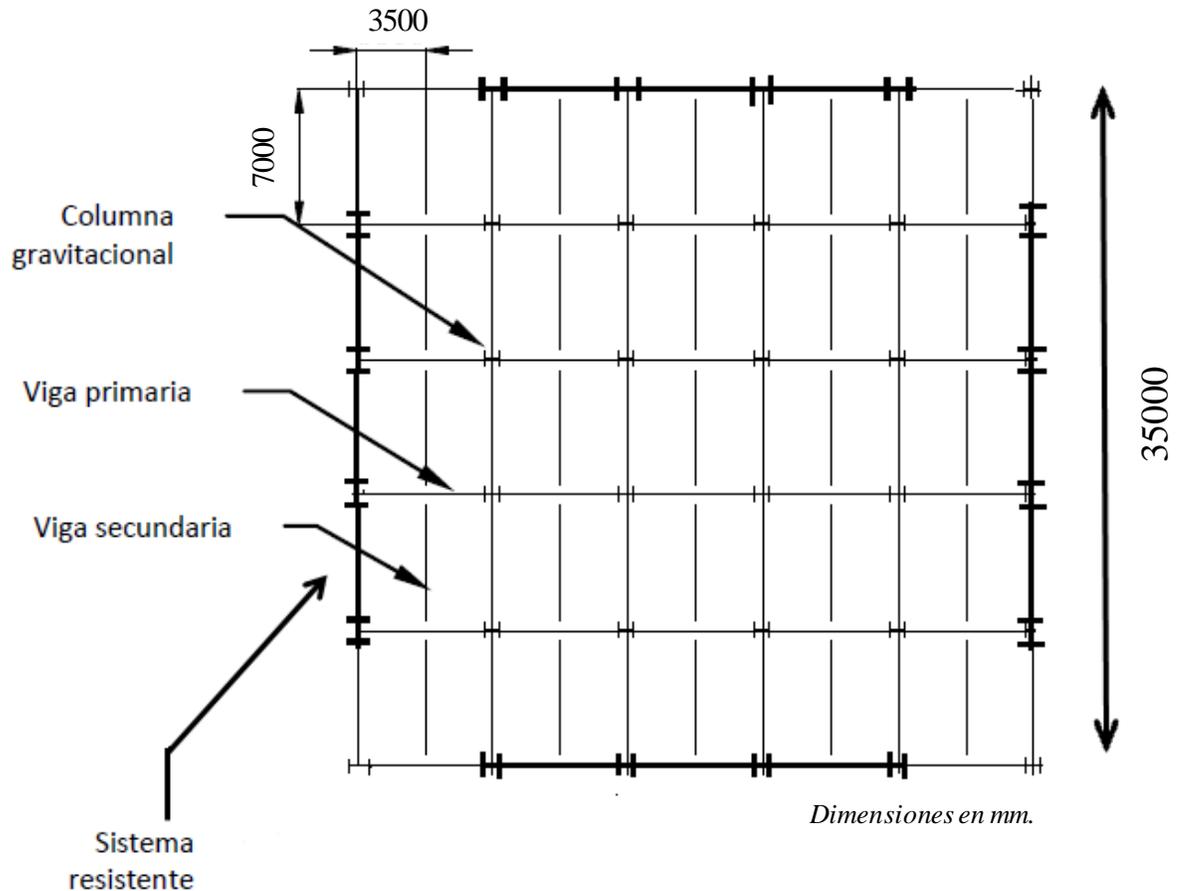


Figura 3.1: Planta tipo a utilizar.

### 3.3 Predimensionamiento

De acuerdo a lo estipulado en la parte 3.2.2, los elementos estáticos (vigas secundarias, vigas primarias y columnas gravitacionales) son dimensionados en base a consideraciones de área tributaria. Lo anterior dice que las vigas secundarias son las que actúan como vigas simplemente apoyadas soportando las cargas de diseño (estáticas) como cargas uniformemente distribuidas. A su vez, estas vigas secundarias se apoyan (o bien descargan) sobre las vigas primarias. Con esto, la configuración a tener para cada una de estas se observa en la Figura 3.2, donde la carga puntual de la viga primaria corresponde a la descarga de dos vigas secundarias, es decir, dos reacciones.

Diseño de Edificios Prototipo

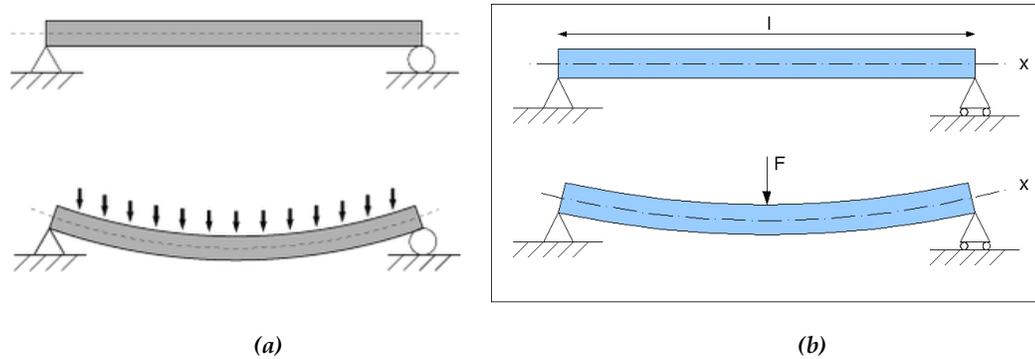


Figura 3.2: Esquema vigas secundarias (a) y primarias (b).

En la Figura 3.3 se muestra una losa colaborante tipo, similar a la modelada para estas estructuras, compuestas por un panel de acero y hormigón.

En cuanto a los pesos que involucran la losa colaborante, lo primero es suponer, para todas las estructuraciones, una losa de 14 [cm] de espesor. De acuerdo a lo estipulado en el manual de diseño de sistemas para losas colaborantes (SteelDeck, 2008), se tiene, considerando una losa de altura 14 [cm], planchas de acero de 0.71 [mm] de espesor y un peso de la losa completa, en su conjunto, de  $189 \text{ kgf}/\text{m}^2$ . Además de forma conservadora, dada la forma de la losa (con valles y crestas), se consideró un peso extra de 4 [cm] de hormigón.

De acuerdo a la norma de sobrecargas de uso y cargas permanentes (INN, 1986) se debe considerar una sobrecarga de uso de  $200 \text{ kgf}/\text{m}^2$ . En la Tabla 3.2 se resume las cargas a considerar para el diseño estático de las vigas.

Diseño de Edificios Prototipo

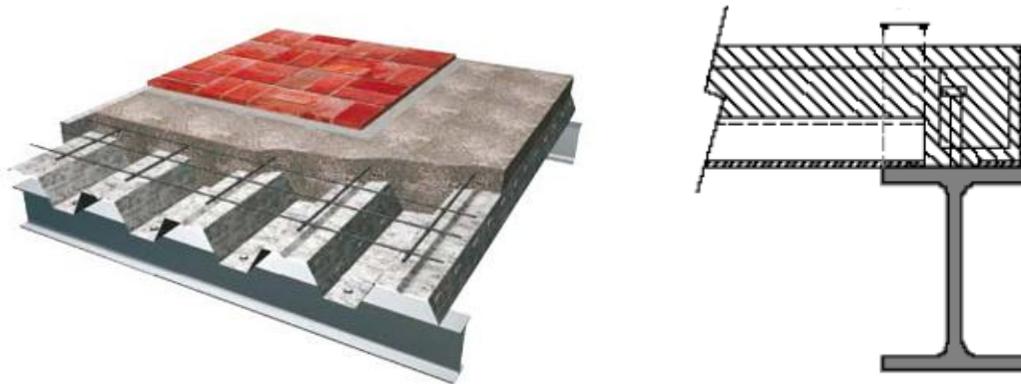


Figura 3.3: Losa colaborante tipo.

Tabla 3.2: Resumen cargas estáticas a considerar.

Elemento	Peso [ $\text{tonf}/\text{m}^2$ ]
Losa Colaborante	0.19
Cielo Falso	0.03
Terminaciones	0.024
Tabiquería	0.05
Sobrecarga de uso	0.2
<b>Total</b>	<b>0.5</b>

Es importante recalcar que se impuso para las vigas una deformación máxima admisible para las cargas de servicio. En las ecuaciones 3.1 y 3.2 se tienen las expresiones para el cálculo de las deformadas, imponiéndose que las mismas no deben ser mayor a  $L/300$ , donde  $L$  es el largo de la viga.

$$\Delta_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde  $q$  es la carga distribuida aplicada;  $I$  la inercia de la sección;  $E$  el módulo de elasticidad del acero y  $L$  la luz de la viga.

Diseño de Edificios Prototipo

$$\Delta_{max} = \frac{PL^3}{48EI} \quad \text{Ec. 3.2}$$

Siendo  $P$  la carga aplicada.

Siguiendo la misma lógica de las cargas tributarias se diseña las columnas. Este predimensionamiento se realiza para formar los edificios y luego obtener los períodos naturales de vibrar por intermedio de un análisis modal. Luego, es posible crear el espectro de aceleraciones para finalmente realizar el diseño sísmico.

De todas formas, es necesario recordar que el diseño estático se realiza en base a la norma AISC-360 (ANSI/AISC, 2010), y con la ayuda del catálogo de perfiles del Instituto chileno del Acero (ICHA, 2001), siguiendo un diseño convencional a flexión para las vigas y un diseño a compresión para las columnas. En la Tabla 3.3 y Tabla 3.4 es posible ver el detalle de las secciones obtenidas a partir del diseño convencional, mediante la referencia indicada.

Tabla 3.3: Resumen prediseño vigas gravitacionales.

Viga	Sección [H x kgf/m]	Altura, H [cm]	Ancho, B[cm]	Espesor ala, $t_f$ [cm]	Espesor alma, $t_w$ [cm]
Secundaria	40x140	40	30	2.5	0.8
Primaria	50x182	50	35	2.8	0.8

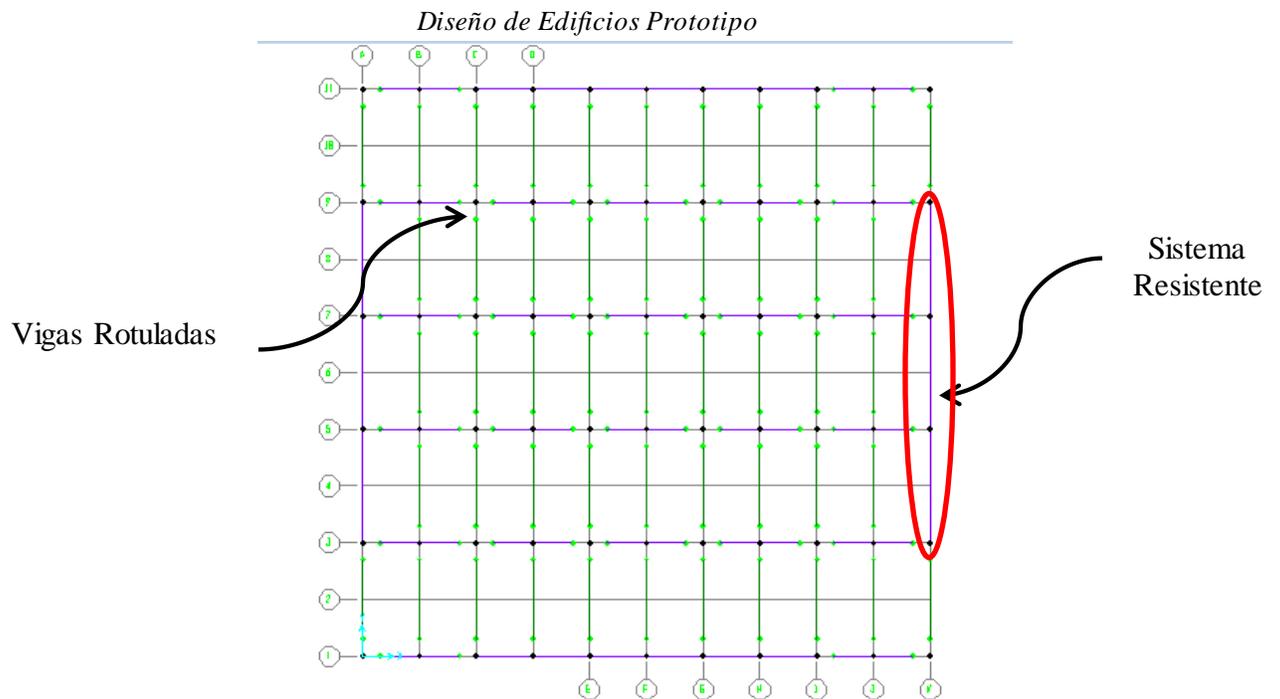
Tabla 3.4: Resumen prediseño columnas.

Columna	Sección [H x $kgf/m$ ]	Altura, H [cm]	Ancho, B[cm]	Espesor ala, $t_f$ [cm]	Espesor alma, $t_w$ [cm]
Edificio 3 pisos	40x140	40	30	2.5	0.8
Edificio 10 pisos	40x140	40	30	2.5	0.8
Edificio 20 pisos	45x214	45	45	2.5	1.2

### 3.4 Diseño Sísmico de las Estructuras

#### 3.4.1 Modelación

Con los prediseños a cargas estáticas ya obtenidos es posible modelar las estructuras. En la Figura 3.4 se observa una planta tipo. Es posible ver que todas las vigas se encuentran rotuladas a excepción de las que forman el sistema resistente (perimetrales, 3 vanos centrales).



En tanto, en las elevaciones (Figura 3.5) es posible observar que las columnas terminales se encuentran simplemente apoyadas por no formar parte del sistema resistente a cargas laterales. Así mismo, las columnas pertenecientes al marco resistente a cargas laterales se encuentran con cierto tipo de restricción. Lo anterior se debe a que si se tiene un sistema en el plano  $z-x$ , las columnas pertenecientes a él se encuentran trabajando con el eje fuerte en dicho plano, pero si se empotran en ambas direcciones también podrían tener algún tipo de momento al aplicarse el sismo en la dirección  $y$  (plano  $z-y$ ). Por esta razón, las columnas se encuentran impedidas al desplazamiento y al giro en la dirección vertical ( $z$ ) y en la dirección en que actúa el eje fuerte, estando impedidas sólo de movimiento en la dirección perpendicular al sismo, quedando, en consecuencia, liberadas de girar con lo cual se tiene la no presencia de solicitaciones en el eje débil.

Diseño de Edificios Prototipo

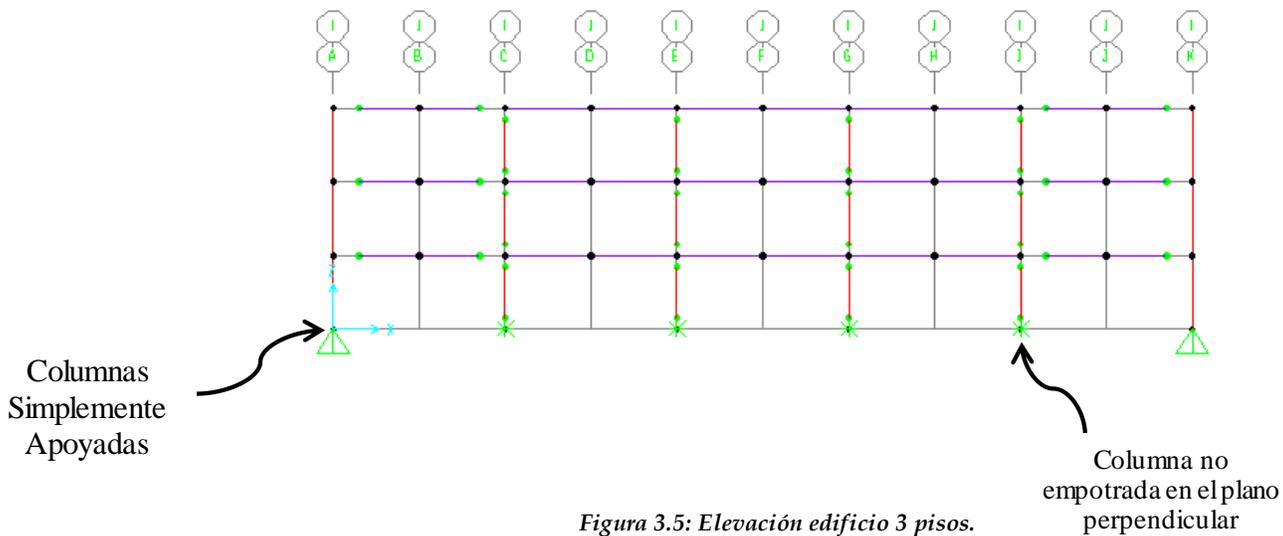


Figura 3.5: Elevación edificio 3 pisos.

### 3.4.2 Análisis Modal

Como se menciona con anterioridad, la finalidad del prediseño es poder asignar la masa correspondiente para así generar el análisis modal. Con el software SAP2000 (Computers and Structures, 2010) se realiza dicho análisis, considerando un número de modos igual a 3 por piso. Así, para cada uno de los edificios se utilizó 9, 30 y 60 modos de vibrar; obteniéndose un 90% de la masa efectiva en los primeros 7 modos en cada dirección de análisis. En la Tabla 3.5 se puede ver los períodos naturales de vibrar para cada uno de los edificios modelados.

Los resultados son consecuentes con la geometría de las estructuras, la cual da cuenta de una simetría en ambas direcciones de análisis lo que a su vez implica que los períodos en ambos sentidos deben ser similares; además de ser todos pertenecientes a grados de libertad traslacionales de las estructuras. En la Figura 3.6 se puede ver una elevación de los marcos no pertenecientes al sistema resistente del edificio de 10 pisos, bajo un análisis modal. De la misma forma, en la Figura 3.7 es posible observar el sistema resistente del edificio de 20 pisos. Lo anterior se deja explícito para claridad de la modelación de las 3 estructuras.

Tabla 3.5: Períodos naturales de vibrar, para cada estructura.

Edificio	Período x [s]	Período y, [s]	Diferencia[%]
3 pisos	0.361	0.368	1.9
10 pisos	1.266	1.284	1.4
20 pisos	2.608	2.631	0.8

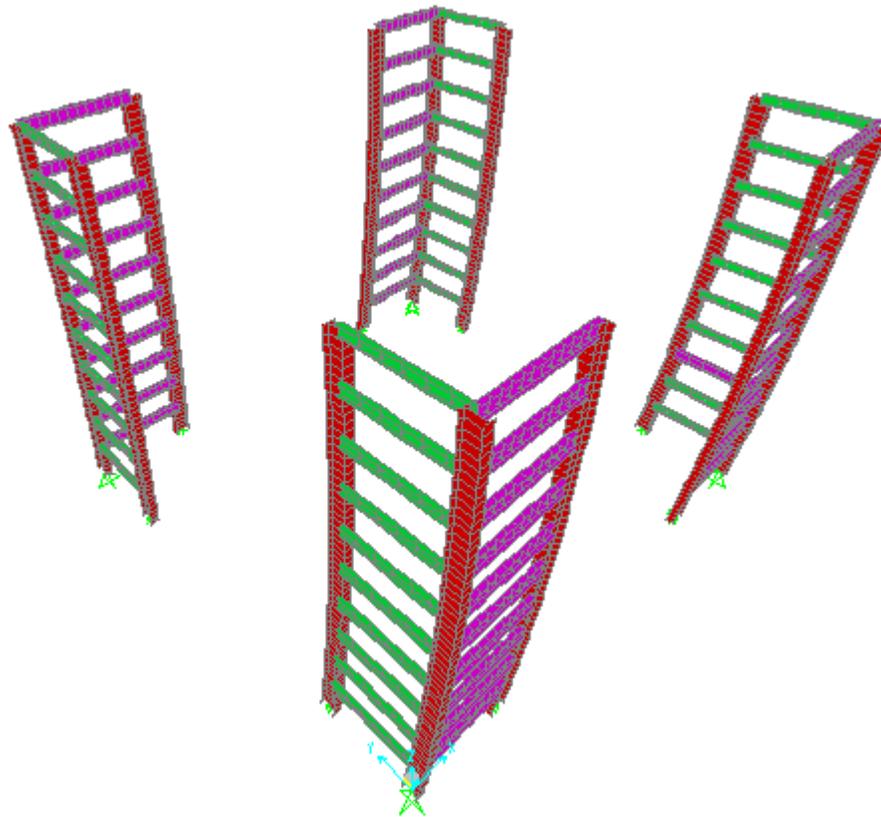


Figura 3.6: Elevaciones perimetrales no pertenecientes al sistema resistente.

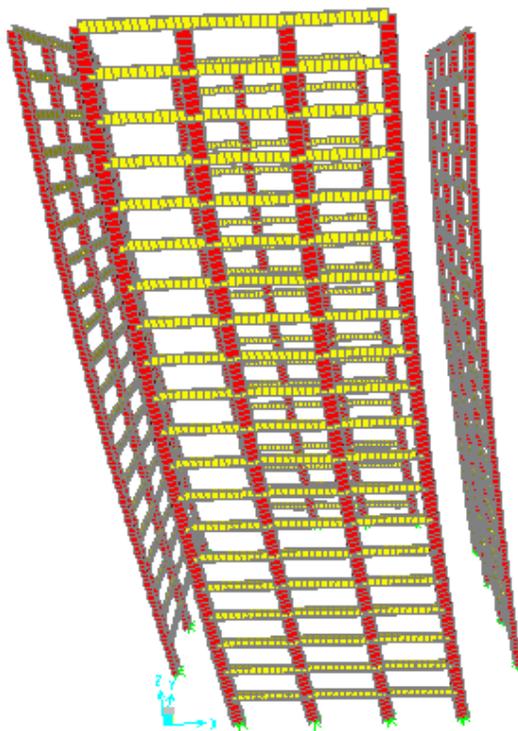


Figura 3.7: Análisis modal edificio 20 pisos (sistema resistente), modo 1.

### 3.4.3 Análisis Modal Espectral

Con los períodos naturales de vibrar de la estructura es posible generar el espectro de diseño de acuerdo a la norma NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009 y el decreto D61 (INN, 2009). De acuerdo a las especificaciones acerca del tipo de edificio a considerar se puede obtener los parámetros necesarios para la confección del espectro. Como se menciona anteriormente, se consideran edificios ubicados en Santiago centro, lo cual corresponde a zona sísmica 2. De acuerdo a esto se tiene una aceleración efectiva del suelo  $A_0 = 0.3g$ , según lo estipulado en la tabla 6.1 de la referencia que se menciona (INN, 2009). Se selecciona la categoría de ocupación del edificio, la cual es II (tabla 4.1 referencia), con lo cual se obtiene un factor de importancia  $I=1$ . En cuanto al tipo de suelo, de acuerdo a lo estipulado en decreto DS61 se tiene un tipo de suelo “B”, lo cual conlleva a tener los parámetros que dependen de esta clasificación (Tabla 3.6).

Con los parámetros mostrados se puede confeccionar el espectro de diseño. En las ecuaciones 3.3 y 3.4 se ve las expresiones para el cálculo, siendo  $T_n$  el período de vibración del modo  $n$ .

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha \cdot I}{R} \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad \text{Ec. 3.4}$$

Sin embargo, no se tiene referencia alguna acerca de los factores de reducción de la respuesta estructural para un análisis estático y dinámico,  $R$  y  $R_0$ , respectivamente. De acuerdo a lo estipulado en las provisiones de diseño (Garlock, 2002), se considera que este tipo de estructuración es en base a marcos de momento (tal como se menciona anteriormente), siendo marcos especiales (ver explicación capítulo 2). Con esto, se tiene los valores de parámetros de diseño sísmico (respuesta estructural bajo análisis estáticos y dinámicos, sobrerresistencia y amplificación de la deflexión) que se muestran en la Tabla 3.7.

*Tabla 3.6: Parámetros de diseño de acuerdo al tipo de Suelo.*

<b>Suelo</b>	<b>S</b>	<b><math>T_0</math>, [seg]</b>	<b><math>T'</math> [seg]</b>	<b>n</b>	<b>p</b>
B	1	0.3	0.35	1.33	1.5

*Tabla 3.7: Resumen parámetros de diseño sísmico usados para el diseño sísmico.*

<b>Tipo Marco</b>	<b>R</b>	<b><math>R_0</math></b>	<b><math>\Omega_0</math></b>	<b><math>C_d</math></b>
Especial (SMF)	7	11	3	5.5

En la Figura 3.8 se muestra un ejemplo del espectro de aceleraciones usado para el edificio de 20 pisos. Como es sabido y debido al coeficiente sísmico,  $C$ , se tiene cortes basales mínimos y máximos para cada edificio. Dado que el edificio de 3 pisos tiene un período pequeño, el corte basal obtenido es mayor al corte máximo, por lo que es necesario multiplicar por cierto factor de modo tal de obtener el corte máximo. Por el contrario, para el edificio de 20 pisos el corte basal obtenido es menor al corte mínimo, por lo que es necesario multiplicar el espectro por un factor de manera de tener el corte mínimo exigido por la norma. Dichos valores se obtienen de las ecuaciones 3.5 y 3.6.

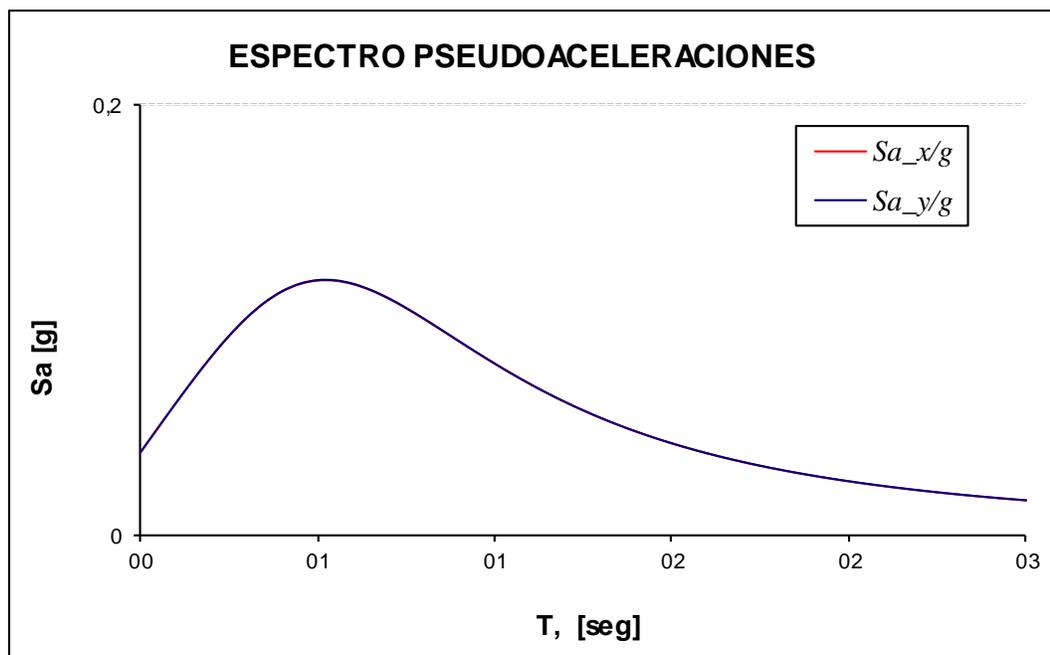


Figura 3.8: Ejemplo espectro de aceleraciones edificio 20 pisos.

$$Q_{min} = C_{min} \cdot I \cdot P \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$Q_{max} = C_{max} \cdot I \cdot P \quad \text{Ec. 3.6}$$

Con  $P$  el peso sísmico de la estructura, calculado de acuerdo a la ecuación 3.7:

$$P = D + 0.25L \quad \text{Ec. 3.7}$$

Además, el coeficiente sísmico máximo  $C_{max}$  se calcula de acuerdo a la ecuación 3.8:

$$C = \frac{0.35 \cdot S \cdot A_0}{g} \quad \text{Ec. 3.8}$$

Finalmente, el valor de  $C_{min}$  se obtiene de la ecuación 3.9:

$$C = \frac{A_0}{6g} \quad \text{Ec. 3.9}$$

En la Tabla 3.8 se muestra el resumen con los cortes basales obtenidos en cada dirección, los cortes máximos y mínimos; y los correspondientes factores modificadores. Es posible ver que el edificio de 3 pisos queda controlado por el corte máximo, el de 20 pisos por el corte mínimo, encontrándose el edificio de 10 pisos en el límite del corte mínimo. Estos resultados son coherentes y esperables desde el punto de vista del análisis sísmico, la confección de los espectros y restricciones de los mismos.

Tabla 3.8: Resumen cortes basales y factores modificadores análisis modal espectral.

<b>Edificio</b>	<b>Corte máx. [tonf]</b>	<b>Corte min. [tonf]</b>	<b>Corte Obtenido, dirección x [tonf]</b>	<b>Corte Obtenido, dirección y [tonf]</b>	<b>Ponderador, dirección x.</b>	<b>Ponderador, dirección y.</b>
3 pisos	171.27	81.56	274.31	284.18	0.624	0.603
10 pisos	665.4	316.86	319.37	314.63	1	1
20 pisos	1334.66	635.55	190.15	145.4	3.34	4.37

Es importante mencionar que se estudia también el efecto de la torsión accidental, tal como se estipula en la norma chilena NCh. 433 Of. 1996 Mod. 2009 (INN, 2009). De acuerdo al documento que se menciona existen dos formas de cuantificar este efecto. Se opta por desplazar el centro de masas, en cada dirección de análisis, la cantidad que se muestra en la ecuación 3.10. Sin embargo, dada la simetría existente en la planta del edificio, los esfuerzos obtenidos mediante este análisis no superan en un porcentaje considerable a los obtenidos a través del análisis convencional (siendo no mayores al 1.5%). Es por esta razón que la torsión accidental no controla el diseño.

$$0.05 \cdot b_{ky}, \text{ para el sismo en la dirección } x,$$

Ec. 3.10

$$0.05 \cdot b_{kx}, \text{ para el sismo en la dirección } y.$$

Siendo:  $b_{ky}$ ,  $b_{kx}$ : Largos de las plantas en las direcciones “y” y “x”, respectivamente.

Una vez obtenidos los espectros de diseño se obtienen los esfuerzos usando las combinaciones de carga que se muestran a continuación, de acuerdo a la norma NCh 3171 Of. 2010 (INN, 2010):

Combinaciones:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D ± 1.4E + L
4. 0.9D + 1.4E

En las expresiones anteriores “D” da cuenta de la carga muerta, “L” carga viva y “E” la sollicitación sísmica la cual puede ser sismo en la dirección “x” o “y”. Con esto se procede a buscar los elementos más sollicitados del sistema resistente. Es posible observar que la combinación de cargas que predomina en el diseño es la 3, quedando la mayoría de los elementos del sistema resistente, vigas y columnas, gobernados por esta sollicitación. En la Figura 3.9 se

Diseño de Edificios Prototipo

muestra un ejemplo acerca de las solicitaciones, pudiendo resaltar que bajo una combinación que involucra un sismo, la mayor parte del esfuerzo lo toman los elementos del sistema resistente a cargas laterales.

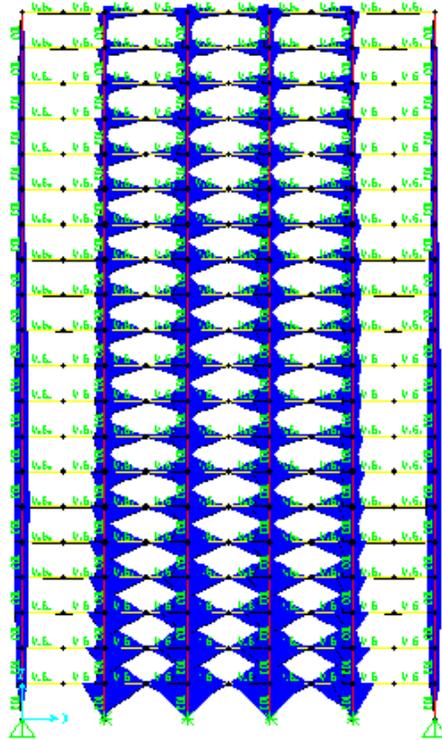


Figura 3.9: Esfuerzos diseño sísmico.

El diseño se realiza cambiando secciones cada 3 pisos, lo cual indica que para el edificio de 3 pisos se tiene un diseño único, para el edificio de 10 pisos se tiene 3 diseños (piso 1-3, 4-6 y 7-10); teniéndose, para el edificio de 20 pisos 6 diseños (piso 1-3, 4-6, 7-10, 11-13, 14-16 y 17-20).

Es importante resaltar que a diferencia del prediseño en el cual el dimensionamiento se realiza de forma convencional según lo estipulado en la norma AISC-360 (ANSI/AISC, 2010), para el diseño sísmico se tiene un mayor número de condiciones. Por tratarse de un diseño en que se involucran cargas sísmicas, es necesario cumplir las consideraciones que aparecen en la norma AISC-341 “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” (ANSI/AISC, 2010). En la

referencia mencionada se estipula límites de esbeltez distintos a los de la norma AISC-360, más restrictivos, lo cual tiene como finalidad que las secciones sean “*Sísmicamente Compactas*”. En la Tabla 3.9 se puede ver los nuevos límites a cumplir, quedando subrayado el valor a usar para elementos no atiesados, es decir, las alas de los perfiles doble T.

Tabla 3.9: Esbelteces sísmicas elementos no atiesados, según AISC 341.

Description of Element		Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
			$\lambda_{ps}$ (seismically compact)
Unstiffened Elements	Flexure in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [a], [c], [e], [g], [h]	$b/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	$b/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	$b/t$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	$b/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of H-pile sections	$b/t$	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
	Flat bars [f]	$b/t$	2.5
	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [g]	$b/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in stems of tees [g]	$d/t$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$

De la misma forma, en la Tabla 3.10 se puede ver los límites de esbeltez a utilizar para los elementos atiesados de los perfiles a usar, es decir, las almas.

Tabla 3.10: Esbelteces sísmicas elementos atiesados, según AISC 341.

Stiffened Elements	Webs in flexural compression in beams in SMF, Section 9, unless noted otherwise	$h/t_w$	$2.45 \sqrt{E/F_y}$
	Webs in flexural compression or combined flexure and axial compression [a], [c], [g], [h], [i], [j]	$h/t_w$	for $C_a \leq 0.125$ [k] $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_a)$
			for $C_a > 0.125$ [k] $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Round HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	$D/t$	$0.044 E/F_y$
	Rectangular HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	$b/t$ or $h/t_w$	$0.64 \sqrt{E/F_y}$
Webs of H-Pile sections	$h/t_w$	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	

Donde el factor  $C_a$ , para un diseño según el método LRFD, se calcula de acuerdo a la ecuación 3.11.

$$C_a = \frac{P_u}{\phi \cdot P_y} \quad \text{Ec. 3.11}$$

Existe otra consideración que se debe cumplir y que se menciona en la parte 2.3.5. Dicha condición asegura que al momento de producirse la falla en algún elemento estructural, esta se produzca en las vigas y no en las columnas, teniendo así un comportamiento *columna fuerte-viga débil*. De acuerdo a la *Seismic Provisions* (ANSI/AISC, 2010), se debe cumplir, para este criterio, lo que se menciona en la ecuación 3.12. En la expresión que se describe el término del numerador representa la suma de los momentos nominales de las columnas que se interceptan en un nodo; mientras que el término del denominador representa la suma de los momentos nominales de las vigas que llegan al mismo nodo.

$$\frac{\sum M_{pc}'}{\sum M_{pb}'} > 1 \quad \text{Ec. 3.12}$$

Otro factor a considerar es que para el diseño sísmico se realiza, a diferencia del predimensionamiento, un diseño que involucra esfuerzos combinados para las columnas (flexión y compresión, ecuaciones 3.13 y 3.14). En las tablas 3.11, 3.12 y 3.13 es posible ver el resumen de las secciones que se obtienen a partir del diseño antes descrito. Las secciones son obtenidas del catálogo de perfiles del instituto chileno del acero (ICHA, 2001).

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \text{ si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \text{ si } \frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \text{Ec. 3.14}$$

Con:  $M_{rx}$  : Momento Solicitante, eje fuerte.

$M_{ry}$  : Momento Solicitante, eje débil.

$M_{cx}$  : Resistencia nominal a flexión, eje fuerte.

$M_{cy}$  : Resistencia nominal a flexión, eje débil.

$P_r, P_c$  : Fuerza Axial solicitante y resistencia nominal a compresión, respectivamente.

Tabla 3.11: Resumen secciones obtenidas edificio 3 pisos.

3 pisos	Altura, H [cm]	Ancho, B[cm]	Espesor ala, $t_f$ [cm]	Espesor alma, $t_w$ [cm]
Columna	60	35	5	1.2
Viga	60	30	4	1

Diseño de Edificios Prototipo

Tabla 3.12: Resumen secciones obtenidas edificio 10 pisos.

10 pisos	Altura, H [cm]	Ancho, B[cm]	Espesor ala, $t_f$ [cm]	Espesor alma, $t_w$ [cm]
Diseño 1 (piso1-3)				
Columna	80	40	5	1.2
Viga	80	35	5	1.2
Diseño 2 (piso4-6)				
Columna	50	35	5	1.2
Viga	50	30	4	1
Diseño 3 (piso7-10)				
Columna	40	40	4	2.5
Viga	35	30	4	1

Diseño de Edificios Prototipo

Tabla 3.13: Resumen dimensiones obtenidas edificio 20 pisos.

20 pisos	Altura, H [cm]	Ancho, B[cm]	Espesor ala, $t_f$ [cm]	Espesor alma, $t_w$ [cm]
Diseño 1 (piso1-3)				
Columna	100	70	5	1.8
Viga	80	35	5	1.2
Diseño 2 (piso4-6)				
Columna	90	50	5	1.6
Viga	70	35	5	1.2
Diseño 3 (piso7-10)				
Columna	70	40	5	1.2
Viga	60	30	4	1
Diseño 4 (piso11-13)				
Columna	60	35	5	1.2
Viga	50	35	5	1.2
Diseño 5 (piso14-16)				
Columna	50	35	5	1.2
Viga	40	40	4	2.5
Diseño 6 (piso17-20)				
Column	45	45	3.2	2.5
Viga	35	35	4	2.5

Cabe mencionar que en la Tabla 3.13, el perfil asociado al diseño 1 se “inventó”. Lo anterior se refiere a que dadas las condiciones sísmicas de diseño a cumplir y las solicitaciones

obtenidas, en el catálogo usado no existe un perfil que cumpla con los límites de esbeltez. Por lo anterior se creó un perfil, aumentando el espesor del alma y el ancho, a partir de uno existente.

Junto con el diseño para cargas, es necesario verificar también los desplazamientos de piso. Según la norma NCh 433 (INN, 2009), las deformaciones unitarias máximas de piso no deben ser mayores a 0.002, en cada una de las direcciones de análisis. En la Tabla 3.14 se muestra un resumen de los desplazamientos obtenidos para cada edificio, para cada una de las direcciones de análisis, así como los desplazamientos admisibles. Además, en la Figura 3.10 se muestra un ejemplo de la deformada lateral para la estructura de 10 pisos.

Tabla 3.14: Resumen desplazamientos.

Edificio	$\Delta_{obtenido,x}$ [cm]	$\Delta_{obtenido,y}$ [cm]	$\Delta_{admisible}$ [cm]
3 pisos	0.746	0.727	1.8
10 pisos	3.67	3.61	6
20 pisos	12.1	11.9	12

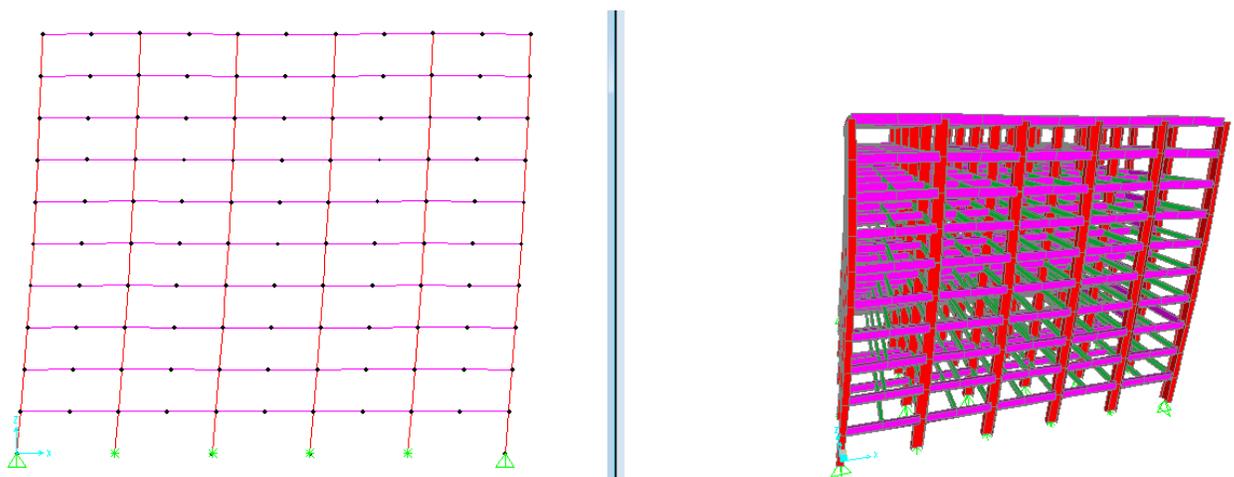


Figura 3.10: Deformada lateral edificio 20 pisos, dirección x.

## **CAPÍTULO 4.**

# **CONEXIÓN AUTOCENTRANTE Y EDIFICIOS: MODELOS ANALÍTICOS.**

---

---

### **4.1 Alcances**

Para poder realizar los análisis respectivos a los edificios de acuerdo a lo explicado en el capítulo 1 es necesario tener un modelo de la conexión que garantice el buen funcionamiento de la misma, lo que, a su vez, es posible observar a partir de las curvas de capacidad para este tipo de conexiones (Figura 2.6 y Figura 2.9). Como se menciona también en el capítulo 2 muchos son los factores a considerar en una conexión autocentrante, los cuales influyen directamente en el funcionamiento de la misma.

Se tiene una serie de especímenes representativos de conexiones autocentrantes ensayados de forma experimental (Garlock, 2002), los cuales difieren unos de otros en cuanto a los distintos valores usados para los parámetros más significativos de una conexión de este tipo. Por esto, se selecciona uno de estos especímenes para realizar los análisis correspondientes y así validar el modelo de la conexión. La validación de estos modelos se realiza usando el programa de análisis no lineal OpenSees (Pacific Earthquake Engineering Center, 2012), con el cual se realiza un modelo analítico a partir de diferentes materiales y elementos disponibles en la biblioteca de dicho programa, los cuales se explican más adelante.

Con la conexión validada es posible entonces realizar los modelos analíticos de los 3 edificios diseñados en el capítulo 3, los cuales estarán confeccionados a partir de esta conexión, considerando sólo un marco resistente (ver capítulo 3) para realizar su modelación. Por esto se tiene que el modelo a representar es un modelo en dos dimensiones.

A dichas estructuras se les realiza distintos tipos de análisis no lineales, entre los cuales es posible mencionar los análisis no lineales estáticos (*Pushover*) y los análisis no lineales dinámicos (*tiempo-historia*).

## **4.2 Modelos experimentales**

### **4.2.1 Tipos de especímenes**

La mayor referencia que se tiene para la validación de una conexión autocentrante son los ensayos experimentales realizados en la tesis doctoral de María E.M. Garlock (Garlock, 2002). En el trabajo mencionado se ensayó una serie de conexiones tipo. El criterio a seguir para la selección de la estructura a ensayar es de acuerdo a lo que observa en la Figura 4.1, la cual muestra las solicitaciones para un edificio tipo, así como también el aislamiento de una conexión típica de un edificio estructurado a partir de este tipo de marcos. En la Figura 4.2 se observa la estructura “deformada” sometida a cargas laterales, mostrándose en la Figura 4.3 la configuración del subconjunto tipo que se usa para los ensayos experimentales.

Se estudió el comportamiento de varios tipos de conexión similares a los de la Figura 4.3, diferenciándose estos en cuanto al número de cables, largos de placa de refuerzo, área transversal de cables y pretensión inicial de los mismos. Los resultados para cada uno de los especímenes son similares ya que el comportamiento esperado es el mismo. Los resultados sólo difieren en ciertos puntos como las rigideces resultantes post fluencia de ángulos, fractura de estos, entre otros. Las distintas configuraciones son nombradas a partir de los parámetros que estas poseen, quedando de la siguiente manera:

XXs-Y

La expresión anterior indica que se tiene una cantidad de XX cables, los cuales poseen una tensión inicial Y.

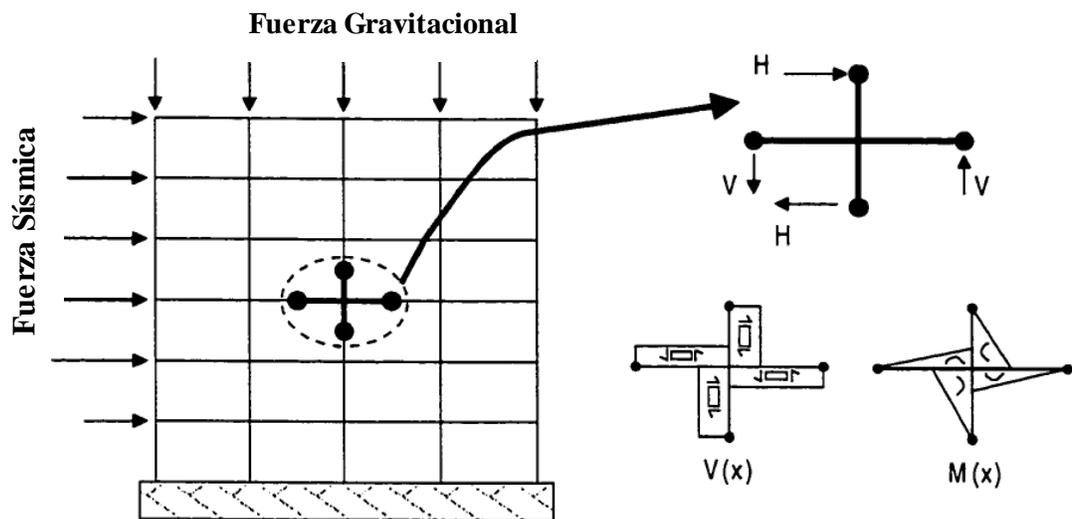


Figura 4.1: Solicitaciones Estructura tipo y subconjunto aislado (Garlock, 2002).

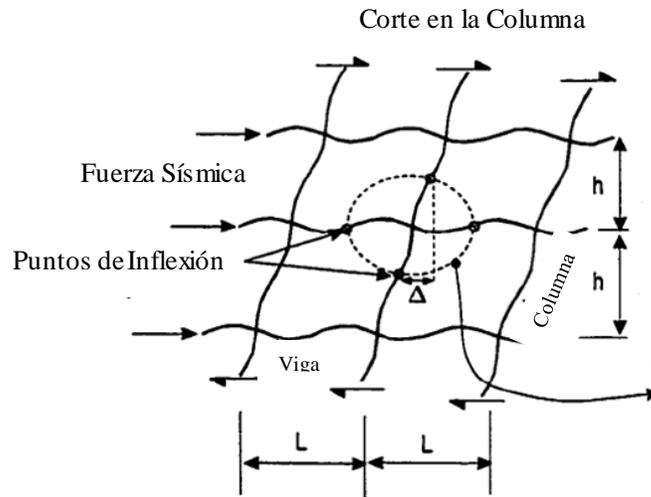


Figura 4.2: Posición deformada cruciforme (Garlock, 2002).

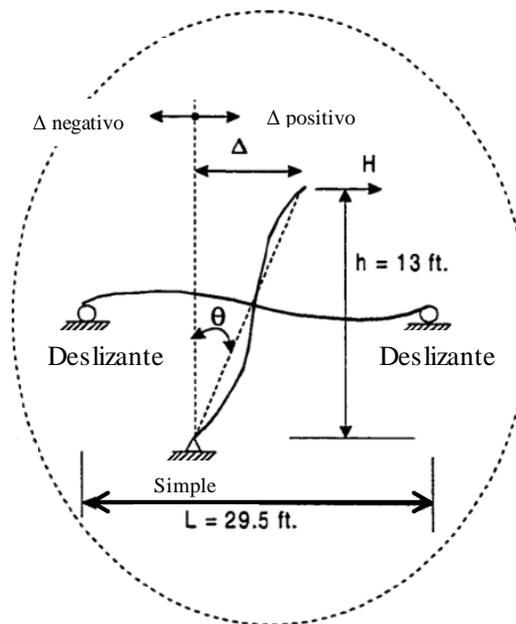
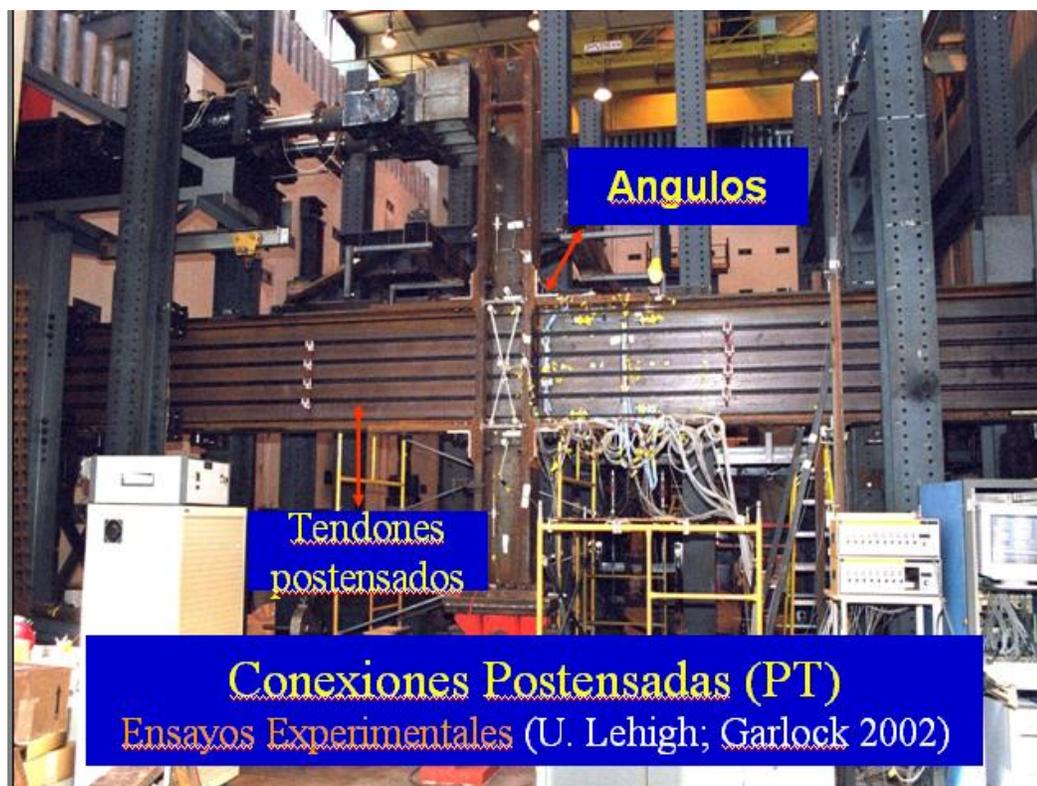


Figura 4.3: Modelo cruciforme a ensayar (Garlock, 2002).

El cruciforme mostrado en la Figura 4.3 es el aislamiento resultante de la Figura 4.2 seleccionado a partir de los puntos de inflexión producidos.

De entre todos los ejemplares disponibles se opta por elegir el espécimen 20s-18. La elección se basa en que, una vez informados acerca de los resultados de cada uno de los ejemplares, el que posee resultados menos distorsionados y en consecuencia más fáciles de comparar con un modelo analítico corresponde a este ejemplar. En la Figura 4.4 se observa una imagen del espécimen elegido donde se aprecian sus principales componentes.



*Figura 4.4: Especimen 20s-18 (Garlock, 2002).*

#### **4.2.2 Materiales y elementos estructurales**

Al elegir el ejemplar que se menciona (20S-18) para reproducir en un modelo analítico se debe considerar también todos los componentes pertenecientes al mismo. Se tiene entonces como parámetros de entrada los que se muestran a continuación:

#### 4.2.2.1 Materiales

Se tiene distintos tipos de materiales a utilizar. Para el acero estructural de los perfiles y la placa de refuerzo se considera un acero ASTM A572 Gr50, considerando las propiedades dadas en la Tabla 4.1.

Para los cables se tiene cables del tipo ASTM A-416-93. En la

Figura 4.5 se muestra la ley constitutiva a utilizar. De esta figura es posible obtener los parámetros relevantes de estos elementos los cuales se detallan en la Tabla 4.2 en la cual es posible distinguir las fuerzas de fluencia y últimas con sus respectivas deformaciones unitarias.

Tabla 4.1: Propiedades acero estructural.

Acero	$F_y$ [ $\text{tonf}/\text{cm}^2$ ]	$E$ [ $\text{tonf}/\text{cm}^2$ ]
ASTM A572 Gr50	3.52	2100

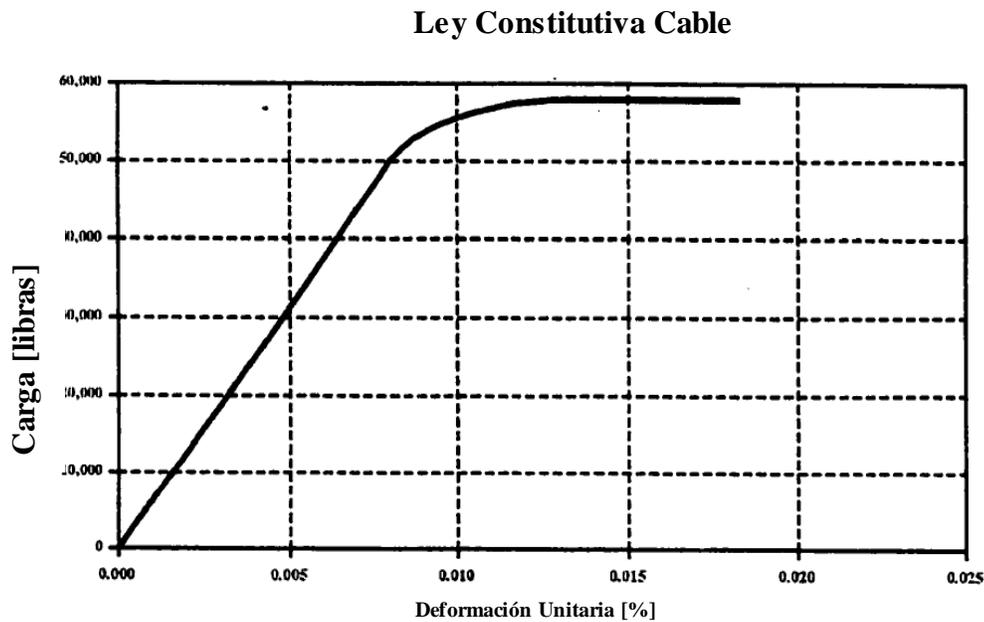


Figura 4.5: Ley constitutiva cables.

Tabla 4.2: Propiedades cables.

Cables	$T_y$ [tonf] ( $\epsilon=0.01$ )	$T_u$ [tonf] ( $\epsilon=0.0531$ )	$E$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]
ASTM A-416-93	24.86	26.61	1986

#### 4.2.2.2 Geometría

La geometría del cruciforme a replicar se detalla en la Figura 4.6. Las distancias constan de 9 metros entre los apoyos de la viga, siendo la altura de la columna igual a 4 metros.

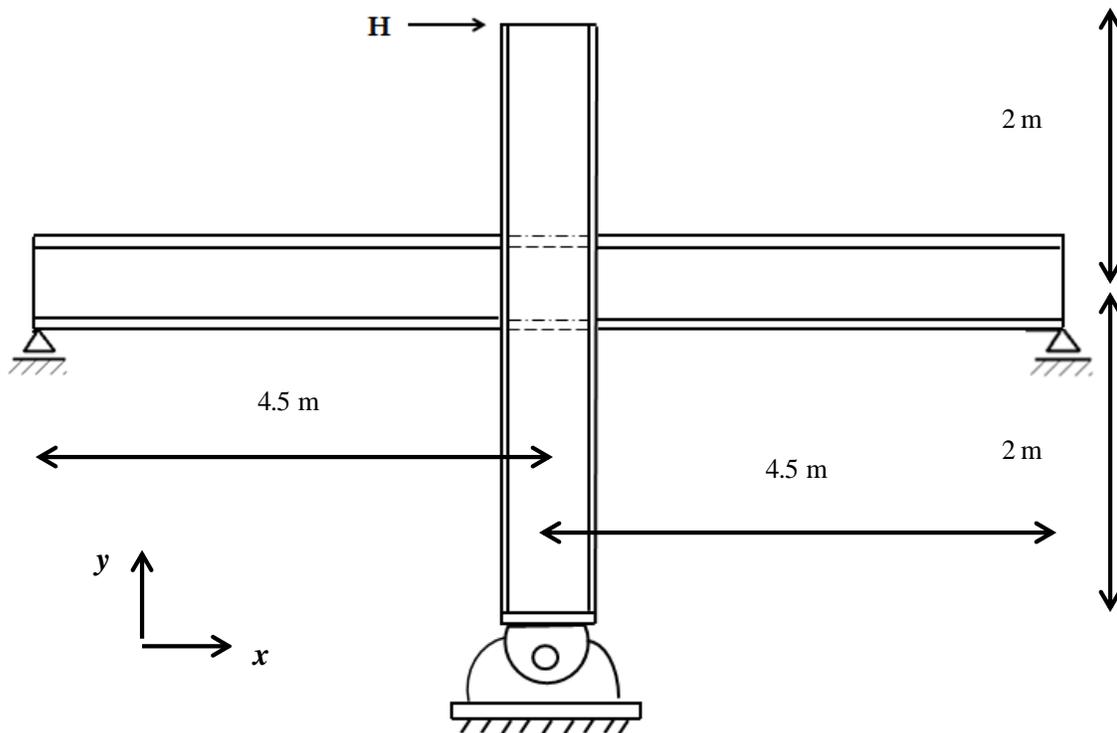


Figura 4.6: Modelo Cruciforme.

### 4.2.2.3 Elementos Estructurales

Tanto las vigas como las columnas consisten en perfiles tipo “W” laminados, nomenclatura propia de Estados Unidos. En la Tabla 4.3 se observa las propiedades a utilizar, especificando altura, ancho, espesor de ala y de alma, respectivamente, para cada sección.

Tabla 4.3: Propiedades Geométricas secciones.

Elemento	$d$ [cm]	$b_f$ [cm]	$t_f$ [cm]	$t_w$ [cm]
Viga (W36x150)	90	30	2.3	1.5
Columna (W14x398)	45	41	7	4.5

En tanto, en la Tabla 4.4 se observa las propiedades geométricas de la placa de refuerzo<sup>1</sup> (largo, ancho y espesor).

Tabla 4.4: Propiedades Placa Refuerzo.

Elemento	$L$ [cm]	$b$ [cm]	$e$ [cm]
Placa de Refuerzo	90	36	3.2

### 4.2.3 Comportamientos Representativos

A cada uno de los cruciformes existente se les aplica un campo de desplazamiento cíclico que corresponde al 3% de la altura de la columna (Figura 4.4). Con esto es posible obtener ciertas curvas características para este tipo de conexiones.

Tal como se menciona con anterioridad, el espécimen elegido consta de 20 cables. Así mismo, cada uno de los ejemplares tiene asociada tanto la geometría de la placa de refuerzo como

<sup>1</sup> Para ver detalle acerca del uso de estos componentes ver (Garlock, 2002), tal como se menciona en el capítulo 2.

otros parámetros de entrada. En la Tabla 4.5 se entrega los valores iniciales tanto para el número de cables, área transversal de cada cable, fuerza inicial total y tensión inicial por cable.

*Tabla 4.5: Parámetros iniciales cruciforme.*

<b>N° de Cables,</b> $N_s$	<b>Área c/ cable</b> $[cm^2]$	<b><math>T_0</math>[tonf]</b>	<b><math>\frac{T_0}{N_s}</math> [tonf]</b>
20	1.4	131.22	7.3

Conocidos los datos de entrada es posible conocer entonces los resultados obtenidos. Como se menciona con anterioridad existen ciertos gráficos que entregan curvas representativas de estas conexiones.

En la Figura 4.7 se observa el comportamiento en el punto superior de la estructura (parte superior de la columna). El gráfico que se tiene involucra la fuerza superior de la columna versus el desplazamiento superior (llamándose desplazamiento y fuerza superior al valor de desplazamiento y fuerza, respectivamente, justo en el punto de aplicación) sin considerar disipadores de energía. Se observa la no presencia de desplazamientos remanentes, aunque no se tiene disipación de energía (área encerrada entre la curva de carga-descarga).

Así mismo, en la Figura 4.8 se observa la misma curva, esta vez considerando en la estructura la presencia de disipadores de energía. A diferencia de lo descrito con anterioridad, en este caso es posible observar la presencia de un área comprendida entre el ciclo de carga y descarga, lo cual da cuenta del aporte de los perfiles ángulo. Así mismo, es posible observar también el comportamiento tipo “bandera” de la conexión teniéndose dos pendientes distintas: la

primera mayor a la segunda, donde la fuerza generada por el desplazamiento es tomada sólo por la tensión inicial de los cables; y la segunda, donde ocurre la primera fluencia de los ángulos.

En la Figura 4.9 se observa el comportamiento del cable. En particular, se tiene la fuerza del cable versus el desplazamiento superior. Se muestra, en primer lugar, un tramo sin pendiente lo cual da cuenta de que las primeras fuerzas que aparecen en la estructura, a partir de los desplazamientos, son resistidas por la pretensión existente en los cables. Una vez que la tensión inicial de los cables es incapaz de resistir las fuerzas solicitantes éstos comienzan a cargarse, devolviéndose por el mismo camino tanto para la carga como para la descarga. Lo anterior significa que los cables en ningún momento se escapan del rango elástico, al igual que los elementos estructurales (vigas y columnas).

Finalmente, en la Figura 4.10 se ve la curva momento versus giro relativo de una conexión autocentrante. Como se explica en capítulos anteriores, el momento corresponde a esta sollicitación en la unión del cruciforme. Además, como se explica en el capítulo 2, cuando los cables comienzan a tomar carga (distinta a la correspondiente a la pretensión) se produce la separación entre la parte superior de la viga y la columna. Por esto, existe un desplazamiento relativo entre el punto del ala superior de la viga y el ala de la columna, tal como se muestra en la Figura 2.10. Si se divide este desplazamiento relativo por la altura de la viga se tiene el giro relativo de la conexión. Con esto es posible observar la similitud a la curva teórica dada por la Figura 2.9; así como también es posible identificar los puntos característicos de esta curva para los distintos estados críticos de las conexiones autocentrantes.

Todos los comportamientos descritos y representados por las figuras mencionadas corresponden a los resultados obtenidos experimentalmente (Garlock, 2002). Dado que no se tiene los datos experimentales sin procesar se utiliza el software *Engauge Digitilizer* (sin información acerca del creador), el cual permite seleccionar puntos, a partir de una imagen, arrojando los valores de las coordenadas de cada punto, tantos como se quiera para describir la curva. De esta forma se puede realizar la comparación entre los resultados experimentales y los resultados obtenidos a partir de los modelos analíticos.

Conexión Autocentrante y Edificios: Modelos Analíticos

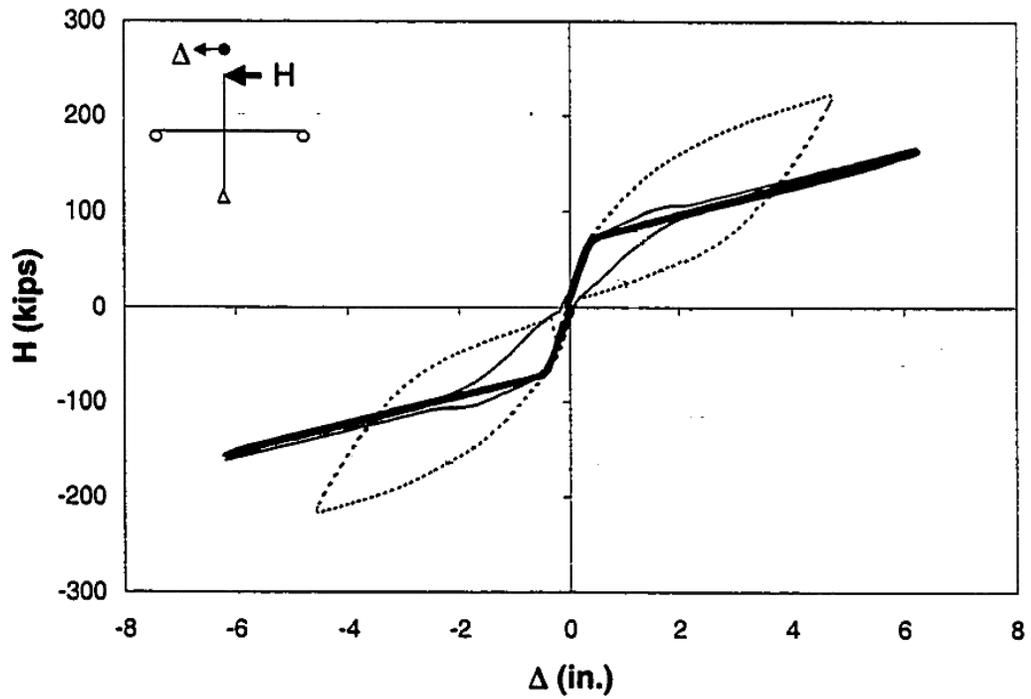


Figura 4.7: Fuerza-Desplazamiento sin ángulos (Garlock, 2002).

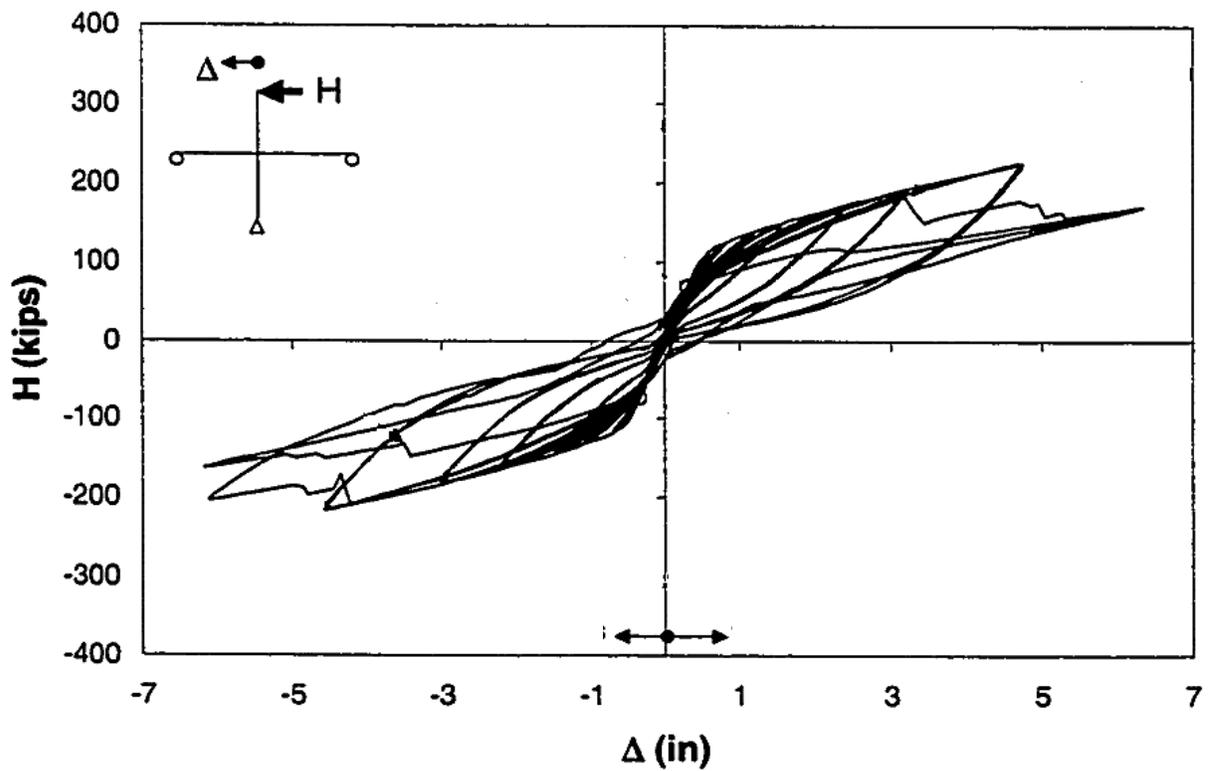


Figura 4.8: Fuerza-Desplazamiento con ángulos (Garlock, 2002).

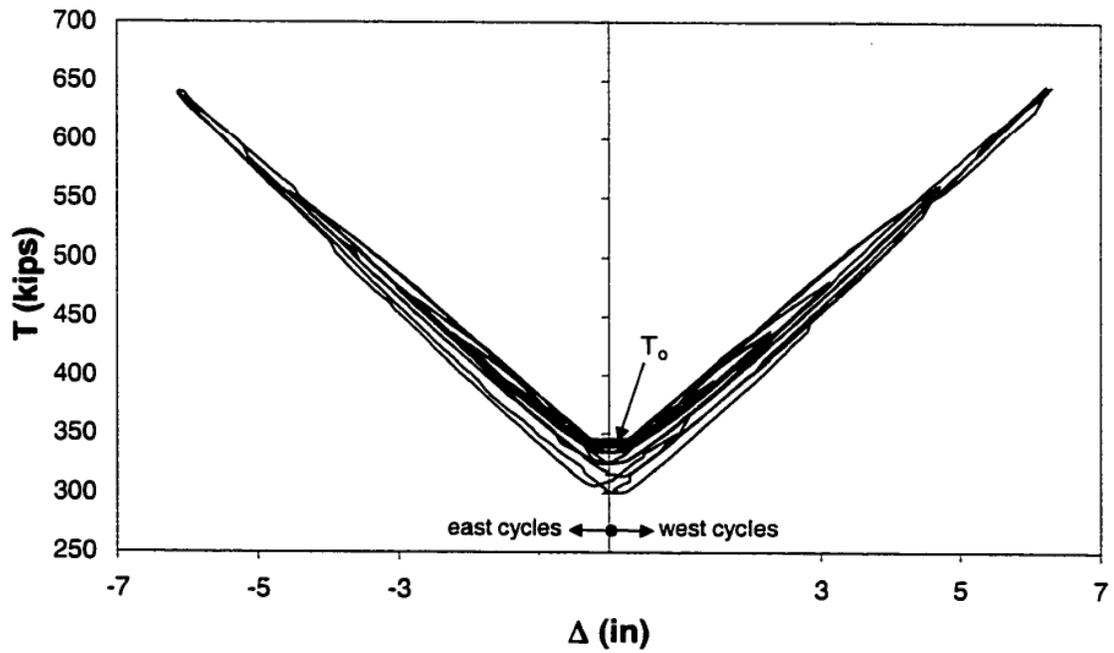


Figura 4.9: Fuerza cable-Desplazamiento superior (Garlock, 2002).

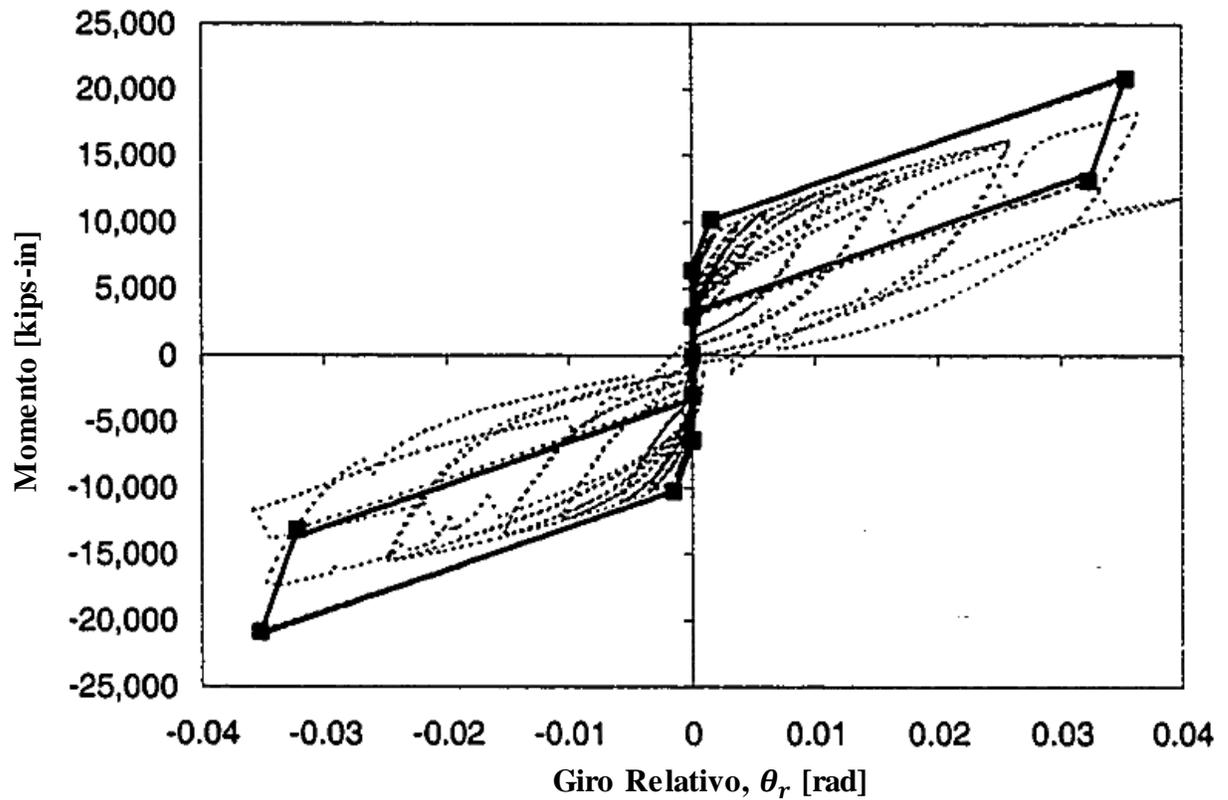


Figura 4.10: Momento-Giro relativo conexión (Garlock, 2002).

Tal como se menciona en el capítulo 2, vigas, columnas y cables permanecen esencialmente en un rango elástico, siendo los perfiles ángulo los componentes que incursionan en un rango inelástico. Lo anterior se corrobora en la Figura 4.11 donde es posible apreciar la deformación real del perfil una vez aplicado el ciclo de desplazamientos explicado anteriormente (desplazamiento lateral del 3% de la altura de la columna).



*Figura 4.11: Deformación permanente en ángulos (Gordana Hering, 2011).*

## **4.3 Modelo Analítico Conexión Autocentrante**

### **4.3.1 Uso de OpenSees**

OpenSees (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) (Pacific Earthquake Engineering Center, 2012) es un software que permite la modelación de estructuras usando elementos finitos, orientándose principalmente a la simulación y respuesta estructural de sistemas

sujetos a sismos. Consta de una librería que contiene elementos y distintos tipos de materiales que facilitan la modelación de estructuras que posean no linealidades geométricas y de comportamiento. Para realizar el modelamiento en dicha plataforma es necesario definir desde las unidades básicas, leyes constitutivas, nodos, elementos; así como también los parámetros y algoritmos necesarios para realizar un análisis ya sea estático o dinámico. Se especifica a continuación una pequeña descripción de cada uno de estos parámetros que se mencionan los cuales son necesarios para realizar los análisis:

- *Constraints*: Comando que construye un objeto gestor de las restricciones. El gestor determina como las ecuaciones de las restricciones son aplicadas en el análisis. Existen 4 tipos de constraint, siendo necesario el uso, para el presente trabajo, del constraint *Penalty* con valores para los coeficientes  $\alpha=10^{12}$ .
- *Numberer*: Comando que enumera los grados de libertad. Determina la asignación entre el número de ecuaciones y los grados de libertad. Para el presente trabajo se usa un numberer tipo “*RCM*” dada la magnitud de las estructuras que se trabajan.
- *System*: Comando usado para construir un sistema de ecuaciones lineal y un objeto de solución lineal. Se utiliza el comando “*Band General*”.
- *Algorithm*: Para resolver no linealidades presentes en los sistemas de ecuaciones (debido a materiales y efectos *P-Δ*) es necesario contar con algoritmos iterativos. Para los análisis no lineales se utiliza el algoritmo de *Newton* y sus derivados (modificado, tangente inicial, entre otros); haciendo uso del tipo *Linear* para análisis elásticos.
- *Test*: Los algoritmos que se mencionan utilizan técnicas iterativas de aproximación para llegar a la solución, por lo que se debe especificar la tolerancia de convergencia. Se puede realizar la convergencia mediante las cargas, energía y desplazamientos. En este trabajo se utiliza este último, el cual chequea que la norma del incremento en los desplazamientos de cada nodo es menor a la tolerancia especificada. El uso del tipo de *test* a utilizar está íntimamente relacionado con el tipo de *constraint*, por lo que al usar un *constraint* tipo *penalty*, un test del tipo “*Norm Displacement Increment*” es necesario.
- *Integrator*: Comando que varía las fuerzas paso a paso. Para el caso de un análisis estático, el *Integrator* incrementa o disminuye la fuerza (tipo *Load Control*) o bien

controla las fuerzas resultantes en un desplazamiento nodal dado (tipo *Displacement Control*). Para el caso de un análisis dinámico el *Integrator* resuelve la ecuación de movimiento. En este trabajo, para el caso de los análisis estáticos se usa un *Integrator* tipo *Displacement Control*; usándose un tipo *Newmark* para los análisis en el tiempo (tiempo-historia).

- *Analysis*: Este comando especifica el método de incremento en los pasos de tiempo. Así, por ejemplo, para un análisis estático como un *Pushover* se utiliza un análisis *Static*; mientras que para los análisis dinámicos se tiene una *transient*<sup>2</sup>.

Mediante el uso de este lenguaje se confecciona un modelo analítico de las conexiones autocentrantes el cual se explica en las secciones que siguen.

#### **4.3.2 Modelo de la Conexión (Generalidades)**

Se han creado diversos modelos analíticos que han representado el comportamiento de una conexión autocentrante (Garlock, 2002), en base a otros software de análisis estructural. En particular, estos modelos se han programado con la ayuda de DRAIN 2DX (Prakash *et al*, 1993), programa un poco obsoleto a esta fecha. Así mismo, se ha realizado un modelo de conexión autocentrante usando OpenSees (Pacific Earthquake Engineering Center, 2012), los cuales se basan en el uso de elementos *Gap* (Li, 2006). En este trabajo se utiliza una parte del modelo propuesto por Li (Li, 2006) y nuevas consideraciones para poder generar el comportamiento detallado de la conexión. A continuación se describe el modelamiento de la conexión en detalle, validándose los comportamientos analíticos obtenidos usando los datos experimentales mostrados en la sección anterior.

---

<sup>2</sup> Toda la información acerca de los objetos de análisis en <http://opensees.berkeley.edu/>.

### 4.3.3 Modelo Analítico Sin Disipadores

Para generar las curvas de capacidad para un sistema estructural del tipo SC-SMRF es necesario desarrollar un modelo analítico que dé cuenta del comportamiento de la conexión. El modelo desarrollado en este trabajo para una conexión sin disipadores se muestra en la Figura 4.12. Para proveer al modelo de la conexión la representatividad que se requiere para lograr el comportamiento que ésta posee, es necesario detallar los elementos que modelan el despegue (comportamiento *GAP* descrito en el capítulo 2), la zona panel, la conexión de corte, cables

postensados, vigas y columnas. Muchos de estos elementos son comunes para otro tipo de estructuraciones, sin embargo, el modelamiento del *GAP* es el más singular.

#### 4.3.3.1 Elementos *GAP*

Para lograr el comportamiento de descompresión (abertura), los elementos en la cara de la columna son modelados con un material que tiene la singularidad de sólo poder desarrollar esfuerzos de compresión y no de tracción. Por lo anterior, estos elementos presentados en la Figura 4.12 (G4-1, G4-2, G4-3 y G4-4) corresponden a elementos que sólo trabajan en compresión usando un elemento perteneciente a la biblioteca de OpenSees denominado “*zero length element*” con un material descrito anteriormente (y que se detalla en la sección siguiente), asignado en la dirección “*x*”. Por otra parte, los nodos 331 y 332 están unidos al nodo 33 mediante el comando *RigidLink Beam*, condición la cual crea un elemento rígido entre dos nodos, teniendo que existir un nodo maestro el cual corresponde, en este caso, al nodo 33. Así mismo, los nodos 341 y 342 están unidos al nodo 34 usando el mismo comando, siendo este último nodo el maestro. Ambos nodos maestros rotan con la deformación de la zona panel, tal como se describe en la parte 4.3.3.2. Las condiciones de esclavitud mencionadas anteriormente son importantes debido a que garantizan que el contacto del *GAP* es consistente con la deformación de la zona panel.

#### 4.3.3.2 Zona Panel

El modelo de zona panel utilizado en este trabajo es igual al utilizado en el modelo de DRAIN 2DX (Garlock, 2002). Este modelo consta de ubicar, en el centro de la zona panel, dos nodos (nodos 4 y 18 de la Figura 4.12) que están unidos por un resorte torsional (elemento “G5”, Figura 4.12) el cual permite modelar el corte inducido al producirse la rotación de la zona panel. El nodo 4 rota con la parte superior e inferior de la columna, mientras que el 18 con la izquierda y derecha. Para lograr este tipo de compatibilidad de desplazamientos y/o giros se utiliza el comando “*equalDOF*”, el cual asegura que el nodo esclavo se moverá y/o girará la misma cantidad que el maestro. Por lo anterior, los nodos 33 y 34 son esclavos del nodo 4 en la rotación.

Los giros inducidos en los nodos 33 y 34 por la rotación de la columna causan que el nodo 4 también rote. En tanto, la rotación del nodo 4 es resistida por el resorte torsional, simulándose, en consecuencia, la porción deformada de la zona panel debido a la rotación de la columna. El comportamiento del resorte torsional,  $M - \theta_r$ , se verá en detalle en la sección siguiente.

De acuerdo a la configuración inicial (Garlock, 2002), es necesario crear una rótula en los extremos superior e inferior de la zona panel para lograr el efecto de la deformación en dicha región (Figura 4.13). Por esto, los nodos 343 y 34 tienen las mismas coordenadas, estando unidos mediante el comando “*equalDOF*” en las direcciones  $X$  e  $Y$ , siendo el nodo 34 el maestro. Ocurre lo mismo con los nodos 33 y 333, siendo el nodo 33 el nodo maestro.

Finalmente, existen “*rigidLink Beam*” entre los nodos 4-41 y 4-42; y entre los nodos 18-343 y 18-333.

#### 4.3.3.3 Soportes Verticales (Conexiones de Corte)

Según lo descrito en el detallamiento anterior, es posible ver que los *GAP* no pueden transmitir corte, por lo que es necesario algún tipo de conexión que pueda transmitir la carga vertical a las vigas. Se vio que existe un elemento rígido entre los nodos 4-41 y 4-42 y que el

nodo 4 rota con la porción superior e inferior de la columna, regiones en las cuales existe el contacto entre la viga y la columna. Por esto, para tener el contacto y la correcta transferencia de cargas entre la viga y la zona panel, los nodos 41 y 42 son esclavos del nodo 18 en la rotación mediante el comando “*equalDOF*”. Además, para lograr la conexión de corte, se dispone a los nodos 16 y 17 teniendo como esclavos a los nodos 41 y 42, respectivamente, en la dirección vertical “*y*” utilizando también el comando “*equalDOF*”. Estas conexiones de corte son representadas por los elementos “*H1*” y “*H2*” en la Figura 4.12.

Con todo lo anterior es posible también lograr la deformación de la zona panel de acuerdo a lo esperado teóricamente (Figura 4.13).

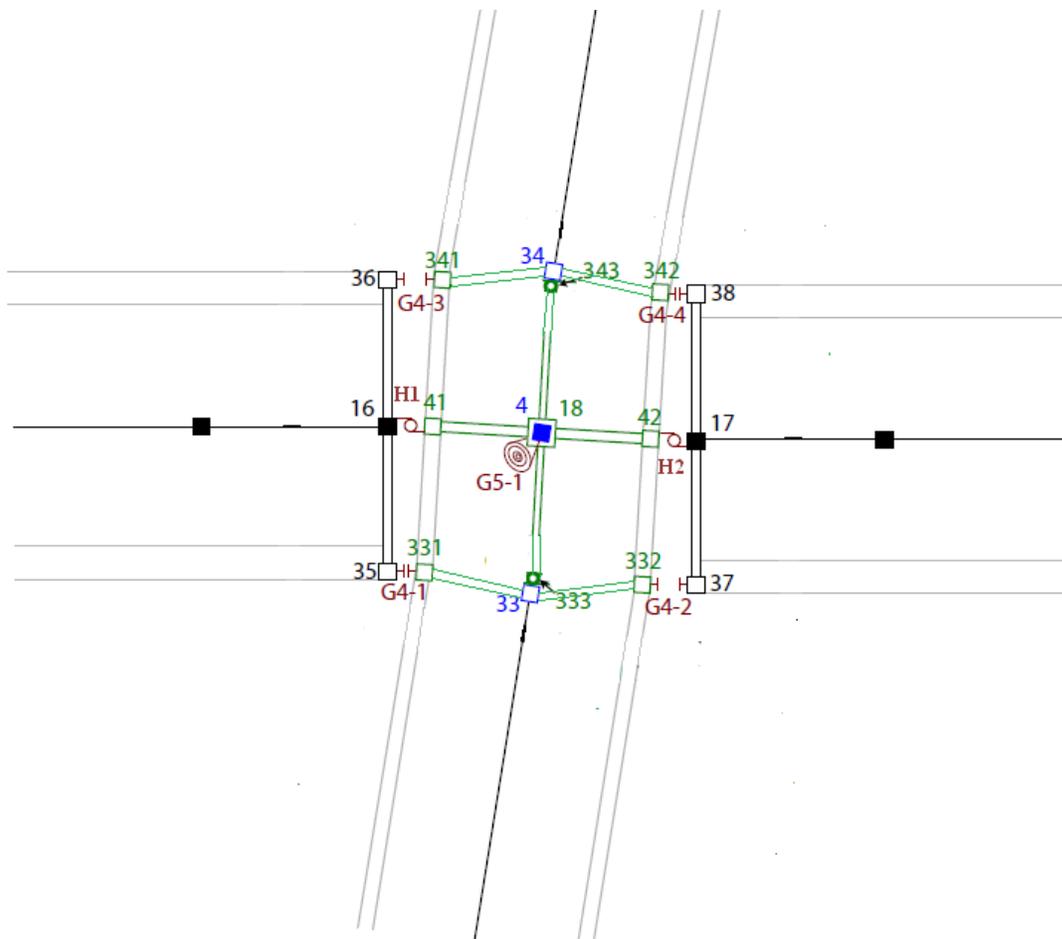


Figura 4.12: Modelo Analítico sin Disipadores, OpenSees.

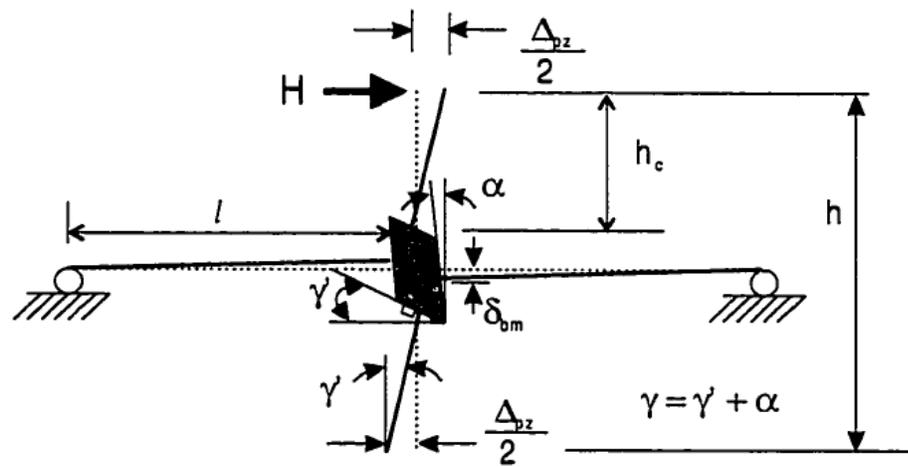


Figura 4.13: Deformación zona panel (Garlock, 2002).

#### 4.3.4 Modelo Analítico con Disipadores

El modelo analítico con disipadores es similar al modelo sin disipadores. La diferencia radica en los elementos rígidos horizontales y verticales ubicados de tal manera de representar el comportamiento de los disipadores. Así mismo, la otra diferencia son los disipadores propiamente tales agregados (elementos G2-1, G2-2, G2-3 y G2-4) mostrados en la Figura 4.14. En la misma figura, la distancia entre los nodos 34 y 14 corresponde a la distancia al centro de gravedad de los disipadores. Como se trata de perfiles ángulo, se considera este largo como la distancia a centro de gravedad del perfil. Tomando un perfil tipo de los ensayados (Garlock, 2002), se tiene entonces que este largo corresponde a 5 [cm].

##### 4.3.4.1 Ángulos

Los ángulos son considerados como elementos que trabajan sólo a carga axial. Por esta razón, es necesario asignar cierta rigidez axial a estos elementos, la cual se obtiene de utilizar la ecuación 4.1, ecuación que da cuenta de la rigidez inicial de estos perfiles,  $K_i$ :

$$K_i = \frac{AE}{L} \qquad \text{Ec. 4.1}$$

En los ensayos experimentales (Garlock, 2002) se tiene las propiedades experimentales de los disipadores utilizados. Sin embargo, como se tiene sólo el documento digital se posee entonces el gráfico del comportamiento, mas no los valores. Al momento de validar los modelos analíticos se observa que los valores tomados a partir de estos gráficos no inducen buenos comportamientos en cuanto a las disipaciones de energía. Es por esto que en esta parte se tuvo que calibrar el modelo de modo tal de obtener una rigidez inicial que permita lograr el comportamiento lo más cercano posible al experimental. Los detalles de los valores utilizados, así como las leyes constitutivas se explican más adelante.

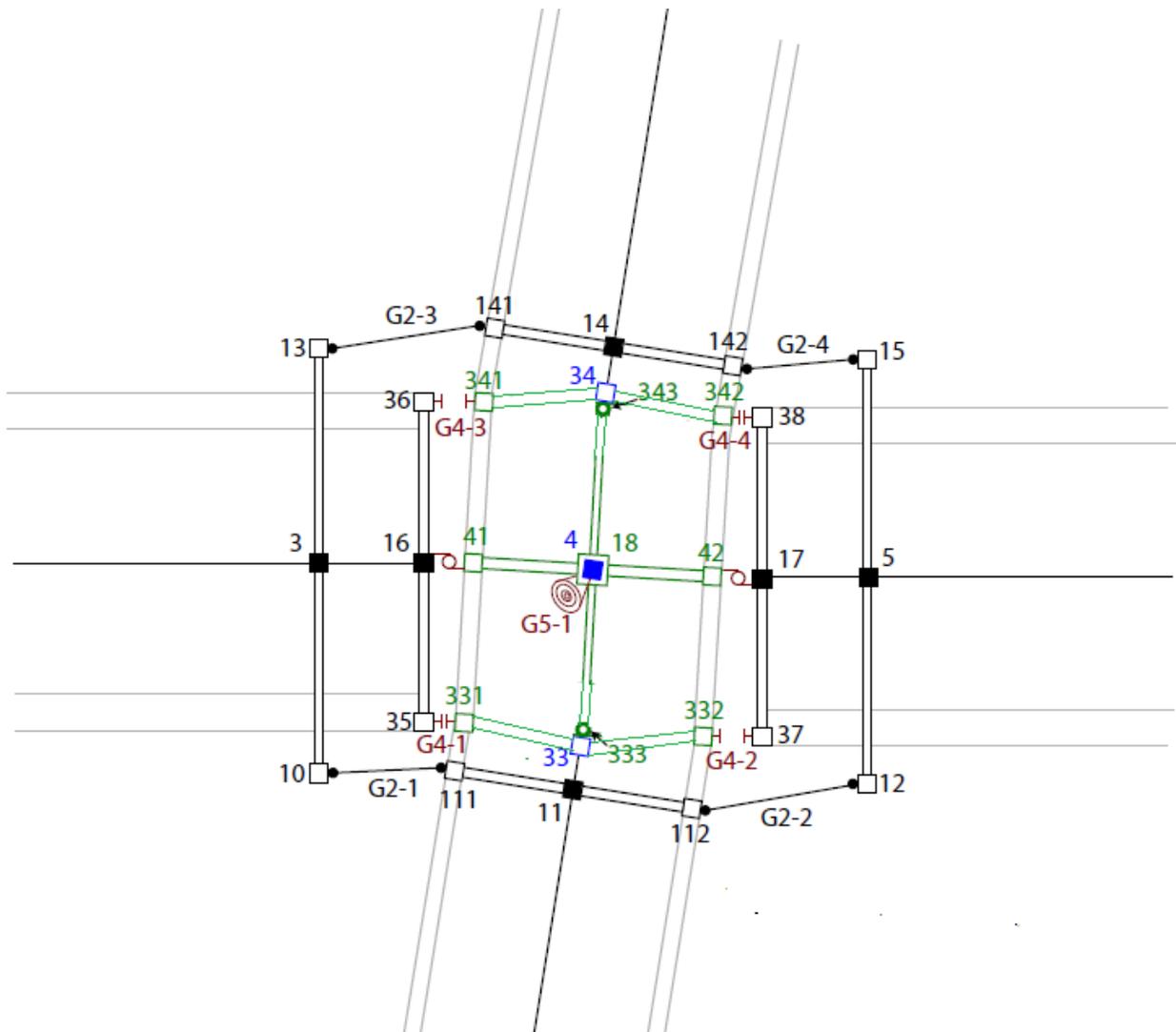


Figura 4.14: Modelo Analítico con Disipadores, OpenSees.

### 4.3.5 Modelamiento de los Cables

Con lo descrito en las partes 4.3.3 y 4.3.4 se tiene modelos analíticos que describen el comportamiento de la zona panel y de los despegues producidos en las zonas de contacto entre vigas y columnas. Sin embargo es necesario modelar también los cables. Aunque en la realidad el despegue y los cables están íntimamente relacionados, OpenSees no posee algún tipo de material que pueda reproducir lo antes descrito sólo con un elemento. Es por eso que se modela separando estos efectos, teniéndose ya el comportamiento de despegue, faltando la inclusión de los cables.

Antes de decidir cómo modelar estos elementos, es importante mencionar que cada cable se deforma la misma cantidad ya que la deformación total corresponde a la suma de la deformación de cada cable producida por el *GAP* en cada lado de las caras de la columna. Se demostró experimentalmente (Garlock, 2002) que es posible utilizar un solo elemento en el centro de gravedad de la viga para modelar todos los cables, produciendo el mismo efecto que se logra al modelar todos estos elementos. Este único elemento debe poseer las propiedades de todo el grupo de cables.

Para el modelamiento se considera el modelo mostrado en la Figura 4.15, debiendo tener presente tanto las ventajas y desventajas de OpenSees. Al asignar cargas puntuales, la asignación se realiza en nodos. Si bien en la realidad el cable va de extremo a extremo de la viga, se quiere lograr que el cable cuente con cierta carga antes de comenzar el análisis, y que la viga cuente con la compresión respectiva. Por esta razón el cable comienza en la izquierda desde el mismo nodo de la viga (nodo 1), creándose a la derecha un nodo **2\*** que se encuentra a una millonésima de centímetro más a la derecha del nodo de la viga, el nodo **2**. Estos nodos se unen mediante un resorte muy rígido, permitiendo así poder realizar la carga del resorte y la viga. La pretensión se realiza aplicando una carga  $F$  en el nodo auxiliar donde llega el cable (nodo **2\***) y una carga  $-F$  al nodo de la viga, nodo **2**. De esta forma se tiene entonces el cable pretensado con la carga respectiva, quedando la viga sometida a una compresión con el mismo módulo de la carga asignada al cable. Sin embargo, es necesario realizar dos últimos alcances: uno es que, debido a que el resorte es muy rígido, se debe aplicar una carga mayor a la necesitada dado que el resorte se quedará con gran parte de esta pretensión. Esto se logra de manera fácil sólo obteniendo la proporción de carga que se lleva el resorte de unión. El segundo es que el resorte sólo trabaja en la dirección “ $x$ ”, por lo que es necesario que estos nodos, **2** y **2\***, tengan compatibilidad en las otras direcciones. Utilizando el comando *equalDOF* se asigna que el nodo **2\*** sea esclavo del nodo **2** en el desplazamiento vertical y en el giro.

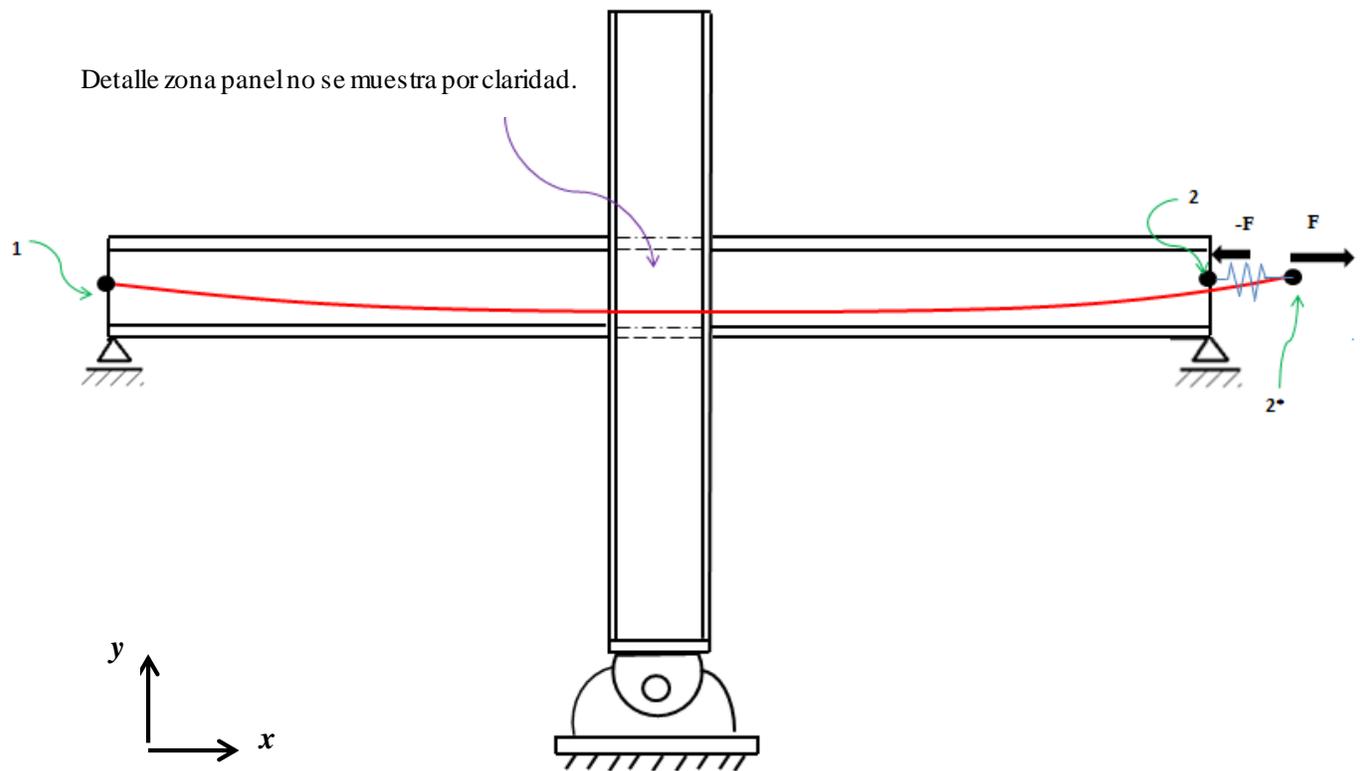


Figura 4.15: Modelamiento Cable.

#### 4.3.6 Materiales y Elementos

Descrito el modelo a utilizar para la conexión, es necesario explicitar los materiales y elementos a utilizar para la modelación. Se explica con anterioridad los tipos de compatibilidades a usar para los miembros pertenecientes a la zona panel (*equalDOF* y *rigidLink Beam*), sin embargo, se debe mencionar las leyes constitutivas y componentes que ofrece OpenSees (Pacific Earthquake Engineering Center, 2012) para la modelación, lo que se presenta a continuación:

##### 4.3.6.1 Vigas y Columnas

Para estos elementos estructurales se utiliza el comando de elementos denominado “*Elastic Beam Column Element*”. Este comando define un elemento de tipo elástico, por lo que para su definición es necesario precisar el área, módulo de elasticidad e inercia en torno al eje que trabaja el elemento (fuerte o débil), así como también el nodo inicial y final.

#### 4.3.6.2 Placa de Refuerzo

Tal como se explica en la sección 4.2.2.3, la placa de refuerzo tiene una longitud y un área transversal. Por esto, para cuantificar el aporte de esta placa de refuerzo a la viga se sigue lo planteado en la Figura 4.16. Se ve que transversalmente se tiene la sección original, agregándose la placa de refuerzo como dos secciones independientes que aportan área e inercia. En tanto, el largo de la placa de refuerzo se agrega dividiendo la definición de la viga en dos tramos: un tramo que posee placa y en consecuencia inercia y área correspondiente a la sección transformada; y el segundo tramo que no posee refuerzo por lo que la definición del elemento elástico se realiza con la sección sin modificar.

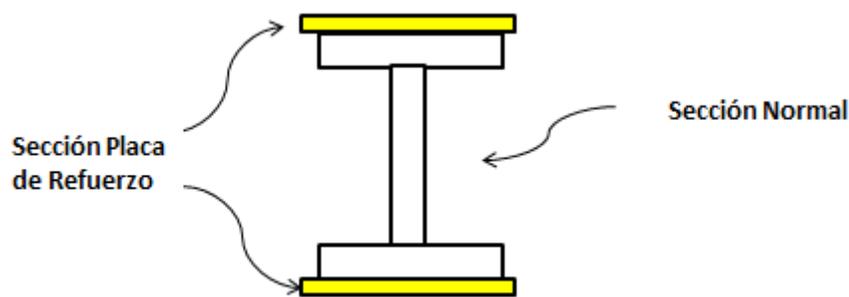


Figura 4.16: Sección transversal viga-Placa de Refuerzo.

#### 4.3.6.3 Cables

*Para la definición de este elemento se utiliza un elemento existente en la biblioteca de OpenSees denominado “Truss Element”. Este elemento se caracteriza por trabajar sólo a carga axial, necesitando para su definición, aparte del nodo inicial y final, el área transversal y un material previamente definido. Para la definición del material se utiliza la ley constitutiva mostrada en la*

Figura 4.5, definiéndola como un material bilineal disponible en el programa denominado “Elastic-Perfectly Plastic Gap Material” mostrado en la Figura 4.17. Si bien el material usado trabaja sólo a tracción, esto no es excluyente ya que de acuerdo a lo visto en el capítulo 2 los cables al estar pretensados jamás incursionarán en un estado de compresión. Se

define el material de esta forma sólo por simplicidad ya que es necesario sólo la pendiente y la tensión de fluencia. El parámetro inicial “gap” que se observa en la figura se asume 0 ya que para que el elemento trabaje no es necesario tener una deformación mínima.

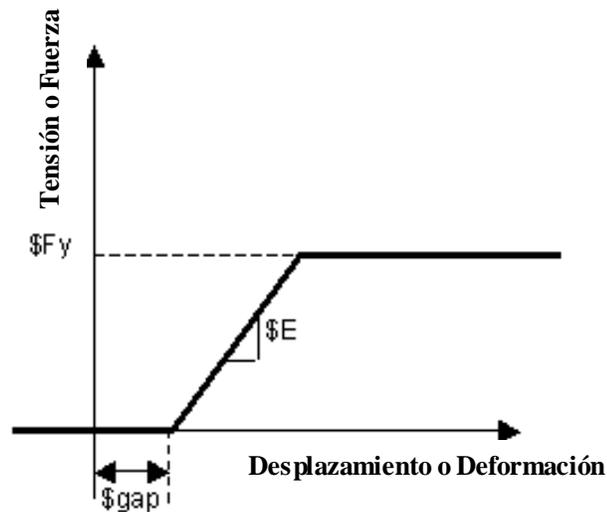


Figura 4.17: Material Cables

#### 4.3.6.4 Resorte Rígido Unión Cable-Viga

Este resorte se define utilizando un elemento del tipo “*Two Node Link Element*”. Para la definición del mismo es necesario, aparte de los nodos inicial y final, especificar el material y la dirección en la que el mismo actúa, la cual será la dirección 1 (dirección  $x$ ). El material a utilizar es el mostrado en la Figura 4.18. Para la definición del mismo sólo es necesario el módulo de elasticidad. Como se explica en la sección 4.3.5, el resorte debe ser muy rígido. Por esto, luego de calibraciones realizadas se llega a que el valor óptimo para el módulo de elasticidad es  $E = 2000 \cdot 10^4 \text{ tonf/cm}^2$ .

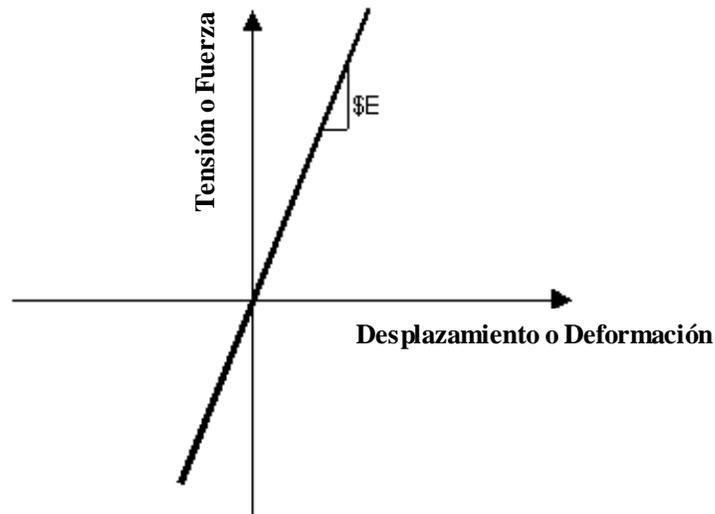


Figura 4.18: Material resorte rígido.

#### 4.3.6.5 Elementos GAP.

Tal como se especifica en la Figura 4.12 y como se menciona en la parte 4.3.3.1, los elementos que modelan el despegue se modelan con un material que garantice sólo trabajen a compresión. El material a utilizar es el mismo que se menciona en la Figura 4.17, invirtiendo el gráfico. Esto se logra definiendo las propiedades con números negativos (esto es, módulo de elasticidad y tensión de fluencia). Como este elemento se define a partir de dos nodos ubicados en el mismo lugar, es necesario asignar el comportamiento a un elemento de largo cero. Esto es posible en OpenSees utilizando un elemento del tipo “*Zero Length Element*”, para el cual es necesario definir el material y la dirección en la que este actúa (en este caso es la dirección 1, eje  $x$ ). La particularidad de estos elementos de largo cero es que la definición del material se debe hacer con áreas integradas. Lo anterior significa que en lugar de definir la tensión es necesario explicitar la fuerza de fluencia, así como la rigidez en lugar del módulo de elasticidad. Así, es necesario entonces definir las áreas de contacto para estos elementos y donde estas estarán actuando para la definición de la pendiente. De acuerdo a lo mostrado en la Figura 4.19 (Garlock, 2002), el área de contacto está dada por el ala de la viga, sumado a la placa de refuerzo. Por lo anterior, la fuerza de fluencia está dada, para el material asociado al elemento de largo cero, por

la tensión del acero que se está usando, multiplicada por el área del ala de la viga y la placa de refuerzo (ecuación 4.2). De forma análoga es posible definir la pendiente del material, la cual

$$F_{fluencia} = F_y \cdot (b_f \cdot t_f + b_{pr} \cdot t_{pr})$$

Ec. 4.2

Con:  $F_y$  : Tensión de Fluencia del material.

$b_f, t_f$  : Ancho y espesor del ala de la viga, respectivamente.

$b_{pr}, t_{pr}$  : Ancho y espesor placa de refuerzo, respectivamente.

se obtiene de multiplicar el área de contacto definida anteriormente por el módulo de elasticidad, y dividir por el espesor del ala de la columna, elemento que hace el contacto con la viga (ecuación 4.3).

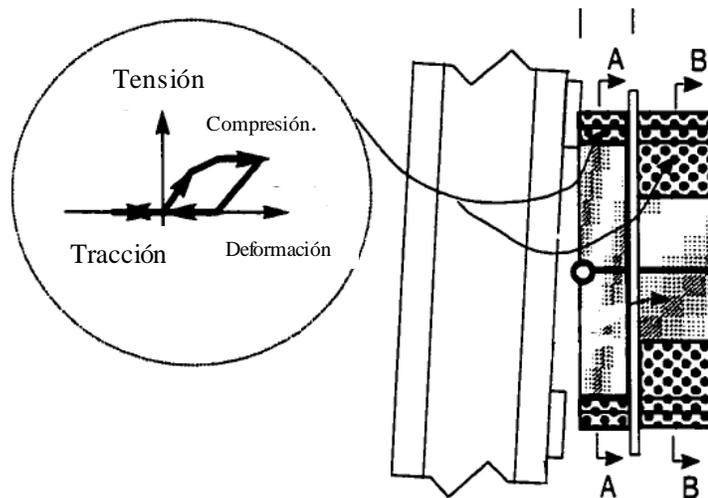


Figura 4.19: Área de Contacto (Garlock, 2002).

$$E_{contacto} = \frac{E \cdot (b_f \cdot t_f + b_{pr} \cdot t_{pr})}{t_{f,c}}$$

Ec. 4.3

Con:  $E$  : Módulo de Elasticidad del Acero.

$b_f, t_f$  : Ancho y espesor del ala de la viga, respectivamente.

$b_{pr}, t_{pr}$  : Ancho y espesor placa de refuerzo, respectivamente.

$t_{f,c}$  : Espesor del Ala de la columna.

#### 4.3.6.6 Resorte Torsional Zona Panel

De acuerdo a lo explicado en la parte 4.3.3.2, el resorte torsional de la zona panel se define a partir de dos nodos ubicados en el mismo lugar. En consecuencia, el elemento a utilizar para su definición es el mismo utilizado para definir los elementos *gap* (*Zero Length Element*). La diferencia radica en que el material a asignar debe actuar en la dirección del giro del plano, lo cual, de acuerdo a lo explicitado en la biblioteca de OpenSees, corresponde a la dirección 6. En cuanto al material, se usa el modelo de zona panel propuesto por Krawinkler (Krawinkler, 1978) mostrado en la Figura 4.20. La curva corresponde a una ley constitutiva que involucra fuerza-deformación, por lo que realizando equilibrio en torno a la parte central (Figura 4.21) se tiene la curva Momento-giro, coincidiendo el giro con la deformación.

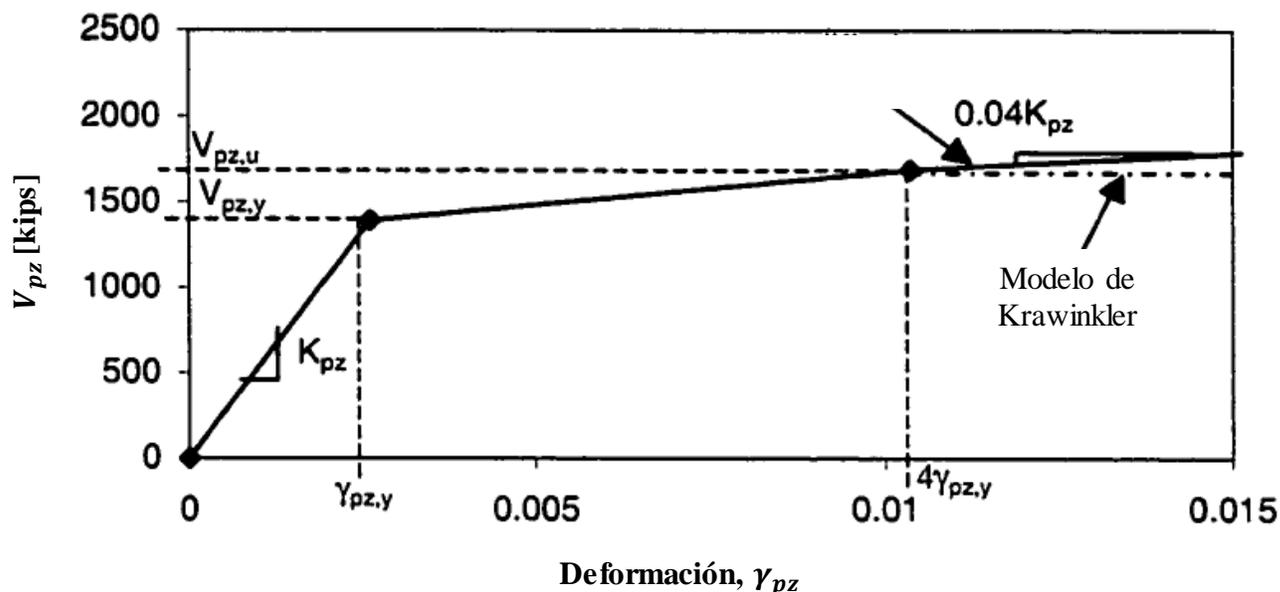


Figura 4.20: Curva Fuerza-Deformación Zona Panel (Krawinkler, 1978).

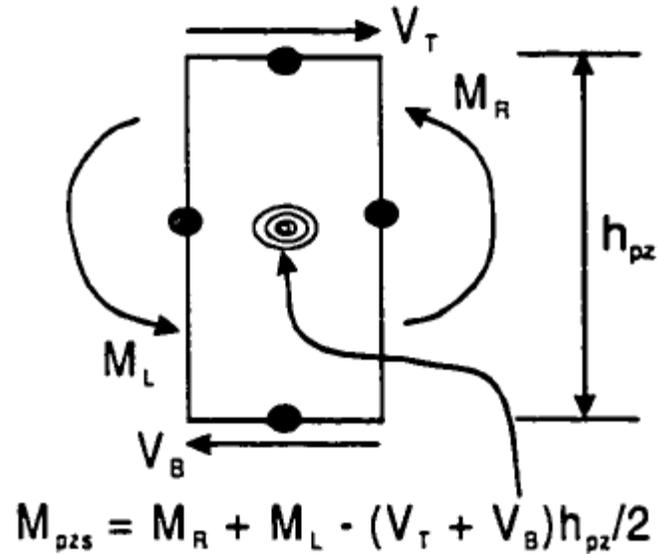


Figura 4.21: Resorte zona panel (Garlock, 2002).

Por lo mostrado en la Figura 4.20, es necesario usar un material trilineal para lograr el comportamiento del resorte. Por lo anterior, para modelar el material se usa el comando “*Hysteretic Material*”, mostrado en la Figura 4.22. Al tratarse de un elemento de largo cero, es necesario, como se explicara con anterioridad, definir los materiales incluyendo áreas integradas. Para la definición del material es necesario explicitar tanto los giros como los momentos de fluencia, endurecimiento y último, respectivamente.

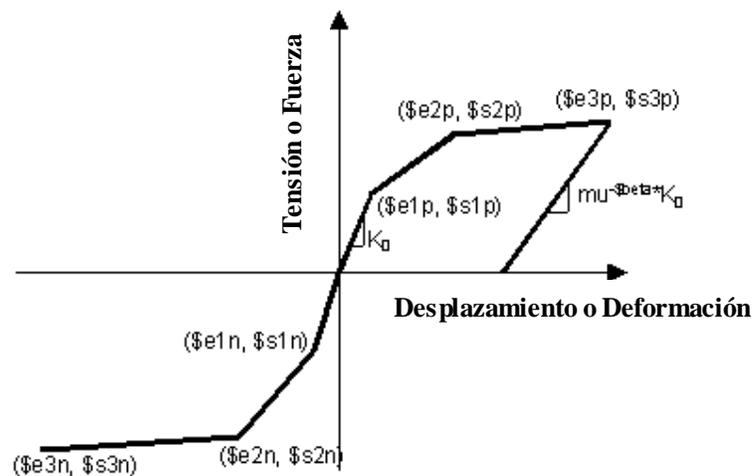


Figura 4.22: Material Histerético zona panel.

#### 4.3.6.7 Ángulos

Para representar estos elementos se utiliza un elemento tipo “*Truss*” el que, como se menciona con anterioridad, corresponde a un elemento que trabaja sólo a carga axial. En cuanto al material a utilizar para este elemento es necesario observar lo mostrado en la Figura 4.23 donde se muestra el comportamiento de los ángulos ensayados. En base a esto se busca en la biblioteca el material que represente dicho comportamiento, eligiendo el material “*Steel 01*” (Figura 4.24), teniendo como parámetros de entrada para la definición del mismo la tensión de fluencia, módulo de elasticidad en el rango elástico y razón entre el módulo de elasticidad del tramo inelástico y elástico. Se opta por este material dado el comportamiento cíclico que tiene (Figura 4.25). Si bien este comportamiento cíclico no es del todo igual al comportamiento empírico de los perfiles ángulo (Figura 4.23), se opta por el mismo ya que en la biblioteca de OpenSees no se dispone otro material que represente de mejor forma la ley constitutiva deseada.

Además, de acuerdo a lo que menciona en la parte 4.3.4.1, se debe calibrar el modelo de modo tal de obtener la rigidez inicial de los disipadores que garantice el comportamiento más representativo posible. De acuerdo a esto se llegó a que el valor inicial de la rigidez de los disipadores debe ser:

$$K_i = 525 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}}$$

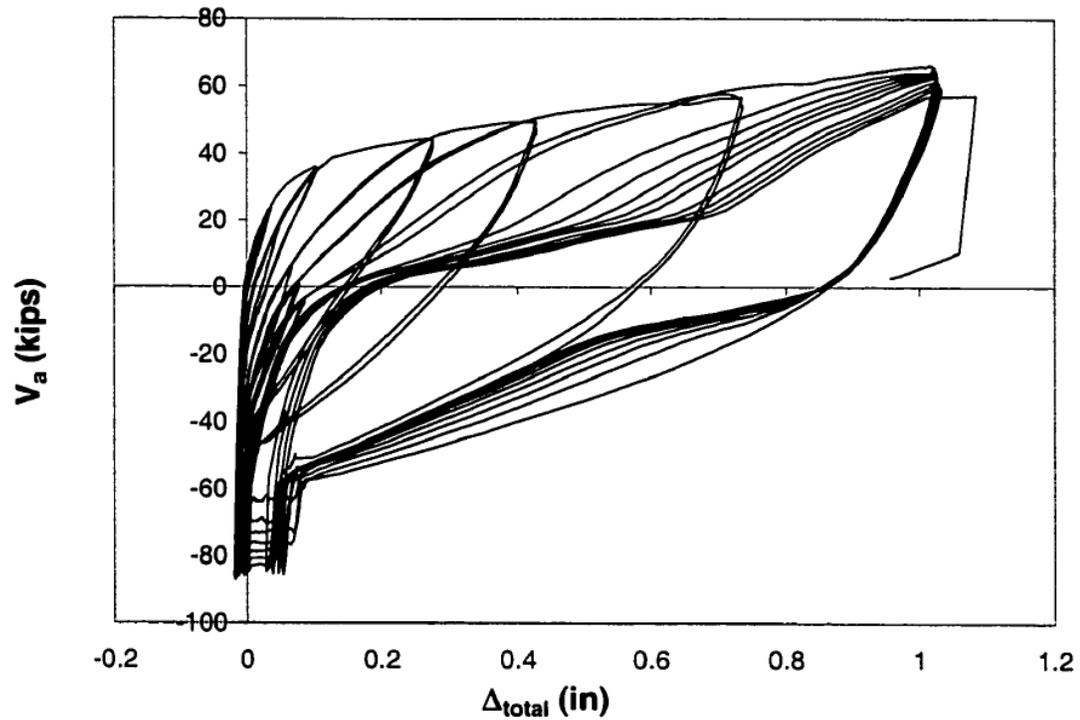


Figura 4.23: Comportamiento empírico ángulos, corte versus desplazamiento, (Garlock, 2002).

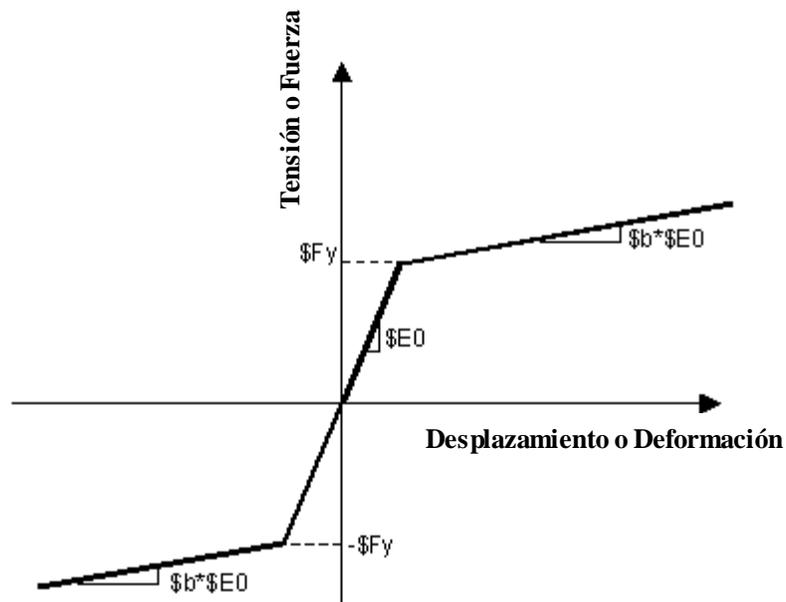


Figura 4.24: Curva Material Steel 01

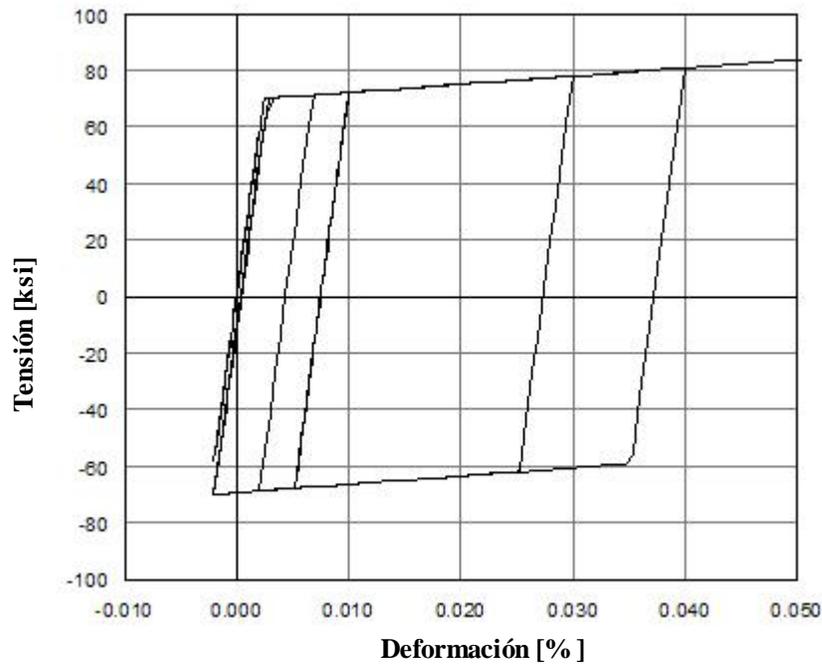


Figura 4.25: Comportamiento Histerético Material Steel 01.

#### 4.3.7 Validación Modelos Analíticos

De acuerdo a lo explicado en las secciones anteriores, se construye el modelo analítico del cruciforme. Una vez confeccionado el modelo, lo primero que se debe realizar es aplicar la pretensión inicial y la correspondiente asignación de masas a los nodos, masas que fueron tributadas debidamente. Estas cargas corresponden a las usadas en los ensayos (Garlock, 2002) y se muestran en la Tabla 4.6. En cuanto a la pretensión, se observa en la Tabla 4.5 el valor de la misma, la cual fue aplicada en 200 pasos.

Tabla 4.6: Cargas usadas espécimen (Garlock, 2002).

	<b>description</b>	<b>Equivalent Uniform Load (psf)</b>
slab	3 ½" on 2", lightweight concrete	43
metal deck	18 gage metal deck	3
ceiling		5
finish	carpet	2
mechanical/electrical		10
fireproofing		2
curtain wall	25 psf on vertical projection	10
steel structure	beams, girders, columns, etc.	15
<b>TOTAL</b>		<b>90</b>

A continuación, se realiza la aplicación del campo de desplazamientos correspondiente al 3% del largo de la columna. Estos desplazamientos corresponden a mover la parte superior de la columna en esta cantidad hacia la izquierda y derecha. Dicho proceso se realiza en 400 pasos. Se procede entonces a mostrar los resultados obtenidos para cada espécimen:

#### 4.3.7.1 Validación Modelo Sin Disipadores

En la Figura 4.26 se muestra el comportamiento global del cruciforme, el cual se obtiene de graficar la fuerza lateral, medido en la parte superior de la columna donde se aplica el campo de desplazamientos, versus el desplazamiento aplicado, medido en el mismo punto. Se observa que las curvas coinciden de manera casi perfecta con un error menor al 3% en cuanto a los valores obtenidos para la fuerza horizontal. Como se menciona en la parte 4.2.2.4, se hace uso del software *Engauge Digitilizer* para seleccionar los puntos y así obtener el gráfico para valores experimentales.

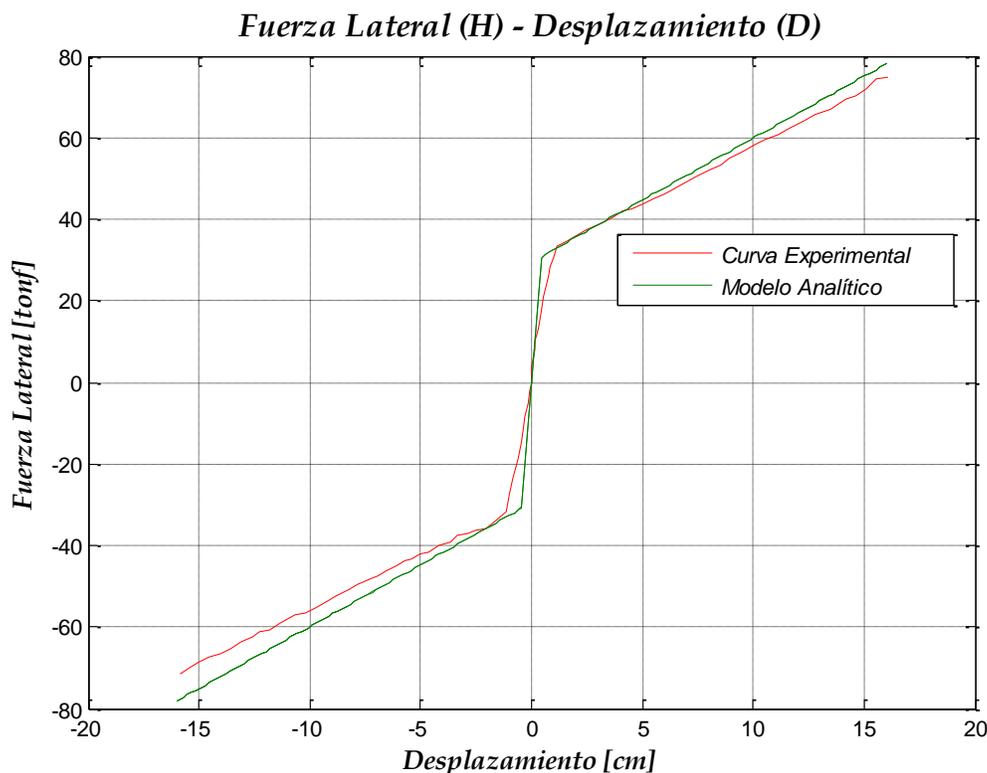


Figura 4.26: Fuerza lateral-Desplazamiento (Ambos Modelos).

#### 4.3.7.2 Validación Modelo Con Disipadores

De acuerdo a lo explicado anteriormente, para este ítem es necesario mostrar tres curvas que caracterizan este tipo de conexiones. Ahora bien, para realizar la comparación entre modelos analíticos y experimentales es necesario tener presente que se tiene varias curvas del último tipo (ver Figura 4.8 y Figura 4.9). Por esto se selecciona una curva entre las experimentales para comparar con los resultados del modelo analítico.

En la Figura 4.27 se muestra la comparación de la curva Fuerza en el cable versus el desplazamiento medido en la parte superior de la columna. Se observa que la curva obtenida con el modelo analítico es bastante similar. Sin embargo, es posible ver que la curva perteneciente al modelo analítico contiene una pequeña disipación de energía. La razón de este hecho se explica más adelante.

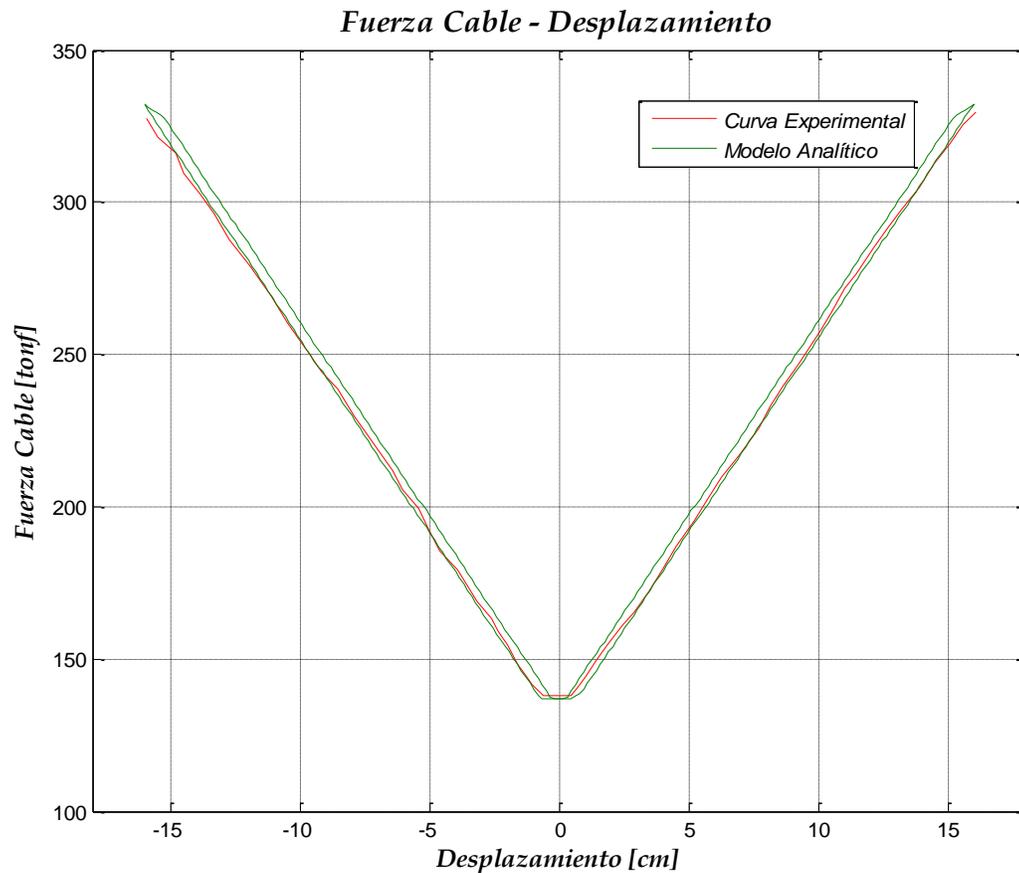


Figura 4.27: Fuerza Cable -Desplazamiento (ambos modelos).

Tal como se menciona en la parte 4.3.7.1, el comportamiento global del cruciforme se obtiene de graficar la fuerza desarrollada en la parte superior de la columna versus el desplazamiento en el mismo punto. En la Figura 4.28 se observa el comportamiento descrito anteriormente, para las curvas experimentales, identificándose los estados límite que se muestran en el capítulo 2. En este caso es difícil poder definir los puntos que describen el comportamiento experimental (por lo explicado en 4.2.2.4). Es por esto que se intenta identificar la curva que dé cuenta de un ciclo para así poder realizar la comparación con el modelo analítico.

En la Figura 4.29 se muestra la curva obtenida para el comportamiento global del cruciforme. Se observa una gran similitud entre la curva obtenida en el modelo analítico y la perteneciente al comportamiento experimental. (Garlock, 2002).

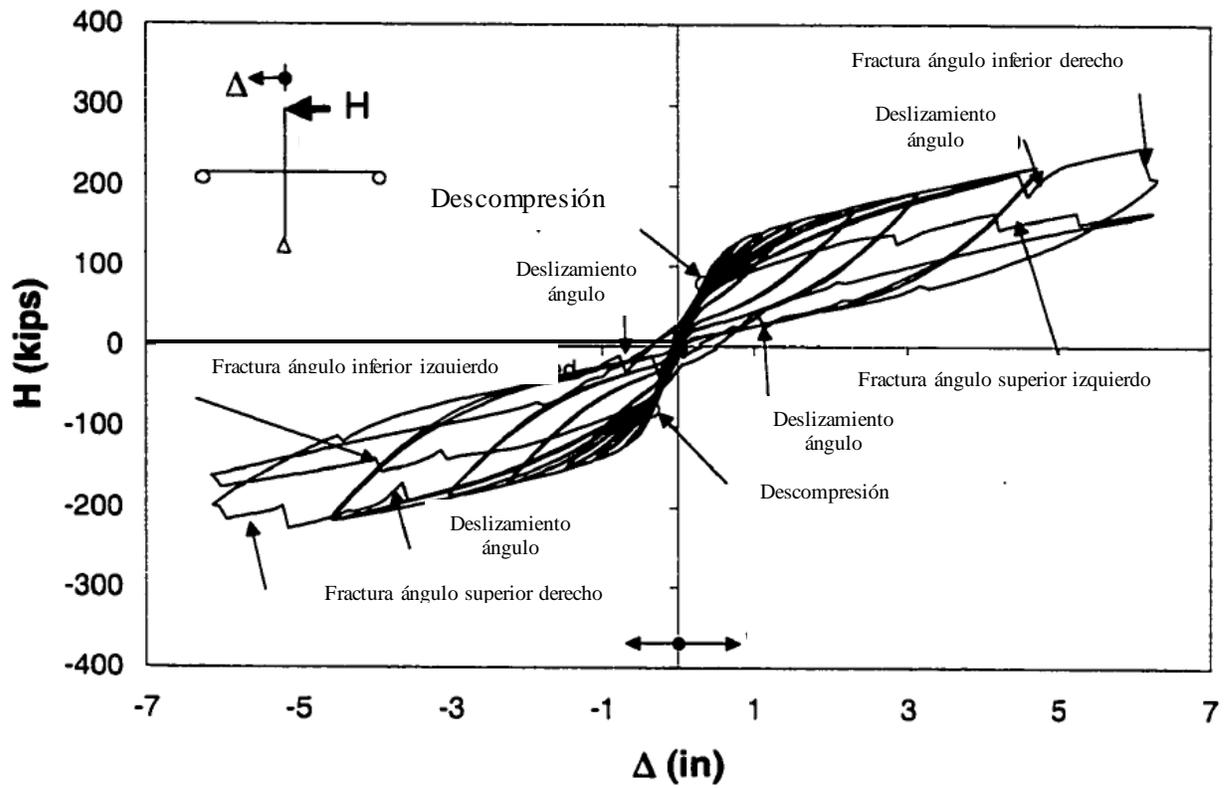


Figura 4.28: Fuerza Lateral-Desplazamiento (Garlock, 2002).

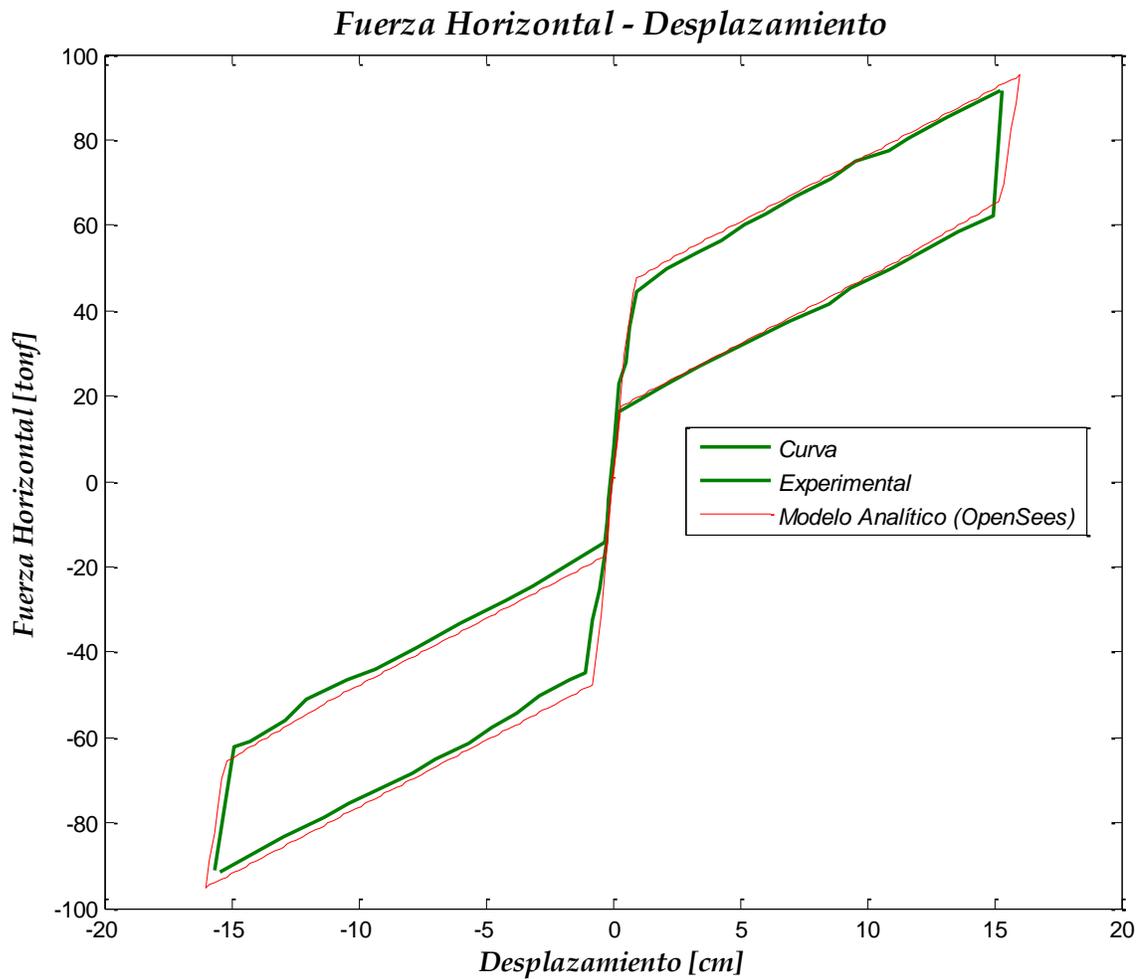


Figura 4.29: Fuerza Lateral - Desplazamiento (ambos modelos).

A nivel de conexión, como se menciona anteriormente, se debe graficar el momento en la conexión versus el giro relativo. El giro relativo es la rotación que se produce en la conexión, específicamente en la zona de contacto entre la viga y la columna. De acuerdo a lo mostrado en la Figura 4.30, se tiene que el giro relativo corresponde a la razón entre el desplazamiento de la viga y la altura de la misma.

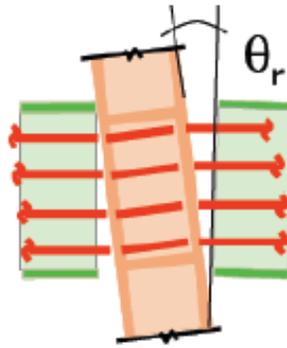


Figura 4.30: Esquema Giro Relativo (Dobossy, 2006).

En la Figura 4.31 se tiene la curva momento versus giro relativo en la conexión. Se observa una disminución en la cantidad de energía disipada, mas no en el comportamiento. La pequeña diferencia existente entre las áreas bajo la curva se atribuye a la distinta rigidez inicial y en consecuencia distinto comportamiento en los distintos modelos. Dichas diferencias se explicaron en secciones anteriores.

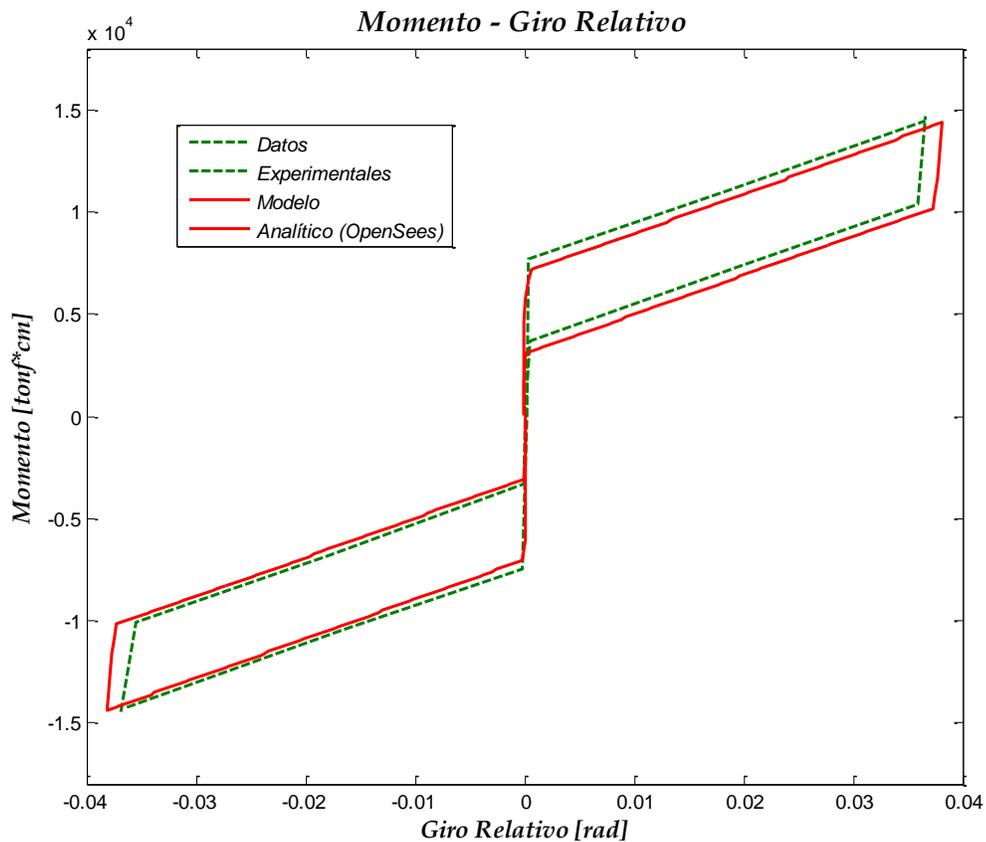
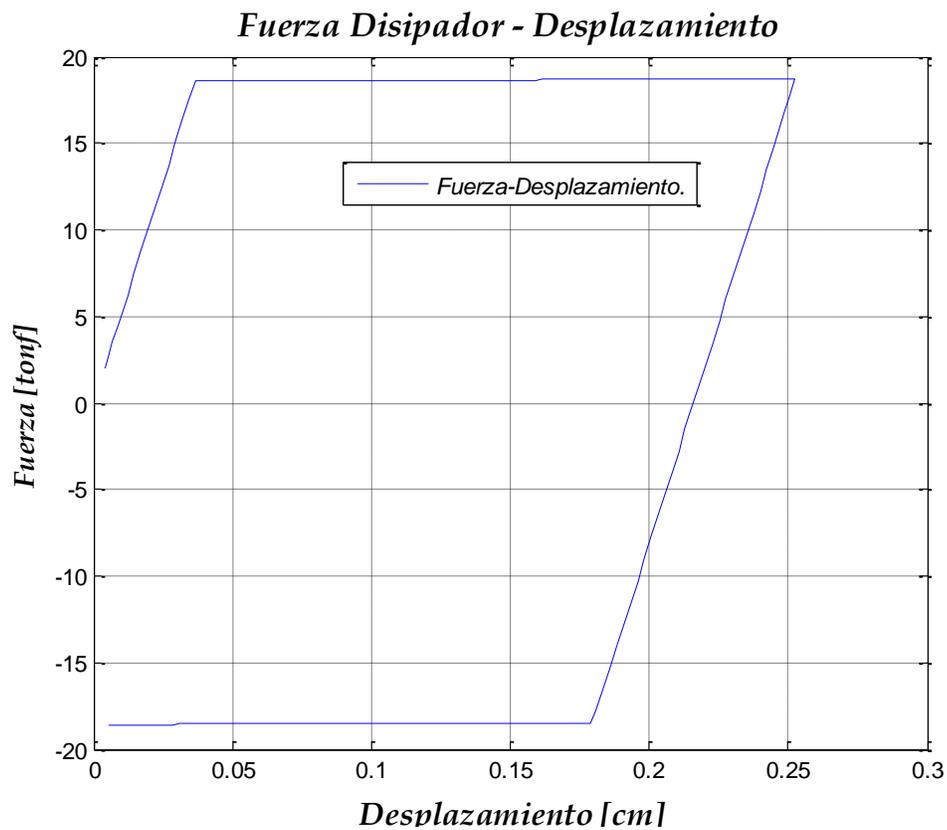


Figura 4.31: Momento-Giro Relativo (ambos modelos).

Dentro de las curvas que dan cuenta del comportamiento de la conexión al realizar un modelo analítico para el cruciforme se observa que se logran comportamientos bastante similares y en consecuencia la conexión queda calibrada de forma satisfactoria.

Otra curva interesante para analizar es el comportamiento de los disipadores. Se tomó el disipador superior derecho graficando la fuerza presente en el mismo versus el desplazamiento (Figura 4.32). Se grafica sólo para la mitad del campo de desplazamientos aplicado al cruciforme. Sin embargo, no se tiene referencia de los datos experimentales, por lo cual no es posible realizar una comparación. De todas formas, el comportamiento es consistente con la ley constitutiva propuesta para estos elementos.



*Figura 4.32: Comportamiento Disipadores.*

## 4.4 Modelos de Edificios con Conexiones Autocentrantes

### 4.4.1 Diseño de Cables y Placa de Refuerzo

Antes de poder realizar algún tipo de análisis a los edificios es necesario mencionar en detalle ciertas consideraciones que están involucradas en la modelación de los edificios. Lo primero es explicar un poco como se diseñan las conexiones, considerando como parámetros de diseño la fuerza inicial de los cables, el número de cables, el área transversal de cada cable, geometría placa de refuerzo y vigas colectoras. Como se explica con anterioridad, se supone ciertos parámetros para poder realizar el diseño de los edificios en SAP2000 (Computers and Structures, 2010), diseño que se realiza en el capítulo 3. Con las secciones obtenidas más las ecuaciones mostradas en el capítulo 2 se puede realizar una planilla donde los parámetros a obtener son los que se mencionan anteriormente. Las iteraciones llegan a su fin cuando se satisfacen las condiciones mostradas en la parte 2.3.5. Como el diseño de los edificios se realiza cambiando las secciones cada 3 pisos, es consecuente y lógico pensar que el diseño de los parámetros de los marcos autocentrantes se realiza cada 3 pisos también.

En la Tabla 4.7 se muestran los valores obtenidos para el diseño de los SC-SMRF asociados al modelo de 3 pisos. Se muestra el número de cables, el área transversal de cada cable, la fuerza inicial en cada cable y las dimensiones de la placa de refuerzo.

Tabla 4.7: Parámetros de Diseño Edificio 3 pisos.

Piso	N° de Cables, $N_s$	Área c/ cable $[cm^2]$	$T_0$ [tonf]	Placa de Refuerzo [LargoxAnchoxEspesor, cm]
1-3	26	8	350	100x38x2

De la misma forma, en la Tabla 4.8 se muestran los resultados para el edificio de 10 pisos. Finalmente, en la Tabla 4.9 se muestran los resultados para el edificio de 20 pisos.

*Tabla 4.8: Parámetros de Diseño Edificio 10 pisos.*

<b>Piso</b>	<b>N° de Cables, <math>N_s</math></b>	<b>Área c/ cable [<math>cm^2</math>]</b>	<b><math>T_0</math>[tonf]</b>	<b>Placa de Refuerzo [LargoxAnchoxEspesor, cm]</b>
1-3	26	9	300	100x40x2
4-6	22	6	290	80x50x1.5
7-10	18	4	290	50x49x1

*Tabla 4.9: Parámetros de Diseño Edificio 20 pisos.*

<b>Piso</b>	<b>N° de Cables, <math>N_s</math></b>	<b>Área c/ cable [<math>cm^2</math>]</b>	<b><math>T_0</math>[tonf]</b>	<b>Placa de Refuerzo LargoxAnchoxEspesor, cm]</b>
1-3	25	12	370	260x105x3
4-6	24	10	350	180x85x2.5
7-10	22	8	340	200x100x2
11-13	18	8	320	130x60x2
14-16	15	8	300	100x55x2.5
17-20	12	6	280	90x55x2

Es necesario notar que, según lo explicado en 4.3.6, los materiales para los resortes torsionales y elementos *GAP* se definen a partir de las secciones existentes (dado que

corresponden a elementos de largo cero). Es por esto que estos materiales son distintos para cada piso y cada estructura<sup>3</sup>.

#### **4.4.2 Vigas Colectoras y Efectos $P-\Delta$**

Tal como se explica en el capítulo 2, al momento de modelar un edificio con este tipo de estructuración es necesario tener en cuenta que el diafragma rígido no está junto a los marcos pertenecientes al sistema resistente a cargas laterales. Es por esto que se produce un desplazamiento relativo entre ambos componentes mencionados anteriormente (diafragma rígido y marco autocentrante). Es aquí donde cumplen un rol fundamental las vigas colectoras. Estas vigas son las encargadas de traspasar la fuerza inercial de piso al marco autocentrante. De acuerdo a lo explicado en el capítulo 2, estas fuerzas son traspasadas como cargas axiales que llegan a las vigas del SC-SMRF. En dicho capítulo se muestran también las consideraciones de diseño, entre las cuales se señala la forma de obtener valores mínimos para este tipo de elementos, en particular valores para la rigidez. Es necesario también el saber cómo se plasman estos elementos en los modelos de los edificios considerando que las estructuras están emplazadas en dos dimensiones.

Los modelos consisten en tomar sólo el sistema resistente a cargas laterales. Tal como se menciona en el capítulo 3, éste consta de 3 vanos de 7 metros cada uno, con una altura de piso igual a 3 metros. La masa de la estructura es ubicada en una columna gravitacional, la cual se encuentra rotulada en la base. Es aquí donde se ubican las vigas colectoras. Estas vigas se modelan como resortes actuando en la dirección horizontal, con una rigidez axial igual a la rigidez a flexión obtenida para el diseño de las vigas colectoras (ecuación 2.7), siendo conectados a las vigas.

---

<sup>3</sup> Para ver detalles de estos valores ver Anexo B.

Para simular la respuesta no lineal de la estructura, los efectos  $P-\Delta$  fueron considerados. De manera de modelar estos efectos, en la columna gravitacional se ubican las masas de cada piso (Figura 4.33). De acuerdo a lo señalado en el capítulo 3, todo lo que no forma parte del SC-SMRF corresponden a elementos que soportan cargas gravitacionales. Es por esto que la columna se modela con un elemento *Elastic Beam Column* (elemento elástico). Así, se asigna la masa en la dirección gravitacional (dirección “y”) para considerar los efectos  $P-\Delta$ , rotulando la base de la columna para no hacerla partícipe del sistema que recibe cargas laterales; y la correspondiente masa para realizar los análisis tiempo-historia. Además, cargas equivalentes son aplicadas a cada nodo del SC-SMRF.

Para dimensionar la columna gravitacional se realiza un análisis de cargas estáticas para cada edificio (3, 10 y 20 pisos). Con esto se diseña la columna del piso inferior y se modela la columna gravitacional con las propiedades obtenidas de este diseño, siendo estas tantas como columna gravitacionales en el edificio original hay<sup>4</sup>.

---

<sup>4</sup> Inercia y área corresponden a la ponderación de las mismas por el número de elementos.

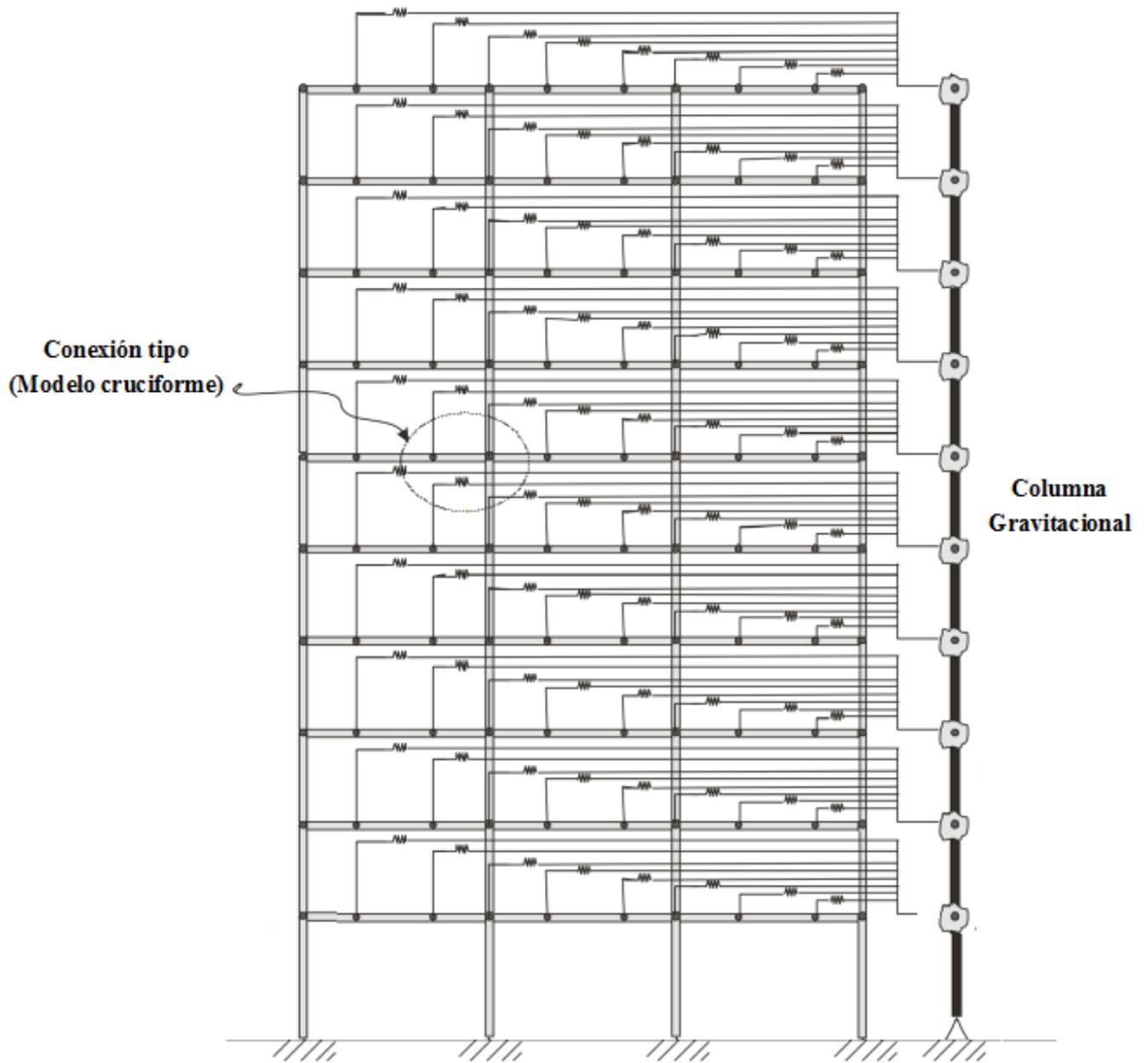


Figura 4.33: Elevación Modelo Edificio 10 Pisos.

## **4.5 Análisis No Lineales**

### **4.5.1 Análisis Modal**

Posterior a la estructuración de los edificios se realizan los análisis no lineales de acuerdo a lo explicado en el capítulo 2. Previo a esto se realiza un análisis modal a cada estructura de manera de chequear el correcto funcionamiento de la misma y obtener así datos relevantes para la realización de los análisis como períodos, formas modales, entre otros. Para realizar análisis modales en la plataforma de OpenSees (Pacific Earthquake Engineering Center, 2012) es necesario tener un nodo de control o bien incorporar todos los nodos de un piso. Esta última alternativa es demasiado redundante en la entrega de datos de las formas modales. Por esta razón se escoge un nodo de control por piso, el cual corresponde al nodo perteneciente a la columna gravitacional que representa al piso “*i*”. En cuanto al número de modos a utilizar es importante mencionar que dado que el análisis es bidimensional sería necesario considerar un grado de libertad por piso (dado también que en los edificios creados predomina el desplazamiento y la torsión no controla debido a la simetría de las plantas). Sin embargo, se opta por incluir dos grados de libertad por piso. En la Tabla 4.10 se muestra un resumen con el número de modos considerado para cada edificio, así como también el período obtenido luego del análisis modal.

Es importante mencionar que para el caso del edificio de 20 pisos se tiene problemas al momento de realizar el análisis modal. Dicho error consiste en el no funcionamiento del programa. Se llega a la conclusión que es una limitante del software por lo que el edificio de 20 pisos pasa a tener 18 pisos, número con el cual el programa funciona de manera correcta (teniéndose que con 19 pisos el programa también deja de funcionar).

Tabla 4.10: Parámetros Análisis Modal

Edificio	N° Modos	Período [seg]
3 pisos	6	0.29
10 pisos	20	0.86
18 pisos	36	1.83

#### 4.5.2 Análisis Estático (Pushover Cíclico)

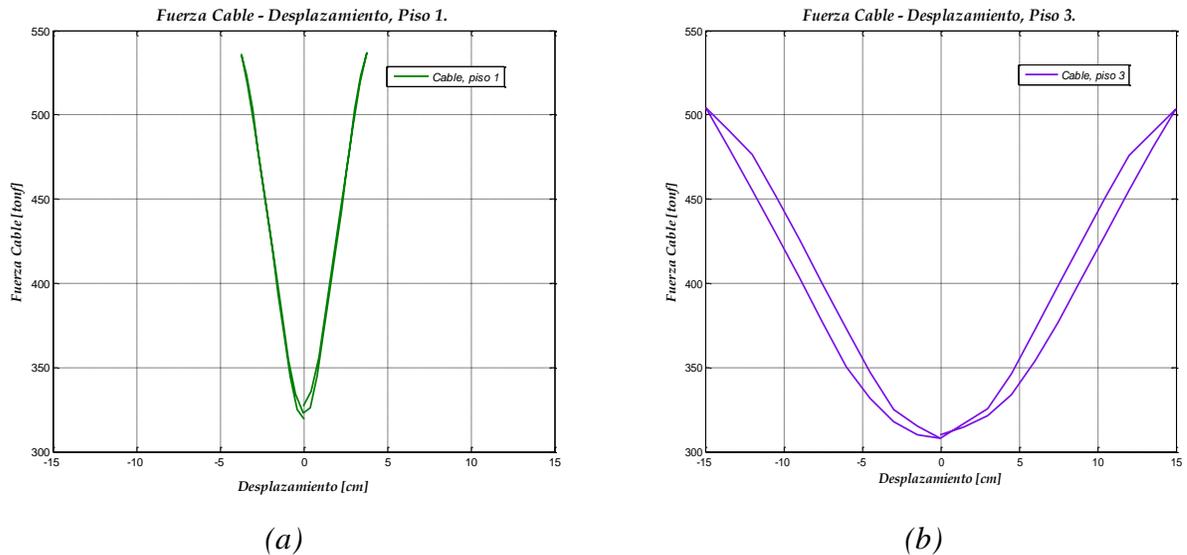
Entre los análisis estáticos, previo a la realización del análisis no lineal de este tipo, se aplica un campo de desplazamientos cíclico a cada edificio el cual es llamado *Pushover Cíclico*. La finalidad de este análisis es utilizar los datos para realizar gráficos representativos, seleccionando sólo algunos pisos, de modo tal de validar y asegurar el correcto funcionamiento de los principales componentes de cada estructura (cables y conexiones). Los gráficos a mostrar son similares a los que se obtienen para validar la conexión (parte 4.3.7).

A cada edificio se le aplica un desplazamiento cíclico que consiste en desplazar la estructura un 1.8% de la altura total, aplicando este desplazamiento en el nodo superior de la columna gravitacional. En la Tabla 4.11 se muestra el desplazamiento máximo aplicado a cada modelo.

Tabla 4.11: Máximo Desplazamiento Cíclico.

Edificio	Desplazamiento [cm]
3 pisos	15
10 pisos	60
20 pisos	90

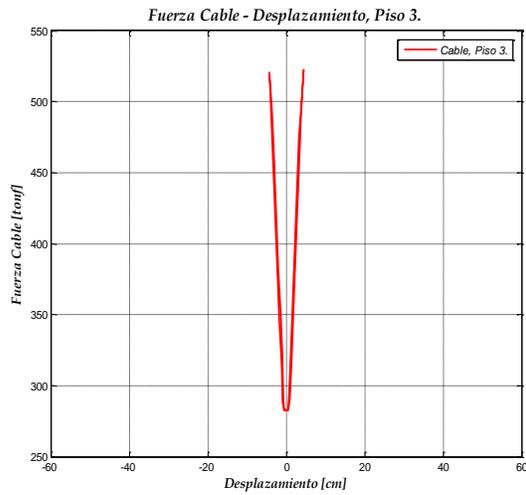
En la Figura 4.34 se muestra el comportamiento del cable para dos pisos distintos ((a) piso 1, (b) piso 2), correspondientes al edificio de 3 pisos.



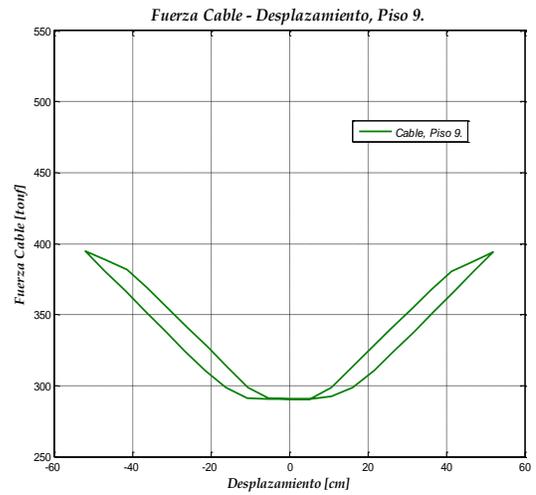
(a) (b)  
 Figura 4.34: Comportamiento Cable pisos: (a) 1, (b) 3; edificio 3 pisos.

En la Figura 4.35 se muestra el comportamiento del cable para dos pisos distintos ((a) piso 1, (b) piso 2), correspondientes al edificio de 10 pisos. De la misma forma se obtiene el comportamiento de la conexión para los pisos 5 y 8, conexión 3, edificio 10 pisos (Figura 4.36). En tanto, en la Figura 4.37 se muestra el comportamiento de uno de los cables correspondientes al edificio de 18 pisos (medio ciclo).

Conexión Autocentrante y Edificios: Modelos Analíticos

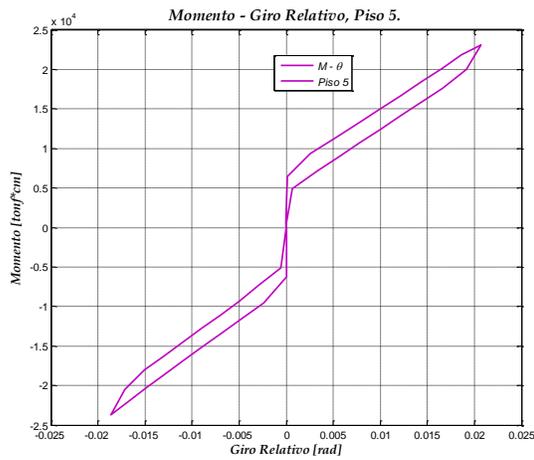


(a)

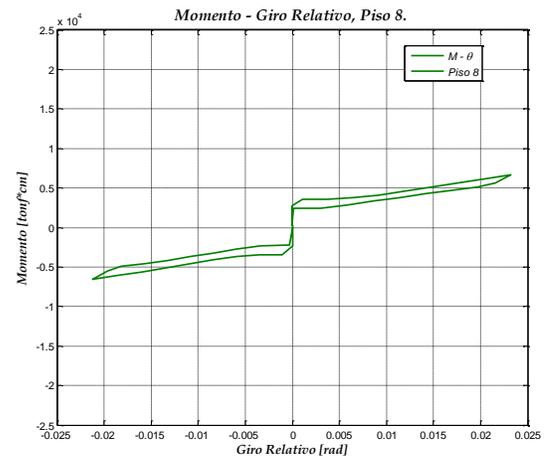


(b)

Figura 4.35: Comportamiento Cable pisos: (a) 3, (b) 9; edificio 10 pisos.



(a)



(b)

Figura 4.36: Comportamiento Conexión pisos: (a) 5, (b) 8; edificio 10 pisos.



Figura 4.37: Comportamiento Cable piso 12, edificio 18 pisos (medio ciclo).

### 4.5.3 Análisis No Lineal Estático (*Pushover*)

Como se menciona en el capítulo 2, el análisis no lineal estático (*Pushover*) consiste en aplicar cierto desplazamiento a la estructura bajo una distribución vertical de la carga de acuerdo a lo estipulado en la ecuación 2.25. Este análisis sirve para cuantificar el valor de la sobre resistencia en una estructura. Para esto, el desplazamiento debe ser aplicado monotónicamente hasta llegar a un 80% más allá del corte máximo alcanzado, según lo que se muestra en el documento de referencia FEMA P695 (Federal Emergency Management Agency, 2009).

Según lo anterior, y luego del análisis modal realizado, se realiza el análisis no lineal estático. En la Figura 4.38 se observa un esquema de la aplicación del campo de desplazamiento. De acuerdo al esquema del cual se hace referencia, es necesario tener un nodo de control para la aplicación de los desplazamientos, el cual corresponderá al nodo superior perteneciente a la columna gravitacional; aplicándose dicho desplazamiento en aproximadamente 40 pasos.

Para cada edificio es importante graficar el corte basal versus el desplazamiento máximo de techo. Además, de acuerdo a lo indicado en la parte 2.3.3, importante es la respuesta de la viga, ya que la sollicitación sobre la misma está íntimamente relacionada con el momento existente en la conexión. Por esta razón, es necesario observar el comportamiento de la viga a medida que se aplica el desplazamiento.

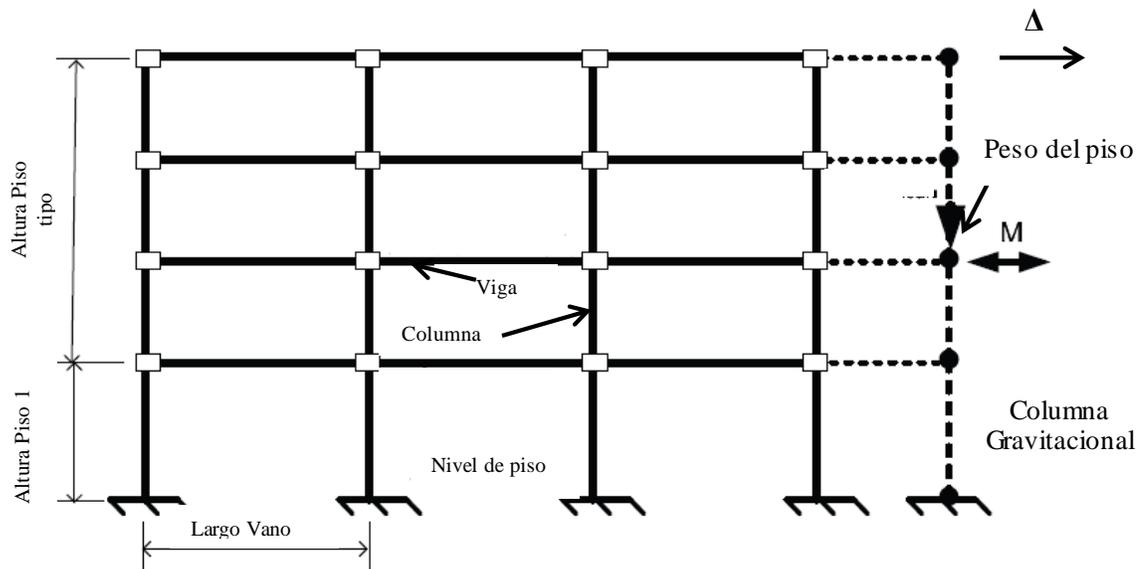


Figura 4.38: Esquema Aplicación cargas Análisis No Lineal Estático (Federal Emergency Management Agency, 2009).

En la Figura 4.39 se muestra la curva de capacidad para el edificio de 3 pisos (corte basal versus desplazamiento máximo de techo). Se puede observar la pendiente inicial cuando la estructura se encuentra en un rango elástico, sufriendo una baja en la rigidez (y estabilización de la misma) con la que toma carga luego de 14 cm de desplazamiento.

En la Figura 4.40 se muestra el comportamiento axial de dos vigas pertenecientes al edificio de 3 pisos versus el desplazamiento de techo correspondientes al piso al que pertenecen.

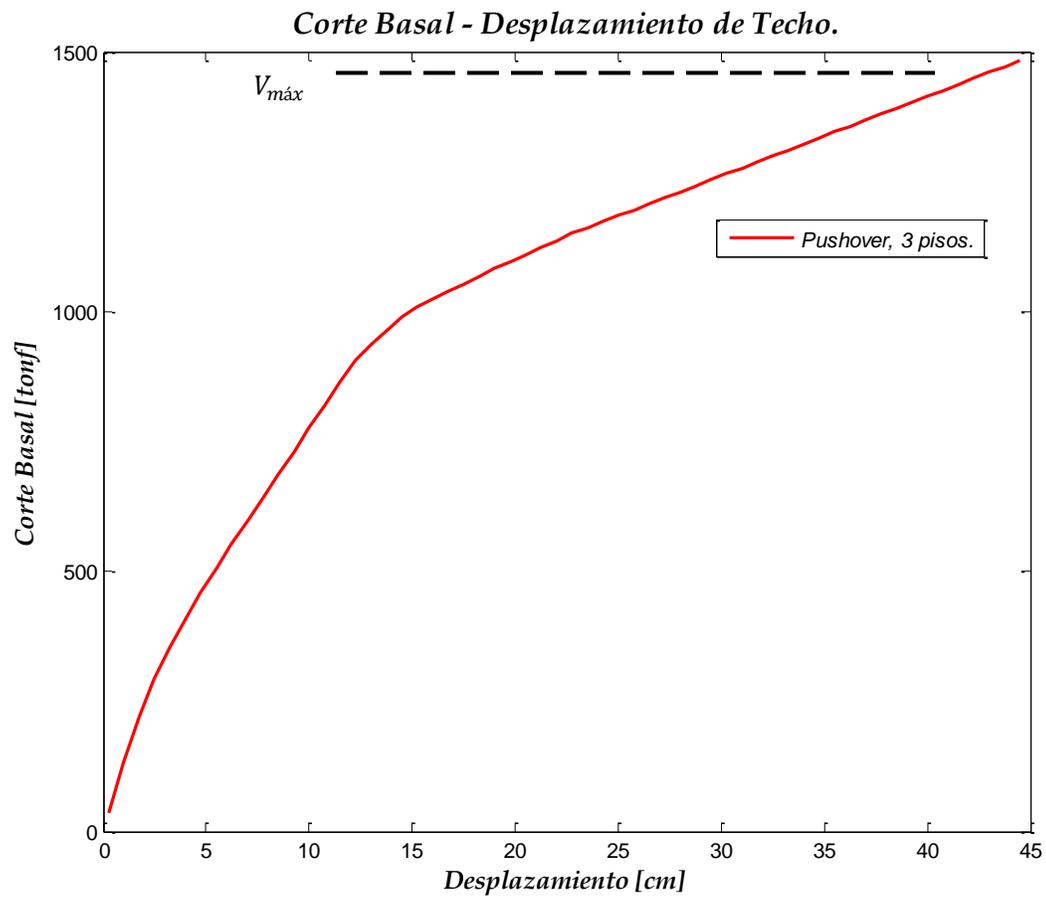
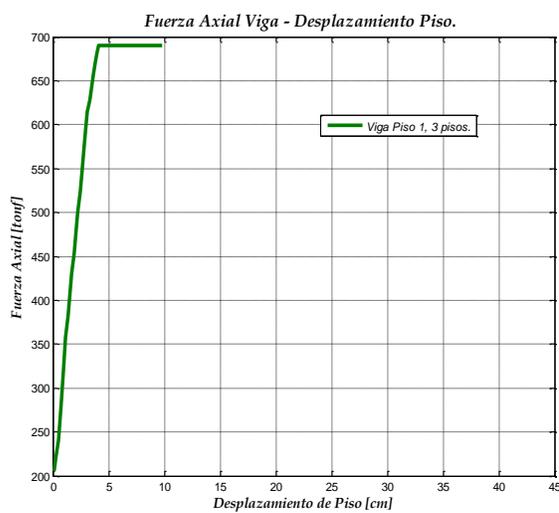
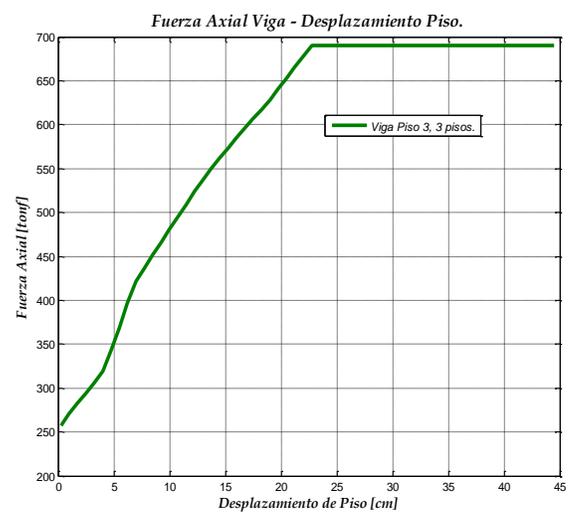


Figura 4.39: Corte Basal - Desplazamiento techo, Edificio 3 pisos.



(a)



(b)

Figura 4.40: Comportamiento Axial Viga pisos: (a) 1, (b) 3; edificio 3 pisos.

La Figura 4.41 presenta el corte basal en función del desplazamiento de techo para el edificio de 10 pisos. La Figura 4.42 da cuenta del comportamiento axial de las vigas pertenecientes al piso 3 y 6, respectivamente, en función del desplazamiento del piso en el cual se encuentran, para el edificio de 10 pisos.

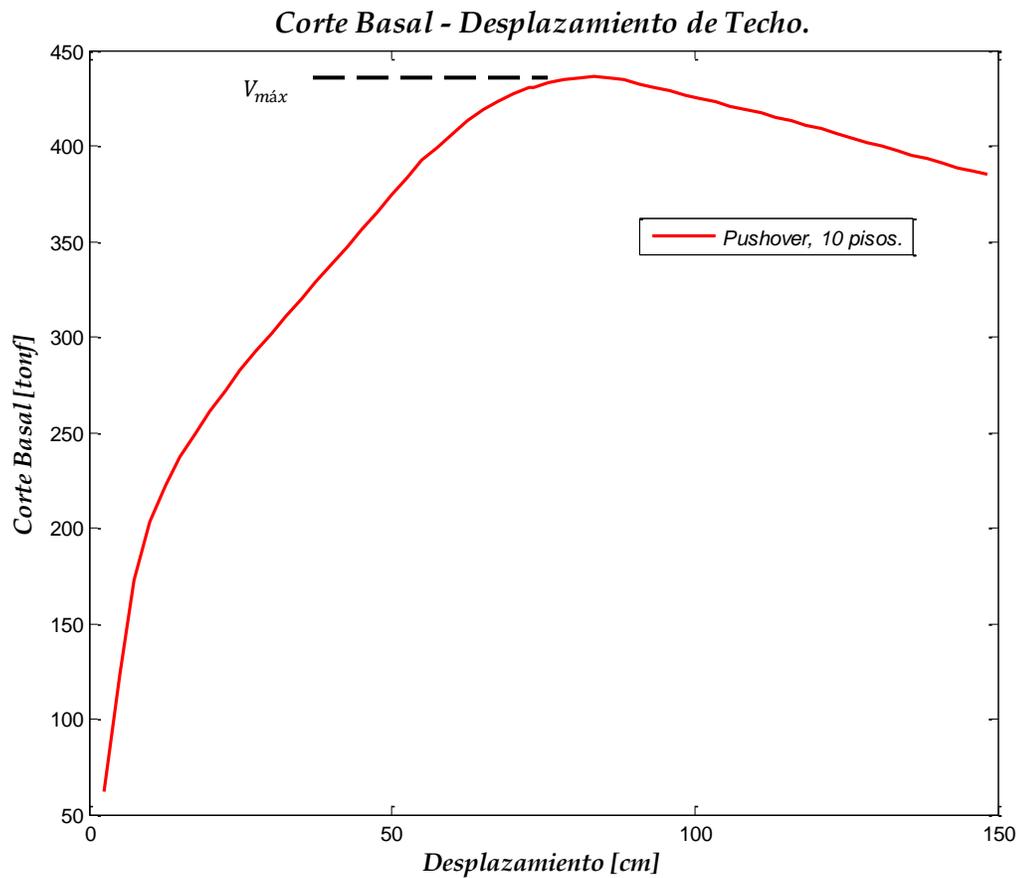


Figura 4.41: Corte Basal - Desplazamiento techo, Edificio 10 pisos.

Conexión Autocentrante y Edificios: Modelos Analíticos

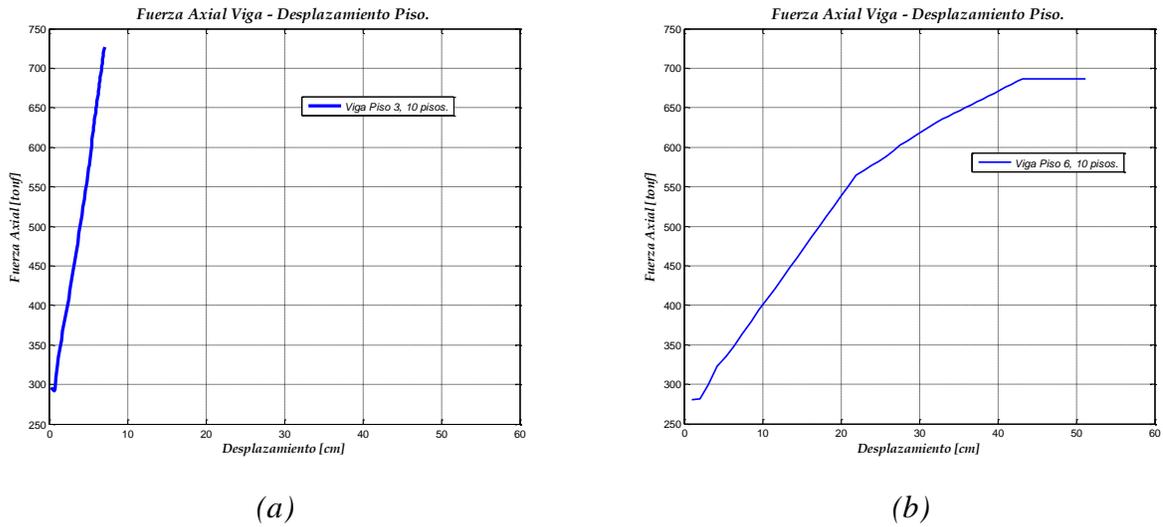


Figura 4.42: Comportamiento Axial Viga pisos: (a) 3, (b) 6; edificio 10 pisos.

Finalmente, en la Figura 4.43 se muestra la curva de corte basal en función del desplazamiento máximo de techo logrado para el edificio de 18 pisos.

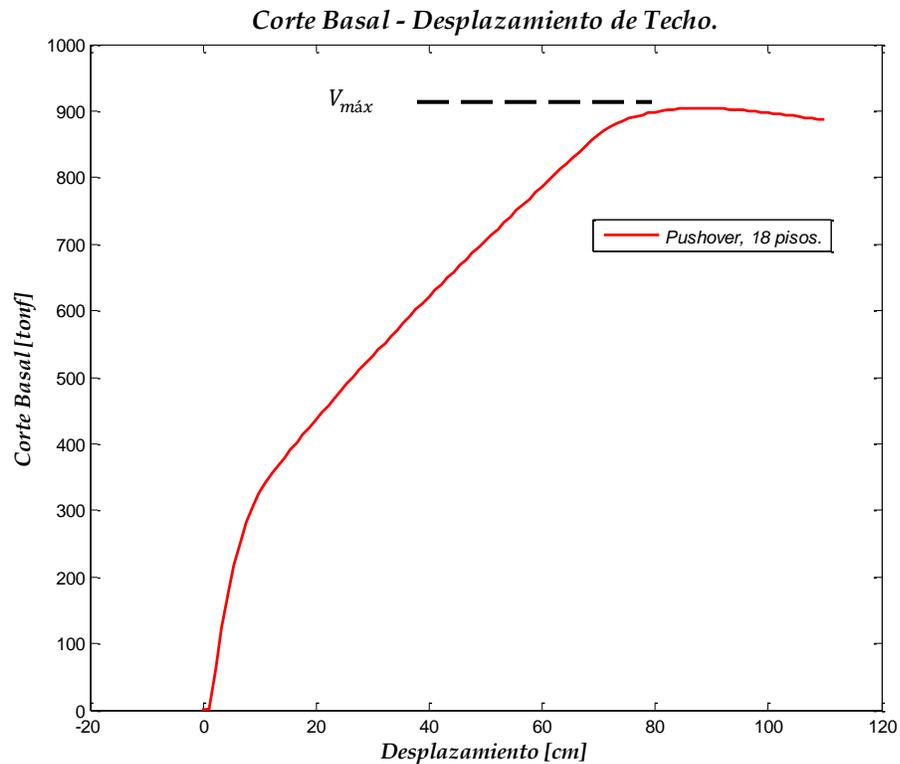


Figura 4.43: Corte Basal - Desplazamiento techo, Edificio 18 pisos.

Con las curvas de capacidad que se muestran anteriormente es posible obtener el parámetro de diseño sísmico de sobre resistencia  $\Omega_0$ , de acuerdo a lo que se describe en el capítulo 2. Por lo anterior, es necesario tener, para la determinación de dicho parámetro, el corte de diseño para cada edificio (asumiendo que la estructura permanece en un rango elástico para este nivel de fuerza). Este corte corresponde al obtenido mediante el análisis realizado en SAP2000 al momento de diseñar las secciones (ver capítulo 3). Sin embargo, de acuerdo a la norma chilena NCh 433 (INN, 2009) se debe aplicar cierta restricción de corte máximo y mínimo. Siendo consistente, la forma de obtener los parámetros que involucren este criterio es obviando estos valores extremos y considerar simplemente el corte obtenido del análisis sin modificar. De otro modo se está aplicando dos veces la reducción o amplificación: al espectro de diseño y al aplicar el valor del coeficiente sísmico.

Otro parámetro que importa es el corte máximo que puede soportar la estructura cuando esta está fluyendo y llegando a su capacidad máxima. De acuerdo a la ecuación 2.27, el parámetro de sobre resistencia se obtiene de la razón entre el corte máximo obtenido del análisis no lineal estático y el corte de diseño. Dichos valores se muestran en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12: Sobre resistencia,  $\Omega_0$ .

<b>Edificio</b>	<b>Corte de Diseño [tonf]</b>	<b>Corte Máximo (Pushover) [tonf]</b>	<b>Sobre resistencia [<math>\Omega_0</math>]</b>
3 pisos	285	1500	5.26
10 pisos	317.4	435.8	1.37
18 pisos	190	900	4.73

#### **4.5.4 Análisis Dinámicos (*Tiempo – Historia*)**

##### **4.5.4.1 Registros y Escalamientos**

Un análisis tiempo historia consiste en la aplicación de un registro de aceleraciones a una estructura (tal como se menciona en la parte 2.4.2). Un análisis dinámico permite, entre otras cosas, establecer el margen de colapso de una estructura, esto es, la relación entre la respuesta elástica e inelástica. Para esto se cuenta con registros del terremoto ocurrido en Chile el año 2010. En particular, se tiene registros de las ciudades de Curicó, Hualañe, Papudo, Santiago y Viña del Mar; teniéndose los registros de acción sísmica para 2 direcciones para cada ciudad: Norte-Sur y Este-Oeste. En la Figura 4.44 se tiene la ubicación de los lugares de los cuales se tiene los registros. Es posible observar las ciudades enumeradas de sur a norte. Además, en la Figura 4.45 se ejemplifican acelerogramas para dos componentes de dos ciudades distintas.

Ahora bien, para tener certeza acerca del logro del objetivo que es ver el comportamiento de la estructura bajo dicho registro (incursionando en rangos no lineales) es necesario cuantificar de alguna forma el daño que recibe el edificio. Para este propósito se procede a transformar los registros en espectros de respuesta utilizando el método clásico que se resume a continuación: Aplicar el registro a una estructura de un grado de libertad y observar la respuesta en el tiempo. Luego, realizar el mismo procedimiento para distintos períodos, graficando el máximo de la respuesta para cada período, resultando así el espectro de respuesta.

Conexión Autocentrante y Edificios: Modelos Analíticos

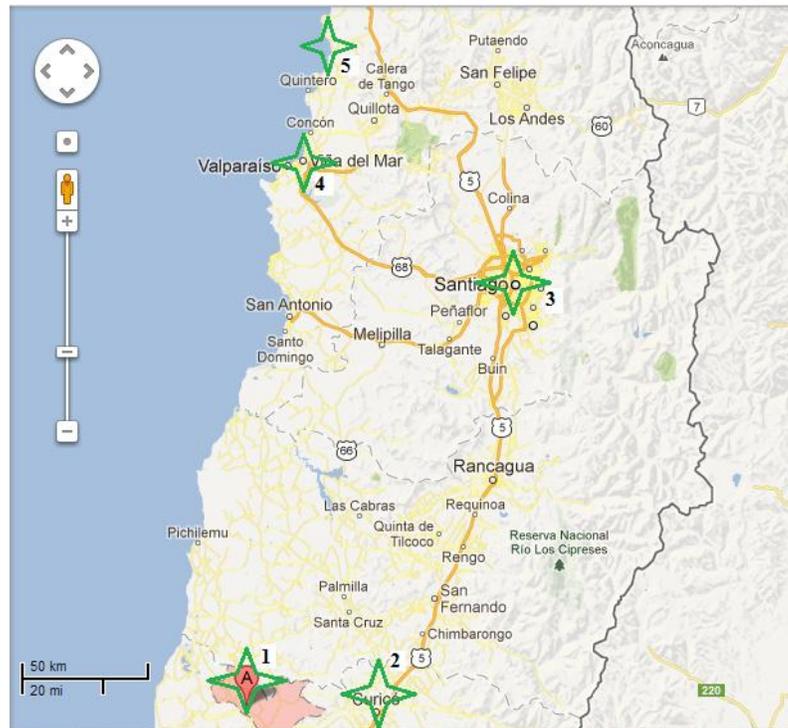


Figura 4.44: Localización Datos de Registros (Google, 2012).

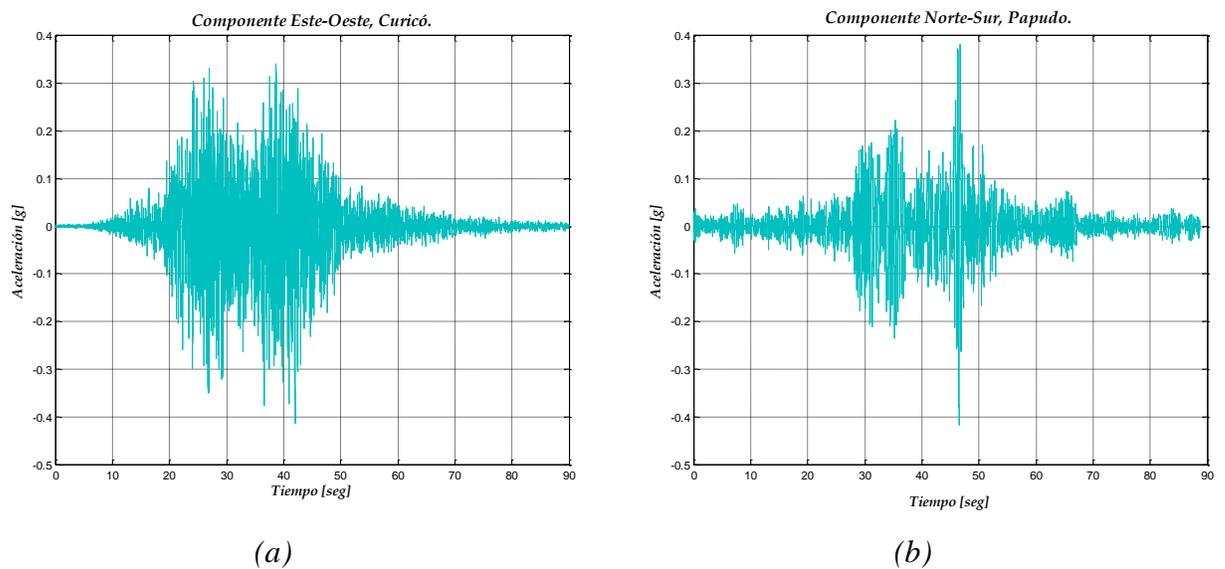


Figura 4.45: Componentes Acelerogramas: (a) E-O, Curicó; (b) N-S, Papudo.

En la Figura 4.46 se observa los espectros de respuesta obtenidos a partir de los registros que se mencionan anteriormente. Dada la cantidad de registros (y en consecuencia respuestas) se trabaja con la mediana de los datos, de acuerdo a lo estipulado en *FEMA p695* (Federal Emergency Management Agency, 2009). Por esto, es necesario obtener el espectro de medianas (adjunto también en la Figura 4.46), el cual se compara finalmente con el espectro de diseño utilizado de acuerdo a la norma NCh 433 (INN, 2009) y el decreto DS61 (MINVU, 2010).

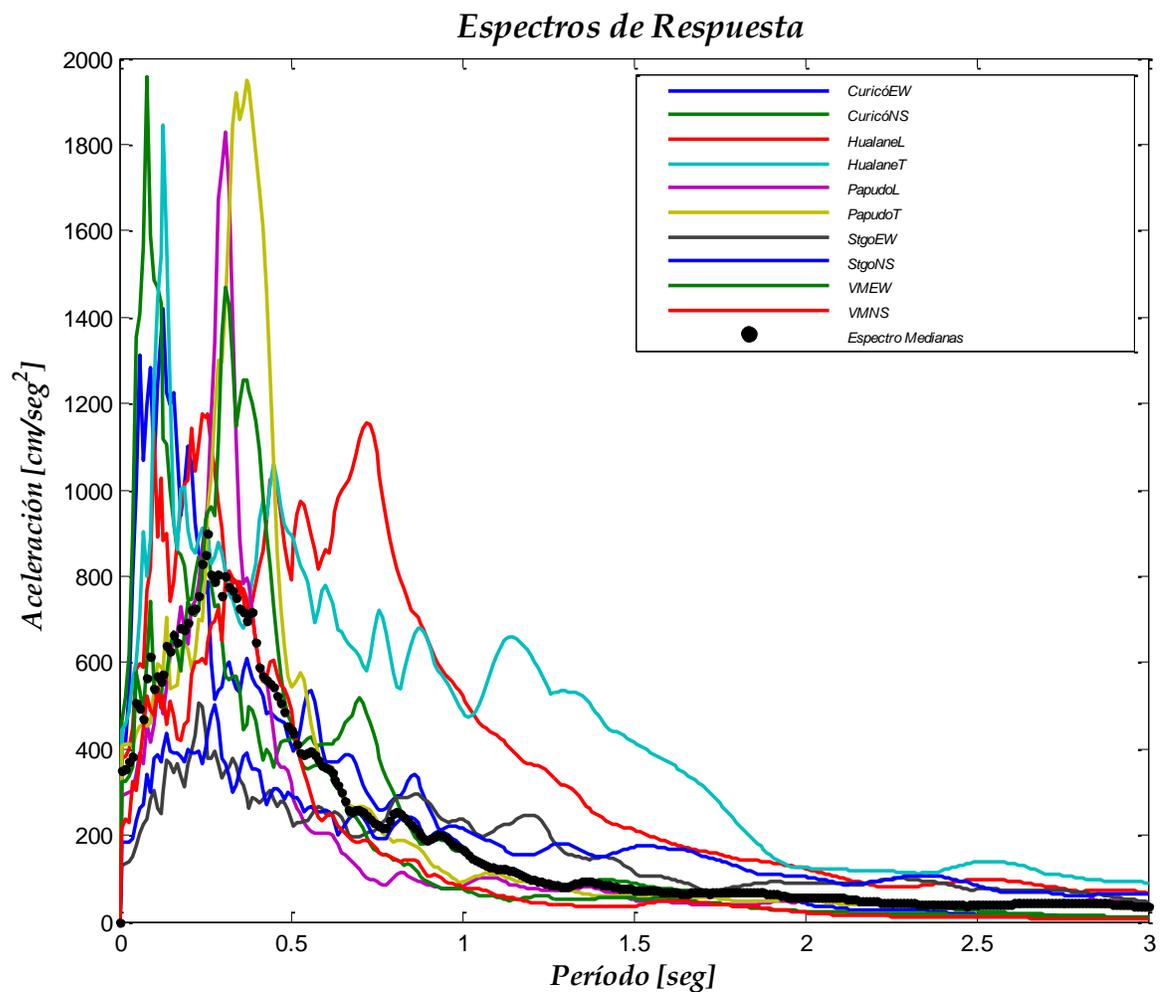


Figura 4.46: Espectros de Respuesta.

En la Figura 4.47, Figura 4.48 y Figura 4.49 se observa la comparación entre los espectros de diseño para cada edificio y el espectro obtenido a partir de los registros (espectro de medianas). Se observa que los últimos sobrepasan considerablemente a los de diseño lo cual estaría bien de acuerdo a lo mencionado con anterioridad. Sin embargo, de acuerdo a lo que señala el documento *FEMA p695* es necesario escalar los registros de ser necesario.

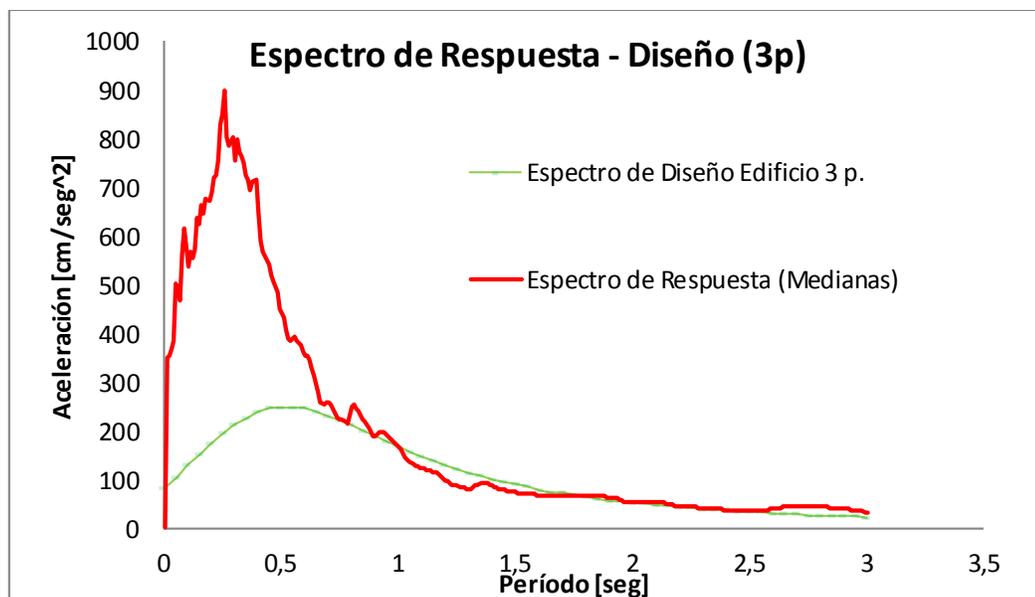


Figura 4.47: Comparación Espectro de Respuesta - Diseño (3pisos).

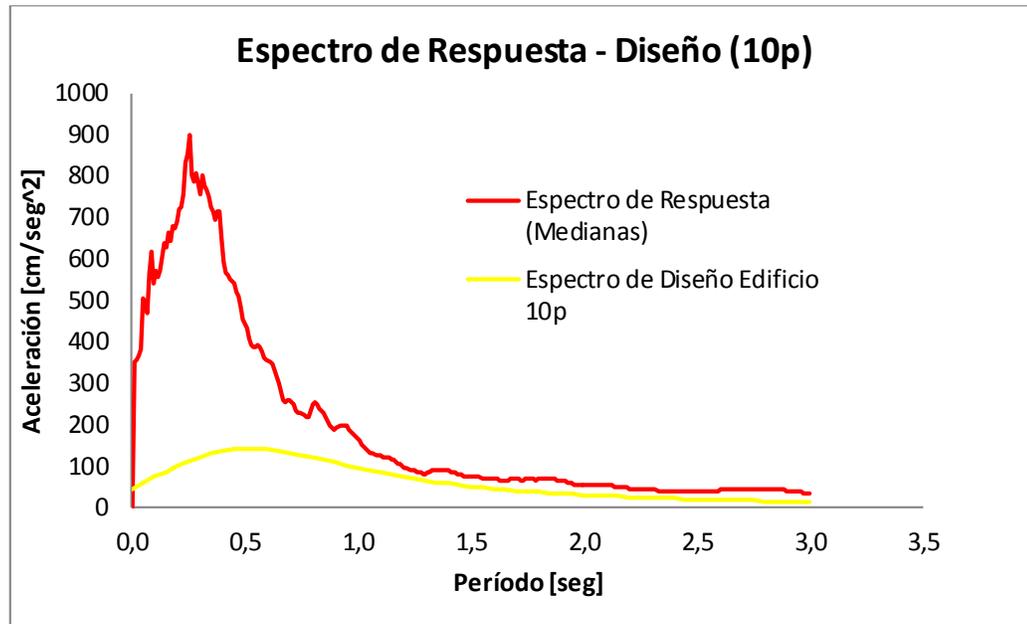


Figura 4.48: Comparación Espectro de Respuesta - Diseño (10pisos).

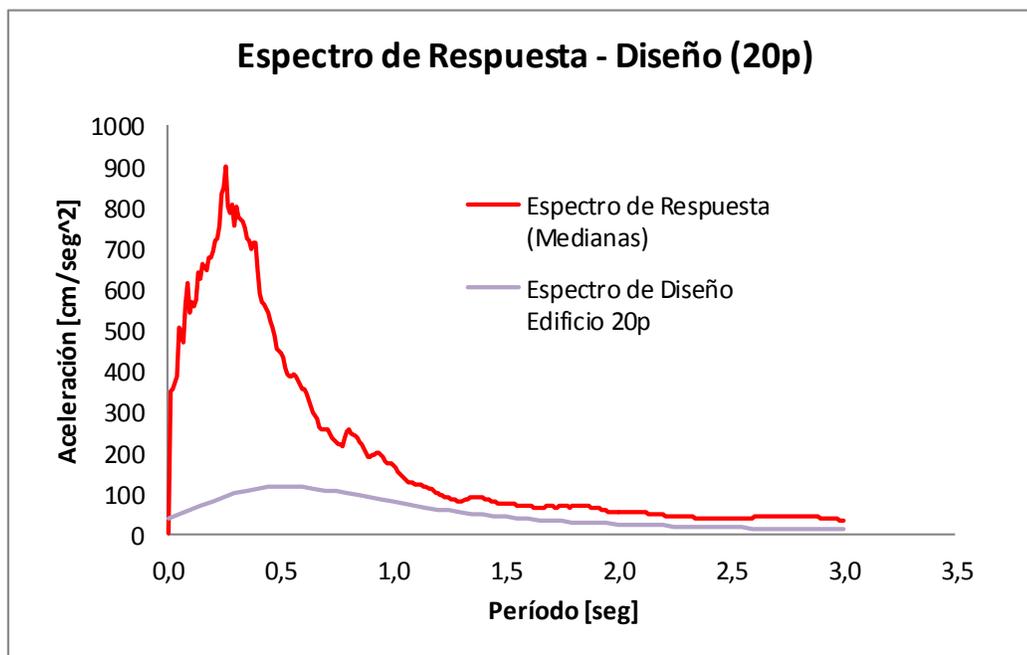


Figura 4.49: Comparación Espectro de Respuesta - Diseño (20pisos).

Se realiza un análisis tiempo historia para ver si resulta excluyente realizar algún tipo de escalamiento, observando que las estructuras no convergen de buena forma o simplemente no se lleva a cabo la totalidad del análisis. Esto se atribuye a las grandes diferencias existentes entre ambos espectros, por lo que resulta imperioso un escalamiento: Para cada edificio se toma la aceleración máxima debida al espectro de diseño y la aceleración entregada por el espectro de medianas, la cual se obtiene ingresando con el período de la estructura. Al tener estos valores es posible ver la diferencia entre ambos, resultando que la aceleración dada por el espectro de medianas es mayor. Por este motivo el escalamiento que se aplica a los registros corresponde al valor de la razón entre ambas aceleraciones. Con esto se logra reducir el espectro de medianas hasta el espectro de diseño. Sin embargo, de modo tal que este último siempre se encuentre por debajo de los registros, el escalamiento se realiza sólo con un 70% del valor obtenido, esto es, aplicando sólo un 70% del valor de reducción.

#### **4.5.4.2 Análisis Tiempo Historia Elásticos**

Para la determinación del parámetro de diseño sísmico de reducción de la respuesta,  $R$ , es necesario realizar análisis tiempo historia elásticos de modo tal de obtener el corte máximo elástico para cada estructura (Figura 2.14). Para esto se realiza un análisis de este tipo lo cual se logra en OpenSees (Pacific Earthquake Engineering Center, 2012) cambiando el método de análisis, pasando de utilizar métodos iterativos a sólo utilizar uno del tipo “*Linear*” (ver parte 4.3.1). Los resultados con la determinación de este factor se ven en la Tabla 4.13. De la misma forma, en la Tabla 4.14 se observa la obtención del factor de reducción por ductilidad obtenido de acuerdo a la ecuación 2.28.

Tabla 4.13: Obtención parámetro de reducción de la respuesta,  $R$ .

Edificio	Corte de Diseño [tonf]	Corte Máximo (Tiempo-Historia elástico) [tonf]	Reducción [ $R$ ]
3 pisos	285	322	1.13
10 pisos	317.4	540	1.7
18 pisos	190	630	3.3

Tabla 4.14: Obtención parámetro de reducción de la respuesta,  $R_{\mu}$ .

Edificio	Corte Máximo (Tiempo-Historia elástico) [tonf]	Corte Máximo (Pushover) [tonf]	Reducción por Ductilidad [ $R_{\mu}$ ]
3 pisos	322	1500	0.215
10 pisos	540	436	1.24
18 pisos	630	900	0.7

#### 4.5.4.3 Análisis Tiempo Historia No Lineales

Para la determinación del factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ , es necesario, de acuerdo a lo que se muestra en la parte 2.4, tener el desplazamiento máximo de la estructura bajo un comportamiento no lineal de la misma. Para poder obtener estos valores se realiza a cada edificio un análisis tiempo historia del tipo no lineal (ver parte 4.3.1). Con los resultados de cada

análisis se procede de la manera que se menciona en la parte 4.5.4, obteniéndose los valores mostrados en la Tabla 4.15 correspondientes a los desplazamientos máximos de techo.

En la Figura 4.50, Figura 4.51 y Figura 4.52 se muestra los gráficos que dan cuenta de la envolvente para los desplazamientos de cada piso.

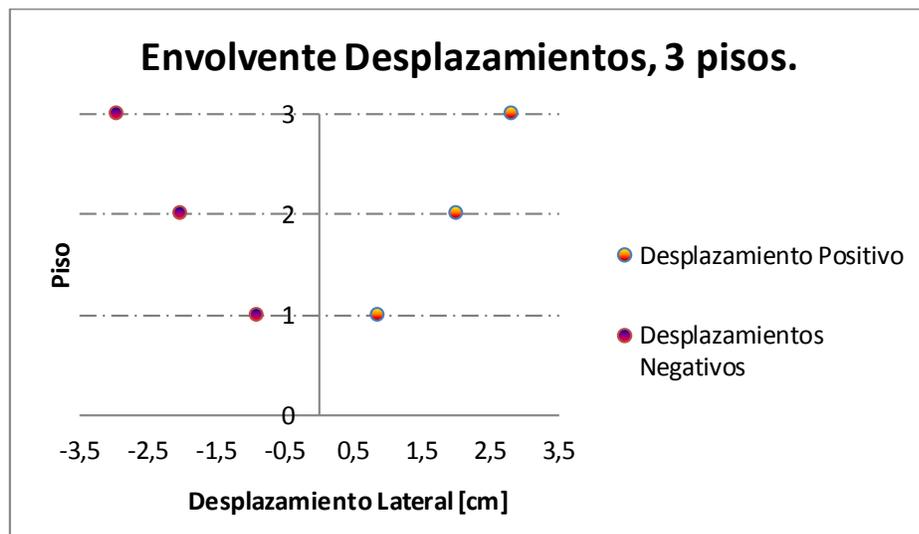


Figura 4.50: Desplazamientos máximos de piso, edificio 3 pisos.

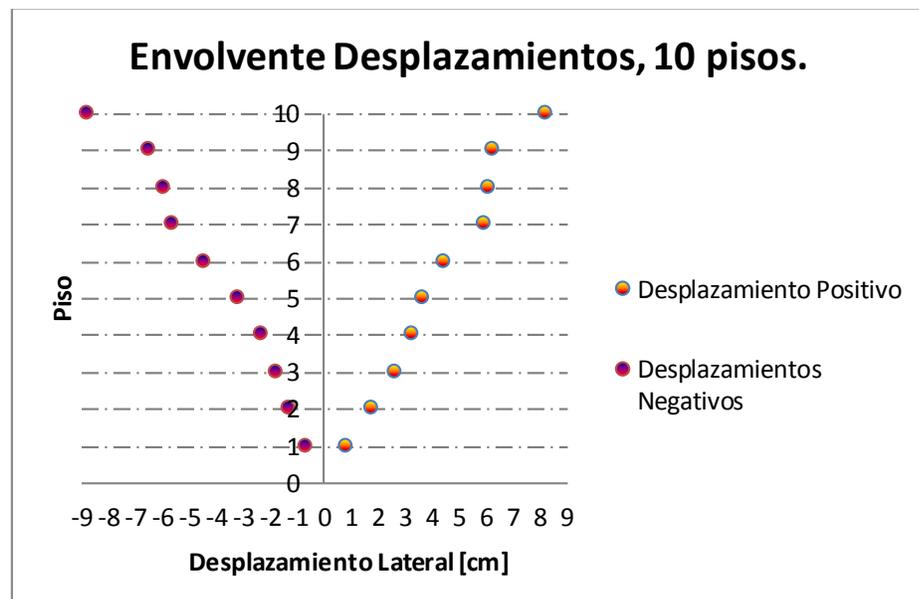


Figura 4.51: Desplazamientos máximos de piso, edificio 10 pisos.

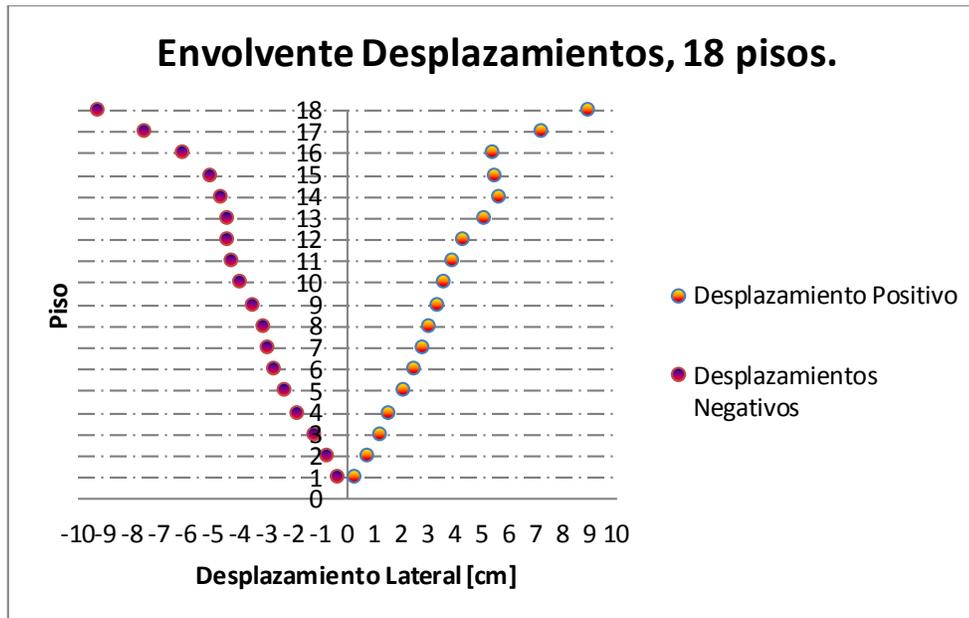


Figura 4.52: Desplazamientos máximos de piso, edificio 18 pisos.

Tabla 4.15: Desplazamientos máximos (análisis no lineal).

Edificio	Desplazamiento máximo (análisis no lineal) [cm]
3 pisos	3.5
10 pisos	9
18 pisos	10.2

Además, es necesario obtener los desplazamientos máximos de techo asociados a un análisis elástico (tiempo-historia elástico), resultados que se obtienen de los análisis que se realizan en la parte anterior (parte 4.5.4.2) y se muestran en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16: Desplazamientos máximos (análisis elástico).

Edificio	Desplazamiento máximo (análisis elástico) [cm]
3 pisos	2.85
10 pisos	8.4
18 pisos	8.9

Con las tablas obtenidas anteriormente (Tabla 4.13, Tabla 4.15 y Tabla 4.16) es posible obtener el factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ , resultados que se muestran en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17: Detalle Obtención Factor de Amplificación de la Deflexión.

Edificio	Desplazamiento Máximo No Lineal, $\delta$ [cm]	Desplazamiento Elástico/ ( $\delta_E$ ) [cm]	Amplificación de la Deflexión, $C_d$
3 pisos	3.5	2.85	1.38
10 pisos	9	8.4	1.07
18 pisos	10.2	8.9	1.14

#### 4.5.5 Respuestas Locales

En adición a los resultados que se muestran en las tablas anteriores, se obtienen respuestas locales (comportamiento cable y momento curvatura en algunas conexiones) para cada edificio.

#### 4.5.5.1 Respuestas Locales Edificio 3 pisos.

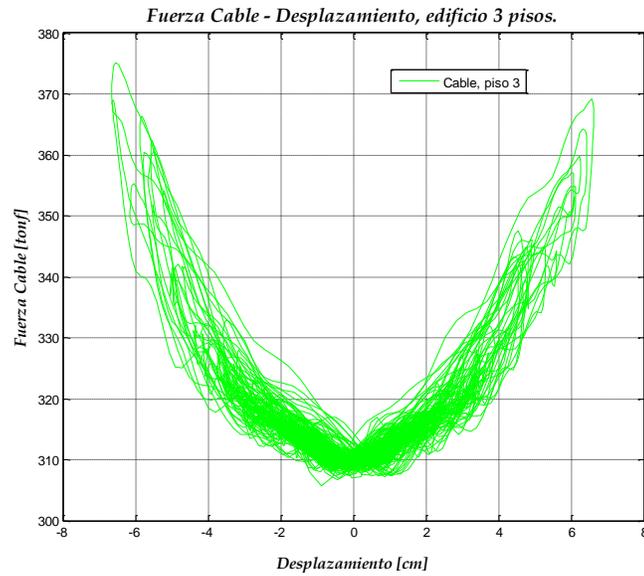


Figura 4.53: Respuesta Cable registro Hualañe E-W, piso 3.

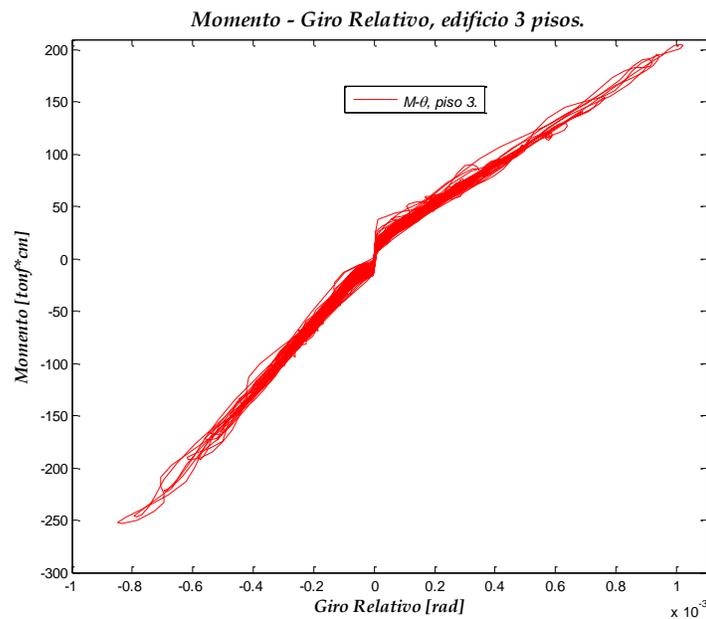
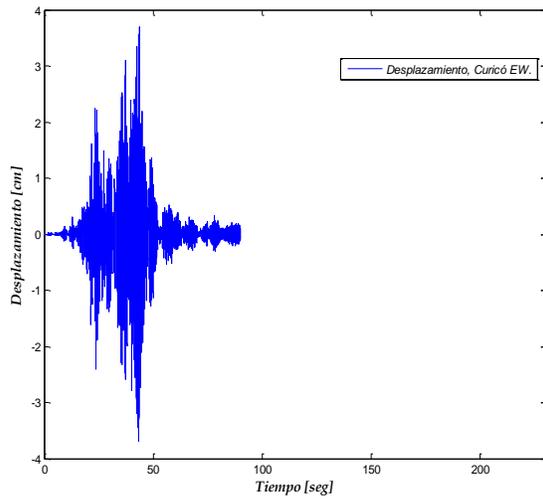
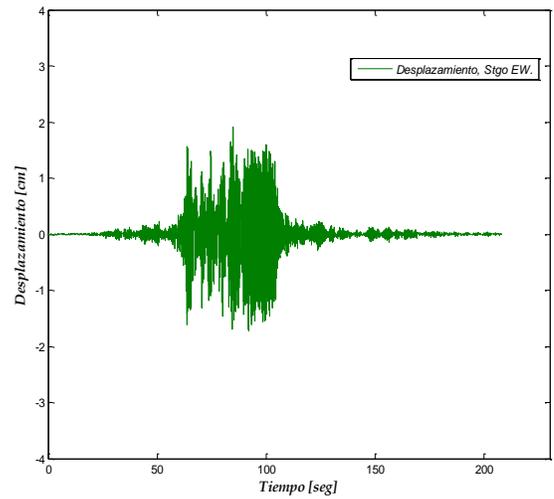


Figura 4.54: Momento - Giro Relativo conexión interior derecha piso 3, sismo Papudo E-W.



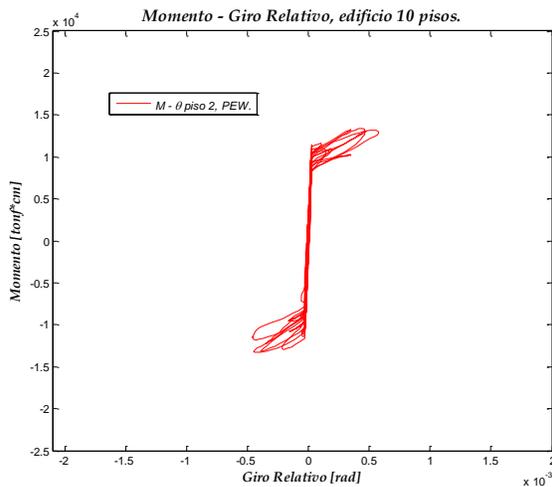
(a)



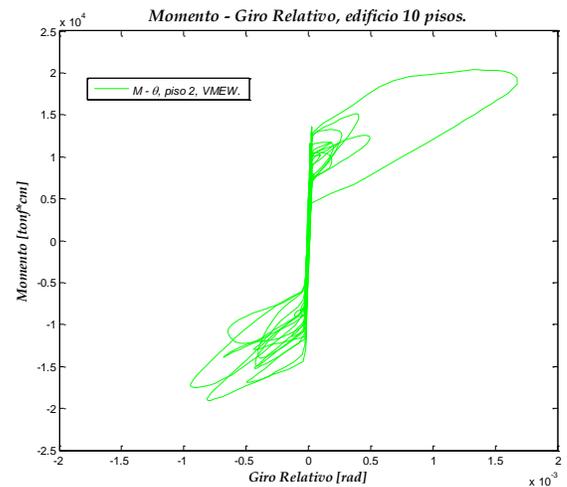
(b)

Figura 4.55: Desplazamientos piso superior edificio 3 pisos, registros: (a) Curicó E-W, (b) Stgo E-W.

#### 4.5.5.2 Respuestas Locales Edificio 10 pisos.

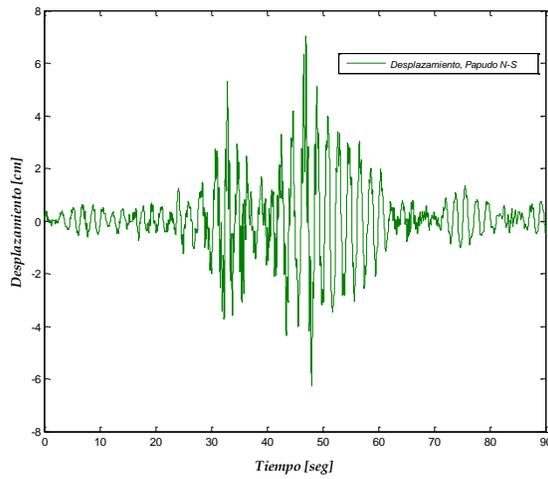


(a)

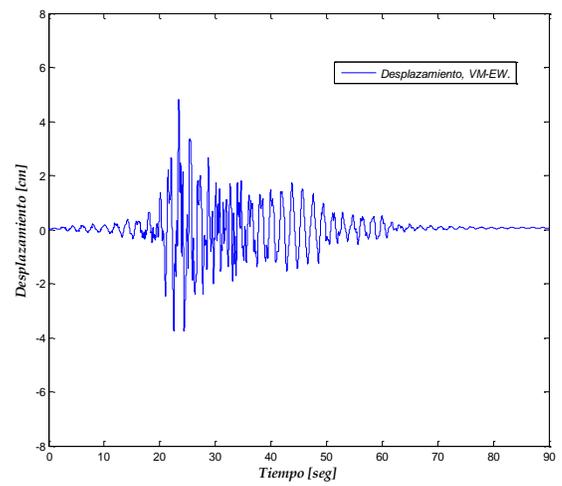


(b)

Figura 4.56: Momento - Giro Relativo conexión interior izquierda, registros: (a) Papudo E-W piso 2, (b) Viña del Mar E-W piso 2.



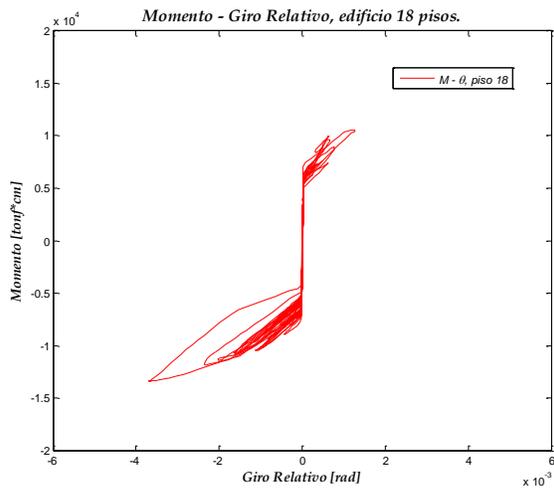
(a)



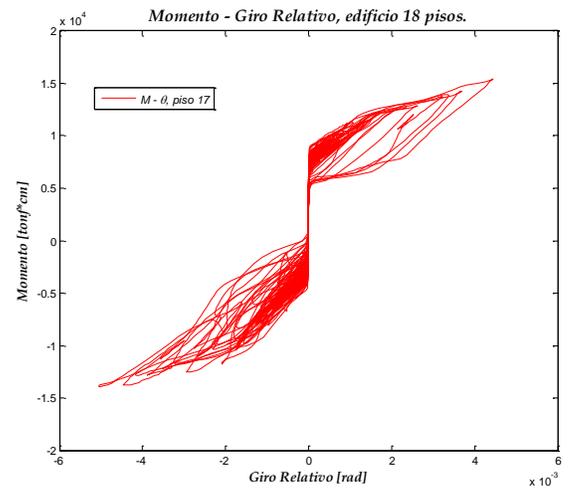
(b)

Figura 4.57: Desplazamiento piso superior edificio 10 pisos, registros: (a) Papudo N-S, (b) Viña del Mar E-W.

### 4.5.5.3 Respuestas Locales Edificio 18 pisos.



(a)



(b)

Figura 4.58: Momento - Giro Relativo conexión interior derecha piso 17, registros: (a) Curicó E-W, (b) Hualañe E-W.

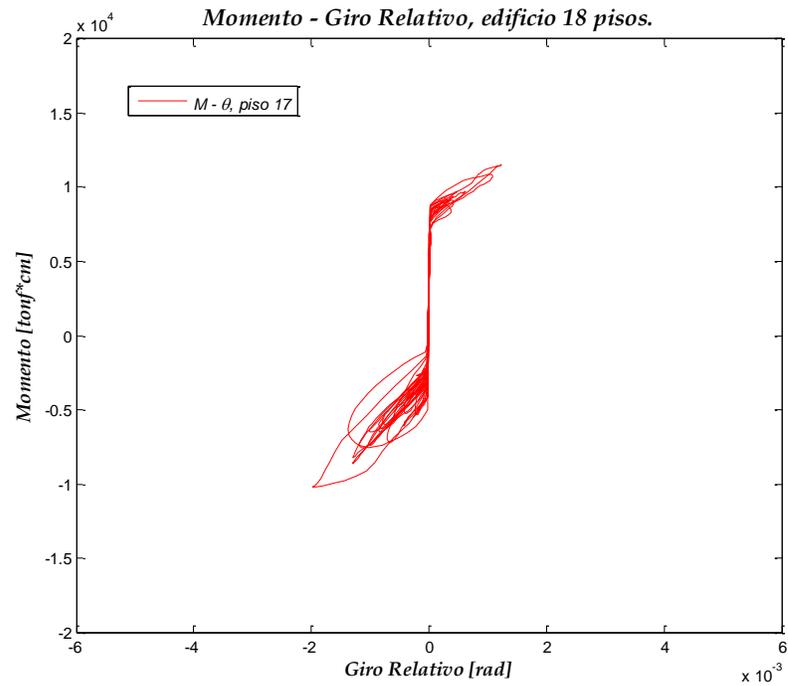
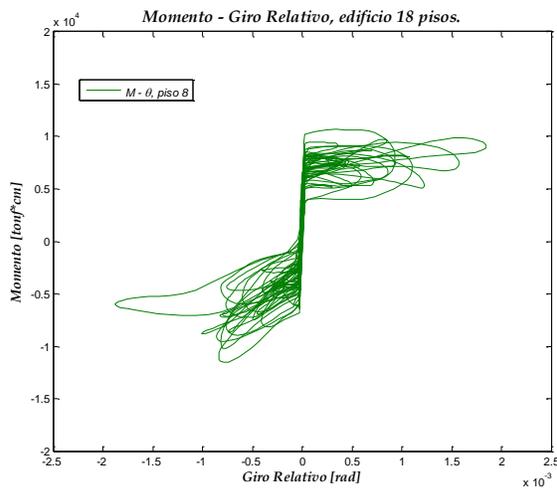
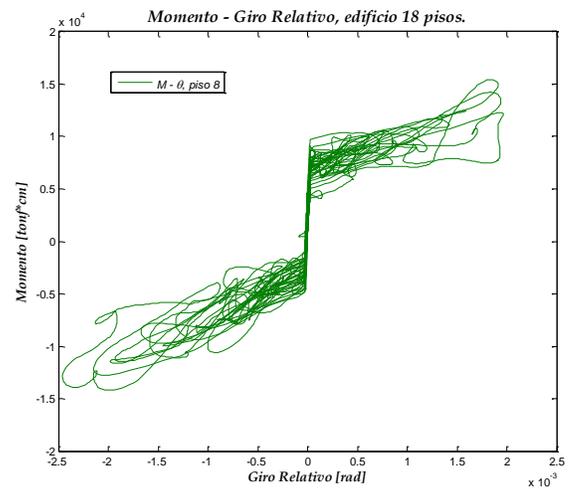


Figura 4.59: Momento - Giro Relativo conexión interior derecha piso 17, registro Viña del Mar E-W.



(a)



(b)

Figura 4.60: Momento - Giro Relativo conexión interior izquierda piso 8, registros: (a) Papudo E-W, (b) Stgo E-W.

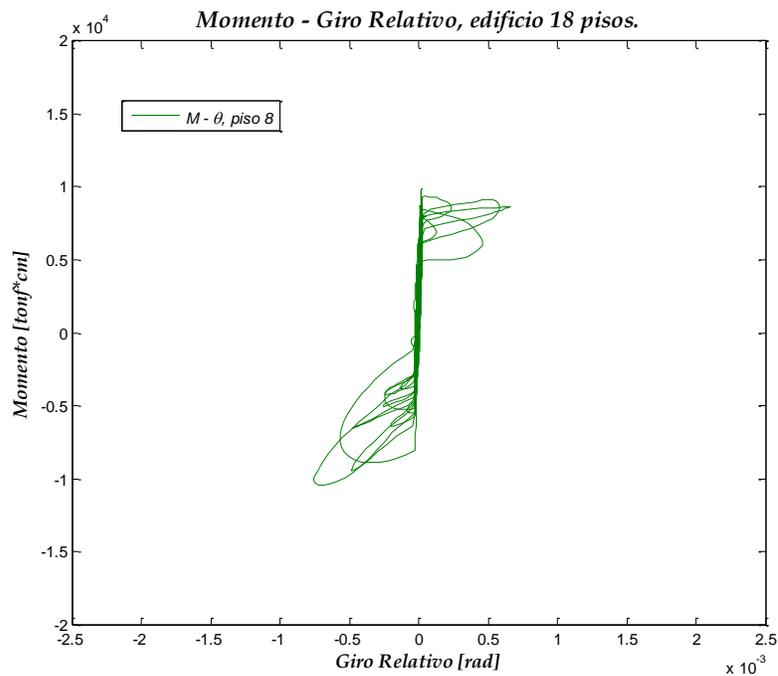
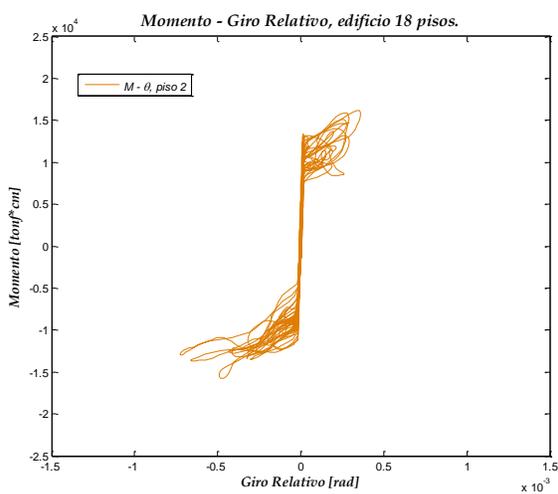
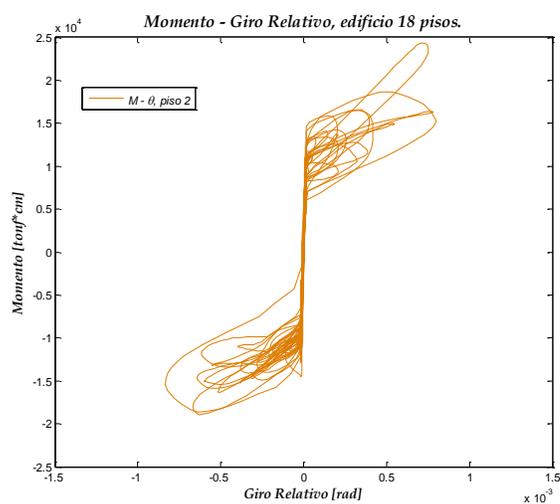


Figura 4.61: Momento - Giro Relativo conexión interior izquierda piso 8, registro Viña del Mar N-S.



(a)



(b)

Figura 4.62: Momento - Giro Relativo conexión interior derecha piso 2, registros: (a) Curicó N-S, (b) Viña del Mar E-W.

Conexión Autocentrante y Edificios: Modelos Analíticos

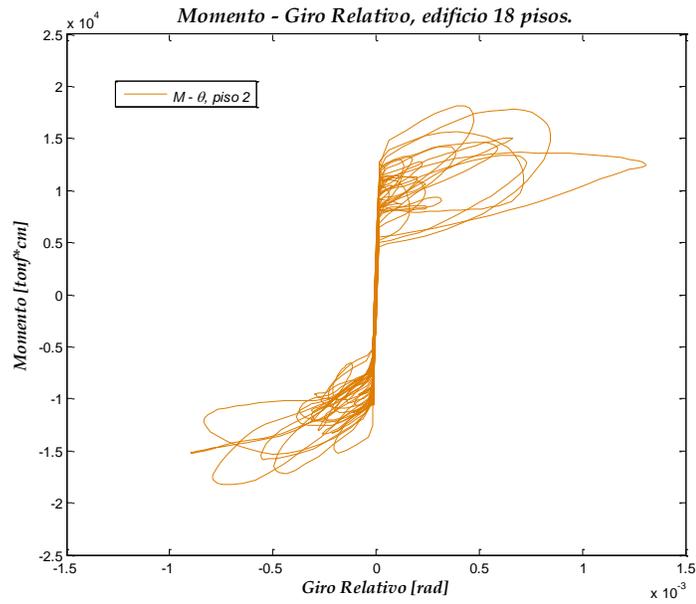


Figura 4.63: Momento - Giro Relativo conexión interior izquierda piso 2, registro Papudo E-W.

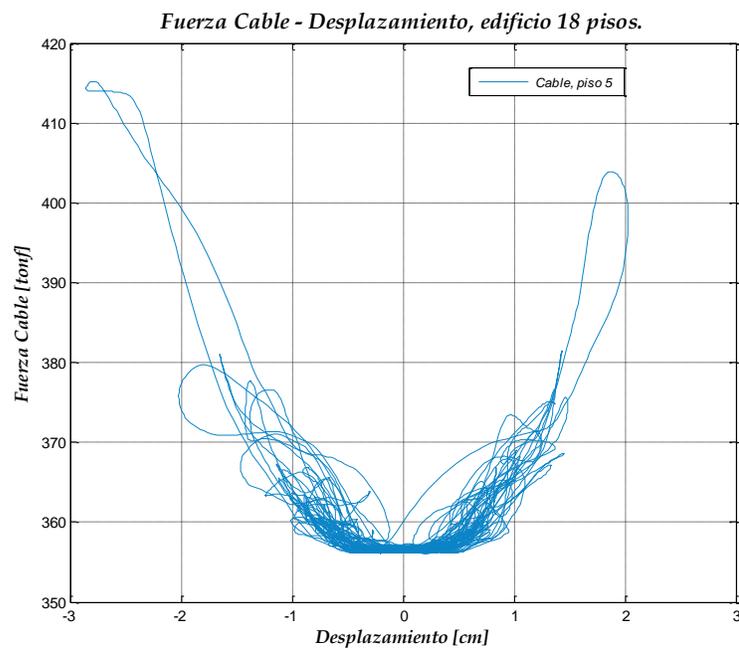


Figura 4.64: Respuesta Cable registro Stgo E-W, piso 5.

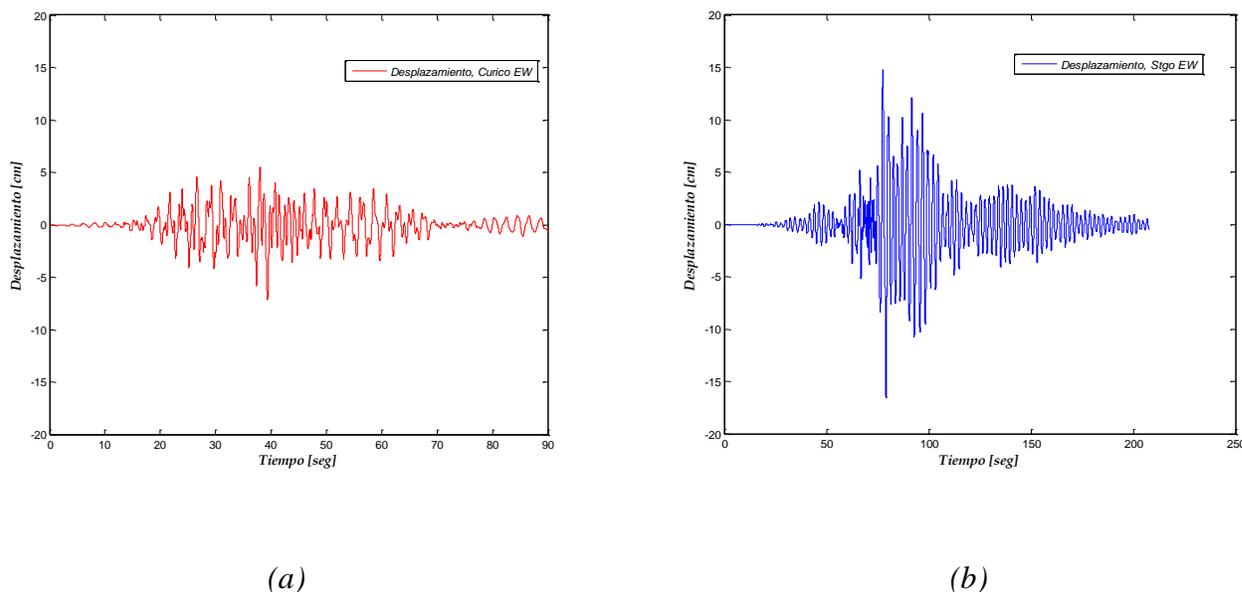


Figura 4.65: Desplazamiento piso superior edificio 18 pisos, registros: (a) Curicó E-W, (b) Stgo E-W.

## 4.6 Análisis Complementario Edificio 18 pisos.

De acuerdo a la curva de capacidad de este modelo (Figura 4.43) se observa que el corte de diseño, correspondiente al corte mínimo, se encuentra por sobre el primer “quiebre” de esta curva lo cual no resulta provechoso desde el punto de vista del diseño. Por esta razón se realiza un segundo análisis el cual consiste en realizar un cuarto modelo, realizando el diseño prototipo sin considerar la condición de corte mínimo y así poder ver el efecto tanto en la capacidad y demanda.

Se procede de la misma manera que se explica en el capítulo 3. Esta vez, por simplicidad, se cambia las secciones cada 6 pisos. El detalle de las secciones obtenidas se muestra en la Tabla 4.18. Así mismo se procede, de acuerdo a lo que se explica en la parte 4.3, a diseñar los elementos propios de un SC-SMRF, mostrándose en la Tabla 4.19 los resultados obtenidos. Cabe destacar que al variar las secciones cada 6 pisos, estos compuestos varían también cada 6 pisos. Lo anterior da cuenta que, además, los materiales asociados a los “Zero Length Elements”

también varían dada la dependencia que poseen con las secciones obtenidas (ver el detalle de los valores obtenidos en el Anexo B).

Para el análisis estático el desplazamiento máximo aplicado corresponde al 2% de la altura total del modelo, aplicado en 30 pasos. Con este análisis es posible obtener la curva de capacidad de la estructura, corte basal versus desplazamiento de techo, curva que se muestra en la Figura 4.66.

*Tabla 4.18: Secciones Análisis Complementario.*

<b>18 pisos*</b>	<b>Altura, H [cm]</b>	<b>Ancho, B[cm]</b>	<b>Espesor ala, <math>t_f</math> [cm]</b>	<b>Espesor alma, <math>t_w</math> [cm]</b>
Diseño 1 (piso 1-6)				
Columna	50	50	5	2.5
Viga	30	20	2.8	0.8
Diseño 2 (piso 7-12)				
Columna	40	40	4	2.5
Viga	25	20	2	0.5
Diseño 3 (piso 13-18)				
Columna	35	35	4	2.5
Viga	25	20	2	0.5

Tabla 4.19: Parámetros de Diseño Análisis Complementario.

Piso	N° de Cables, $N_s$	Área c/ cable $[cm^2]$	$T_0$ [tonf]	Placa de Refuerzo [LargoxAnchoxEspesor, cm]
1-6	10	8	150	200x20x2
7-12	8	6	100	200x40x2
13-18	8	4	80	170x40x2

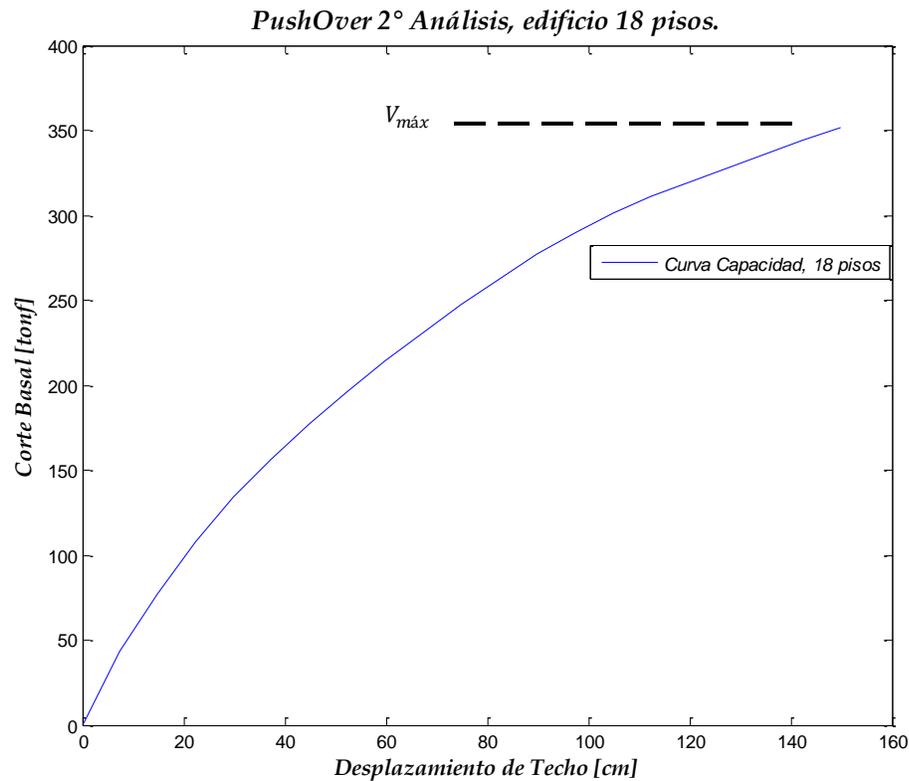


Figura 4.66: Corte Basal - Desplazamiento de techo, análisis complementario.

Al liberar la restricción de corte mínimo se obtiene entonces los siguientes valores para la sobre resistencia,  $\Omega_0$ , mostrándose un resumen de éstos, para los 4 especímenes analizados, en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20: Resumen valores Sobre resistencia,  $\Omega_0$ .

Edificio	Corte de Diseño [tonf]	Corte Máximo (Pushover) [tonf]	Sobre resistencia [ $\Omega_0$ ]
3 pisos	285	1500	5.26
10 pisos	317.4	435.8	1.37
18 pisos, 1 <sup>er</sup> análisis	190	900	4.73
18 pisos, 2 <sup>o</sup> análisis	65	356	5.4

Para la obtención de la reducción por ductilidad,  $R_\mu$ , es necesario obtener el corte basal debido a un análisis tiempo historia elástico. El resumen de los valores obtenidos, incluyendo el análisis complementario, se muestra en la Tabla 4.21.

Tabla 4.21: Resumen valores Reducción por Ductilidad,  $R_\mu$ .

Edificio	Corte Máximo (Tiempo-Historia elástico) [tonf]	Corte Máximo (Pushover) [tonf]	Reducción por Ductilidad [ $R_\mu$ ]
3 pisos	322	1500	0.215
10 pisos	540	436	1.24
18 pisos, 1 <sup>er</sup> análisis	630	900	0.7
18 pisos, 2 <sup>er</sup> análisis	202	356	0.6

Con la información que se muestra es posible obtener entonces el factor de reducción de la respuesta,  $R$ , el cual se muestra en la Tabla 4.22. Sin embargo, es necesario señalar que, al usar la

ecuación 2.29, se considera que la reducción por ductilidad es 1. Las razones de esta consideración se explican más adelante.

Tabla 4.22: Resumen valores para factor de reducción de la respuesta,  $R$ .

Edificio	Reducción por Ductilidad [ $R_{\mu}$ ]	Sobre resistencia [ $\Omega_0$ ]	Reducción de la Respuesta, $R$ .
3 pisos	0.215	5.26	5.26
10 pisos	1.24	1.37	1.7
18 pisos, 1 <sup>er</sup> análisis	0.7	4.73	4.73
18 pisos, 2 <sup>er</sup> análisis	0.6	5.4	5.4

Al graficar los valores que se obtienen para la reducción de la respuesta en función de los períodos de cada estructura, es posible obtener un valor de  $R$  a partir de la media de los parámetros de cada edificio. Lo anterior se muestra en la Figura 4.68, obteniéndose, para marcos autocentrantes de acero, un valor de reducción de la respuesta igual a 4.

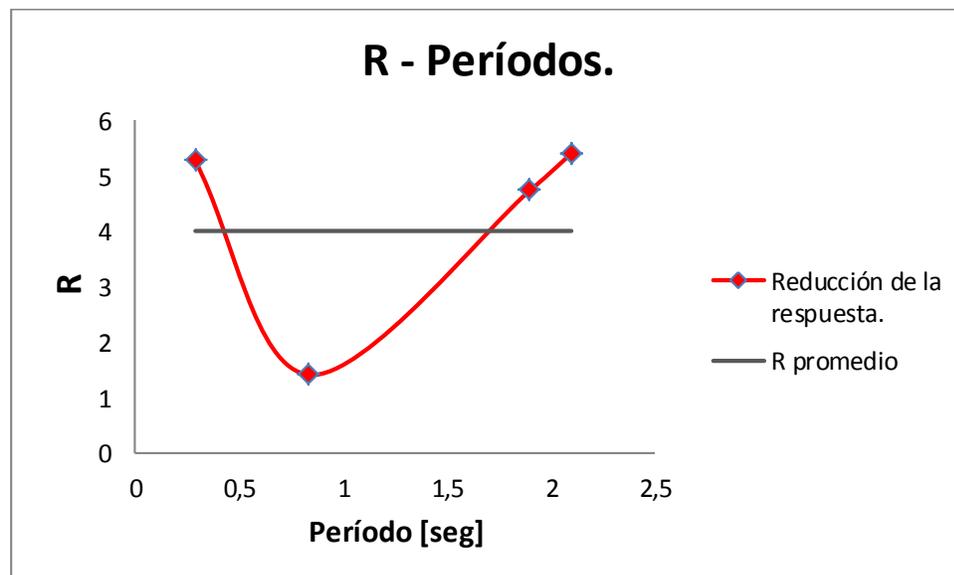


Figura 4.67: Reducción de la respuesta promedio.

Finalmente, con el desplazamiento obtenido del análisis tiempo historia no lineal es posible obtener el factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ , mostrándose un resumen en la Tabla 4.23.

Tabla 4.23: Resumen valores Amplificación de la Deflexión,  $C_d$ .

Edificio	$\Delta_{max}$ no lineal [cm]	$\Delta_{elástico}$ [cm]	$C_d$
3 pisos	3.5	2.84	1.2
10 pisos	9	8.4	1.07
18 pisos, 1 <sup>er</sup> análisis	10.2	8.9	1.14
18 pisos, 2 <sup>er</sup> análisis	8.2	7.9	1.03

Es posible comparar los desplazamientos de techo elásticos e inelásticos máximos de cada edificio, lo cual se muestra en la Figura 4.68. El último análisis realizado se especifica con un asterisco (\*).

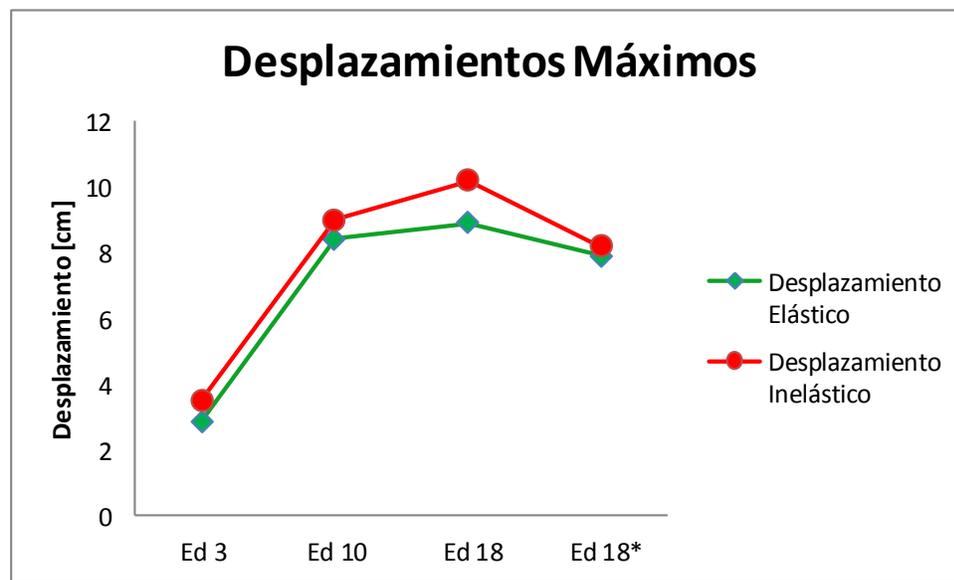


Figura 4.68: Desplazamientos máximos, elásticos e inelásticos.

## **4.7 Comparación Respuestas Marcos Convencionales**

Una de las ventajas de un SC-SMRF con respecto a marcos convencionales de acero es la ausencia de desplazamientos remanentes significativos una vez que han sido solicitados por un sismo. Por esto, es necesario comparar la historia de desplazamientos de ambas estructuraciones.

Existen estudios (Cernadas, 2012) en los cuales se presenta, entre otras cosas, la respuesta de marcos convencionales de acero frente a sismos. Sin embargo, no se encontró trabajos que usen registros del terremoto ocurrido el 27 de Febrero de 2010 en Chile. Sin embargo, en la referencia que se cita es posible encontrar respuestas de marcos convencionales al ser sometidos a un análisis tiempo-historia usando registros de terremotos internacionales conocidos por su violencia y daños posteriores significativos en estructuras. Entre éstos es posible mencionar el terremoto de Kobe, Japón, ocurrido el 17 de Enero de 1995; y el terremoto de Northridge, EE.UU., ocurrido el 17 de Enero de 1994. Usando el registro de aceleraciones de este último se someterá a cada uno de los especímenes que se analizan en este trabajo a un análisis tiempo-historia para así poder observar la respuesta en el tiempo.

### **4.7.1 El Terremoto de Northridge**

El terremoto de Northridge ocurrió el 17 de Enero de 1994 en el área norte del valle de San Fernando en la ciudad de Los Ángeles. No es tan sólo conocido por la cantidad de personas fallecidas y heridas que causó (72 personas fallecidas, 12.000 heridos), sino que también por ser uno de los desastres naturales más costosos de dicho país (pérdidas por 25 mil millones de dólares). Este evento tuvo una magnitud de 6.7 grados, obteniéndose *peaks* de aceleraciones muy grandes siendo estos los más altos captados en un área urbana estadounidense.

Con la componente longitudinal de este sismo se realiza un análisis tiempo-historia para los 3 ejemplares (ejes resistentes a cargas laterales de 3, 10 y 18 pisos). En la Figura 4.69 se muestra

el registro de la componente que se menciona, acelerograma que posee una frecuencia de 50 [Hz], teniéndose un *peak* cercano a 0.8 [g].

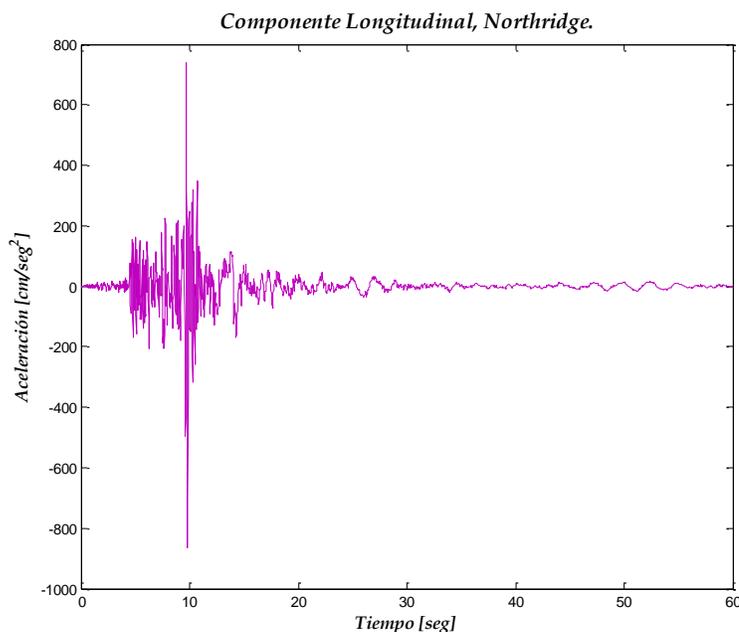


Figura 4.69: Registro Aceleraciones Terremoto de Northridge, Componente Longitudinal.

Es necesario también observar el espectro de aceleraciones que se obtiene del registro que se muestra. En la Figura 4.70 se muestra el espectro de medianas usado para los análisis tiempo-historia y el espectro que se obtiene del registro de Northridge. Se observa una gran diferencia entre los *peaks* de ambos, estando el espectro que se obtiene con el registro de Northridge muy por encima que el espectro de medianas, espectro que se obtiene con los acelerogramas chilenos. La diferencia entre ambos *peaks* es del orden de 150%, llegando a ser mayor incluso que el mayor de los registros usados, la componente Este-Oeste del registro de Curicó. Para este último caso se tiene una diferencia cercana al 25% como se muestra en la Figura 4.71.

Conexión Autocentrante y Edificios: Modelos Analíticos

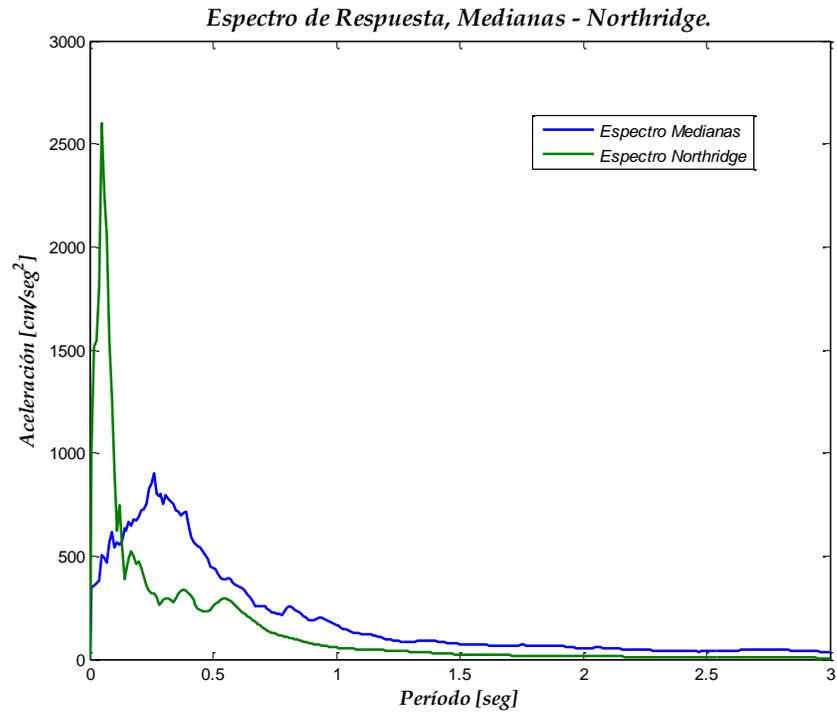


Figura 4.70: Comparación espectros de Respuesta, Medianas-Northridge.

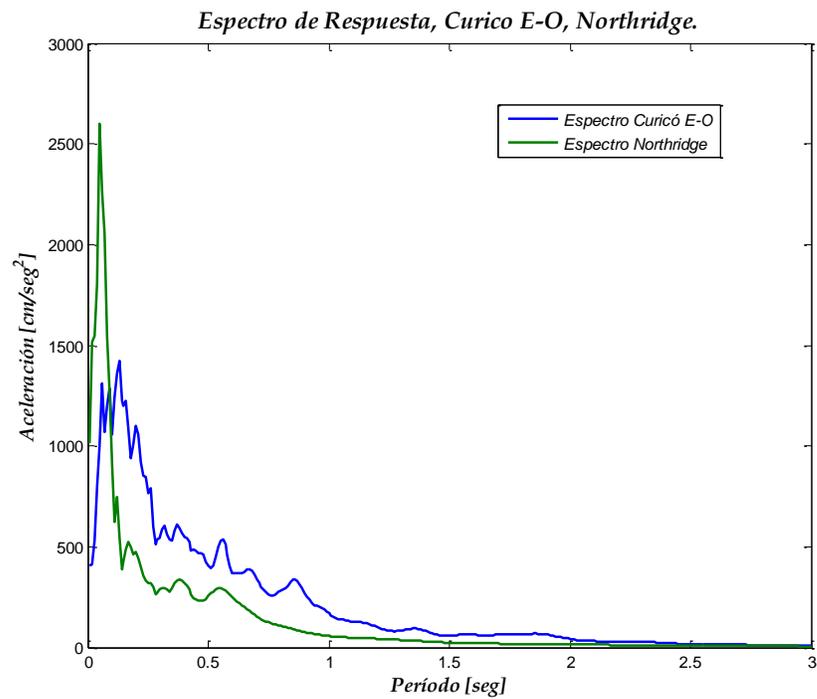


Figura 4.71: Comparación espectro de respuesta, Curicó-Northridge.

De los análisis realizados se obtiene la historia de desplazamientos para cada uno de los modelos. Así mismo, se tiene la historia de desplazamientos para especímenes similares estructurados en base a marcos convencionales de acero. En las figuras 4.72, 4.74 y 4.76 se muestra la historia de desplazamientos para 3 modelos (de 4, 8 y 16 pisos) de marcos convencionales sujetos a un análisis tiempo historia con el registro de Northridge. De la misma forma, en las figuras 4.73, 4.75 y 4.77 se muestra la historia de desplazamientos para los 3 especímenes de tipo SC-SMRF.

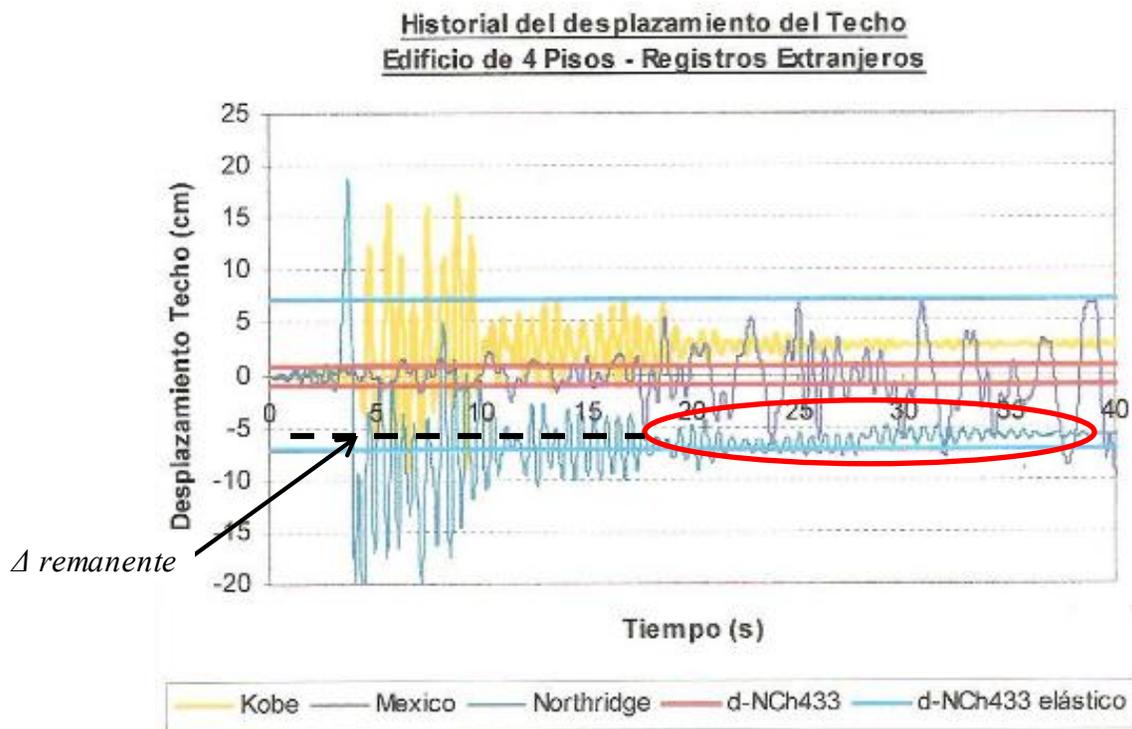


Figura 4.72: Historia de Desplazamientos, Edificio 4 pisos, Marco Convencional (Cernadas, 2012).

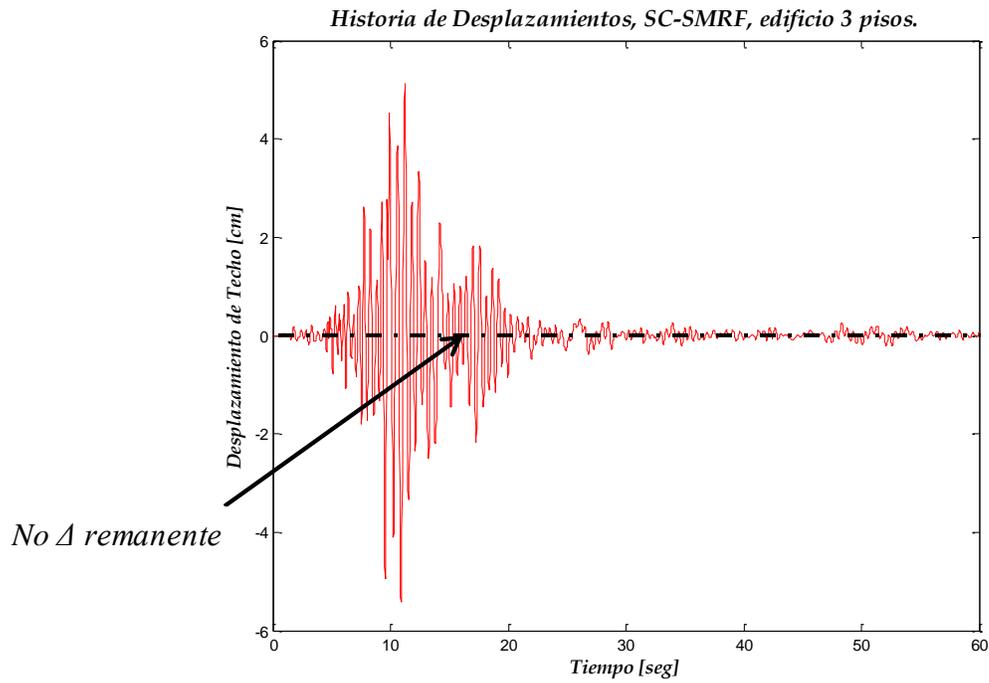


Figura 4.73: Historia de Desplazamientos, Edificio 3 pisos, SC-SMRF.

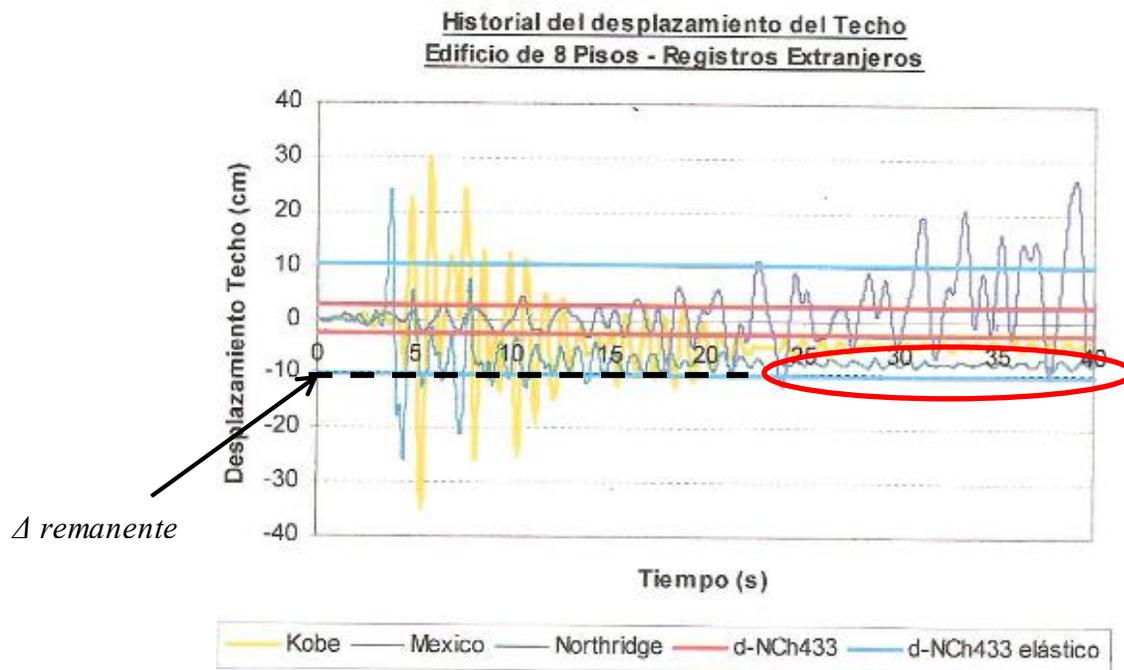


Figura 4.74: Historia de Desplazamientos, Edificio 8 pisos, Marco Convencional (Cernadas, 2012).

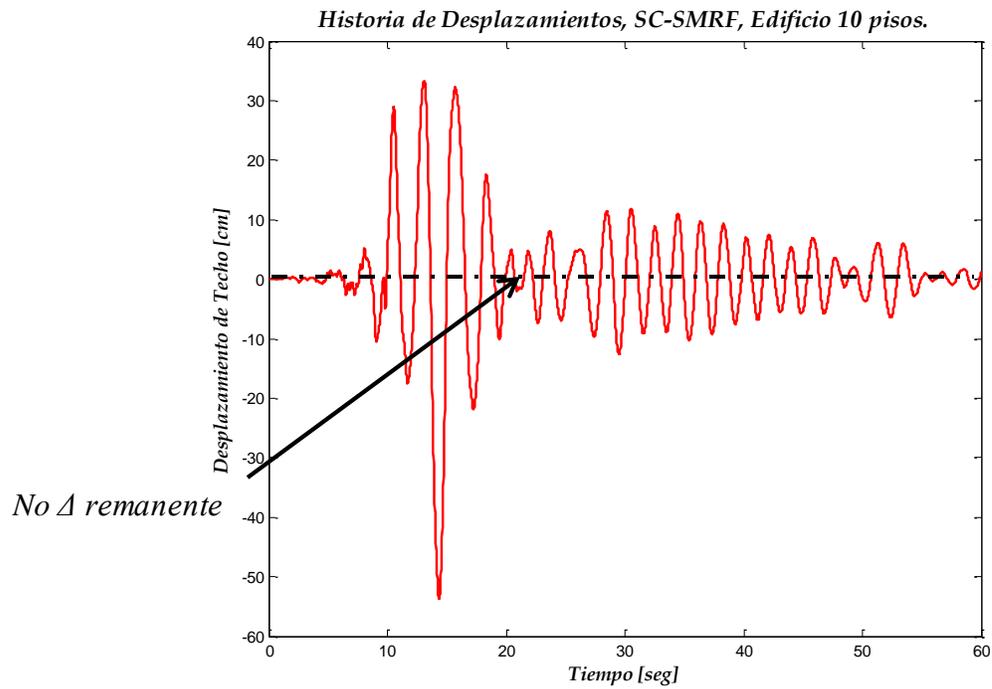


Figura 4.75: Historia de Desplazamientos, Edificio 10 pisos, SC-SMRF.

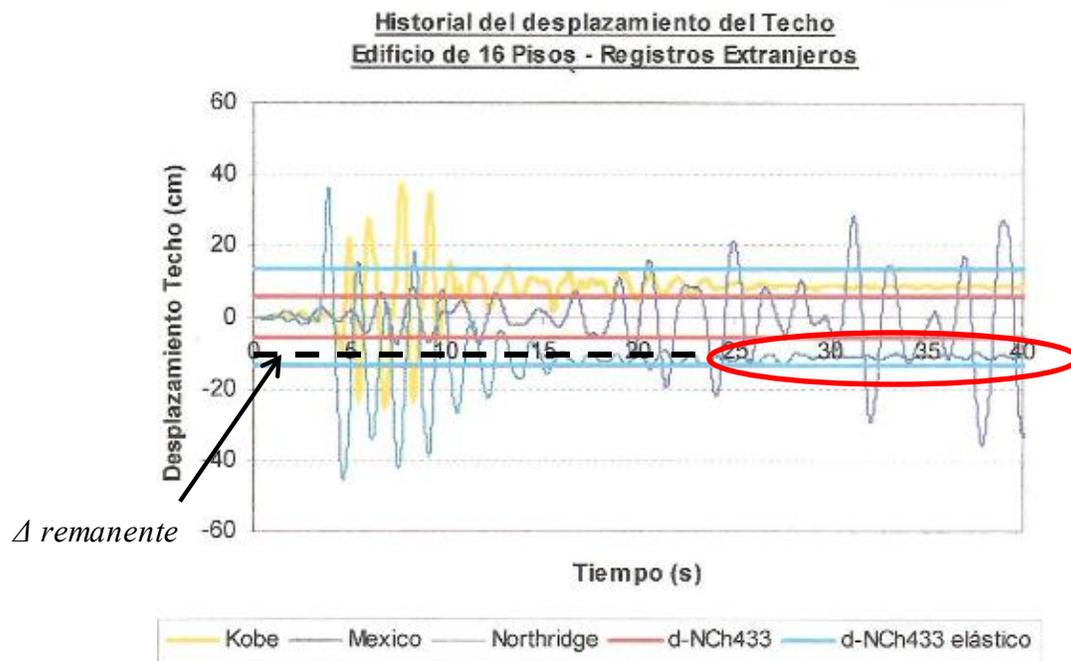


Figura 4.76: Historia de Desplazamientos, Edificio 16 pisos, Marco Convencional (Cernadas, 2012).

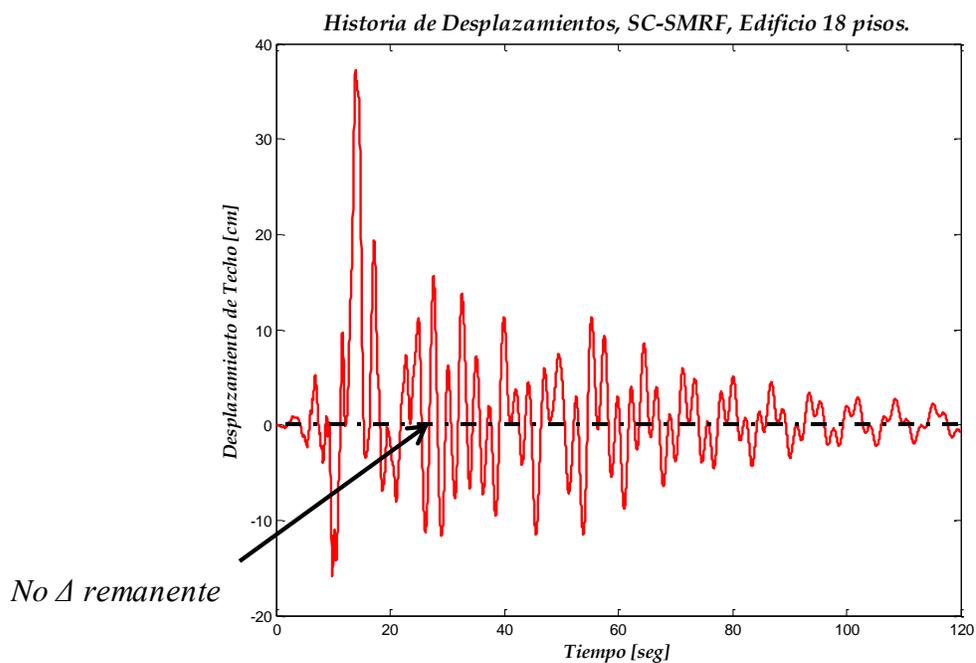


Figura 4.77: Historia de Desplazamientos, Edificio 18 pisos, SC-SMRF.

## 4.8 Análisis de Resultados

Al momento de realizar el análisis a los resultados que se obtienen es importante barrer con todos los modelos que se realizan, comenzando por el cruciforme (parte 4.3), pasando por los análisis de todo tipo realizados a los edificios; llegando finalmente a cubrir los parámetros de diseño sísmico obtenidos. Es por esto que se analiza en base al capítulo 4 del presente trabajo.

Para el modelo del cruciforme, en la Figura 4.26 se observa el comportamiento de la conexión sin disipadores con las curvas (experimentales y analíticas) fuerza horizontal-desplazamiento. Si bien se observa una gran similitud y superposición de ambas, es necesario recalcar de todas formas los valores extremos. La curva experimental contempla una fuerza horizontal máxima alcanzada de 76 [tonf], siendo la fuerza horizontal máxima alcanzada por la curva analítica igual a 80 [tonf], teniéndose una diferencia del 5%. En la Figura 4.27 se tiene el comportamiento del cable en función del desplazamiento lateral, teniéndose también ambas

curvas (experimental y analítica); alcanzando el cable, experimentalmente, una fuerza igual a 311 [tonf], siendo la fuerza máxima para el modelo analítico (y el mismo elemento) igual a 320 [tonf], diferencia de un 3.5%. Es importante notar que en esta gráfica (Figura 4.27) se observa para el modelo analítico la aparición de una pequeña área bajo la curva, lo cual es atribuible principalmente al roce existente entre la viga y la columna. Si se tuviera la curva experimental para un ciclo sería posible apreciar dicha singularidad, sin embargo, como se menciona en el capítulo 4, sólo se tiene el comportamiento para varios ciclos teniéndose, por consiguiente, varias curvas lo que no permite en consecuencia apreciar lo antes mencionado.

En cuanto al cruciforme con disipadores es posible notar, en la Figura 4.29, la gran correlación existente entre ambas curvas, experimental y analítica, para el comportamiento global (desplazamiento-fuerza horizontal). Es posible ver que el cambio de pendiente (apertura de conexiones) ocurre para un desplazamiento cercano a 1 [cm]. En este caso se observa también que la fuerza máxima obtenida para el caso analítico es de 93 [tonf], siendo 90 [tonf] para el caso experimental. Estos resultados están íntimamente relacionados con el comportamiento local de la estructura, el cual se plasma en la curva Momento – Giro Relativo,  $\theta_r$  (Figura 4.31), teniéndose, nuevamente, una correlación muy cercana entre ambos modelos (diferencia de 3.3%). Es importante notar el principal dato que se obtiene, el cual corresponde al instante en que la conexión se abre, lo cual ocurre para un desplazamiento de 1.2 [cm], teniéndose un desplazamiento de 1.7 [cm] para las curvas experimentales.

En cuanto al cruciforme es necesario mencionar también el comportamiento para el ángulo superior derecho (Figura 4.32). Se aprecia la similitud con la curva propia del material asignado (Figura 4.23) aunque no se tiene referencia del comportamiento de estos elementos al momento de realizar los análisis. Sin embargo, de acuerdo a lo que se menciona y observando las pendientes y áreas de disipación de energía que se muestra en las figuras anteriores es posible asegurar el correcto funcionamiento de estos elementos en la estructura a pesar de no poder contar con datos fijos e importantes para su modelación, como la rigidez inicial de cada elemento. De todas formas la calibración realizada para estos efectos resulta óptima.

En cuanto a los edificios analizados, lo primero es que los diseños de los elementos propios de un marco autocentrante son realizados en base a la referencia correspondiente (Garlock, 2002), cumpliéndose las restricciones necesarias para asegurar el correcto funcionamiento de los marcos modelados. Lo anterior se observa en las figuras 4.34, 4.35, 4.36 y 4.37, las cuales dan cuenta de ciertos comportamientos locales capturados para cada edificio bajo la aplicación de un campo de desplazamientos cíclico. Dichos comportamientos involucran curvas representativas para este tipo de estructuras teniéndose el comportamiento de los cables y las conexiones. Se aprecia que las curvas obtenidas son las esperadas, diferenciándose unas de otras en cuanto a la cantidad de disipación de energía alcanzada, lo que a su vez es esperable debido a la diferencia de pisos y en consecuencia diferencia de tensiones iniciales de cables, secciones, desplazamientos alcanzados, entre otros.

Para los análisis modales que se realizan a cada edificio se obtienen los valores que se muestran en la Tabla 4.10. Al realizar la estimación para el período de un edificio de estas características, se esperaría que los valores sean cercanos al 10% del número de pisos, lo que en este trabajo, en función a los resultados de la Tabla 4.10, se cumple teniendo errores menores al 2%. Otro factor a mencionar en base a estos resultados es la integración de los efectos de segundo orden. Si bien estas consideraciones no aplican para el análisis modal, si corresponden a un parámetro de comparación para observar que la confección y programación realizada para la modelación de estas estructuras fue la correcta. Es importante mencionar lo anterior debido a que, de acuerdo a lo explicado en la parte 4.4, los edificios se confeccionan considerando una columna unida al SC-SMRF por vigas colectoras teniéndose para el diseño de las mismas sólo 2 restricciones para 2 parámetros diferentes (ver capítulo 2) lo que sumado a los comportamientos característicos capturados dan cuenta del correcto funcionamiento de los modelos.

Centrándose en los análisis no lineales del tipo estático, es necesario describir detalladamente las curvas de capacidad para cada una de las estructuras señaladas. La curva principal que surge de estos análisis es la curva corte basal en función del desplazamiento de techo, el cual se considera midiendo el nodo superior de la columna gravitacional correspondiente. En la Figura 4.39 se tiene la curva de capacidad para el edificio de 3 pisos, en la

que se observa pequeños cambios de pendientes los cuales son atribuibles a lo siguiente: al observar las curvas que describen el comportamiento global de este tipo de estructuración (Figura 4.29) se tiene que estos cambios son producidos por las distintas etapas en las que incursiona la estructura; y tal como se menciona anteriormente, la pendiente deja de cambiar en el instante en que todos los ángulos se encuentran fluyendo. Sin embargo, otro factor importante para que ocurra lo antes descrito es la abertura que se produce en las conexiones cuando la demanda lateral sobrepasa la pretensión de los cables, esto es, cuando ocurre el denominado momento de descompresión. Dado que estos puntos (ocurrencia momento de descompresión y fluencia de disipadores) son cercanos, es imposible identificar la ocurrencia de cada uno por sí sólo para un modelo que posee más de un piso y más de una conexión por piso. Lo mismo se observa en la Figura 4.41 (curva capacidad edificio 10 pisos), en la cual se ve un cambio de pendiente antes de llegar a la carga máxima, para luego comenzar tener una pendiente negativa. El mismo comportamiento se aprecia en la Figura 4.43 (curva capacidad edificio 18 pisos). La similitud entre las curvas de capacidad para los tres edificios radica en que ninguna de estas posee la “meseta” característica que da cuenta de la fluencia del sistema, tal como se muestra en la curva idealizada de la Figura 2.14. Lo anterior se debe a una de las características principales de este tipo de estructuración: los elementos estructurales no incursionan en un rango inelástico, quedando este comportamiento exclusivo para los elementos que disipan energía. Es por esta razón que al momento de llegar a la capacidad máxima la estructura no se mantiene en la misma (con una pendiente nula) si no que la curva cambia de inmediato a tener una pendiente negativa. Y es importante reiterar que los distintos cambios de pendiente (al momento de tomar carga) se deben a los distintos estados en los instantes en que van ocurriendo las fluencias de los ángulos en cada nivel de piso, estabilizándose cuando todos estos han alcanzado la fluencia; a pesar que los elementos que disipan energía no colaboran con la resistencia global del sistema a cargas sísmicas.

Observando el comportamiento axial de las vigas mientras la estructura se carga (Figura 4.40 y Figura 4.42), es posible ver la consistencia de los resultados en cuanto a que, al sufrir los pisos superiores mayor desplazamiento, sean las vigas que se encuentran en dichas cotas las que posean un mayor esfuerzo axial, llegando algunas a superar la capacidad axial de las mismas.

En cuanto al factor de sobre resistencia,  $\Omega_0$ , en la Tabla 4.12 se tiene los valores que se obtiene para los 3 edificios. De acuerdo a la definición dada en la parte 2.4 (ecuación 2.26) es necesario tener la capacidad máxima y el corte de diseño utilizado. Dicho corte de diseño corresponde a la sollicitación usada para dimensionar las secciones, procedimiento realizado en el capítulo 3. De acuerdo a la norma chilena, se tiene ciertas exigencias tanto para el corte máximo y el corte mínimo. Por lo que se presenta en la Tabla 3.8 se tiene los cortes obtenidos, involucrando también la reducción (para el edificio de 3 pisos) y aumento (para el edificio de 18 pisos) a aplicar para cumplir con dicha restricción. Esta modificación se aplica una vez que ya se ha aplicado el factor de reducción de la respuesta,  $R$ , por lo que para la determinación de este factor se utiliza el valor sin modificar ya que de otra forma no se estaría aplicando la reducción real (se estaría ponderando la misma hasta llegar a un valor mayor o menor). Se observa que los factores de sobre resistencia para los edificios de 3 y 18 pisos son cercanos a 5, teniéndose que para el edificio de 10 pisos es cercano a 1.5. Ahora bien, importante es notar en que punto de la curva de capacidad se encuentra el corte de diseño. Para el edificio de 3 pisos (Figura 4.39) se tiene que el corte de diseño se encuentra por debajo del primer cambio de rigidez lo cual da cuenta que se encuentra en el rango elástico (sin involucrar la fluencia de los ángulos ni abertura de conexiones). Aunque no se considera el corte mínimo para la determinación de los parámetros de diseño sísmico, es necesario mencionar que se diseña considerando dicha restricción lo que ocasiona que el corte de diseño este por sobre el primer quiebre de la curva de capacidad.

Para la realización de un análisis no lineal estático es necesario aplicar un desplazamiento en forma monótonica. Este desplazamiento debería dar cuenta de la fluencia y el colapso de la estructura. Dado el comportamiento elástico de las mismas se podría imponer como medida crítica la fluencia de los disipadores. Sin embargo, dado que estos no aportan resistencia al edificio, no sería representativo imponerlos como parámetros críticos. Si bien en los análisis no lineales estáticos que se realizan en el presente trabajo se impone un desplazamiento del 2%, este no está relacionado necesariamente con un desplazamiento crítico de los modelos. Esto se observa para la curva de capacidad del edificio de 3 pisos, aunque para los otros edificios significó observar el comportamiento de carga y falla de la misma.

Para la obtención del factor de reducción de la respuesta,  $R$ , es necesario realizar análisis tiempo historia elásticos. En la Tabla 4.13 se tiene el resumen con los datos obtenidos. Para todos los casos, y usando el mismo criterio que se menciona anteriormente, se utiliza los cortes de diseño sin reducción o amplificación, obteniéndose que el factor de reducción para los edificios de 3 y 10 pisos son menores que 2, siendo un poco mayor que 3 para el edificio de 18 pisos. Lo anterior es consistente de acuerdo a lo que se ha explicado ya algunas veces, que es el comportamiento elástico de todos los componentes estructurales de los edificios, a excepción de los disipadores de energía, teniéndose, sin embargo, que el valor obtenido para el edificio de 18 pisos se escapa de la tendencia.

El factor de reducción por ductilidad,  $R_{\mu}$ , se obtiene haciendo uso de la ecuación 2.28. De acuerdo a los resultados que se muestran en la Tabla 4.14, dicho factor es levemente mayor a 1 para el edificio de 10 pisos, siendo menor a 1 para los edificios de 3 y 18 pisos. Para una estructura que no posee incursiones en rangos no elásticos se espera que este factor sea igual o levemente mayor a 1, con lo cual el factor obtenido para el edificio de 10 pisos resulta esperable. Sin embargo, para los edificios de 3 y 18 pisos dicho valor no es consistente; y dada la definición para el cálculo de dicho parámetro (ecuación 2.28) se puede inferir que los registros aplicados no son lo suficientemente potentes para provocar algún daño a la estructura; o bien el edificio se encuentra sobredimensionado. Más adelante se entrega mayores detalles de este dato.

En la Tabla 4.17 se tiene el factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ , para los 3 edificios analizados, además de los desplazamientos correspondientes a los análisis tiempo historia no lineales y elásticos. En función a estos valores, se observa que los desplazamientos elásticos son levemente menores a los desplazamientos no lineales (cerca de un 6%) lo cual es correcto dado el comportamiento de los elementos estructurales de los SC-SMRF, aunque de todas formas resultan ser pequeños. Es por esto que se tiene que este parámetro de diseño sísmico es cercano a 1.

Al realizar los análisis tiempo historia no lineales se grafica los desplazamientos máximos de piso para cada una de las estructuras (Figura 4.50, Figura 4.51 y Figura 4.52). Es necesario

notar que el edificio de 18 pisos resulta con desplazamientos similares a los del edificio de 10 pisos. Además, se observa en los gráficos de la parte 4.55, correspondientes a respuestas locales de cada edificio, que para los gráficos momento-giro relativo ( $M-\theta_r$ ) del edificio de 18 pisos las conexiones tienen muy pocas aberturas (Figuras 4.61, 4.62 y 4.63), así como el cable tiene muy poco incremento de la fuerza, teniéndose sólo una fuerza de aproximadamente un 18% mayor a la pretensión inicial. Con estos resultados, sumado a las singularidades que se logra con la determinación de los otros parámetros de diseño sísmico, es necesario identificar la razón de ocurrencia de esta excepción. En las especificaciones de diseño (Garlock, 2002) se recomienda dimensionar considerando marcos especiales de acero. De acuerdo a lo exigente que es la norma chilena en cuanto a desplazamientos, es posible que el comenzar dimensionando los edificios con esta especificación no sea lo óptimo, dado que una vez que se tiene el marco autocentrante final, este contiene cables pretensados que también ayudan a la resistencia. Es por esta razón que se debe realizar un segundo análisis de modo tal de poder cuantificar cuan sobredimensionadas resultan las estructuras si se diseñan estas como marcos especiales de acero. Lo anterior significa que, de acuerdo a lo que se explica en el capítulo 3, los edificios se dimensionan asumiendo esta condición, realizando posteriormente el diseño de los componentes propios de un SC-SMRF, diseño que está relacionado con las secciones obtenidas. Dada la condición de corte máximo y mínimo, el análisis que es necesario realizar consta de ver la respuesta (demanda y capacidad) para un ejemplar de 18 pisos, dimensionando las secciones sólo con el corte obtenido, sin aumentar este valor hasta el corte mínimo. Se toma esta consideración de modo tal de poder observar el comportamiento de la estructura y así proveer de consideraciones de diseño que cuantifiquen cuan conservador se está siendo al momento de tomar en principio la estructura como un marco especial usando la norma chilena. Los resultados de la Tabla 4.20 muestran un aumento en la sobre resistencia al no incluir el corte mínimo para el nuevo modelo. La Tabla 4.21 muestra los valores para la reducción por ductilidad. A diferencia del caso anterior no se tiene una diferencia notoria con el primer espécimen analizado. Esto simplemente da cuenta que los registros con los cuales se analizan los modelos no son lo suficientemente severos como para hacer que las estructuras colapsen. Otro punto importante es que este fenómeno se observa para los edificios de 3 y 18 pisos. Si bien este valor no representa nada concreto, sirve para asegurar que estos ejemplares no tienen reducción por ductilidad, es decir,  $R_\mu = 1$ . Lo anterior es

consecuente con el valor obtenido para el edificio de 10 pisos el cual es del orden de 1. De todas formas se calcula el valor de reducción de la respuesta usando los valores obtenidos (Tabla 4.22). Al ser consistente con lo que se expone es necesario obtener el factor de reducción de la respuesta,  $R$ , asumiendo nula reducción por ductilidad, esto es,  $R_{\mu} = 1$ . De esta forma los valores que se obtienen son los que se muestran en la Tabla 4.22, observándose, en consecuencia, la igualdad existente entre la reducción y la sobre resistencia. Con los valores obtenidos se obtiene un factor de reducción de la respuesta involucrando todos los análisis realizados. Dicho resultado corresponde a la media de los valores obtenidos y es igual a 4 (Figura 4.67).

De acuerdo a lo que se muestra en la Tabla 4.23, se observa que los desplazamientos debido a los análisis tiempo historia no lineales y elásticos son similares, diferenciándose, en el peor caso, en un 20% para el edificio de 3 pisos, teniéndose diferencias menores al 7% para los otros dos modelos. Se chequea la exclusiva incursión en un rango elástico de este tipo de estructuras al observar la Figura 4.68, en la cual se aprecia la similitud de ambas curvas. Con esto también es posible observar la diferencia porcentual antes señalada.

Se realiza también una comparación de las historias de desplazamiento para marcos convencionales y para marcos tipo SC-SMRF. En la Figura 4.72 se tiene la respuesta para un modelo de 4 pisos, observándose que una vez sometido al análisis tiempo-historia, el desplazamiento remanente que posee es cercano a 5 [cm], lo cual representa un 0.4% de la altura total. En la Figura 4.74 se muestra la respuesta para un modelo de 8 pisos, teniéndose en esta caso un desplazamiento remanente cercano a 9 [cm], valor que es equivalente al 0.38% de la altura total del modelo. Finalmente, en la Figura 4.76 se tiene la respuesta para un ejemplar de 16 pisos, teniéndose esta vez un 0.35% de la altura total como desplazamiento remanente, lo cual corresponde a 17 [cm]. En los 3 casos que se describen los valores para los desplazamientos resultan estar por sobre lo estipulado en la norma chilena NCh 433 (INN, 2009).

Por contraparte, en las figuras 4.73, 4.75 y 4.77 muestran la historia de desplazamientos para los 3 modelos de SC-SMRF, teniéndose como principal atractivo la no presencia de

desplazamientos remanentes y en consecuencia nulo desplazamiento entre pisos. Es importante recalcar que este análisis se realiza en base a uno de los registros urbanos más potentes que se tenga en EE.UU. lo cual da cuenta del buen comportamiento que poseen los marcos estructurados en base a marcos autocentrantes de acero.

En cuanto a los desplazamientos máximos alcanzados durante el análisis se tiene, para el modelo de 3 pisos, un desplazamiento cercano a los 8 [cm], el cual resulta mayor al obtenido con las medianas de los registros nacionales. Sin embargo, el desplazamiento alcanzado por el modelo de 10 pisos resulta mucho mayor al alcanzado con los registros nacionales, resultando, para el registro de Northridge, cercano a 50 [cm], un 500% mayor que el máximo debido a los registros del terremoto del 27 de Febrero de 2010. Finalmente, para el edificio de 18 pisos se tiene un desplazamiento máximo alcanzado cercano a 40 [cm] el cual se encuentra también por sobre el desplazamiento máximo debido a los registros, resultado que equivale, al igual que en el caso anterior, a un 500% mayor.

## **CAPÍTULO 5.**

# **CONCLUSIONES**

---

---

### **5.1 Resumen**

En este trabajo de título se estudió el uso del sistema estructural confeccionado a partir de marcos autocentrantes de acero como sistema sismo resistente principal en edificios habitacionales en Chile. Para ello se confeccionó primero un modelo de conexión a partir de elementos finitos, teniendo como referencia estudios experimentales realizados. Luego de esta confección se realizó el diseño de 3 edificios prototipo de 3, 10 y 18 pisos, haciendo uso de la normativa sísmica chilena impuesta por NCh433, asumiendo marcos convencionales de acero del tipo especial, considerando un asentamiento en la ciudad de Santiago. Posteriormente se construyeron modelos analíticos en 2 dimensiones de las 3 estructuras diseñadas, involucrando esta vez los elementos propios de un SC-SMRF, diseñándose estos en base a la bibliografía

existente. Con esto, es posible realizar análisis numéricos no lineales estáticos y dinámicos para cada uno de los modelos.

En principio se evaluó la respuesta local y global de los modelos frente a 10 registros de distintas ciudades del terremoto del 27 de febrero de 2010 ocurrido en Chile. Junto con esto se obtuvo los parámetros de diseño sísmico para este tipo de estructuración.

Luego se realizó un estudio que constaba de un análisis de sensibilidad acerca de las consideraciones de diseño de las referencias utilizadas. En particular se evaluó la posibilidad de liberar ciertas restricciones de manera poder obtener estructuras más livianas pero con las mismas bondades de un SC-SMRF.

Finalmente se estudió la respuesta en comparación a marcos convencionales de acero, sujetos a los registros del terremoto de Northridge, permitiendo obtener, como principal resultado, en comparación a los marcos convencionales, la no presencia de desplazamientos residuales de techo una vez aplicado el acelerograma.

## **5.2 Conclusiones**

### **5.2.1 Confección de Modelos Analíticos**

Se ha realizado la confección y programación de un modelo analítico para una conexión a base de marcos autocentrantes de acero, la que comparada con resultados experimentales resulta ser óptima, con errores muy pequeños (cerca al 2%). Además, se ha realizado también la confección y programación de un modelo analítico para un marco resistente estructurado a partir de marcos autocentrantes de acero realizando variados análisis (no lineales estáticos y dinámicos), obteniendo resultados satisfactorios en cuanto a comportamientos locales y globales.

Desde este punto de vista es importante notar que a pesar de no tener los valores exactos para las rigideces iniciales de los disipadores la calibración del modelo del cruciforme resulta satisfactoria.

## **5.2.2 Modelos Analíticos de Edificios**

### **5.2.2.1 Diseño de Edificios Prototipo**

El diseño de los edificio prototipo (capítulo 3) cumple con la normativa vigente en Chile para edificios de tipo habitacional asumiendo parámetros de diseño sísmico para marcos especiales, incluyendo los efectos de disminución de rigidez para edificios pequeños y aumento en la rigidez para edificios altos. Lo anterior significa que el edificio de 3 pisos queda controlado por el corte máximo, quedando el edificio de 18 pisos controlado por el corte mínimo.

Se cumple además con los requerimientos propios de las estructuras de acero, esto es, esfuerzos combinados, criterio de columna fuerte-viga débil, además de los requerimientos de la norma de diseño sísmico para marcos de acero, *Seismic Provisions*. Es importante señalar que para el edificio de 18 pisos la condición más restrictiva es aquella que impide que los desplazamientos entre piso no deben ser mayores a un 0.2% de la altura entre pisos. Esta condición provoca realizar un aumento notorio en las secciones de las columnas, llegando dicho aumento a ser del orden de un 40% en el tamaño de los perfiles.

### **5.2.2.2 Diseño de Componentes Autocentrantes (Cables, Pretensión y Placas de refuerzo)**

En cuanto al diseño de los elementos propios de un SC-SMRF, se observa que de entre las restricciones dadas para este diseño (capítulo 2) la que resulta ser más exigente es aquella que involucra el momento que deben soportar los perfiles ángulo antes de entrar en fluencia (ecuación

2.1). Esta restricción castiga bastante tanto el número de cables como el área transversal de los mismos. Sin embargo, el parámetro que resulta ser más sensible es la pretensión de los cables. Lo anterior es importante ya que los modelos se encuentran diseñados bajo la normativa vigente por lo que al agregar cables pos tensados resultan modelos mucho más resistentes, siendo dicha resistencia proporcional a la pretensión de los cables. Las razones anteriores dan cuenta que un parámetro tan importante como lo es la pretensión es muy sensible a la restricción que se menciona, estando esta restricción íntimamente relacionada con elementos que no comprometen la resistencia global del sistema.

En cuanto a las vigas colectoras, éstas se logran diseñar y se ven correctos funcionamientos a pesar de tener sólo una condición que permite obtener parámetros geométricos de las mismas.

### **5.2.3 Análisis Realizados y Comportamientos**

#### **5.2.3.1 Análisis No Lineales Estáticos y Dinámicos**

Al realizar los análisis no lineales estáticos se ven buenos comportamientos locales los cuales se observan con las curvas de comportamiento de las conexiones y comportamiento de los cables. Así mismo, se logra tener buenas respuestas cíclicas para el caso de los análisis tiempo-historia realizados. Es necesario mencionar que los registros usados no logran generar una demanda mayor a la capacidad obtenida en el análisis estático, a pesar de poseer demandas mayores a la de diseño. Por esta razón se concluye que el aporte de los cables es bastante llegando a mejorar la capacidad de los modelos por sobre un 50%.

De esta forma, en estos análisis realizados se observa claramente el comportamiento exclusivamente elástico de todos los especímenes, con lo cual se corrobora los antecedentes teóricos que se tiene para estas estructuraciones, observando también en las curvas de desplazamiento de techo la no presencia de desplazamientos remanentes.

#### **5.2.4 Parámetros de Diseño Sísmico**

A partir de los análisis de diversa índole realizados se obtuvo los parámetros de diseño sísmico encontrando ciertas singularidades las cuales tienen una razón, siendo necesario realizar un segundo análisis para corroborarlos. Estos análisis auxiliares son realizados para el edificio de 18 pisos con lo cual resulta que, al liberar la condición de corte mínimo, se obtiene de todas formas buenos comportamientos, respondiendo este modelo a todos los análisis que se mencionan anteriormente.

Las singularidades encontradas radican principalmente en demandas, mas no en capacidades. Es por esto que es correcto inferir que, de acuerdo a las especificaciones de diseño mencionadas en la referencia (Garlock, 2002), estas funcionan de buena manera y aseguran el correcto funcionamiento de las estructuras. Sin embargo, es posible lograr un mejor diseño al liberar la condición de corte mínimo para estructuras altas disminuyendo las secciones un 50% lo cual se traduce en modelos menos rígidos con mejores respuestas, resultando recomendar, en consecuencia, la omisión de dicha restricción. Con lo anterior se concluye que al liberar la restricción de corte mínimo para edificios altos se obtiene de todas formas los comportamientos esperados, con la ventaja de tener estructuras más livianas y por consiguiente de menos costo.

Con las consideraciones que se mencionan es posible entonces concluir, en base a los resultados obtenidos, que para este tipo de marco, la sobre resistencia es comparable para los edificios que tienen involucrados los criterios de corte máximo y mínimo (3 y 18 pisos), teniéndose la similitud cuando se omite dicha consideración. En cuanto a la reducción por ductilidad,  $R_{\mu}$ , es posible notar que es menor a 1 para los edificios de 3 y 18 pisos. Con esto se concluye que la reducción por ductilidad es 1 para estos ejemplares. Usando estos criterios se propone entonces un valor para la reducción de la respuesta igual a 4. Es importante notar que este valor aplicaría en el caso de modelar las estructuras completas desde un principio, esto es, con todos los componentes característicos de éstas.

En cuanto al comportamiento se tiene que para los 3 modelos los desplazamientos obtenidos a partir de análisis tiempo historia no lineales y elásticos son similares lo cual corrobora aún más la base teórica de este tipo de estructuras dando cuenta de prácticamente la no incursión en un rango distinto al elástico.

Finalmente, es necesario notar la nula presencia de desplazamientos permanentes en cada uno de los modelos sometidos a un análisis tiempo-historia con el acelerograma de Northridge. Aunque se alcanza desplazamientos mayores a los obtenidos con los registros locales, los modelos cumplen con su característica de autocentrado lo que en consecuencia permite concluir acerca de la principal característica de este tipo de estructuración: la ausencia de desplazamientos residuales.

### **5.3 Limitaciones y Trabajos Futuros**

#### **5.3.1 Limitaciones de los modelos**

Dentro de las limitantes de los modelos confeccionan destacan el no tener los resultados experimentales exactos para poder realizar una comparación más fina. Tampoco se tiene los resultados experimentales del comportamiento de los ángulos en los modelos lo cual resulta necesario considerando que son los elementos que incursionan en rangos no lineales y además son los elementos que disipan energía. Sabiendo el comportamiento experimental de los mismos sería provechoso ya que se tendría una noción acerca del tiempo de ocurrencia o la incursión en rangos no lineales lo cual permitiría, a su vez, poder estimar la ductilidad de este tipo de sistemas.

En cuanto a los análisis tiempo historia, al momento de realizarlos se sabe que los registros son obtenidos de distintos tipos de suelo y distintas zonas sísmicas. Los análisis realizados no consideran estos factores que modifican los acelerogramas.

Finalmente, se tiene dos limitantes que están relacionadas más que nada con el programa. OpenSees no permite obtener la razón exacta de la ocurrencia de la falla de algún modelo. Esto

resulta una limitante al momento de querer introducir registros de sismos más severos y observar el causal del colapso lo cual permitiría identificar el elemento crítico y quizá refinar el diseño para éstos. La segunda limitante es que se tiene el comportamiento de un marco resistente a cargas laterales, es decir, se tiene un modelo bidimensional. El poder tener un modelo tridimensional de este tipo de estructuraciones podría resultar provechoso para poder cuantificar la diferencia entre ambos y así asegurar si el modelamiento de una estructura sólo en dos dimensiones asegura un análisis sensible en cuanto a comportamiento.

### **5.3.2 Trabajos Futuros**

En investigaciones posteriores sería importante considerar el efecto de diseñar las vigas colectoras de forma más minuciosa lo cual se lograría usando el documento mencionado en el trabajo (Garlock & Li, 2007), viendo así el efecto de este diseño en el comportamiento de los SC-SMRF.

En el presente trabajo se logró recomendar el liberar la condición de corte mínimo. Sin embargo, sería interesante ver hasta qué punto es posible disminuir el corte de diseño considerando que a las estructuras finalmente son reforzadas con cables. Esto resultaría de obtener un ponderador del corte de diseño o bien ver el efecto de diseñar los modelos prototipo asumiendo otra condición distinta a la de marco especial.

De la misma forma es importante cuantificar el efecto de la liberación de la restricción de desplazamiento estipulada en la norma chilena. Es por esto que se propone el estudio de la respuesta de estos sistemas liberando dicha restricción y ver hasta qué punto resulta conveniente la no consideración de ésta logrando buenos comportamientos.

*Conclusiones y Recomendaciones*

Finalmente, sería interesante chequear el efecto de la respuesta de los especímenes bajo análisis tiempo-historia considerando sólo el amortiguamiento estipulado para edificios habitacionales. En este trabajo se considera un amortiguamiento de Rayleigh debido a la presencia de disipadores pasivos de energía, por lo que sería necesario observar respuestas sin este efecto.

# BIBLIOGRAFÍA

---

1. Acosta, J. (2010). *“Comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero”*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
2. AISC (2010a). *“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
3. AISC (2010b). *“ANSI/AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings”*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

4. Beltrán, J.F y Herrera, R. *"Las nuevas disposiciones para edificios de acero estructural de la AISC"*, Construcción metálica en América latina, [http://www.construccionenacero.com/Documents/AISCsismica\\_c\\_revJB\\_RH.doc](http://www.construccionenacero.com/Documents/AISCsismica_c_revJB_RH.doc). [consulta: 13 de mayo de 2012].
5. Bruneau, M., Uang, Ch., Whittaker, A. (1998). *"Ductile Design of Steel Structures"*, McGraw-Hill, New York.
6. Campbell, S., Powell, G. H. & Prakash. (1993). *"DRAIN-2DX Base program description and user guide"*, Report N° UCB/SEMM 17&18, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley, California.
7. Cernadas, G. (2012). *"Análisis de la confiabilidad y el desempeño de edificios de marcos rígidos de acero en Chile"*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Obras Civiles, UTFSM.
8. Che Chou, C. & Hen Chen, J. (2011). *"Analytical model validation and influence of column bases for seismic responses of Steel post-tensioned self-centering MRF systems"*, Engineering Structures Vol. 33, pp. 2628-2643.
9. Che Chou, C. & Jen Lai, Y. (2009). *"Post-tensioned self-centering moment connections with beam bottom flange energy dissipators"*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 65, pp. 1931-1941.
10. Computers and Structures, Inc., (2010), SAP2000 Linear and Nonlinear, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, EE.UU.
11. Dobossy, M. E. (2006). *"Simulation - based seismic reliability assessment of complex structural systems"*, A Dissertation Presented to the Faculty of Princeton University in Candidacy for the Degree of Doctor of Philosophy. Department of Civil and Environmental Engineering, Princeton University.
12. FEMA P695 (2009). *"Quantification of Building Seismic Performance Factors"*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

13. Garlock, M. E. (2002). *“Design, analysis and experimental behavior of seismic resistant post – tensioned Steel momento resisting frames”*, A Dissertation Presented to the Graduate and Research Committee of Lehigh University in Candidacy for the Degree of Doctoral of Philosophy in Civil Engineering, Lehigh University.
14. Herning, G., Garlock, M. E. & Vanmarcke, E. (2011). *“Reliability – based evaluation of design and performance of Steel self-centering momento frames”*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 67, pp. 1495-1505.
15. Herrera, R. (2012). Apuntes de cátedra del curso *“Estructuras de Acero”*, código CI5202, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
16. Garlock, M. E. & Li, Jie. (2007). *“Steel self-centering moment frames with collector beam floor diaphragms”*, Journal of Constructional Steel Research Vol. 64, pp. 526-538.
17. Google maps. [en línea]. <http://maps.google.cl/> [consulta: 16 de Noviembre de 2012].
18. Gordana, H. (2011). *“Reliability–based evaluation of seismic design and performance of Steel self-centering momento resisting frames”*, A Dissertation Presented to the Faculty of Princeton University in Candidacy for the Degree of Doctor of Philosophy. Department of Civil and Environmental Engineering, Princeton University.
19. ICHA. [en línea]. <<http://www.icha.cl/publicaciones/>>.
20. Instituto Nacional de Normalización (1986). *“Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso”*. NCh 1537. Of. 86, I.N.N, Santiago.
21. Instituto Nacional de Normalización (2009). *“Diseño sísmico de edificios”*. NCh 433. Of. 96. Modificada en 2009, I.N.N, Santiago.

22. Karavasilis, T., Blakeborough, T. & Williams, M. (2010). *“Development of nonlinear analytical model and seismic analyses of a Steel frame with self-centering devices and viscoelastic dampers”*, Computers and Structures Vol. 89, pp. 1232-1240.
23. Krawinkler, H. (1978). *“Shear in beam-column joints in seismic design of Steel frames”*, Engineering Journal, AISC, Vol. 15, N° 3, pp. 82-91.
24. Li, J. (2006). Princeton university CEE 510 Report.
25. OpenSees (2010). Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <http://opensees.berkeley.edu>.
26. Peña Y Lillo, M. (2010). *“Evaluación de parámetros sísmicos para edificios de marcos de acero”*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
27. Ricles, J., Sause, R., Garlock, M. & Zhao, C. (2001). *“Postensioned seismic resistant connections for steel frames”*, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, pp. 113-121.
28. Rojas, P. (2003). *“Seismic analysis, design and evaluation of post - tensioned friction damped connections for Steel moment resisting frames”*, A Dissertation Presented to the Graduate and Research Committee of Lehigh University in Candidacy for the Degree of Doctoral of Philosophy in Civil Engineering, Lehigh University.
29. Rojas, P. (2012). *“Sistemas estructurales auto - centranes de acero”*, Conferencia Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
30. SteelDeck. (2008). Sistema de paneles colaborantes para ejecución de losas mixtas.
31. Vielma, J., Barbat, A., Oller, S. (2006). *“Factores de Reducción de Respuesta. Estado del Arte y Estudio Comparativo Entre Códigos”*, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 11, pp. 77-106.

# **ANEXO A**



Anexo A

Se muestran los esquemas de aplicación de cargas a las columnas gravitacionales para los 3 edificios:

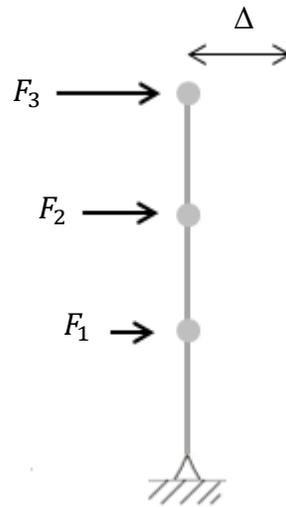


Figura A. 1: Esquema Fuerzas Aplicadas Análisis No lineal Estático, edificio 3 pisos.

Tabla A 1: Fuerzas en Altura Análisis no Lineal Estático, normalizadas al piso superior, edificio 3 pisos.

Edificio 3 Pisos	Fuerza $F_i$ [tonf]
Piso 1	0.27
Piso 2	0.67
Piso 3	1
$\Delta_{max}$ [cm]	45

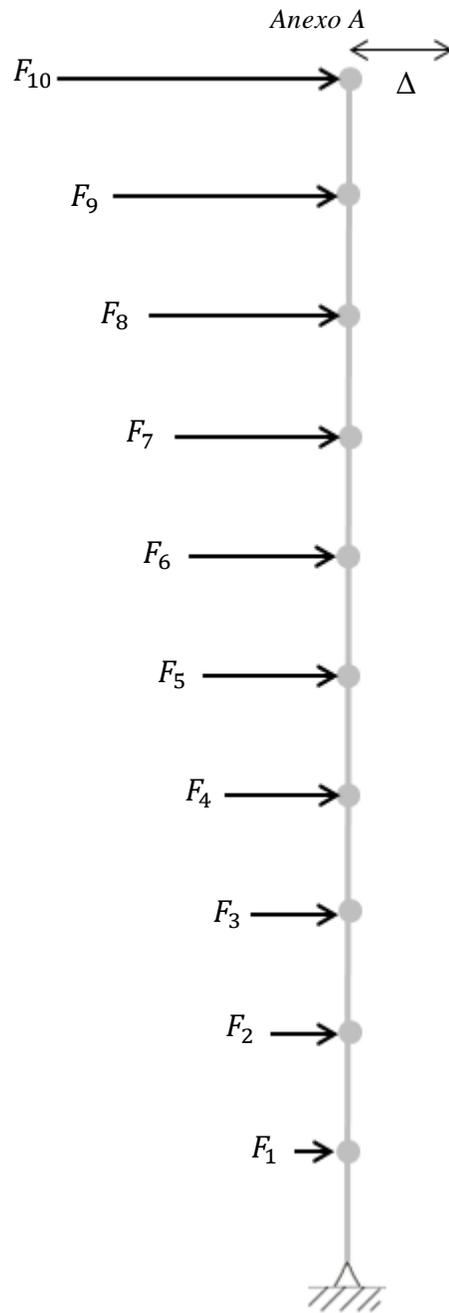


Figura A. 2: Esquema Fuerzas Aplicadas Análisis No lineal Estático, edificio 10 pisos.

Tabla A 2: Fuerzas en Altura Análisis no Lineal Estático, normalizadas al piso superior, edificio 10 pisos.

Edificio 10 Pisos	Fuerza $F_i$ [tonf]
Piso 1	0.022
Piso 2	0.052
Piso 3	0.09
Piso 4	0.167
Piso 5	0.282
Piso 6	0.413
Piso 7	0.573
Piso 8	0.742
Piso 9	0.887
Piso 10	1
$\Delta_{max}$ [cm]	150

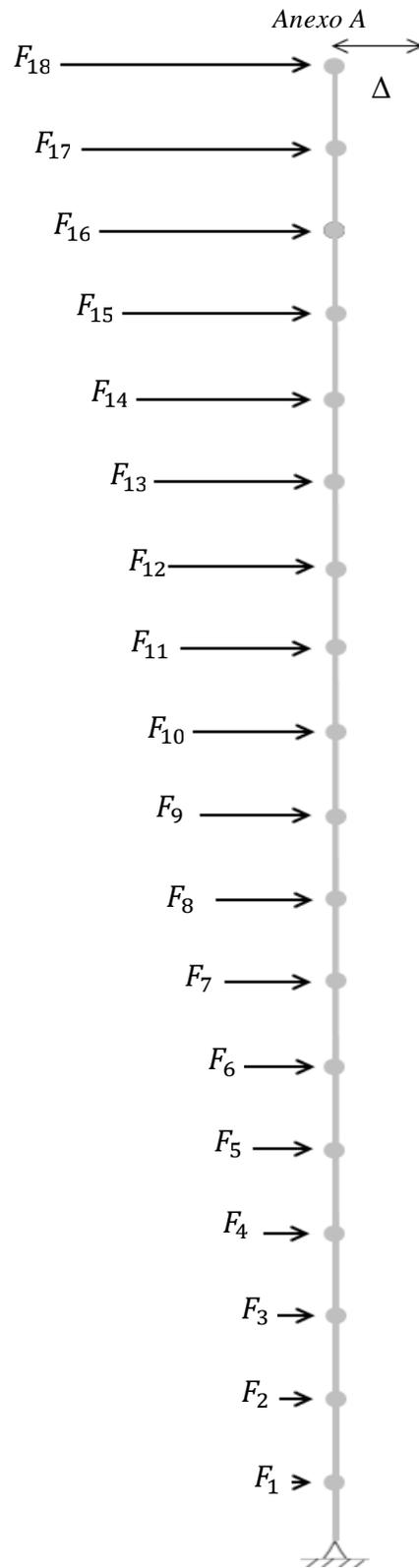


Figura A. 3: Esquema Fuerzas Aplicadas Análisis No lineal Estático, edificio 18 pisos.

Tabla A 3: Fuerzas en Altura Análisis no Lineal Estático, normalizadas al piso superior, edificio 18 pisos.

Edificio 18 Pisos	Fuerza $F_i$ [tonf]
Piso 1	0.0099
Piso 2	0.023
Piso 3	0.04
Piso 4	0.064
Piso 5	0.093
Piso 6	0.128
Piso 7	0.175
Piso 8	0.233
Piso 9	0.302
Piso 10	0.378
Piso 11	0.46
Piso 12	0.543
Piso 13	0.627
Piso 14	0.714
Piso 15	0.8
Piso 16	0.878
Piso 17	0.944
Piso 18	1
$\Delta_{max}$ [cm]	108

# **ANEXO B**



Se presentan a continuación el detalle con las leyes constitutivas para los materiales pertenecientes a los elementos de largo cero (*Zero Length Elements*), para los distintos edificios<sup>5</sup>:

- Edificio 3 pisos:

Tabla B 1: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 3 pisos.

Edificio 3 Pisos	Rigidez [ $\text{tonf}/\text{cm}$ ]	Fuerza de Fluencia [tonf]
	82320	689.92

Tabla B 2: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 3 pisos.

Edificio 3 Pisos	Momento 1 [tonf·cm]	Momento 2 [tonf·cm]	Momento 3 [tonf·cm]
	37365	45371.8	48361

<sup>5</sup> Para el caso de los giros de la zona panel, todos son iguales para todos los edificios.

- Edificio 10 pisos:

- Piso 1...3:

*Tabla B 3: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 10 pisos (piso 1).*

<b>Edificio 10 Pisos</b>	<b>Rigidez [<math>\text{tonf}/\text{cm}</math>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 1	107100	898

*Tabla B 4: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 10 pisos (piso 1).*

<b>Edificio 10 Pisos</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 1	49820	60496	64481

- Piso 4...6

Tabla B 5: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 10 pisos (piso 4).

<b>Edificio 10 Pisos</b>	<b>Rigidez [<math>\text{tonf}/\text{cm}</math>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 4	81900	686

Tabla B 6: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 10 pisos (piso 4).

<b>Edificio 10 Pisos</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 4	31138	37810	40301

- Piso 7...10

*Tabla B 7: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 10 pisos (piso 7).*

<b>Edificio 10 Pisos</b>	<b>Rigidez [<math>\text{tonf}/\text{cm}</math>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 7	88725	595

*Tabla B 8: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 10 pisos (piso 7).*

<b>Edificio 10 Pisos</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 7	24910	30248	32241

*Anexo B*

- Edificio 18 pisos:

- Piso 1...3

*Tabla B 9: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 1).*

<b>Edificio 18 Pisos</b>	<b>Rigidez [<math>\text{tonf}/\text{cm}</math>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 1	205800	1725

*Tabla B 10: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 1).*

<b>Edificio 18 Pisos</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 1	62275	75620	80602

- Piso 4...6

*Tabla B 11: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 4).*

<b>Edificio 18 Pisos</b>	<b>Rigidez [<i>tonf/cm</i>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 4	162750	1364

*Tabla B 12: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 4).*

<b>Edificio 18 Pisos</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 4	56048	68058	72542

- Piso 7...10

*Tabla B 13: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 7).*

<b>Edificio 18 Pisos</b>	<b>Rigidez [<i>tonf/cm</i>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 7	134400	1126

*Tabla B 14: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 7).*

<b>Edificio 18 Pisos</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 7	43593	52934	56421

- Piso 11...13

Tabla B 15: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 11).

Edificio 18 Pisos	Rigidez [ $\text{tonf}/\text{cm}$ ]	Fuerza de Fluencia [tonf]
Piso 11	123900	1038

Tabla B 16: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 11).

Edificio 18 Pisos	Momento 1 [tonf·cm]	Momento 2 [tonf·cm]	Momento 3 [tonf·cm]
Piso 11	37365	45372	48361

- Piso 14...16

Tabla B 17: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 14).

Edificio 18 Pisos	Rigidez [ $\text{tonf}/\text{cm}$ ]	Fuerza de Fluencia [tonf]
Piso 14	124950	1047

Tabla B 18: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 14).

Edificio 18 Pisos	Momento 1 [tonf·cm]	Momento 2 [tonf·cm]	Momento 3 [tonf·cm]
Piso 14	31138	37810	40301

- Piso 17, 18

*Tabla B 19: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 17).*

<b>Edificio 18 Pisos</b>	<b>Rigidez [<math>\text{tonf}/\text{cm}</math>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 17	164063	880

*Tabla B 20: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 17).*

<b>Edificio 18 Pisos</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 17	28024	34029	36271

- Edificio 18 pisos, análisis complementario:
  - Piso 1...6:

Tabla B 21: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 1), Análisis Complementario.

Edificio 18 Pisos*	Rigidez [ $\text{tonf}/\text{cm}$ ]	Fuerza de Fluencia [tonf]
Piso 1	65520	549.12

Tabla B 22: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 1), Análisis Complementario.

Edificio 18 Pisos*	Momento 1 [tonf·cm]	Momento 2 [tonf·cm]	Momento 3 [tonf·cm]
Piso 1	31138	37810	40301

- Piso 7...12

Tabla B 23: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 7), Análisis Complementario.

<b>Edificio 18 Pisos*</b>	<b>Rigidez [<math>\text{tonf}/\text{cm}</math>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 7	65100	436

Tabla B 24: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 7), Análisis Complementario.

<b>Edificio 18 Pisos*</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 7	24910	30248	32241

- Piso 13...18

Tabla B 25: Parámetros Material Elementos GAP, edificio 18 pisos (piso 13), Análisis Complementario.

<b>Edificio 18 Pisos*</b>	<b>Rigidez [<math>\text{tonf}/\text{cm}</math>]</b>	<b>Fuerza de Fluencia [tonf]</b>
Piso 13	64050	429

Tabla B 26: Momentos Material Trilineal Resorte Torsional, edificio 18 pisos (piso 7), Análisis Complementario.

<b>Edificio 18 Pisos*</b>	<b>Momento 1 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 2 [tonf·cm]</b>	<b>Momento 3 [tonf·cm]</b>
Piso 13	21796	26467	28211

# **ANEXO C**



Se presenta a continuación, a modo de ejemplo, el código con el que se modela el cruciforme:

```
# Modelo conexión autocentrante -- Build Model
# nonlinearBeamColumn element, inelastic fiber section -- Steel IN-Section

# SET UP -----
wipe;                # clear memory of all past model definitions
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;    # Se define el modelo, ndm=#dimension, ndf=#grados de libertad
set dataDir Data;    # Se establece un nombre para directorio
file mkdir $dataDir;    # se crea directorio
source unidades.tcl;    # se define unidades

# definicion de geometria -----
# definicion de parametros geometricos de la conexion
set LCol [expr 4*$m];    # Largo de la columna
set Lviga [expr 9*$m];    # Largo de la viga
set s1 [expr 20*$cm];    # Largo disipador
set s2 [expr 6*$cm];    # cg disipador
set hviga [expr 90*$cm];    # Altura sección viga
set hcol [expr 45*$cm];    # Altura sección columna
set pr [expr 90*$cm];    # Largo placa de refuerzo

# calculo de "grilla":
set X1 0.;
set X2 [expr $X1 + [expr $Lviga/2] - $pr - [expr $hcol/2]];
```

*Anexo C*

```
set X3 [expr $X2 + $pr];
set X4 [expr $X3 + [expr $hcol/2]];
set X5 [expr $X4 + [expr $hcol/2]];
set X6 [expr $X5 + $pr];
set X7 [expr $Lviga];
set Y1 0.;
set Y2 [expr $Y1 + [expr $LCol/2] - [expr $hviga/2] - $s2];
set Y3 [expr $Y2 + $s2];
set Y4 [expr $Y3 + [expr $hviga/2]];
set Y5 [expr $Y4 + [expr $hviga/2]];
set Y6 [expr $Y5 + $s2];
set Y7 [expr $LCol];

# definicion coordenadas de nodos
node 11 $X1 $Y4
node 12 $X7 $Y4
node 13 $X4 $Y1
node 14 $X4 $Y7
node 15 $X2 $Y4
node 16 $X3 $Y4
node 17 $X4 $Y4; #nodo central
node 18 $X5 $Y4
node 19 $X6 $Y4
node 20 [expr $X7 + 0.00001*$cm] $Y4;
node 21 $X4 $Y2; #nodos kolumna
node 22 $X4 $Y3
node 23 $X4 $Y5
```

*Anexo C*

node 24 \$X4 \$Y6  
node 25 \$X4 \$Y4; #nodo central 2  
node 26 \$X3 \$Y4; #nodos horizontales (16)  
node 27 \$X3 \$Y5  
node 28 \$X3 \$Y3  
node 29 \$X5 \$Y4; #nodos horizontales (18)  
node 30 \$X5 \$Y5  
node 31 \$X5 \$Y3  
node 32 \$X4 \$Y5; #nodos superiores (23)  
node 33 \$X3 \$Y5  
node 34 \$X5 \$Y5  
node 35 \$X4 \$Y3; #nodos inferiores (22)  
node 36 \$X3 \$Y3  
node 37 \$X5 \$Y3  
node 38 [expr \$X2 + \$pr - \$s1] \$Y4; # elementos rigidos disipadores, parte izquierda  
node 39 [expr \$X2 + \$pr - \$s1] \$Y6  
node 40 [expr \$X2 + \$pr - \$s1] \$Y2  
node 41 [expr \$X5 + \$s1] \$Y4; # elementos rigidos disipadores, parte derecha  
node 42 [expr \$X5 + \$s1] \$Y6  
node 43 [expr \$X5 + \$s1] \$Y2  
node 44 \$X3 \$Y6; # nodos rigidos disip. superior  
node 45 \$X5 \$Y6;  
node 46 \$X3 \$Y2; # nodos rigidos disip. inferior  
node 47 \$X5 \$Y2;  
  
#compatibilidad de desplazamientos entre nodos 12 y 20  
equalDOF 12 20 2 3;

*Anexo C*

equalDOF 17 25 1 2;

equalDOF 17 32 3;

equalDOF 17 35 3;

equalDOF 25 16 3;

equalDOF 25 18 3;

equalDOF 26 16 2;

equalDOF 29 18 2;

equalDOF 32 23 1 2;

equalDOF 35 22 1 2;

# apoyos

fix 11 0 1 0

fix 12 0 1 0

fix 13 1 1 0

# definicion elementos y secciones -----

set ColSecTag 1; # etiqueta para la seccion de la columna

set vigaSecTag 2; # etiqueta para la seccion viga.

set vigaSecTag 1 3;

# definicion propiedad de materiales -----

set fy [expr 3.92\*\$tfcm2]; # tensión de fluencia

set Es [expr 2039\*\$tfcm2]; # modulo de elasticidad

set nu 0.3; # modulo de Poisson

set Gs [expr \$Es/(2.\*[expr 1+\$nu])]; # modulo de corte

#material 1 (GAP material)

#parametros

*Anexo C*

```
set E [expr 53875*$tfc]; #Rigidez
set Fy [expr -648.4*$tonf]; #Fuerza fluencia
set gap 0; #GAP inicial
set matIDgap 1; # etiqueta material
uniaxialMaterialElasticPPGap $matIDgap $E $Fy $gap;

#material 2 (cables)
set bc 0.0143; #tension fluencia
set Ec [expr 1986*$tfc2];
set fyc [expr 17.75*$tfc2];
set matIDcable 3;
uniaxialMaterialElasticPPGap $matIDcable $Ec $fyc 0;

#material 3 (resorte)
set matIDelastico 4;
set Er [expr 2000e4*$tfc2]
uniaxialMaterialElastic $matIDelastico $Er;

#material 4 (resorte torsional)
set e1p7 0.0025; #deformacion fluencia
set s1p7 [expr 56048*$tonfcm]; #tension fluencia
set e2p7 0.01; #deformacion endurecimiento
set s2p7 [expr 68058*$tonfcm]; #tension de endurecimiento
set e3p7 0.015; #deformacion ultima
set s3p7 [expr 72542*$tonfcm]; #tension ultima
set e1n7 -0.0025; #deformacion fluencia
set s1n7 [expr -56048*$tonfcm]; #tension fluencia
```

*Anexo C*

```
set e2n7 -0.01; #deformacion endurecimiento
set s2n7 [expr -68058*$tonfcm]; #tension de endurecimiento
set e3n7 -0.015; #deformacion ultima
set s3n7 [expr -72542*$tonfcm]; #tension ultima
set pinchX 0; #factor de aplastamiento (def)
set pinchY 0; #factor de aplastamiento (traccion)
set damage1 0; #definir daño debido a la ductilidad
set damage2 1; #definir daño debido a la energia
set beta 0;
set matIDzp 5;
uniaxialMaterialHysteretic $matIDzp $s1p7 $e1p7 $s2p7 $e2p7 $s3p7 $e3p7 $s1n7 $e1n7 $s2n7 $e2n7
$s3n7 $e3n7 $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 $beta;

#material 5 (disipadores)
set fyd [expr 3.72*$tfcm2];
set bd 0.00105;
set matIDdisip 6;
uniaxialMaterialSteel01 $matIDdisip $fyd $Es $bd;

# propiedad de elementos
# propiedades secciones IN
# seccion: IN14x398 (columna)
set Ac [expr 735.5*$cm2]; # area
set Ic [expr 226168*$cm4]; #inercia
# seccion: IN36x150 (vigas externas)
set Av [expr 266*$cm2];
set Iv [expr 343265*$cm4];
```

*Anexo C*

```
# seccion vigas con placa de refuerzo
set Avpr [expr 496.4*$cm2];
set Ivpr [expr 843788.9*$cm4];

# transformacion de elementos
# se separa columnas y vigas
set IDTransfCol 1; # columnas, sin considerar efectos P-Delta.
set IDTransfViga 2; # viga
set TransfTipo Linear; #
geomTransf$TransfTipo $IDTransfCol;
geomTransf$TransfTipo $IDTransfViga;

# definicion de elementos
# columnas
element elasticBeamColumn 11 13 21 $Ac$Es $Ic $IDTransfCol; # columna inferior 1
element elasticBeamColumn 12 21 35 $Ac$Es $Ic $IDTransfCol; # columna inferior 2
element elasticBeamColumn 13 32 24 $Ac$Es $Ic $IDTransfCol; # columna superior 1
element elasticBeamColumn 14 24 14 $Ac$Es $Ic $IDTransfCol; # columna superior 2
# vigas
element elasticBeamColumn 15 11 15 $Av$Es $Iv $IDTransfViga; # viga elastica izquierda 1
element elasticBeamColumn 16 15 38 $Avpr$Es $Ivpr $IDTransfViga; # viga elastica izquierda 2
element elasticBeamColumn 17 38 26 $Avpr$Es $Ivpr $IDTransfViga; # viga elastica izquierda 3
element elasticBeamColumn 18 29 41 $Avpr$Es $Ivpr $IDTransfViga; # viga elastica derecha 1
element elasticBeamColumn 19 41 19 $Avpr$Es $Ivpr $IDTransfViga; # viga elastica derecha 2
element elasticBeamColumn 20 19 12 $Av$Es $Iv $IDTransfViga; # viga elastica derecha 3

# Elementos Rígidos
```

*Anexo C*

#zona panel

rigidLink beam 25 23

rigidLink beam 25 22

rigidLink beam 17 18

rigidLink beam 17 16

#horizontales

rigidLink beam 32 33

rigidLink beam 32 34

rigidLink beam 35 36

rigidLink beam 35 37

#verticales

rigidLink beam 26 27

rigidLink beam 26 28

rigidLink beam 29 30

rigidLink beam 29 31

#Elementos gap

element zeroLength 21 27 33 -mat \$matIDgap -dir 1

element zeroLength 22 28 36 -mat \$matIDgap -dir 1

element zeroLength 23 34 30 -mat \$matIDgap -dir 1

element zeroLength 24 37 31 -mat \$matIDgap -dir 1

#Resorte torsional

element zeroLength 25 17 25 -mat 5 -dir 6

#Cable

element truss 26 11 20 [expr 28\*\$cm2] \$matIDcable; #elemento cable

#Resorte

element twoNodeLink 27 12 20 -mat \$matIDelastico -dir 1

*Anexo C*

#Disipadores

rigidLink beam 24 44

rigidLink beam 24 45

rigidLink beam 21 46

rigidLink beam 21 47

rigidLink beam 38 39

rigidLink beam 38 40

rigidLink beam 41 42

rigidLink beam 41 43

element truss 28 39 44 [expr 7.5\*\$cm2] \$matIDdisip; #sup izk

element truss 29 45 42 [expr 7.5\*\$cm2] \$matIDdisip; #sup der

element truss 30 40 46 [expr 7.5\*\$cm2] \$matIDdisip; #inf izk

element truss 31 47 43 [expr 7.5\*\$cm2] \$matIDdisip; #inf der

# definicion de pesos y masas

# cargas distribuidas en la viga

set SC [expr 0.00133\*\$tfc]; # carga viva

set D [expr 0.00104\*\$tfc]; # carga muerta

set Qviga [expr 0.0023\*\$tfc]; # peso viga

set Q [expr (0.25\*\$SC + \$D)]; # carga distribuida en la viga

set Qcol [expr 0.00592\*\$tfc]; # peso columna

set Pesoviga [expr (\$Qviga\*\$Lviga + \$Q\*\$Lviga)]; # peso total viga

set PesoCol [expr \$Qcol\*\$LCol]; # peso total columna

# Recorders

recorder Node -file \$dataDir/d.out -time -node 14 -dof 1 2 3 disp; #despl nodo 18

recorder Node -file \$dataDir/d28.out -time -node 28 -dof 1 2 3 disp;

*Anexo C*

```
recorder Node -file $dataDir/d17.out -time -node 17 -dof 1 2 3 disp;  
recorder Element -file $dataDir/fviga.out -ele 17 forces;  
recorder Element -file $dataDir/col.out -ele 13 forces;  
recorder Element -file $dataDir/fcable.out -ele 26 forces;  
recorder Element -file $dataDir/disiptr.out -ele 29 forces;  
recorder Element -file $dataDir/disipbr.out -ele 31 forces;  
recorder Element -file $dataDir/tors.out -ele 25 forces;  
recorder Node -file $dataDir/d34.out -time -node 34 -dof 1 2 3 disp;  
recorder Node -file $dataDir/d30.out -time -node 30 -dof 1 2 3 disp;  
recorder Node -file $dataDir/d27.out -time -node 27 -dof 1 2 3 disp;  
recorder Node -file $dataDir/d33.out -time -node 33 -dof 1 2 3 disp;  
recorder Element -file $dataDir/gap4.out -ele 24 forces;  
recorder Element -file $dataDir/coldesp.out -ele 14 forces;  
recorder Element -file $dataDir/gap1.out -ele 21 forces;  
recorder Element -file $dataDir/gap2.out -ele 22 forces;  
recorder Element -file $dataDir/gap3.out -ele 23 forces;  
recorder Node -file $dataDir/d45.out -time -node 45 -dof 1 2 3 disp  
recorder Node -file $dataDir/d42.out -time -node 42 -dof 1 2 3 disp  
recorder Node -file $dataDir/d47.out -time -node 47 -dof 1 2 3 disp  
recorder Node -file $dataDir/d43.out -time -node 43 -dof 1 2 3 disp
```

```
# Parámetros Análisis
```

```
variable constraintsP Penalty;#
```

```
variable numbererG Plain;#Plain,RCM
```

```
variable systemG BandGeneral;#UmfPack,BandGeneral,BandSPD,SparseSPD
```

```
variable testG NormDispIncr;#NormUnbalance 5.0e-4 1002, NormDispIncr 1.0e-6 1002, EnergyIncr
```

```
variable tolG [expr 1.0e-7*$mm];
```

*Anexo C*

```
variable iterG 100;

variable tflagG 1;

variable algorithmG
Newton;#Newton,ModifiedNewton,NewtonLineSearch,KrylovNewton,BFGS,Broyden

variable integratorG LoadControl;

variable analysisG Static;

variable NstepG 10;

variable lambdaG [expr 1./$NstepG];

constraints $constraintsP 1e12 1e12;

numberer $numbererG;

system $systemG;

test $testG $tolG $iterG $tflagG;

algorithm $algorithmG;

integrator $integratorG $lambdaG;

analysis $analysisG;

# carga cable

#node#,FXFY MZ --

pattern Plain 2 Linear {
    load 12 [expr -2291048.5*$tonf] 0.0 0.0;          #fuerza en la viga
    load 20 [expr 2291048.5*$tonf] 0.0 0.0;        #fuerza en el cable
}

set tol 4e-5

set NmaxIter 20

set printFlag 1
```

*Anexo C*

```
test NormDispIncr $tol $NmaxIter $printFlag

set algoritmo Newton

algorithm $algoritmo

set Dincr [expr 0.65*$tonf]

set Nsteps [expr int(131*$tonf/$Dincr)]

integrator LoadControl 0.1

analysis Static

puts "cbvnvbj"

for {set i 1} {$i <= $Nsteps} {incr i} {

    set ok [analyze 1]

    if {$ok != 0} {

        puts "Usando Newton con paso menor..."

        test EnergyIncr 1e-12 25 1

        algorithm Newton

        integrator LoadControl 0.006579

        set ok [analyze 1]

        if {$ok == 0} {

            test EnergyIncr $tol $NmaxIter $printFlag

            algorithm $algoritmo

            integrator LoadControl 0.006579

            puts "Se vuelve al paso inicial"}

        }

    }

}
```

*Anexo C*

```
if {$ok!=0} {  
    puts "Usando Newton con tangente inicial y paso menor..."  
    test EnergyIncr 1e-5 50 1  
    algorithm Newton  
    integrator LoadControl 0.006579  
    set ok [analyze 1]  
    if {$ok==0} {  
        test EnergyIncr $tol $NmaxIter $printFlag  
        algorithm $algoritmo  
        integrator LoadControl 0.006579  
        puts "Se vuelve a Newton"  
    }  
if {$ok!=0} {  
    puts "Usando Newton Line Search y paso menor..."  
    test EnergyIncr 1e-12 1001  
    algorithm NewtonLineSearch -type InitialInterpolated -tol 0.6 -maxIter 10 -  
minEta 0.01 -maxEta 2.0  
    integrator LoadControl 0.006579  
    set ok [analyze 1]  
    if {$ok==0} {  
        test EnergyIncr $tol $NmaxIter $printFlag  
        algorithm $algoritmo  
        integrator LoadControl 0.006579  
        puts "Se vuelve a Newton"  
    }  
if {$ok!=0} {  
    break
```

*Anexo C*

```
puts "Análisis fallido"

exit}

}

puts "pretensionOk";

# asignacion de masa en los nodos

# cada conexion toma la mitad de la masa de cada elemento

mass 11 [expr (($Pesoviga/4)/$g)][expr (($Pesoviga/4)/$g)]0; # masa en
direcciones x e y

mass 12 [expr (($Pesoviga/4)/$g)][expr (($Pesoviga/4)/$g)]0;

mass 17 [expr (($PesoCol/2+$Pesoviga/2)/$g)][expr (($PesoCol/2+$Pesoviga/2)/$g)]0; # nodo
central

mass 13 [expr (($PesoCol/4)/$g)][expr (($PesoCol/4)/$g)]0; #nodo inferior

mass 14 [expr (($PesoCol/4)/$g)][expr (($PesoCol/4)/$g)]0; #nodo superior

variable constraintsG Transformation;

constraints $constraintsG;

# analisis de peso propio

set gravityLoadPatternTag 1;

set timeSeriesTag 10;

timeSeries Constant $timeSeriesTag -factor [expr $g];

pattern UniformExcitation $gravityLoadPatternTag 2 -accel $timeSeriesTag;

set ok [analyze $NstepG];

puts "gravedad ok";

loadConst -time 0.0;

# aplicacion de desplazamientos
```

*Anexo C*

```
#parametros modelo

set IDctrlNode 14;           # nodo control (donde el desplazamiento es leído)
set IDctrlDOF 1;           # grado de libertad asociado al desplazamiento

# Características de análisis Cíclico
set iDmax "0.04";          # Vector de desplazamiento en términos de la altura de la estructura
set Dincr [expr 0.0004*$LCol];      # Incremento del desplazamiento
set Fact$LCol;             # factor de escala para desplazamientos
set CycleType Full;        # tipo de ciclo (medio, completo)
set Ncycles 1;             # número de ciclos

# Patrón de carga para aplicar campo de desplazamientos
set Hload [expr 1*$tonf];    # Patrón de carga
set iPushNode "14";         # nodos donde el desplazamiento es aplicado
pattern Plain 200 Linear {
    foreach PushNode $iPushNode {
        load $PushNode $Hload 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
    }
}

variable constraintsD Penalty;
constraints $constraintsD 1e12 1e12;
numberer $numbererG;
variable systemD BandGeneral;
system $systemD;

set TolStatic 1.e-3;        # tolerancia
variable maxNumIterStatic 10;    # N° max iteraciones
```

*Anexo C*

```
variable printFlagStatic 1;          # La información de cada iteración es mostrada.

variable testTypeStatic NormDispIncr;

test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic $printFlagStatic;

variable algorithmTypeStatic Newton

algorithm $algorithmTypeStatic;

integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr

set analysisTypeStatic Static

analysis $analysisTypeStatic

# ----- Análisis Cíclico -----

source LibGeneratePeaks.tcl

set fmt1 "%s Cyclic analysis: CtrlNode %.14i, dof %.1i, Disp=%.4f %s";

foreach Dmax $iDmax {

    set iDstep [GeneratePeaks $Dmax $Dincr $CycleType $Fact];

    for {set i 1} {$i <= $Ncycles} {incr i 1} {

        set zeroD 0

        set D0 0.0

        foreach Dstep $iDstep {

            set D1 $Dstep

            set Dincr [expr $D1 - $D0]

            integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr

            analysis Static

            # ----- first analyze command -----

            set ok [analyze 1]

            # ----- if convergence failure -----
```

*Anexo C*

```
if {$ok!=0} {  
    # if analysis fails, we try some other stuff  
    # performance is slower inside this loop      global maxNumIterStatic;  
    # max no. of iterations performed before "failure to converge" is ret'd  
    if {$ok!=0} {  
        puts "Trying Newton with Initial Tangent .."  
        test $testTypeStatic $TolStatic 2000 1;  
        algorithm Newton -initial  
        set ok [analyze 1]  
        test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic 1  
        algorithm $algorithmTypeStatic  
    }  
    if {$ok!=0} {  
        puts "Trying Newton with Initial Tangent .."  
        test $testTypeStatic $TolStatic 2000 1;  
        algorithm ModifiedNewton -initial;  
        set ok [analyze 1]  
        test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic 1  
        algorithm $algorithmTypeStatic  
    }  
    # if {$ok!=0} {  
        # puts "Trying Broyden .."  
        # algorithm Broyden 50  
        # set ok [analyze 1 ]  
        # algorithm $algorithmTypeStatic  
    # }  
    if {$ok!=0} {
```

*Anexo C*

```
puts "Trying NewtonWithLineSearch.."

algorithm NewtonLineSearch0.8

set ok [analyze 1]

algorithm $algorithmTypeStatic

}

if {$ok != 0} {

    set putout [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF
[nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]

    puts $putout

    return -1

}; # end if

}; # end if

# -----

set D0 $D1;                # move to next step

if {$ok == 0} {

    puts "$D1"

};

}; # end Dstep

}; # end i

}; # end of iDmaxCycl

# -----

if {$ok != 0} {

    puts [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
$LunitTXT]

} else {

    puts [format $fmt1 "DONE" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
$LunitTXT]

}

}
```

