



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

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE DOS ESTRUCTURAS  
INDUSTRIALES DE ACERO DISEÑADAS SEGÚN LA PRÁCTICA NACIONAL  
Y DISPOSICIONES AISC**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN  
CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN INGENIERÍA SÍSMICA**

CRISTIÁN ANTONIO URZÚA ARCE

**PROFESOR GUÍA:**

RICARDO HERRERA MARDONES

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**

FABIÁN ROJAS BARRALES

MAURICIO SARRAZIN ARELLANO

ALEJANDRO VERDUGO PALMA

SANTIAGO DE CHILE

DICIEMBRE 2015

RESUMEN DE TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE  
MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,  
MENCION INGENIERÍA SÍSMICA  
POR: CRISTIÁN URZÚA A.  
FECHA: 15/12/2015  
PROF. GUÍA: Sr. RICARDO HERRERA M.

## “COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE DOS ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO DISEÑADAS SEGÚN LA PRÁCTICA NACIONAL Y DISPOSICIONES AISC”

La norma chilena que regula el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales es la norma NCh2369.Of2003. Esta norma referencia a modo complementario el estándar AISC “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”, el cual presenta diferencias conceptuales respecto a la norma chilena, siendo la más importante la definición del mecanismo de disipación de energía sísmica. En la práctica norteamericana se espera que la disipación de energía ocurra sólo en elementos puntuales del sistema sismorresistente (fusibles), lo que requiere que la incursión inelástica de estos elementos esté ampliamente distribuida en altura, de modo de maximizar la disipación de energía y evitar mecanismos frágiles. En un contexto industrial, donde las estructuras se diseñan en gran parte para servir a la operación de equipos y maquinaria, lograr un detallamiento que permita una distribución amplia de plastificación de elementos fusibles no es simple, dada las irregularidades usuales de masa, rigidez y geometría que presentan las estructuras. Considerando lo anterior, la práctica chilena, además de los elementos fusibles tradicionales define el anclaje estructura-fundación como un punto de disipación adicional. La ventaja de este enfoque es que permite limitar en la base la cantidad de energía que ingresa a la estructura, reduciendo el daño de esta durante terremotos severos. Esta práctica ha mostrado un comportamiento exitoso en los últimos once terremotos de magnitud Richter-Kanamori mayor a 7.5.

De manera de estudiar el impacto en el comportamiento sísmico de la aplicación de una u otra práctica, en este trabajo se diseñan paralelamente dos estructuras arriostradas típicas del rubro de la minería chilena utilizando los requisitos de NCh2369 y AISC. El comportamiento estructural se caracteriza por medio de los parámetros de desempeño y la metodología indicados en el estándar FEMA P695. Se estudia adicionalmente para cada práctica la distribución de energía sísmica entre los diferentes mecanismos de disipación y el efecto de incorporación de disipación adicional en el anclaje.

Se observa que la utilización de un anclaje dúctil mejora el comportamiento estructural, reduciendo la demanda sobre los elementos resistentes y aumentando la ductilidad general. Se aprecia también que la incorporación de disipación adicional en el anclaje aparece como un medio eficiente de reducción de la demanda sísmica.

A mi mujer, por su inagotable fe en mí...

## TABLA DE CONTENIDO

<b>CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>17</b>
1.1 Introducción General .....	17
1.2 Objetivos .....	18
1.3 Organización del Trabajo .....	19
<b>CAPÍTULO 2 : ANTECEDENTES.....</b>	<b>21</b>
2.1 Estudios Previos .....	21
2.2 Calibración del Modelo Nolineal de Arriostramientos .....	22
2.3 Calibración del Modelo Nolineal de Rótula Plástica .....	23
2.4 Calibración de un Modelo de Marco Plano .....	24
2.5 Metodología .....	25
2.5.1 Marco General .....	25
2.5.2 Descripción del Proceso .....	26
<b>CAPÍTULO 3 : ASPECTOS COMUNES DE LA METODOLOGÍA .....</b>	<b>29</b>
3.1 Desarrollo Conceptual del Sistema.....	29
3.1.1 Diseño Basado en la Práctica Nacional .....	29
3.1.2 Diseño Basado en la Práctica Norteamericana .....	29
3.2 Información Requerida del Sistema.....	30
3.2.1 Materiales.....	30
3.2.2 Estados de Carga.....	30
3.2.3 Combinaciones de Carga .....	33
3.2.4 Criterios de Diseño .....	33
3.2.5 Calidad de los Criterios de Diseño .....	34
3.2.6 Datos Experimentales .....	35
3.2.7 Calidad de los Datos Experimentales .....	35
3.3 Desarrollo de Arquetipos .....	36
3.4 Desarrollo de Modelos Nolineales .....	36

3.4.1	Bases de Modelación .....	36
3.4.2	Modelo Nolineal de Arriostramientos .....	36
3.4.3	Modelo Nolineal del Anclaje Estructura – Fundación .....	41
3.4.4	Modelo Nolineal de Rótula Plástica en Vigas de Marcos Arriostrados Tipo Chevron .....	44
3.4.5	Calibración del Modelo Nolineal de Arriostramientos .....	46
3.4.6	Respuesta de Pernos de Anclaje .....	51
3.4.7	Calibración del Modelo Nolineal de Rótula Plástica .....	52
3.4.8	Calibración de un Modelo de Marco Plano .....	54
3.4.9	Modos de Falla No Simulados .....	57
3.4.10	Calidad de los Modelos Analíticos .....	58
3.5	Análisis Nolineales .....	60
3.5.1	Procedimientos de Análisis Nolineal .....	60
3.5.2	Análisis Nolineal Estático (Pushover) .....	60
3.5.3	Análisis Dinámico Nolineal (Tiempo-Historia) .....	62
3.5.4	Disipación de Energía por Amortiguamiento Viscoso.....	68
3.5.5	Método de Análisis en SAP2000 .....	68
<b>CAPÍTULO 4 : APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA ESTRUCTURA DE OPERACIÓN DEL MOLINO VERTICAL .....</b>		<b>70</b>
4.1	Diseño según la Práctica Nacional.....	70
4.1.1	Cargas de Diseño .....	70
4.1.2	Esbeltez Local y Global.....	71
4.1.3	Verificación de la Deriva de Piso .....	72
4.1.4	Verificación de la Resistencia Estructural.....	72
4.1.5	Detalle del Anclaje Estructura – Fundación .....	73
4.1.6	Análisis Nolineal Estático .....	75
4.1.7	Análisis Nolineal Dinámico .....	77
4.2	Diseño según la Práctica Norteamericana .....	84
4.2.1	Cargas de Diseño .....	84
4.2.2	Esbeltez Local y Global.....	84

4.2.3	Verificación de la Deriva de Piso .....	85
4.2.4	Verificación de la Resistencia Estructural.....	86
4.2.5	Análisis Nolineal Estático .....	87
4.2.6	Análisis Nolineal Dinámico.....	88
<b>CAPÍTULO 5 : APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA TORRE TOLVA DE CARGUÍO .</b>		<b>94</b>
5.1	Diseño según la Práctica Nacional.....	94
5.1.1	Cargas de Diseño .....	94
5.1.2	Esbeltez Local y Global.....	94
5.1.3	Verificación de la Deriva de Piso .....	95
5.1.4	Verificación de la Resistencia Estructural.....	95
5.1.5	Detalle del Anclaje Estructura – Fundación .....	97
5.1.6	Análisis Nolineal Estático .....	99
5.1.7	Análisis Nolineal Dinámico.....	101
5.2	Diseño según la Práctica Norteamericana .....	108
5.2.1	Cargas de Diseño .....	108
5.2.2	Esbeltez Local y Global.....	108
5.2.3	Verificación de la Deriva de Piso .....	109
5.2.4	Verificación de la Resistencia Estructural.....	109
5.2.5	Análisis Nolineal Estático .....	111
5.2.6	Análisis Nolineal Dinámico.....	112
<b>CAPÍTULO 6 : INCORPORACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL EN EL ANCLAJE</b>		<b>118</b>
.....		<b>118</b>
6.1	Comportamiento del Edificio Operación Molino Vertical .....	119
6.1.1	Amortiguamiento Adicional.....	119
6.1.2	Análisis Nolineal Dinámico.....	119
6.2	Comportamiento de la Torre Tolva de Carguío .....	123
6.2.1	Amortiguamiento Adicional.....	123
6.2.2	Análisis Nolineal Dinámico.....	123

**CAPÍTULO 7 : CONCLUSIONES Y COMENTARIOS ..... 128**

7.1	Modelos Nolineales .....	128
7.2	Modos de Falla no Simulados .....	129
7.3	Diseño Estructural.....	129
7.4	Factores de Desempeño .....	129
7.5	Respuestas Máximas .....	130
7.6	Distribución de Energía Disipada.....	131
7.7	Disipación Adicional .....	132

**BIBLIOGRAFÍA..... 133**

**ANEXO A : CARGAS Y SECCIONES ESTRUCTURA DE OPERACIÓN MOLINO VERTICAL 136**

A.1	Cargas de Diseño .....	136
A.2	Secciones Resultantes del Diseño por la Práctica Chilena .....	140
A.3	Secciones Resultantes del Diseño por la Práctica Norteamericana.....	145
A.4	Disposición de Componentes Nolineales .....	151

**ANEXO B : CARGAS Y SECCIONES ESTRUCTURA TOLVA DE CARGUÍO ..... 152**

B.1	Cargas de Diseño .....	152
B.2	Secciones Resultantes del Diseño por la Práctica Chilena .....	155
B.3	Secciones Resultantes del Diseño por la Práctica Norteamericana.....	160
B.4	Disposición de Componentes Nolineales .....	166

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1. Comparación entre cargas de pandeo experimentales y predichas por el modelo no lineal del arriostramiento. ....	47
Tabla 3-2. Propiedades de los perfiles utilizados en el marco plano. ....	54
Tabla 3-3. Propiedades de los materiales. ....	55
Tabla 3-4. Estatus de modelación de los modos de falla críticos en las estructuras en estudio. ....	59
Tabla 3-5. Registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo historia. ....	64
Tabla 4-1. Resumen de carga de diseño aplicada en la estructura. ....	70
Tabla 4-2. Esbeltez local y global de los perfiles utilizados en la estructura. ....	71
Tabla 4-3. Derivas de piso por nivel. ....	72
Tabla 4-4. Envolvente de fuerzas LRFD en anclajes de columnas. ....	74
Tabla 4-5. Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover. ....	76
Tabla 4-6. Resumen del análisis dinámico no lineal ....	78
Tabla 4-7. Estimación de la Razón del Margen de Colapso.....	79
Tabla 4-8. Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación. ....	79
Tabla 4-9. Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores. ....	81
Tabla 4-10. Resumen de carga de diseño aplicada en la estructura.....	84
Tabla 4-11. Esbeltez local y global de los perfiles utilizados en la estructura. ....	85
Tabla 4-12. Derivas de piso por nivel. ....	85
Tabla 4-13. Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover. ....	88
Tabla 4-14. Resumen del análisis dinámico no lineal.....	89
Tabla 4-15. Estimación de la Razón del Margen de Colapso.....	90
Tabla 4-16. Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación. ....	90
Tabla 4-17. Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores. ....	92



Tabla 5-1. Resumen de carga de diseño aplicada en la estructura. ....	94
Tabla 5-2. Esbeltez local y global de los perfiles utilizados en la estructura. ....	95
Tabla 5-3. Derivas de piso por nivel.....	95
Tabla 5-4. Envolvente de fuerzas LRFD en anclajes de columnas. ....	98
Tabla 5-5. Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover considerado la resistencia lateral como estado límite. ....	101
Tabla 5-6. Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover considerado la resistencia del anclaje y columnas como estado límite. ....	101
Tabla 5-7. Resumen del análisis dinámico no lineal.....	102
Tabla 5-8. Estimación de la Razón del Margen de Colapso.....	103
Tabla 5-9. Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación. ....	104
Tabla 5-10. Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores. ....	106
Tabla 5-11. Resumen de carga de diseño aplicada en la estructura. ....	108
Tabla 5-12. Esbeltez local y global de los perfiles utilizados en la estructura.....	109
Tabla 5-13. Derivas de piso por nivel. ....	109
Tabla 5-14. Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover.....	112
Tabla 5-15. Resumen del análisis dinámico no lineal .....	113
Tabla 5-16. Estimación de la Razón del Margen de Colapso .....	113
Tabla 5-17. Respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso .....	114
Tabla 5-18. Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores. ....	116
Tabla 6-1. Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores. ....	119
Tabla 6-2. Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación. ....	120
Tabla 6-3. Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.....	121
Tabla 6-4. Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.....	123
Tabla 6-5. Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación. ....	124
Tabla 6-6. Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.....	125

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Estructura de Operación Molino Vertical. (Izq.) Vista frontal. (Der.) Vista posterior. ....	18
Figura 1-2. Torre tolva de carguío. ....	19
Figura 2-1. (Arriba) Esquema de disposición general para el ensayo de secciones bi-rotuladas. (Abajo) Esquema de disposición general para el ensayo de secciones rotuladas-empotradas [Black at al, 1980]. ....	23
Figura 2-2. Esquema estructural del marco arriostrado [Uriz & Mahin, 2008]. ....	24
Figura 2-3. Elementos principales de la Metodología ....	26
Figura 2-4. Proceso para la estimación cuantitativa de los factores de desempeño sísmico. ....	28
Figura 3-1. Proceso para la estimación cuantitativa de los factores de desempeño sísmico. ....	32
Figura 3-2. Curva monotónica paramétrica fuerza - deformación para arriostramientos verticales. ....	38
Figura 3-3. Curva histerética para el modelo de pivote. ....	40
Figura 3-4. (Izq.) Esquema del anclaje. (Der.) Modelo del anclaje en SAP2000. ....	42
Figura 3-5. Curva envolvente fuerza - deformación para pernos de anclaje. ....	42
Figura 3-6. Curva histerética de los pernos de anclaje. ....	43
Figura 3-7. Curva envolvente monotónica paramétrica de la rótula plástica. ....	44
Figura 3-8. Historia de desplazamientos aplicada al puntal W6x20. ....	47
Figura 3-9. (Izq.) Curva envolvente carga - deformación cíclica normalizada registrada en el ensayo. (Der.) Curva monotónica carga - deformación utilizada en el modelo no lineal del puntal. ....	48
Figura 3-10. (Izq.) Respuesta histerética obtenida del ensayo. (Der.) Respuesta histerética obtenida del modelo no lineal del puntal. ....	48
Figura 3-11. Historia de desplazamientos aplicada al puntal TL61/2x3/8. ....	49
Figura 3-12. (Izq.) Curva envolvente carga - deformación cíclica normalizada registrada En el ensayo. (Der.) Curva monotónica carga - deformación utilizada en el modelo no lineal del puntal. .	49
Figura 3-13. (Izq.) Respuesta histerética obtenida del ensayo. (Der.) Respuesta histerética obtenida del modelo no lineal del puntal. ....	49
Figura 3-14. Historia de desplazamientos aplicada al puntal HSS4x4x1/4. ....	50

Figura 3-15. (Izq.) Curva envolvente carga - deformación cíclica normalizada registrada en el ensayo. (Der.) Curva monotónica carga - deformación utilizada en el modelo no lineal del puntal. .	50
Figura 3-16. (Izq.) Respuesta histerética obtenida del ensayo. (Der.) Respuesta histerética obtenida del modelo no lineal del puntal. ....	51
Figura 3-17. (Arriba) Historia de fuerza aplicada al anclaje. (Abajo) Curva monotónica del anclaje.	51
Figura 3-18. (Izq.) Respuesta histerética del anclaje. (Der.) Respuesta histerética del pedestal. ....	52
Figura 3-19. (Izq.) Historia de desplazamientos centrales sobre viga simplemente apoyada. (Der.) Curva envolvente original del modelo de Lignos y Krawinkler (negro) y curva envolvente modificada utilizada en el modelo no lineal de la rótula E9608 (rojo). ....	53
Figura 3-20. (Izq.) Respuesta experimental rótula E9608 (azul), curva envolvente original modelo de Lignos y Krawinkler (negro) y respuesta histerética de este modelo (rojo). (Der.) Respuesta histerética del modelo no lineal propuesto para uso en SAP2000. ....	53
Figura 3-21. (Izq.) Historia de desplazamientos centrales sobre viga simplemente apoyada. (Der.) Curva envolvente original del modelo de Lignos y Krawinkler (negro) y curva envolvente modificada utilizada en el modelo no lineal de la rótula DB700 (rojo). ....	53
Figura 3-22. (Izq.) Respuesta experimental rótula DB700 (azul), curva envolvente original modelo de Lignos y Krawinkler (negro) y respuesta histerética de este modelo (rojo). (Der.) Respuesta histerética del modelo no lineal propuesto para uso en SAP2000. ....	54
Figura 3-23. Historia de desplazamiento cíclico. ....	56
Figura 3-24. (Arriba) Respuesta experimental (izq.) y analítica (der.) para el nivel superior. (Abajo) Respuesta experimental (izq.) y analítica (der.) para el nivel inferior. ....	56
Figura 3-25. (Arriba) Respuesta experimental (izq.) y analítica (der.) para el arriostamiento superior sur. (Abajo) Respuesta experimental (izq.) y analítica (der.) para el arriostamiento inferior norte. ....	57
Figura 3-26: Curva pushover no lineal estática. ....	61
Figura 3-27. Espectro de aceleración mediana del conjunto de registros sísmicos. ....	63
Figura 3-28. Espectro de pseudo-aceleración <i>MCE</i> para un amortiguamiento efectivo del 5% según NCh2745. ....	65
Figura 3-29. Espectros de aceleración del conjunto de registros para percentiles del 50% y 84% y Máximo Sismo Considerado ( <i>MCE</i> ) para un amortiguamiento de un 5%. ....	66
Figura 4-1. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD. ....	72
Figura 4-2. Factores de utilización en columnas para combinaciones de carga sísmica amplificada por 2. ....	73
Figura 4-3. Detalle del anclaje típico de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente. ....	74

Figura 4-4. Análisis pushover para la estructura. ....	76
Figura 4-5. Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos (arriba) y anclajes (abajo) a nivel de colapso incipiente. ....	80
Figura 4-6. Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.....	82
Figura 4-7. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = T/L/V). ....	82
Figura 4-8. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = T/L/V). ....	83
Figura 4-9. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = L/T/V). ....	83
Figura 4-10. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.....	86
Figura 4-11. Factores de utilización en columnas para combinaciones de carga sísmica amplificadas por $\Omega_o=2$ . La columna más solicitada (FU=1.04) no es relevante en la estabilidad del sistema gravitacional.....	87
Figura 4-12. Análisis pushover para la estructura. ....	88
Figura 4-13. Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos a nivel de colapso incipiente. ....	91
Figura 4-14. Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.....	92
Figura 4-15. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = L/T/V). ....	93
Figura 4-16. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = T/L/V). ....	93
Figura 4-17. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = T/L/V). ....	93
Figura 5-1. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD. ....	96
Figura 5-2. Factores de utilización en columnas para combinaciones de carga sísmica amplificada por 2.....	96
Figura 5-3. Factores de utilización en la estructura despreciando el apoyo intermedio de arriostramientos en chevron sobre vigas intermedias.....	97
Figura 5-4. Detalle del anclaje típico de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente.....	98
Figura 5-5. Análisis pushover para la estructura indicando los estados límites en cada dirección. ....	100

Figura 5-6. Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos (arriba) y anclajes (abajo) a nivel de colapso incipiente. ....	104
Figura 5-7. Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.....	105
Figura 5-8. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = T/L/V). ....	106
Figura 5-9. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = L/T/V). ....	107
Figura 5-10. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = T/L/V). ....	107
Figura 5-11. Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD. ....	110
Figura 5-12. Factores de utilización en columnas para combinaciones de carga sísmica amplificadas por $\Omega_0=2$ . ....	110
Figura 5-13. Factores de utilización en la estructura, considerando que en cada dirección de análisis, todos los arriostramientos han plastificado o presentan resistencia residual. ....	111
Figura 5-14. Análisis pushover para la estructura. ....	112
Figura 5-15. Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos a nivel de colapso incipiente. ....	115
Figura 5-16. Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.....	116
Figura 5-17. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = L/T/V). ....	117
Figura 5-18. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = T/L/V). ....	117
Figura 5-19. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = T/L/V). ....	117
Figura 6-1. (Izq.) Esquema del anclaje. (Der.) Modelo del anclaje en SAP2000. ....	118
Figura 6-2. Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos a nivel de colapso incipiente. ....	120
Figura 6-3. Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.....	122
Figura 6-4. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = T/L/V). ....	122
Figura 6-5. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = T/L/V). ....	122

Figura 6-6. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = L/T/V). .....	123
Figura 6-7. Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos a nivel de colapso incipiente. ....	124
Figura 6-8. Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.....	126
Figura 6-9. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = T/L/V). .....	126
Figura 6-10. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = L/T/V). .....	126
Figura 6-11. Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = T/L/V). .....	127
Figura A-1. Carga Permanente (Dplat) en la estructura. Cargas de parrillas de piso y losa colaborante [kN/m], Plataformas y escaleras [kN]. .....	136
Figura A-2. Carga Permanente (Dhr) en la estructura. Cargas de barandas [kN/m]. .....	137
Figura A-3. Carga Permanente (Deq) en la estructura. Cargas de equipos [kN], canaleta [kN/m], tuberías [kN] y bandejas eléctricas [kN]. .....	137
Figura A-4. Carga Eventual (De) en la estructura, representativa de la carga adicional respecto a valores permanentes producto del embancamiento de la batería de hidrociclones, entre otros [kN/m]. Esta carga no se combina con la sollicitación sísmica. ....	138
Figura A-5. Cargas de Impacto (I) en la estructura. Cargas producidas por frenajes del teclé a nivel superior [kN]. Estas cargas se consideran actuando en cualquiera de los marcos superiores, mostrándose la posición más desfavorable para columnas. Las cargas no son necesariamente concurrentes, sin embargo por simplicidad se consideran como tal. ....	138
Figura A-6. Sobrecarga de Operación (L) en la estructura [kN/m]. .....	139
Figura A-7. Planta Elevación 2.8 m sobre el nivel de terreno. En la figura se muestra la distancia entre ejes la cual se omite posteriormente por claridad. ....	140
Figura A-8. Planta Elevación 5.8 m sobre el nivel de terreno. ....	140
Figura A-9. Planta Elevación 8.9 m sobre el nivel de terreno. ....	141
Figura A-10. Planta Elevación 12.1 m sobre el nivel de terreno. ....	141
Figura A-11. Planta Elevación 17.5 m sobre el nivel de terreno.....	142
Figura A-12. Elevación Eje 10.....	142
Figura A-13. Elevación Eje 20. ....	143

Figura A-14. Elevación Eje 30. ....	143
Figura A-15. Elevación Eje 1. ....	144
Figura A-16. Elevación Eje 2. ....	144
Figura A-17. Elevación Eje 3. ....	145
Figura A-18. Planta Elevación 2.8 m sobre el nivel de terreno. En la figura se muestra la distancia entre ejes la cual se omite posteriormente por claridad. ....	145
Figura A-19. Planta Elevación 5.8 m sobre el nivel de terreno. ....	146
Figura A-20. Planta Elevación 8.9 m sobre el nivel de terreno. ....	146
Figura A-21. Planta Elevación 12.1 m sobre el nivel de terreno. ....	147
Figura A-22. Planta Elevación 17.5 m sobre el nivel de terreno. ....	147
Figura A-23. Elevación Eje 10. ....	148
Figura A-24. Elevación Eje 20. ....	148
Figura A-25. Elevación Eje 30. ....	149
Figura A-26. Elevación Eje 1. ....	149
Figura A-27. Elevación Eje 2. ....	150
Figura A-28. Elevación Eje 3. ....	150
Figura A-29. Disposición de componentes no lineales en la estructura del molino. ....	151
Figura B-1. Carga Permanente (Dplat) en la estructura. Cargas de parrillas de piso [kN/m] y escaleras [kN]. ....	152
Figura B-2. Carga Permanente (Dhr) en la estructura. Cargas de barandas [kN/m]. ....	153
Figura B-3. Carga Permanente (Deq) en la estructura. Cargas de correas transportadoras [kN, kN/m] y tolva [kN/m] ....	153
Figura B-4. Cargas de Impacto (I) en la estructura. Cargas producidas por la carga más frenajes del tecla a nivel superior [kN]. Esta carga se considera en la posición más desfavorable. ....	154
Figura B-5. Sobrecarga de Operación (L) en la estructura [kN/m]. ....	154
Figura B-6. Planta Elevación 2.85 m sobre el nivel de terreno. En la figura se muestra la distancia entre ejes la cual se omite posteriormente por claridad. ....	155
Figura B-7. Planta Elevación 5.7 m sobre el nivel de terreno. ....	155
Figura B-8. Planta Elevación 8.2 m sobre el nivel de terreno. ....	156

Figura B-9. Planta Elevación 9.31 m sobre el nivel de terreno.....	156
Figura B-10. Planta Elevación 13.01 m sobre el nivel de terreno. ....	157
Figura B-11. Elevación Eje 10. ....	157
Figura B-12. Elevación Eje 20. ....	158
Figura B-13. Elevación Eje 30. ....	158
Figura B-14. Elevación Eje 1. ....	159
Figura B-15. Elevación Eje 2.....	159
Figura B-16. Elevación Eje 3. ....	160
Figura B-17. Planta Elevación 2.85 m sobre el nivel de terreno. En la figura se muestra la distancia entre ejes la cual se omite posteriormente por claridad. ....	160
Figura B-18. Planta Elevación 5.7 m sobre el nivel de terreno.....	161
Figura B-19. Planta Elevación 8.2 m sobre el nivel de terreno. ....	161
Figura B-20. Planta Elevación 9.31 m sobre el nivel de terreno. ....	162
Figura B-21. Planta Elevación 13.01 m sobre el nivel de terreno. ....	162
Figura B-22. Elevación Eje 10. ....	163
Figura B-23. Elevación Eje 20.....	163
Figura B-24. Elevación Eje 30.....	164
Figura B-25. Elevación Eje 1.....	164
Figura B-26. Elevación Eje 2. ....	165
Figura B-27. Elevación Eje 3. ....	165
Figura B-28. Disposición de componentes no lineales en la estructura del molino. ....	166



## CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN

### 1.1 INTRODUCCIÓN GENERAL

La norma chilena que regula el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales es la norma NCh2369.Of2003 [INN, 2003]. En el capítulo 8 de esta norma se dan las disposiciones para el diseño y detallamiento de estructuras de acero, referenciándose a modo complementario las normas norteamericanas “*Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings (LRFD)*” [AISC, 1999a] y “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings (Seismic Provisions)*” [AISC, 1999b].

Las disposiciones LRFD están mayormente orientadas a la descripción del método de cálculo de los elementos de acero, por lo que no existe mayor conflicto con lo indicado en la NCh2369. Sin embargo, las *Seismic Provisions* presentan una filosofía de diseño sísmico conceptualmente diferente a la utilizada en Chile, habiendo exhibido la filosofía chilena un desempeño adecuado en los últimos once terremotos de magnitud Richter-Kanamori mayor a 7.5 [Actualización NCh2369, C.8.1]. Fundamentalmente la diferencia radica en que en Chile las disposiciones de diseño inducen disipación de energía sísmica tanto en la estructura como en los anclajes a la fundación [NCh2369, C.8.6]; a diferencia de los requerimientos de las *Seismic Provisions* donde se espera que la disipación de energía ocurra sólo en la estructura.

En la industria chilena una de las configuraciones estructurales más utilizadas corresponde a marcos arriostrados de acero. En este contexto, la normativa norteamericana requiere que la incursión inelástica de arriostramientos se distribuya en altura, de manera de aumentar la disipación de energía durante un sismo severo. Considerando que las estructuras industriales son generalmente irregulares en su geometría y distribución de masa, tanto en planta como en elevación, la distribución de fuerzas en altura no siempre sigue un patrón regular o siquiera predecible. Esto dificulta el detallamiento de arriostramientos que incursionen en el rango inelástico en todos los niveles, y que además respeten las disposiciones de compacidad local y esbeltez global prescritas por las *Seismic Provisions*.

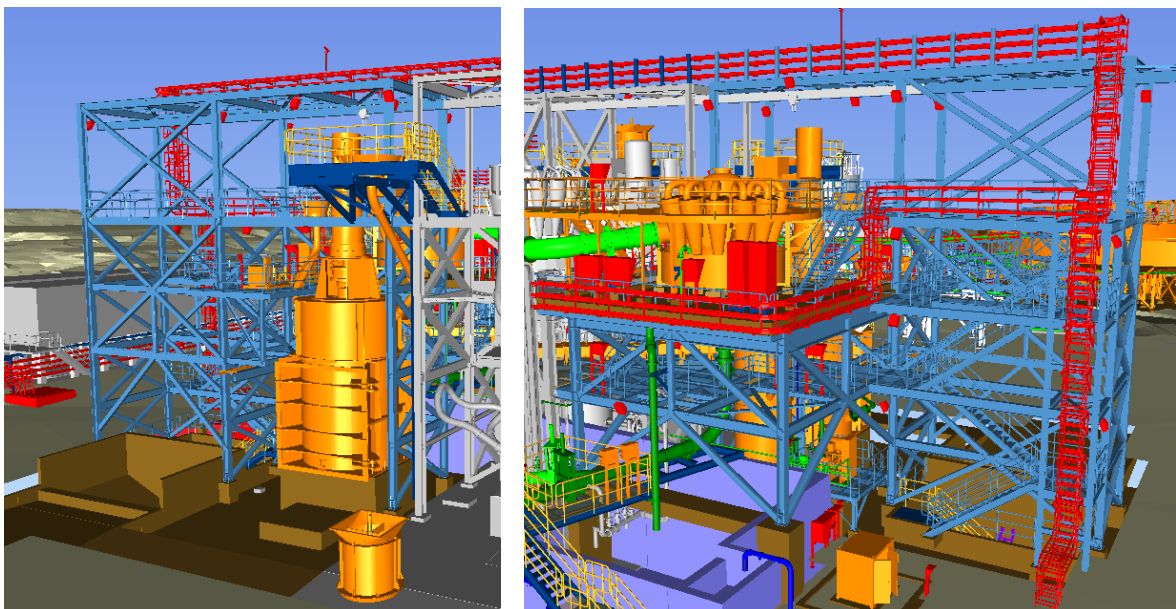
Además, en la práctica chilena subyace el objetivo de desempeño de continuidad de operación de la industria [NCh2369, 4.1]. Considerando que el valor de los equipos es generalmente mayor al de las estructuras que los soportan, se hace menos deseable la disipación de energía por daño en la estructura.

## 1.2 OBJETIVOS

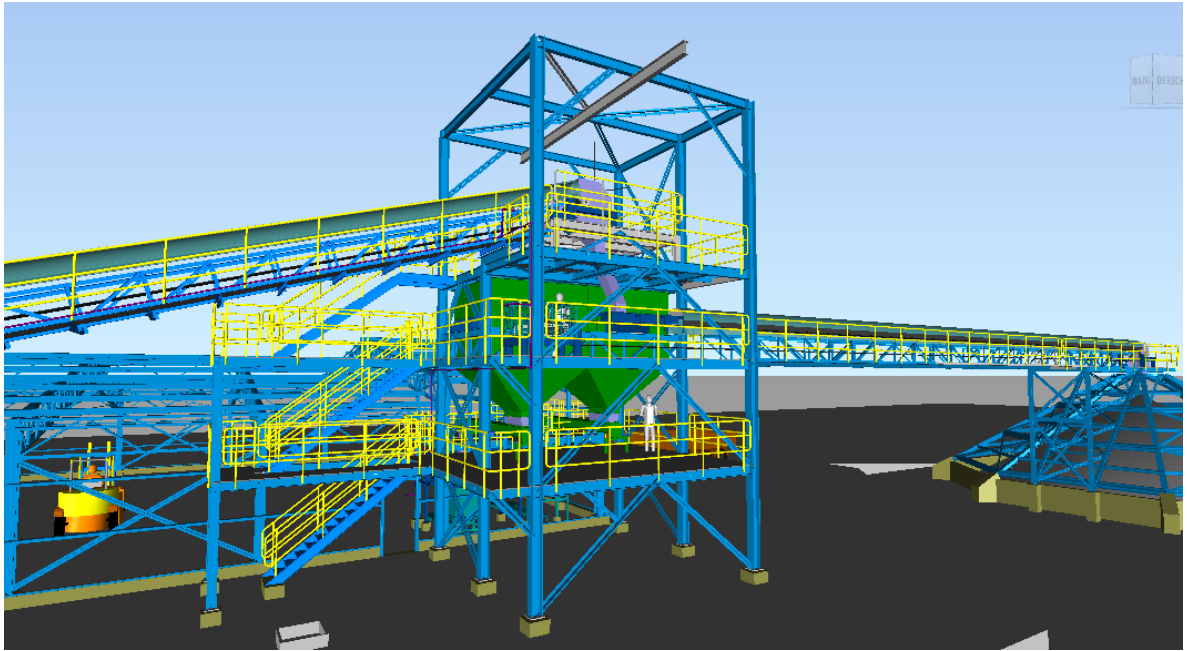
Considerando los antecedentes indicados en el punto anterior, el presente trabajo compara el desempeño sísmico exhibido por dos estructuras industriales típicas pertenecientes al rubro de la minería; diseñadas paralelamente bajo la práctica chilena y norteamericana según el procedimiento habitual de una oficina de ingeniería. Las diferencias en el diseño según cada práctica se basan fundamentalmente en la sobrerresistencia dada a los arriostramientos y en la incorporación o no, de pernos de anclaje dúctiles en el anclaje a la fundación. Adicionalmente se estudia el efecto de la incorporación de disipación de energía adicional en el anclaje.

Las estructuras industriales estudiadas corresponden a:

- 1) *Estructura de Operación Molino Vertical*: Esta estructura de acero arriostrada de 17.5 m de altura, sirve a la operación de un molino vertical de bolas y soporta una batería de hidrociclones sobre una losa colaborante de hormigón armado, a altura intermedia en su parte posterior. Su configuración se puede ver en la Figura 1-1 donde se aprecia su irregularidad geométrica y de masa.
- 2) *Torre Tolva de Carguío*: Esta estructura de acero arriostrada de 13 m de altura sirve para el traspaso de mineral de litio a una tolva de distribución y al stock pile de acopio. Su configuración puede verse en la Figura 1-2 donde se aprecia la irregularidad en la distribución de masa en la estructura.



**Figura 1-1.** Estructura de Operación Molino Vertical. (Izq.) Vista frontal. (Der.) Vista posterior.



**Figura 1-2.** Torre tolva de carguío.

El comportamiento se estudiará por medio de los siguientes parámetros sísmicos:

- 1) Sobrerresistencia del sistema ( $\Omega_o$ )
- 2) Ductilidad basada en el periodo ( $\mu$ )
- 3) Factor de reducción basado en la ductilidad ( $R_\mu$ )
- 4) Distribución de la energía disipada entre arriostramientos y pernos de anclaje
- 5) Margen de Colapso ( $CMR$ )

La metodología utilizada para la determinación de los factores de desempeño mencionados anteriormente se basa en las disposiciones del Apéndice F del informe “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, FEMAP695 [FEMA, 2009].

### **1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO**

Este trabajo se organiza en 7 capítulos que se describen brevemente a continuación.

El Capítulo 2 presenta los principales antecedentes utilizados en este trabajo, junto con introducir de manera general la metodología empleada para la evaluación del desempeño.

El Capítulo 3 aborda los aspectos de la metodología que son comunes a las estructuras en estudio, tales como: criterios de diseño, modelos no lineales de componentes, calibraciones de modelos no lineales contra datos experimentales, descripción de análisis no lineales requeridos, etc.

El Capítulo 4 detalla la aplicación de la metodología al *Edificio de Operación Molino Vertical*, estudiando el comportamiento estructural de diseños realizados según la práctica nacional y norteamericana (con y sin pernos de anclaje dúctiles).

El Capítulo 5 detalla la aplicación de la metodología a la *Torre Tolda de Carguío*, estudiando el comportamiento estructural de diseños realizados según la práctica nacional y norteamericana (con y sin pernos de anclaje dúctiles).

El Capítulo 6 revisa el efecto en el comportamiento estructural de la incorporación de disipación viscosa adicional en el anclaje de las estructuras anteriores diseñadas según la práctica nacional.

El Capítulo 7 rescata las principales conclusiones de este trabajo.

## CAPÍTULO 2 : ANTECEDENTES

### 2.1 ESTUDIOS PREVIOS

El estudio del desempeño sísmico de estructuras industriales diseñadas según las disposiciones de la norma chilena NCh2369 es limitado. Astica [Astica, 2012] en su memoria de título, “*Evaluación de las Disposiciones de Diseño Sísmico para Marcos Arriostrados en Edificios Industriales*”, estudia el desempeño de un edificio de operación de un chancador primario existente, por medio de análisis no lineales tridimensionales estáticos (pushover) y dinámicos (tiempo–historia), similares a los que se desarrollan en este trabajo. La estructura en estudio se estructura en base a marcos arriostrados concéntricos configurados en X y V-invertida, presentando alta irregularidad de masa y rigidez en planta y elevación, alta sobrerresistencia y poca ductilidad, todas características típicas de estructuraciones similares. La modelación considera componentes no lineales para vigas, columnas y arriostramientos, cuya sección ha sido discretizada según un modelo de fibras que incorpora la no linealidad del material. Los arriostramientos requieren la calibración de una imperfección inicial, de modo que la compresión en el elemento sea excéntrica, induciendo pandeo flexural. Cabe notar que la deformación requerida para que el pandeo flexural controle por sobre la plastificación de la sección es excesiva, superando cualquier tolerancia constructiva. Por otra parte, los análisis no lineales dinámicos sólo consideran la acción simultánea de una de las componentes horizontales de cada registro sísmico, despreciando además la componente vertical, siendo esta particularmente relevante en estructuraciones con arriostramientos en V-invertida. Tampoco se incluye en la modelación la plasticidad de los pernos de anclaje, por lo que la participación de estos en la disipación de energía sísmica no puede ser evaluada. El estudio revela un comportamiento global frágil, con alta sobrerresistencia respecto a la demanda esperada, cualidad con la que se relaciona el adecuado comportamiento estructural observado en estructuras similares.

Por su parte, Chávez [Chávez, 2011] presenta en su memoria de título, “*Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje*”, la comparación del desempeño sísmico exhibido por dos estructuras industriales teóricas planas de dimensiones y cargas análogas, pero con sistemas sismorresistentes diferentes; una con marcos rígidos y otra con marcos arriostrados. En ambas estructuras se estudia el impacto en el comportamiento estructural de la variación de parámetros como el nivel de fluencia, diámetro y largo de pernos de anclaje y carga estática en columnas. La modelación incorpora la no linealidad de columnas y vigas a través de elementos de plasticidad distribuida, cuya sección transversal se ha discretizado en fibras que consideran la no linealidad del material. Se observa que esta definición permite el estudio de la plastificación en secciones, pero no inestabilidades por pandeo

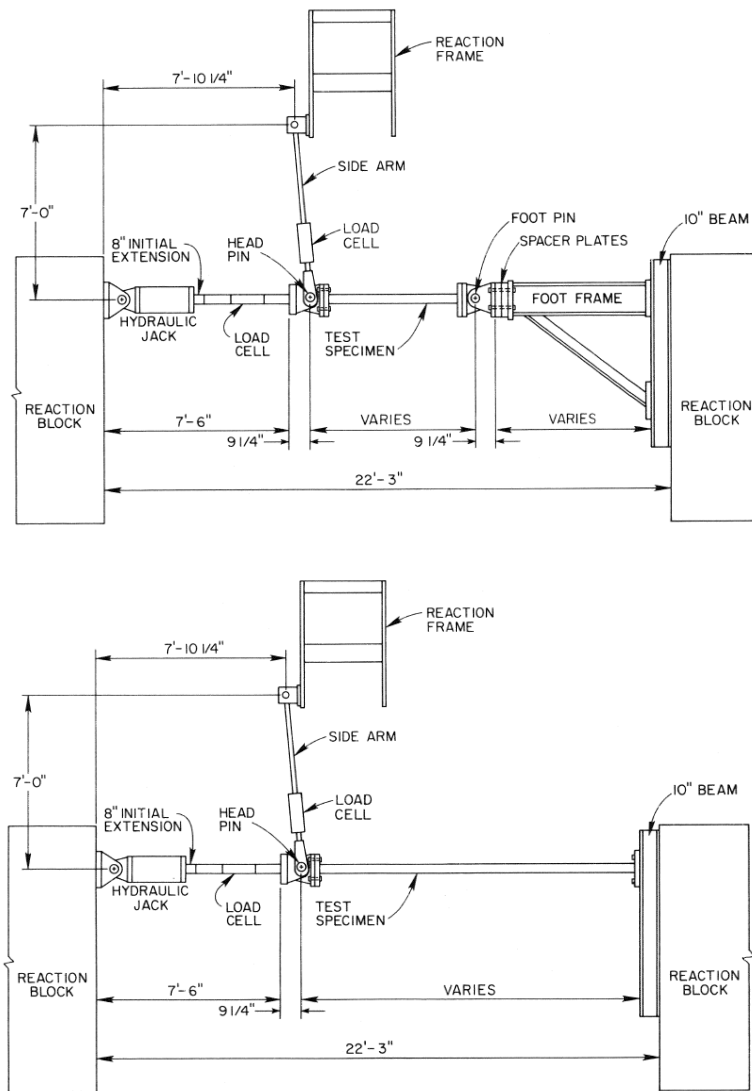
flexural, a menos que se defina una imperfección inicial como se hizo en el caso anterior. Por su parte, los arriostramientos y anclajes se definen por medio de elementos fenomenológicos no lineales similares a los utilizados en este trabajo. Cabe destacar que en esta memoria se considera parte de la longitud embebida del perno de anclaje en el hormigón como largo libre para fines de rigidez y elongación. En el presente trabajo dicha longitud embebida se desprecia, por estimarse que factores como mayor adherencia perno – hormigón y refuerzo transversal concentrado en el tope del pedestal pueden cambiar la profundidad de empotramiento efectivo.

Ambas estructuras se someten a sismos con aceleraciones máximas similares, pero de diferente naturaleza; uno subductivo y otro impulsivo. La respuesta de las estructuras a estos dos sismos es similar, concluyéndose de los análisis que la resistencia de los anclajes debe incrementarse respecto a la actualmente indicada por la normativa nacional. Esta conclusión es relevante y consistente con las observaciones hechas en el presente estudio. Dado que no se presentan las curvas históricas de los arriostramientos, la proporción de energía disipada por pernos y arriostramientos no puede ser evaluada. También se recomienda el uso de largos mayores en pernos de anclaje y configuraciones estructurales donde la carga estática en columnas del sistema resistente compense las tracciones inducidas por movimientos sísmicos.

## **2.2 CALIBRACIÓN DEL MODELO NOLINEAL DE ARRIOSTRAMIENTOS**

Para la calibración del modelo no lineal de arriostramientos se utilizan los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov [Black et al, 1980] en el reporte “*Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversal*”. En este reporte se aplican cuasi estáticamente historias de desplazamiento cíclico que simulan una demanda sísmica severa sobre veinticuatro puntales de acero, cuyas formas y secciones son representativas de las típicamente utilizadas en edificaciones de acero livianas a medianamente robustas. Estas secciones incluyen secciones laminadas W, TL, IC, T y tubulares de sección rectangular y circular. Seis de los puntales consideran un extremo rotulado y otro fijo, mientras que los dieciocho restantes consideran ambos extremos rotulados. La disposición general de las instalaciones se muestra esquemáticamente en la Figura 2-1.

La respuesta histerética de los especímenes se compara y evalúa en función de la forma de la sección, condiciones de apoyo y esbeltez global, permitiendo el desarrollo de factores de reducción que reproducen la pérdida de resistencia de puntales sometidos a carga cíclica. También se realizan recomendaciones para elementos armados sometidos a ciclos de carga sísmica severa.



**Figura 2-1.** (Arriba) Esquema de disposición general para el ensayo de secciones bi-rotuladas. (Abajo) Esquema de disposición general para el ensayo de secciones rotuladas-empotradas [Black at al, 1980].

### 2.3 CALIBRACIÓN DEL MODELO NOLINEAL DE RÓTULA PLÁSTICA

Para la calibración del modelo no lineal de rótula plástica se utilizan los resultados experimentales para vigas de acero mostrados en el informe “*Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*”, PEER/ATC-72-1 [ATC, 2010]. Este informe presenta recomendaciones de modelación y criterios de aceptación para el diseño y análisis de edificios altos. Aunque en estricto rigor los ensayos mostrados en este informe aplican a rótulas plásticas inducidas en vigas de marcos rígidos, las cuales son diferentes a las formadas en vigas de marcos arriostrados en Chevron (V-invertida), son utilizados en este trabajo debido a la falta de datos específicos para la calibración del modelo no lineal.

## 2.4 CALIBRACIÓN DE UN MODELO DE MARCO PLANO

Para estudiar la respuesta inelástica de un sistema completo se utilizan los resultados experimentales obtenidos por Uriz y Mahin en el reporte "*Towards Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frames Structures*" [Uriz & Mahin, 2008]. En este reporte se presentan los resultados de ensayos sobre puntales de secciones tubulares, marcos arriostrados con diagonales de pandeo restringido y un marco arriostrado especial concéntrico. En todos los casos la carga se aplica cuasi estáticamente como una historia de desplazamientos predeterminada. En el caso de los marcos arriostrados, el ensayo se realiza en posición horizontal, sin cargas gravitacionales sobre vigas o columnas. Los datos obtenidos, junto con información adicional existente, son utilizados para desarrollar, calibrar y validar modelos numéricos de arriostramientos capaces de reproducir fallas por pandeo global, local y fractura de bajo ciclaje.

En este trabajo se utilizan los resultados obtenidos para el marco arriostrado en chevron para la calibración de la respuesta de un sistema completo. En la Figura 2-2 se muestra el detalle estructural de dicho marco.

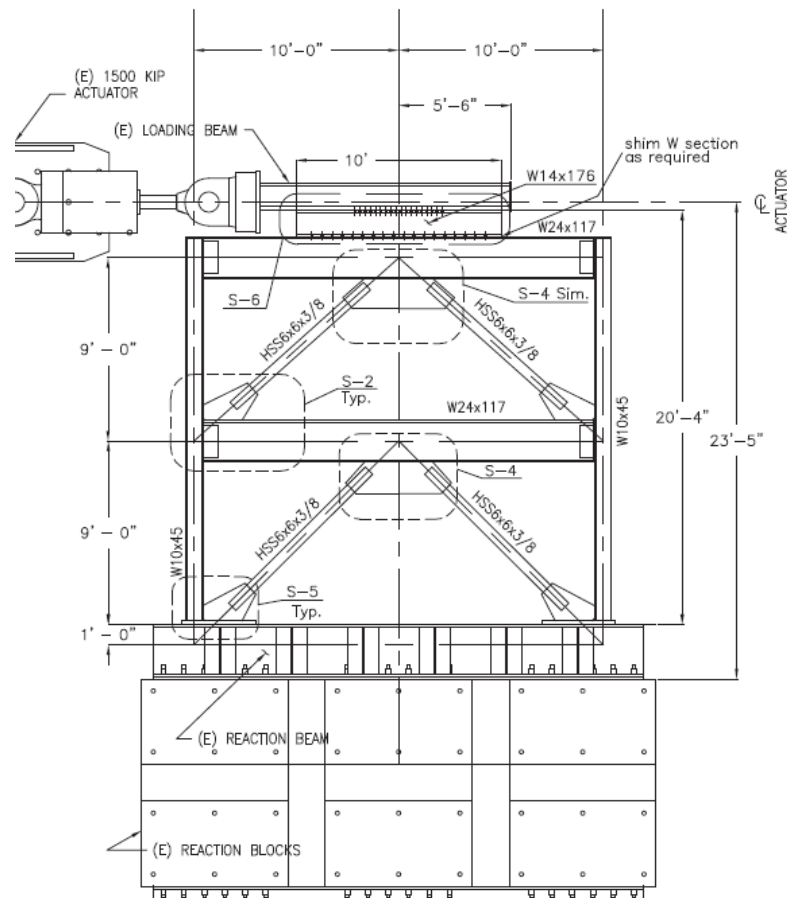


Figura 2-2. Esquema estructural del marco arriostrado [Uriz & Mahin, 2008].



## **2.5 METODOLOGÍA**

Para la obtención de los parámetros sísmicos ( $\Omega_o$ ,  $\mu$ ,  $R$ ,  $CMR$ ) que permitirán caracterizar el desempeño de las estructuras en cuestión, se utilizará la metodología contenida en el informe “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, FEMAP695 [FEMA, 2009] (de aquí en adelante la Metodología).

La Metodología está orientada a la evaluación de los criterios de diseño sísmico utilizados en el diseño de un sistema estructural, verificando su capacidad para proveer un nivel de seguridad al colapso similar a los que muestran sistemas de desempeño conocido. En este trabajo se seguirán las recomendaciones hechas en el Apéndice F de FEMA P695 donde se dan recomendaciones para la evaluación de estructuras individuales.

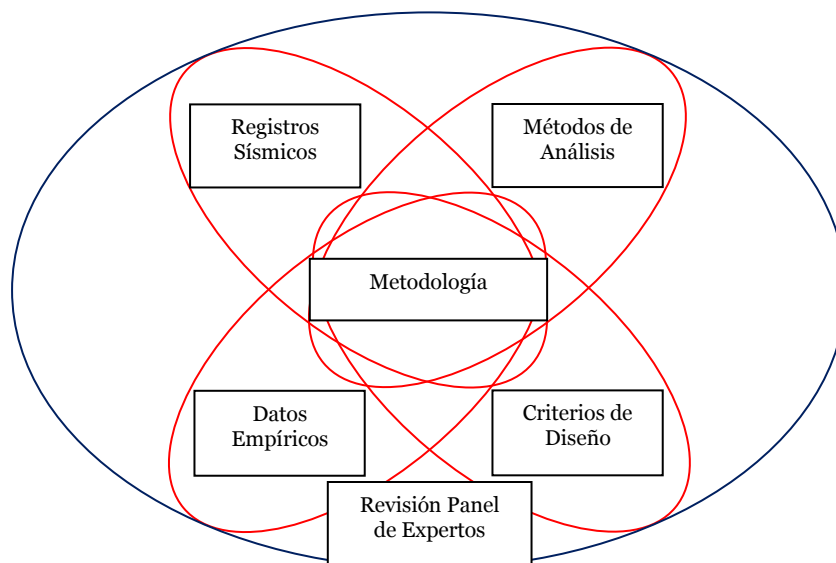
A continuación se presenta una breve descripción de la Metodología, derivándose al lector al informe original para una descripción detallada y guía en la aplicación de ésta.

### **2.5.1 MARCO GENERAL**

La Metodología consiste en un procedimiento que permite establecer los factores de desempeño sísmico de un sistema ( $R$ ,  $\Omega_o$  y  $C_d$ ), utilizados en análisis lineales elásticos de carácter normativo tradicional, por medio de la evaluación probabilística del riesgo de colapso que presenta este respecto al Máximo Sismo Considerado ( $MCE$ ). La Metodología utiliza técnicas de análisis no lineal para la determinación de los factores de desempeño y probabilidad de colapso, incorporando directamente en la evaluación la incertidumbre asociada a los criterios de diseño, ensayos sobre componentes, calidad de materiales, simulación computacional, entre otros.

La Metodología requiere la utilización de registros del movimiento del suelo representativos de la amenaza sísmica presente en la zona de interés, debido a que la seguridad al colapso se evalúa basándose en la respuesta del sistema a registros preseleccionados. Por otra parte, la Metodología requiere que los modelos numéricos utilizados en la predicción de la respuesta estructural del sistema en estudio sean calibrados por medio de datos experimentales de componentes o subpartes de este, de modo de tener una noción cuantitativa de la capacidad predictiva del modelo y la incertidumbre asociada.

La Figura 2-3 ilustra los conceptos claves de la Metodología.



**Figura 2-3.** Elementos principales de la Metodología

La metodología no impone requisitos mínimos sobre los antecedentes utilizados, sino que premia una menor incertidumbre en los antecedentes de diseño requiriendo un margen de seguridad menor en comparación a sistemas con mayor incertidumbre.

### **2.5.2 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO**

Los pasos que componen la Metodología se muestran en la Figura 2-4. Aquellos que son comunes a las estructuras estudiadas, como la calibración de modelos no lineales y criterios de diseño generales, se detallan en el Capítulo 3, de modo de proveer una base antecedente común. Aquellos que sean particulares a la estructura en estudio, como resultados de análisis o criterios de diseño específicos, se detallan en los capítulos respectivos siguientes. A continuación se describen brevemente los pasos que componen la metodología.

#### ***Desarrollo Conceptual del Sistema***

En esta fase se define el objetivo de desempeño que debe cumplir el sistema resistente, el principal mecanismo de disipación de energía y la secuencia de plastificación del sistema a medida que incursiona en el rango no lineal.

### ***Información Requerida del Sistema***

En esta fase se definen parámetros como calidad de materiales, estados de carga y combinaciones de estas, criterios de diseño, datos experimentales para calibraciones, ente otros.

### ***Desarrollo de Arquetipos***

En esta fase se caracteriza el rango probable de aplicaciones de un sistema estructural, en términos de su geometría y distribución de carga. Considerando que en este trabajo se estudian estructuras específicas, no se requiere la definición de arquetipos o un espacio de diseño.

### ***Desarrollo de Modelos Nolineales***

En esta fase se definen los modelos nolineales que serán utilizados en la evaluación probabilística de colapso, se calibran los modelos contra datos experimentales y se definen los modos de falla no-simulados, en caso de que la modelación explícita de algún modo de falla no pueda ser directamente incorporada en el análisis.

### ***Análisis Nolineal***

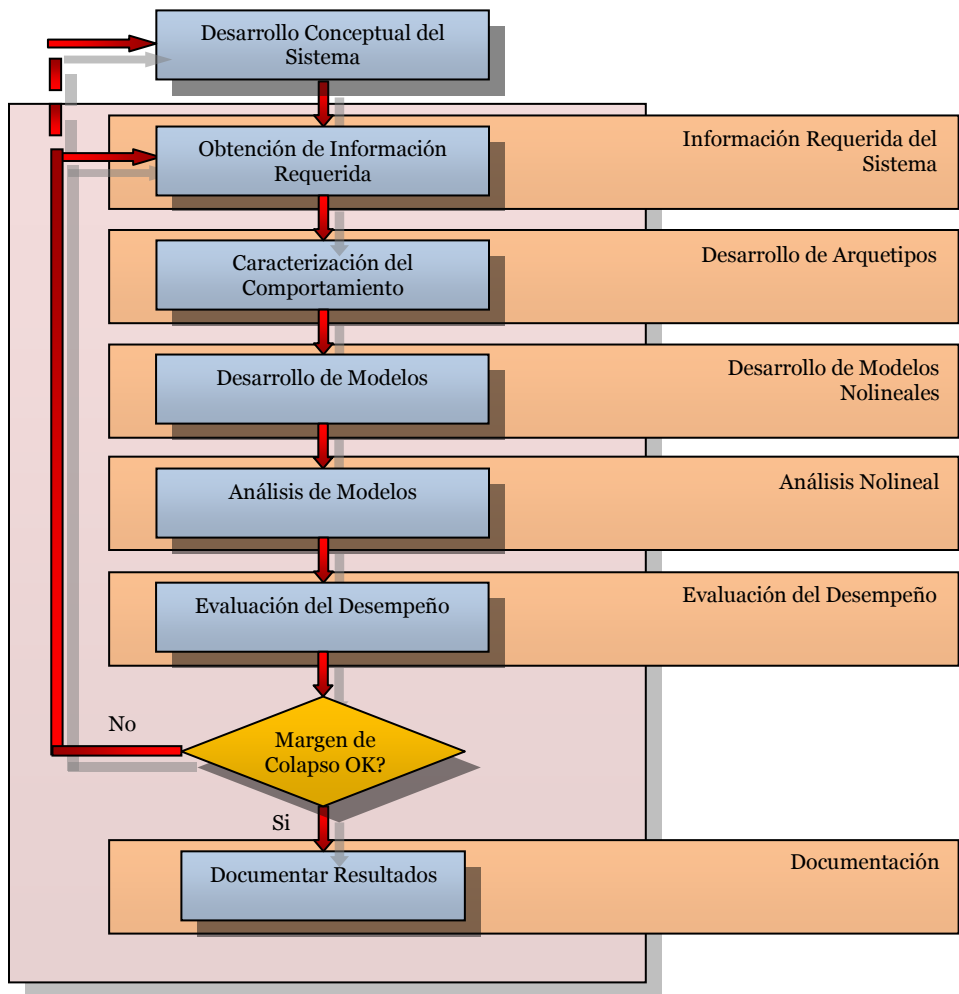
En esta fase se desarrollan los análisis nolineales estáticos (pushover) y dinámicos (tiempo-historia) a los modelos definidos anteriormente, se determina el factor de reducción de la respuesta y se estima la energía sísmica disipada por los componentes estructurales.

### ***Evaluación del Desempeño***

En esta fase se evalúa probabilísticamente el desempeño exhibido por los sistemas en estudio por medio de la determinación de la incertidumbre total (basada en la calidad de criterios de diseño, datos experimentales y modelos analíticos), la determinación de la razón del margen de colapso y la comparación de esta razón contra un valor mínimo determinado en función de la incertidumbre total.

### ***Documentación***

La información relativa al comportamiento estructural registrada anteriormente debe documentarse para revisión.



**Figura 2-4.** Proceso para la estimación cuantitativa de los factores de desempeño sísmico.

## **CAPÍTULO 3 : ASPECTOS COMUNES DE LA METODOLOGÍA**

En el presente capítulo se detallan aquellos puntos de la metodología que son comunes a las estructuras en estudio. En los Capítulos 4 y 5 se detallan los resultados particulares obtenidos para las estructuras del molino vertical y tolva de carguío, respectivamente.

### **3.1 DESARROLLO CONCEPTUAL DEL SISTEMA**

#### **3.1.1 DISEÑO BASADO EN LA PRÁCTICA NACIONAL**

La norma nacional que rige el diseño de estructuras industriales NCh2369 tiene como objetivo de desempeño evitar, o reducir al mínimo, el tiempo de paralización de la operación de la industria producto de un sismo severo. Este objetivo se aborda con estructuraciones rígidas, robustas y redundantes, donde el arriostamiento concéntrico con anclaje dúctil a la fundación representa una de las formas de estructuración más comunes. Este sistema sismorresistente ha exhibido un comportamiento adecuado durante los pasados terremotos ocurridos en el territorio nacional.

En la norma NCh2369 no hay restricciones explícitas referentes a la regularidad en planta y elevación del sistema sismorresistente. Sin embargo, es parte de la práctica chilena proveer, dentro de lo posible, estructuraciones simples y regulares que sean capaces de transmitir rápidamente las cargas desde la estructura al suelo de fundación. Sí existen restricciones referentes a la distribución de fuerzas en cada línea resistente, evitando por ejemplo que diagonales trabajen sólo en tracción; además de restricciones geométricas referentes a la compacidad local y esbeltez global de los componentes estructurales, entre otras.

Un déficit que aún debe superar la práctica nacional es el respaldo teórico de lo observado empíricamente, de manera de identificar claramente los parámetros más relevantes en el buen desempeño exhibido.

#### **3.1.2 DISEÑO BASADO EN LA PRÁCTICA NORTEAMERICANA**

Según se indica en el punto 1.2.2 de FEMAP695 la Metodología está concebida para trabajar con las normas ASCE7-05 [ASCE, 2006] y AISC341-05 [AISC, 2005a]. Estas normas consideran el objetivo de desempeño de protección de la vida, concentrando la disipación de energía en elementos estructurales específicos (fusibles), que en el caso de marcos especiales arriostrados concéntricos (*SCBF*), corresponden a los arriostamientos verticales. El resto de elementos estructurales (columnas, conexiones y anclajes) se diseñan para resistir las cargas máximas esperadas sobre los elementos fusibles. Esto requiere que para maximizar la

disipación de energía sísmica, el daño en los fusibles debe ser ampliamente distribuido.

La norma ASCE7 impone amplias restricciones tanto de regularidad geométrica en planta, elevación, altura permitida, sobrerresistencia, etc. Por otra parte, la norma AISC341 impone restricciones severas de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales. La práctica norteamericana cuenta con una vasta colección de ensayos de laboratorio, sin embargo la exposición de estructuras diseñadas según esta filosofía a sismos severos reales es limitada.

### **3.2 INFORMACIÓN REQUERIDA DEL SISTEMA**

Los materiales, estados de carga, combinaciones de carga, ensayos utilizados en calibración de modelos no lineales, entre otros, son similares en ambas filosofías de diseño (nacional y norteamericana). A continuación se presenta una descripción de los principales criterios de diseño indicando las diferencias entre cada enfoque cuando corresponda.

#### **3.2.1 MATERIALES**

El acero utilizado en planchas, perfiles y pernos de anclaje será calidad ASTM A36. El acero utilizado en pernos de conexión será calidad ASTM A325 o A490 según se requiera. Estos materiales están en conformidad con los requisitos de la normativa nacional NCh2369, punto 8.2 y con la normativa norteamericana AISC341, punto 6.

#### **3.2.2 ESTADOS DE CARGA**

Los estados de carga para los que las estructuras serán diseñadas son los indicados a continuación. Estos estados de carga son consistentes con los requerimientos de la norma nacional “*Diseño estructural – cargas permanentes y cargas de uso*”, NCh1537.Of2009 [INN, 2009] y con los de la norma norteamericana “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”, ASCE7-05 [ASCE, 2006].

**Carga Permanente (D):** Corresponde al peso propio de la estructura y cualquier elemento permanentemente sujeto a ella, como parrillas de piso, barandas, escaleras, tuberías, equipos, etc.

En los diseños estudiados en este trabajo se consideran los siguientes pesos propios:

Parrillas de piso	490 Pa (50 kgf/m <sup>2</sup> )
Barandas	245 Pa (25 kgf/m)
Escaleras	883 Pa (90 kgf/m)

Pesos de equipos particulares a cada estructura se detallan en los capítulos respectivos.

**Sobrecarga (L):** Corresponde a la sobrecarga de operación variable en el tiempo que se espera actúe sobre la estructura. Para la estructura del molino se considera una sobrecarga de 3.92 kPa (400 kgf/m<sup>2</sup>) y para la torre de la tolva se considera una sobrecarga de 5.88 kPa (600 kgf/m<sup>2</sup>).

**Carga Sísmica (E):** Corresponde a la fuerza inercial inducida por el movimiento del suelo. En este estudio la demanda sísmica se determina por medio un análisis modal espectral, según las disposiciones del punto 5.4 de la NCh2369, debido a la irregularidad geométrica y de masa de las estructuras. No se utiliza el espectro indicado en el punto 12.9 de la ASCE7 por corresponder a una sismicidad diferente a la presente en el territorio nacional.

Para las estructuras en estudio se considera Zona Sísmica 3 y Suelo Tipo II.

Los criterios de diseño de los proyectos respectivos clasifican las estructuras del molino y la tolva como Categoría C1 y C2, respectivamente, según el punto 4.3 de la NCh2369.

El espectro de diseño (*DE*) que caracteriza la demanda sísmica nacional está dado por la Ecuación (5-5) de la NCh2369.

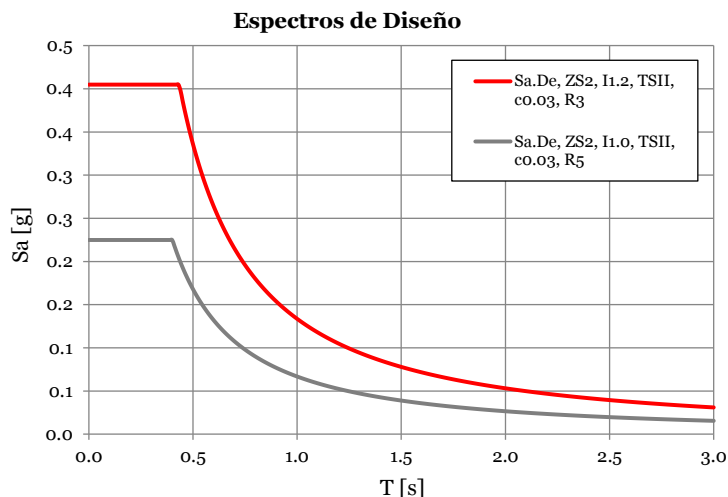
$$S_a = \min \left[ IC_{\max}, \frac{2.75 A_0 I}{R} \left( \frac{T'}{T} \right)^n \left( \frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \right] \quad (3-1)$$

Donde,

- I = Factor de importancia, 1.2 y 1.0 para estructuras Categoría C1 y C2, respectivamente (NCh2369, 4.3.2)
- C<sub>max</sub> = Coeficiente sísmico máximo, 0.34 para R=3 y ξ=0.03 y 0.23 para R=5 y ξ=0.03 (NCh2369, Tabla 5.7)
- A<sub>0</sub> = Aceleración efectiva máxima, 0.4g para Zona Sísmica 3 (NCh2369, Tabla 5.2)
- R = Factor de reducción de la respuesta según criterios de diseño de los proyectos respectivos, 3 para la estructura del molino y 5 para la estructura de la tolva
- T', n = Parámetros del suelo considerado, 0.35 [s] y 1.33 respectivamente para Suelo Tipo II (NCh2369, Tabla 5.4)
- T = Período de vibración del modo considerado en [s]

$\xi$  = Razón de amortiguamiento crítico, 0.03 para marcos de acero arriostrados con uniones apernadas (NCh2369, Tabla 5.5)

En la Figura 3-1 se muestran los espectros de diseño para las estructuras en estudio.



**Figura 3-1.** Proceso para la estimación cuantitativa de los factores de desempeño sísmico.

El corte basal horizontal no será inferior a:

$$Q_{\min} = 0.25I \frac{A_0}{g} P_{sis} \quad (3-2)$$

El coeficiente sísmico vertical se considerará como  $2/3 A_0/g P_{sis}$  según se indica en el punto 5.5 de la NCh2369. El peso sísmico de las estructuras se calculará como  $P_{sis} = 1.05D + 0.25L$  de acuerdo a la ecuación (6-1) de FEMA P695.

### **Sobrerresistencia**

En la práctica norteamericana el factor de amplificación de la carga sísmica por sobrerresistencia, indicado en la Tabla 15.4-1 de ASCE7, es utilizado para el diseño de cualquier tipo de columna según se indica en el punto 8.3 de AISC341. La práctica nacional no considera requisitos similares para marcos arriostrados, sin embargo, de manera de asegurar la estabilidad del sistema gravitacional, se aplican los requisitos indicados para marcos de momento en el punto 8.4.6 de la NCh2369. Considerando lo anterior, en ambas prácticas se considerará un Factor de Sobrerresistencia  $\Omega_o = 2$  para la verificación estructural de columnas.



### 3.2.3 COMBINACIONES DE CARGA

Para el diseño según la práctica nacional se utilizan las combinaciones de carga no sísmicas indicadas en el punto 9 de la norma “*Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga*”, NCh3171.Of2010 [INN, 2010]. Como se indica en este mismo punto, las combinaciones de carga sísmica a considerar serán las indicadas en el punto 4.5 de la NCh2369. Para el diseño según la práctica norteamericana se utilizan las combinaciones de cargas indicadas en el Capítulo 2 de ASCE7.

En resumen, las combinaciones utilizadas para las verificaciones de serviciabilidad y resistencia son las siguientes:

#### ***Combinaciones de Carga ASD***

$$D + L$$

$$D + L \pm Ex,y \pm 0.3Ey,x + Ez$$

$$D \pm Ex,y \pm 0.3Ey,x - Ez$$

#### ***Combinaciones de Carga LRFD***

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + L + 1.4(\pm Ex,y \pm 0.3Ey,x + Ez)$$

$$0.9D + 1.4(\pm Ex,y \pm 0.3Ey,x - \alpha Ez)$$

Donde  $\alpha=0.3$  o  $1.0$  si se refiere a la práctica nacional o norteamericana respectivamente.

### 3.2.4 CRITERIOS DE DISEÑO

Como se ha indicado, para el dimensionamiento de las estructuras de acero se utilizarán las especificaciones de la norma nacional NCh2369, y paralelamente, las especificaciones de la norma norteamericana AISC341. La estimación de la capacidad resistente de los elementos estructurales para ambas prácticas se hará de acuerdo al estándar “*Specification for Structural Steel Buildings*”, AISC360-05 [AISC, 2005b].

En este trabajo se utilizan las normas AISC360-05 y AISC341-05 versus las indicadas en el punto 8.1 de la NCh2369. Primero, por representar una actualización de las indicadas en la NCh2369; y segundo, por pertenecer al mismo paquete normativo referenciado en ASCE7-05 y FEMA P695.

Para el diseño según la práctica nacional se considerarán adicionalmente a los requisitos indicados en la NCh2369 los siguientes criterios de diseño:

- Según el punto 8.5.2 de la NCh2369 las conexiones de diagonales sísmicas se diseñarán para resistir el 100% de la capacidad en tracción de la sección bruta de estas. Considerando que no se define el concepto de capacidad esperada, esta se considerará según lo indicado en el punto 13.3a de AISC341, es decir  $R_y F_y A_g$  para diseño LRFD, o  $R_y F_y A_g/1.5$  para diseño ASD. Los parámetros anteriores se definen en el acápite siguiente.
- Para el diseño según la práctica nacional, se aplicará a columnas de marcos arriostrados los requisitos de sobrerresistencia indicados para columnas de marcos de momento en el punto 8.4.6 de la NCh2369, de modo de asegurar la estabilidad del sistema gravitacional durante un sismo severo.

Considerando los criterios indicados anteriormente se pueden sintetizar las diferencias entre la práctica nacional y norteamericana para marcos arriostrados, en 2 puntos:

- La incorporación de anclaje dúctil a la fundación, el cual será el principal parámetro de estudio en este trabajo.
- La compacidad local de los elementos sismorresistentes, más restrictiva en la práctica norteamericana, la cual afecta el desarrollo de pandeo local y fatiga de bajo ciclaje. La práctica chilena reconoce este hecho, pero justifica límites más permisivos de compacidad local debido a que la deformación máxima para sismos chilenos es del orden de la mitad que la exhibida por sismos norteamericanos [NCh2369, C.8.3].

### **3.2.5 CALIDAD DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO**

Según el punto F.4.3 de FEMA P695 la calidad de los criterios de diseño, en estructuras cuyos materiales y detallamiento están conforme los requisitos de ASCE7-05, puede ser catalogada como (A) Superior. Considerando que en general las disposiciones incluidas en NCh2369 y ASCE7 son similares; y que el desempeño mostrado por estructuras diseñadas según la práctica nacional ha sido satisfactorio en numerosos sismos intensos, se asignará a ambas prácticas una calidad (A) Superior ( $\beta_{DR} = 0.10$ ), según la Tabla 3-1 de FEMAP695.

### **3.2.6 DATOS EXPERIMENTALES**

En este trabajo se utilizan para la calibración de los modelos no lineales de arriostramientos los datos experimentales obtenidos por Black, Wenger y Popov [Black, et al., 1980], los cuales consideran el ensayo de arriostramientos individuales para historias de desplazamiento cíclico de aplicación cuasi estática. Para la calibración de los modelos de rótulas plásticas en vigas de marcos arriostrados tipo chevron, se utilizan los ensayos mostrados en el informe “*Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*” PEER/ATC-72-1 [ATC, 2010], los cuales presentan el comportamiento de vigas en flexión sometidas a historias de desplazamiento cíclico de aplicación cuasi estática.

Para la calibración de modelos no lineales de subpartes de un sistema se consideran los resultados experimentales obtenidos por Uriz y Mahin [Uriz & Mahin, 2008], los cuales consideran el ensayo de un marco plano de 2 niveles con arriostramientos tipo chevron bajo una historia de desplazamientos cíclicos cuasi estática. Los desplazamientos impuestos en este ensayo gatillan el pandeo local y la falla de bajo ciclaje en los arriostramientos inferiores, por lo que este estudio servirá como base para la revisión de este estado de falla.

### **3.2.7 CALIDAD DE LOS DATOS EXPERIMENTALES**

Aunque los datos experimentales obtenidos de puntales ensayados individualmente cubren la gama de secciones y esbelteces más comunes utilizadas en el diseño, estas secciones poseen dimensiones inferiores a las utilizadas normalmente en diseños industriales. Luego, las secciones mayores podrían presentar un comportamiento diferente al exhibido por las secciones ensayadas.

Los ensayos que muestran el comportamiento de rótulas plásticas en vigas, se obtienen del ensayo de conexiones de momento viga-columna pertenecientes a sistemas de marcos de momento. Considerando que las rótulas plásticas que se forman en vigas de marcos arriostrados tipo chevron se formarán a cada lado del gusset central que recibe los arriostramientos, el comportamiento de estas podría diferir de lo observado para conexiones de momento viga-columna. Los ensayos indicados son utilizados dada la ausencia de ensayos específicos para marcos tipo chevron.

Por otra parte, los ensayos realizados a un marco arriostrado completo no consideran el efecto de las cargas gravitacionales sobre vigas y columnas, lo que dada la configuración en chevron de los arriostramientos, pudiese modificar el comportamiento observado.

Además, las historias de desplazamiento cíclico incremental utilizadas en los ensayos podrían no ser representativas de la demanda sísmica real, limitando la capacidad predictiva de los modelos calibrados a partir de los ensayos. Tampoco se cuenta con ensayos para la calibración del comportamiento de pernos de anclaje. Considerando lo anterior, se le asigna a los datos experimentales una calidad de (B) Buena ( $\beta_{TD} = 0.20$ ), según la Tabla 3-2 de FEMAP695.

### **3.3 DESARROLLO DE ARQUETIPOS**

Considerando que en este trabajo se estudia el comportamiento de estructuras industriales específicas, y no simplificaciones de los sistemas sismorresistentes utilizados en ellas, no se procederá a confeccionar un espacio de diseño arquetipo; limitando la evaluación probabilística de colapso a estas estructuras.

### **3.4 DESARROLLO DE MODELOS NOLINEALES**

#### **3.4.1 BASES DE MODELACIÓN**

En este trabajo se utilizan modelos no lineales tridimensionales que concentran el comportamiento no lineal en los arriostramientos verticales, rótulas plásticas y pernos de anclaje. La eventual incursión inelástica de otros componentes estructurales como columnas, vigas y arriostramientos de piso se evalúa por medio de modos de falla no simulados como se explica más adelante. Los modelos no lineales se desarrollan en el software SAP2000 Ultimate versión 15.2.1, donde los arriostramientos verticales, rótulas plásticas y pernos de anclaje se modelan por medio de elementos fenomenológicos tipo *Link*. Estos elementos definen su respuesta por medio de una curva fuerza – deformación envolvente o “*backbone*” y una ley de degradación histerética, la que permite incorporar la degradación de resistencia y rigidez a medida que el elemento incursiona en ciclos de carga y descarga.

Las uniones viga – columna en marcos arriostrados se consideran como uniones de corte. Cuando esta unión se produce en el eje fuerte de la columna, el tramo de viga correspondiente a la columna se modela como un segmento rígido.

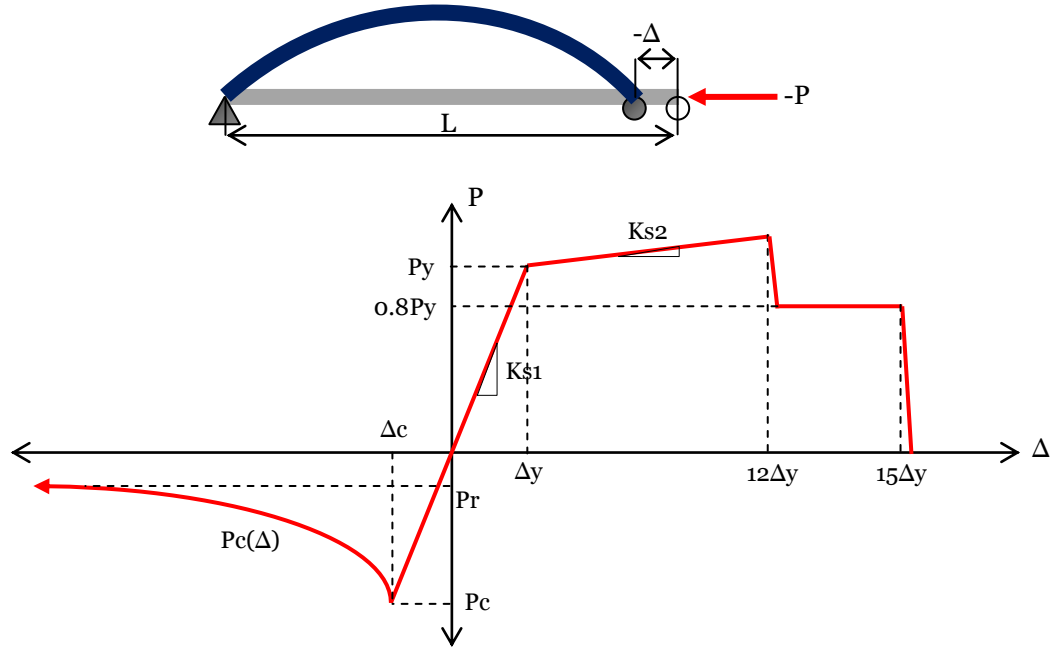
#### **3.4.2 MODELO NOLINEAL DE ARRIOSTRAMIENTOS**

Los arriostramientos verticales se modelan en SAP2000 utilizando elementos no lineales tipo *Link Multilinear Plastic*. En estos elementos la respuesta se define por medio de una curva envolvente fuerza – deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez. El tramo en tracción de la envolvente se define según lo indicado en el informe “*Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”, FEMA356 [FEMA, 2000] donde post plastificación la curva presenta,

primero, degradación de la resistencia, y posteriormente, fractura. Esta definición es análoga a la presentada en el informe "*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*", ASCE/SEI 41-06 [ASCE, 2006]. En compresión sin embargo, la envolvente indicada por FEMA356 no se corresponde bien con los ensayos utilizados como base comparativa, salvo lo referente a la resistencia residual (20% de la capacidad en compresión), por lo que en este trabajo se considera que la rigidez se mantiene lineal y elástica hasta alcanzar la capacidad nominal de pandeo, definida según se especifica en el Capítulo E del estándar AISC360-05. La transición desde la carga de pandeo a la carga residual se modela como un decaimiento exponencial, cuyo orden se calibra por medio de los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov [Black et al, 1980] a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones.

Tanto FEMA 356 como ASCE/SEI 41-06 recomiendan utilizar una longitud efectiva de 0.5 veces la distancia entre líneas de giro de gussets en arriostramientos que se cruzan y unen en su punto medio. También se recomienda que este factor sea de 0.8 y 1.0 para el pandeo de arriostramientos fuera y en el plano, respectivamente. Por otra parte, ensayos en marcos planos arriostrados [Uriz & Mahin, 2008] muestran que la rotación de gussets post pandeo de arriostramientos es baja, proveyendo una restricción al pandeo fuera del plano no despreciable. Esto es particularmente válido en la práctica chilena donde el detallamiento de la conexión no requiere una holgura que induzca una línea de plastificación por giro en el gusset como en la práctica norteamericana. Considerando lo anterior, en este trabajo se considera un factor de 0.5 para la luz efectiva en arriostramientos que se cruzan y unen en su punto medio y 0.8 para arriostramientos individuales que se pandean en o fuera de su plano.

En la Figura 3-2 se muestra la curva monotónica paramétrica fuerza – deformación utilizada en este trabajo.



**Figura 3-2.** Curva monótonica paramétrica fuerza - deformación para arriostramientos verticales.

Donde los parámetros de la curva fuerza – deformación son:

$P_c(\Delta)$  Fuerza post pandeo, donde  $n$  se obtiene de la calibración de los modelos no lineales,  $n = 1.4, 1.1$  y  $0.75$  para secciones H, TL o XL y Cajón, respectivamente.

$$P_c(\Delta) = \min(P_r, P_c [\Delta_c / \Delta]^n) \quad (3-3)$$

$P_r$  Fuerza residual,  $P_r = 0.2P_c$

$P_c$  Fuerza de pandeo inelástico,  $P_c = F_{cr} A_g$

$F_{cr}$  Tensión de pandeo flexural para secciones compactas según ecuaciones (E3-2) y (E3-3) AISC360-05

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_{ye}/F_e} \right] F_{ye} \quad \text{si} \quad KL_e / r \leq 4.71 \sqrt{E_s / F_{ye}} \quad (3-4)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{si} \quad KL_e / r > 4.71 \sqrt{E_s / F_{ye}} \quad (3-5)$$

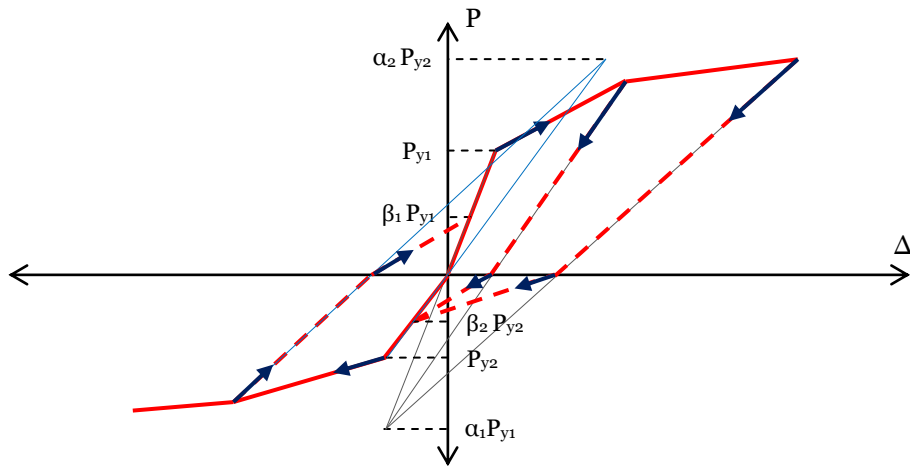
$F_e$	Tensión crítica de pandeo elástico según ecuación (E3-4) AISC360-05
	$F_e = \pi^2 E_s / (KL_e / r)^2 \quad (3-6)$
$F_{ye}$	Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$ , $F_{ye} = 322$ y $372$ MPa para planchas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36, respectivamente.
$F_y$	Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 248$ MPa para acero calidad ASTM A36
$R_y$	Razón entre fluencia esperada y fluencia especificada $F_y$ , $R_y = 1.3$ y $1.5$ para planchas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36, respectivamente, según Tabla I-6-1 AISC341-05
$A_g$	Área bruta de la sección transversal del arriostramiento
$E_s$	Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa según AISC360-05
$L_e$	Largo efectivo del arriostramiento
$\Delta_c$	Deformación de pandeo, $\Delta_c = P_c / K$
$\Delta_y$	Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_{s1}$
$F_u$	Tensión de rotura especificada para el acero, $F_u = 400$ MPa para acero calidad ASTM A36
$F_{ue}$	Tensión de rotura esperada para el acero, $F_{ue} = F_u R_t$ , $F_{ue} = 480$ MPa para acero calidad ASTM A36
$R_t$	Razón entre la rotura esperada y la rotura especificada $F_u$ , $R_t = 1.2$ para planchas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36 según Tabla I-6-1 AISC341-05
$K$	Factor de longitud efectiva, $K = 0.8$ para arriostramientos individuales y $0.5$ para arriostramientos que se cruzan y unen en su punto medio, según punto 5.6.2.3.2 de FEMA356
$K_{s1}$	Rigidez axial elástica del arriostramiento, $K_{s1} = E_s A_g / L_e$

$K_{s2}$  Rigidez axial post fluencia del arriostramiento,  
 $K_{s2} = (P_u - P_y) / (\Delta_u - \Delta_y)$

$P_y$  Fuerza esperada de fluencia,  $P_y = F_{ye} A_g$

$P_u$  Fuerza esperada de rotura,  $P_u = F_{ue} A_g$

La degradación histerética de la resistencia y rigidez se incorpora por medio de un modelo de pivote [Dowell et al, 1998], el cual viene incorporado como opción de histéresis para elementos tipo *Link* en SAP2000. Este modelo, aunque originalmente destinado al modelamiento de elementos de hormigón armado, es utilizado en este trabajo dada la amplia gama de parámetros de control de la curva histerética que presenta. En la Figura 3-3 se muestra la curva histerética del modelo de pivote.



**Figura 3-3.** Curva histerética para el modelo de pivote.

Donde los parámetros de control de la curva histerética para el modelo de pivote son:

$\alpha_1$  Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica

$\alpha_2$  Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica

$\beta_1$  Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva



$\beta_2$                     Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa

Los parámetros utilizados en este trabajo para definir la ley de histéresis se establecen de modo de producir un comportamiento similar al característico de arriostramientos bajo cargas cíclicas. Luego los parámetros utilizados son:

$$\alpha_1 = 100 \quad \alpha_2 = 0.5 \quad \beta_1 = 0.1 \quad \beta_2 = 1$$

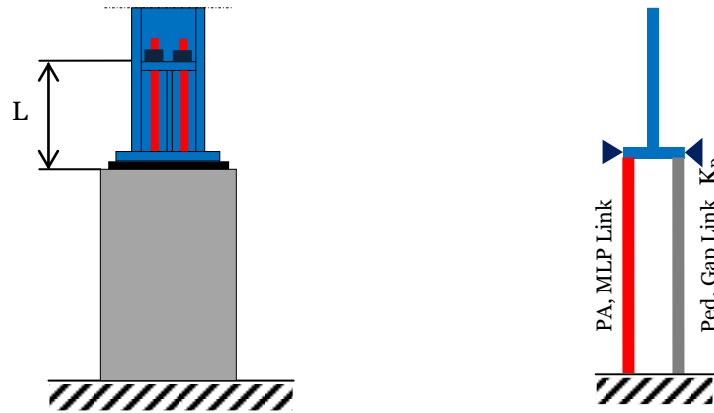
### **3.4.3 MODELO NOLINEAL DEL ANCLAJE ESTRUCTURA – FUNDACIÓN**

El anclaje de la estructura a la fundación se compone de dos elementos principales: la llave de corte y los pernos de anclaje. Las disposiciones para el diseño de placas de corte presentes en la NCh2369 han resultado en un desempeño adecuado en los sismos intensos posteriores a 1960 (NCh2369, C.8.6), por lo que en este trabajo, la transmisión de cortante a la fundación se considera lineal y elástica. Por su parte, los pernos de anclaje han presentado plastificación durante sismos intensos, siendo en cierto modo un fusible sísmico (NCh2369, C.8.6), luego los esfuerzos de modelación se concentrarán en estos elementos.

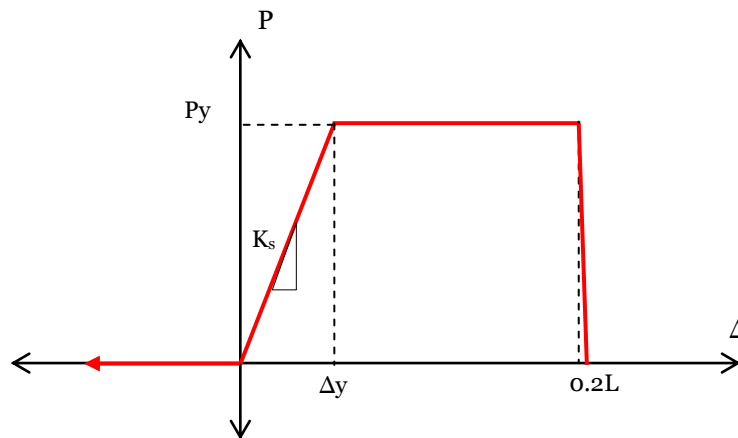
En la práctica chilena los pernos de anclaje son diseñados de manera que la falla se produzca en los pernos y no en el hormigón. Dado que los pernos se conectan a las sillas adosadas a la columna únicamente por medio de placas golilla, la columna no puede inducir compresiones en los pernos de anclaje. La configuración típica del anclaje se puede ver en la parte izquierda de la Figura 3-4. Considerando lo anterior el anclaje estructura – fundación se modela por medio de 2 elementos tipo *Link* dispuestos en paralelo, como se muestra en la parte derecha de la Figura 3-4. El primero es del tipo *Multilinear Plastic* y representa a los pernos de anclaje que trabajan sólo en tracción, y el segundo es del tipo *GAP* y representa al pedestal que trabaja sólo en compresión. La curva envolvente asociada a los pernos de anclaje se muestra en la Figura 3-5. Teniendo en cuenta que los pernos trabajan monotónicamente en tracción, dado que nunca se comprimen, se utiliza como deformación de rotura la elongación especificada para acero ASTM A36. Lo anterior se traduce en una deformación de rotura igual al 20% de la distancia entre tope de pedestal y tope de silla. Por otra parte, la curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión de manera que los pernos transmitan la carga rápidamente al pedestal, el cual se modela con comportamiento lineal y elástico. La rigidez del pedestal se considera un orden de magnitud superior a la rigidez de las columnas de la estructura de modo de evitar inestabilidades numéricas.

Por otra parte, en su memoria de título Chávez [Chávez, 2010] presenta resultados para una serie de ensayos a barras lisas de acero calidad ASTM A36, suministradas

por proveedores nacionales de pernos de anclaje. De los ensayos se concluye que los valores de fluencia y rotura esperada son prácticamente iguales a los indicados por la Tabla I-6-1 de AISC341-1, por lo tanto, se utilizarán estos últimos en la modelación de los pernos de anclaje.



**Figura 3-4.** (Izq.) Esquema del anclaje. (Der.) Modelo del anclaje en SAP2000.



**Figura 3-5.** Curva envolvente fuerza - deformación para pernos de anclaje.

Donde los parámetros de la curva fuerza – deformación son:

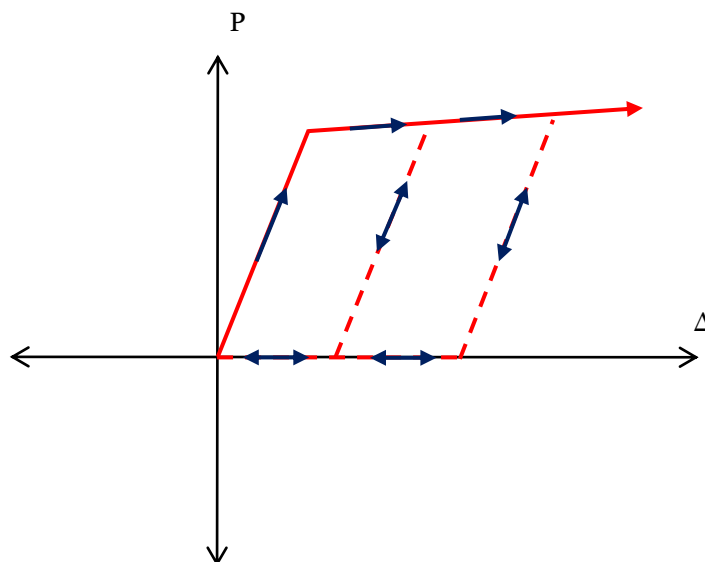
$P_y$  Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje,  $P_y = F_{ye} A_s$

$F_{ye}$  Tensión de fluencia esperada para el acero,  $F_{ye} = F_y R_y$ ,  
 $F_{ye} = 372$  MPa para barras de acero calidad ASTM A36

$F_y$  Tensión de fluencia especificada para el acero,  $F_y = 248$  MPa para  
 acero calidad ASTM A36

$R_y$	Razón entre la fluencia esperada y la fluencia especificada $F_y$ , $R_y = 1.5$ para barras de acero calidad ASTM A36 según Tabla I-6-1 AISC341-05
$A_s$	Área bruta de la sección total de pernos de anclaje
$E_s$	Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa según AISC360-05
$K_c$	Rigidez axial de columnas de la estructura
$K_s$	Rigidez axial de los pernos de anclaje, $K = E_s A_s / L$
$K_p$	Rigidez axial del pedestal, $K_p = 10K_c$
$L$	Largo libre de pernos de anclaje entre el tope del pedestal y el tope de la placa de apoyo de la silla. No se considera la contribución de parte de la longitud embebida en la longitud libre de los pernos
$\Delta_y$	Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K$

Considerando que los pernos de anclaje son sometidos sólo a tracción durante cada ciclo de carga, se ha escogido en este trabajo un modelo de histéresis cinemático sin degradación de rigidez ni resistencia para los pernos de anclaje (ver Figura 3-6). El modelo cinemático, característico para elementos de acero, viene implementado en SAP2000 para elementos tipo *Link*.



**Figura 3-6.** Curva histérica de los pernos de anclaje.

### 3.4.4 MODELO NO LINEAL DE RÓTULA PLÁSTICA EN VIGAS DE MARCOS ARRIOSTRADOS TIPO CHEVRON

La plastificación de vigas de marcos arriostrados tipo chevron posee características complejas debido a que ocurre a ambos lados del gusset central de conexión de los arriostramientos que llegan a la viga, siendo además precursora de inestabilidad lateral debido a la demanda flexural que impone sobre columnas. En la práctica norteamericana este modo de falla es prevenido por los criterios de diseño, punto 14.3 de AISC341, por lo que su modelación no es necesaria en estructuras diseñadas según esta filosofía. En la práctica chilena sin embargo, los requisitos contenidos en la NCh2369 no son suficientes para evitar este tipo de falla, por lo tanto, se hace necesaria su incorporación en los análisis no lineales de la estructura de la tolva para el diseño según los criterios nacionales. Ante la ausencia de modelos teóricos o resultados empíricos de ensayos específicos para este modo de falla, su modelación se realizará considerando que corresponde a una rótula plástica flexural de una unión viga-columna totalmente rígida. El modelo de rótula se implementa en SAP2000 por medio de elementos tipo *Link Multilinear Plastic*, cuya curva envolvente monótonica se basa en el modelo propuesto por Lignos y Krawinkler según se presenta en el informe PEER/ATC-72-1. De las leyes histeréticas disponibles en SAP2000 para elementos tipo *Link*, la histéresis cinemática aparece como la más adecuada, sin embargo, el uso de esta ley requiere modificar la rigidez del tramo de la curva envolvente que presenta degradación de resistencia, de modo de ajustar los ensayos utilizados como base de calibración como se muestra más adelante. Para mantener el modelo lo más simple posible se considera una rigidez de deterioro igual al 1% de la rigidez elástica de la viga. Considerando que en vigas de marcos arriostrados tipo chevron la deformación elástica ocurrirá en la viga, la curva envolvente presenta una rigidez elástica inicial de 100 veces el valor de la rigidez elástica al giro de la viga. Este valor se utiliza para evitar inestabilidades numéricas que se presentan con rigideces muy altas. En la Figura 3-7 se muestra la curva envolvente utilizada en este trabajo.

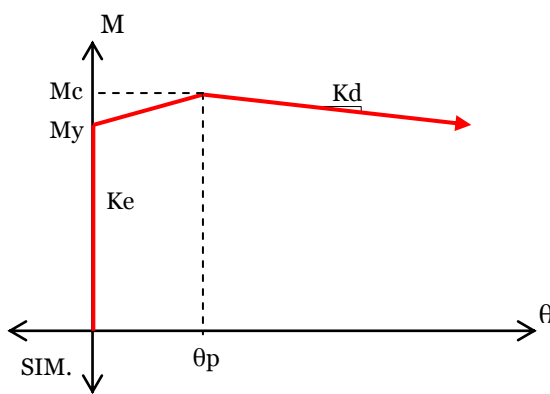


Figura 3-7. Curva envolvente monótonica paramétrica de la rótula plástica.

Donde los parámetros de la curva fuerza – deformación son:

$M_y$	Momento plástico esperado en viga, $M_y = ZF_{ye}$
$M_c$	Momento máximo en viga, $M_c = 1.1M_y$
$Z$	Módulo plástico de la viga
$F_{ye}$	Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$ , $F_{ye} = 322$ MPa para planchas de acero calidad ASTM A36
$F_y$	Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 248$ MPa para acero calidad ASTM A36
$K_d$	Rigidez de degradación de resistencia, $K_d = 0.01K_\theta$
$K_\theta$	Rigidez elástica al giro de la viga considerando apoyo simple y carga puntual al centro, $K_\theta = 4E_s I / L_e$
$K_i$	Rigidez elástica al giro de la rótula plástica, $K_e = 100K_\theta$
$E_s$	Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa según <i>AISC360-05</i>
$I$	Momento de inercia de la viga
$L_e$	Largo libre de la viga en metros
$\theta_p$	Rotación en momento máximo en radianes $\theta_p = 0.087(h/t_w)^{-0.365} (b_f/2t_f)^{-0.14} (L_e/d)^{0.34} (d/0.533)^{-0.721} (F_{ye}/345)^{-0.23}$
$b$	Ancho ala viga
$d$	Altura viga en metros
$h$	Altura alma de viga
$t_f$	Espesor ala
$t_w$	Espesor alma

### 3.4.5 CALIBRACIÓN DEL MODELO NOLINEAL DE ARRIOSTRAMIENTOS

El modelo no lineal de arriostramientos descrito anteriormente es calibrado utilizando los resultados de ensayos realizados por Black, Wenger y Popov [Black et al., 1980]. En estos ensayos se aplican cuasi estáticamente historias de desplazamiento cíclico incremental a una serie de puntales individuales de distintas formas, compacidades y esbelteces.

Considerando que tanto la práctica chilena como norteamericana limitan la esbeltez global y local de arriostramientos, resultando en secciones que no desarrollan pandeo local según las provisiones del Capítulo E del AISC360-05, se utilizarán para la calibración ensayos de secciones que cumplen con esta restricción de compacidad.

Las secciones utilizadas en la calibración corresponden a secciones W, TL y HSS por ser las más comunes en los diseños tradicionales. La esbeltez de los puntales considerada como representativa de un valor medio es de  $L_e/r_{min}=80$ .

En los modelos no lineales a calibrar se hacen las siguientes consideraciones:

- Los arriostramientos están rotulados en sus extremos, luego  $K=1.0$ .
- El largo de punto de trabajo a punto de trabajo es el largo real del elemento.
- Los aceros de los puntales se ensayan obteniendo directamente la fluencia esperada. La tensión de rotura ( $F_u$ ) se obtiene como la tensión en el material a una deformación unitaria de 0.20 [mm/mm], considerando un comportamiento bilinear con pendiente post fluencia de la curva tensión – deformación de  $0.003E_s$ .

Las secciones AISC utilizadas para la calibración corresponden a: W6x20, TL6x31/2x3/8 y HSS4x4x1/4. En la Tabla 3-1 se indica el número de puntal al que corresponde la sección ensayada según el informe original, la sección transversal del puntal ( $A_g$ ), la esbeltez de este ( $KL_e/r$ ), la tensión de fluencia experimental ( $F_{ye}$ ), la carga de pandeo experimental ( $P_{c,exp}$ ), la tensión de pandeo elástica ( $F_e$ ), la tensión crítica de pandeo ( $F_{cr}$ ), la carga de pandeo predicha por el modelo ( $P_{cr}$ ) y la relación entre la carga de pandeo experimental y la predicción. Se aprecia que la mediana del error entre el valor experimental y la predicción es de un 6%, lo que se considera adecuado.

**Tabla 3-1.** Comparación entre cargas de pandeo experimentales y predichas por el modelo no lineal del arriostamiento.

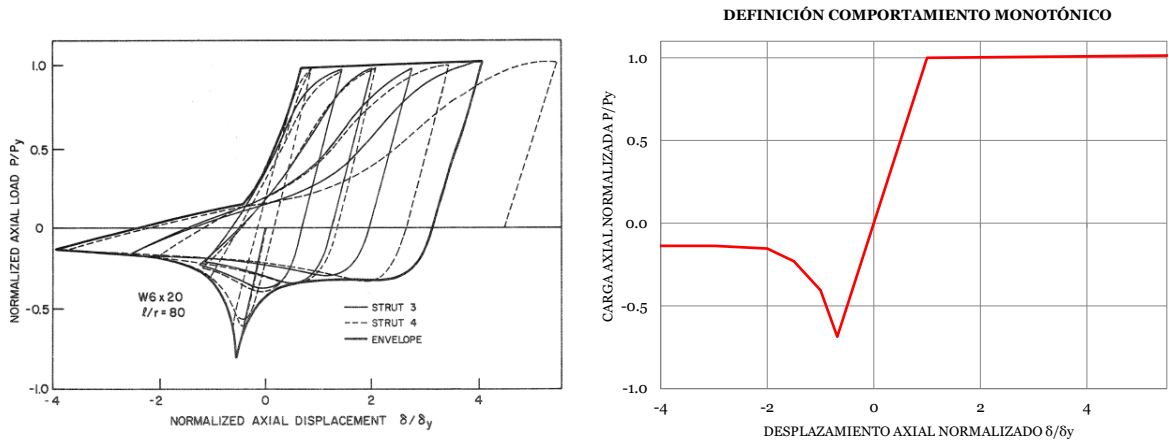
Puntal N°	Perfil	$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	$KL_e/r$	$F_{ye}$ [MPa]	$P_{c,exp}$ [kN]	$F_c$ [MPa]	$F_{cr}$ [MPa]	$P_{cr}$ [kN]	$P_{cr,exp}/P_{cr}$
5	W6x20	37.9	80	277	676	308	190	721	<b>0.94</b>
8	TL6x3 1/2x3/8	44.4	80	281	876	308	192	852	<b>1.03</b>
17	HSS4x4x1/4	21.7	80	407	547	308	234	509	<b>1.07</b>

### **Calibración del modelo para secciones H**

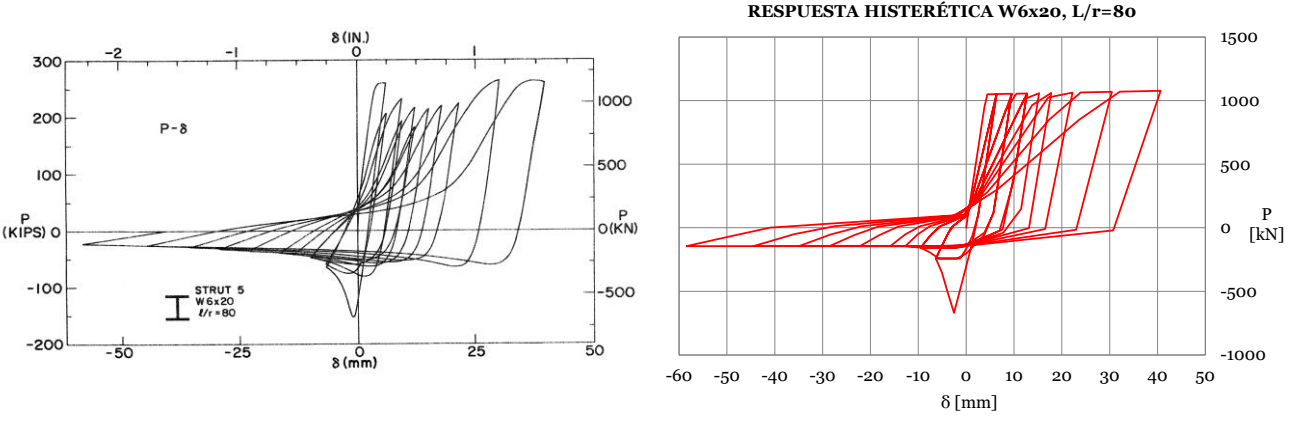
La calibración del modelo no lineal para secciones H se basa en los resultados obtenidos para el puntal No. 5 de sección W6x20. En la Figura 3-8 se muestra la historia de desplazamiento a la cual fue sometido el puntal. A la izquierda de la Figura 3-9 se muestra la envolvente de la curva carga – deformación experimental normalizada, la cual se utiliza como base para calibrar la curva monotónica del modelo no lineal mostrada a la derecha de la misma figura. Por iteraciones sucesivas se llega a que un exponente  $n=1.4$  produce un decaimiento de la carga de pandeo inelástico a la carga residual similar a la registrada en el ensayo. Luego para secciones H se utiliza un exponente  $n=1.4$  en los modelos no lineales de arriostamientos. En la Figura 3-10 (izquierda) se muestra la respuesta histerética registrada en el ensayo junto con la respuesta (derecha) obtenida del modelo no lineal del puntal.



**Figura 3-8.** Historia de desplazamientos aplicada al puntal W6x20.



**Figura 3-9.** (Izq.) Curva envolvente carga - deformación cíclica normalizada registrada en el ensayo. (Der.) Curva monotónica carga - deformación utilizada en el modelo no lineal del puntal.

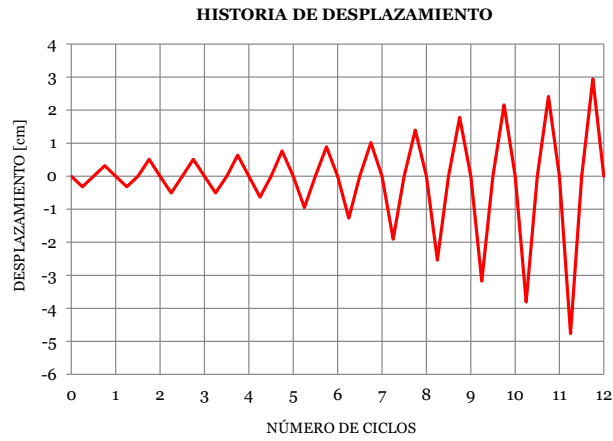


**Figura 3-10.** (Izq.) Respuesta histerética obtenida del ensayo. (Der.) Respuesta histerética obtenida del modelo no lineal del puntal.

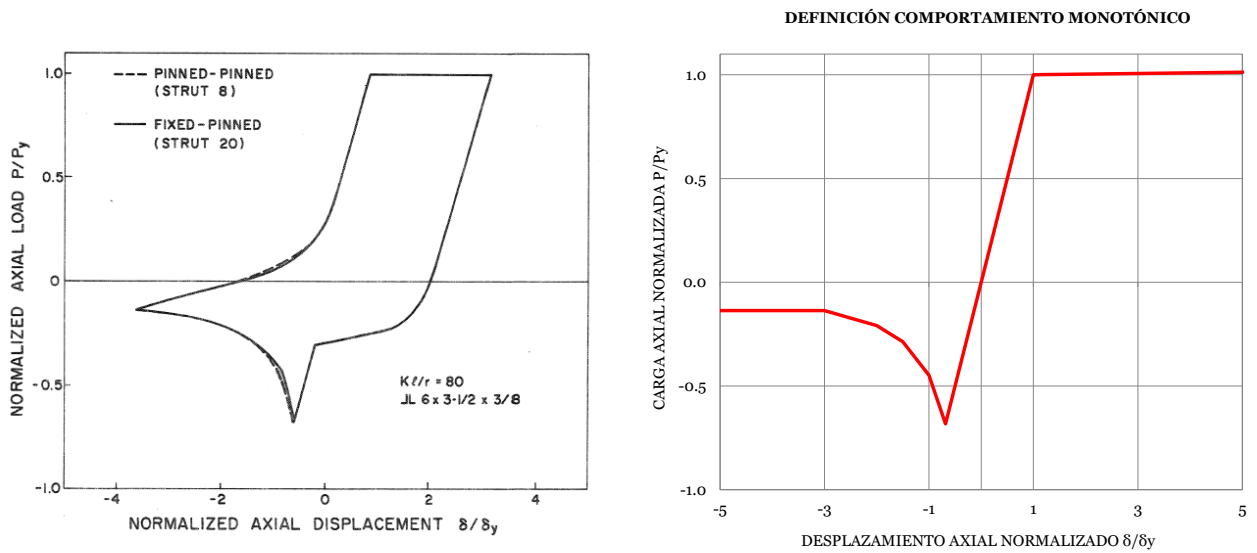
**Calibración del modelo para secciones TL y XL**

La calibración del modelo no lineal para secciones TL y XL se basa en los resultados obtenidos para el puntal No. 8 de sección TL6x3 1/2x3/8. En la Figura 3-11 se muestra la historia de desplazamiento a la cual fue sometido el puntal. A la izquierda de la Figura 3-12 se muestra la envolvente de la curva carga - deformación experimental normalizada, la cual se utiliza como base para calibrar la curva monotónica del modelo no lineal mostrado a la derecha de la misma figura. Por iteraciones sucesivas se llega a que un exponente  $n=1.1$  produce un decaimiento de la carga de pandeo inelástico a la carga residual similar a la registrada en el ensayo. Luego para a secciones TL y XL se utiliza un exponente  $n=1.1$  en los modelos no lineales de arriostramientos.



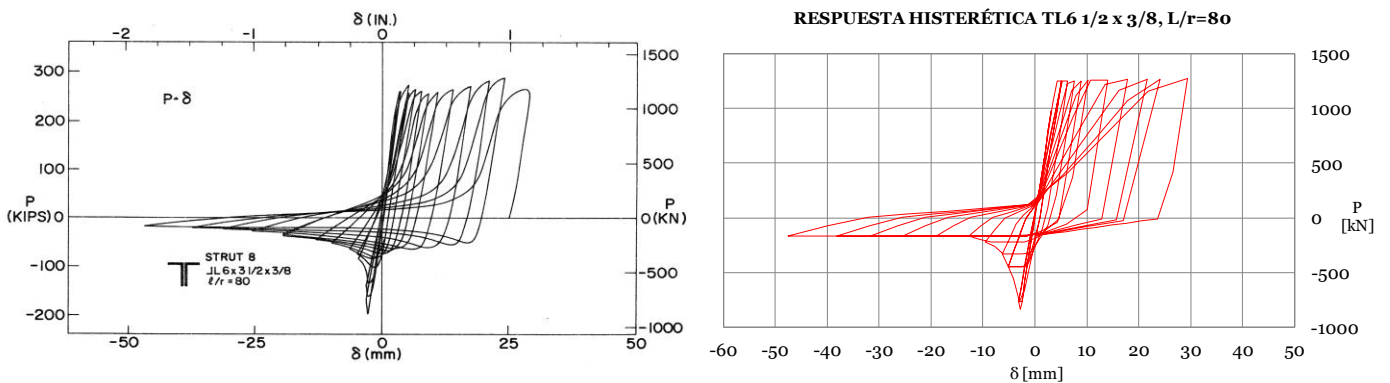


**Figura 3-11.** Historia de desplazamientos aplicada al puntal TL61/2x3/8.



**Figura 3-12.** (Izq.) Curva envolvente carga - deformación cíclica normalizada registrada En el ensayo. (Der.) Curva monotónica carga - deformación utilizada en el modelo no lineal del puntal.

A la izquierda de la Figura 3-13 se muestra la respuesta histerética registrada en el ensayo junto con la respuesta obtenida del modelo no lineal del puntal a la derecha.



**Figura 3-13.** (Izq.) Respuesta histerética obtenida del ensayo. (Der.) Respuesta histerética obtenida del modelo no lineal del puntal.

### Calibración del modelo para secciones cajón

La calibración del modelo no lineal para secciones cajón se basa en los resultados obtenidos para el puntal No. 17 de sección HSS4x4x1/4. En la Figura 3-14 se muestra la historia de desplazamiento a la cual fue sometido el puntal. A la izquierda de la Figura 3-15 se muestra la envolvente de la curva carga – deformación experimental normalizada, la cual se utiliza como base para calibrar la curva monótonica del modelo no lineal mostrada a la derecha de la misma figura. Por iteraciones sucesivas se llega a que un exponente  $n=0.75$  produce un decaimiento de la carga de pandeo inelástico a la carga residual similar a la registrada en el ensayo. Luego para a secciones HSS se utiliza un exponente  $n=0.75$  en los modelos no lineales de arriostramientos. A la izquierda de la Figura 3-16 se muestra la respuesta histerética registrada en el ensayo junto con la respuesta obtenida del modelo no lineal del puntal a la derecha.



Figura 3-14. Historia de desplazamientos aplicada al puntal HSS4x4x1/4.

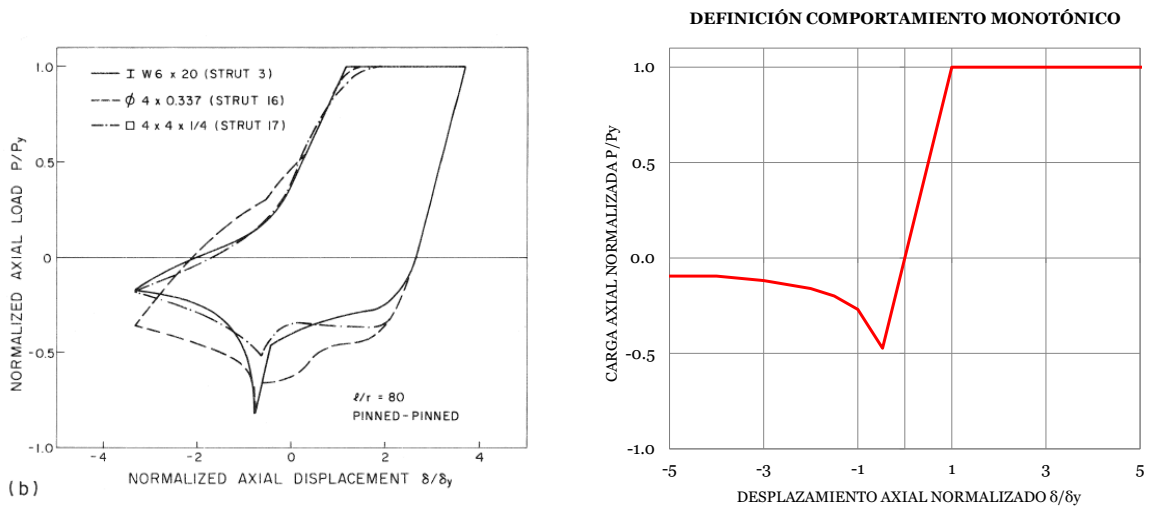
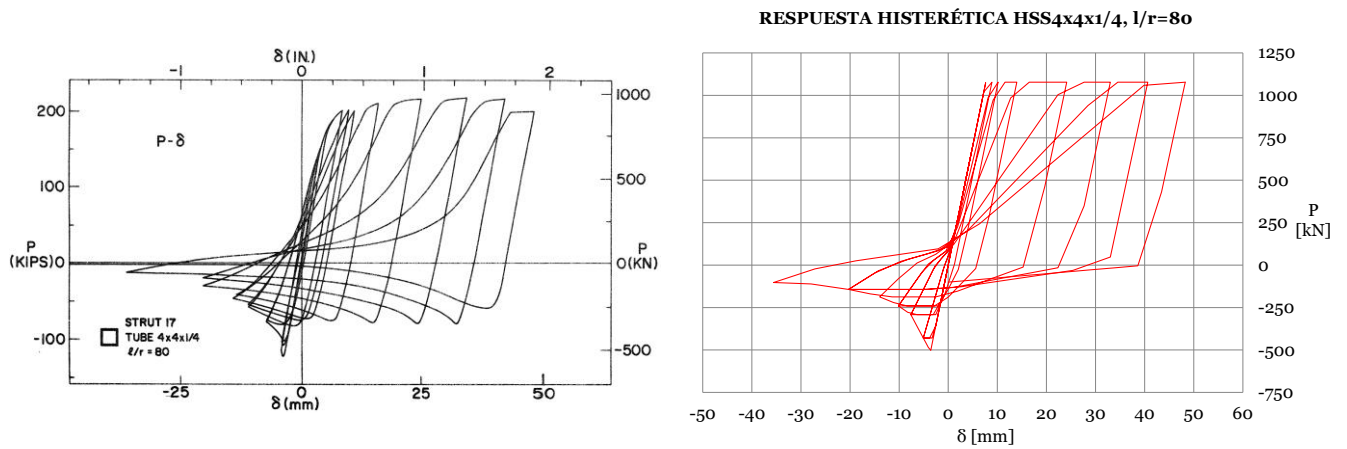


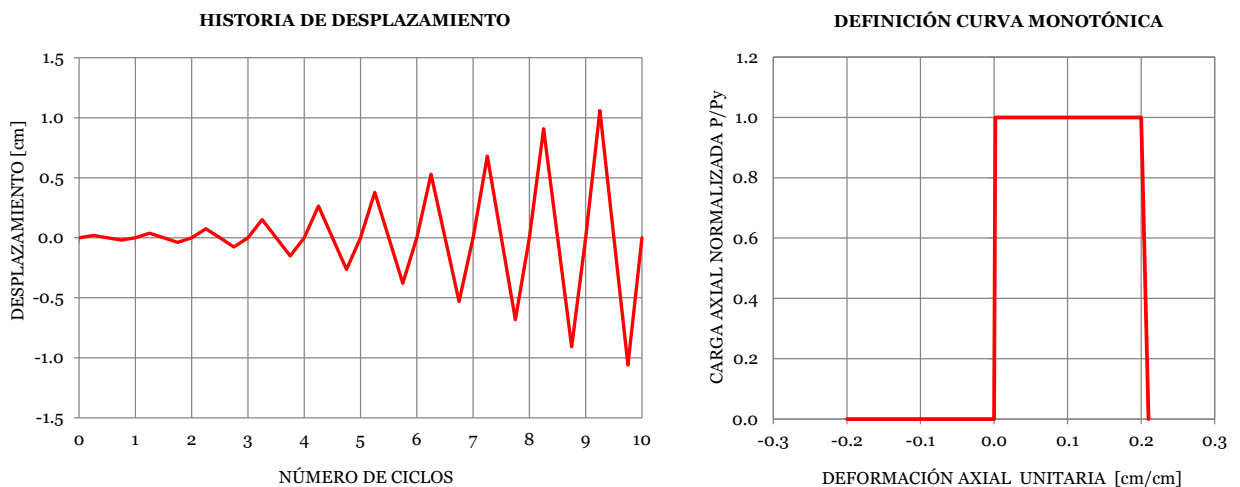
Figura 3-15. (Izq.) Curva envolvente carga - deformación cíclica normalizada registrada en el ensayo. (Der.) Curva monótonica carga - deformación utilizada en el modelo no lineal del puntal.



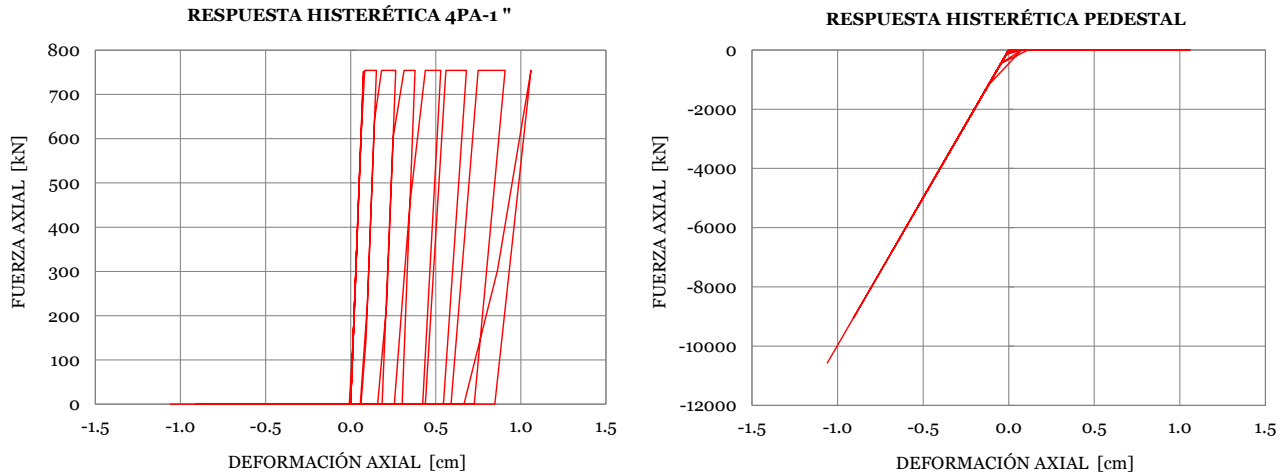
**Figura 3-16.** (Izq.) Respuesta histerética obtenida del ensayo. (Der.) Respuesta histerética obtenida del modelo no lineal del puntal.

### 3.4.6 RESPUESTA DE PERNOS DE ANCLAJE

En este trabajo no se cuenta con ensayos que permitan calibrar el modelo de los pernos de anclaje, sin embargo, dado que se espera disipación de energía por plastificación de los pernos de anclaje sólo en tracción, el modelo es lo suficientemente sencillo como para no requerir mayores verificaciones adicionales. Para revisar la respuesta del modelo se somete cuasi estáticamente a un anclaje de 4 pernos de 1" de diámetro, sobre un pedestal de hormigón armado de 60x60 cm, a la historia de desplazamiento mostrada a la izquierda de la Figura 3-17. La calidad de los pernos es ASTM A36 ( $F_{ye}=372$  MPa) y el pedestal es de hormigón calidad  $f'_c=28$  MPa. A la derecha de la Figura 3-17 se muestra la curva monótonica paramétrica utilizada en el modelo de los pernos de anclaje. En la Figura 3-18, a la izquierda, se muestra la respuesta histerética de los pernos de anclaje, y a la derecha la respuesta del pedestal. Nótese que al ser elástica la respuesta del pedestal, no hay disipación de energía en este.



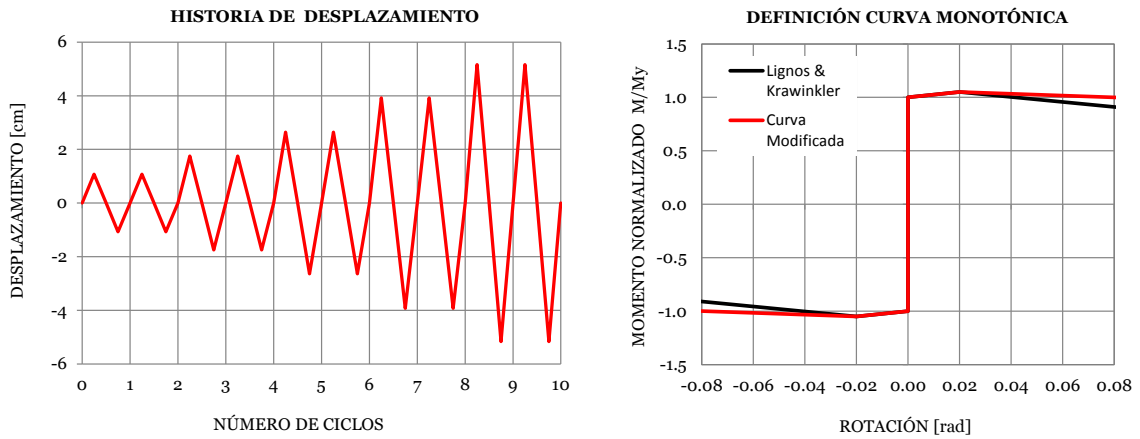
**Figura 3-17.** (Arriba) Historia de fuerza aplicada al anclaje. (Abajo) Curva monótonica del anclaje.



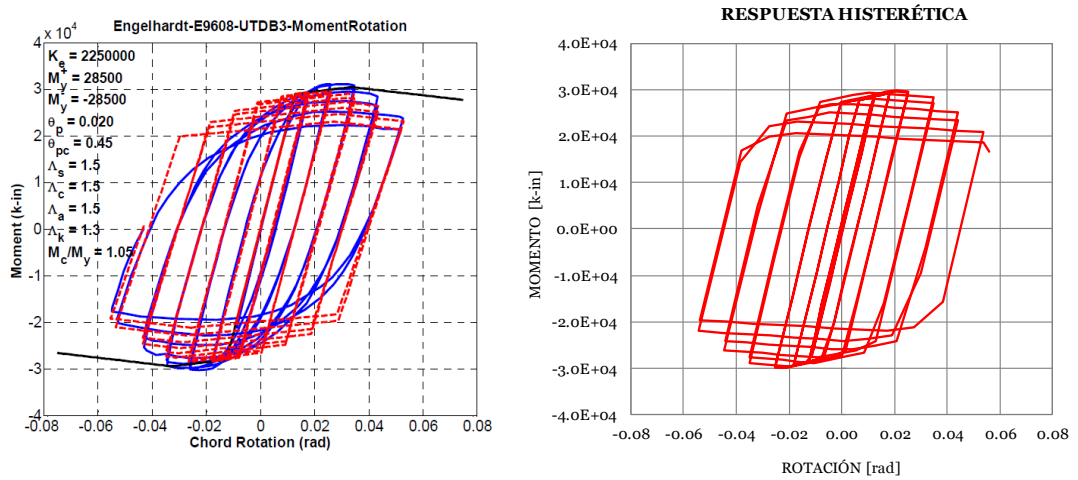
**Figura 3-18.** (Izq.) Respuesta histerética del anclaje. (Der.) Respuesta histerética del pedestal.

### 3.4.7 CALIBRACIÓN DEL MODELO NOLINEAL DE RÓTULA PLÁSTICA

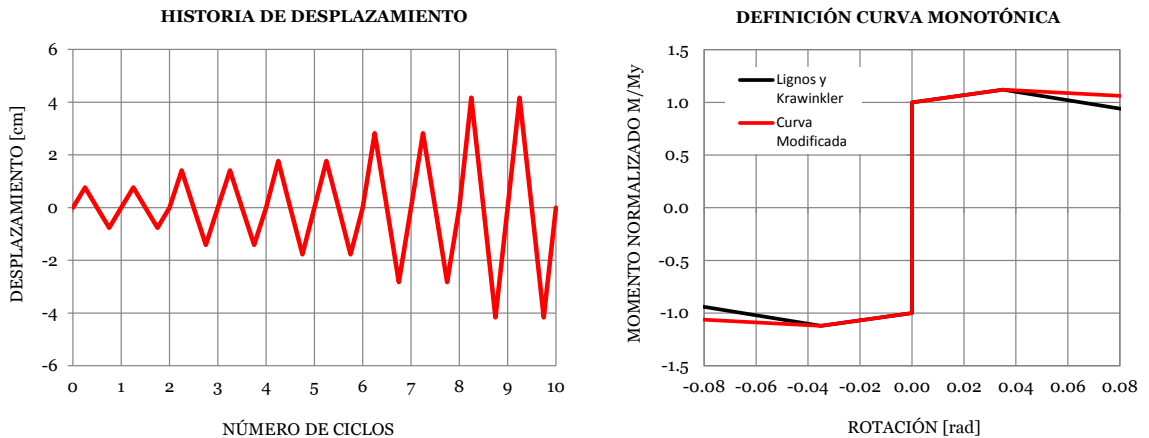
Para la calibración del modelo de rótula plástica se utilizan los resultados experimentales para vigas de acero mostrados en el informe PEER/ATC-72-1. Estos ensayos corresponden a vigas en regiones cercanas a la conexión viga-columna de sistemas de marcos de momento con uniones rígidas. De modo de evaluar el comportamiento de la rótula en una viga de un marco arriostrado tipo chevron, se dispone el elemento no lineal en el centro de una viga simplemente apoyada y se la somete a una historia de desplazamientos en su centro que induce una historia de rotaciones en los apoyos equivalente a la observada en los ensayos. Aunque en el informe no se indican las secciones utilizadas, propiedades mecánicas de estas o propiedades del material, si se detallan los parámetros utilizados en el modelo original de Lignos y Krawinkler, los que son utilizados directamente en el modelo no lineal de rótula propuesto. El momento de inercia de las secciones se estima de modo que la viga simplemente apoyada, cargada en su centro, presente una rigidez elástica equivalente a la indicada en los ensayos. En las Figuras 3-19 y 3-21 se muestran, a la izquierda, las historias de desplazamiento utilizadas en las calibraciones, y a la derecha, las curvas envolventes originales y modificadas. En las Figuras 3-20 y 3-22 se muestra, a la izquierda, la respuesta experimental (en azul), y a la derecha, la respuesta del modelo no lineal (en rojo). En los registros experimentales se ha incluido la respuesta del modelo original de Lignos y Krawinkler (en rojo), a modo comparativo. Se aprecia que el modelo modificado para uso en SAP2000 ajusta de manera similar los datos empíricos que el modelo original. Las respuestas se comparan en las unidades imperiales originales de los ensayos.



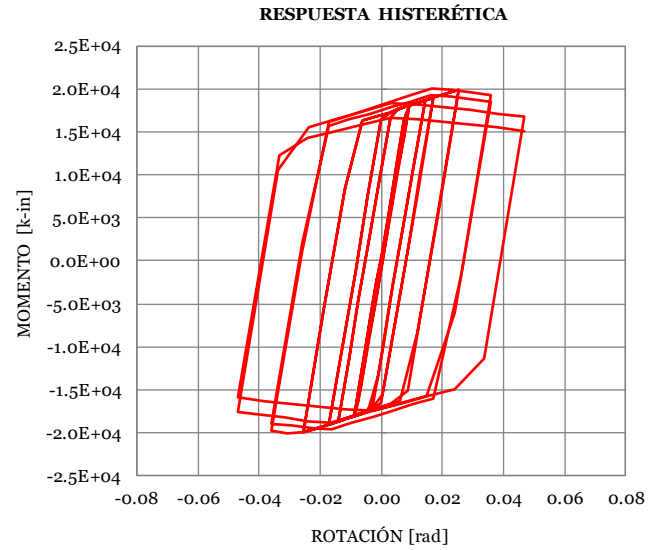
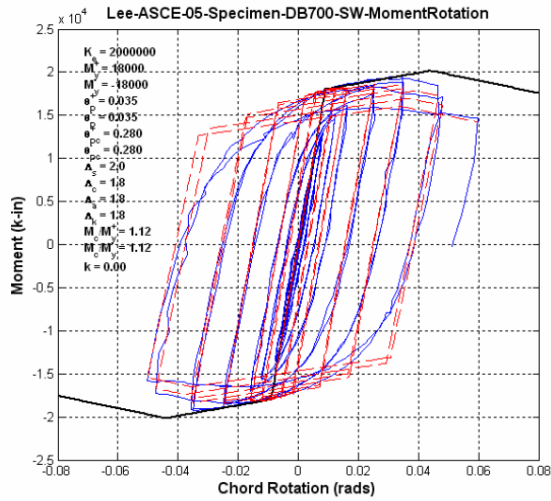
**Figura 3-19.** (Izq.) Historia de desplazamientos centrales sobre viga simplemente apoyada. (Der.) Curva envolvente original del modelo de Lignos y Krawinkler (negro) y curva envolvente modificada utilizada en el modelo no lineal de la rótula E9608 (rojo).



**Figura 3-20.** (Izq.) Respuesta experimental rótula E9608 (azul), curva envolvente original modelo de Lignos y Krawinkler (negro) y respuesta histerética de este modelo (rojo). (Der.) Respuesta histerética del modelo no lineal propuesto para uso en SAP2000.



**Figura 3-21.** (Izq.) Historia de desplazamientos centrales sobre viga simplemente apoyada. (Der.) Curva envolvente original del modelo de Lignos y Krawinkler (negro) y curva envolvente modificada utilizada en el modelo no lineal de la rótula DB700 (rojo).



**Figura 3-22.** (Izq.) Respuesta experimental rótula DB700 (azul), curva envolvente original modelo de Lignos y Krawinkler (negro) y respuesta histerética de este modelo (rojo). (Der.) Respuesta histerética del modelo no lineal propuesto para uso en SAP2000.

### 3.4.8 CALIBRACIÓN DE UN MODELO DE MARCO PLANO

Para estudiar la respuesta de un sistema compuesto por un marco plano arriostrado en chevron se utilizan los datos experimentales obtenidos por Uriz y Mahin [Uriz & Mahin, 2008]. El ensayo consiste en la aplicación cuasi estática de una historia de desplazamiento en el nivel superior del marco, el cual se ensaya en posición horizontal sin cargas gravitacionales sobre vigas o columnas. En las Tablas 3-2 y 3-3 se muestran las propiedades geométricas y mecánicas de los componentes estructurales del marco arriostrado.

**Tabla 3-2.** Propiedades de los perfiles utilizados en el marco plano.

Elemento	A [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>xx</sub> [cm <sup>4</sup> ]	Z <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	r <sub>y</sub> [cm]	Material
Columna (W10x45)	85.8	10323	900	5.1	ASTM A992/A572 Gr. 50
Viga (W24x117)	221.9	147346	5359	7.5	ASTM A992/A572 Gr. 50
Arriost. (HSS6x6x38)	52.1	1732	275	5.8	ASTM A500 Gr. B
Planchas	N/A	N/A	N/A	N/A	ASTM A572 Gr. 50
Plancha ref. sección neta	N/A	N/A	N/A	N/A	A36

**Tabla 3-3.** Propiedades de los materiales.

Elemento	Fy promedio [MPa]	Fu promedio [MPa]	% elongación
Columna (W10x45)	385	508	23.9
Viga (W24x117)	400	514	26.0
Arriost. (HSS6x6x38)	418	454	36.0
Placa Base	379	558	17.0
Plancha Gusset	386	538	20.0
Plancha ref. sección neta	331	476	33.5

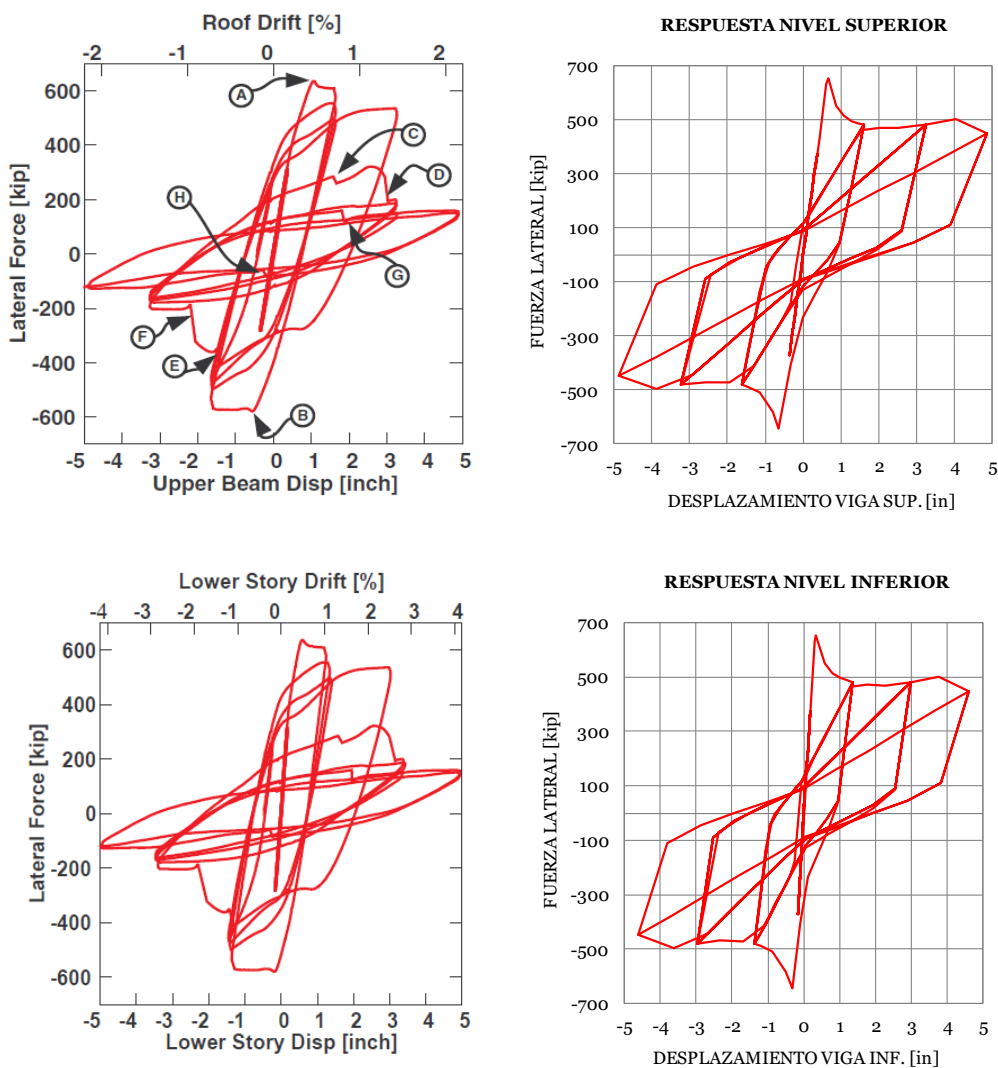
El modelo computacional del marco en SAP2000 consiste en columnas y vigas elásticas y arriostamientos no lineales tipo *Link*. No se consideran elementos no lineales para pernos de anclaje o rótulas plásticas en vigas, dado que no se espera plastificación en estos elementos según lo observado en el ensayo. El largo efectivo de los arriostamientos  $L_e$  es 111” y 103” para arriostamientos inferiores y superiores, respectivamente. El factor de largo efectivo se considera como  $K=0.65$  (Tabla C-C2.2, AISC360) dado el gran espesor de los gussets de conexión. Las uniones viga columna del nivel superior se consideran de corte y las del nivel intermedio de momento, dada la rigidez que aporta el gusset a la conexión. La placa base se considera como rotulada, dada la alta demanda de rotación que tendrá la conexión, la cual inducirá eventualmente plastificación en la base de la columna que ha sido modelada como elástica. En la Figura 3-23 se muestra la historia de desplazamiento a la cual se somete el marco. En la Figura 3-24 se muestra a la izquierda la respuesta experimental y a la derecha la respuesta analítica para el nivel superior e inferior. En la Figura 3-25 se muestra a la izquierda la respuesta experimental y a la derecha la respuesta analítica para el arriostamiento superior sur e inferior norte. Las respuestas se presentan en las unidades imperiales originales del ensayo.

Se observa tanto a nivel global de la estructura como local de los arriostamientos que la respuesta analítica reproduce de manera adecuada el comportamiento experimental en los primeros ciclos de carga, prediciéndose correctamente las cargas y deformaciones de pandeo y fluencia. Se observa también que pasados los diez ciclos de carga se produce fractura en el área gruesa del arriostamiento, por lo que el sistema pierde capacidad resistente. La fatiga de bajo ciclaje en arriostamientos se incorpora indirectamente limitando la deformación última en tracción permisible en el arriostamiento, lo que reproduce en algún grado la brusca pérdida de resistencia que experimenta el sistema. Por otra parte, la

primera fluencia en columnas y su posterior fractura se revisarán por medio de modos de falla no simulados como se indica a continuación.

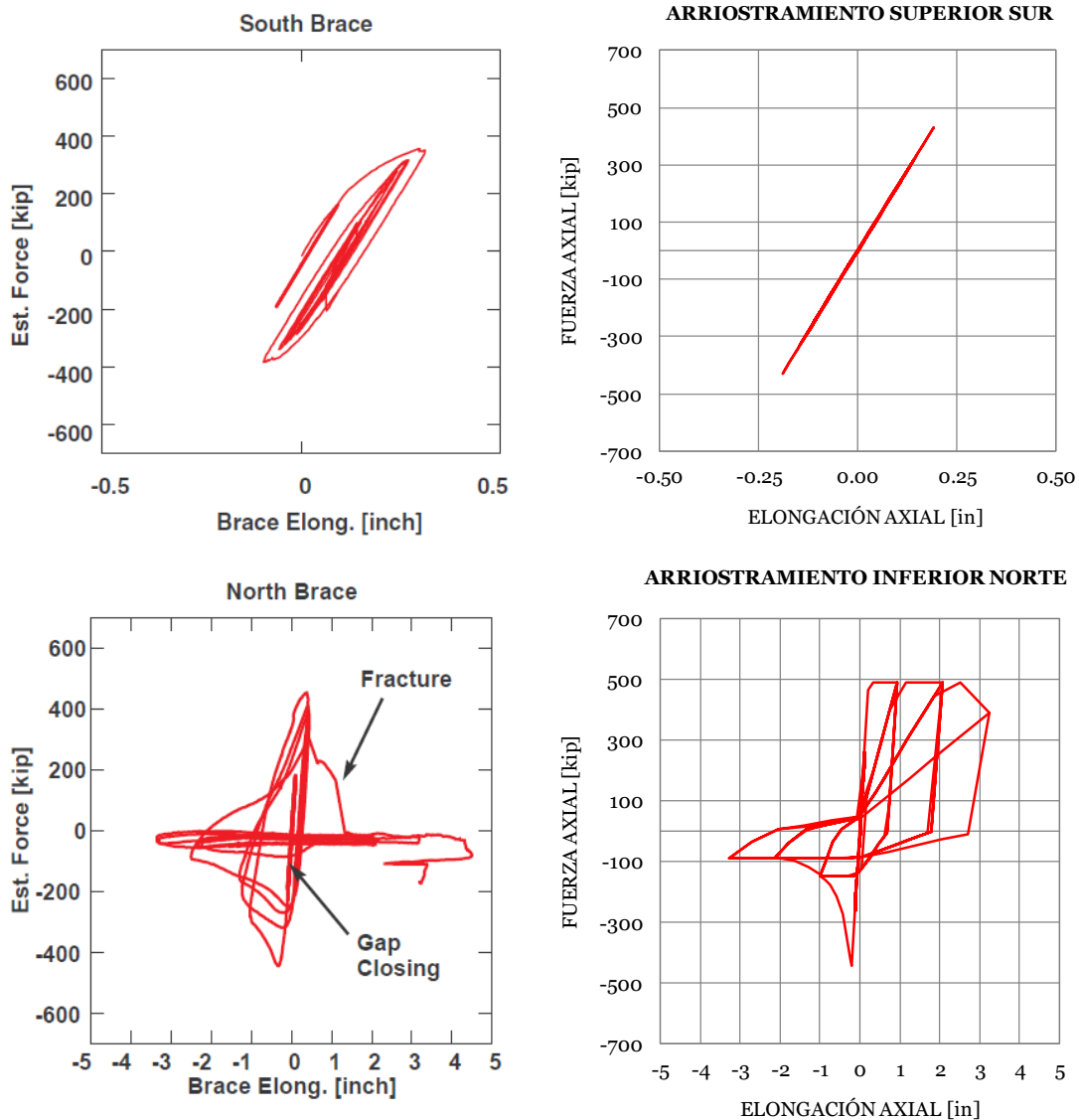


**Figura 3-23.** Historia de desplazamiento cíclico.



**Figura 3-24.** (Arriba) Respuesta experimental (izq.) y analítica (der.) para el nivel superior. (Abajo) Respuesta experimental (izq.) y analítica (der.) para el nivel inferior.





**Figura 3-25.** (Arriba) Respuesta experimental (izq.) y analítica (der.) para el arriostramiento superior sur. (Abajo) Respuesta experimental (izq.) y analítica (der.) para el arriostramiento inferior norte.

### 3.4.9 MODOS DE FALLA NO SIMULADOS

En este trabajo se concentra el comportamiento no lineal en arriostramientos, rótulas plásticas y pernos de anclaje; dado el rol mayor que juegan en términos de absorción de energía sísmica. En estos elementos se modelan explícitamente los modos de falla dominantes, correspondientes a pandeo flexural en arriostramientos y fluencia en tracción en los pernos de anclaje. Modos de falla frágiles relevantes en la ductilidad de la estructura, como falla en la sección neta de arriostramientos o falla de conexiones, son prevenidos por los criterios de diseño en cualquiera de las prácticas consideradas. Como se mencionó anteriormente, la fractura por fatiga de bajo ciclaje en arriostramientos no es considerada

explícitamente en los análisis, sin embargo, su efecto se toma en cuenta indirectamente estableciendo la deformación última del arriostramiento como 15 veces la deformación de fluencia, límite ostensiblemente menor a la deformación de rotura esperada para un elemento en tracción monotónica (0.2L). Este criterio se basa en las disposiciones de los estándares FEMA356 y ASCE/SEI 41-06.

La fractura en columnas, precursora de inestabilidad lateral y eventual colapso estructural, tampoco se considera de manera explícita, dada la complejidad de establecer la zona de formación de rotulas plásticas y el comportamiento de estas en flexo-compresión biaxial. Ensayos en columnas de secciones laminadas desarrollados por Newell y Uang [Newell & Uang, 2006] muestran que las columnas empiezan a perder capacidad resistente después de un 7% a 9% de deriva de piso bajo la interacción de cargas cíclicas axiales y laterales. Por otra parte, en los ensayos desarrollados por Uriz y Mahin, detallados en el punto anterior, la fractura de arriostramientos se desarrolla para una deriva de piso del orden del 3%, siguiéndole la fractura de ambas columnas a una deriva de piso algo mayor al 4% con pérdida importante de rigidez lateral. Sin embargo, a diferencia del detallamiento realizado en el marco ensayado, en la práctica chilena las uniones viga – columna en marcos arriostrados son reforzadas con atiesadores en el alma de las columnas, incrementando su resistencia a cargas concentradas. Considerando lo anterior, en este trabajo se utilizará la deriva de piso como modo de falla no simulado indicativo de la eventual fractura de columnas, estableciendo conservadoramente una deriva lateral máxima de un 5% como modo de colapso estructural.

Adicionalmente, la interacción de esfuerzos axiales, flexurales y cortantes es registrada en cada elemento; considerándose conservadoramente que en cualquier eje, una relación demanda/capacidad mayor a uno en cualquier columna de cada marco arriostrado es representativa de inestabilidad lateral y eventual colapso estructural. La resistencia en columnas se evalúa considerando propiedades esperadas y el 100% del largo libre en compresión. En general, se espera que en columnas controle el modo de falla no simulado asociado a primera fluencia por sobre el de deriva lateral asociado a fractura. En la Tabla 3-4 se resume el estatus de modelación para cada elemento resistente.

#### **3.4.10 CALIDAD DE LOS MODELOS ANALÍTICOS**

Los modelos analíticos presentados para arriostramientos, pernos de anclaje y rótulas plásticas son capaces de reproducir razonablemente el comportamiento global de un sistema mientras el modo de falla gobernante no sea la fractura o el pandeo local de un arriostramiento. El pandeo local es prevenido por las disposiciones presentes en los criterios de diseño. La fractura producto de fatiga de

bajo ciclaje se considera indirectamente en la curva envolvente monotónica de cada arriostramiento. La fractura en columnas se controla indirectamente a través de la deriva lateral. Aunque no se dispone de datos experimentales para la calibración del modelo no lineal de pernos de anclaje, el modelo presentado es simple y predecible, dado que reproduce el principal mecanismo de disipación de energía correspondiente a la fluencia en tracción de los pernos. Considerando lo anterior, y teniendo presente las limitaciones inherentes de los modelos, se les asigna una calidad de (B) Bueno ( $\beta_{MDL} = 0.20$ ), según la Tabla 3-2 de FEMAP695.

**Tabla 3-4.** Estatus de modelación de los modos de falla críticos en las estructuras en estudio.

Modo de Falla	Estatus de Modelación		
	Explícitamente Modelado	Modo de Falla No Simulado	Prevenido por CD's
<i>Arriostramiento Verticales</i>			
Pandeo flexural	✓		
Fatiga de Bajo Ciclaje		✓	
Pandeo Local			✓
Falla del Área Neta			✓
<i>Vigas, Columnas y Arriostramientos de Piso</i>			
Pandeo Global y Local		✓	
P. Lateral Torsional		✓	
Interacción P-M, V-T		✓	
Fractura Columna		✓	
<i>Conexiones</i>			
Falla Conexiones			✓
<i>Anclaje Estructura – Fundación</i>			
Fluencia PA's (Práctica Norteamericana)			✓
Fluencia PA's (Práctica Chilena)	✓		

### 3.5 ANÁLISIS NOLINEALES

#### 3.5.1 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS NOLINEAL

Para evaluar parámetros como la sobrerresistencia del sistema, la distribución de energía disipada y el margen al colapso, se desarrollan análisis no lineales estáticos (pushover) y dinámicos (tiempo-historia). El análisis estático se ejecuta primero para obtener estimaciones de la sobrerresistencia ( $\Omega$ ), la ductilidad del sistema ( $\mu_T$ ) y el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ). El análisis dinámico no lineal se ejecuta posteriormente para evaluar la Capacidad Media de Colapso ( $\hat{S}_{CT}$ ), la Razón del Margen de Colapso ( $CMR$ ), la distribución de energía entre arriostramientos y anclajes, y el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ). Cualquiera sea el tipo de análisis que se ejecute, los parámetros utilizados en la modelación, como masa sísmica y cargas gravitacionales, deben ser representativos de valores medios experimentados por la estructura. Considerando esto, la Ecuación 3-7 (Ec. 6-1, FEMA P695) presenta la combinación de carga que debe ser utilizada en análisis no lineales. Los factores de mayoración en esta combinación de carga representan valores medios para variables aleatorias normalmente distribuidas.

$$1.05D + 0.25L \quad (3-7)$$

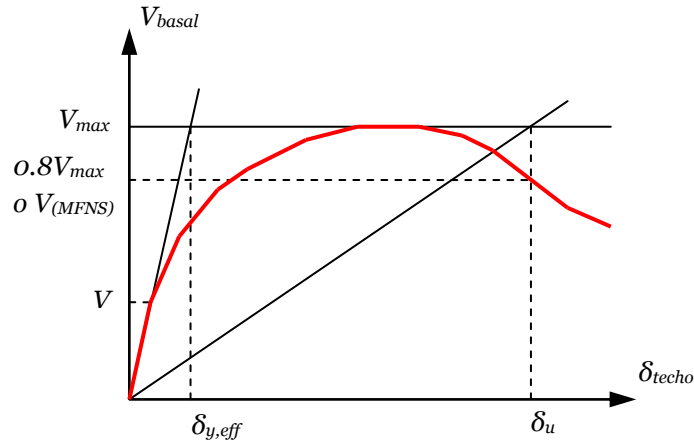
#### 3.5.2 ANÁLISIS NOLINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER)

Análisis no lineales estáticos (pushover) se desarrollan para cada una de las direcciones principales de las estructuras en estudio. Para desarrollar los análisis estáticos se utilizan análisis tiempo-historia, donde la carga se aplica lentamente considerando una alta razón de amortiguamiento crítico (0.999). Este enfoque se utiliza por sobre los análisis estáticos tradicionales por la alta eficiencia computacional que ofrece; y por no presentar los problemas de convergencia asociados a la multiplicidad de soluciones, inducidos por no linealidades abruptas como pandeos de arriostramientos. En los análisis tiempo-historia los efectos inerciales limitan las trayectorias posibles que la estructura puede seguir, aumentando de manera significativa la convergencia del método (CSI, 2011).

Los análisis se realizan en dos etapas. Primero, se aplican gradualmente las cargas gravitacionales indicadas por la Ecuación 3-7 a la estructura. Segundo, se aplica gradualmente la carga lateral a la estructura controlando la deformación observada en el nivel superior. Considerando que la carga lateral en el nivel  $x$  es  $F_x$ , su distribución en altura será proporcional a la masa del nivel y a la forma modal fundamental de la estructura según indica la Ecuación 3-8.

$$F_x \propto m_x \phi_{n,x} \quad (3-8)$$

Donde  $m_x$  la masa en el nivel  $x$  y  $\Phi_{n,x}$  es el valor de la forma modal fundamental en el nivel  $x$ . La Figura 3-26 muestra una curva pushover idealizada, donde se define el corte máximo ( $V_{max}$ ) como el máximo corte basal experimentado por la estructura. El desplazamiento último ( $\delta_u$ ) se define como el desplazamiento de techo al momento en que el corte basal se ha reducido en un 20% ( $0.80V_{max}$ ), o se ha gatillado un modo de falla no simulado (MFNS).



**Figura 3-26:** Curva pushover no lineal estática.

El factor de sobrerresistencia ( $\Omega$ ) se define como la razón entre la máxima resistencia al corte basal ( $V_{max}$ ) y el corte basal de diseño ( $V$ ).

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (3-9)$$

La ductilidad basada en el periodo ( $\mu_T$ ) se define como la razón entre el desplazamiento último ( $\delta_u$ ) y el desplazamiento de fluencia ( $\delta_{y,eff}$ ).

$$\mu_T = \delta_u / \delta_{y,eff} \quad (3-10)$$

El desplazamiento efectivo de fluencia se define como:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad (3-11)$$

Donde  $C_0$  se basa en la Ecuación C3-4 de ASCE/SEI 41-06 [ASCE, 2006b] y  $T$  es el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

$$C_0 = \phi_{n,r} \frac{\sum_{z=1}^N m_z \phi_{n,z}}{\sum_{z=1}^N m_z \phi_{n,z}^2} \quad (3-12)$$

En la ecuación anterior  $m_z$  es la masa a la altura  $z$ ,  $\Phi_{n,z}$  es el valor de la forma modal fundamental (mayor participación modal en la dirección de análisis) en la altura  $z$ ,  $\Phi_{n,r}$  es el valor de la forma modal fundamental en el nivel de techo y  $N$  es el número de niveles.

Del análisis pushover se obtiene también una aproximación del Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) basándose en lo indicado por el estándar “*Structural Response Modification Factors*”, ATC-19 (ATC, 1995).

$$R = \Omega R_{\mu} \quad (3-13)$$

Donde  $R_{\mu}$  es el Factor de Ductilidad y se basa en lo indicado por Newmark y Hall (Newmark & Hall, 1982) para estructuras con periodo fundamental perteneciente a la zona de aceleración constante del espectro de diseño:

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3-14)$$

El Factor de Ductilidad  $R_{\mu}$  representa la reducción de fuerza sísmica que presentará un sistema con sobrerresistencia unitaria, es decir, es representativo de la capacidad de disipación de energía de un sistema independiente de la sobrerresistencia que este posea. Aunque su aplicabilidad tiene ciertas limitaciones, se utilizará como referencia para compararlo con la reducción de fuerza obtenida de los análisis dinámicos no lineales como se explica más adelante.

### **3.5.3 ANÁLISIS DINÁMICO NOLINEAL (TIEMPO-HISTORIA)**

Los análisis tiempo historia se conducen bajo las cargas gravitacionales indicadas por la Ecuación 3-7 y los acelerogramas indicados en la Tabla 3-5. Estos análisis tienen el objeto de establecer la Capacidad Mediana de Colapso ( $S_{CT}$ ), la Razón del Margen de Colapso ( $CMR$ ), la distribución de energía entre pernos de anclaje y arriostramientos (Práctica Chilena), y el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) para cada estructura.

#### ***Registros Sísmicos***

Los acelerogramas utilizados en este trabajo corresponden a sismos intensos registrados en el territorio nacional, contenidos en bases de datos chilenas [[www.terremotos.ing.uchile.cl](http://www.terremotos.ing.uchile.cl)] y norteamericanas [[www.strongmotioncenter.org](http://www.strongmotioncenter.org)]. Los registros han sido previamente procesados para corregir problemas de línea base y contenido de frecuencias según procedimientos estándar. De cada sismo se selecciona el par de estaciones que presentan aceleraciones mayores a 0.2g, estimándose además para cada registro la Intensidad de Arias ( $IA$ ) [Arias, 1970] y el Potencial Destructivo ( $PD$ ) [Araya & Saragoni, 1985], de modo de evaluar la

correlación entre estos parámetros y la cercanía al colapso que presenten las estructuras bajo análisis no lineales dinámicos.

La Intensidad de Arias (*IA*) para cada registro se define como:

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (3-15)$$

Donde,

- $g$  = Aceleración de gravedad,  $9.81 \text{ m/s}^2$
- $a(t)$  = Aceleración del registro en el tiempo  $t$
- $t_0$  = Duración del registro

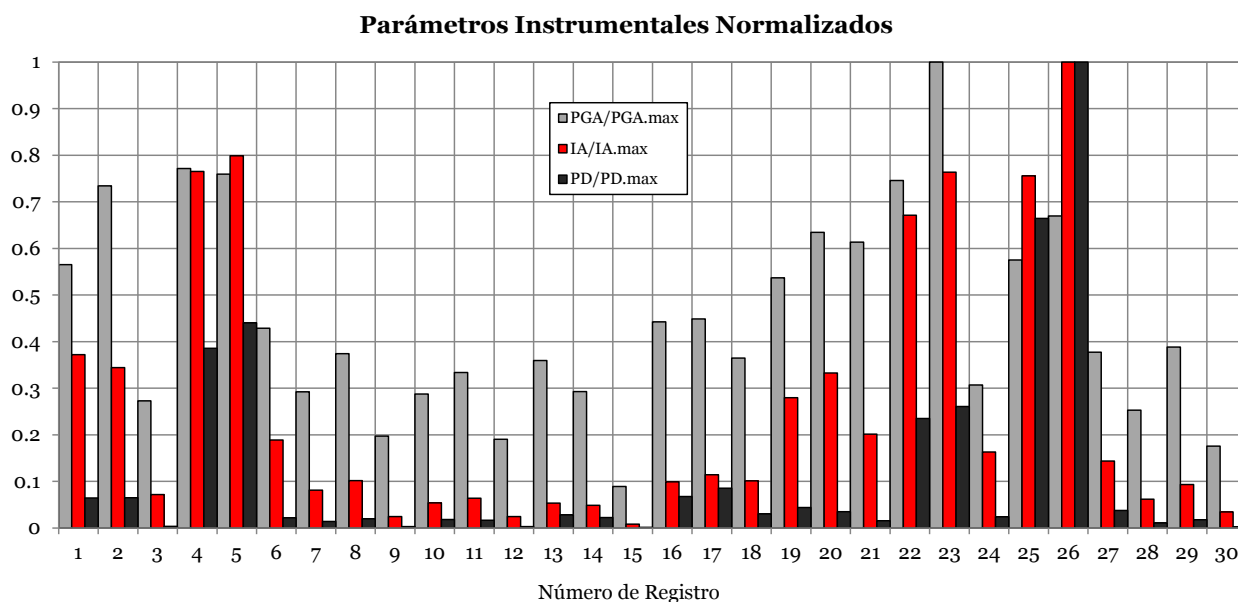
El Potencial Destructivo para cada registro se define como:

$$PD = IA / v_0^2 \quad (3-16)$$

Donde,

- $v_0$  = Intensidad de cruces por cero por segundo

En la Tabla 3-5 se muestra el conjunto de registros sísmicos utilizados para los análisis tiempo historia, junto con los parámetros sísmicos descritos anteriormente. En la Figura 3-27 se muestra una comparación de las intensidades instrumentales normalizadas.



**Figura 3-27.** Espectro de aceleración mediana del conjunto de registros sísmicos.

**Tabla 3-5.** Registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo historia.

Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Nº Reg.	Comp.	Dur.[s]	$\Delta t$ [s]	PGA [g]	IA [m/s]	PD [ms]
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	1	EW	79.3	0.005	0.53	9.68	4.21E-02
				2	NS	79.3	0.005	0.69	8.95	4.26E-02
				3	V	79.3	0.005	0.25	1.87	2.43E-03
			San Isidro	4	L	100.0	0.005	0.72	19.90	2.52E-01
				5	T	100.0	0.005	0.71	20.77	2.87E-01
				6	V	100.0	0.005	0.40	4.91	1.42E-02
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	7	L	80.0	0.005	0.27	2.11	9.14E-03
				8	T	80.0	0.005	0.35	2.65	1.31E-02
				9	V	80.0	0.005	0.18	0.64	1.97E-03
Sur de Perú	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	10	L	63.4	0.005	0.27	1.40	1.20E-02
				11	T	63.4	0.005	0.31	1.66	1.09E-02
				12	V	63.4	0.005	0.18	0.64	2.09E-03
			Costanera	13	L	76.2	0.005	0.34	1.39	1.84E-02
				14	T	76.2	0.005	0.27	1.26	1.47E-02
				15	V	76.2	0.005	0.08	0.21	1.10E-03
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	16	EW	170.0	0.005	0.41	2.58	4.40E-02
				17	NS	170.0	0.005	0.42	2.98	5.58E-02
				18	V	170.0	0.005	0.34	2.63	1.97E-02
			Tocopilla	19	L	70.9	0.005	0.50	7.27	2.88E-02
				20	T	70.9	0.005	0.59	8.65	2.29E-02
				21	V	70.9	0.005	0.57	5.24	1.03E-02
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	22	EW	83.0	0.010	0.70	17.46	1.53E-01
				23	NS	83.0	0.010	0.93	19.86	1.70E-01
				24	V	83.0	0.010	0.29	4.24	1.56E-02
			Constitución	25	L	143.3	0.005	0.54	19.65	4.34E-01
				26	T	143.3	0.005	0.63	26.00	6.53E-01
				27	V	143.3	0.005	0.35	3.74	2.46E-02
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	28	EW	222.0	0.010	0.24	1.61	7.12E-03
				29	NS	222.0	0.010	0.36	2.43	1.15E-02
				30	V	222.0	0.010	0.16	0.90	1.73E-03

### ***Estimación de la Razón del Margen de Colapso (CMR)***

La Razón del Margen de Colapso (*CMR*) se define como la razón entre la Intensidad Mediana de Colapso ( $S_{CT}$ ) y la Intensidad del Máximo Sismo Considerado ( $S_{MT}$ ).

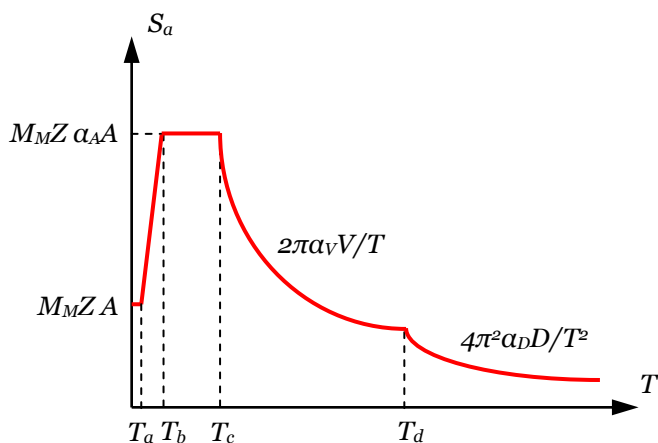
$$CMR = S_{CT} / S_{MT} \quad (3-17)$$

La Intensidad Mediana de Colapso ( $S_{CT}$ ) se determina escalando el valor de la aceleración espectral mediana, para el periodo fundamental en cada dirección de



análisis, por un factor de escalamiento que produce colapso estructural en al menos el 50% de los registros del conjunto bajo análisis dinámicos no lineales (tiempo-historia).

La intensidad  $S_{MT}$  se define como la aceleración espectral a nivel del Máximo Sismo Considerado (*MCE*) para un periodo igual al periodo fundamental de la estructura en estudio. La NCh2369 no define un espectro a nivel de *MCE*, por lo que su definición se obtiene de la norma NCh2745 (INN, 2003); en donde el espectro a nivel *MCE* se define como la sismicidad del territorio nacional cuya intensidad presenta un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años. El espectro *MCE* para un amortiguamiento efectivo del 5% se define en la Figura 3-28.



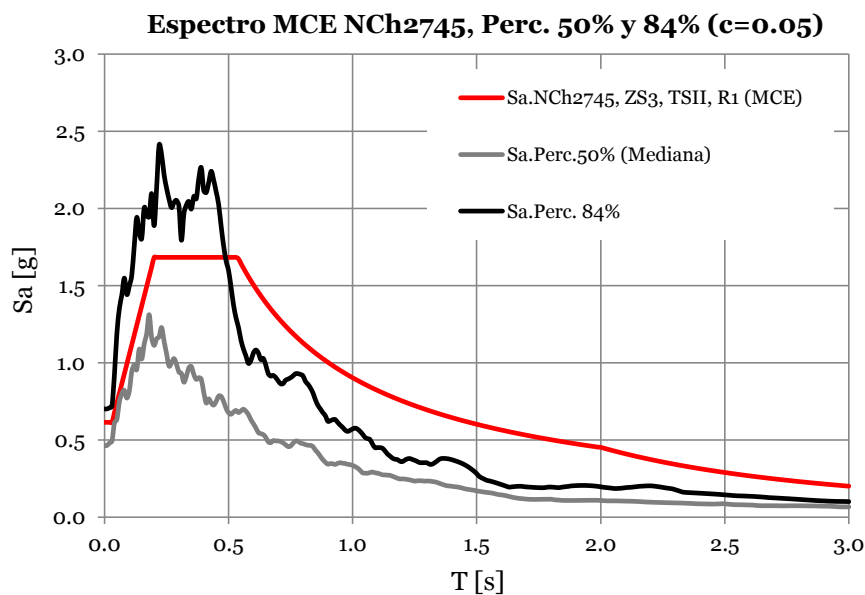
**Figura 3-28.** Espectro de pseudo-aceleración *MCE* para un amortiguamiento efectivo del 5% según NCh2745.

Donde los parámetros de la curva espectral son:

$M_M$	Relación entre sismo <i>MCE</i> y sismo <i>DE</i> , 1.2 según Tabla 3 NCh2745
$Z$	Amplificación por zona sísmica, 1.25 para zona sísmica 3 según Tabla 5 NCh2745
$A$	Aceleración máxima del suelo, $0.41g$ para zona sísmica 2 y suelo tipo II según C8.4.1 NCh2745
$\alpha_{AA}$	Aceleración máxima, $1100 \text{ cm/s}^2$ para zona sísmica 2 y suelo tipo II según Tabla 6 NCh2745
$\alpha_V V, \alpha_D D$	$\alpha_V V = 94 \text{ cm/s}$ y $\alpha_D D = 30 \text{ cm}$ para zona sísmica 2 y suelo tipo II según Tabla 6 NCh2745

$T_a, T_b, T_c, T_d$  Periodos característicos del espectro,  $T_a = 0.03$  s,  $T_b = 0.20$  s,  $T_c = 0.54$ ,  $T_d = 2.00$  s para zona sísmica 2 y suelo tipo II según Tabla 6 NCh2745

En la Figura 3-29 se muestra el espectro *MCE* junto con los espectros elásticos del conjunto de registros para los percentiles del 50% y 84%, todos para un amortiguamiento efectivo del 5%.



**Figura 3-29.** Espectros de aceleración del conjunto de registros para percentiles del 50% y 84% y Máximo Sismo Considerado (*MCE*) para un amortiguamiento de un 5%.

Según el punto 6.4.5 de FEMAP695 la Intensidad Mediana de Colapso ( $S_{CT}$ ) estimada a partir de análisis no lineales tridimensionales es en promedio un 20% menor a la estimada utilizando análisis bidimensionales. Por lo tanto, en este trabajo se incrementará en un 20% la  $S_{CT}$  para fines de estimación del *CMR*.

La metodología requiere que el *CMR* estimado según el procedimiento descrito anteriormente se ajuste de acuerdo a la ductilidad del sistema. Esta corrección es necesaria debido a la diferencia de forma espectral que exhiben los registros del catálogo norteamericano, producto de la variedad de mecanismos de falla que origina cada sismo. Esta corrección, sin embargo, no es necesaria para los registros utilizados en este trabajo, dado que todos son originados por la subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana.

### ***Incertidumbre Registro a Registro***

La incertidumbre registro a registro es causada por la variabilidad en la respuesta de una misma estructura ante distintos registros sísmicos. Esta variabilidad es producto del distintivo contenido de frecuencias y características dinámicas de

cada registro. Según el punto 7.3.1 de la Metodología, la utilización de una variabilidad registro a registro fija de  $\beta_{RTR}=0.4$  es adecuada para estructuras con ductilidad  $\mu_T \geq 3$ , por lo que en este trabajo se utilizará este valor para la evaluación de la incertidumbre total.

### ***Incetidumbre Total***

La incertidumbre total estimada para las estructuras en estudio está dada por:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} = 0.50 \quad (3-18)$$

Donde,

$\beta_{TOT}$	Incetidumbre total al colapso del sistema
$\beta_{RTR}$	Incetidumbre registro a registro (0.4, punto 3.5.3)
$\beta_{DR}$	Incetidumbre en los criterios de diseño (0.1, punto 3.2.5)
$\beta_{TD}$	Incetidumbre en los ensayos utilizados en calibraciones (0.2, punto 3.2.7)
$\beta_{MDL}$	Incetidumbre en la modelación (0.2, punto 3.4.10)

### ***Límite de la Razón del Margen de Colapso***

Para la evaluación del desempeño de estructuras individuales el Apéndice F de FEMA P695 impone una probabilidad máxima de colapso de un 10%, lo que según la Tabla 7-3 de este mismo estándar para una incertidumbre total  $\beta_{TOT} = 0.5$  corresponde a un  $CMR_{10\%}=1.90$ .

### ***Estimación del Factor de Reducción de la Respuesta***

Para la estimación de la Intensidad Mediana de Colapso ( $ScT$ ) se realizan análisis tiempo-historia donde los registros se amplifican progresivamente hasta registrar colapso estructural en al menos el 50% de estos. Los registros escalados a nivel incipiente de colapso son utilizados como base para la estimación del Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) y la distribución de energía sísmica, dado que representan conservadoramente el estado último de resistencia estructural.

El Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) se estima, para cada estructura y dirección de análisis, por medio de la razón entre el corte basal obtenido de un análisis tiempo-historia elástico y el corte basal obtenido de un análisis tiempo-historia no lineal a nivel de colapso. Luego, esta relación es independiente de la

sobrerresistencia del sistema, razón por lo que este valor se compara con el valor  $R_{\mu}$  obtenido de análisis estáticos.

### ***Estimación de la Energía Sísmica Disipada***

La cantidad energía sísmica disipada por pernos de anclaje, arriostamientos y rotulas plásticas a nivel de colapso se determina por medio del trabajo mecánico acumulado en el tiempo por cada elemento. Sean  $p(t)$  y  $\delta(t)$  las lecturas discretas de carga axial/momento y deformación/rotación en el tiempo  $t$ , el trabajo mecánico para ese mismo instante de tiempo estará dado por:

$$W(t) = 1/2(p(t) + p(t-1))(\delta(t) - \delta(t-1)) \quad (3-19)$$

Luego el trabajo acumulado hasta el tiempo  $t_0$  está dado por:

$$\bar{W}(t_0) = \sum W(t) \quad (3-20)$$

### **3.5.4 DISIPACIÓN DE ENERGÍA POR AMORTIGUAMIENTO VISCOSO**

Dado que los modelos no lineales han sido calibrados para representar adecuadamente la respuesta histerética de sus componentes, la mayor parte de la disipación de energía es modelada explícitamente. Por lo tanto, el amortiguamiento viscoso asumido en los análisis no lineales será menor al típicamente utilizado en análisis dinámicos lineales. En los modelos considerados en este trabajo, el amortiguamiento viscoso es utilizado para representar la disipación que ocurre en el deslizamiento de conexiones y empalmes apernados, plastificaciones locales menores o daño en elementos no estructurales, etc. Considerando lo anterior se utiliza una razón de amortiguamiento crítico del 1% sólo en los modos con mayor participación modal, verificando que a nivel de colapso, la mayor parte de la disipación de energía sea producto de disipación histerética y una parte menor se deba a amortiguamiento viscoso (se considera razonable que de la energía total un 20% a 30% se disipe por amortiguamiento viscoso. Porcentajes similares de energía disipada por amortiguamiento viscoso fueron obtenidos por Acosta [Acosta, 2010] en análisis desarrollados sobre marcos con placas de corte y marcos arriostrados).

### **3.5.5 MÉTODO DE ANÁLISIS EN SAP2000**

Los análisis no lineales dinámicos sobre estructuras tridimensionales complejas considerando integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento son computacionalmente muy demandantes. Los modelos fenomenológicos por sobre modelos físicos de elementos estructurales ayudan a reducir la demanda

computacional, sin embargo, se requiere de un enfoque diferente para desarrollar los análisis en tiempos razonables considerando la capacidad de procesamiento de un computador personal actual. En este trabajo se toma el enfoque implementado en SAP2000 llamado “*Fast Nonlinear Analysis*”, el cual es una extensión del método desarrollado por E. Wilson [CSI, 2011] para sistemas de naturaleza fundamentalmente elástica y de no linealidad concentrada en elementos tipo *Link*. En este método la no linealidad de la estructura se separa de la parte elástica, permitiendo la resolución modal de la parte elástica por medio de vectores *Ritz*, para resolver luego la parte no lineal iterativamente. Este método es extraordinariamente eficiente para la resolución de problemas complejos y sus resultados no son tan dependientes del paso de tiempo elegido como el método de integración directa de la respuesta [CSI, 2011].

El paso de tiempo utilizado corresponde a 0.01 segundos, el cual es del orden de 1/10 del periodo del modo con menor participación modal considerable en el sistema. La duración de los análisis se define de manera que la contribución final de la energía cinética y potencial al total de energía sea menor.

A modo de comparación los análisis no lineales se llevaron a cabo también por medio de análisis con integración directa paso a paso, sin embargo, el software no fue capaz de resolver el inicio de las múltiples no linealidades presentes en la estructura.

## CAPÍTULO 4 : APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA ESTRUCTURA DE OPERACIÓN DEL MOLINO VERTICAL

En el Anexo A se muestran los estados de carga, las secciones y la disposición de los elementos no lineales de la estructura de operación del molino vertical, tanto para el caso de la práctica nacional como norteamericana. Como se mencionó anteriormente, la diferencia fundamental entre ambas prácticas radica en el elemento fusible utilizado como disipador de energía sísmica; el que en el caso de la práctica nacional corresponde a pernos de anclaje y arriostramientos, y en la práctica norteamericana sólo a arriostramientos. A continuación se presenta la aplicación de la Metodología a la estructura de operación del molino vertical.

### 4.1 DISEÑO SEGÚN LA PRÁCTICA NACIONAL

A continuación se muestra el resumen del diseño estructural considerando un comportamiento lineal y elástico de acuerdo a los resultados obtenidos del software SAP2000 V15.2.1.

#### 4.1.1 CARGAS DE DISEÑO

En la Tabla 4-1 se muestra la carga total de diseño aplicada sobre la estructura y las propiedades dinámicas obtenidas del análisis modal utilizando vectores Ritz para reducir el número de modos requeridos.

**Tabla 4-1.** Resumen de carga de diseño aplicada en la estructura.

Carga	Definición	Comp	SAP2000 [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	842.2
Dplat	Peso escaleras, grating y losa	Fz	551.0
Dhr	Peso barandas	Fz	32.8
Deq	Peso batería hidrociclones, tuberías, bandejas eléctricas y canaleta	Fz	614.5
D	Carga muerta operacional total: Dsw+Dplat+Dhr+Deq	Fz	2040.5
De	Diferencia entre peso embancado y peso operacional de equipos	Fz	464.9
Deven	Carga muerta eventual: D+De	Fz	2505.4
L	Sobrecarga de operación en plataformas	Fz	1316.9
I	Impacto trans. viga monoriel	Fx	7.8
I	Impacto long. viga monoriel	Fy	15.7
I	Carga + Impacto vert. viga monoriel	Fz	98.1
Ws	Peso sísmico: $1.05(Dsw+Dplat+Deq+Dhr)+0.25L$	Fz	2471.7
Sx	Corte basal del análisis modal espectral en dirección X (50 Modos Ritz, 99% Part. Modal, Tx=0.181 seg. con 15% Part. Modal)	Fx	507.0
Sy	Corte basal del análisis modal espectral en dirección Y (50 Modos Ritz, 99% Part. Modal, Ty=0.169 seg. con 57% Part. Modal)	Fy	684.2

#### 4.1.2 ESBELTEZ LOCAL Y GLOBAL

En la Tabla 4-2 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales de acuerdo a los requerimientos de los puntos 8.3.3 y 8.7.3 de la NCh2369. Se presenta también a modo referencial el límite plástico de compacidad bajo compresión por flexión. Para la estimación de la compacidad límite del alma de secciones I se considera a las columnas trabajando en compresión pura y a las vigas en flexo-compresión. Los límites de compacidad no indicados se omiten dado que no aplican.

**Tabla 4-2.** Esbeltez local y global de los perfiles utilizados en la estructura.

Función	Sección	Ala			Alma			KL/ry.max	KL/r.lim
		$\lambda$	$\lambda_{r.comp}$	$\lambda_{p.flex}$	$\lambda$	$\lambda_{r.comp}$	$\lambda_{p.flex}$		
COL.	HN30x141	6.0	17.0	10.8	20.8	42.3	106.8	68.2	133.8
COL.	HN30x115	7.5	16.1	10.8	26.0	42.3	106.8	92.6	133.8
COL.	HN30x92.2	9.4	15.1	10.8	33.5	42.3	106.8	66.9	133.8
COL.	HN20x46.0	8.3	15.6	10.8	29.3	42.3	106.8	61.2	133.8
ARRI.	□E250x250x8	26.3	39.8	31.8	26.3	39.8	31.8	71.8	133.8
ARRI.	□E200x200x6	28.3	39.8	31.8	28.3	39.8	31.8	68.3	133.8
ARRI.	XL10x30.1	7.5	12.8	-	-	-	-	84.1	133.8
ARRI.	XL8x19.3	7.5	12.8	-	-	-	-	96.2	133.8
ARRI.	L10x15.0	7.5	12.8	-	-	-	-	63.7	133.8
ARRI.	L8x9.63	7.5	12.8	-	-	-	-	107.7	133.8
VIGA	HN30x83.0	10.7	15.1	10.8	34.0	157.8	96.8	53.1	133.8
VIGA	IN20x30.6	7.5	14.8	10.8	36.0	161.0	104.7	78.9	133.8
VIGA	IN25x32.6	7.5	14.0	10.8	46.0	161.4	105.6	43.5	133.8
VIGA	IN25x37.1	6.0	14.0	10.8	45.2	160.0	102.1	124.3	133.8
VIGA	IN30x44.6	10.0	13.9	10.8	46.7	134.2	66.8	72.2	133.8
VIGA	IN35x46.9	10.0	13.3	10.8	55.0	125.9	64.6	99.6	133.8
VIGA	IN35x59.1	7.1	13.4	10.8	53.7	161.9	106.8	94.4	133.8
VIGA	IN35x65.2	6.3	13.5	10.8	53.0	160.8	104.1	92.7	133.8
VIGA	IN35x71.3	5.6	13.5	10.8	52.3	161.5	105.9	56.5	133.8
VIGA	IN35x77.8	7.8	13.5	10.8	53.0	161.6	106.2	72.4	133.8
VIGA	IN35x85.4	6.9	13.5	10.8	52.3	161.6	106.2	55.8	133.8
VIGA	IN40x73.7	5.6	13.0	10.8	60.7	160.0	102.1	77.1	133.8
VIGA	IN40x140	6.0	14.1	10.8	43.8	161.9	106.8	35.2	133.8
VIGA	H700x300x126.5	8.3	12.0	10.8	83.0	161.9	106.8	55.0	133.8
VIGA	H700x400x299.9	5.0	13.0	10.8	62.0	161.9	106.8	36.8	133.8

### 4.1.3 VERIFICACIÓN DE LA DERIVA DE PISO

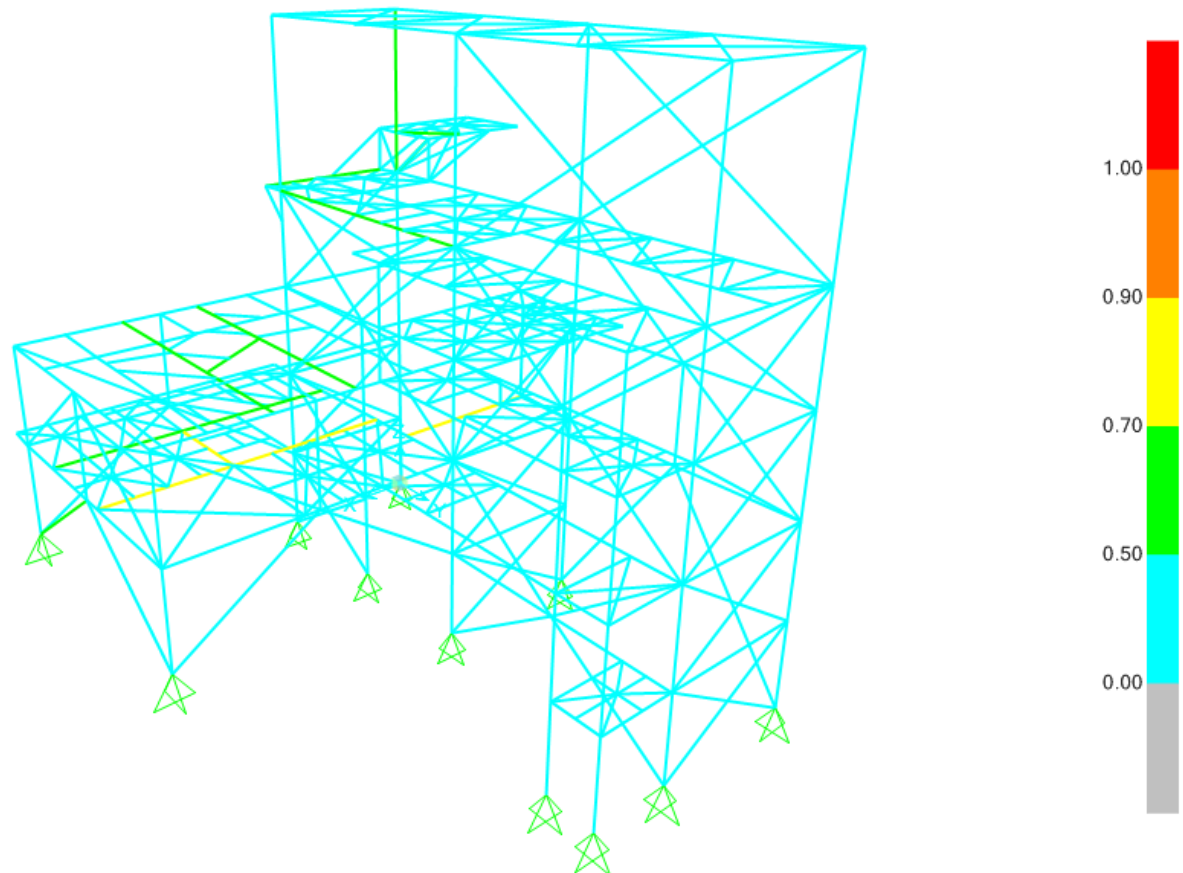
En la Tabla 4-3 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto por los criterios de diseño es de  $H/200$  ( $H/100$  para el nivel superior), el cual es más restrictivo que el límite de  $0.015H$  impuesto en el punto 6.3 de la NCh2369.

**Tabla 4-3.** Derivas de piso por nivel.

Plataforma	$\delta e_{max}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta \delta e$	H/ $\Delta$ .lim	Estatus
Plataforma nivel canaleta	5	3000	600	200	OK
Losa de apoyo batería	9	6100	775	200	OK
Plataforma carguío	11	9300	1600	200	OK
Plataforma viga monoriel	63	14700	104	100	OK

### 4.1.4 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL

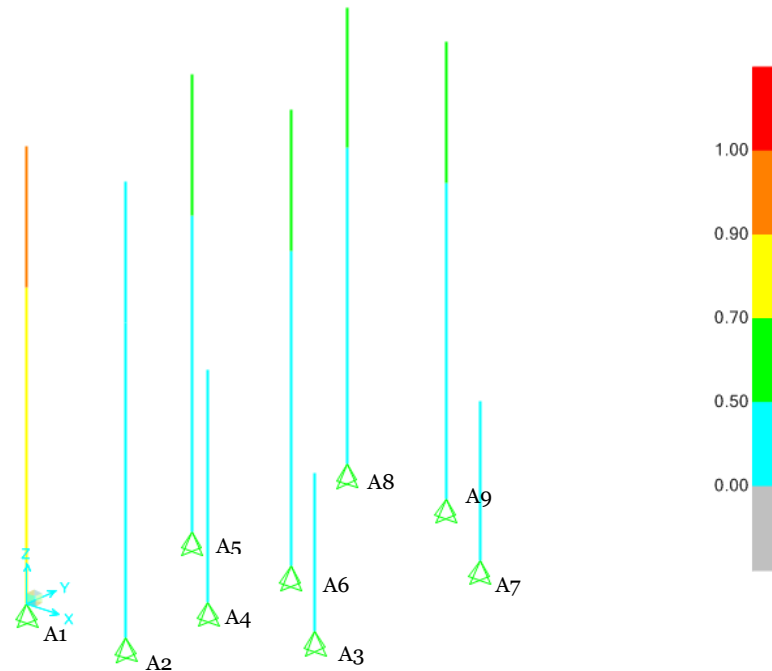
En la Figura 4-1 se muestran los factores de utilización (máxima relación demanda/capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD.



**Figura 4-1.** Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.



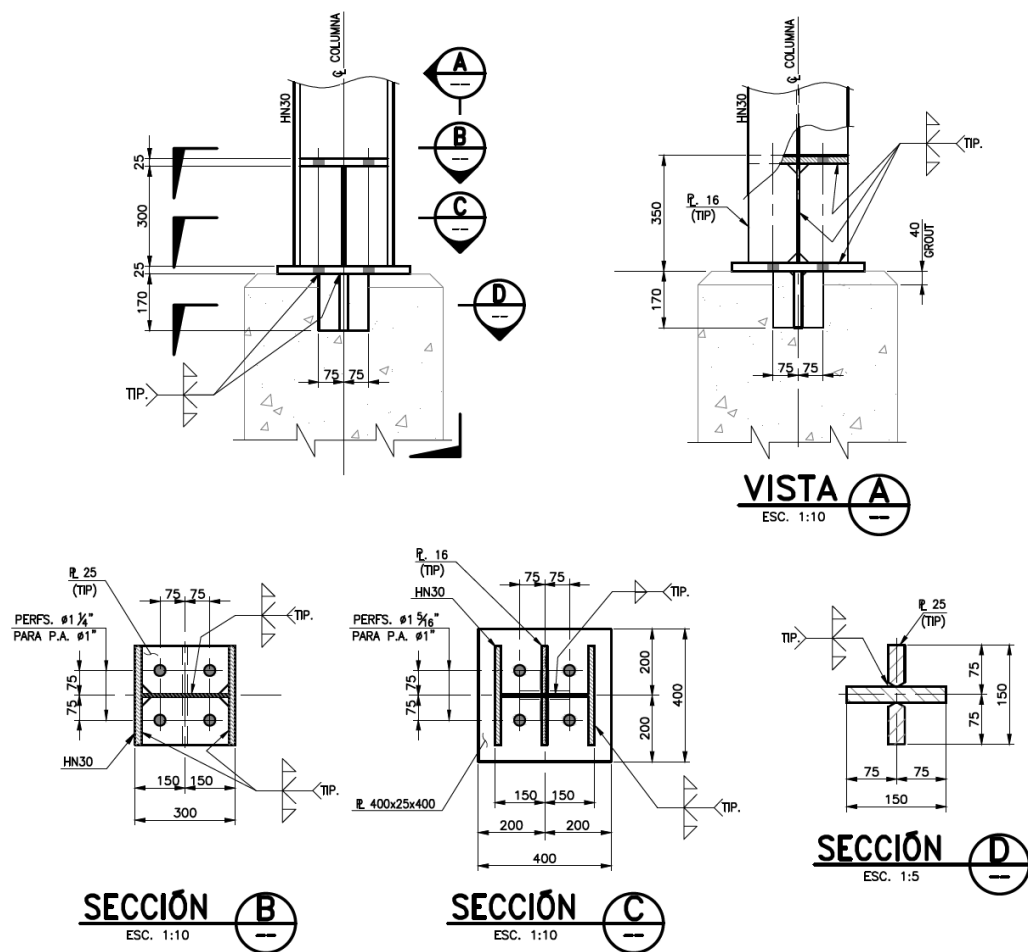
Según los criterios de diseño indicados en el punto 3.2.4 las columnas se verificarán para cargas sísmicas amplificadas de modo de asegurar la estabilidad del sistema gravitacional post pandeo de arriostramientos. En la Figura 4-2 se muestran los factores de utilización de columnas para combinaciones de carga sísmica amplificada por 2.



**Figura 4-2.** Factores de utilización en columnas para combinaciones de carga sísmica amplificada por 2.

#### 4.1.5 DETALLE DEL ANCLAJE ESTRUCTURA – FUNDACIÓN

En la Figura 4-3 se muestra el detalle típico de anclaje de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente. El anclaje posee 4 pernos  $\Phi 1"$  en acero ASTM A36 dispuestos con sillas sísmicas. El largo libre de los pernos entre tope de concreto del pedestal y tope de acero de la silla es de 40 cm. El anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón, según los requerimientos del punto 8.6.8 de la NCh2369. En la Tabla 4-4 se muestra la envolvente de fuerzas LRFD para los nodos de anclaje mostrados en la Figura 4-2.



**Figura 4-3.** Detalle del anclaje típico de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente.

**Tabla 4-4.** Envolvente de fuerzas LRFD en anclajes de columnas.

Nodo	Combinación		Fx	Fy	Fz
			[kN]	[kN]	[kN]
A1	U.ENV	Max	391.9	17.3	1075.2
A1	U.ENV	Min	-59.9	-14.7	-151.0
A2	U.ENV	Max	227.0	138.6	786.6
A2	U.ENV	Min	-59.4	-100.3	-205.1
A3	U.ENV	Max	-3.3	330.0	1210.4
A3	U.ENV	Min	-539.7	-135.5	-16.0
A4	U.ENV	Max	2.0	97.4	518.2
A4	U.ENV	Min	-3.1	-129.9	-121.9
A5	U.ENV	Max	362.5	131.9	1119.2
A5	U.ENV	Min	-68.0	-110.3	-282.9
A6	U.ENV	Max	215.3	139.5	689.2
A6	U.ENV	Min	-61.1	-112.5	-120.3
A7	U.ENV	Max	22.3	154.2	967.5
A7	U.ENV	Min	-449.5	-300.0	-113.5
A8	U.ENV	Max	65.9	104.2	596.3
A8	U.ENV	Min	-41.8	-160.1	-270.1
A9	U.ENV	Max	49.1	124.8	544.9
A9	U.ENV	Min	-49.3	-174.6	-278.5
MAX			391.9	330.0	1210.4
MIN			-539.7	-300.0	-282.9

La presencia de llave de corte en el anclaje permite el trabajo de los pernos en tracción pura. La resistencia última de los pernos de anclaje en tracción se estima a partir de la ecuación 4-1 (Ecuación J3-1 de AISC360). Luego la relación demanda/capacidad en pernos está dada por:

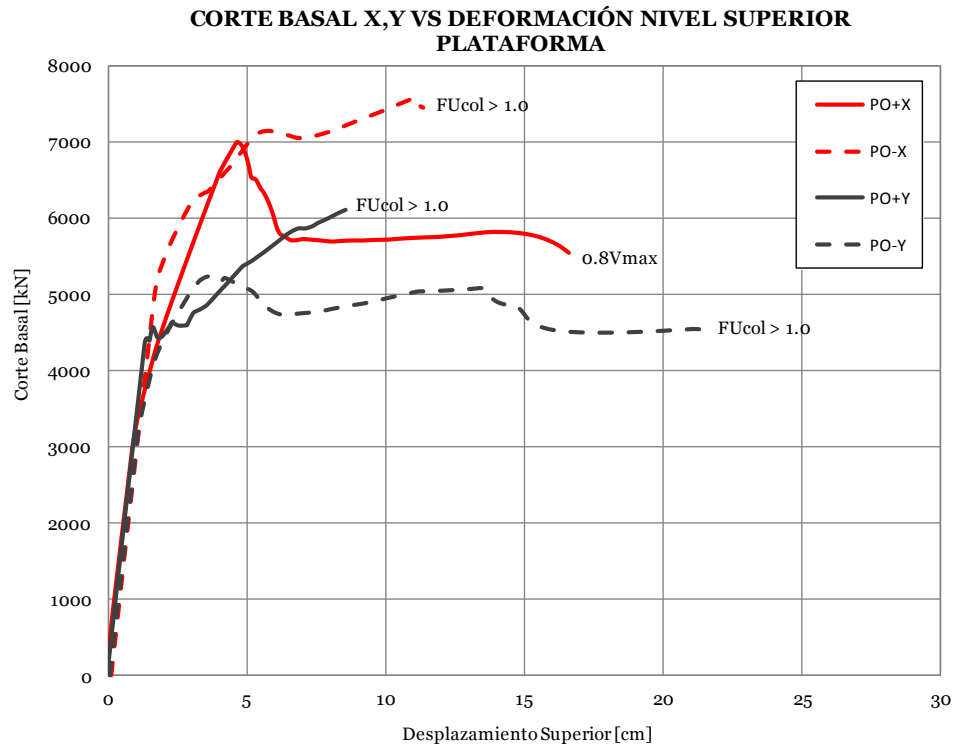
$$T_u / \Phi T_n = 0.62 \quad (4-1)$$

Donde,

$T_u$	Tracción última en el anclaje, $T_u = 282.9 \text{ kN}$
$\Phi T_n$	Resistencia disponible a la tracción, $\Phi T_n = n_{PA} \Phi A_{PA} F_{nt} = 456.3 \text{ kN}$
$\Phi$	Factor de resistencia, $\Phi = 0.75$
$n_{PA}$	Número de pernos de anclaje, $n_{PA} = 4$
$A_{PA}$	Área gruesa de pernos de anclaje, $A_{PA} = 5.07 \text{ cm}^2$
$F_{nt}$	Tensión nominal a tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300 \text{ MPa}$ para acero calidad ASTM A36

#### 4.1.6 ANÁLISIS NOLINEAL ESTÁTICO

En la Figura 4-4 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada dirección principal de la estructura. El nivel de control considerado en los análisis corresponde al penúltimo nivel; dado que el nivel superior se estructura en base a marcos de momento, los cuales dada su mayor flexibilidad, entregarían valores de ductilidad no representativos de una estructuración basada en marcos arriostrados. Se observa que en el sentido positivo del eje X controla el límite de 20% de pérdida de resistencia lateral, mientras que en el sentido opuesto, controla el límite de utilización en columnas. Por otra parte, en la dirección Y controla en ambos sentidos el límite de utilización en columnas, sinónimo de inestabilidad lateral. Se aprecia que la estructura presenta amplia sobrerresistencia respecto al corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos, salvo en el sentido positivo del eje Y.



**Figura 4-4.** Análisis pushover para la estructura.

En la Tabla 4-5 se muestra el resumen de la estimación de los factores de desempeño  $\mu_T$ ,  $\Omega$  y  $R$ , según los resultados del análisis estático. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , como la reducción de la fuerza elástica exhibida por estructuras con sobrerresistencia unitaria, se tiene que la estructura presenta en promedio una reducción menor a la considerada en la Tabla 5.6 de la NCh2369 ( $R=5$ ), pero consistente con el valor de diseño. Se observa también la importante sobrerresistencia del sistema respecto al valor de diseño inherente en un diseño estándar.

**Tabla 4-5.** Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover.

Caso	$V_o=1.4V$ [kN]	$C_o$	$V_{max}$ [kN]	$W$ [kN]	$T_n$ [s]	$\delta_{y,eff}$ [cm]
PO+X	710	1.0	7005	2538	0.181	2.3
PO-X	710	1.0	7579	2538	0.181	2.5
PO+Y	958	1.0	6112	2538	0.169	1.7
PO-Y	958	1.0	5234	2538	0.169	1.4

Caso	$\delta_u$ [cm]	$\mu_T$	$\Omega$	$R_\mu$	$R=\Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
PO+X	16.6	7.2	9.9	3.7	36.2	3
PO-X	11.3	4.6	10.7	2.9	30.4	3
PO+Y	8.6	5.2	6.4	3.1	19.5	3
PO-Y	21.4	15.1	5.5	5.4	29.5	3
Promedio	14.5	8.0	8.1	3.7	28.9	3

#### 4.1.7 ANÁLISIS NOLINEAL DINÁMICO

##### ***Margen de Colapso***

En la Tabla 4-6 se muestra el resumen del análisis no lineal dinámico incremental. Los análisis consideran la acción conjunta de los registros horizontales y el registro vertical, según las orientaciones indicadas para cada estación. El análisis comienza con un factor de escalamiento de los registros igual a 1.0, incrementándose progresivamente hasta registrarse colapso estructural en el 60% de los registros para un escalamiento de 2.3. Por interpolación lineal se estima que el colapso en el 50% de los registros se produce para un escalamiento de 2.23. Luego, la intensidad mediana de colapso ( $S_{CT}$ ) se estima como la intensidad del espectro mediana, en los periodos de interés para cada dirección, amplificada por 2.23. En la Tabla 4-7 se detalla el cálculo de la Razón del Margen de Colapso ( $CMR$ ), donde la intensidad  $S_{CT}$  se ha amplificado adicionalmente en un 20% por efectos de tridimensionalidad. Se observa que la estructura presenta una razón de colapso promedio del orden de un 15% superior al límite establecido por FEMA P695, lo que aparece como consistente con el objetivo de desempeño de continuidad de operación.

##### ***Respuestas Máximas***

Del análisis incremental se observa que la estructura presenta colapso estructural incipiente para 3 sismos (Valparaíso 1985, Tocopilla 2007 y Maule 2010) para distintos grados de escalamiento. En la Tabla 4-8 se presenta la distribución porcentual de esfuerzos y desplazamientos máximos normalizados en arriostramientos y pernos de anclaje, para los registros indicados con asterisco en la Tabla 4-6. La Figura 4-5 muestra la distribución de las respuestas indicadas.

Se observa que del orden del 60% de los arriostramientos traccionados se encuentra trabajando entre el 50% y 75% de su capacidad; el 40% restante lo hace entre el 75% y 100%. En compresión, los porcentajes se intercambian entre estas mismas dos categorías. En términos de elongación axial unitaria se aprecia que en tracción más del 90% de los arriostramientos no presenta plastificación, no presentando ninguna fractura. En compresión por otra parte, en promedio sólo un 20% de los arriostramientos excede la deformación de pandeo (considerando conservadoramente una deformación unitaria de pandeo del 1.5‰). Los anclajes por su parte se encuentran en su totalidad plastificados, no presentando ninguna fractura.

**Tabla 4-6. Resumen del análisis dinámico no lineal**

Factor de Escalamiento (SF)					1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Dir. X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	-	-	-	-	-	-	-
				NS/EW/V *	-	-	-	-	-	-	
			San Isidro	L/T/V	SI	SI	SI	SI	SI	SI	
				T/L/V *	SI	SI	SI	SI	SI	SI	
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
			Costanera	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	-	-	-	-	-	-	
				NS/EW/V *	-	-	-	-	-	-	
			Tocopilla	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V *	-	-	-	-	-	-	
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V *	-	-	-	-	SI	SI	SI
				NS/EW/V	-	-	-	-	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V *	-	SI	SI	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	-	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	-	-	-	-	-	-	
				NS/EW/V	-	-	-	-	-	-	
Número de Colapsos					2	4	4	4	6	6	6
% del total de eventos					10%	20%	20%	20%	30%	30%	30%

Factor de Escalamiento (SF)					1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Dir. X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	-	-	SI	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V *	-	-	SI	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI	SI	SI	SI	SI	
				T/L/V *	SI	SI	SI	SI	SI	SI	
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
			Costanera	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	-	-	-	-	-	-	SI
				NS/EW/V *	-	-	-	SI	SI	SI	SI
			Tocopilla	L/T/V	-	-	-	-	-	-	SI
				T/L/V *	-	-	-	-	-	-	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V *	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V *	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	-	-	-	-	-	-	
				NS/EW/V	-	-	-	-	-	-	
Número de Colapsos					6	6	8	9	9	9	12
% del total de eventos					30%	30%	40%	45%	45%	45%	60%

**Tabla 4-7.** Estimación de la Razón del Margen de Colapso

	Dirección X	Dirección Y
Factor de escalamiento, $SF$	2.23	2.23
Factor de tridimensionalidad, $SF_{3D}$	1.2	1.2
Periodo fundamental, $T_n$ [s]	0.181	0.169
Intensidad mediana, $Sa_{50\%}$ [g]	1.31	1.12
$S_{CT} = SF \cdot SF_{3D} \cdot Sa_{50\%}$ , [g]	3.52	3.01
Intensidad MCE, $S_{MT}$ [g]	1.56	1.43
$CMR = S_{CT}/S_{MT}$	2.26	2.10
$CMR_{10\%} (\beta_{TOT} = 0.5)$	1.90	1.90
$CMR/CMR_{10\%}$	1.19	1.11

**Tabla 4-8.** Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación.

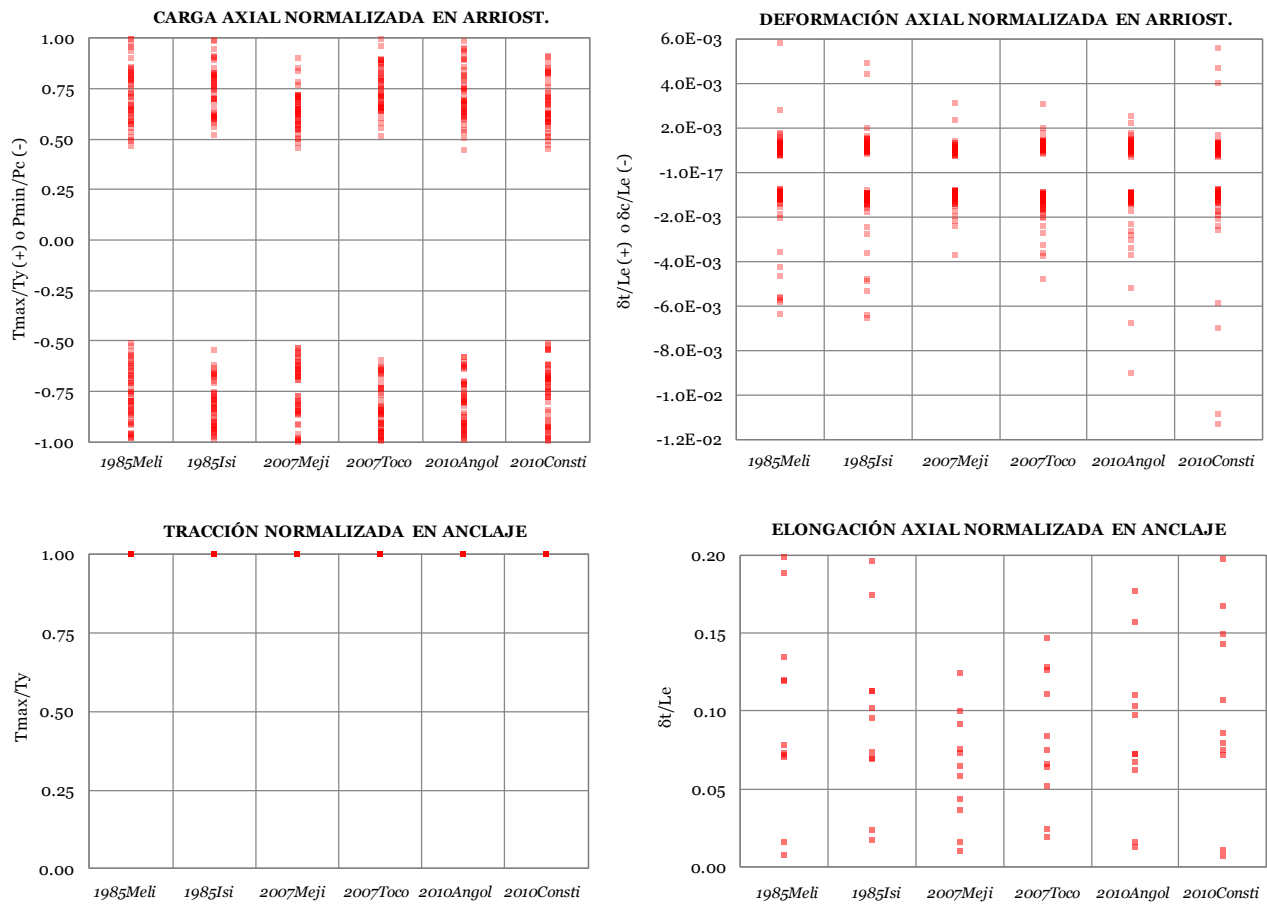
Arriost. en Tracción Sismo	T/Ty				$\epsilon_t = \delta t/Le$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - $\epsilon_y$	$\epsilon_y - \epsilon_u$
T1985Meli_U1:NS	0%	6%	48%	46%	90%	10%
T1985Isi_U1:T	0%	0%	48%	52%	92%	8%
T2007Meji_U1:NS	0%	4%	82%	14%	96%	4%
T2007Toco_U1:T	0%	0%	52%	48%	94%	6%
T2010Angol_U1:EW	0%	2%	58%	40%	92%	8%
T2010Consti_U1:L	0%	6%	62%	32%	92%	8%

Arriost. en Compresión Sismo	P/Pc				$\epsilon_c = \delta c/Le$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - 1.5‰	1.5‰ - 1.5%
T1985Meli_U1:NS	0%	0%	44%	56%	78%	22%
T1985Isi_U1:T	0%	0%	24%	76%	78%	22%
T2007Meji_U1:NS	0%	0%	50%	50%	90%	10%
T2007Toco_U1:T	0%	0%	30%	70%	72%	28%
T2010Angol_U1:EW	0%	0%	32%	68%	80%	20%
T2010Consti_U1:L	0%	0%	54%	46%	80%	20%

Anclajes en Tracción Sismo	T/Ty				$\epsilon_t = \delta t/Le$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - $\epsilon_y$	$\epsilon_y - \epsilon_u$
T1985Meli_U1:NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T1985Isi_U1:T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji_U1:NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Toco_U1:T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Angol_U1:EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Consti_U1:L	0%	0%	0%	100%	0%	100%



**Figura 4-5.** Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos (arriba) y anclajes (abajo) a nivel de colapso incipiente.

### ***Disipación y Distribución de Energía Sísmica***

La disipación y distribución de energía se estudia a nivel de colapso para los mismos sismos indicados anteriormente. La Tabla 4-9 muestra para cada estación las intensidades instrumentales estimadas, el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ), y la distribución de energía acumulada. Para la estimación del PGA horizontal de cada estación se considera aproximadamente como concurrentes las aceleraciones máximas en cada dirección. La Intensidad de Arias ( $IA$ ) y el Potencial Destructivo ( $PD$ ) se estiman considerando la superposición de los valores horizontales en cada dirección. El Factor de Reducción de la Respuesta se define como la razón entre el corte basal lineal y no lineal en cada dirección de análisis. Considerando que el corte basal no lineal fue estimado para grupos de registros que llevan a la estructura al inicio del colapso estructural, la relación entre corte basal lineal y no lineal es independiente de la sobrerresistencia del sistema, siendo este valor comparable al valor  $R_{\mu}$  obtenido de los análisis no lineales estáticos. Se aprecia que en promedio el valor de  $R$  es de 3.0 lo que es algo menor, pero en línea, con el valor obtenido de análisis no lineales estáticos ( $R=3.7$ ).



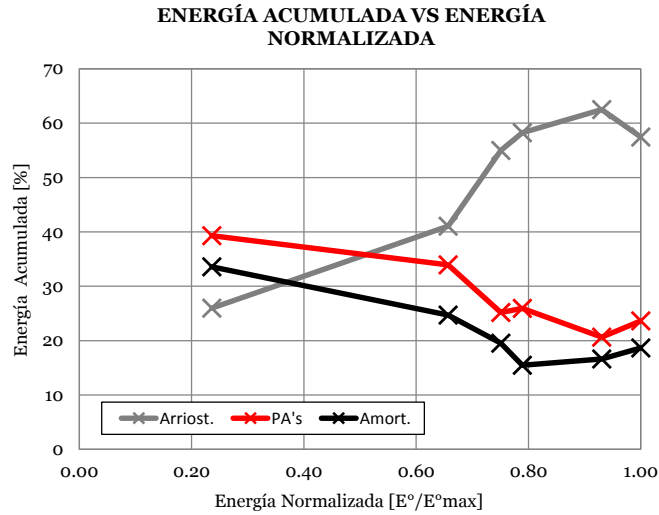
**Tabla 4-9.** Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.

Epicentro Año Magnitud Estación Registro Dir X/Y/Z Escala Cols. Mecanismo Colapso FU Máximo Columnas Tipo de Suelo (NCh2369)	<b>Valparaíso</b>		<b>Tocopilla</b>		<b>Maule</b>	
	1985 7.8Ms	San Isidro	2007 7.7Mw	Tocopilla	2010 8.8Mw	Constitución
	NS/EW/V *	T/L/V *	NS/EW/V *	T/L/V *	EW/NS/V *	L/T/V*
	1.9	1.0	2.00	2.30	1.4	1.1
	95/98	95/98	95/98	95/98/124	95/98/124	95/98
	1.18/1.02	1.08/1.05	1.10/1.00	1.28/1.46/1.31	1.08/0.96/1.06	1.04/1.03
	II	?	?	?	IV	III
<b>Intensidades Instrum.</b>						
PGA [g] = $\sqrt{(PGA_x^2+PGA_y^2)}$	1.64	1.01	1.18	1.79	1.63	0.91
IA [m/s] = IA <sub>x</sub> + IA <sub>y</sub>	67.25	40.67	22.23	84.25	73.14	55.24
PD [ms] = PD <sub>x</sub> + PD <sub>y</sub>	0.31	0.54	0.40	0.27	0.63	1.32
<b>Corte Basal Dir. X, [kN]</b>						
Modelo Lineal	17628	10041	7504	23026	12020	7064
Modelo No lineal	4698	4789	4640	5348	4826	4850
Factor de Reducción (R)	3.75	2.10	1.62	4.31	2.49	1.46
<b>Corte Basal Dir. Y, [kN]</b>						
Modelo lineal	31021	8939	5825	18405	22241	8445
Modelo No lineal	5113	5080	4492	4212	4190	5254
Factor de Reducción (R)	6.07	1.76	1.30	4.37	5.31	1.61
<b>Energía Acumulada</b>						
Pernos de anclaje, [%]	25.2	25.9	39.3	33.9	23.63	20.65
Arriostramientos, [%]	55.0	58.2	26.0	41.0	57.44	62.50
Amortiguamiento, [%]	19.5	15.4	33.6	24.7	18.64	16.61
Cinética+Potencial, [%]	0.3	0.4	1.1	0.3	0.41	0.25
Total [%]	100.0	100.0	100.0	100.0	100.12	100.00
Total [MJ]	2.81	2.95	0.88	2.46	3.74	3.48

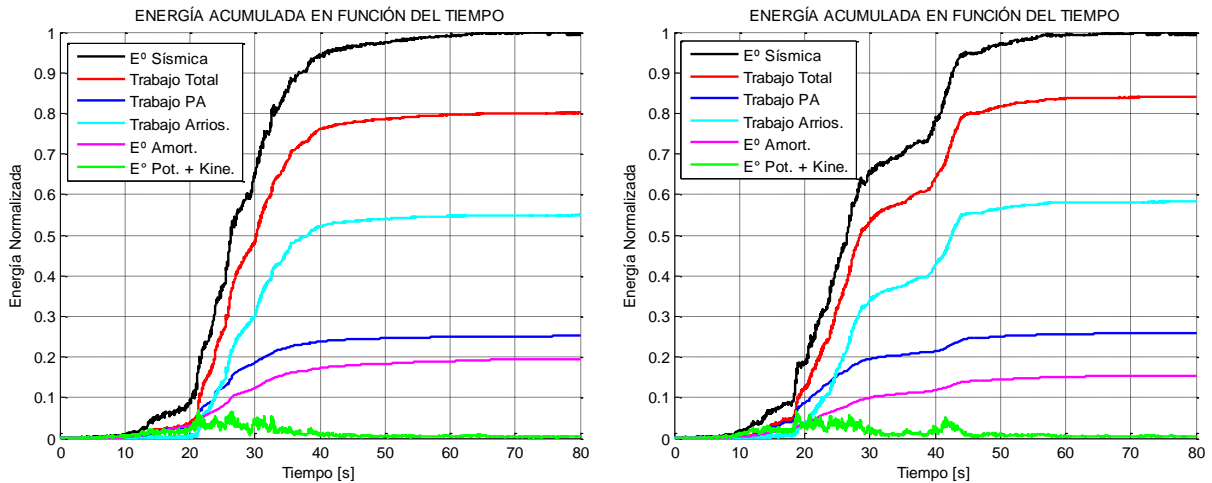
Se observa además que el colapso se alcanza para diferentes niveles de energía, donde para niveles menores los pernos disipan histeréticamente la mayor parte de la energía, y para niveles mayores, dado que los pernos ven sobrepasada su capacidad de disipación, los arriostramientos disipan la mayor parte. Esta observación es relevante dado que da cuenta de que los primeros elementos en trabajar en la disipación son los pernos y posteriormente los arriostramientos. Lo anterior servirá como base para el estudio de incorporación de disipación adicional en el anclaje como se muestra en el Capítulo 6. La energía acumulada por amortiguamiento modal varía entre un 15% y un 35%, y la energía cinética y potencial acumulada es menor al 1% en todos los casos. La variación de la energía disipada por arriostramientos y pernos de anclaje para los distintos niveles de energía se muestra en la Figura 4-6.

Considerando que los registros son escalados a nivel de colapso incipiente se esperaría que la Intensidad de Arias o el Potencial Destructivo de estos fuesen similares, o al menos, se correlacionaran con la energía ingresada al sistema. Esta hipótesis no se observa para esta estructura en particular. La distribución de energía en el tiempo para cada sismo se puede ver en las Figuras 4-7 a 4-9.

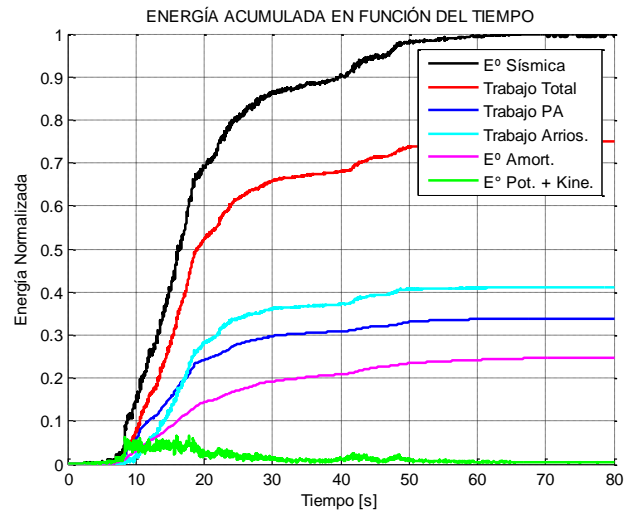
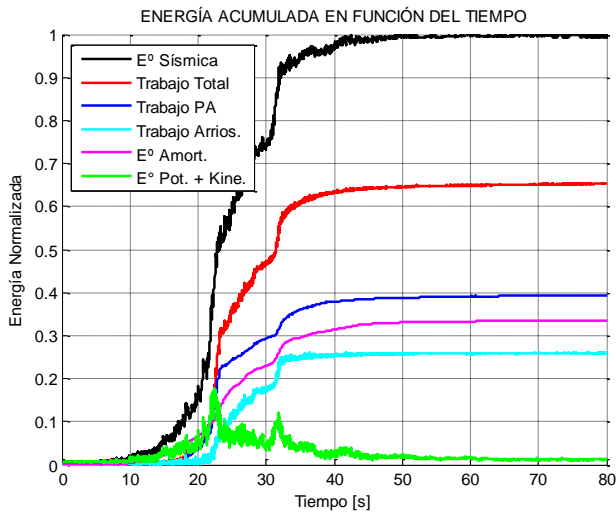
A modo referencial se muestra la clasificación del suelo de las estaciones según la clasificación de la Tabla 5.3 de la NCh2369 y los datos disponibles para algunas de las estaciones en el informe “Resumen Caracterización Geotécnica Estaciones de Acelerógrafos de la Universidad de Chile”, (Boroschek et al, 2012). Se observa que la tipología de suelos es variada.



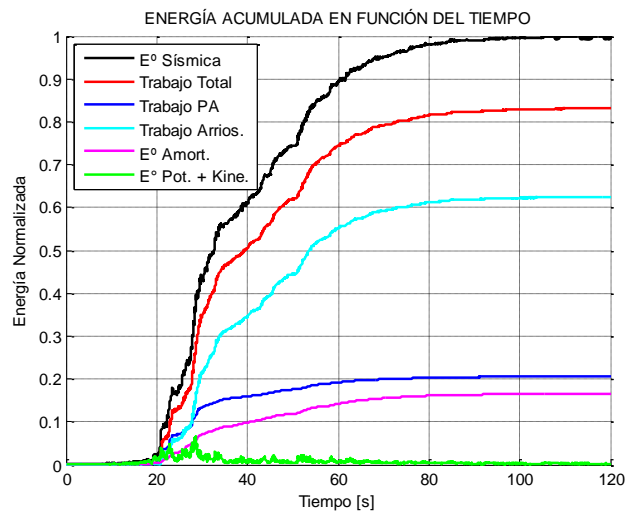
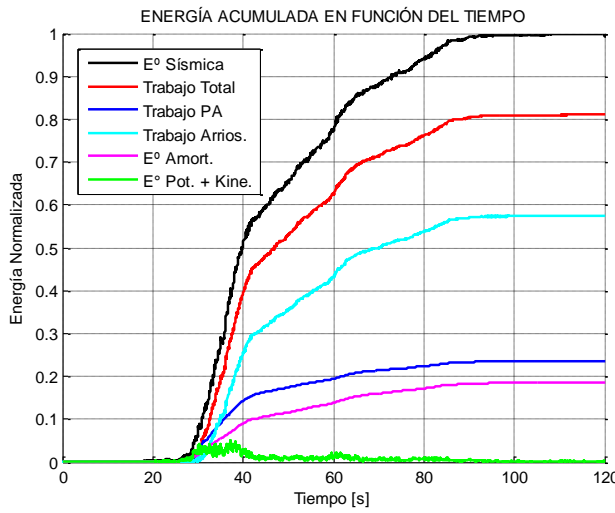
**Figura 4-6.** Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.



**Figura 4-7.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = T/L/V).



**Figura 4-8.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = T/L/V).



**Figura 4-9.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = L/T/V).

## 4.2 DISEÑO SEGÚN LA PRÁCTICA NORTEAMERICANA

A continuación se muestra el resumen del diseño estructural considerando un comportamiento lineal y elástico de acuerdo a los resultados obtenidos del software SAP2000 V15.2.1.

### 4.2.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas utilizadas en el diseño son las mismas que las indicadas en el punto 4.1.1, salvo el peso propio de la estructura. En la Tabla 4-10 se muestra la carga total de diseño aplicada sobre la estructura y las propiedades dinámicas obtenidas del análisis modal utilizando vectores Ritz.

**Tabla 4-10.** Resumen de carga de diseño aplicada en la estructura.

Carga	Definición	Comp	SAP2000 [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	799.3
Dplat	Peso escaleras, grating y losa	Fz	551.0
Dhr	Peso barandas	Fz	32.8
Deq	Peso batería hidrociclones, tuberías, bandejas eléctricas y canaleta	Fz	614.5
D	Carga muerta operacional total: Dsw+Dplat+Dhr+Deq	Fz	1997.5
De	Diferencia entre peso embancado y peso operacional de equipos	Fz	464.9
Deven	Carga muerta eventual: D+De	Fz	2462.4
L	Sobrecarga de operación en plataformas	Fz	1316.9
I	Impacto trans. viga monoriel	Fx	7.8
I	Impacto long. viga monoriel	Fy	15.7
I	Carga + Impacto vert. viga monoriel	Fz	98.1
Ws	Peso sísmico: $1.05(Dsw+Dplat+Deq+Dhr)+0.25L$	Fz	2426.6
Sx	Corte basal del análisis modal espectral en dirección X (50 Modos Ritz, 99% Part. Modal, Tx=0.160 seg. con 28% Part. Modal)	Fx	492.6
Sy	Corte basal del análisis modal espectral en dirección Y (50 Modos Ritz, 99% Part. Modal, Ty=0.172 seg. con 50% Part. Modal)	Fy	647.3

### 4.2.2 ESBELTEZ LOCAL Y GLOBAL

En la Tabla 4-11 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global de los elementos estructurales de acuerdo a los requerimientos del punto 13.2 de AISC341. Para la estimación de la compacidad límite del alma de secciones I se considera a las columnas trabajando en compresión pura y a las vigas en flexo-compresión. Los límites de compacidad no indicados se omiten dado que no aplican. Las secciones de arriostramientos y algunas columnas y vigas fueron modificadas respecto a la práctica nacional para cumplir con los requisitos de compacidad.

**Tabla 4-11.** Esbeltez local y global de los perfiles utilizados en la estructura.

Función	Sección	Ala			Alma			KL/ry.max	KL/r.lim
		$\lambda$	$\lambda_{ps.comp}$	$\lambda_{ps.flex}$	$\lambda$	$\lambda_{ps.comp}$	$\lambda_{ps.flex}$		
COL.	HN30x141	6.0	8.5	8.5	20.8	42.3	42.3	68.2	113.6
COL.	HN30x115	7.5	8.5	8.5	26.0	42.3	42.3	92.6	113.6
OL.	HN30x106	9.4	8.5	8.5	33.5	42.3	42.3	66.9	113.6
COL.	HN20x46.0	8.3	8.5	8.5	29.3	42.3	42.3	61.2	113.6
ARRI.	□E175x175x8	16.9	18.2	18.2	16.9	18.2	18.2	104.1	113.6
ARRI.	□E150x150x8	13.8	18.2	18.2	13.8	18.2	18.2	93.0	113.6
ARRI.	XL10x30.1	7.5	8.5	-	-	-	-	84.1	113.6
ARRI.	XL8x19.3	7.5	8.5	-	-	-	-	96.2	113.6
ARRI.	L10x15.0	7.5	8.5	-	-	-	-	63.7	113.6
ARRI.	L8x9.63	7.5	8.5	-	-	-	-	107.7	113.6
VIGA	IN30x75.4	7.8	8.5	8.5	44.7	84.5	84.5	53.1	113.6
VIGA	IN20x30.6	7.5	-	-	36.0	-	-	78.9	-
VIGA	IN25x32.6	7.5	-	-	46.0	-	-	43.5	-
VIGA	IN25x37.1	6.0	-	-	45.2	-	-	124.3	-
VIGA	IN30x44.6	10.0	-	-	46.7	-	-	72.2	-
VIGA	IN35x53.0	8.3	8.5	8.5	54.3	69.8	69.8	99.6	113.6
VIGA	IN35x59.1	7.1	-	-	53.7	-	-	94.4	-
VIGA	IN35x65.2	6.3	8.5	8.5	53.0	87.9	87.9	92.7	113.6
VIGA	IN35x71.3	5.6	8.5	8.5	52.3	88.8	88.8	56.5	113.6
VIGA	IN35x77.8	7.8	8.5	8.5	53.0	88.9	88.9	72.4	113.6
VIGA	IN35x85.4	6.9	8.5	8.5	52.3	88.9	88.9	55.8	113.6
VIGA	IN40x73.7	5.6	8.5	8.5	60.7	87.0	87.0	77.1	113.6
VIGA	IN40x140	6.0	-	-	43.8	-	-	35.2	-
VIGA	H700x300x126.5	8.3	8.5	8.5	83.0	89.2	89.2	55.0	133.8
VIGA	H700x400x299.9	5.0	8.5	8.5	62.0	89.2	89.2	36.8	133.8

### 4.2.3 VERIFICACIÓN DE LA DERIVA DE PISO

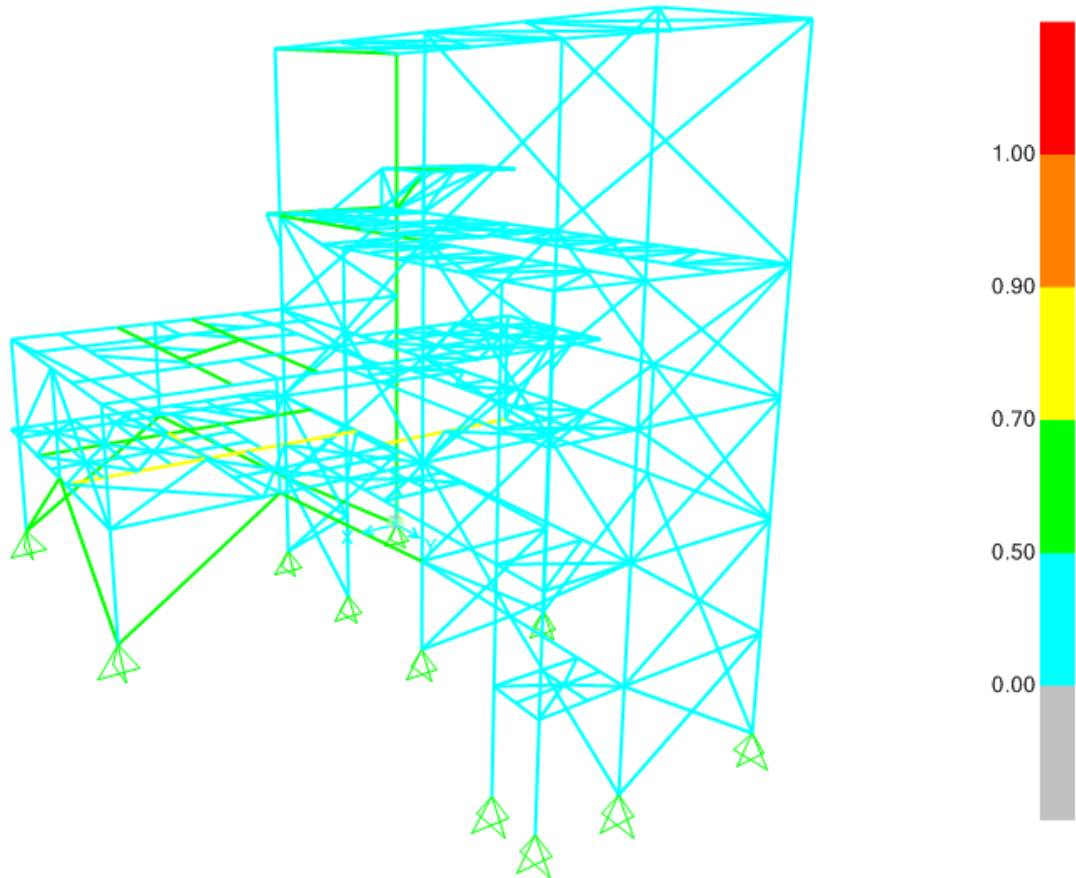
En la Tabla 4-12 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto por los criterios de diseño es de  $H/200$ , el cual es más restrictivo que el límite de  $0.015H$  impuesto en el punto 12.12 de ASCE7.

**Tabla 4-12.** Derivas de piso por nivel.

Nivel	$\delta e_{max}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta \delta e$	H/ $\Delta$ .lim	Estatus
Plataforma nivel canaleta	4	3000	750	200	OK
Losa de apoyo batería	10	6100	517	200	OK
Plataforma carguío	12	9300	1600	200	OK
Plataforma viga monoriel	60	14700	113	100	OK

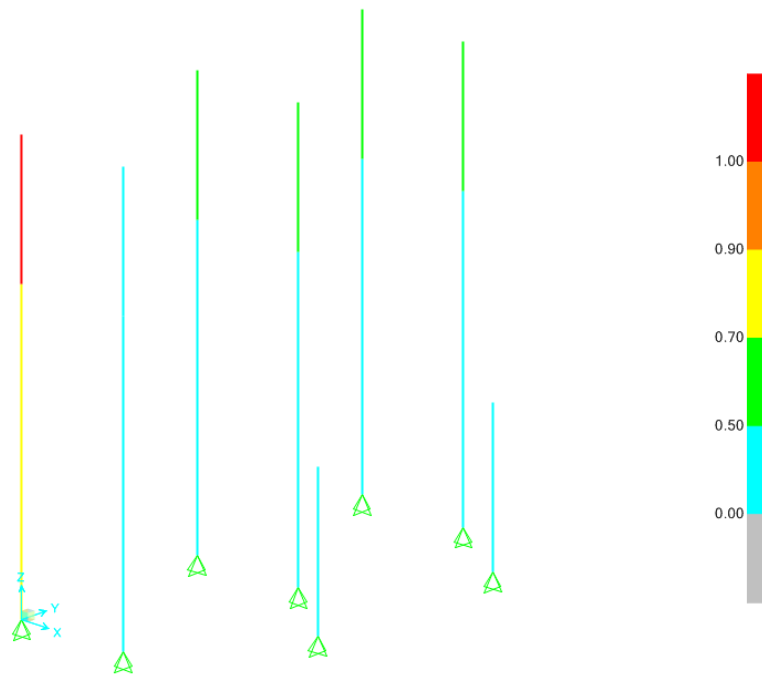
#### 4.2.4 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL

En la Figura 4-10 se muestran los factores de utilización (máxima relación demanda/capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD.



**Figura 4-10.** Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.

Según el punto 8.3 de AISC341 las columnas se verificarán para cargas sísmicas amplificadas por  $\Omega_0=2$  de modo de asegurar la estabilidad del sistema gravitacional post pandeo de arriostramientos, esta verificación se muestra en la Figura 4-11.

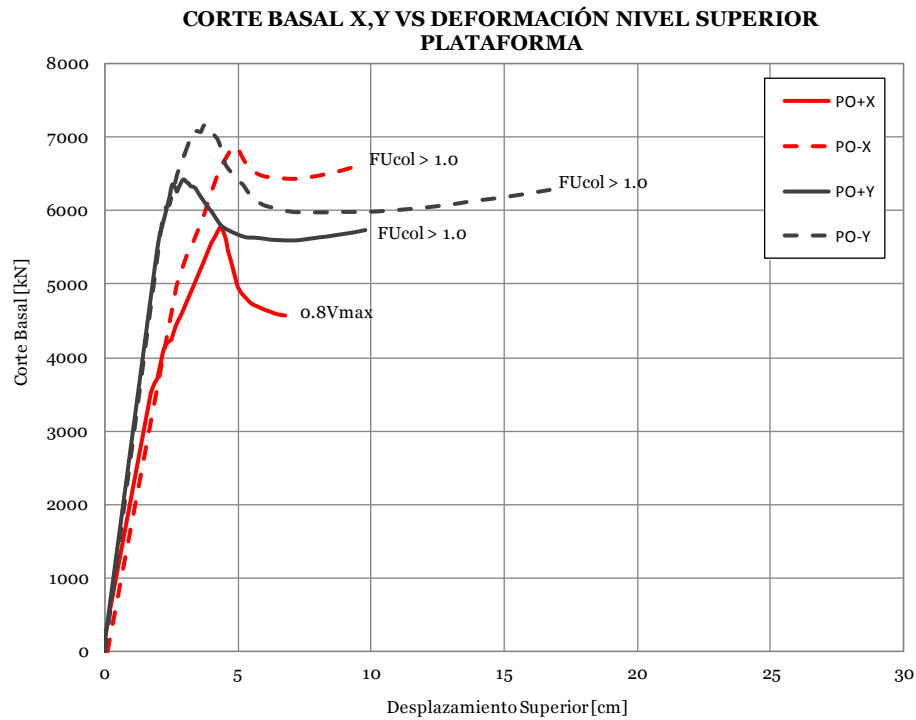


**Figura 4-11.** Factores de utilización en columnas para combinaciones de carga sísmica amplificadas por  $\Omega_0=2$ . La columna más solicitada ( $FU=1.04$ ) no es relevante en la estabilidad del sistema gravitacional.

#### 4.2.5 ANÁLISIS NOLINEAL ESTÁTICO

En la Figura 4-12 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada dirección principal de la estructura. Por las mismas razones que en el diseño nacional, el nivel de control considerado en los análisis corresponde al penúltimo nivel. Se observa que en el sentido positivo del eje X controla el límite de 20% de pérdida de resistencia lateral, cercano al límite de utilización en columnas, mientras que en el sentido opuesto, controla el límite de utilización en columnas. Por otra parte, en la dirección Y controla en ambos sentidos el límite de utilización en columnas, sinónimo de inestabilidad lateral.

En la Tabla 4-13 se muestra el resumen de la estimación de los factores de desempeño  $\mu_T$ ,  $\Omega$  y  $R$ , según los resultados del análisis estático. Respecto al diseño según la práctica nacional la estructura presenta: una deformación última promedio ( $\delta_u$ ) un 26% menor, una ductilidad ( $\mu_T$ ) un 30% menor, una sobrerresistencia promedio ( $\Omega$ ) similar y un Factor de reducción ( $R_\mu$ ) un 16% menor, lo que es indicativo de la ductilidad lateral que adiciona un anclaje dúctil.



**Figura 4-12.** Análisis pushover para la estructura.

**Tabla 4-13.** Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover.

Caso	$V_o=1.4V$ [kN]	$C_o$	$V_{max}$ [kN]	$W$ [kN]	$T_n$ [s]	$\delta_{y,eff}$ [cm]
PO+X	690	1.3	5776	2384	0.160	1.9
PO-X	690	1.3	6880	2384	0.160	2.3
PO+Y	906	0.8	6421	2384	0.172	1.7
PO-Y	906	0.8	7167	2384	0.172	1.9

Caso	$\delta_u$ [cm]	$\mu_r$	$\Omega$	$R_\mu$	$R=\Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
PO+X	6.8	3.5	8.4	2.4	20.5	3
PO-X	9.7	4.2	10.0	2.7	27.1	3
PO+Y	9.8	5.9	7.1	3.3	23.2	3
PO-Y	16.7	9.0	7.9	4.1	32.6	3
Promedio	10.7	5.6	8.3	3.1	25.8	3

#### 4.2.6 ANÁLISIS NOLINEAL DINÁMICO

##### *Margen de Colapso*

En la Tabla 4-14 se muestra el resumen del análisis no lineal dinámico. El análisis comienza con un factor de escalamiento de los registros igual a 1.0, incrementándose progresivamente hasta registrarse colapso estructural en el 50% de los registros para un escalamiento de 2.2. En la Tabla 4-15 se detalla el cálculo de la Razón del Margen de Colapso (CMR). Se observa que la estructura presenta



una razón de colapso promedio del orden de un 7% superior al límite establecido por FEMA P695.

**Tabla 4-14.** Resumen del análisis dinámico no lineal

Factor de Escalamiento (SF)					1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Dir. X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	-	-	-	-	-	-	-
				NS/EW/V *	-	-	-	-	-	-	
			San Isidro	L/T/V*	-	-	SI	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	-	-	SI	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
			Costanera	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	-	
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V*	-	-	-	-	-	-	
				NS/EW/V	-	-	-	-	-	-	
			Tocopilla	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V *	-	-	-	-	-	-	
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	-	-	SI	SI	SI	SI	
				NS/EW/V *	SI	SI	SI	SI	SI	SI	
			Constitución	L/T/V	-	-	-	-	-	-	
				T/L/V*	-	-	-	-	-	SI	
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	-	-	-	-	-	-	
				NS/EW/V	-	-	-	-	-	-	
Número de Colapsos					1	1	4	4	4	4	5
% del total de eventos					5%	5%	20%	20%	20%	20%	25%

Factor de Escalamiento (SF)					1.70	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Dir. X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	-	-	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V *	SI	SI	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	
			Costanera	L/T/V	-	-	-	-	-	
				T/L/V	-	-	-	-	-	
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V*	-	-	-	-	SI	
				NS/EW/V	-	-	-	-	-	
			Tocopilla	L/T/V	-	-	-	-	-	
				T/L/V *	-	-	SI	SI	SI	
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI	SI	SI	SI	
				NS/EW/V *	SI	SI	SI	SI	SI	
			Constitución	L/T/V	SI	SI	SI	SI	SI	
				T/L/V*	SI	SI	SI	SI	SI	
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	-	-	-	-	-	
				NS/EW/V	-	-	-	-	-	
Número de Colapsos					7	7	8	9	9	10
% del total de eventos					35%	35%	40%	45%	45%	50%

**Tabla 4-15.** Estimación de la Razón del Margen de Colapso

	Dirección X	Dirección Y
Factor de escalamiento, $SF$	2.20	2.20
Factor de tridimensionalidad, $SF_{3D}$	1.2	1.2
Periodo fundamental, $T_n$ [s]	0.160	0.172
Intensidad mediana, $Sa_{50\%}$ [g]	1.02	1.19
$S_{CT} = SF \cdot SF_{3D} \cdot Sa_{50\%}$ , [g]	2.70	3.14
Intensidad MCE, $S_{MT}$ [g]	1.37	1.50
$CMR = S_{CT}/S_{MT}$	1.98	2.10
$CMR_{10\%} (\beta_{TOT} = 0.5)$	1.90	1.90
$CMR/CMR_{10\%}$	1.04	1.11

### Respuestas Máximas

Del análisis incremental se observa que la estructura presenta colapso estructural incipiente para 3 sismos (Valparaíso 1985, Tocopilla 2007 y Maule 2010) para distintos grados de escalamiento. En la Tabla 4-16 se presenta la distribución porcentual de esfuerzos y desplazamientos máximos normalizados en arriostramientos para los registros indicados con asterisco en la Tabla 4-14. La Figura 4-13 muestra la distribución de las respuestas indicadas.

**Tabla 4-16.** Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación.

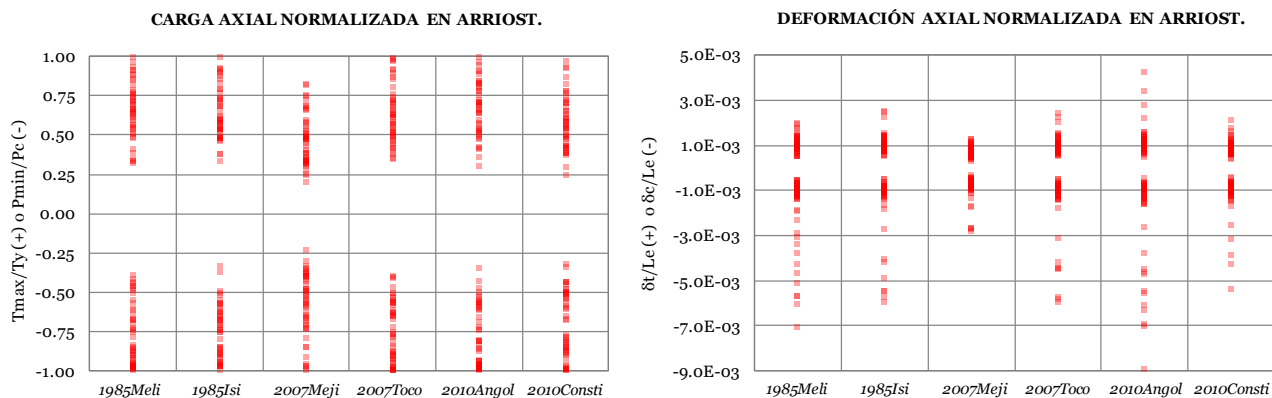
Arriost. en Tracción Sismo	T/Ty				$\epsilon_t = \delta t / L_e$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - $\epsilon_y$	$\epsilon_y - \epsilon_u$
T1985Meli_U1:NS	0%	16%	50%	34%	92%	8%
T1985Isi_U1:L	0%	22%	48%	30%	94%	6%
T2007Meji_U1:EW	4%	60%	30%	6%	100%	0%
T2007Toco_U1:T	0%	28%	48%	24%	94%	6%
T2010Angol_U1:NS	0%	16%	42%	42%	92%	8%
T2010Consti_U1:T	2%	32%	46%	20%	94%	6%

Arriost. en Compresión Sismo	P/Pc				$\epsilon_c = \delta c / L_e$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - 1.5‰	1.5‰ - 1.5%
T1985Meli_U1:NS	0%	16%	26%	58%	72%	28%
T1985Isi_U1:L	0%	6%	46%	48%	80%	20%
T2007Meji_U1:EW	2%	40%	40%	18%	88%	12%
T2007Toco_U1:T	0%	8%	38%	54%	82%	18%
T2010Angol_U1:NS	0%	6%	36%	58%	70%	30%
T2010Consti_U1:T	0%	20%	28%	52%	88%	12%

Se observa, tanto en tracción como en compresión, que los arriostramientos se distribuyen más uniformemente entre una utilización del 25% a 100% de la capacidad, a diferencia del caso con anclaje dúctil donde se concentraban en el rango del 50% a 100%. Esto es indicativo de que el colapso incipiente ocurre con arriostramientos trabajando menos exigidos; siendo menos eficiente el dimensionamiento de los elementos no fusibles por capacidad. En términos de

deformación unitaria se observan resultados similares a los obtenidos de la práctica chilena, es decir, en tracción la mayoría de los arriostramientos no plastifica y no se observa fractura. En compresión en tanto, sólo el 20% de los arriostramientos se pandea (considerando conservadoramente una deformación de pandeo del 1.5‰).



**Figura 4-13.** Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos a nivel de colapso incipiente.

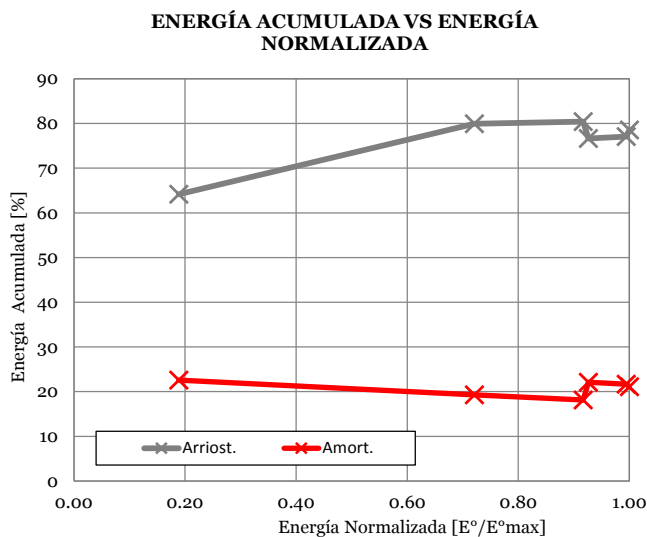
### ***Disipación y Distribución de Energía Sísmica***

La disipación y distribución de energía se estudia a nivel de colapso para los mismos sismos indicados anteriormente. La Tabla 4-17 muestra para cada estación las intensidades instrumentales estimadas, el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ), y la distribución de energía acumulada. Se aprecia que en promedio el valor de  $R$  es de 2.8, valor en línea con el valor obtenido de análisis no lineales estáticos ( $R_{\mu}=3.1$ ), y algo menor a los valores obtenidos para el diseño según la práctica nacional ( $R_{\mu}=3.7$ ,  $R=3.0$ ). Al igual que en el caso de la práctica nacional el colapso se alcanza para diferentes niveles de energía, aumentando el porcentaje de energía disipada por arriostramientos a medida que aumenta la energía ingresada al sistema, hasta del orden de un 80% del total. La disipación de energía por amortiguamiento modal se observa relativamente constante, en torno al 20%, para todos los registros aunque debiese ser algo mayor para el sismo de Tocopilla de 2007; debido a que la energía cinética y potencial se mantienen altas hasta el final del registro (13%), por lo que el amortiguamiento debiese ser mayor al considerado. La variación de la energía disipada por arriostramientos y amortiguamiento modal para los distintos niveles de energía se muestra en la Figura 4-14. Al igual que en el diseño según la práctica nacional, no se aprecia que la Intensidad de Arias o el Potencial Destructivo de los grupos de registros sean comparables o que se correlacionen con la energía ingresada al sistema. La distribución de energía en el tiempo para cada sismo se puede ver en las Figuras 4-15 a 4-17. Se observa que la energía total máxima ingresada al sistema ocurre para la misma estación que para el caso de la práctica nacional. Cabe destacar que en promedio la energía disipada

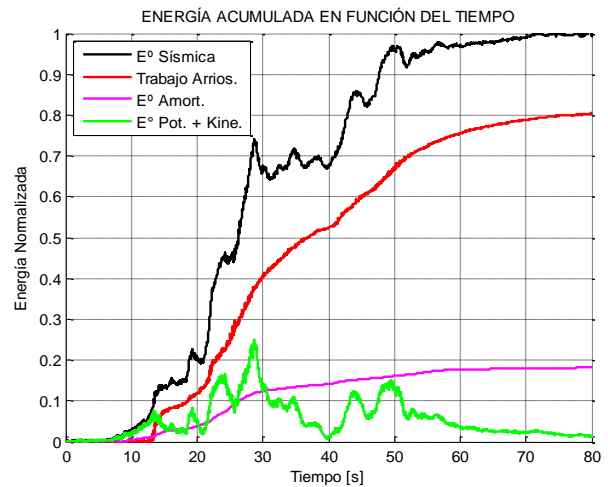
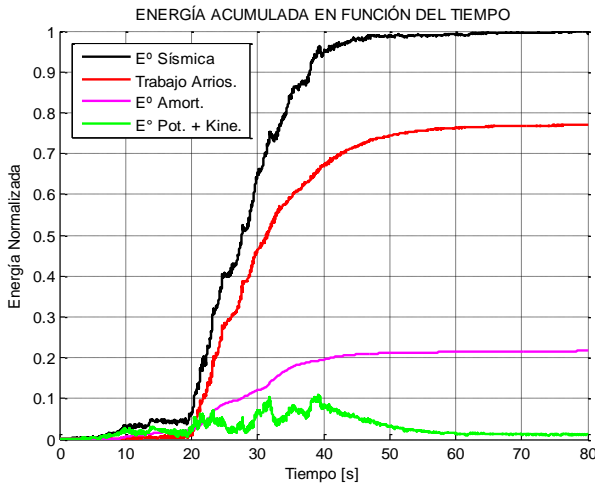
por pernos y arriostramientos en la práctica nacional es un 28% superior a la disipada solamente por arriostramientos en la práctica norteamericana.

**Tabla 4-17.** Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.

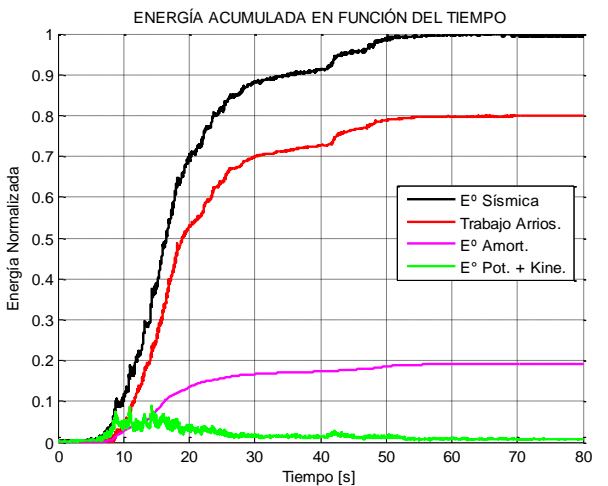
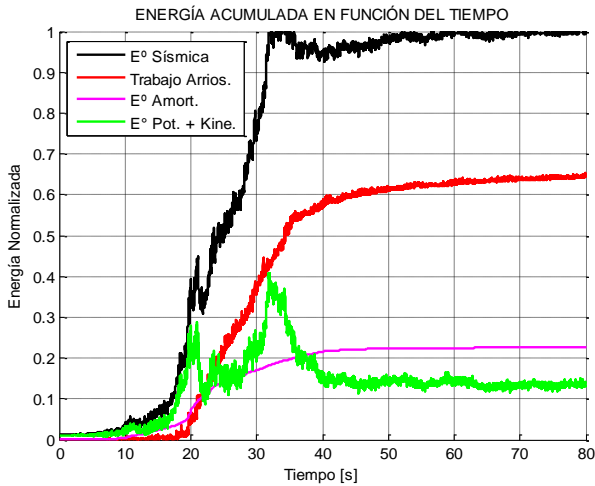
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
	1985		2007		2010	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8Ms		7.7Mw		8.8Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro Dir X/Y/Z	NS/EW/V *	L/T/V*	EW/NS/V*	T/L/V *	NS/EW/V *	T/L/V*
Escala	1.7	1.2	2.20	2.00	1.0	1.6
Cols. Mecanismo Colapso	58/95/121	58/95/121	95/121	58/95/121	58/95/121	95/121
FU Máximo Columnas	1.26/1.44/1.00	1.03/1.71/1.06	1.21/1.01	1.25/1.29/1.03	1.14/1.48/1.22	1.50/1.08
Tipo de Suelo Estación (NCh2369)	II	?	?	?	IV	III
<b>Intensidades Instrumentales</b>						
PGA [g] = $\sqrt{(PGA_x^2 + PGA_y^2)}$	1.47	1.21	1.30	1.55	1.17	1.32
IA [m/s] = $IA_x + IA_y$	53.83	58.57	26.90	63.70	37.32	116.87
PD [ms] = $PD_x + PD_y$	0.24	0.78	0.48	0.21	0.32	2.78
<b>Corte Basal Dir. X, [kN]</b>						
Modelo Lineal	17227	18745	5049	30416	17238	10672
Modelo No lineal	5340	6000	4514	5615	6406	6097
Factor de Reducción (R)	3.23	3.12	1.12	5.42	2.69	1.75
<b>Corte Basal Dir. Y, [kN]</b>						
Modelo lineal	17112	19015	5538	17549	21276	10149
Modelo No lineal	6061	5422	3710	5118	5869	5954
Factor de Reducción (R)	2.82	3.51	1.49	3.43	3.62	1.70
<b>Energía Acumulada</b>						
Arriostramientos, [%]	77.0	80.4	64.2	80.0	78.55	76.64
Amortiguamiento, [%]	21.6	18.2	22.6	19.3	21.09	22.07
Cinética+Potencial, [%]	1.3	1.4	13.2	0.8	0.36	1.28
Total [%]	100.0	100.0	100.0	100.0	100.00	100.00
Total [MJ]	2.76	2.54	0.52	2.00	2.77	2.57



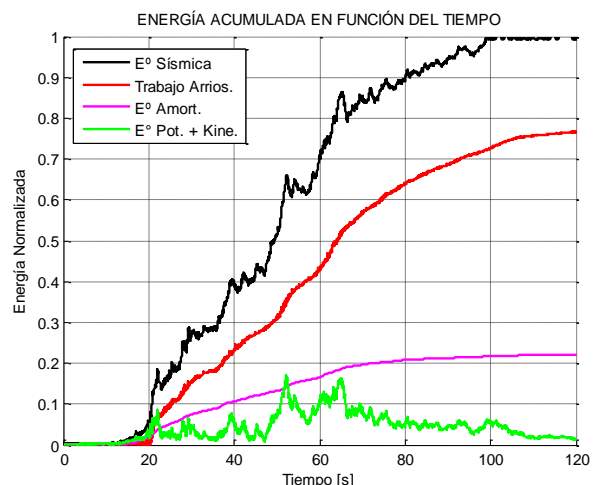
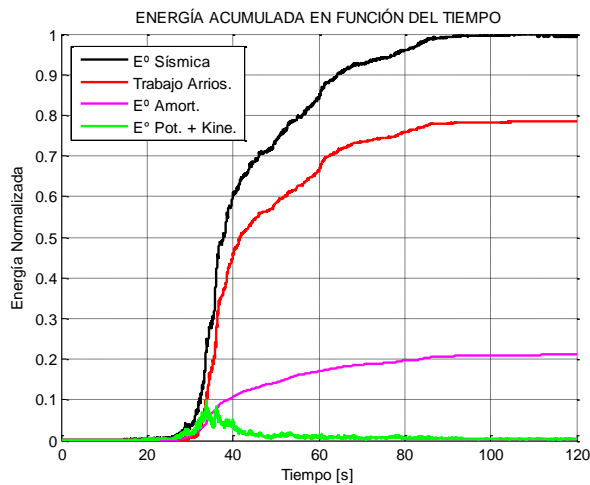
**Figura 4-14.** Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.



**Figura 4-15.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = L/T/V).



**Figura 4-16.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = T/L/V).



**Figura 4-17.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = T/L/V).

## CAPÍTULO 5 : APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA TORRE TOLVA DE CARGUÍO

En el Anexo B se muestran los estados de carga, secciones y disposición de elementos no lineales de la estructura de la torre tolva de carguío, tanto para el caso de la práctica nacional como norteamericana. Cabe notar que el diseño de la torre considera un sobredimensionamiento menor del sistema lateral resistente, dado el menor factor de importancia y la mayor reducción de carga sísmica considerados; junto con una sobrecarga de piso mayor que en el caso del primer edificio. Lo anterior servirá para revisar el comportamiento en sistemas estructurales industriales diseñados para requisitos mínimos.

### 5.1 DISEÑO SEGÚN LA PRÁCTICA NACIONAL

A continuación se muestra el resumen del diseño estructural considerando un comportamiento lineal y elástico de acuerdo a los resultados obtenidos del software SAP2000 V15.2.1.

#### 5.1.1 CARGAS DE DISEÑO

En la Tabla 5-1 se muestra la carga total de diseño aplicada sobre la estructura y las propiedades dinámicas obtenidas del análisis modal utilizando vectores Ritz para reducir el número de modos requeridos.

**Tabla 5-1.** Resumen de carga de diseño aplicada en la estructura.

Carga	Definición	Comp	SAP2000 [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	199.5
Dplat	Peso escaleras y grating	Fz	70.2
Dhr	Peso barandas	Fz	27.0
Deq	Peso tolva y correas	Fz	471.5
D	Carga muerta operacional total: Dsw+Dplat+Dhr+Deq	Fz	768.3
L	Sobrecarga de operación	Fz	957.1
I	Carga + Impacto vert. viga monoriel	Fz	24.5
Ws	Peso sísmico: $1.05D+0.25L$	Fz	1046.0
Sx	Corte basal del análisis modal espectral en dirección X (50 Modos Ritz, 99% Part. Modal, $T_x=0.228$ seg. con 81% Part. Modal)	Fx	192.1
Sy	Corte basal del análisis modal espectral en dirección Y (50 Modos Ritz, 99% Part. Modal, $T_y=0.198$ seg. con 92% Part. Modal)	Fy	216.6

#### 5.1.2 ESBELTEZ LOCAL Y GLOBAL

En la Tabla 5-2 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales de acuerdo a los requerimientos de los puntos 8.3.3 y 8.7.3 de la NCh2369. Se presenta también a modo referencial el límite plástico de compacidad bajo compresión por flexión. Para la estimación de la compacidad límite del alma de secciones I se considera a las columnas trabajando

en compresión pura y a las vigas en flexo-compresión. Los límites de compacidad no indicados se omiten dado que no aplican.

**Tabla 5-2.** Esbeltez local y global de los perfiles utilizados en la estructura.

Función	Sección	Ala			Alma			KL/r.max	KL/r.lim
		$\lambda$	$\lambda_{r.comp}$	$\lambda_{p.flex}$	$\lambda$	$\lambda_{r.comp}$	$\lambda_{p.flex}$		
COL.	HN25x57.7	10.4	14.7	10.8	37.7	42.3	106.8	73.8	133.8
COL.	IN20x30.6	7.5	16.1	10.8	26.0	42.3	106.8	75.0	133.8
ARRI.	XL8x19.3	7.5	12.8	-	-	-	-	122.9	133.8
ARRI.	TL8x19.3	7.5	12.8	-	-	-	-	55.0	133.8
ARRI.	L8x9.63	7.5	12.8	-	-	-	-	107.4	133.8
VIGA	HN20x39.9	10.0	15.5	10.8	30.0	149.9	77.4	68.4	133.8
VIGA	IN20x16.8	8.3	14.7	10.8	37.6	149.9	77.4	76.9	133.8
VIGA	IN20x30.6	7.5	14.8	10.8	36.0	149.9	77.4	110.5	133.8
VIGA	IN20x35.2	6.3	14.9	10.8	35.2	149.9	77.4	38.7	133.8
VIGA	IN25x43.4	5.4	14.7	10.8	37.0	149.9	77.4	95.5	133.8
VIGA	IN30x50.7	8.3	14.0	10.8	46.0	149.9	77.4	26.5	133.8
VIGA	IN30x75.4	7.8	14.1	10.8	44.7	149.9	77.4	20.0	133.8

### 5.1.3 VERIFICACIÓN DE LA DERIVA DE PISO

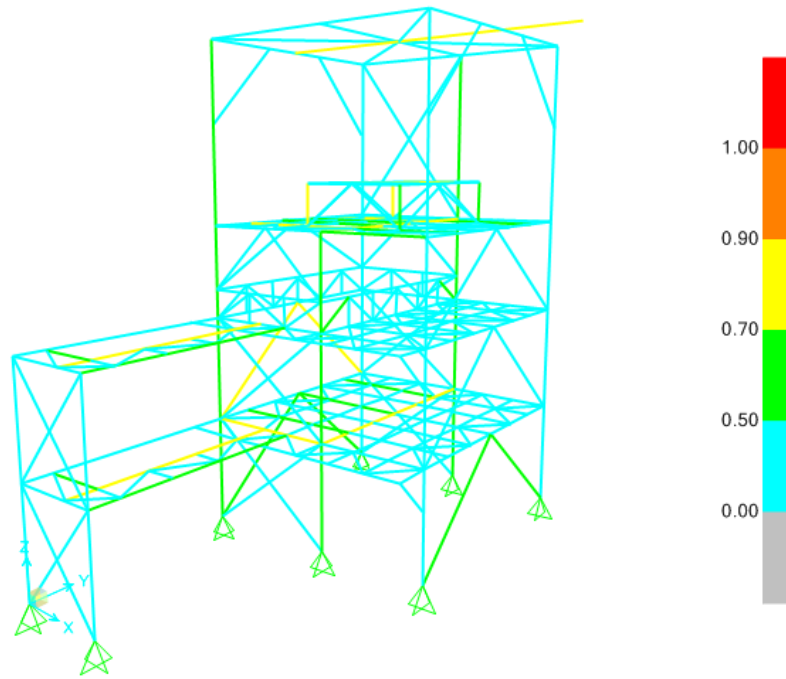
En la Tabla 5-3 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto por los criterios de diseño es de  $H/200$  ( $H/100$  para el nivel superior), el cual es más restrictivo que el límite de  $0.015H$  impuesto en el punto 6.3 de la NCh2369.

**Tabla 5-3.** Derivas de piso por nivel.

Plataforma	$\delta e.max$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta \delta e$	H/ $\Delta.lim$	Estatus
Nivel descarga tolvas	6	2850	475	200	OK
Nivel apoyo tolvas	12	5700	475	200	OK
Nivel superior	17	8200	500	200	OK
Nivel viga monoriel	46	13010	166	100	OK

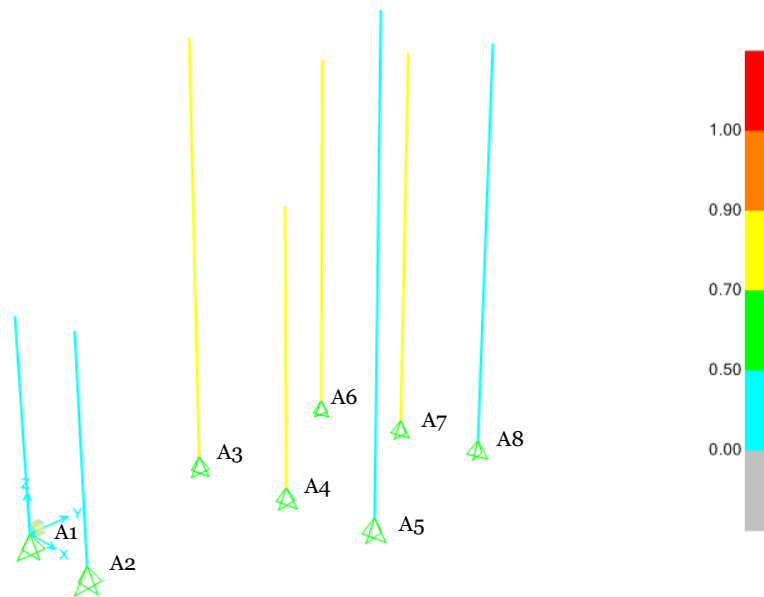
### 5.1.4 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL

En la Figura 5-1 se muestran los factores de utilización (máxima relación demanda/capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD.



**Figura 5-1.** Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.

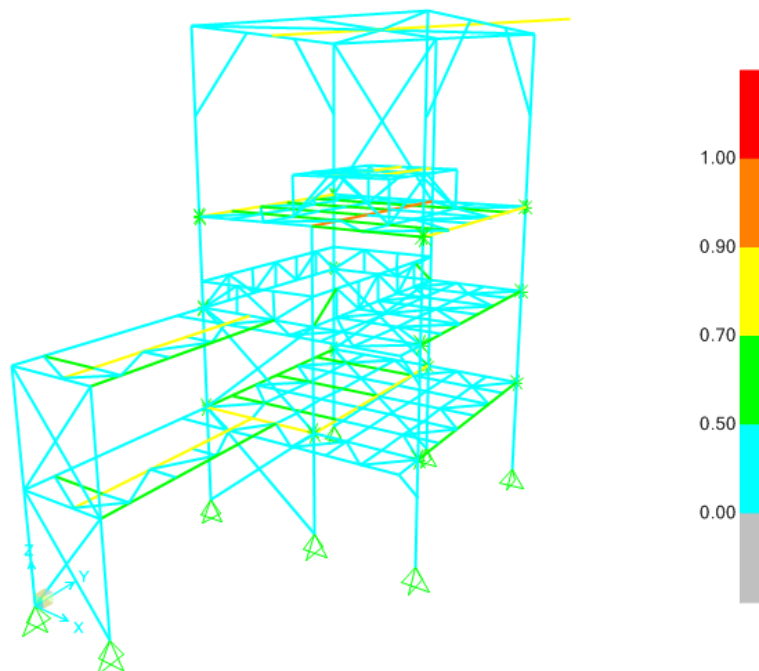
Según los criterios de diseño indicados en el punto 3.2.4 las columnas se verificarán para cargas sísmicas amplificadas de modo de asegurar la estabilidad del sistema gravitacional post pandeo de arriostramientos. En la Figura 5-2 se muestran los factores de utilización de columnas para combinaciones de carga sísmica amplificada por 2.



**Figura 5-2.** Factores de utilización en columnas para combinaciones de carga sísmica amplificada por 2.



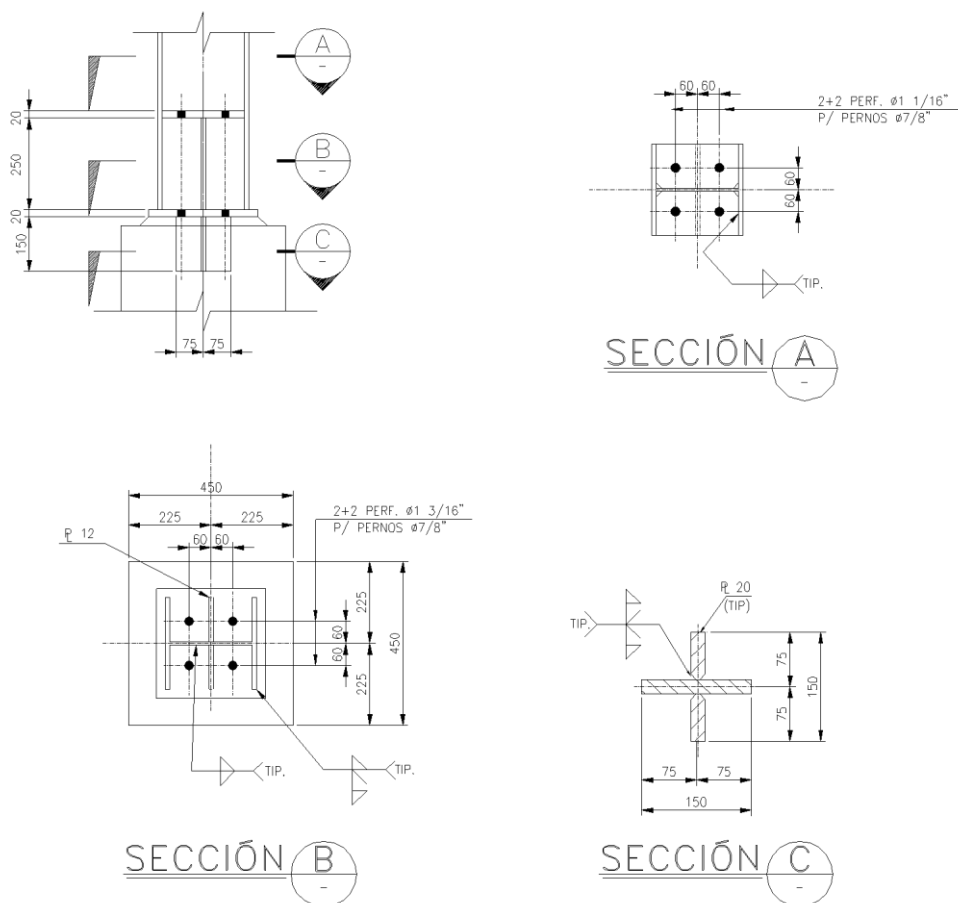
Según el punto 8.3.5 de la NCh2369 las vigas de marcos arriostrados tipo chevron deben diseñarse despreciando el apoyo intermedio de los arriostramientos ante el eventual pandeo de estos. En la Figura 5-3 se muestran los factores de utilización en la estructura para dicha condición.



**Figura 5-3.** Factores de utilización en la estructura despreciando el apoyo intermedio de arriostramientos en chevron sobre vigas intermedias.

### 5.1.5 DETALLE DEL ANCLAJE ESTRUCTURA – FUNDACIÓN

En la Figura 5-4 se muestra el detalle típico de anclaje de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente. El anclaje posee 4 pernos  $\Phi 7/8$ ” en acero ASTM A36 dispuestos con sillas sísmicas. El largo libre de los pernos entre tope de concreto del pedestal y tope de acero de la silla es de 32 cm. El anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón, según los requerimientos del punto 8.6.8 de la NCh2369. En la Tabla 5-4 se muestra la envolvente de fuerzas LRFD para los nodos de anclaje mostrados en la Figura 5-2.



**Figura 5-4.** Detalle del anclaje típico de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente.

**Tabla 5-4.** Envoltente de fuerzas LRFD en anclajes de columnas.

Nodo	Combinación		Fx [tonf]	Fy [tonf]	Fz [tonf]
A1	U.ENV	Max	16.1	0.0	77.6
A1	U.ENV	Min	-4.4	-0.1	-14.9
A2	U.ENV	Max	4.1	0.0	95.4
A2	U.ENV	Min	-16.8	-0.2	-12.2
A3	U.ENV	Max	100.2	117.1	684.6
A3	U.ENV	Min	-54.7	-82.0	-169.4
A4	U.ENV	Max	57.3	-0.2	793.8
A4	U.ENV	Min	-104.5	-1.9	-121.8
A5	U.ENV	Max	0.3	96.5	360.1
A5	U.ENV	Min	-0.2	-64.5	-98.1
A6	U.ENV	Max	95.0	81.2	623.8
A6	U.ENV	Min	-55.7	-119.5	-201.1
A7	U.ENV	Max	57.9	1.9	708.2
A7	U.ENV	Min	-94.9	0.1	-145.5
A8	U.ENV	Max	0.3	65.4	324.3
A8	U.ENV	Min	-0.2	-94.1	-103.7
MAX			100.2	117.1	793.8
MIN			-104.5	-119.5	-201.1

La presencia de llave de corte en el anclaje permite el trabajo de los pernos en tracción pura. La resistencia última de los pernos de anclaje en tracción se estima a partir de la ecuación 4-1 (Ecuación J3-1 de AISC360). Luego la relación demanda/capacidad en pernos está dada por:

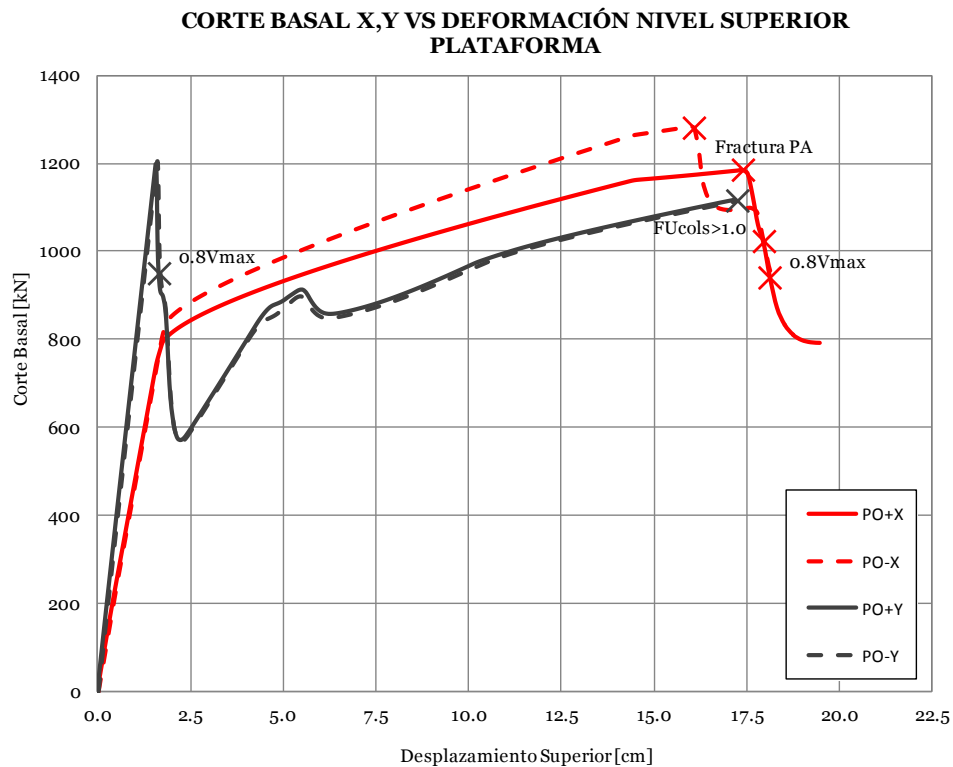
$$T_u / \Phi T_n = 0.58$$

Donde,

$T_u$	Tracción última en el anclaje, $T_u = 201.1 \text{ kN}$
$\Phi T_n$	Resistencia disponible a la tracción, $\Phi T_n = n_{PA} \Phi A_{PA} F_{nt} = 349.2 \text{ kN}$
$\Phi$	Factor de resistencia, $\Phi = 0.75$
$n_{PA}$	Número de pernos de anclaje, $n_{PA} = 4$
$A_{PA}$	Área gruesa de pernos de anclaje, $A_{PA} = 3.88 \text{ cm}^2$
$F_{nt}$	Tensión nominal a tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300 \text{ MPa}$ para acero calidad ASTM A36

### 5.1.6 ANÁLISIS NOLINEAL ESTÁTICO

En la Figura 5-5 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada dirección principal de la estructura. El nivel de control considerado en los análisis corresponde al penúltimo nivel; dado que el nivel superior se estructura en base a marcos de momento para permitir el tránsito de un teche en la dirección X. Se observa que en ambas direcciones controla el límite de 20% de pérdida de resistencia lateral, sin embargo considerar este límite sería, por una parte, impreciso en cuanto a que desprecia la fractura de los pernos de anclaje en la dirección X, y por otra, demasiado restrictivo en cuanto a la ductilidad disponible en la dirección Y, considerando que se espera el pandeo de arriostramientos en estado último.



**Figura 5-5.** Análisis pushover para la estructura indicando los estados límites en cada dirección.

En la Tabla 5-5 se muestra el resumen de la estimación de los factores de desempeño  $\mu_T$ ,  $\Omega$  y  $R$  considerando la reducción del 20% de resistencia lateral como estado límite. Se aprecia que en este escenario la estructura presenta un comportamiento frágil y ductilidad prácticamente nula en la dirección Y, lo cual aparece como atípico para una estructuración tradicional basada en marcos arriostrados tipo chevron. En la Tabla 5-6 se muestra la misma estimación considerando como estado límite la resistencia estructural de los componentes principales, es decir, la resistencia de pernos de anclajes y columnas. En este escenario la estructura presenta un valor de reducción de respuesta para sobrerresistencia unitaria ( $R_\mu=4.3$ ) en línea con lo observado para sistemas del tipo y algo menor al valor supuesto de diseño ( $R=5$ ). Por otra parte, la sobrerresistencia del sistema ( $\Omega=4.3$ ) aparece esperablemente menor a la exhibida por el primer edificio, dado el menor factor de importancia y mayor reducción de la demanda elástica considerados.

**Tabla 5-5.** Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover considerado la resistencia lateral como estado límite.

Caso	$V_o=1.4V$ [kN]	Co	Vmax [kN]	W [kN]	Tn [s]	$\delta_{y,eff}$ [cm]
PO+X	269	1.3	1185	1046	0.228	1.9
PO-X	269	1.3	1284	1046	0.228	2.1
PO+Y	303	1.4	1198	1046	0.198	1.5
PO-Y	303	1.4	1205	1046	0.198	1.5

Caso	$\delta_u$ [cm]	$\mu_r$	$\Omega$	$R_\mu$	$R=\Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
PO+X	18.14	9.6	4.4	4.3	18.8	5
PO-X	17.98	8.8	4.8	4.1	19.4	5
PO+Y	1.63	1.1	4.0	1.1	4.2	5
PO-Y	1.67	1.1	4.0	1.1	4.3	5
Promedio	9.9	5.1	4.3	2.6	11.7	5

**Tabla 5-6.** Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover considerado la resistencia del anclaje y columnas como estado límite.

Caso	$V_o=1.4V$ [tonf]	Co	Vmax [tonf]	W [kN]	Tn [s]	$\delta_{y,eff}$ [cm]
PO+X	269	1.3	1185	1046	0.228	1.9
PO-X	269	1.3	1284	1046	0.228	2.1
PO+Y	303	1.4	1198	1046	0.198	1.5
PO-Y	303	1.4	1205	1046	0.198	1.5

Caso	$\delta_u$ [cm]	$\mu_r$	$\Omega$	$R_\mu$	$R=\Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
PO+X	17.97	9.5	4.4	4.2	18.7	5
PO-X	15.97	7.8	4.8	3.8	18.2	5
PO+Y	17.15	11.3	4.0	4.6	18.3	5
PO-Y	17.26	11.3	4.0	4.6	18.5	5
Promedio	17.1	10.0	4.3	4.3	18.4	5

### 5.1.7 ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO

#### *Margen de Colapso*

En la Tabla 5-7 se muestra el resumen del análisis no lineal dinámico incremental. Los análisis consideran la acción conjunta de los registros horizontales y el registro vertical, según las orientaciones indicadas para cada estación. El análisis comienza con un factor de escalamiento de los registros igual a 1.0, incrementándose progresivamente hasta registrarse colapso estructural en el 50% de los registros para un escalamiento de 1.9.

**Tabla 5-7. Resumen del análisis dinámico no lineal**

Factor de Escalamiento (SF)					1.00	1.10	1.20	1.30	1.40
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Dir. X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	-	-	-	-	-
				NS/EW/V *	-	-	-	-	-
			San Isidro	L/T/V	-	-	-	SI	SI
				T/L/V *	SI	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	-	-	-	-	-
				T/L/V	-	-	-	-	-
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	-	-	-	-	-
				T/L/V	-	-	-	-	-
			Costanera	L/T/V	-	-	-	-	-
				T/L/V	-	-	-	-	-
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V *	-	-	-	-	-
				NS/EW/V	-	-	-	-	-
			Tocopilla	L/T/V *	-	-	-	-	-
				T/L/V	-	-	-	-	-
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V *	-	-	-	-	-
				NS/EW/V	-	-	-	-	-
			Constitución	L/T/V	SI	SI	SI	SI	SI
				T/L/V*	SI	SI	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	-	-	-	-	-
				NS/EW/V	-	-	-	-	-
Número de Colapsos					3	3	3	4	4
% del total de eventos					15%	15%	15%	20%	20%

Factor de Escalamiento (SF)					1.50	1.60	1.70	1.80	1.90
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Dir. X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	-	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V *	SI	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI	SI	SI	SI
				T/L/V *	SI	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	-	-	-	-	-
				T/L/V	-	-	-	-	-
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	-	-	-	-	-
				T/L/V	-	-	-	-	-
			Costanera	L/T/V	-	-	-	-	-
				T/L/V	-	-	-	-	-
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V *	-	-	SI	SI	SI
				NS/EW/V	-	-	-	-	SI
			Tocopilla	L/T/V *	-	-	-	-	-
				T/L/V	-	-	-	-	-
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V *	-	-	SI	SI	SI
				NS/EW/V	-	-	-	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI	SI	SI	SI
				T/L/V*	SI	SI	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	-	-	-	-	-
				NS/EW/V	-	-	-	-	-
Número de Colapsos					5	6	8	9	10
% del total de eventos					25%	30%	40%	45%	50%

En la Tabla 5-8 se detalla el cálculo de la Razón del Margen de Colapso (CMR). Se observa que la estructura no logra cumplir con los requisitos mínimos establecidos por FEMA P695, estando un 17% y 17% por debajo del límite en las direcciones X e Y, respectivamente.

**Tabla 5-8.** Estimación de la Razón del Margen de Colapso

	Dirección X	Dirección Y
Factor de escalamiento, $SF$	1.90	1.90
Factor de tridimensionalidad, $SF_{3D}$	1.2	1.2
Periodo fundamental, $T_n$ [s]	0.228	0.198
Intensidad mediana, $Sa_{50\%}$ [g]	1.17	1.16
$S_{CT} = SF \cdot SF_{3D} \cdot Sa_{50\%}$ , [g]	2.67	2.65
Intensidad MCE, $S_{MT}$ [g]	1.68	1.62
$CMR = S_{CT}/S_{MT}$	1.58	1.63
$CMR_{10\%} (\beta_{TOT} = 0.5)$	1.90	1.90
$CMR/CMR_{10\%}$	0.83	0.86

### ***Respuestas Máximas***

Del análisis incremental se observa que la estructura presenta colapso estructural incipiente para 3 sismos (Valparaíso 1985, Tocopilla 2007 y Maule 2010) para distintos grados de escalamiento. En la Tabla 5-9 se presenta para arriostramientos y pernos de anclaje la distribución porcentual, según grado de utilización y deformación, de los registros indicados con asterisco en la Tabla 5-7. El análisis para el sismo de Tocopilla 2007 con orientación X/Y/Z=L/T/V alcanza el colapso para un escalamiento ( $SF=2.0$ ) mayor al escalamiento que produce colapso en el 50% de los registros ( $SF=1.90$ ), sin embargo, esta combinación se utiliza para tener mayor diversidad de registros en los análisis a nivel de colapso. En la Figura 5-6 se muestra la distribución de las respuestas indicadas.

Se observa que en tracción, del orden del 80% de los arriostramientos se encuentra con una utilización entre el 25% y 50% de su capacidad, estando prácticamente la totalidad de ellos bajo el límite de fluencia. En compresión en tanto, cerca del 50% de los arriostramientos se encuentran trabajando entre el 75% y 100% de su capacidad, exhibiendo casi el 40% de ellos pandeo (asumiendo conservadoramente una deformación unitaria de pandeo de 1.5‰). Los anclajes por su parte presentan en su totalidad plastificación, observándose fractura en el 12% de los anclajes para los registros de la estación Constitución para el sismo de 2010. De lo anterior se infiere que el diseño de estructuras con anclaje dúctil, considerando reducciones importantes de la demanda sísmica, puede eventualmente resultar en anclajes incapaces de resistir las fuerzas generadas en la interface estructura – fundación. Esto a su vez podría traducirse en desplazamientos laterales perjudiciales para la estructura, equipos y líneas de tuberías.

**Tabla 5-9.** Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación.

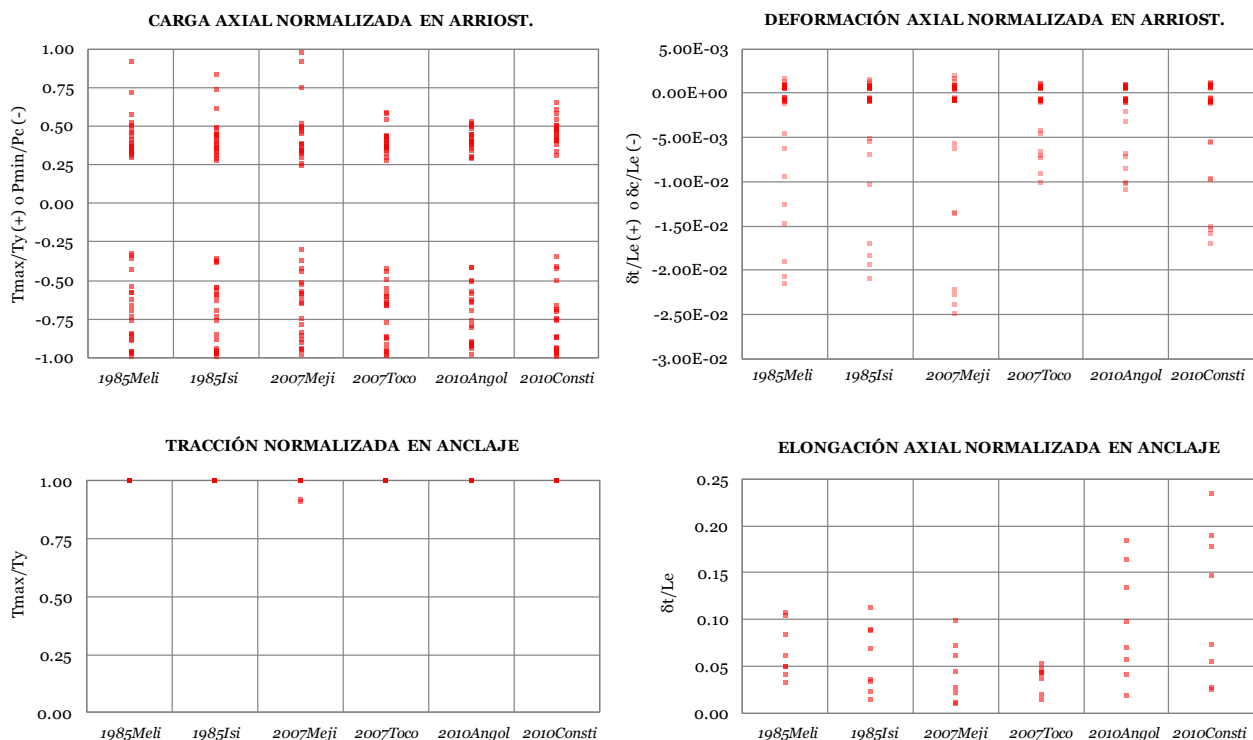
Arriost. en Tracción	T/Ty				$\epsilon t = \delta t / Le$		
	Sismo	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$
T1985Meli_U1:NS		0%	77%	18%	5%	100%	0%
T1985Isi_U1:T		0%	86%	9%	5%	100%	0%
T2007Meji_U1:EW		5%	77%	5%	14%	95%	5%
T2007Toco_U1:L		0%	86%	14%	0%	100%	0%
T2010Angol_U1:EW		0%	82%	18%	0%	100%	0%
T2010Consti_U1:T		0%	73%	27%	0%	100%	0%

Arriost. en Compresión	P/Pc				$\epsilon c = \delta c / Le$		
	Sismo	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - 1.5‰	1.5‰ - 1.5%
T1985Meli_U1:NS		0%	18%	32%	50%	64%	36%
T1985Isi_U1:T		0%	18%	36%	45%	64%	36%
T2007Meji_U1:EW		0%	18%	41%	41%	64%	36%
T2007Toco_U1:L		0%	14%	41%	45%	68%	32%
T2010Angol_U1:EW		0%	14%	32%	55%	64%	36%
T2010Consti_U1:T		0%	14%	27%	59%	64%	36%

Anclajes en Tracción	T/Ty				$\epsilon t = \delta t / Le$		
	Sismo	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$
T1985Meli_U1:NS		0%	0%	0%	100%	0%	100%
T1985Isi_U1:T		0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji_U1:EW		0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Toco_U1:L		0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Angol_U1:EW		0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Consti_U1:T		0%	0%	0%	100%	0%	88%



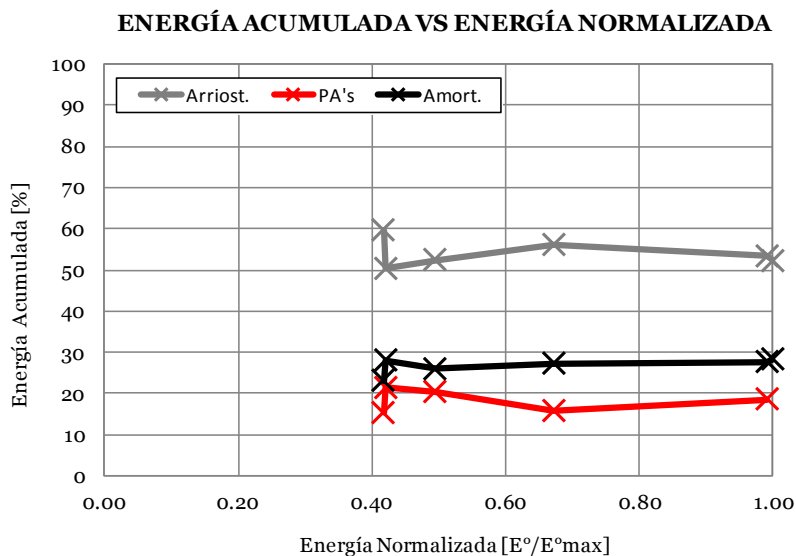
**Figura 5-6.** Respuestas máximas normalizadas en arriostamientos (arriba) y anclajes (abajo) a nivel de colapso incipiente.



## Disipación y Distribución de Energía Sísmica

La disipación y distribución de energía se estudia a nivel de colapso para los mismos sismos indicados anteriormente. La Tabla 5-10 muestra para cada estación las intensidades instrumentales estimadas, el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ), y la distribución de energía acumulada. Se aprecia que en promedio el valor de  $R$  es de 3.7, valor algo menor al obtenido de análisis no lineales estáticos ( $R_{\mu}=4.3$ ) y al valor de diseño ( $R=5$ ). No se observa que la energía disipada histeréticamente por pernos de anclaje sea mayor a la de arriostramientos para sismos de menor energía, como sí ocurre para el primer edificio. Esto es atribuible a la reducida sobrerresistencia que presentan los anclajes, lo que limita su capacidad de absorción de energía. Se observa que la energía absorbida por arriostramientos, anclajes y amortiguamiento modal es relativamente constante, del orden de 50%, 20% y 25%, respectivamente, como se muestra en la Figura 5-7. Se aprecia además que aunque las vigas no son diseñadas para resistir la capacidad esperada de los arriostramientos, la energía disipada por rótulas plásticas a nivel de colapso es despreciable. Lo anterior es indicativo de lo conservador que podrían resultar los requisitos AISC, referentes al diseño por capacidad de vigas en marcos chevron, aplicados a estructuras con anclaje dúctil.

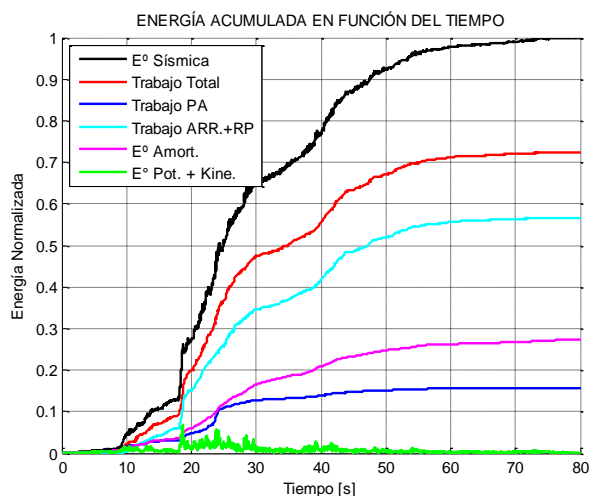
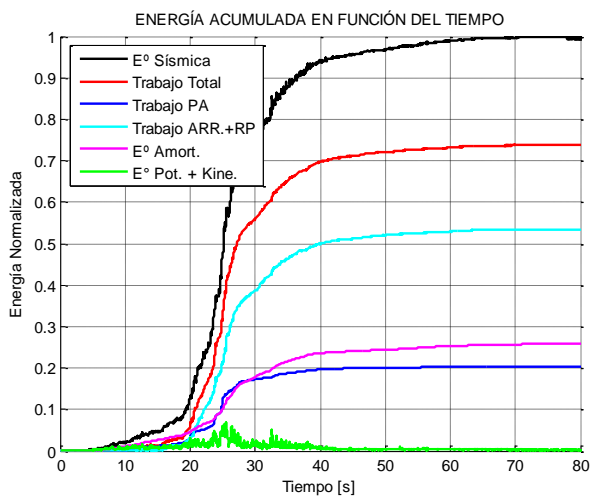
Al igual que en los casos anteriores tampoco se observa correlación entre las intensidades instrumentales, ya sea entre ellas o con la energía ingresada al sistema para sismos a nivel de colapso incipiente. La distribución de energía en el tiempo para cada sismo se puede ver en las Figuras 5-8 a 5-10 donde se observa que la respuesta es similar en todos los casos.



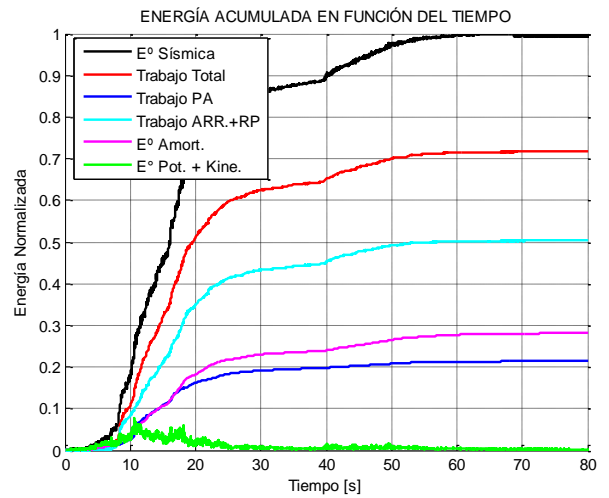
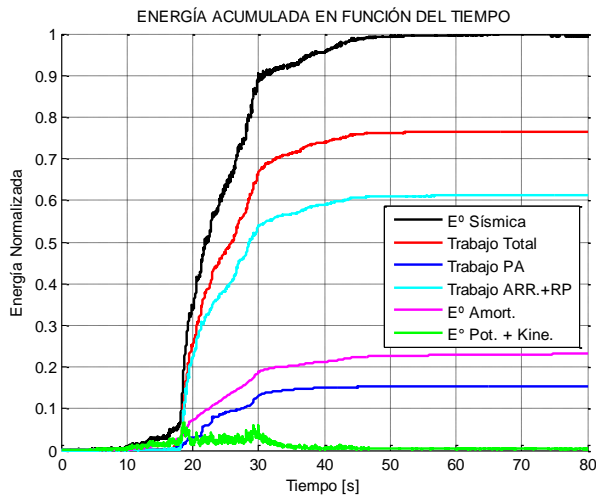
**Figura 5-7.** Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.

**Tabla 5-10.** Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.

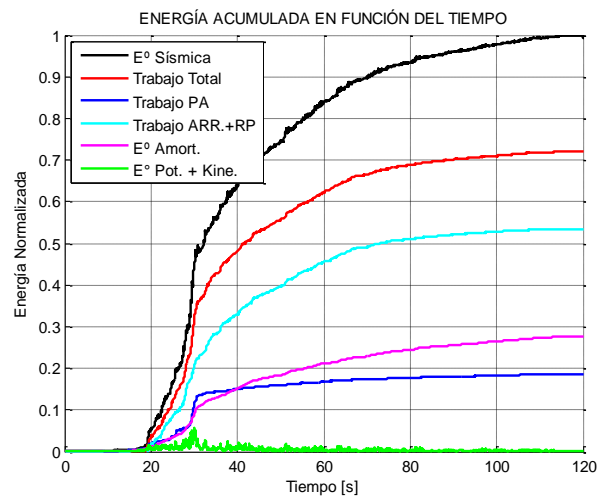
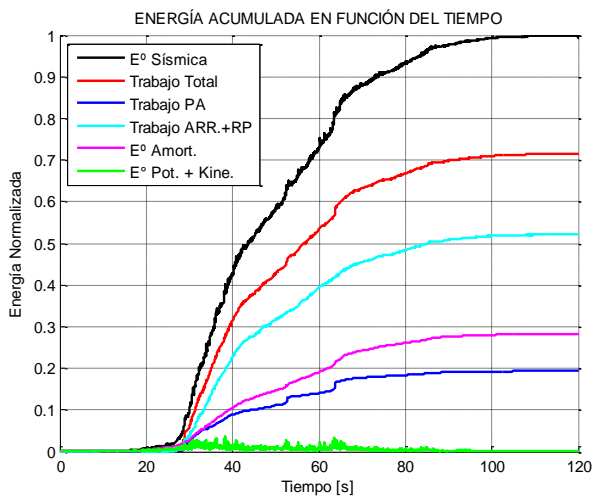
	<b>Valparaíso</b>		<b>Tocopilla</b>		<b>Maule</b>	
Epicentro						
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8Ms		7.7Mw		8.8Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro Dir X/Y/Z	NS/EW/V *	T/L/V *	EW/NS/V *	L/T/V *	EW/NS/V *	T/L/V*
Escala	1.5	1.00	1.7	2.0	1.7	1.0
Cols. Mecanismo Colapso	207/215	207/215/217/218	207/215/217	215	207	204/215/217/218
FU Máximo Columnas	1.15/1.06	1.06/1.15/1.03/1.09	1.09/1.16/1.02	1.02	1.04	1.08/1.23/1.03/1.09
Tipo de Suelo (NCh2369)	II	?	?	?	IV	III
<b>Intensidades Instrum.</b>						
PGA [g] = $\sqrt{(PGA_x^2 + PGA_y^2)}$	1.30	1.01	1.00	1.55	1.98	0.82
IA [m/s] = $IA_x + IA_y$	41.91	40.67	16.06	63.70	107.85	45.65
PD [ms] = $PD_x + PD_y$	0.19	0.54	0.29	0.21	0.94	1.09
<b>Corte Basal Dir. X, [kN]</b>						
Modelo Lineal	3414	2994	2173	5653	4918	5419
Modelo No lineal	1162	1134	1128	1106	1256	1425
Factor de Reducción (R)	2.94	2.64	1.93	5.11	3.92	3.80
<b>Corte Basal Dir. Y, [kN]</b>						
Modelo lineal	6272	2751	1861	4998	8486	2053
Modelo No lineal	1058	1143	1045	1036	1083	1168
Factor de Reducción (R)	5.93	2.41	1.78	4.82	7.83	1.76
<b>Energía Acumulada</b>						
Pernos de anclaje, [%]	20.40	15.78	15.3	21.4	19.35	18.63
Arriostramientos, [%]	52.47	56.11	59.7	50.3	52.18	53.34
Rótulas Plásticas, [%]	0.93	0.58	1.6	0.0	0.00	0.15
Amortiguamiento, [%]	25.92	27.29	23.1	28.1	28.33	27.69
Cinética+Potencial, [%]	0.28	0.23	0.3	0.2	0.13	0.20
Total [%]	100.0	100.00	100.0	100.0	100.00	100.00
Total [MJ]	0.68	0.93	0.58	0.58	1.38	1.37



**Figura 5-8.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = T/L/V).



**Figura 5-9.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = L/T/V).



**Figura 5-10.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = T/L/V).

## 5.2 DISEÑO SEGÚN LA PRÁCTICA NORTEAMERICANA

A continuación se muestra el resumen del diseño estructural considerando un comportamiento lineal y elástico de acuerdo a los resultados obtenidos del software SAP2000 V15.2.1.

### 5.2.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas utilizadas en el diseño son las mismas que las indicadas en el punto 5.1.1, salvo el peso propio de la estructura. En la Tabla 5-11 se muestra la carga total de diseño aplicada sobre la estructura y las propiedades dinámicas obtenidas del análisis modal utilizando vectores Ritz.

**Tabla 5-11.** Resumen de carga de diseño aplicada en la estructura.

Carga	Definición	Comp	SAP2000 [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	257.6
Dplat	Peso escaleras y grating	Fz	70.2
Dhr	Peso barandas	Fz	27.0
Deq	Peso tolva y correas	Fz	471.5
D	Carga muerta operacional total: Dsw+Dplat+Dhr+Deq	Fz	826.4
L	Sobrecarga de operación	Fz	957.1
I	Carga + Impacto vert. viga monoriel	Fz	24.5
Ws	Peso sísmico: $1.05D+0.25L$	Fz	1107.0
Sx	Corte basal del análisis modal espectral en dirección X (50 Modos Ritz, 99% Part. Modal, $T_x=0.225$ seg. con 82% Part. Modal)	Fx	205.2
Sy	Corte basal del análisis modal espectral en dirección Y (50 Modos Ritz, 99% Part. Modal, $T_y=0.195$ seg. con 92% Part. Modal)	Fy	229.5

### 5.2.2 ESBELTEZ LOCAL Y GLOBAL

En la Tabla 5-12 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global de los elementos estructurales de acuerdo a los requerimientos del punto 13.2 de AISC341. Para la estimación de la compacidad límite del alma de secciones I se considera a las columnas trabajando en compresión pura y a las vigas en flexo-compresión. Los límites de compacidad no indicados se omiten dado que no aplican. Las secciones de algunas columnas y vigas fueron modificadas respecto a la práctica nacional para cumplir con los requisitos de compacidad.

**Tabla 5-12.** Esbeltez local y global de los perfiles utilizados en la estructura.

Función	Sección	Ala			Alma			KL/r.max	KL/r.lim
		$\lambda$	$\lambda_{r.comp}$	$\lambda_{p.flex}$	$\lambda$	$\lambda_{r.comp}$	$\lambda_{p.flex}$		
COL.	IN25x66.6	5.6	8.5	8.5	35.7	42.3	42.3	91.4	113.6
COL.	IN20x30.6	7.5	8.5	8.5	26.0	42.3	42.3	75.0	113.6
ARRI.	XL8x19.3	7.5	8.5	-	-	-	-	109.8	113.6
ARRI.	L8x9.63	7.5	8.5	-	-	-	-	107.4	113.6
VIGA	HN20x75.4	5.0	8.5	8.5	16.0	75.4	75.4	78.1	113.6
VIGA	IN20x16.8	8.3	8.5	8.5	37.6	75.4	75.4	76.9	113.6
VIGA	IN20x30.6	7.5	8.5	8.5	36.0	75.4	75.4	110.5	113.6
VIGA	IN20x35.2	6.3	8.5	8.5	35.2	75.4	75.4	38.7	113.6
VIGA	IN25x43.4	5.4	8.5	8.5	37.0	75.4	75.4	95.5	113.6
VIGA	IN60x139	6.8	8.5	8.5	69.5	75.4	75.4	25.1	113.6
VIGA	IN30x75.4	7.8	8.5	8.5	44.7	75.4	75.4	20.0	113.6
VIGA	IN45x104	4.0	8.5	8.5	50.0	75.4	75.4	18.6	113.6

### 5.2.3 VERIFICACIÓN DE LA DERIVA DE PISO

En la Tabla 5-13 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto por los criterios de diseño es de  $H/200$ , el cual es más restrictivo que el límite de  $0.015H$  impuesto en el punto 12.12 de ASCE7.

**Tabla 5-13.** Derivas de piso por nivel.

Plataforma	$\delta e.max$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta \delta e$	H/ $\Delta$ .lim	Estatus
Nivel descarga tolvas	5	2850	570	200	OK
Nivel apoyo tolvas	12	5700	407	200	OK
Nivel superior	17	8200	500	200	OK
Nivel viga monoriel	47	13010	160	100	OK

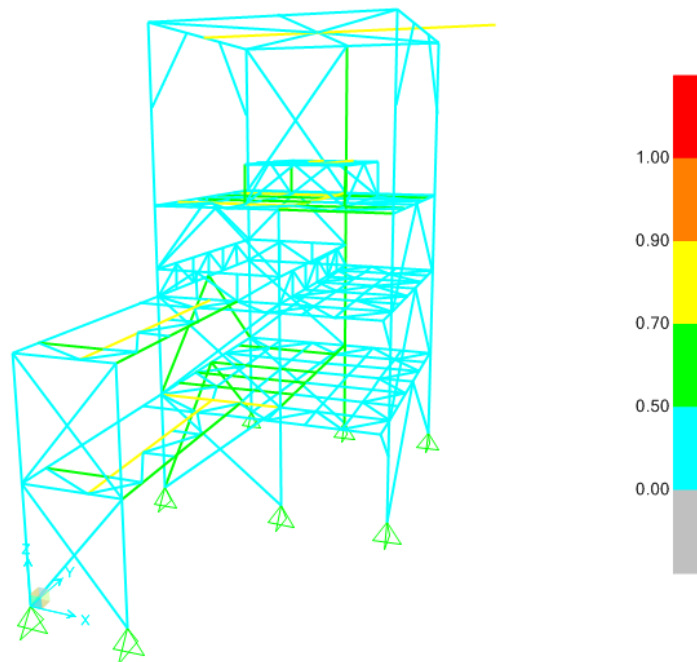
### 5.2.4 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL

En la Figura 5-11 se muestran los factores de utilización (máxima relación demanda/capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD.

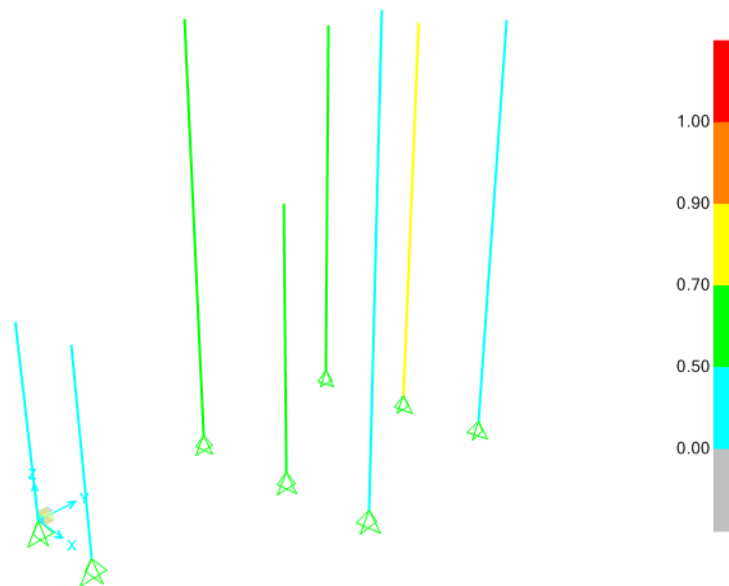
Según el punto 8.3 de AISC341 las columnas se verificarán para cargas sísmicas amplificadas por  $\Omega_0=2$  de modo de asegurar la estabilidad del sistema gravitacional post pandeo de arriostramientos, esta verificación se muestra en la Figura 5-12.

Según el punto 13.4a de AISC341 las vigas de marcos arriostrados tipo chevron deben diseñarse considerando que los arriostramientos presentan plastificación en tracción y resistencia residual en compresión, por lo que en la Figura 5-13 se muestra la verificación estructural de la torre, donde para cada dirección de análisis, los arriostramientos fueron reemplazados por sus respectivas fuerzas de fluencia esperada en tracción ( $R_y F_y A_g$ ) y carga residual de pandeo ( $0.3P_n$ ). Cabe

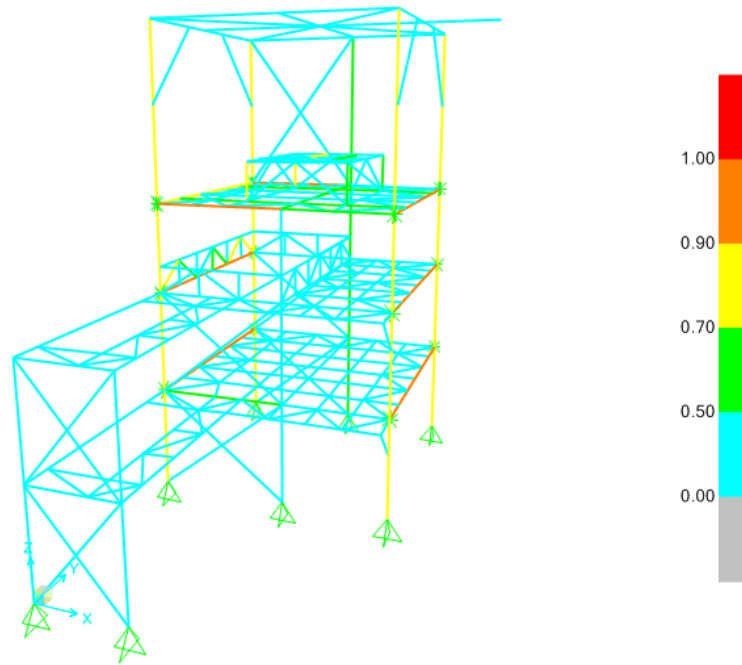
notar la dimensión de las secciones resultantes en vigas producto de asumir una distribución uniforme de plastificación de arriostramientos en altura.



**Figura 5-11.** Factores de utilización para combinaciones de carga de diseño LRFD.



**Figura 5-12.** Factores de utilización en columnas para combinaciones de carga sísmica amplificadas por  $\Omega_o=2$ .



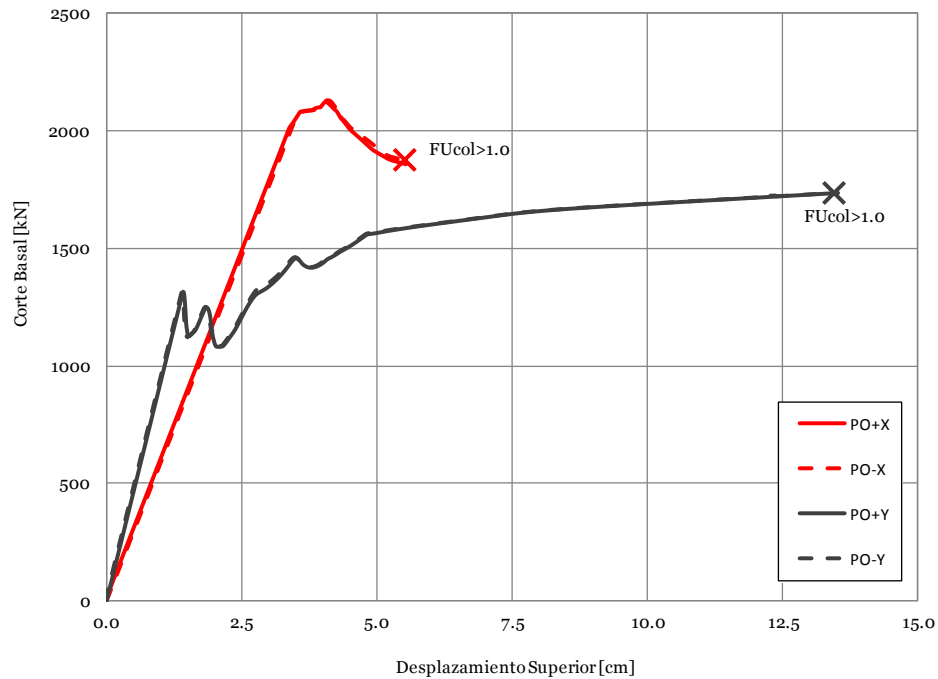
**Figura 5-13.** Factores de utilización en la estructura, considerando que en cada dirección de análisis, todos los arriostramientos han plastificado o presentan resistencia residual.

### 5.2.5 ANÁLISIS NOLINEAL ESTÁTICO

En la Figura 5-14 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada dirección principal de la estructura. Por las mismas razones que en el diseño nacional, el nivel de control considerado en los análisis corresponde al penúltimo nivel. Se observa que en ambas direcciones controla el límite de utilización en columnas, apreciándose un comportamiento frágil en la dirección X producto del desarrollo de un mecanismo de piso blando en el primer nivel.

En la Tabla 5-14 se muestra el resumen de la estimación de los factores de desempeño  $\mu_T$ ,  $\Omega$  y  $R$ , según los resultados del análisis estático. Respecto al diseño según la práctica nacional la estructura presenta: una deformación última promedio ( $\delta_u$ ) del orden de un 40% menor, una ductilidad ( $\mu_T$ ) un 50% menor, una sobrerresistencia promedio ( $\Omega$ ) un 60% mayor y un Factor de Reducción ( $R_\mu$ ) un 36% menor, lo que es indicativo de la ductilidad lateral que adiciona el anclaje dúctil.

**CORTE BASAL X,Y VS DEFORMACIÓN NIVEL SUPERIOR  
PLATAFORMA**



**Figura 5-14.** Análisis pushover para la estructura.

**Tabla 5-14.** Factores de desempeño obtenidos del análisis pushover.

Caso	$V_0=1.4V$ [kN]	$C_0$	$V_{max}$ [kN]	$W$ [kN]	$T_n$ [s]	$\delta_{y,eff}$ [cm]
PO+X	269	1.3	2122	1046	0.216	3.0
PO-X	269	1.3	2130	1046	0.216	3.1
PO+Y	303	1.4	1751	1046	0.176	1.8
PO-Y	303	1.4	1753	1046	0.176	1.8

Caso	$\delta_u$ [cm]	$\mu_T$	$\Omega$	$R_\mu$	$R=\Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
PO+X	5.55	1.8	7.9	1.6	12.8	5
PO-X	5.51	1.8	7.9	1.6	12.8	5
PO+Y	14.66	8.3	5.8	4.0	22.8	5
PO-Y	14.59	8.3	5.8	3.9	22.8	5
Promedio	10.1	5.0	6.8	2.8	17.8	5

### 5.2.6 ANÁLISIS NOLINEAL DINÁMICO

#### *Margen de Colapso*

En la Tabla 5-15 se muestra el resumen del análisis no lineal dinámico. El análisis comienza con un factor de escalamiento de los registros igual a 1.0, incrementándose progresivamente hasta registrarse colapso estructural en el 50% de los registros para un escalamiento de 1.2. Cabe notar la limitada ductilidad que exhibe la estructura, en línea con lo observado en los análisis estáticos. En la Tabla



5-16 se detalla el cálculo de la Razón del Margen de Colapso (*CMR*). Se observa que la estructura no logra cumplir con los requisitos mínimos establecidos por FEMA P695, estando un 48% y 40% por debajo del límite en las direcciones X e Y, respectivamente.

**Tabla 5-15.** Resumen del análisis dinámico no lineal

Factor de Escalamiento (SF)					1.00	1.10	1.20
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Dir. X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V *	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V *	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	-	-	-
				T/L/V	-	-	-
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	-	-	-
				T/L/V	-	-	-
			Costanera	L/T/V	-	-	-
				T/L/V	-	-	-
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V *	-	-	-
				NS/EW/V	-	-	-
			Tocopilla	L/T/V	-	-	SI
				T/L/V *	SI	SI	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V *	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V *	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	-	-	-
				NS/EW/V	-	-	-
Número de Colapsos					9	9	10
% del total de eventos					45%	45%	50%

**Tabla 5-16.** Estimación de la Razón del Margen de Colapso

	Dirección X	Dirección Y
Factor de escalamiento, $SF$	1.20	1.20
Factor de tridimensionalidad, $SF_{3D}$	1.2	1.2
Periodo fundamental, $T_n$ [s]	0.216	0.176
Intensidad mediana, $Sa_{50\%}$ [g]	1.16	1.19
$S_{CT} = SF \cdot SF_{3D} \cdot Sa_{50\%}$ , [g]	1.66	1.71
Intensidad MCE, $S_{MT}$ [g]	1.68	1.50
$CMR = S_{CT}/S_{MT}$	0.99	1.15
$CMR_{10\%} (\beta_{TOT} = 0.5)$	1.90	1.90
$CMR/CMR_{10\%}$	0.52	0.60

## Respuestas Máximas

Del análisis incremental se observa que la estructura presenta colapso estructural incipiente para 3 sismos (Valparaíso 1985, Tocopilla 2007 y Maule 2010) para distintos grados de escalamiento. En la Tabla 5-17 se presenta la distribución porcentual de esfuerzos y desplazamientos máximos normalizados en arriostramientos para los registros indicados con asterisco en la Tabla 5-15. En la Figura 5-15 muestra la distribución de las respuestas indicadas.

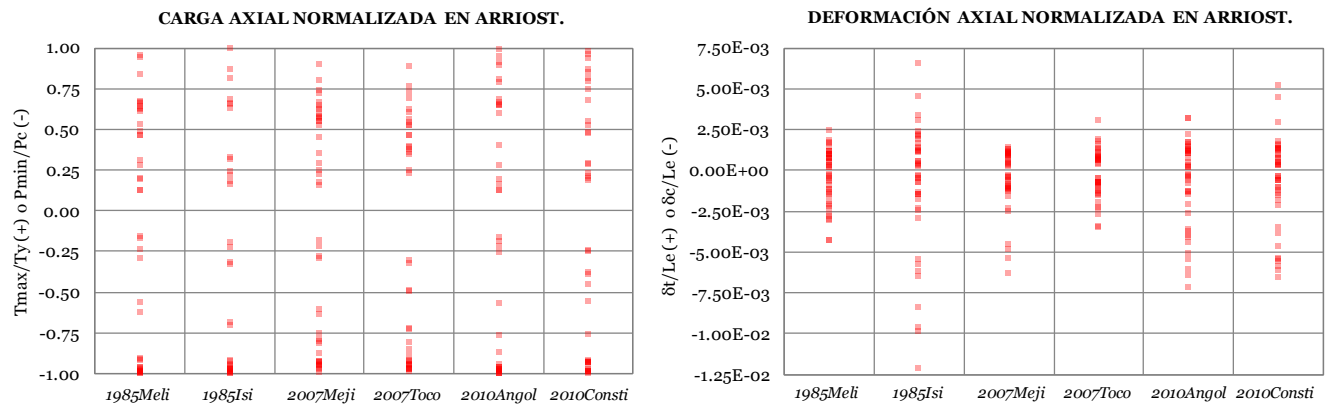
**Tabla 5-17.** Respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso

Arriost. en Tracción Sismo	T/Ty				$\epsilon_t = \delta t / L_e$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - $\epsilon_y$	$\epsilon_y - \epsilon_u$
T1985Meli_U1:EW	18%	23%	36%	23%	91%	9%
T1985Isi_U1:L	18%	9%	18%	55%	59%	41%
T2007Meji_U1:EW	14%	18%	59%	9%	100%	0%
T2007Toco_U1:T	9%	32%	36%	23%	86%	14%
T2010Angol_U1:EW	18%	9%	27%	45%	86%	14%
T2010Consti_U1:T	18%	18%	18%	45%	86%	14%

Arriost. en Compresión Sismo	P/Pc				$\epsilon_c = \delta c / L_e$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - 1.5‰	1.5‰ - 1.5%
T1985Meli_U1:EW	14%	5%	9%	73%	50%	50%
T1985Isi_U1:L	9%	9%	9%	73%	45%	55%
T2007Meji_U1:EW	9%	9%	14%	68%	68%	32%
T2007Toco_U1:T	0%	18%	9%	73%	73%	27%
T2010Angol_U1:EW	14%	5%	5%	77%	45%	55%
T2010Consti_U1:T	9%	14%	5%	73%	50%	50%

Se observa que en tracción la utilización de los arriostramientos se distribuye en todas las categorías, observándose plastificación en promedio en un 15% de estos. Respecto a los resultados obtenidos para la práctica nacional, este resultado representa un incremento considerable, dado que la plastificación por fluencia prácticamente no se presenta en el diseño nacional. En compresión por otra parte, se observa que en promedio el 73% de los arriostramientos trabajan entre el 75% y 100% de su capacidad, produciéndose pandeo en el 45% de ellos. Estos resultados representan un incremento importante respecto a los valores registrados para el diseño nacional, mostrando el incremento en las deformaciones en arriostramientos en ausencia de anclaje dúctil.



**Figura 5-15.** Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos a nivel de colapso incipiente.

### ***Disipación y Distribución de Energía Sísmica***

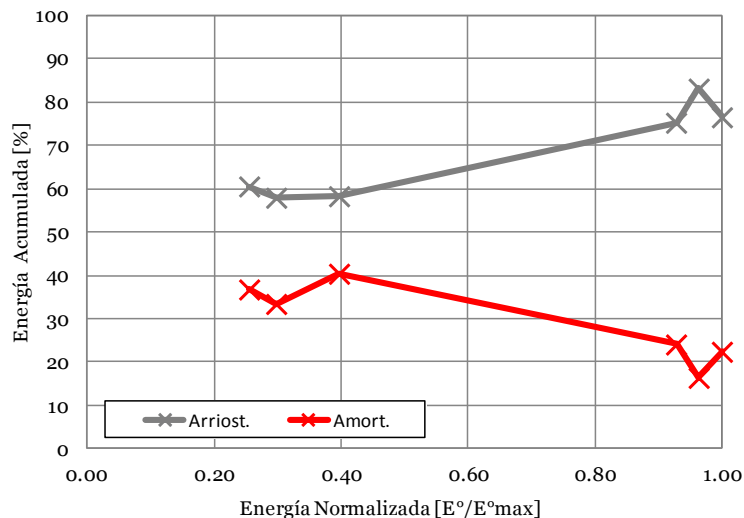
La disipación y distribución de energía se estudia a nivel de colapso para los mismos sismos indicados anteriormente. La Tabla 5-18 muestra para cada estación las intensidades instrumentales estimadas, el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ), y la distribución de energía acumulada. Se aprecia que en promedio el valor de  $R$  es de 2.1, valor algo menor a lo obtenido de análisis no lineales estáticos ( $R_{\mu}=2.8$ ), y considerablemente menor a los valores para el diseño según la práctica nacional ( $R_{\mu}=4.3$ ,  $R=3.7$ ). Al igual que en el caso de la práctica nacional el colapso se alcanza para diferentes niveles de energía, observándose que la energía disipada por deformación histerética de arriostramientos varía entre 60% a 80% para sismos de menor a mayor energía, respectivamente. Por su parte, el amortiguamiento modal sigue la tendencia inversa, es decir, disipa entre un 40% a 20% de la energía total para sismos de menor a mayor energía, respectivamente. La variación de la energía disipada por arriostramientos y amortiguamiento modal para los distintos niveles de energía se muestra en la Figura 5-16.

Al igual que en el diseño según la práctica nacional, no se aprecia que la Intensidad de Arias o el Potencial Destructivo de los grupos de registros sean comparables o que se correlacionen con la energía ingresada al sistema. La distribución de energía en el tiempo para cada sismo se puede ver en las Figuras 5-17 a 5-19. Se observa que la energía total máxima ingresada al sistema ocurre para la misma estación que para el caso de la práctica nacional. Cabe destacar que en promedio la energía acumulada por pernos y arriostramientos del diseño según la práctica nacional es un 34% superior a la disipada por arriostramientos del diseño según la práctica norteamericana.

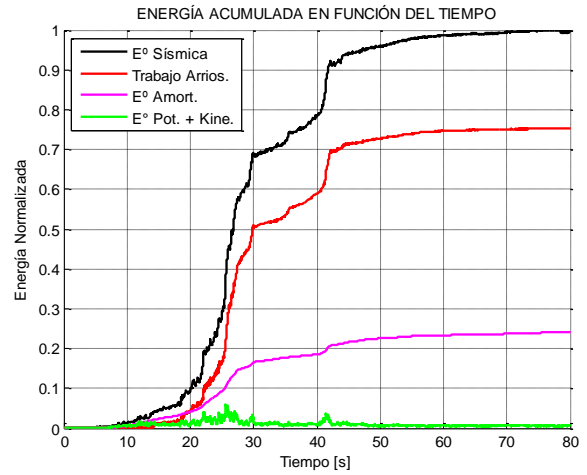
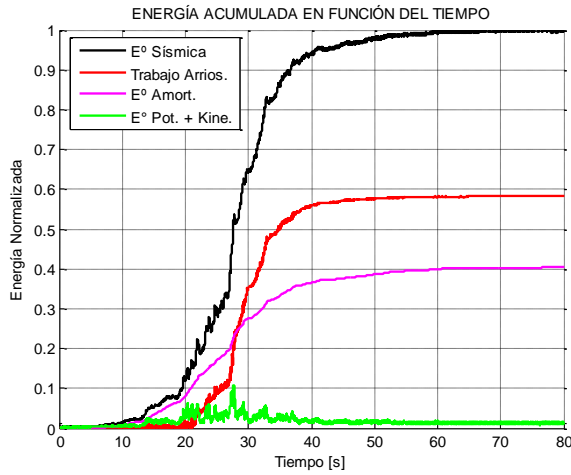
**Tabla 5-18.** Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
	1985		2007		2010	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8Ms		7.7Mw		8.8Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro Dir X/Y/Z	EW/NS/V *	L/T/V *	EW/NS/V *	T/L/V *	EW/NS/V *	T/L/V *
Escala	1.0	1.0	2.2	1.0	1.0	1.0
Cols. Mecanismo Colapso	207/215/217/218	207/215/217/218	215/217	207/212/215/218	207/215/217/218	207/215/217/218
FU Máximo Columnas	1.04/1.13/1.05/1.0	1.29/1.23/1.17/1.21	1.23/1.01	1.29/1.41/1.14/1.21	1.08/1.26/1.05/1.17	1.09/1.04/1.26/1.23
Tipo de Suelo (NCh2369)	II	?	?	?	IV	III
<b>Intensidades Instrum.</b>						
PGA [g] = $\sqrt{(PGAx^2+PGAy^2)}$	0.87	1.01	1.30	0.78	1.17	0.82
IA [m/s] = IAx + IAY	18.63	40.67	26.90	15.93	37.32	45.65
PD [ms] = PDx + PDy	0.08	0.54	0.48	0.05	0.32	1.09
<b>Corte Basal Dir. X, [kN]</b>						
Modelo Lineal	4232	2954	2289	3288	4590	3293
Modelo No lineal	2115	2185	1985	2414	2179	2134
Factor de Reducción (R)	2.00	1.35	1.15	1.36	2.11	1.54
<b>Corte Basal Dir. Y, [kN]</b>						
Modelo lineal	3077	3927	1704	2989	8560	2211
Modelo No lineal	1364	1666	1311	1271	1442	1449
Factor de Reducción (R)	2.26	2.36	1.30	2.35	5.94	1.53
<b>Energía Acumulada</b>						
Arriostramientos, [%]	58.30	75.27	57.95	60.56	76.52	83.15
Amortiguamiento, [%]	40.40	24.07	33.43	36.77	22.39	16.37
Cinética+Potencial, [%]	1.30	0.66	8.62	2.67	1.09	0.48
Total [%]	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Total [MJ]	0.42	0.97	0.31	0.27	1.05	1.01

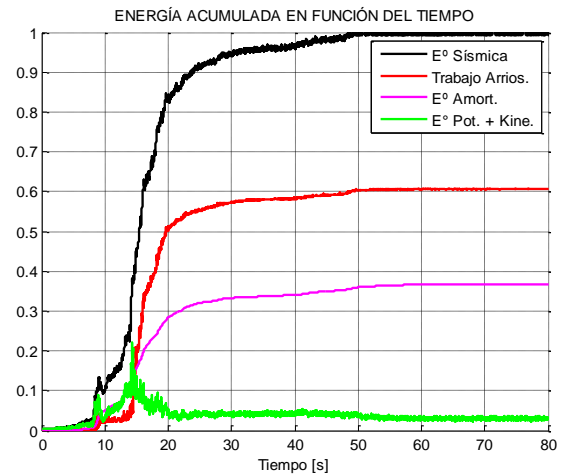
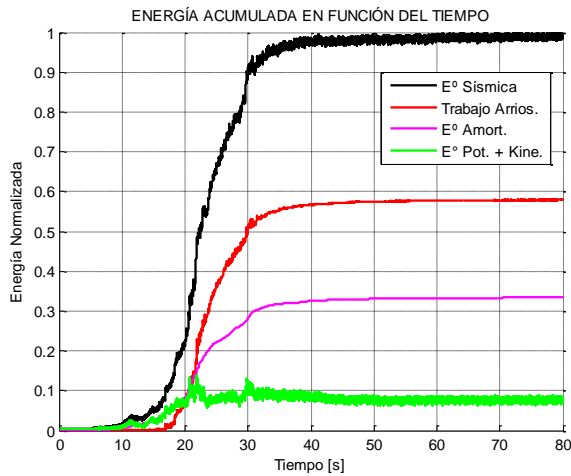
**ENERGÍA ACUMULADA VS ENERGÍA NORMALIZADA**



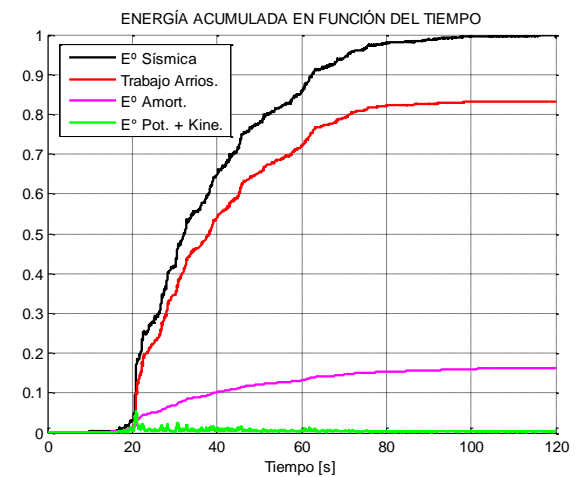
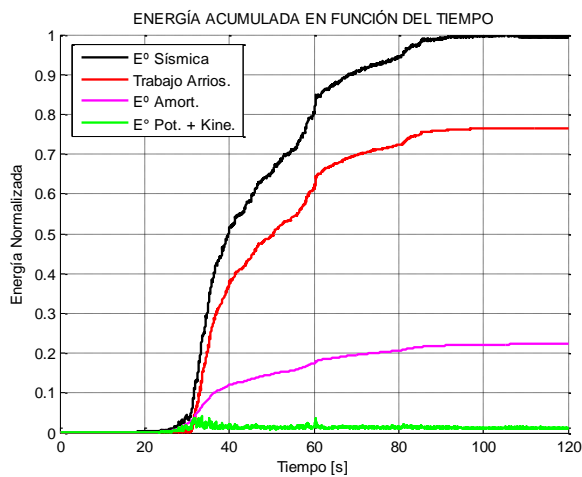
**Figura 5-16.** Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.



**Figura 5-17.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = L/T/V).



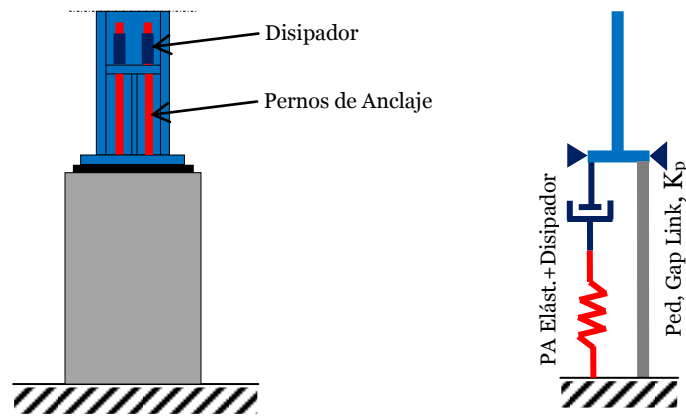
**Figura 5-18.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = T/L/V).



**Figura 5-19.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = T/L/V).

## CAPÍTULO 6 : INCORPORACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL EN EL ANCLAJE

Como se menciona en el punto 4.1.7 los pernos de anclaje aparecen como los primeros elementos en participar en la disipación de energía sísmica en la estructura. Sólo una vez superada la capacidad disipadora de estos, la energía ingresa a la estructura, forzando el trabajo de arriostramientos u otros elementos del sistema resistente. Basándose en lo anterior, en el presente capítulo se revisa el comportamiento de las estructuras en estudio considerando un dimensionamiento según la práctica nacional, pernos de anclaje elásticos y disipación de energía adicional en el anclaje. El disipador corresponde a un amortiguador viscoso exponencial con una razón de amortiguamiento crítico del 10%. Actualmente este tipo de dispositivos se utilizan en elementos como chimeneas para el control de las fuerzas inducidas por viento. En la Figura 6-1 se muestra la configuración del anclaje.



**Figura 6-1.** (Izq.) Esquema del anclaje. (Der.) Modelo del anclaje en SAP2000.

La fuerza disipada por el amortiguador se expresa como:

$$F_d = cv^k \quad (6-1)$$

Donde,

$F_d$	Fuerza disipada por el amortiguador
$c$	Coefficiente de amortiguamiento, $c = 2\zeta\omega_n\beta_n M$
$\xi$	Razón de amortiguamiento crítico, $\zeta = 0.10$
$\omega_n$	Frecuencia natural del modo dominante
$\beta_n$	Participación modal del modo dominante
$M$	Masa de la estructura
$v$	Tasa de deformación del disipador en el tiempo
$k$	Exponente de la curva de disipación, $k=0.5$ y $1.0$ para la estructura del molino y la tolva, respectivamente.

Considerando que en cada dirección dominará un modo diferente, se asigna a los amortiguadores un coeficiente de disipación equivalente al valor promedio de los obtenidos para cada dirección de análisis. Para mantener las comparaciones de comportamiento simples, se establece como rigidez elástica de los pernos de anclaje la misma rigidez utilizada para los análisis según la práctica nacional. A continuación se presenta el comportamiento de las estructuras en cuestión para el mismo grupo de registros para los cuales se estudió la distribución de energía anteriormente, de modo de advertir diferencias en la distribución de energía disipada.

## 6.1 COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO OPERACIÓN MOLINO VERTICAL

### 6.1.1 AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL

En la Tabla 6-1 se detalla la estimación del coeficiente de amortiguamiento para la Estructura de Operación del Molino Vertical. Se asumirá que el disipador no presenta falla prematura durante su acción, resistiendo toda la fuerza entregada por el sismo.

**Tabla 6-1.** Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.

	Dir. X	Dir. Y
Masa total, M [ton]	244.55	244.55
Razón de amort. Crítico, $\zeta$	0.10	0.10
Participación modal, PM	0.40	0.50
Masa modal, $M_n = P_m M$ [ton]	97.99	122.42
Frecuencia natural, $\omega_n$ [rad/s]	37.86	43.99
Coef. amort., $c = 2\zeta \omega_n M_n$ [kN-s/cm]	7.42	10.77
<b>Coef. amort. promedio [kN-s/cm]</b>	<b>9.10</b>	

### 6.1.2 ANÁLISIS NOLINEAL DINÁMICO

El desempeño de estructuras que consideran disipación adicional en el anclaje se estudiará por medio de análisis no lineales dinámicos, dada la sensibilidad que presentan al contenido de frecuencia característico de los registros. Las combinaciones de registros utilizadas, y su orientación, serán las mismas que las empleadas en los análisis basados en la práctica nacional.

#### ***Respuestas Máximas***

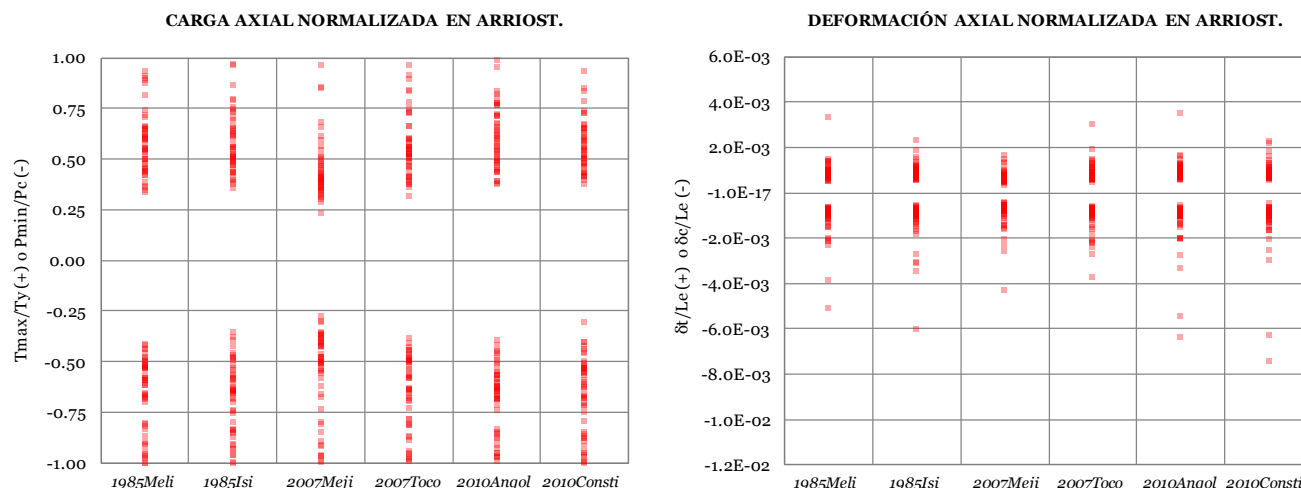
En la Tabla 6-2 se presenta la distribución porcentual de esfuerzos y desplazamientos máximos normalizados en arriostramientos para los registros indicados con asterisco en la Tabla 4-6. La Figura 6-2 muestra la distribución de las respuestas indicadas.

**Tabla 6-2.** Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación.

Arriost. en Tracción	T/Ty				$\epsilon_t = \delta t/Le$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - $\epsilon_y$	$\epsilon_y - \epsilon_u$
T1985Meli_U1:NS	0%	34%	52%	14%	98%	2%
T1985Isi_U1:T	0%	32%	50%	18%	96%	4%
T2007Meji_U1:NS	2%	74%	16%	8%	98%	2%
T2007Toco_U1:T	0%	32%	50%	18%	96%	4%
T2010Angol_U1:EW	0%	28%	48%	24%	94%	6%
T2010Consti_U1:L	0%	28%	56%	16%	92%	8%

Arriost. en Compresión	T/Ty o P/Pc				$\epsilon_c = \delta c/Le$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1.0	0 - 1.5‰	1.5‰ - 1.5%
T1985Meli_U1:NS	0%	18%	52%	30%	86%	14%
T1985Isi_U1:T	0%	20%	48%	32%	84%	16%
T2007Meji_U1:NS	0%	52%	26%	22%	88%	12%
T2007Toco_U1:T	0%	28%	42%	30%	80%	20%
T2010Angol_U1:EW	0%	14%	58%	28%	82%	18%
T2010Consti_U1:L	0%	16%	54%	30%	84%	16%



**Figura 6-2.** Respuestas máximas normalizadas en arriostramientos a nivel de colapso incipiente.

Se observa que la incorporación de disipación en el anclaje produce que una parte importante de arriostramientos, 38% en tracción y 25% en compresión, trabajen entre un 25% a 50% de su capacidad, reduciendo en promedio más de un 40% el número de elementos que plastifican en tracción y en más de un 20% los que se pandean. Las deformaciones unitarias también se ven reducidas fuertemente estando un porcentaje importante bajo el 1‰ tanto en tracción como compresión.



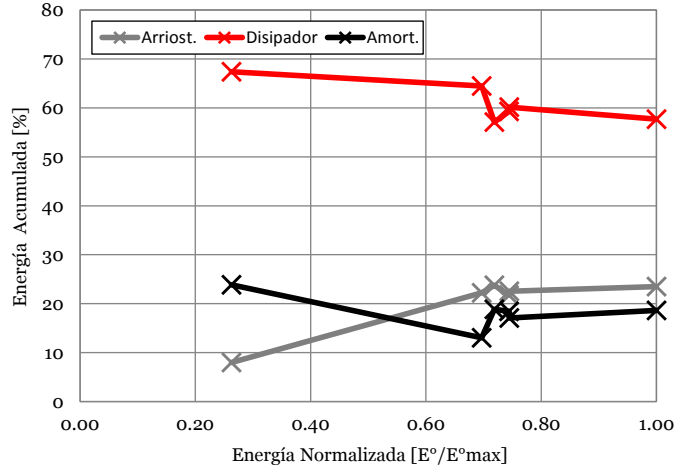
## Disipación y Distribución de Energía Sísmica

En la Tabla 6-3 se muestra el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) y la distribución de energía acumulada para los registros indicados anteriormente. Se observa que el Factor  $R$  promedio obtenido en la configuración con disipación en el anclaje es de 3.2, algo superior, pero del orden del valor obtenido para el diseño según la práctica nacional ( $R=3.0$ ). La energía total acumulada para cada estación también es similar a la observada anteriormente. Al igual que en el caso del diseño tradicional, se aprecia que colapsos a niveles mayores de energía inducen mayor trabajo de deformación en arriostramientos y menor disipación por amortiguamiento modal. Luego, como es esperable, sismos mayores requerirán disipadores de mayor capacidad de absorción de energía para limitar el daño en la estructura. De todos modos, la energía sísmica disipada por los disipadores es mayor al 57% en cualquiera de los casos, lo que representa una reducción mayor de la demanda sobre la estructura. Cabe notar que la reducción es tan importante que para ninguna de las combinaciones que producían colapso en la estructuración original se registra colapso una vez que se ha incorporado disipación en el anclaje. En la Figura 6-3 se muestra el porcentaje de energía disipada acumulada versus la energía total normalizada ingresada al sistema. La distribución de energía en el tiempo para cada sismo se puede ver en las Figuras 6-4 a 6-6.

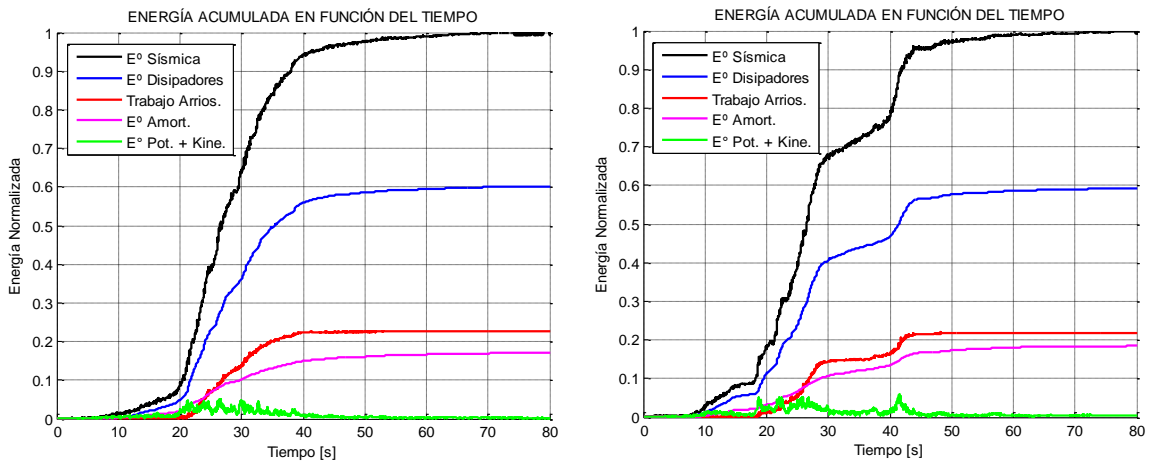
**Tabla 6-3.** Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.

Epicentro	<b>Valparaíso</b>		<b>Tocopilla</b>		<b>Maule</b>	
	1985		2007		2010	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8Ms		7.7Mw		8.8Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro Dir X/Y/Z	NS/EW/V *	T/L/V *	NS/EW/V *	T/L/V *	EW/NS/V *	L/T/V*
Escala	1.9	1.0	2.00	2.30	1.4	1.1
Cols. Mecanismo Colapso	NA	NA	NA	NA	NA	NA
FU Máximo Columnas	1.02	0.93	0.86	1.09	0.92	0.93
Tipo de Suelo (NCh2369)	II	?	?	?	IV	III
<b>Corte Basal Dir. X, [kN]</b>						
Modelo Lineal	17628	10041	7504	23026	12020	7064
Modelo Nolineal	4795	4746	4447	4598	5290	4389
Factor de Reducción (R)	3.68	2.12	1.69	5.01	2.27	1.61
<b>Corte Basal Dir. Y, [kN]</b>						
Modelo lineal	31021	8939	5825	18405	22241	8445
Modelo Nolineal	4356	4691	3891	4734	3919	4584
Factor de Reducción (R)	7.12	1.91	1.50	3.89	5.67	1.84
<b>Energía Acumulada</b>						
Disipador, [%]	60.1	59.3	67.4	64.5	57.7	57.1
Arriostramientos, [%]	22.5	21.7	8.0	22.2	23.5	23.8
Amortiguamiento, [%]	17.1	18.4	23.9	13.0	18.6	18.9
Cinética+Potencial, [%]	0.2	0.5	0.8	0.3	0.2	0.3
Total [%]	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
Total [MJ]	2.73	2.73	0.96	2.55	3.67	2.64

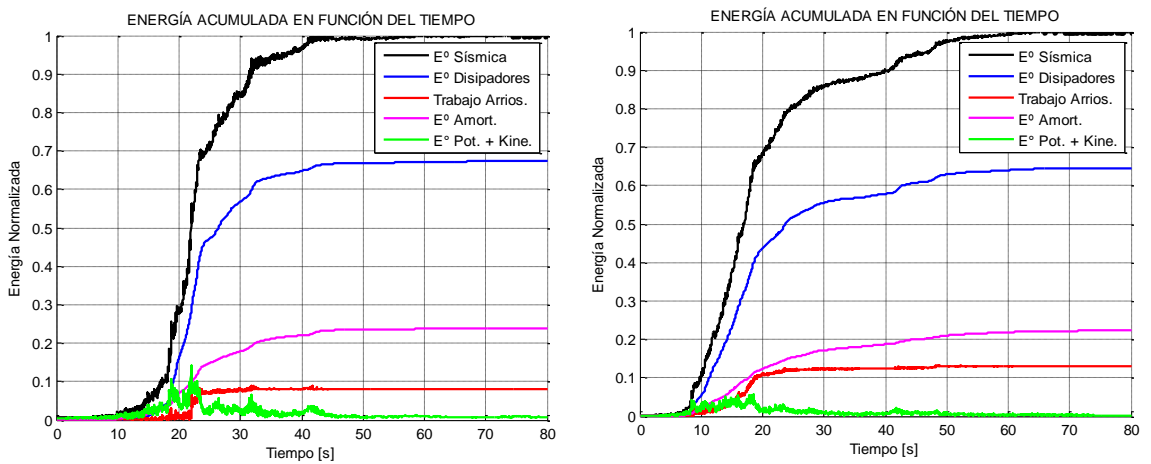
### ENERGÍA ACUMULADA VS ENERGÍA NORMALIZADA



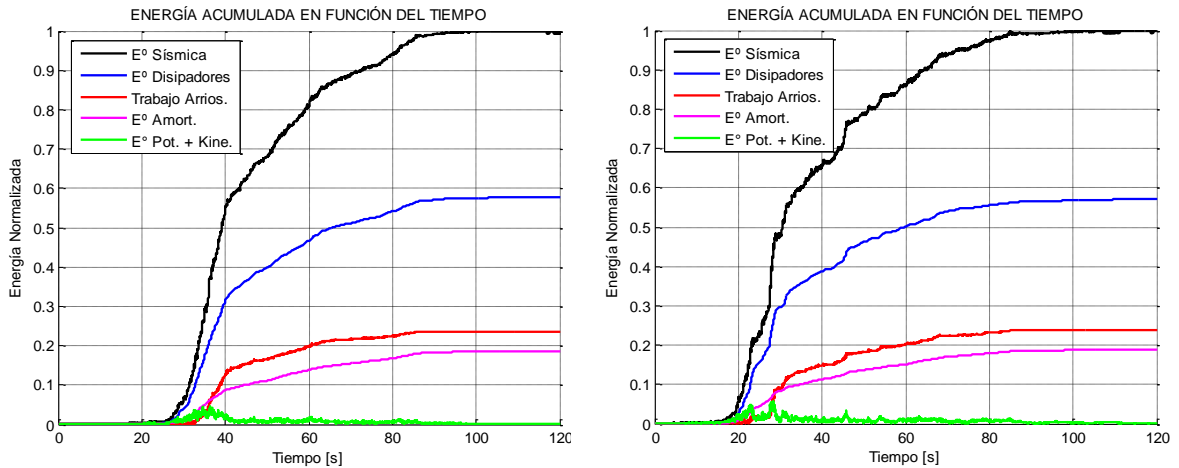
**Figura 6-3.** Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.



**Figura 6-4.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = T/L/V).



**Figura 6-5.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = T/L/V).



**Figura 6-6.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = L/T/V).

## 6.2 COMPORTAMIENTO DE LA TORRE TOLVA DE CARGUÍO

### 6.2.1 AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL

En la Tabla 6-4 se detalla la estimación del coeficiente de amortiguamiento para la Estructura de la Torre Tolva de Carguío. Se asumirá que el disipador no presenta falla prematura durante su acción, resistiendo toda la fuerza entregada por el sismo.

**Tabla 6-4.** Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.

	Dir. X	Dir. Y
Masa total, M [ton]	106.57	106.57
Razón de amort. Crítico, $\zeta$	0.10	0.10
Participación modal, PM	0.81	0.90
Masa modal, $M_n = P_m M$ [ton]	86.49	95.87
Frecuencia natural, $\omega_n$ [rad/s]	25.39	32.30
Coef. amort., $c = 2\zeta \omega_n M_n$ [kN-s/cm]	4.39	6.19
<b>Coef. amort. promedio [kN-s/cm]</b>	<b>5.29</b>	

### 6.2.2 ANÁLISIS NOLINEAL DINÁMICO

#### *Respuestas Máximas*

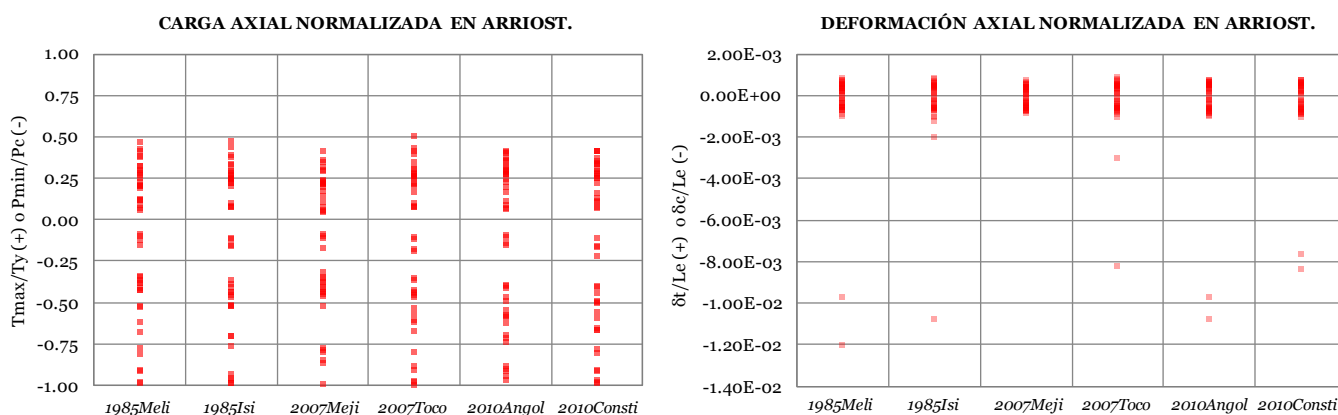
En la Tabla 6-5 se presenta la distribución porcentual de esfuerzos y desplazamientos máximos normalizados en arriostramientos para los registros indicados con asterisco en la Tabla 5-7. La Figura 6-7 muestra la distribución de las respuestas indicadas.

**Tabla 6-5.** Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación.

Arriost. en Tracción Sismo	T/Ty				$\epsilon_t = \delta t/Le$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0 - $\epsilon_y$	$\epsilon_y - \epsilon_u$
T1985Meli_U1:NS	50%	50%	0%	0%	100%	0%
T1985Isi_U1:T	45%	55%	0%	0%	100%	0%
T2007Meji_U1:EW	73%	27%	0%	0%	100%	0%
T2007Toco_U1:L	36%	59%	5%	0%	100%	0%
T2010Angol_U1:EW	36%	64%	0%	0%	100%	0%
T2010Consti_U1:T	36%	64%	0%	0%	100%	0%

Arriost. en Compresión Sismo	P/Pc				$\epsilon_c = \delta c/Le$	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0 - 1.5‰	1.5‰ - 1.5%
T1985Meli_U1:NS	18%	36%	18%	27%	91%	9%
T1985Isi_U1:T	18%	32%	23%	27%	91%	9%
T2007Meji_U1:EW	18%	50%	5%	27%	100%	0%
T2007Toco_U1:L	18%	32%	23%	27%	91%	9%
T2010Angol_U1:EW	18%	23%	36%	23%	91%	9%
T2010Consti_U1:T	18%	23%	27%	32%	91%	9%



**Figura 6-7.** Respuestas máximas normalizadas en arriostamientos a nivel de colapso incipiente.

Al igual que en el caso de la primera estructura se observa que la incorporación de disipación en el anclaje produce que una parte importante de arriostamientos, 46% en tracción y 18% en compresión, trabajen entre un 25% a 50% de su capacidad, reduciendo a cero los elementos que plastifican en tracción y en un 80% los que se pandean. Las deformaciones unitarias también se ven reducidas fuertemente la mayoría bajo el 1‰ tanto en tracción como compresión.

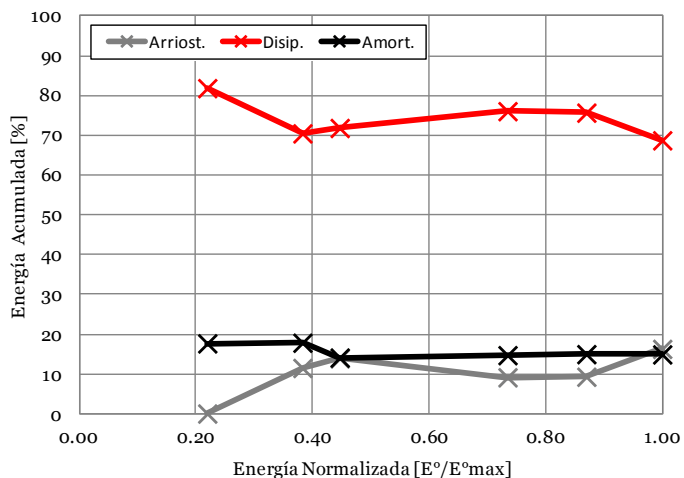
## Disipación y Distribución de Energía Sísmica

En la Tabla 6-6 se muestra el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) y la distribución de energía acumulada para los registros indicados anteriormente. Se observa que el Factor  $R$  promedio obtenido en la configuración con disipación en el anclaje es de 4.6, algo superior al valor obtenido para el diseño según la práctica nacional ( $R=3.7$ ). La energía total acumulada para cada estación también es en promedio un 14% superior a la observada anteriormente. Al igual que en el caso del diseño tradicional, se aprecia que colapsos a niveles mayores de energía inducen mayor trabajo de deformación en arriostramientos y menor disipación por amortiguamiento modal. La energía sísmica disipada por los disipadores es mayor al 69% en cualquiera de los casos, lo que representa una reducción mayor de la demanda sobre la estructura. Similar a lo que ocurre con la primera estructura, ninguna de las combinaciones que producían colapso en la estructuración original registran colapso una vez que se ha incorporado disipación en el anclaje. En la Figura 6-8 se muestra el porcentaje de energía disipada acumulada versus la energía total normalizada ingresada al sistema. La distribución de energía en el tiempo para cada sismo se puede ver en las Figuras 6-9 a 6-11.

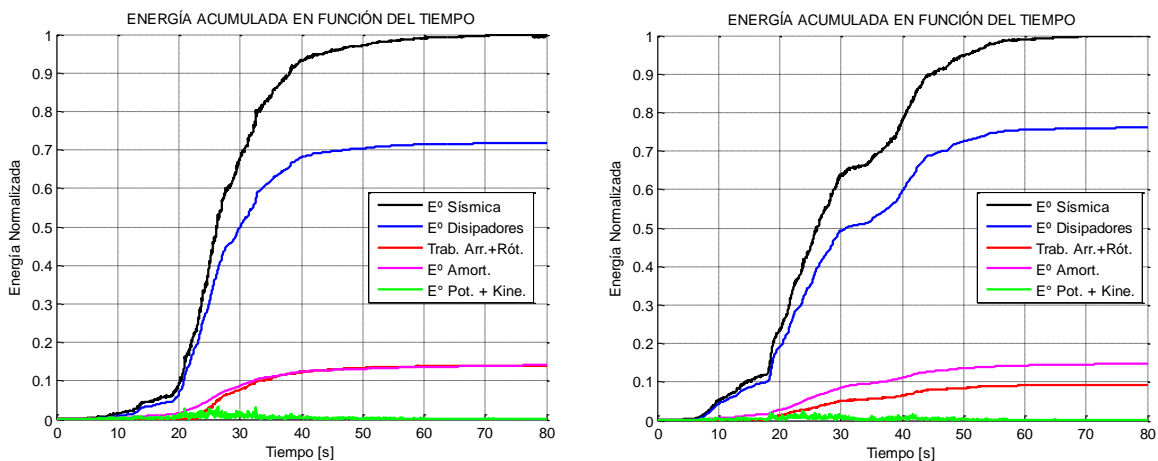
**Tabla 6-6.** Parámetros sísmicos y distribución de energía para tres sismos mayores.

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
	1985		2007		2010	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8Ms		7.7Mw		8.8Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro Dir X/Y/Z	NS/EW/V *	T/L/V *	EW/NS/V *	L/T/V *	EW/NS/V *	T/L/V*
Escala	14.7	1.0	16.68	19.62	16.7	1.0
Cols. Mecanismo Colapso	NA	NA	NA	NA	NA	NA
FU Máximo Columnas	0.85	0.82	0.62	0.80	0.92	0.94
Tipo de Suelo (NCh2369)	II	?	?	?	IV	III
<b>Corte Basal Dir. X, [kN]</b>						
Modelo Lineal	3414	2994	2173	5653	4918	5419
Modelo No lineal	788	855	849	776	1057	1229
Factor de Reducción (R)	4.33	3.50	2.56	7.29	4.65	4.41
<b>Corte Basal Dir. Y, [kN]</b>						
Modelo lineal	6272	2751	1861	4998	8486	2053
Modelo No lineal	919	930	855	1053	885	955
Factor de Reducción (R)	6.83	2.96	2.18	4.75	9.59	2.15
<b>Energía Acumulada</b>						
Disipador, [%]	71.8	76.0	81.8	70.4	68.71	75.66
Arriost.+Rót. Plásticas [%]	13.9	9.1	0.0	11.5	16.28	9.29
Rót. Plásticas [%]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00
Amortiguamiento, [%]	14.1	14.7	17.7	17.8	14.90	14.96
Cinética+Potencial, [%]	0.2	0.1	0.5	0.2	0.10	0.09
Total [%]	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
Total [MJ]	0.79	1.30	0.39	0.68	1.78	1.54

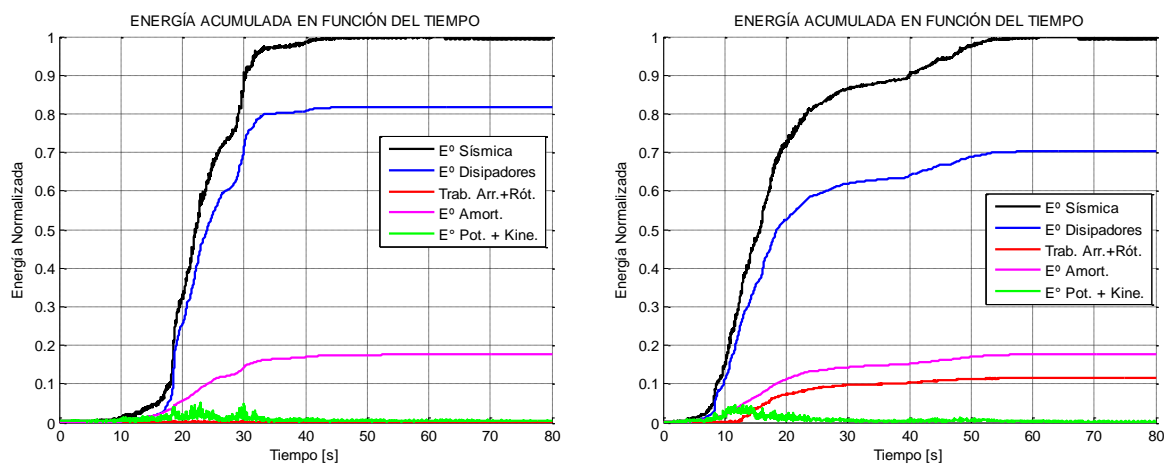
### ENERGÍA ACUMULADA VS ENERGÍA NORMALIZADA



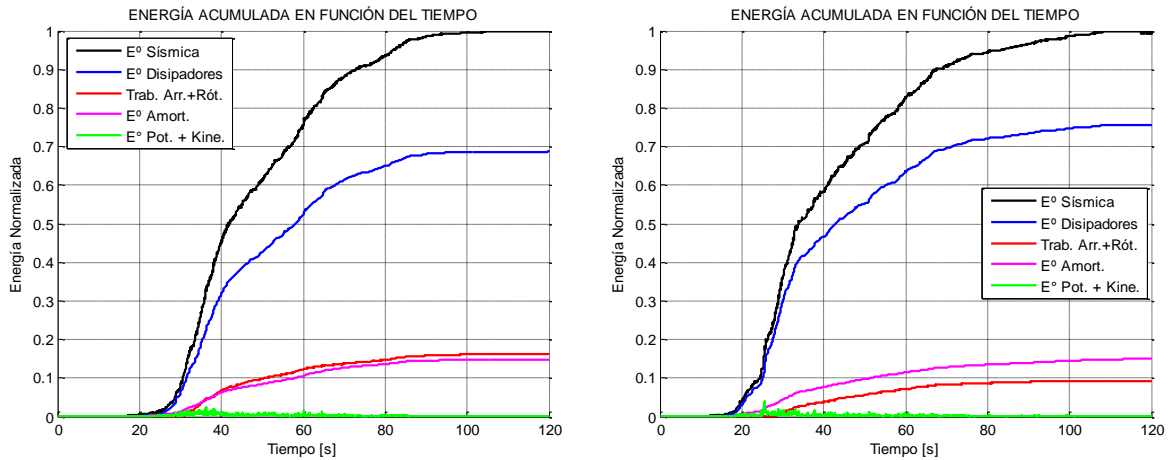
**Figura 6-8.** Porcentaje de energía disipada acumulada versus energía ingresada al sistema normalizada.



**Figura 6-9.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Melipilla 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Y/Z = NS/EW/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Y/Z = T/L/V).



**Figura 6-10.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Y/Z = L/T/V).



**Figura 6-11.** Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Maule 2010. (Izq.) Estación Angol (X/Y/Z = EW/NS/V). (Der.) Estación Constitución (X/Y/Z = T/L/V).

Se observa que la hipótesis inicial de considerar el anclaje como el primer mecanismo de disipación de energía es consistente con los resultados obtenidos de incorporar disipación adicional en el anclaje. Suponiendo que el dispositivo de disipación es capaz de desarrollar el máximo de fuerza requerida, la incorporación de disipación en el anclaje limita la energía sísmica ingresada a la estructura, reduciendo el requerimiento de disipación por deformación histerética de arriostramientos u otros. Esto limita el daño estructural durante un sismo severo y permite controlar el desempeño sísmico del sistema. Lo anterior también es consistente con la experiencia chilena de utilizar los pernos de anclaje como fusibles sísmicos tempranos.

## **CAPÍTULO 7 : CONCLUSIONES Y COMENTARIOS**

A continuación se presentan las principales conclusiones obtenidas en este trabajo. Considerando que las estructuras en estudio no necesariamente son representativas de la práctica chilena en su amplia aplicación, las observaciones que aquí se expresan no pueden entenderse a priori como de validez general. Sin embargo, pueden considerarse como punto de partida de estudios más amplios que permitan caracterizar el comportamiento sísmico tridimensional de edificaciones irregulares, características del rubro de la minería chilena.

### **7.1 MODELOS NOLINEALES**

El modelo no lineal fenomenológico de arriostramientos propuesto reproduce de manera adecuada el comportamiento histerético observado en los ensayos de referencia, mientras el modo de falla dominante no sea la fractura por fatiga de bajo ciclaje. Aunque los límites de deformación utilizados en la rama en tracción de la curva envolvente, basados en FEMA 356, reproducen en alguna medida la brusca pérdida de resistencia causada por la fractura, dicho modo de falla, por una parte, es prevenido por los criterios de diseño, y por otra, no ha aparecido como dominante durante terremotos severos pasados. El modelo considera un decaimiento exponencial desde la carga de pandeo a la carga residual, donde el exponente de decaimiento se calibra por medio de ensayos a arriostramientos de esbeltez  $KL/r=80$ , considerando este valor como representativo de un valor medio. Esfuerzos adicionales pueden llevarse a cabo para ampliar la aplicabilidad del modelo al rango de esbelteces permitidas normativamente.

El modelo no lineal fenomenológico propuesto para pernos de anclaje, aunque de comportamiento simple y predecible, debe ser calibrado con ensayos de laboratorio que validen su comportamiento. Un programa experimental debe desarrollarse para tales fines.

El modelo no lineal fenomenológico propuesto para rótulas plásticas se basa en el modelo de Lignos y Krawinkler, el cual ha sido ampliamente utilizado en la modelación de rótulas plásticas en vigas de marcos de momento, pero no para la modelación de rótulas plásticas en vigas de marcos arriostrados tipo chevron, dado que los criterios de diseño de la práctica norteamericana previenen la ocurrencia de este modo de falla. Considerando que la práctica chilena no cuenta con tales requisitos, haciendo probable la plastificación de vigas de marcos tipo chevron, se requiere de un programa experimental específico para la calibración de este tipo particular de rótula, precursora de inestabilidad lateral en la estructura.



## **7.2 MODOS DE FALLA NO SIMULADOS**

En los análisis realizados, el límite de deriva lateral asociado a la fractura de columnas no controló por sobre el límite de utilización de estas, lo que aparece como un comportamiento consistente. Pese a lo conservador del criterio de colapso, establecido como el exceso de utilización de al menos una columna de cada marco arriostrado en cualquier eje resistente, dado que no da cuenta de la eventual redistribución de fuerzas sísmicas del eje colapsado a los ejes paralelos colindantes, se obtienen valores para los parámetros de desempeño razonables para los sistemas sismorresistentes de las estructuras en estudio.

## **7.3 DISEÑO ESTRUCTURAL**

En el caso del edificio del molino ambas prácticas resultaron en estructuras de pesos similares. Buscando un menor sobredimensionamiento de arriostramientos durante la aplicación de la práctica norteamericana, de modo de obtener una plastificación distribuida en altura de arriostramientos verticales, se redujo la altura de las secciones de arriostramientos, reduciendo así la compacidad local, pero aumentando la esbeltez global. Lo anterior resulta en secciones mucho más esbeltas que lo utilizado normalmente en el rubro de la minería chilena.

En el caso del edificio de la tolva, la aplicación de la práctica norteamericana resultó en una estructura del orden de un 30% más pesada que la estructura resultante de la práctica chilena. Este incremento se debe fundamentalmente a las mayores secciones de vigas de marcos tipo chevron requeridas, las cuales son diseñadas para resistir capacidades esperadas de arriostramientos.

Cabe destacar que la incursión inelástica de vigas de marcos tipo chevron es limitada, incluso para sismos a nivel de colapso incipiente, por lo que la aplicación de requisitos AISC en el diseño de estas vigas resulta en secciones exageradamente sobredimensionadas. Luego, se requiere establecer requisitos de diseño más severos a los actualmente existentes en la normativa nacional, pero menores a un enfoque basado en la capacidad esperada de arriostramientos, dado que en los sismos chilenos estudiados no se observa la ocurrencia simultánea de fluencia y carga residual en arriostramientos.

## **7.4 FACTORES DE DESEMPEÑO**

En el caso del edificio del molino, los análisis no lineales estáticos muestran que el diseño según la práctica chilena presenta respecto a la práctica norteamericana: una ductilidad ( $\mu_T$ ) un 42% mayor (8.0/5.6), una sobrerresistencia ( $\Omega$ ) similar (8.1/8.3) y un Factor de Reducción de la Respuesta ( $R_\mu$ ) un 19% mayor (3.7/3.1). Por su parte, los análisis no lineales dinámicos muestran que ambas prácticas

producen valores promedio de la Razón del Margen de Colapso ( $CMR$ ) (2.2/2.0) y Reducción de la Respuesta ( $R$ ) (3.0/2.8) similares. Se observa que los factores de reducción ( $R$ ) obtenidos de análisis dinámicos son comparables a los obtenidos de análisis estáticos ( $R_\mu$ ), siendo estos últimos algo mayores. Cabe recordar que se compara el Factor de Reducción  $R_\mu$ , obtenido de análisis estáticos, con el Factor de Reducción  $R$ , obtenido de análisis dinámicos, debido a que estos últimos representan una condición de colapso incipiente, o en otras palabras, de sobrerresistencia unitaria.

En el caso del edificio de la tolva, los análisis no lineales estáticos muestran que el diseño según la práctica chilena presenta respecto a la práctica norteamericana: el doble de ductilidad ( $\mu_T$ ) (10.0/5.0), una sobrerresistencia ( $\Omega$ ) un 37% menor (4.3/6.8) y un Factor de Reducción de la Respuesta ( $R_\mu$ ) un 56% mayor (4.3/2.8). Por su parte, los análisis no lineales dinámicos muestran que tanto la práctica chilena como la norteamericana no logran cumplir con la Razón del Margen de Colapso mínima requerida (1.6/1.1,  $CMR_{10\%}=1.9$ ). Por su parte, el Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) obtenido de análisis no lineales es en promedio un 78% mayor en el caso de la práctica nacional que en la norteamericana (3.7/2.1), siendo para ambas prácticas valores comparables, aunque algo menores, a los obtenidos de análisis estáticos ( $R_\mu$ ).

Cabe destacar el hecho de que ninguna práctica cumpla con la seguridad mínima al colapso para el edificio de la tolva, es reflejo de que el Factor de Reducción ( $R$ ) considerado en el diseño es muy alto, requiriéndole una ductilidad al sistema que este no puede satisfacer. Se observa que la diferencia de ductilidad entre ambas prácticas está dada fundamentalmente por la acción de los pernos de anclaje. Esto es consistente con el hecho de que la metodología utilizada resulta en general en Factores de Reducción de la Respuesta ( $R_\mu$  o  $R$ ) menores a los indicados normativamente, por lo que se requiere la revisión de los valores normativos.

## **7.5 RESPUESTAS MÁXIMAS**

Utilizando combinaciones de registros de estaciones escalados a nivel de colapso incipiente, se observa que la práctica chilena produce una distribución de esfuerzos más uniforme en arriostramientos; presentando grados de utilización con menor dispersión que lo observado en la práctica norteamericana. En promedio, el porcentaje de arriostramientos que incursiona inelásticamente aparece como similar para ambas prácticas en el caso del edificio del molino, y mayor para la práctica norteamericana en el caso del edificio de la tolva.

En los análisis a nivel de colapso incipiente a estructuras diseñadas según la práctica chilena se observa de manera generalizada la plastificación prácticamente total de los pernos de anclaje, observándose fractura para el 12% de ellos en el caso de la estructura de la tolva, la cual se diseña para cargas sísmicas menores que la estructura del molino. Cabe destacar que los anclajes de ambas estructuras presentan amplia sobrerresistencia respecto a las cargas de diseño, por lo que para diseños más ajustados la fracturación observada podría ser bastante mayor.

Luego, se hace necesario estudiar la sobrerresistencia adecuada que debe presentar el anclaje, de modo de cumplir su rol disipador de energía sin fracturarse, dado el potencial peligro sobre la estructura, equipos, tuberías u otros que esto representa. Considerando que el sobredimensionamiento de anclajes es similar en ambas estructuras, la adecuada respuesta que presentan los anclajes de la estructura del molino respecto a los de la tolva es atribuible en gran medida a la diferencia entre las fuerzas sísmicas de diseño utilizadas en cada caso ( $IC_{\max.Molino}/IC_{\max.Tolva}=1.8$ ). Por lo tanto, se recomienda que el diseño de pernos de anclaje se realice para cargas sísmicas amplificadas por 2.0, cuando el valor del factor de reducción ( $R$ ) utilizado en el diseño sea cercano al máximo normativo. Dado el acotado número de estructuras estudiadas, esta recomendación debe ser verificada por estudios posteriores.

## **7.6 DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA DISIPADA**

Utilizando las mismas combinaciones de registros indicadas anteriormente, se observa que el colapso se presenta para diferentes niveles de energía total ingresada al sistema. En general, se aprecia que los arriostramientos trabajan más a medida que la energía sísmica aumenta. Lo contrario ocurre para el amortiguamiento modal. Para los pernos de anclaje en tanto, se observan comportamientos diferentes en las estructuras estudiadas. En el caso del edificio del molino, los pernos de anclaje son el principal mecanismo de disipación para sismos de baja energía, siendo superados por arriostramientos a medida que la energía ingresada aumenta. A partir de esto se infiere que los pernos de anclaje son los primeros elementos en desarrollar disipación, pudiendo ser eficiente la disposición de disipación adicional en esta zona, como se estudia en el Capítulo 6. Sin embargo, el resultado anterior no se repite para el edificio de la tolva, apareciendo como relativamente constante la disipación proporcionada por pernos y arriostramientos, independientemente del nivel de energía total considerado. Lo anterior podría explicarse por la limitada capacidad de disipación que presentan sus anclajes, como lo evidencia, por una parte, la fractura de pernos observada para una de las combinaciones de registros estudiadas, y por otra, por el mucho mayor grado de disipación adicional requerida en el anclaje para evitar el colapso.

## 7.7 DISIPACIÓN ADICIONAL

Se observa que la disposición de disipación adicional en el anclaje tiene, en ambas estructuras, un importante efecto reductor de la demanda sísmica. La disipación adicional es capaz de reducir considerablemente los esfuerzos y deformaciones sobre los elementos resistentes, a tal punto, que no se registra colapso para ninguna de las combinaciones de registros utilizadas, las mismas que provocan colapso incipiente en las estructuras diseñadas según la práctica chilena. Al igual que en el resto de los análisis, se observa que a mayor energía, mayor es el trabajo mecánico de arriostramientos; indicio del mayor requerimiento de disipación adicional. En términos del Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) obtenido de análisis no lineales dinámicos, se observa que la reducción de fuerza elástica es igual o superior a la obtenida considerando anclaje dúctil, lo que es indicativo de la importancia del anclaje en el rol de disipación en la estructura.

Considerando la compleja distribución de fuerzas que se observa en las estructuras industriales, dada las irregularidades de masa, rigidez y geometría inherentes de diseños enfocados en la operación de equipos y maquinaria, la disposición de disipación adicional en el anclaje aparece como un mecanismo eficiente de disipación de energía sísmica. Mayores estudios considerando propiedades de disipadores comerciales se requieren para estimar la reducción esperable.

## BIBLIOGRAFÍA

Acosta, J., 2010, “Comportamiento de Edificios con Muros de Corte de Placas de Acero”, Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Astica, G., 2012, “Evaluación de las Disposiciones de Diseño Sísmico para Marcos Arriostrados en Edificios Industriales”, Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Araya, R., Saragoni, G., 1985, “*Earthquake Accelerogram Destructiveness Potential Factor*”, Proc. 8th World Conference on Earthquake Engng, EERI, San Francisco, CA, pp 835 – 842.

Arias, A., 1970, “*A measure of earthquake intensity, Seismic Design for Nuclear Plants*” (R.J. Hansen ed.), MIT Press, Cambridge, MA, pp. 438 –469.

ATC, 2010, “Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings”, PEER/ATC-72-1, Applied Technology Council, California, Redwood City.

ACI, 2005, “*Building Code Requirements for Structural Concrete*”, ACI318M-05, American Concrete Institute.

AISC, 1999a, “*Load and Resistance Factor Design*”, 3<sup>rd</sup> Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

AISC, 1999b, “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings*”, Chicago, Illinois.

AISC, 2005a, “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”, ANSI/AISC 341-05, American Institute for Steel Construction, Chicago, Illinois.

AISC, 2005b, “*Specification for Structural Steel Buildings*”, AISC/ANSI 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

ASCE, 2005, “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”, ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

ASCE, 2006, “*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*”, ASCE Standard ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

ATC, 1995, “*Structural Response Modification Factors*”, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Black, G. R., Wenger, B. A., and Popov, E. P., 1980, “*Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversals*”, UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

Boroschek, R., Yañez, F., Bejarano B., Molnar, S., Torres, A., 2012, “Resumen Caracterización Geotécnica Estaciones de Acelerógrafos de la Universidad de Chile”, Informe Departamento de Ingeniería Civil/IDIEM, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile (disponible en <http://terremotos.ing.uchile.cl/>).

Chávez, N., 2011, “Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje”, Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

CSI, 2011, “*CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*”, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

Dowell, R. K., Seible F. S., and Wilson E. L., 1980, “*Pivot Hysteretic Model for Reinforced Concrete Members*”, ACI Structural Journal, Vol. 95, pp. 607–617.

FEMA, 1997, “*NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”, FEMA274, prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA, 2000, “*Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”, FEMA356, prepared by American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA, 2009, “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, FEMA P695, prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

INN, 1985, “*Hormigón – Requisitos Generales*”, NCh170.Of1985, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2003, “*Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*”, NCh2369.Of2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2003, “*Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica*”, NCh2745-2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2009, “*Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso*”, NCh1537.Of2009, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN, 2010, “*Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga*”, NCh3171.Of2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

Newell, J. and Uang, C.M., 2006, “*Cyclic Behaviour of Steel Columns with Combined High Axial Load and Drift Demand*”, Report No. SSRP-06/22, Structural Research Project, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, California.

Newmark N., Hall W., 1982, “*Earthquake Spectra and Design*”, Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute.

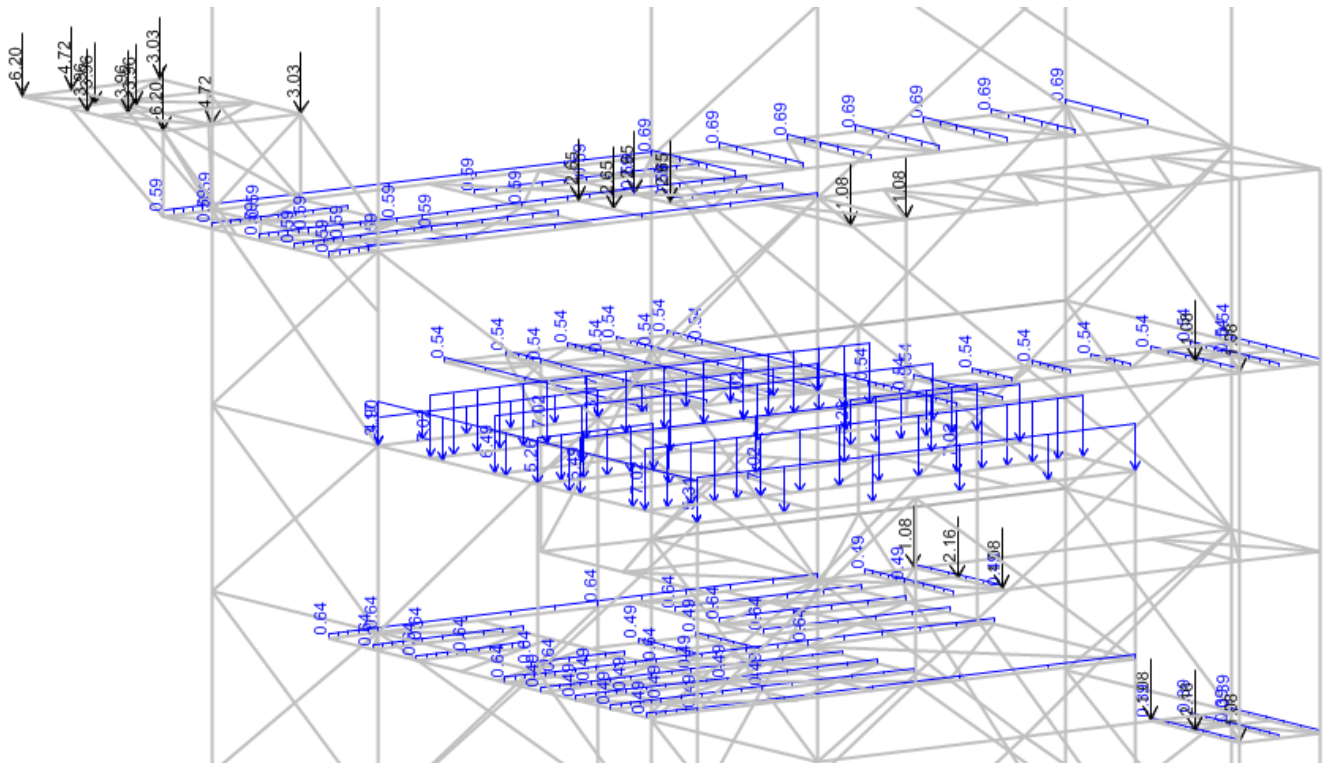
Uriz, P., Mahin, S. A., 2008, “*Towards Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures*”, PEER Report 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

# ANEXO A : CARGAS Y SECCIONES ESTRUCTURA DE OPERACIÓN MOLINO VERTICAL

## A.1 CARGAS DE DISEÑO

En las Figuras A-1 a A-28 se presentan las cargas de diseño sobre la Estructura de Operación Molino Vertical aplicables tanto a la práctica nacional como norteamericana.

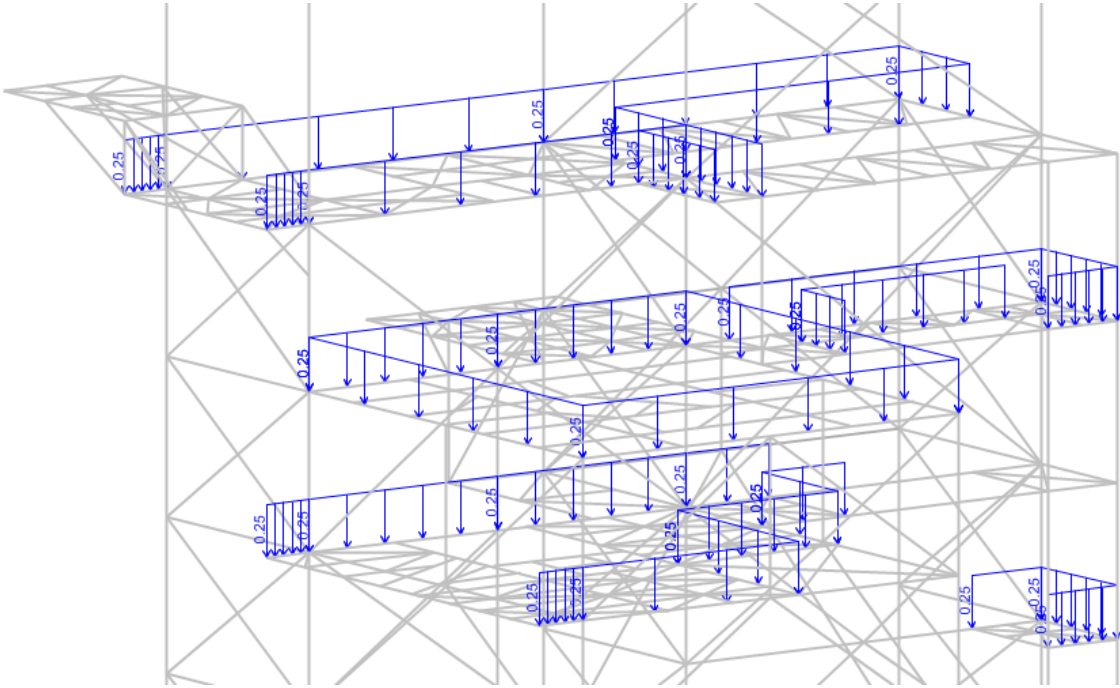
### Carga Permanente ( $D_{plat}$ )



**Figura A-1.** Carga Permanente ( $D_{plat}$ ) en la estructura. Cargas de parrillas de piso y losa colaborante [kN/m], Plataformas y escaleras [kN].

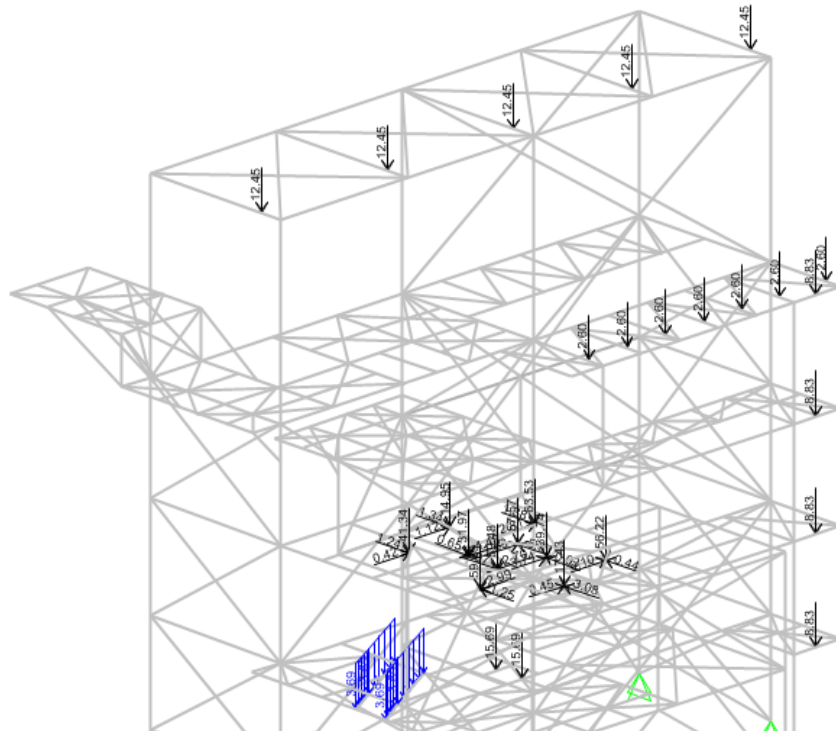


## Carga Permanente ( $D_{hr}$ )



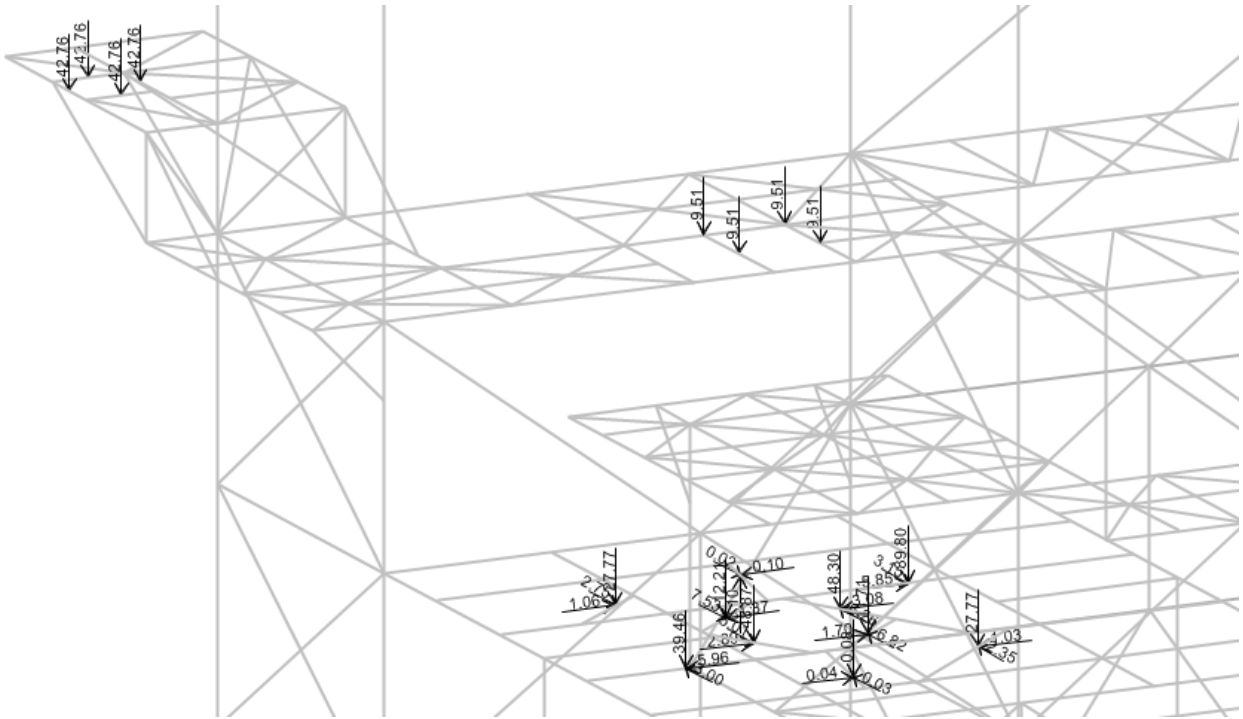
**Figura A-2.** Carga Permanente ( $D_{hr}$ ) en la estructura. Cargas de barandas [kN/m].

## Carga Permanente ( $D_{eq}$ )



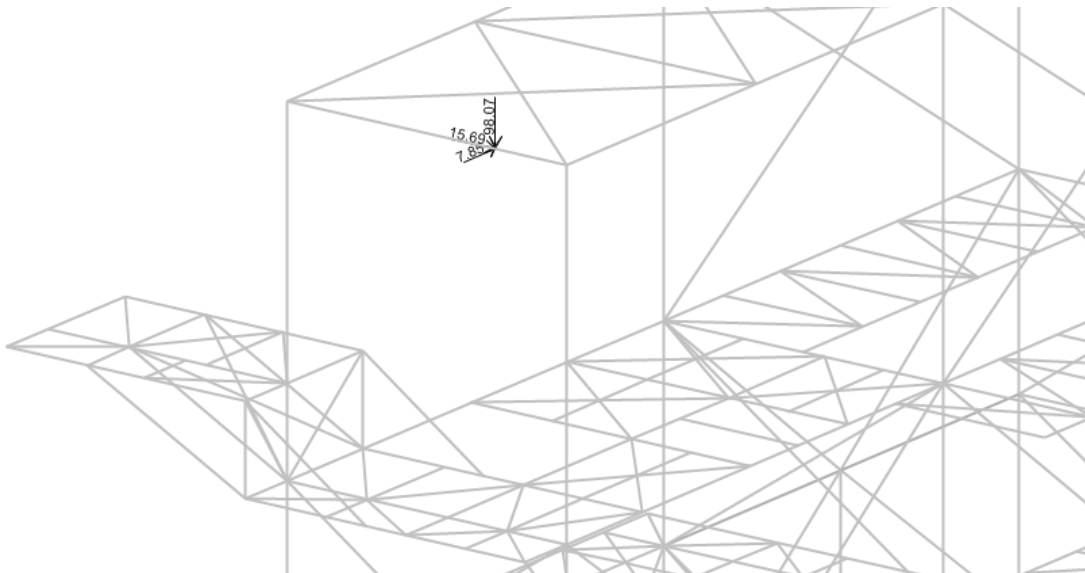
**Figura A-3.** Carga Permanente ( $D_{eq}$ ) en la estructura. Cargas de equipos [kN], canaleta [kN/m], tuberías [kN] y bandejas eléctricas [kN].

## Carga Eventual (De)



**Figura A-4.** Carga Eventual (De) en la estructura, representativa de la carga adicional respecto a valores permanentes producto del embancamiento de la batería de hidrociclones, entre otros [kN/m]. Esta carga no se combina con la sollicitación sísmica.

## Cargas de Impacto (I)



**Figura A-5.** Cargas de Impacto (I) en la estructura. Cargas producidas por frenajes del tecele a nivel superior [kN]. Estas cargas se consideran actuando en cualquiera de los marcos superiores, mostrándose la posición más desfavorable para columnas. Las cargas no son necesariamente concurrentes, sin embargo por simplicidad se consideran como tal.

# Sobrecarga de Operación (L)

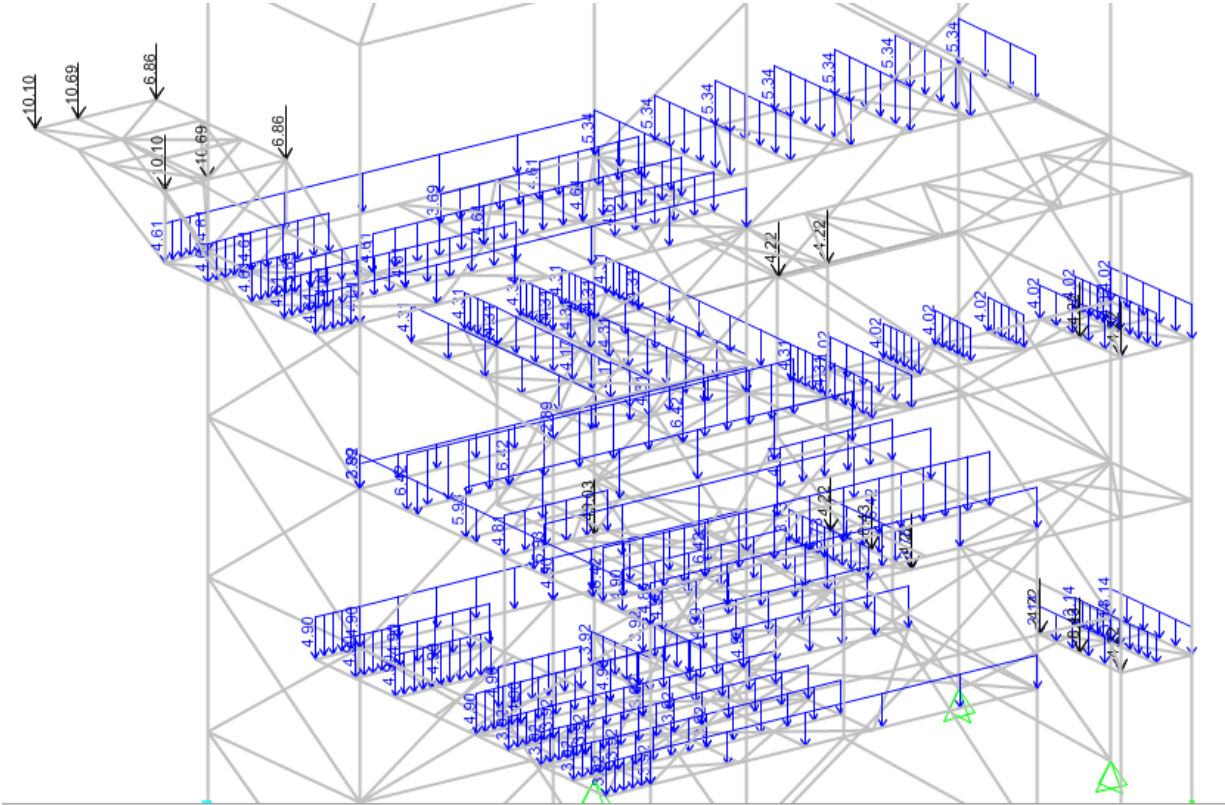
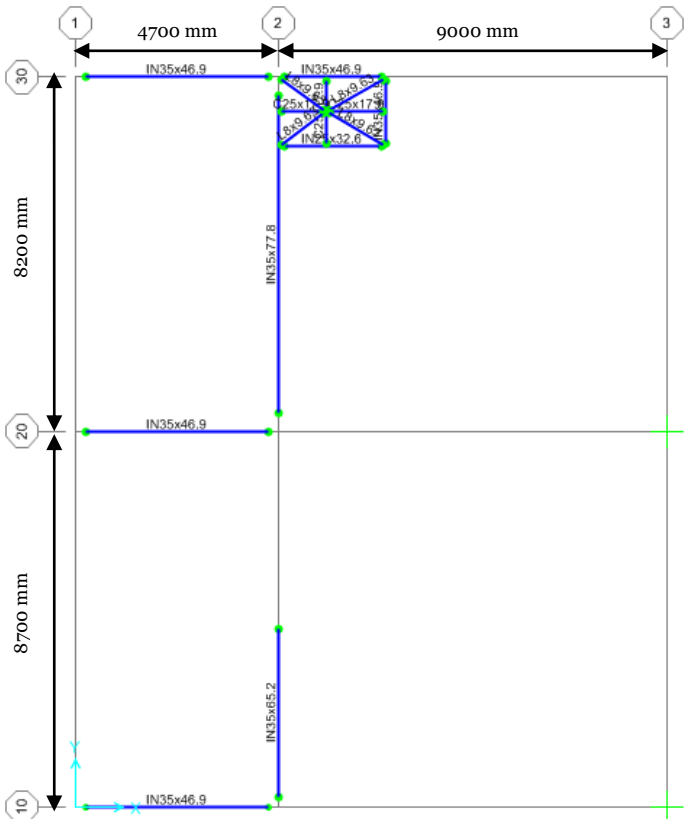
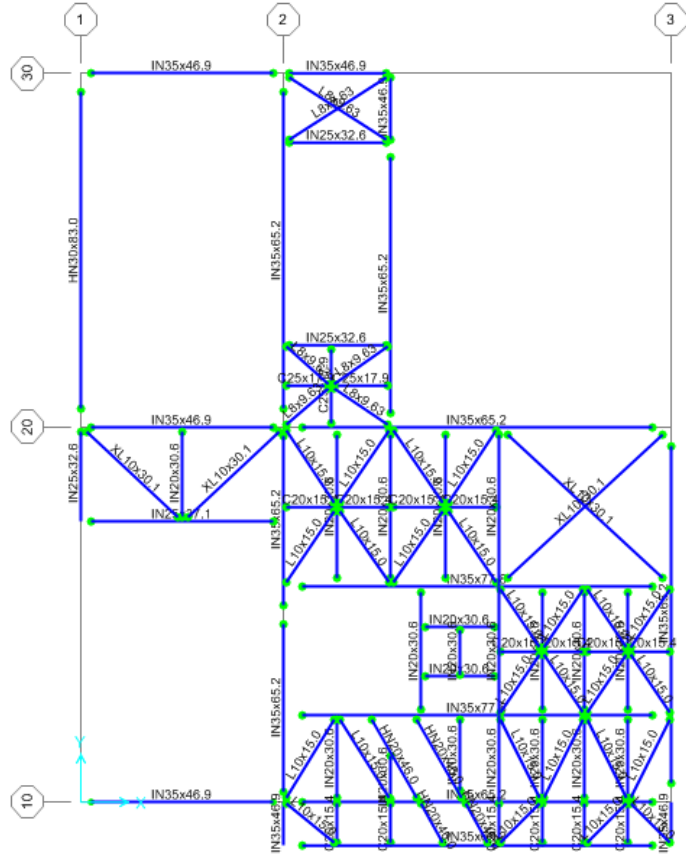


Figura A-6. Sobrecarga de Operación (L) en la estructura [kN/m].

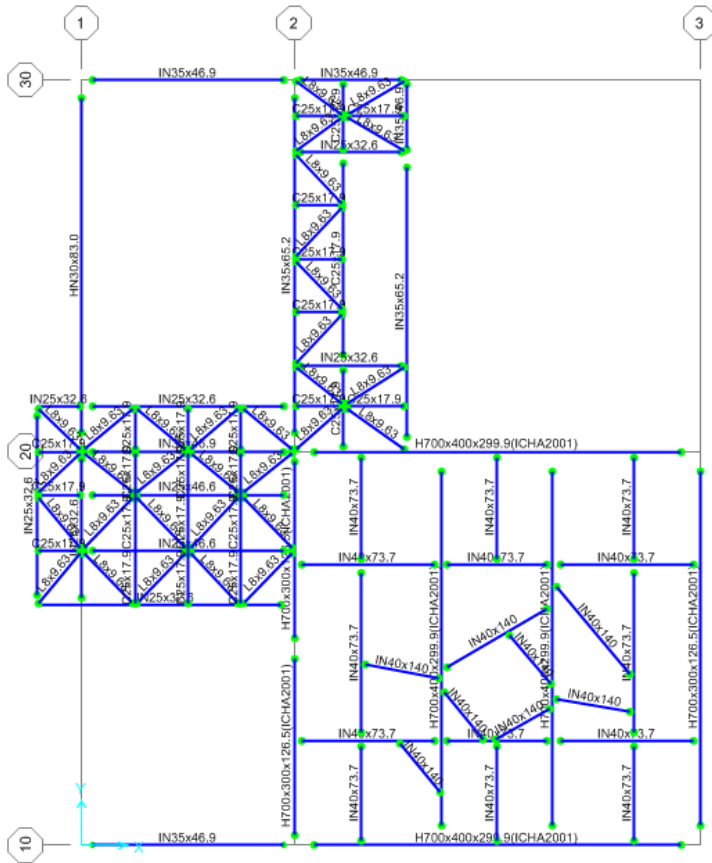
## A.2 SECCIONES RESULTANTES DEL DISEÑO POR LA PRÁCTICA CHILENA



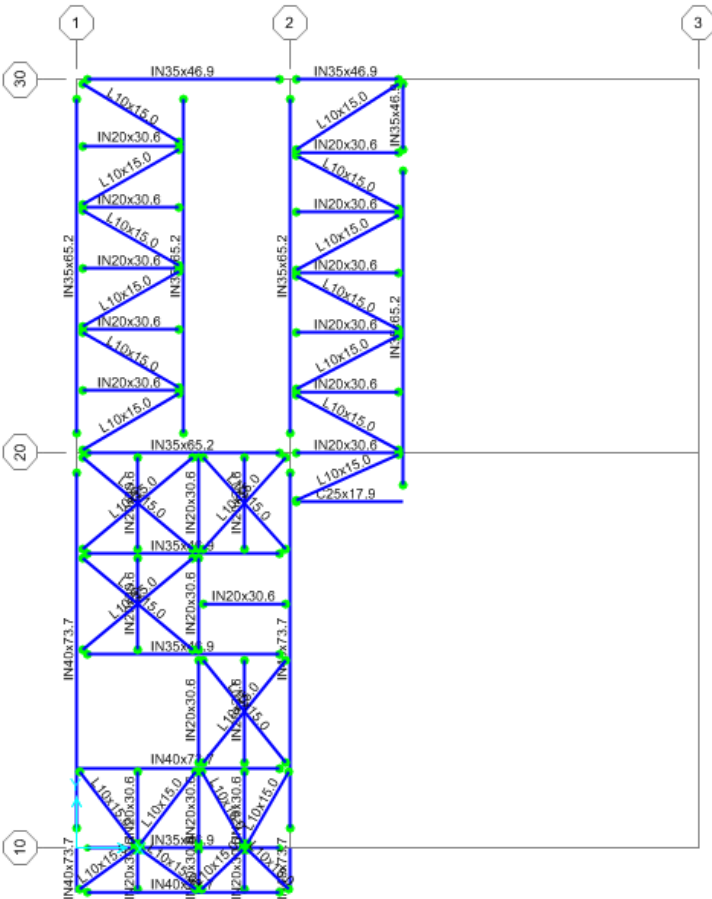
**Figura A-7.** Planta Elevación 2.8 m sobre el nivel de terreno. En la figura se muestra la distancia entre ejes la cual se omite posteriormente por claridad.



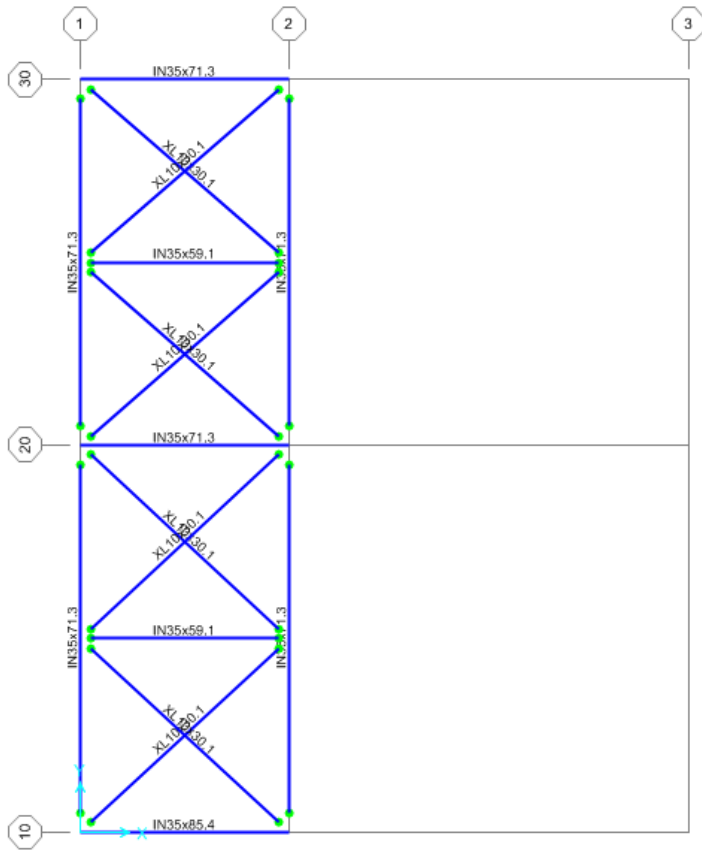
**Figura A-8.** Planta Elevación 5.8 m sobre el nivel de terreno.



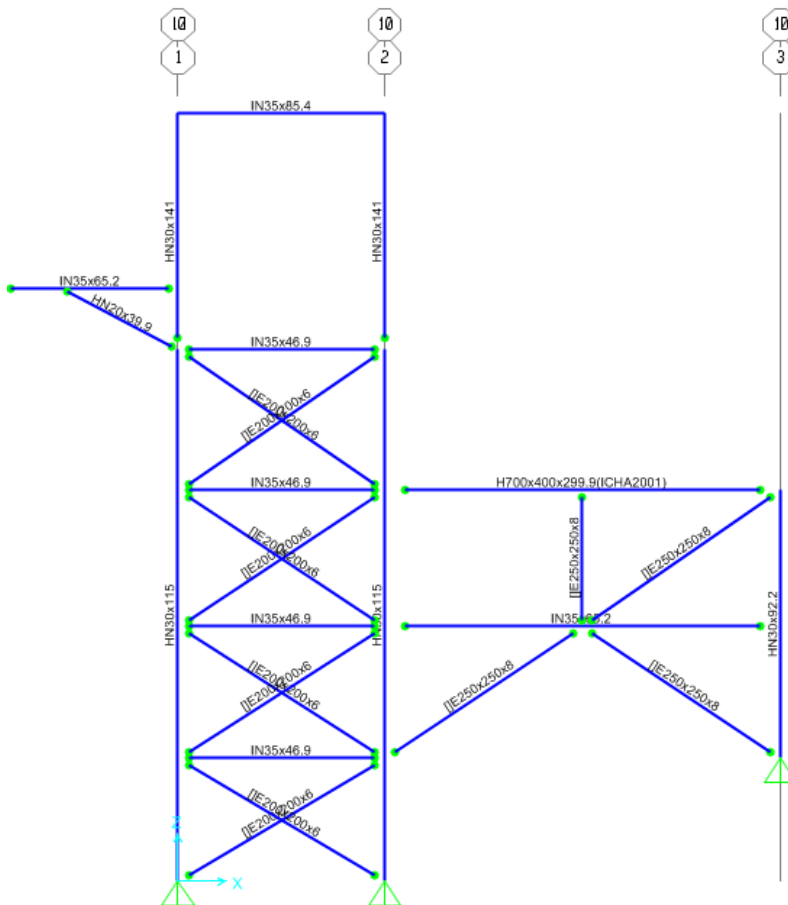
**Figura A-9.** Planta Elevación 8.9 m sobre el nivel de terreno.



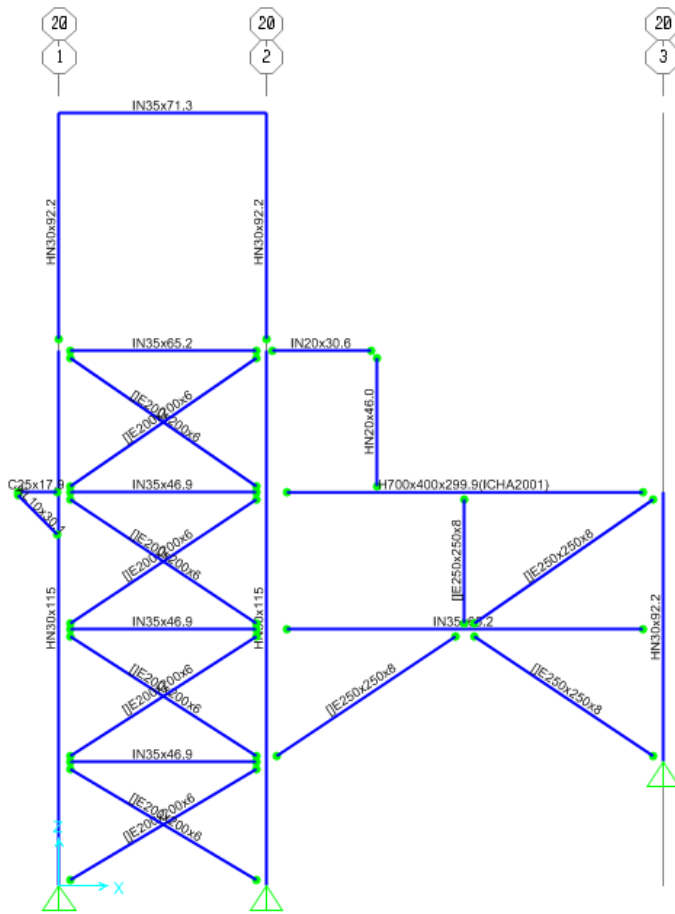
**Figura A-10.** Planta Elevación 12.1 m sobre el nivel de terreno.



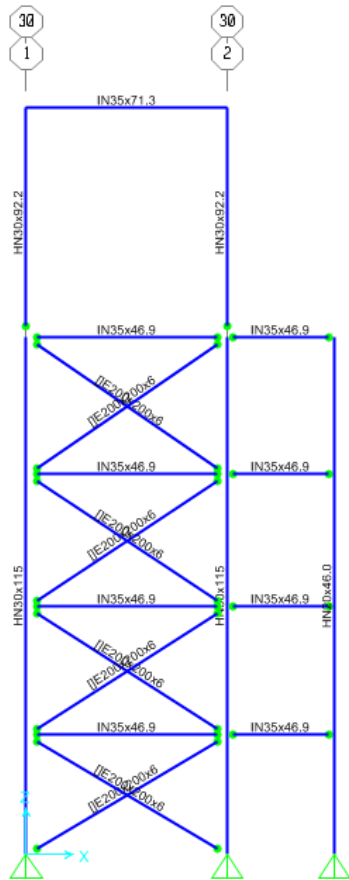
**Figura A-11.** Planta Elevación 17.5 m sobre el nivel de terreno.



**Figura A-12.** Elevación Eje 10.



**Figura A-13.** Elevación Eje 20.



**Figura A-14.** Elevación Eje 30.

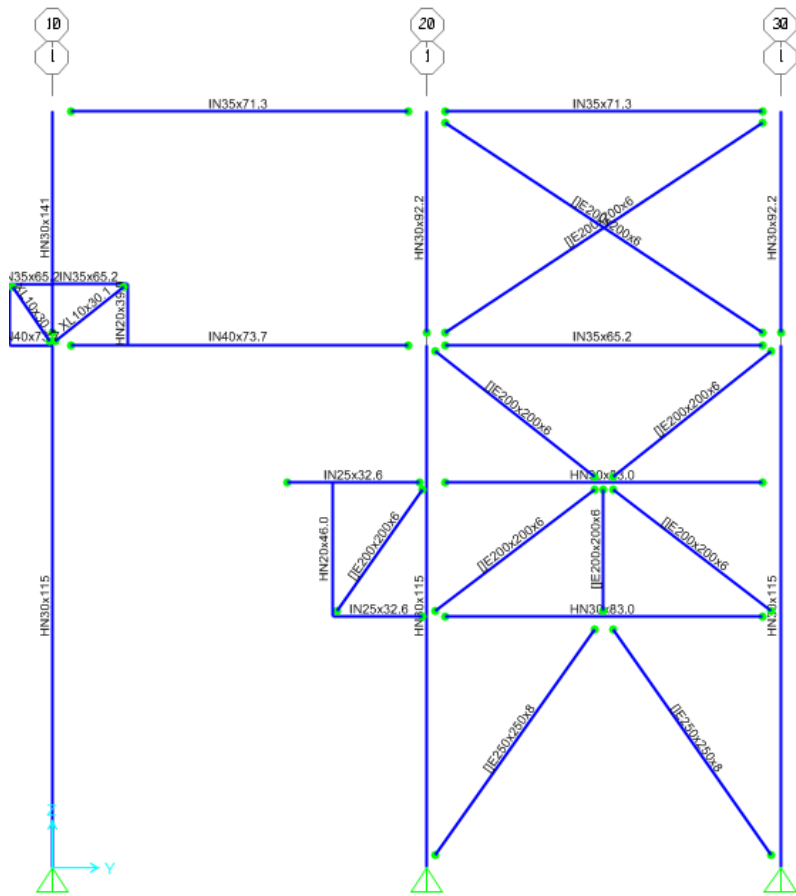


Figura A-15. Elevación Eje 1.

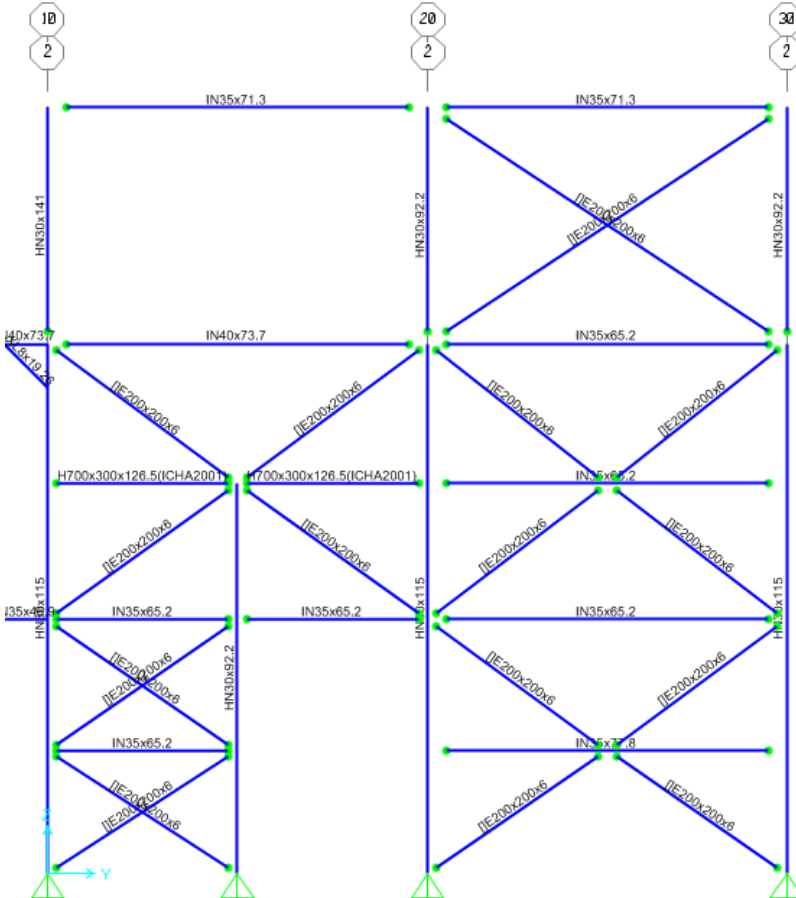
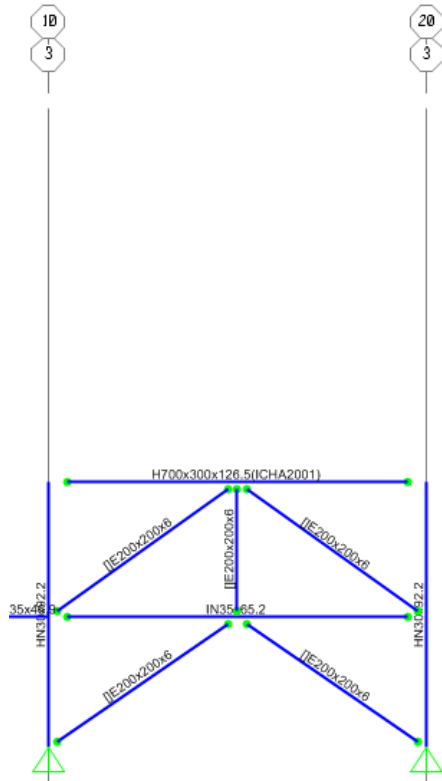


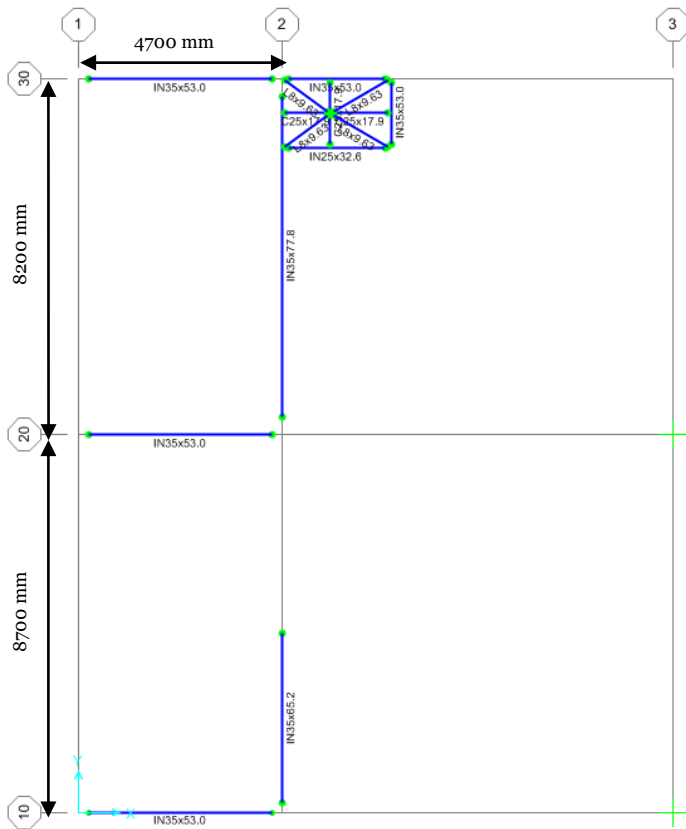
Figura A-16. Elevación Eje 2.



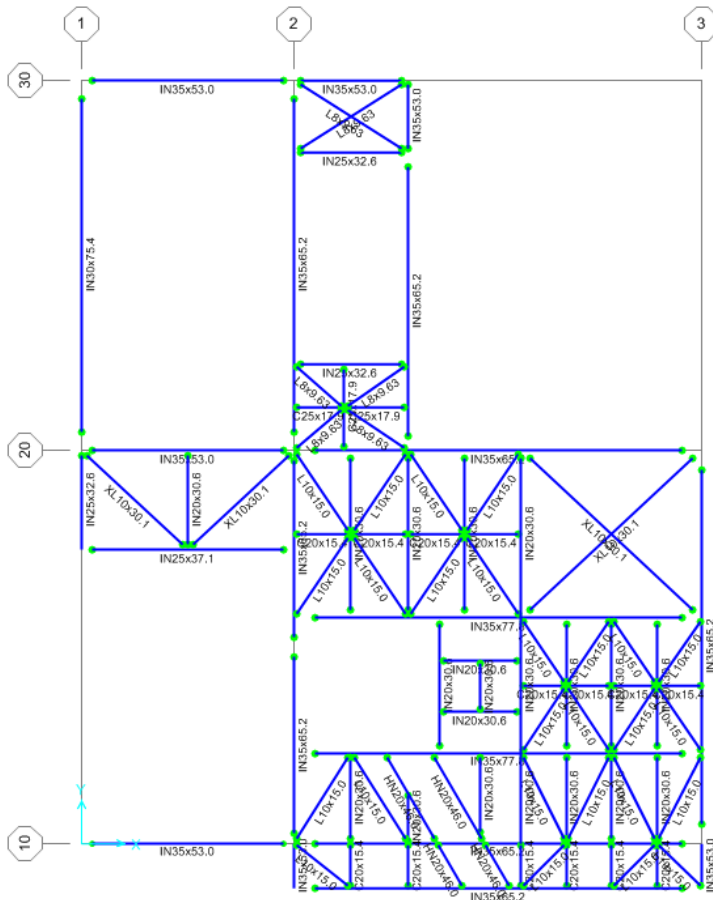


**Figura A-17.** Elevación Eje 3.

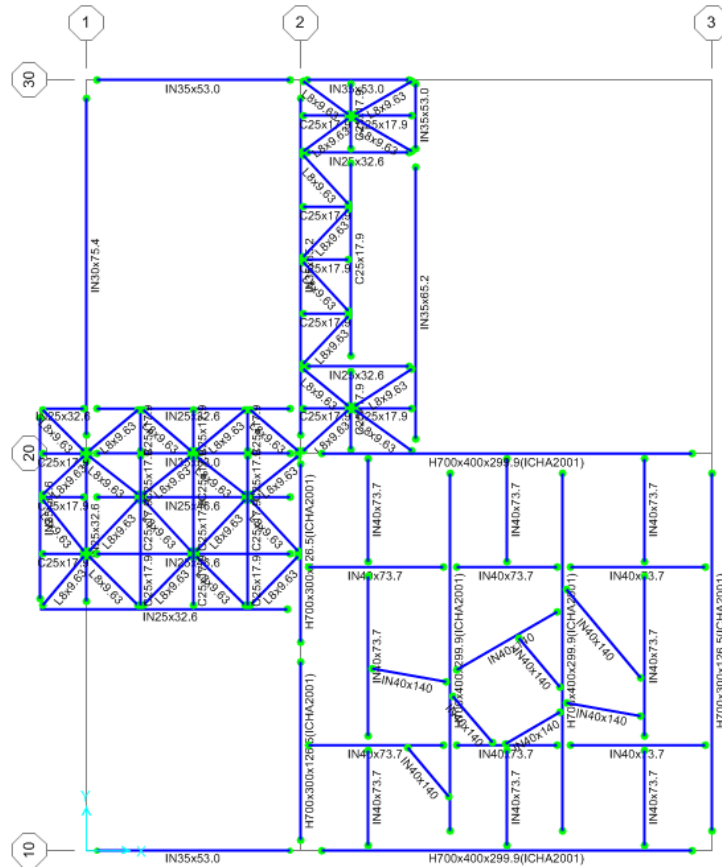
### A.3 SECCIONES RESULTANTES DEL DISEÑO POR LA PRÁCTICA NORTEAMERICANA



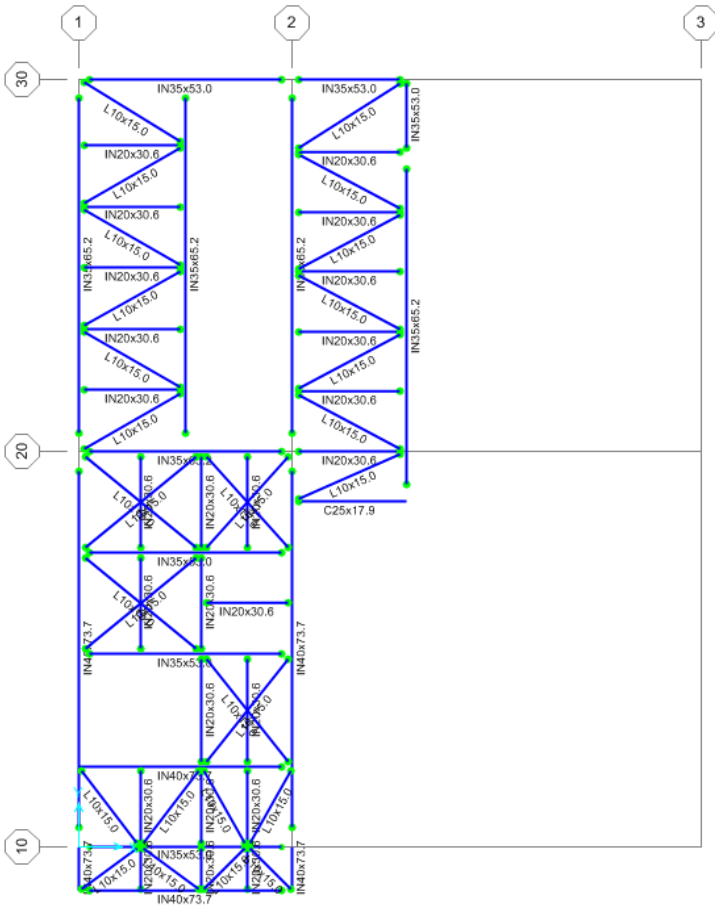
**Figura A-18.** Planta Elevación 2.8 m sobre el nivel de terreno. En la figura se muestra la distancia entre ejes la cual se omite posteriormente por claridad.



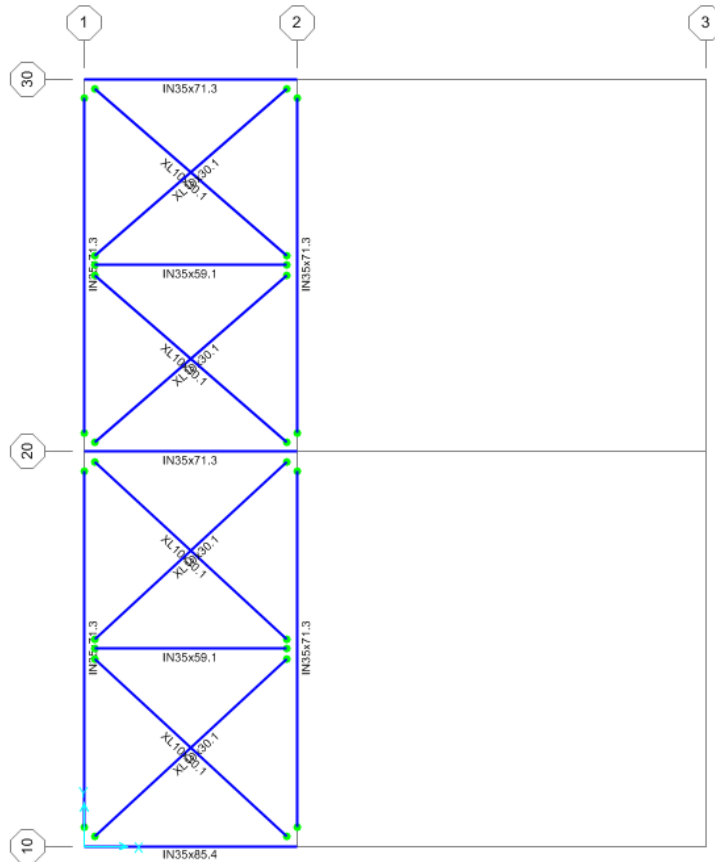
**Figura A-19.** Planta Elevación 5.8 m sobre el nivel de terreno.



**Figura A-20.** Planta Elevación 8.9 m sobre el nivel de terreno.



**Figura A-21.** Planta Elevación 12.1 m sobre el nivel de terreno.



**Figura A-22.** Planta Elevación 17.5 m sobre el nivel de terreno.

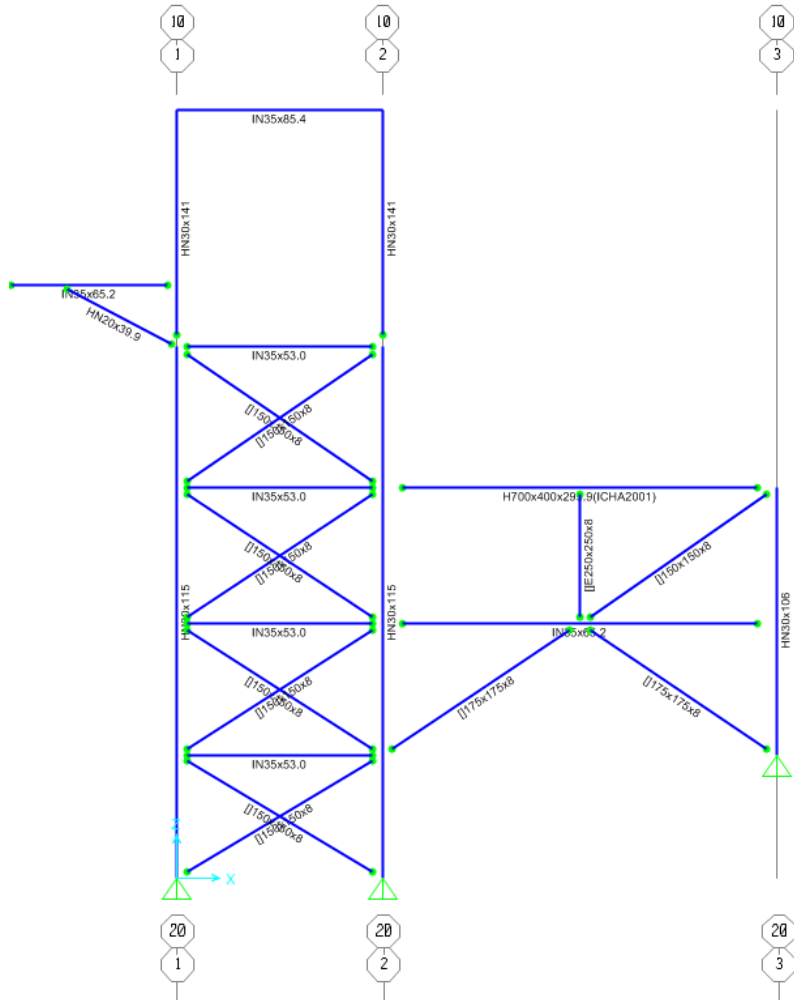


Figura A-23. Elevación Eje 10.

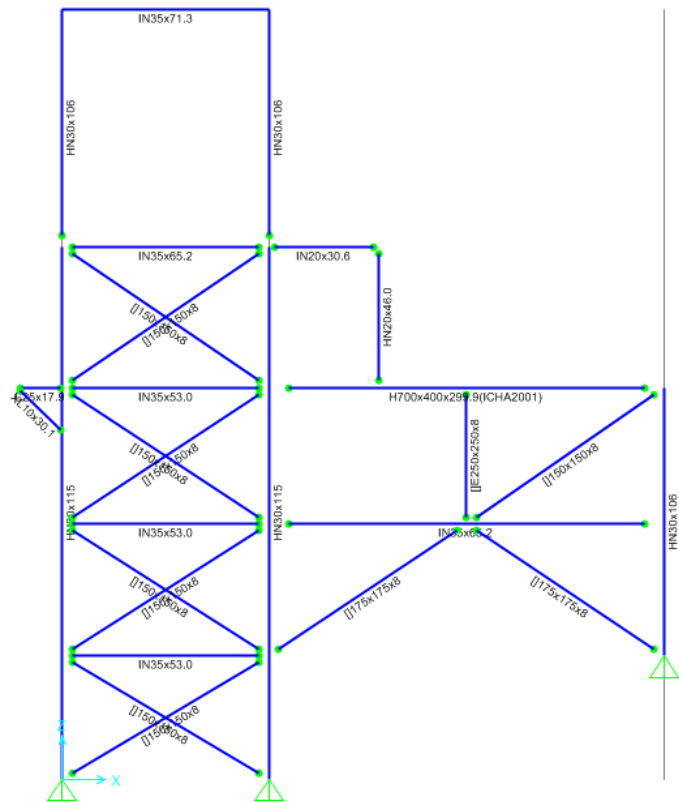
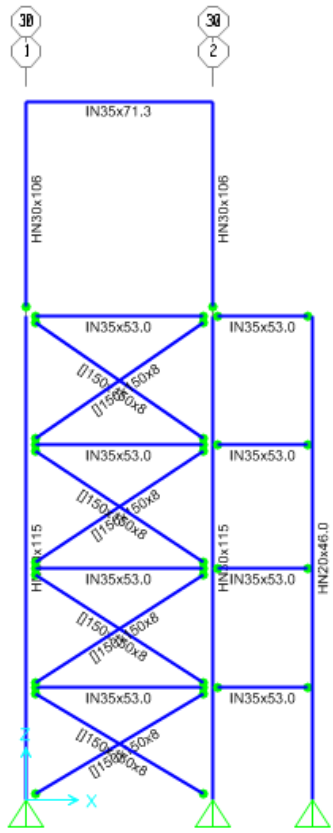
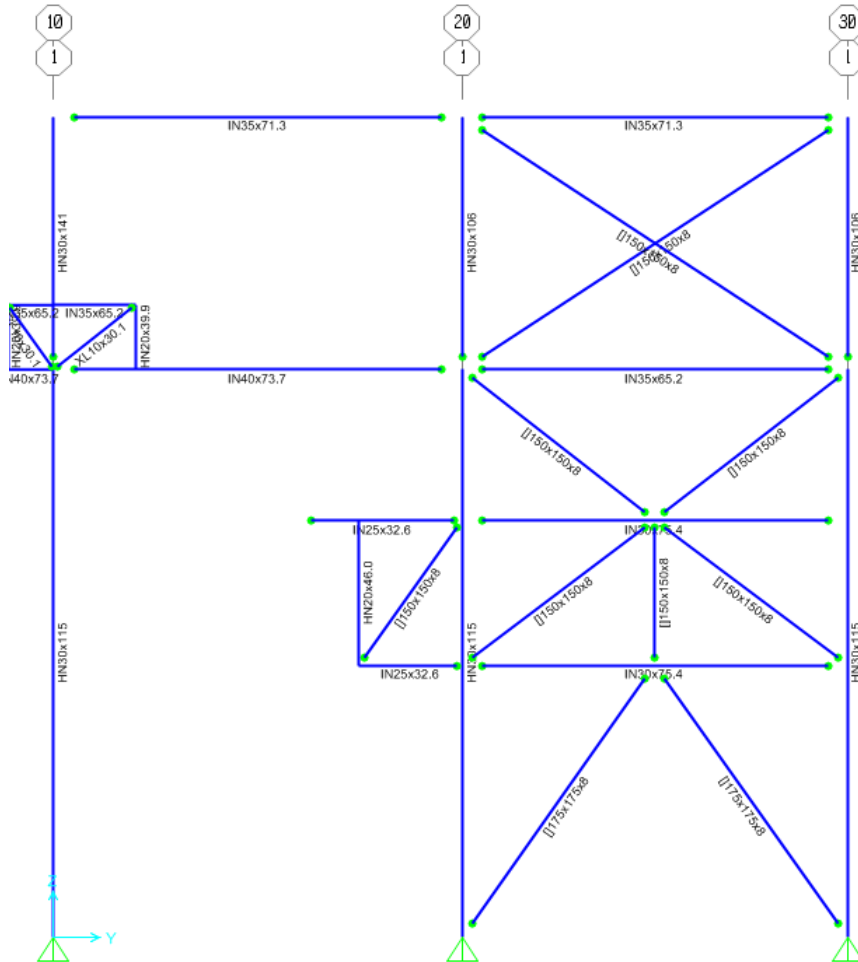


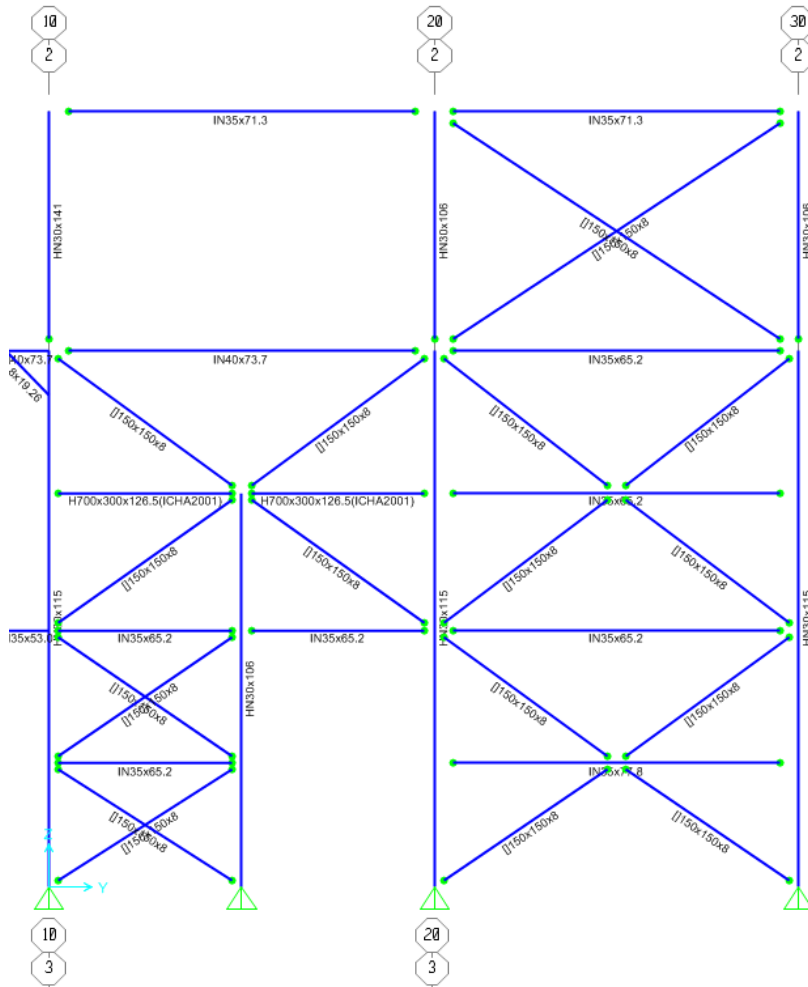
Figura A-24. Elevación Eje 20.



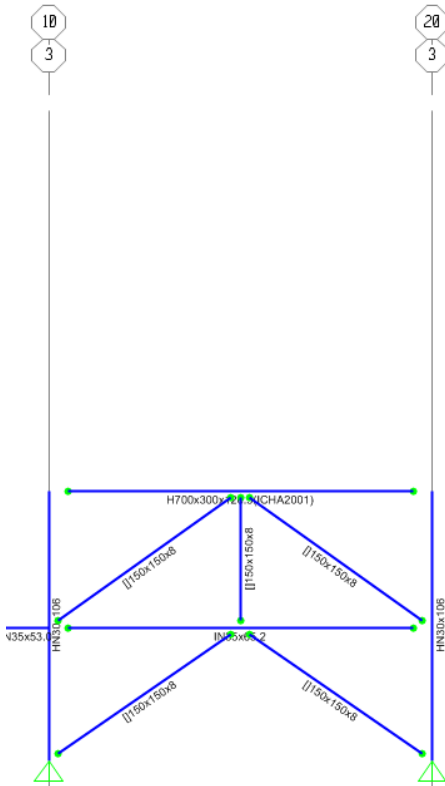
**Figura A-25.** Elevación Eje 30.



**Figura A-26.** Elevación Eje 1.



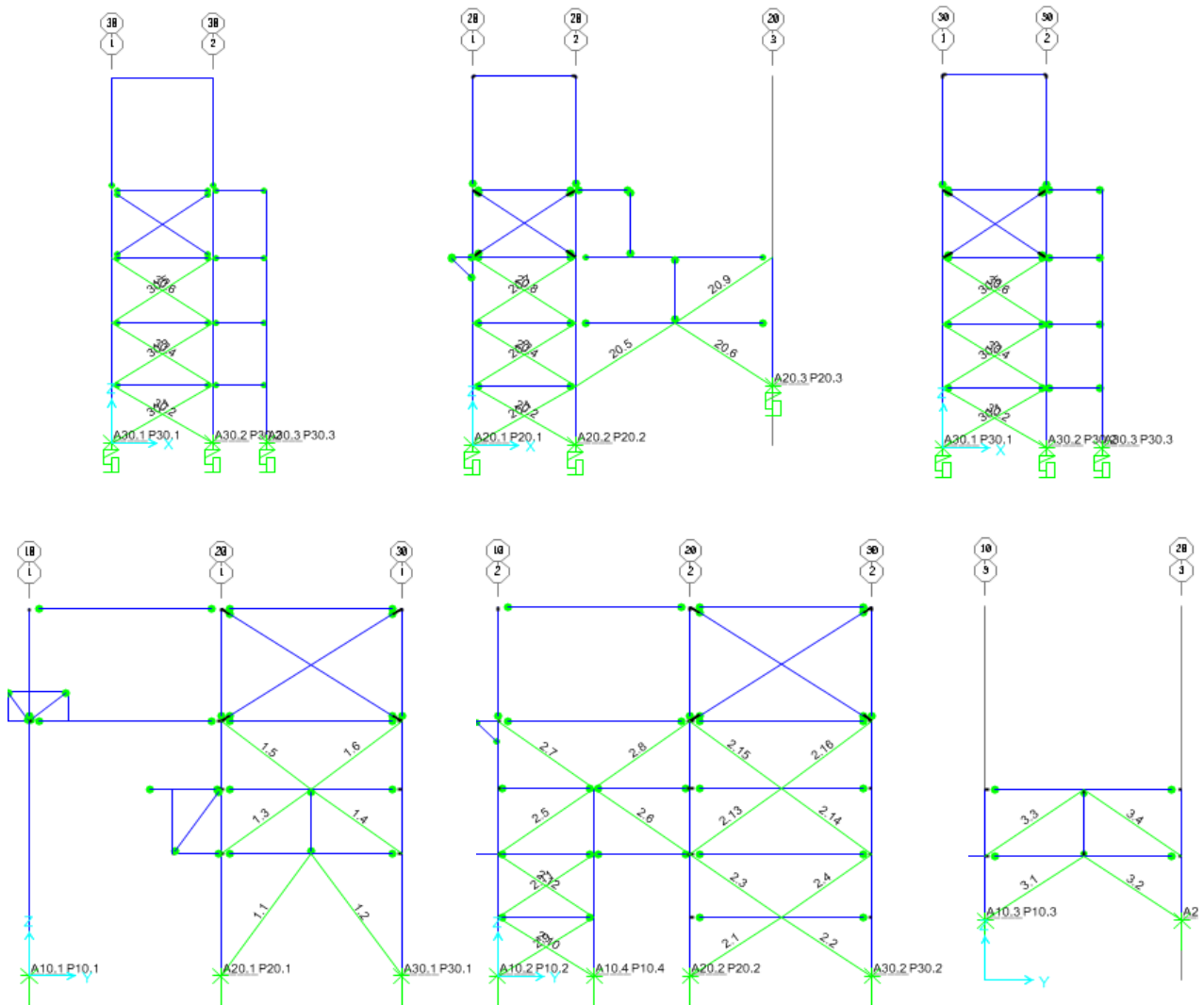
**Figura A-27.** Elevación Eje 2.



**Figura A-28.** Elevación Eje 3.

## A.4 DISPOSICIÓN DE COMPONENTES NO LINEALES

En la Figura A-29 se muestra la disposición de componentes no lineales en la estructura del molino vertical. La disposición y etiquetado de arriostramientos aplica tanto para el diseño según la práctica nacional como norteamericana. Los arriostramientos verticales no etiquetados se mantuvieron lineales por simplicidad, dado que durante los análisis no presentaron fuerzas que indujeran plastificación o pandeo. La disposición y etiquetado de los anclajes aplica sólo para la práctica nacional. Por su parte, el diseño según la práctica americana considera apoyos simples.



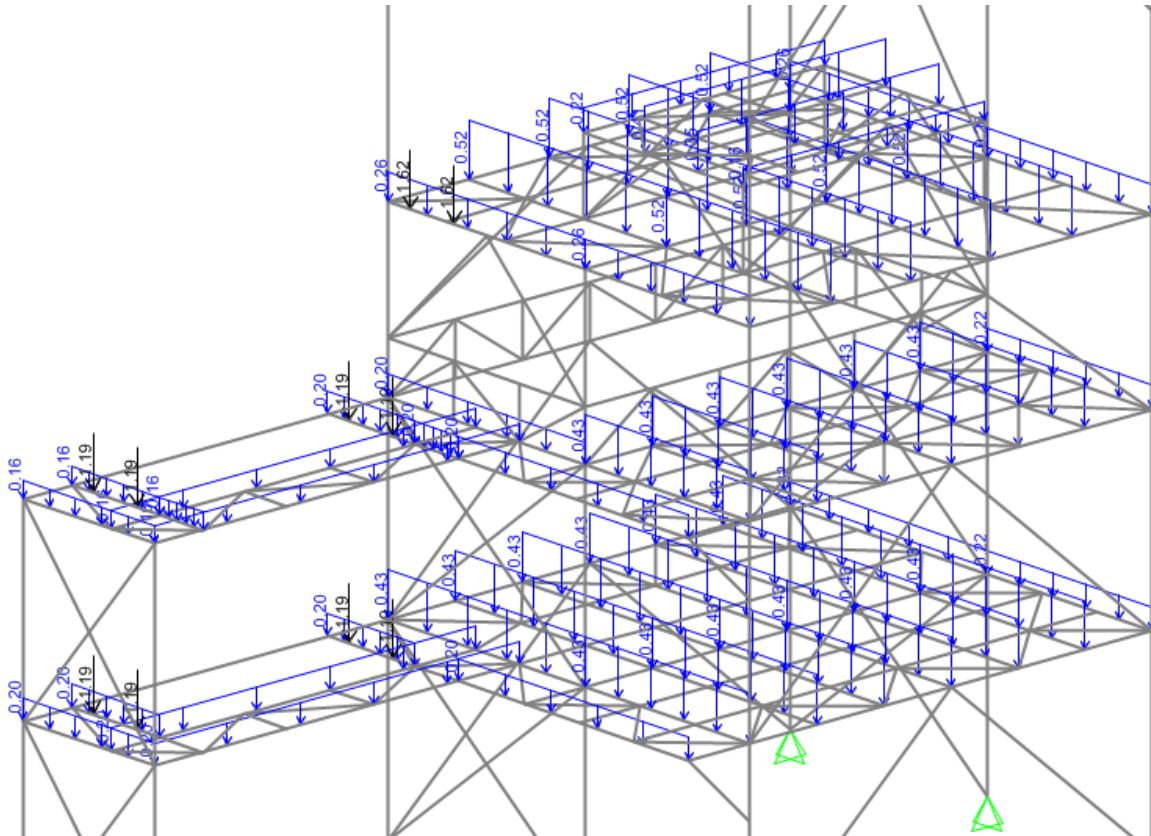
**Figura A-29.** Disposición de componentes no lineales en la estructura del molino.

## ANEXO B : CARGAS Y SECCIONES ESTRUCTURA TOLVA DE CARGUÍO

### B.1 CARGAS DE DISEÑO

En las Figuras B-1 a B-28 se presentan las cargas de diseño sobre la Estructura de Operación Molino Vertical aplicables tanto a la práctica nacional como norteamericana.

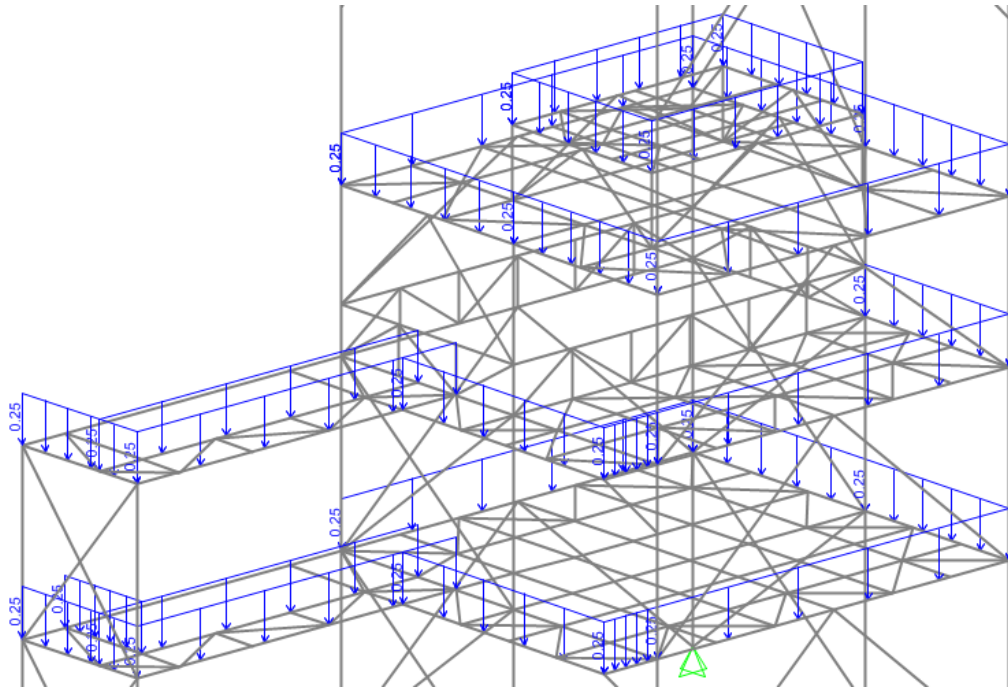
#### Carga Permanente ( $D_{plat}$ )



**Figura B-1.** Carga Permanente ( $D_{plat}$ ) en la estructura. Cargas de parrillas de piso [ $kN/m$ ] y escaleras [ $kN$ ].

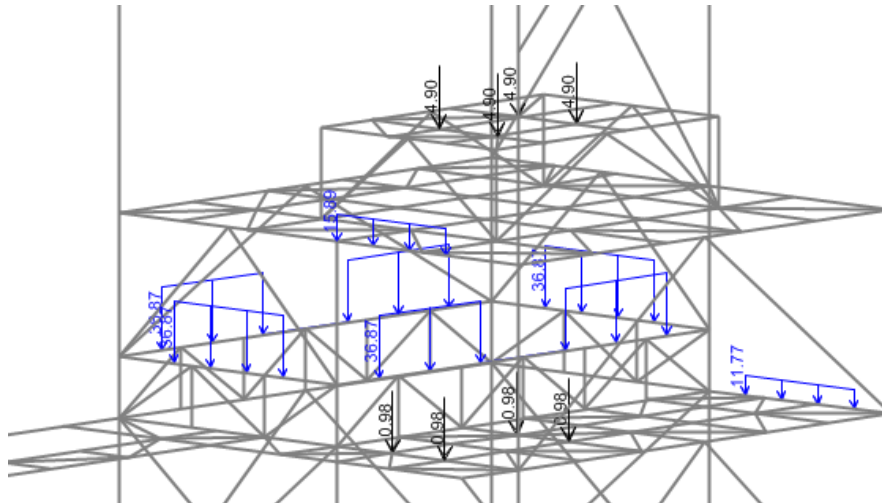


## Carga Permanente ( $D_{hr}$ )



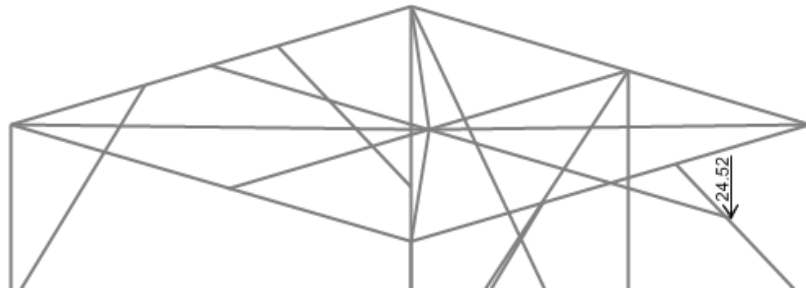
**Figura B-2.** Carga Permanente ( $D_{hr}$ ) en la estructura. Cargas de barandas [kN/m].

## Carga Permanente ( $D_{eq}$ )



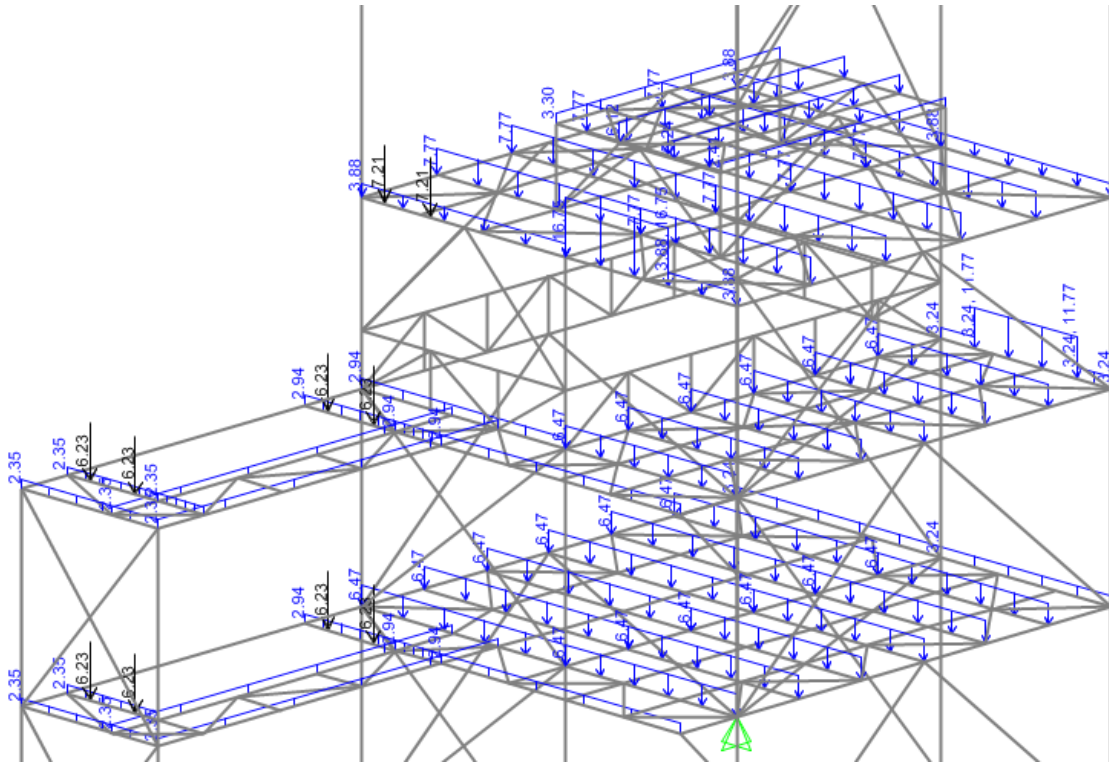
**Figura B-3.** Carga Permanente ( $D_{eq}$ ) en la estructura. Cargas de correas transportadoras [kN, kN/m] y tolva [kN/m]

## Cargas de Impacto (I)



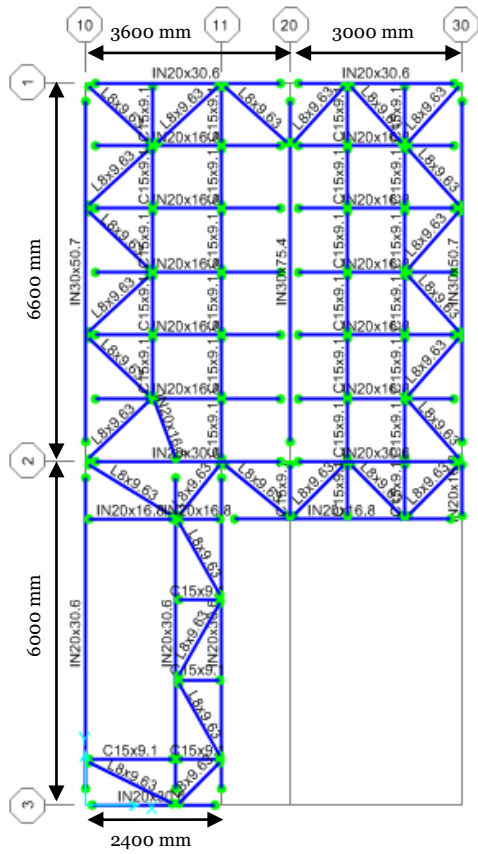
**Figura B-4.** Cargas de Impacto (I) en la estructura. Cargas producidas por la carga más frenajes del tecele a nivel superior [kN]. Esta carga se considera en la posición más desfavorable.

## Sobrecarga de Operación (L)

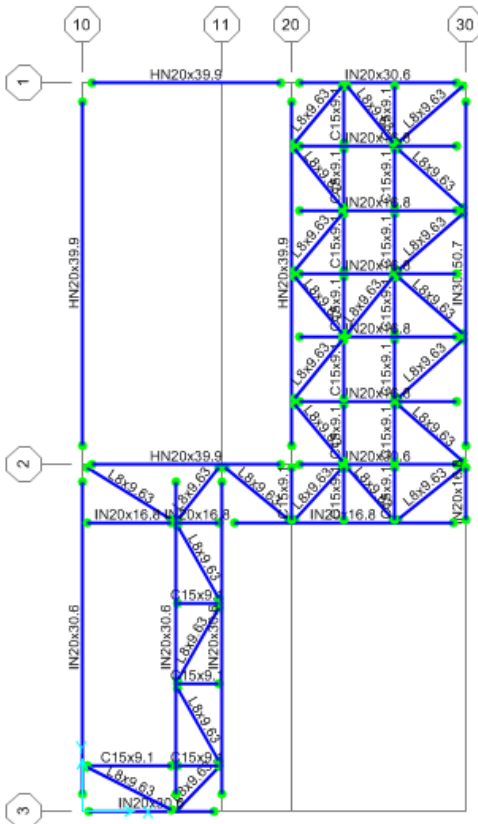


**Figura B-5.** Sobrecarga de Operación (L) en la estructura [kN/m].

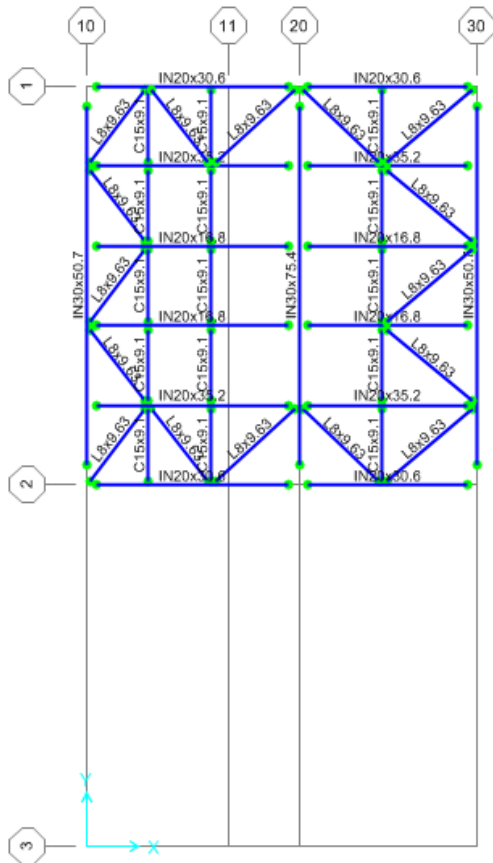
## B.2 SECCIONES RESULTANTES DEL DISEÑO POR LA PRÁCTICA CHILENA



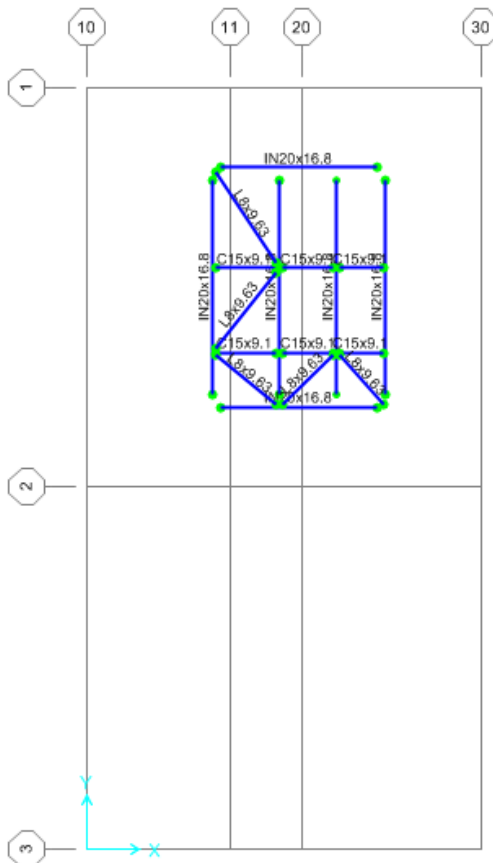
**Figura B-6.** Planta Elevación 2.85 m sobre el nivel de terreno. En la figura se muestra la distancia entre ejes la cual se omite posteriormente por claridad.



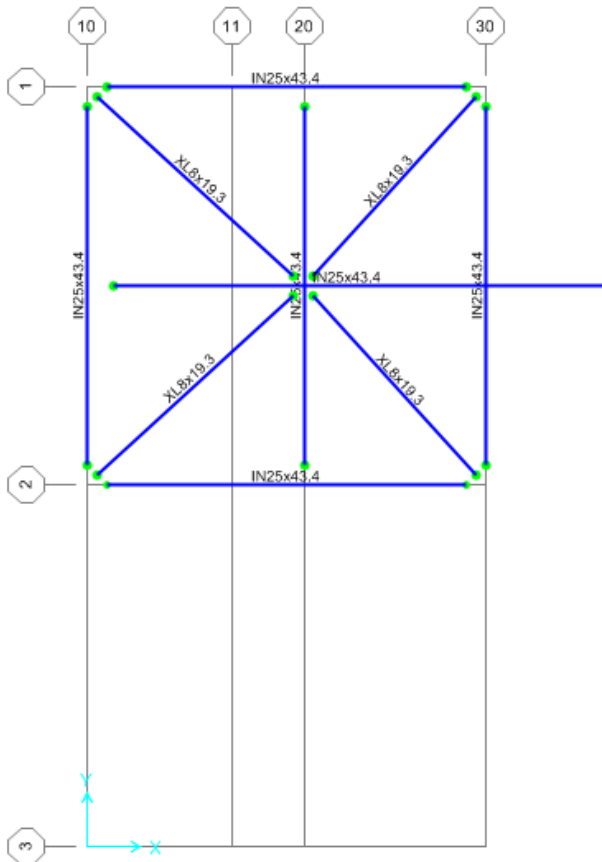
**Figura B-7.** Planta Elevación 5.7 m sobre el nivel de terreno.



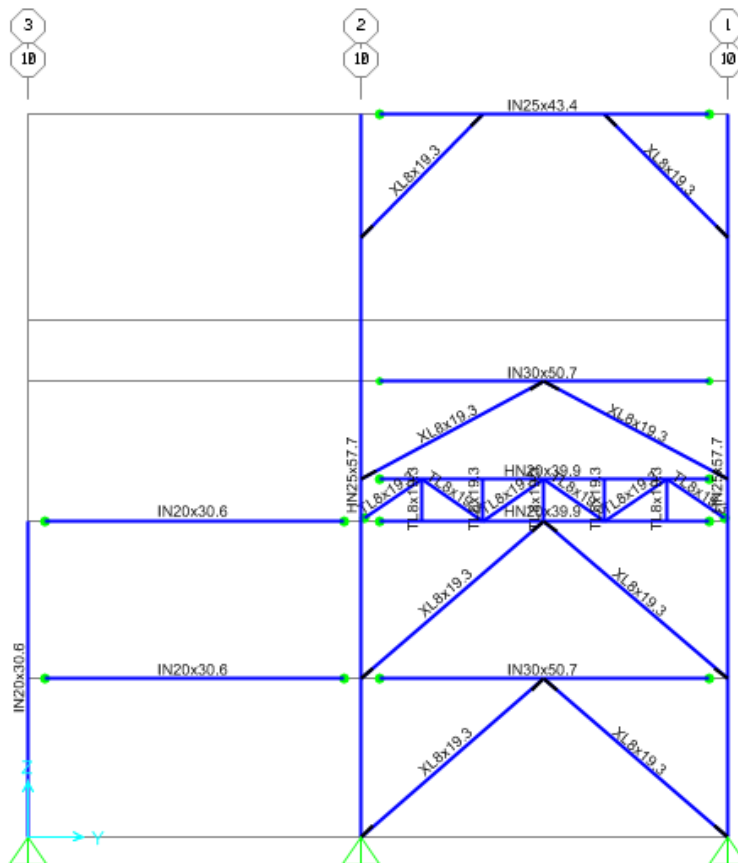
**Figura B-8.** Planta Elevación 8.2 m sobre el nivel de terreno.



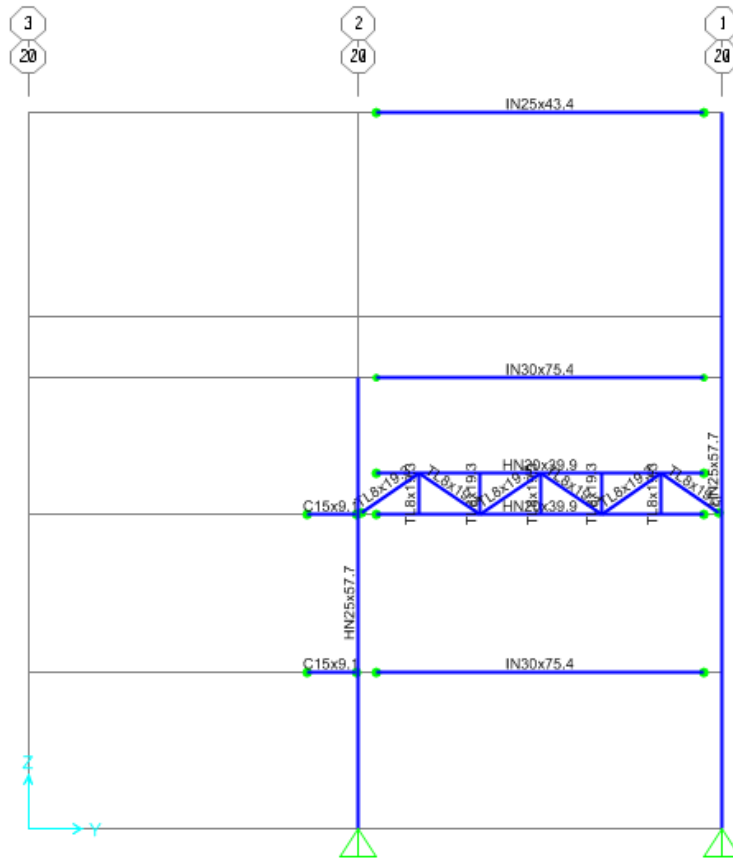
**Figura B-9.** Planta Elevación 9.31 m sobre el nivel de terreno.



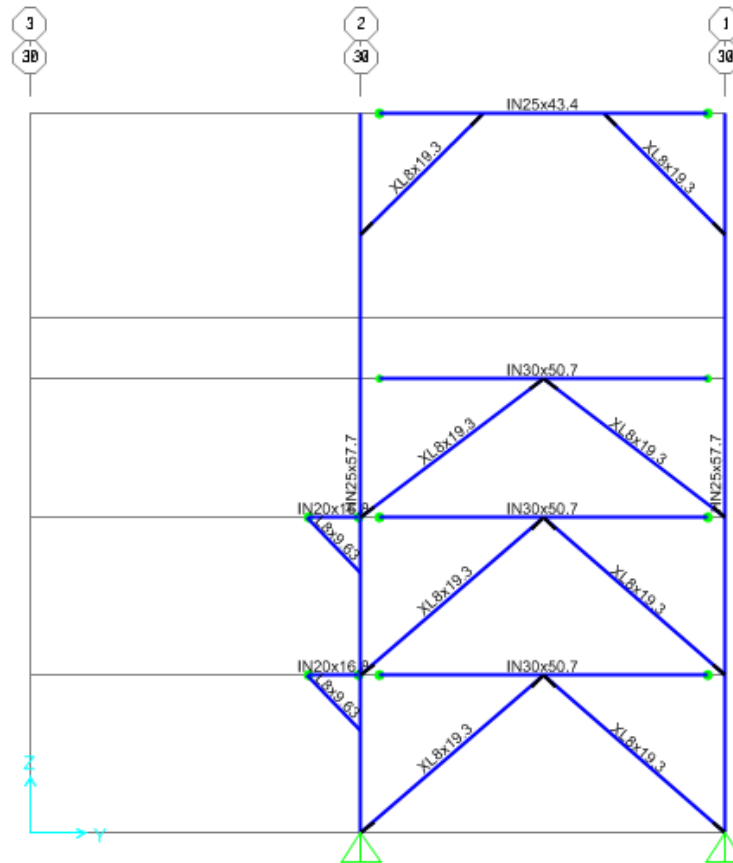
**Figura B-10.** Planta Elevación 13.01 m sobre el nivel de terreno.



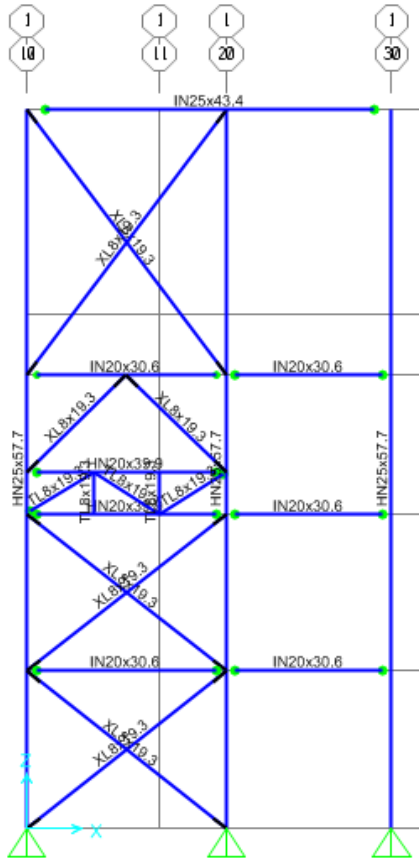
**Figura B-11.** Elevación Eje 10.



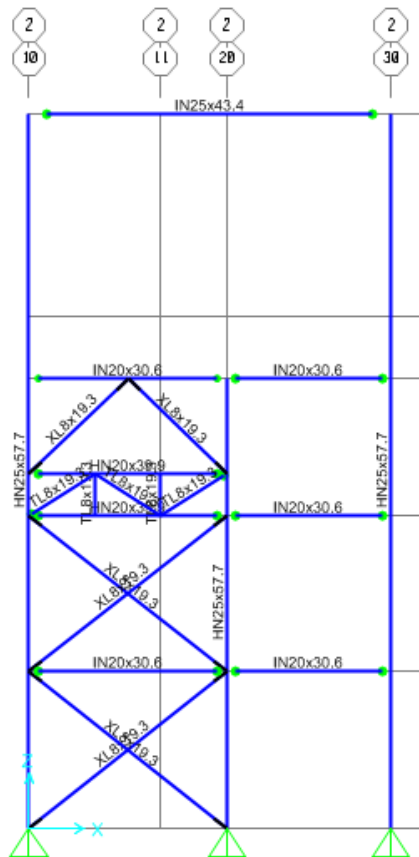
**Figura B-12.** Elevación Eje 20.



**Figura B-13.** Elevación Eje 30.



**Figura B-14.** Elevación Eje 1.



**Figura B-15.** Elevación Eje 2.

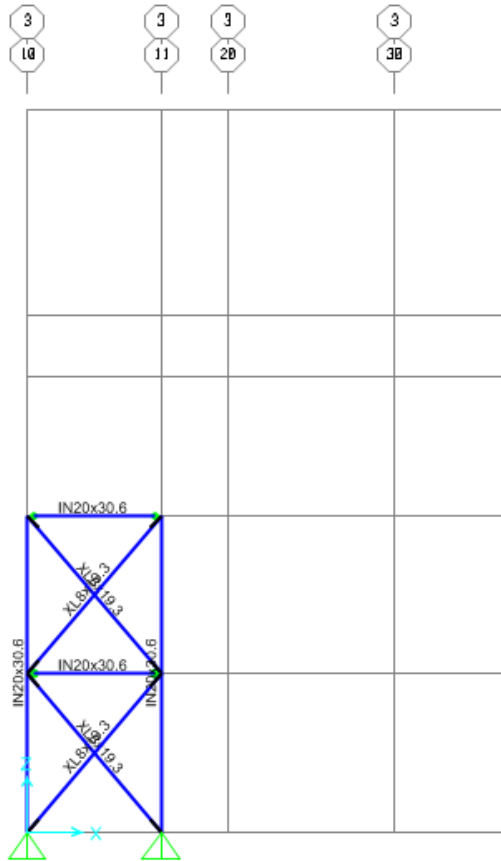


Figura B-16. Elevación Eje 3.

### B.3 SECCIONES RESULTANTES DEL DISEÑO POR LA PRÁCTICA NORTEAMERICANA

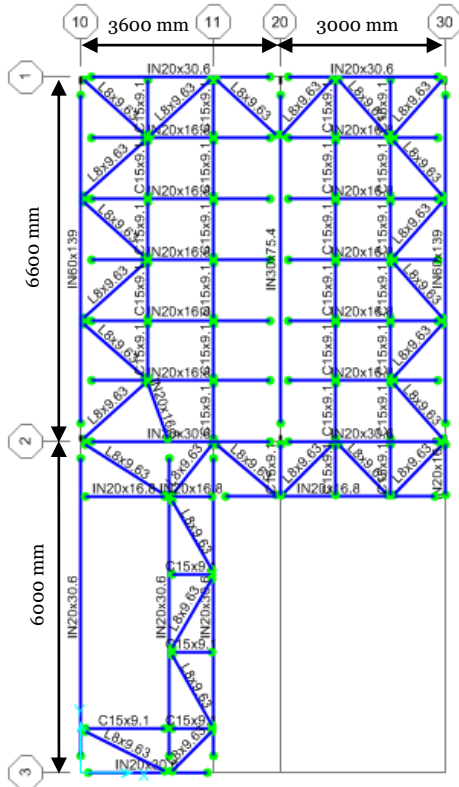
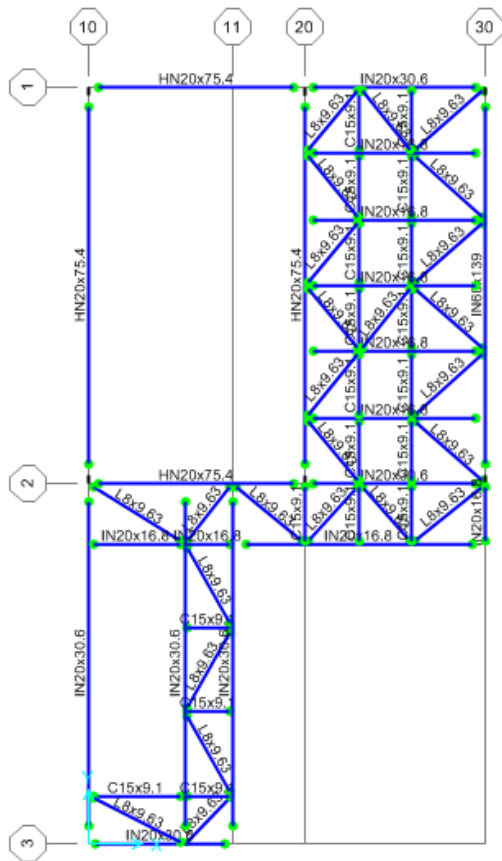
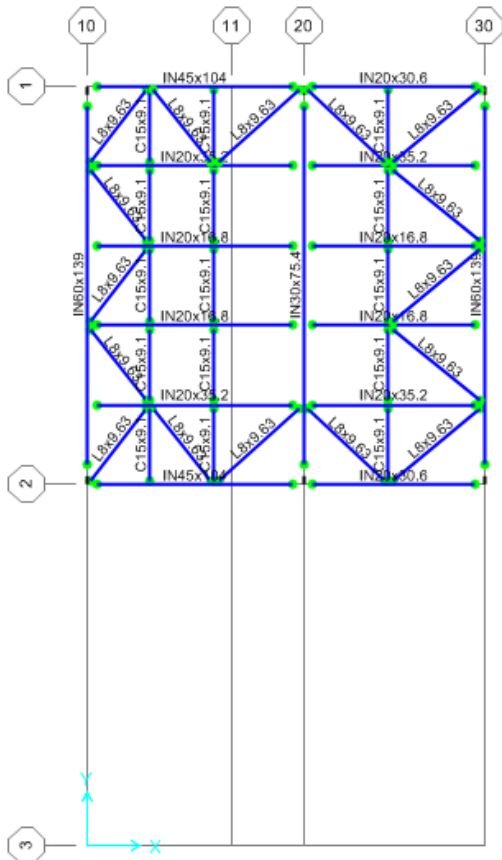


Figura B-17. Planta Elevación 2.85 m sobre el nivel de terreno. En la figura se muestra la distancia entre ejes la cual se omite posteriormente por claridad.

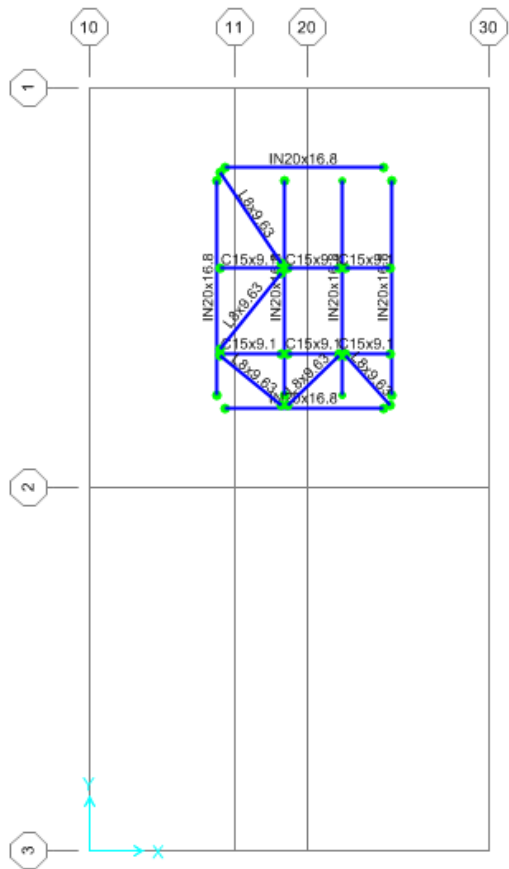




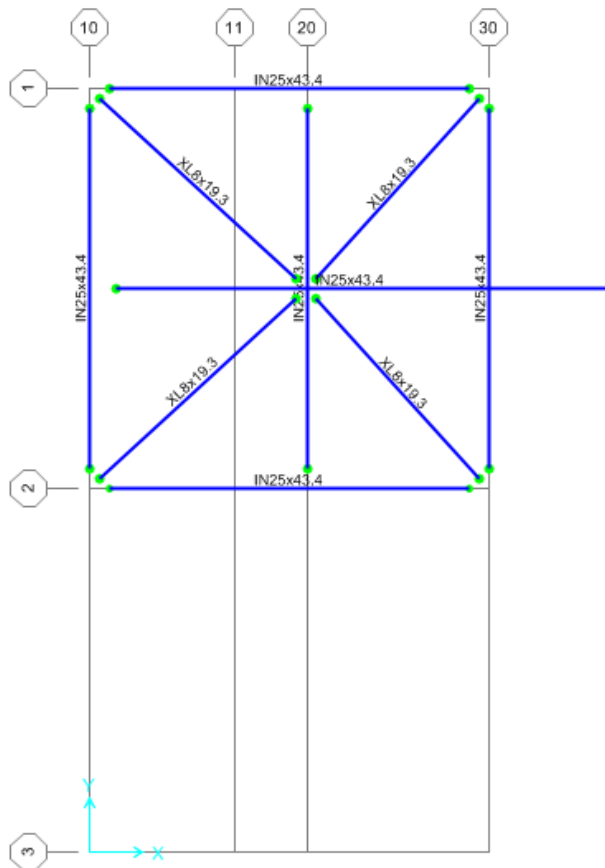
**Figura B-18.** Planta Elevación 5.7 m sobre el nivel de terreno.



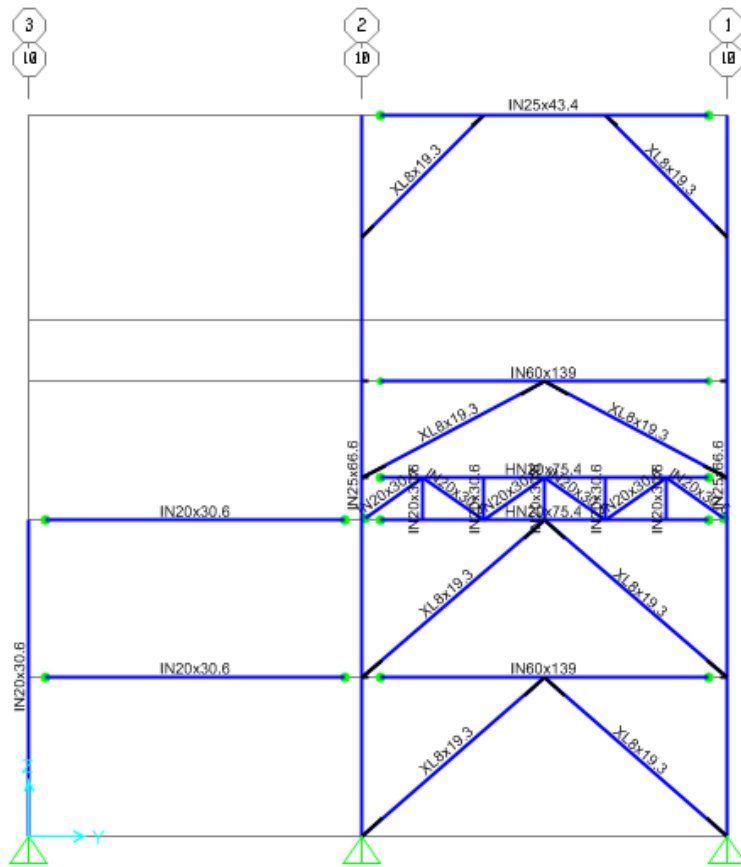
**Figura B-19.** Planta Elevación 8.2 m sobre el nivel de terreno.



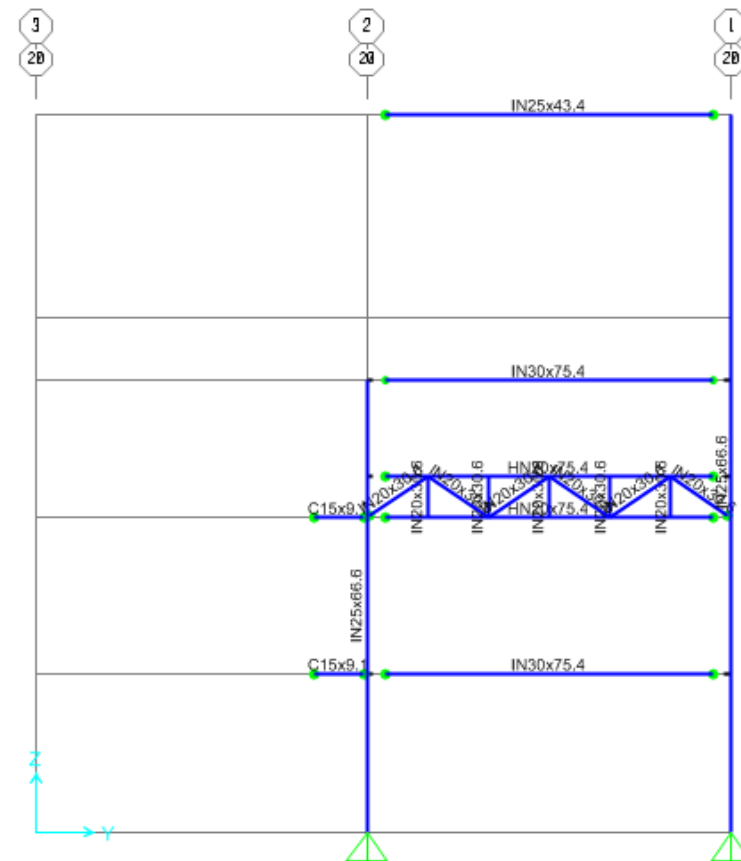
**Figura B-20.** Planta Elevación 9.31 m sobre el nivel de terreno.



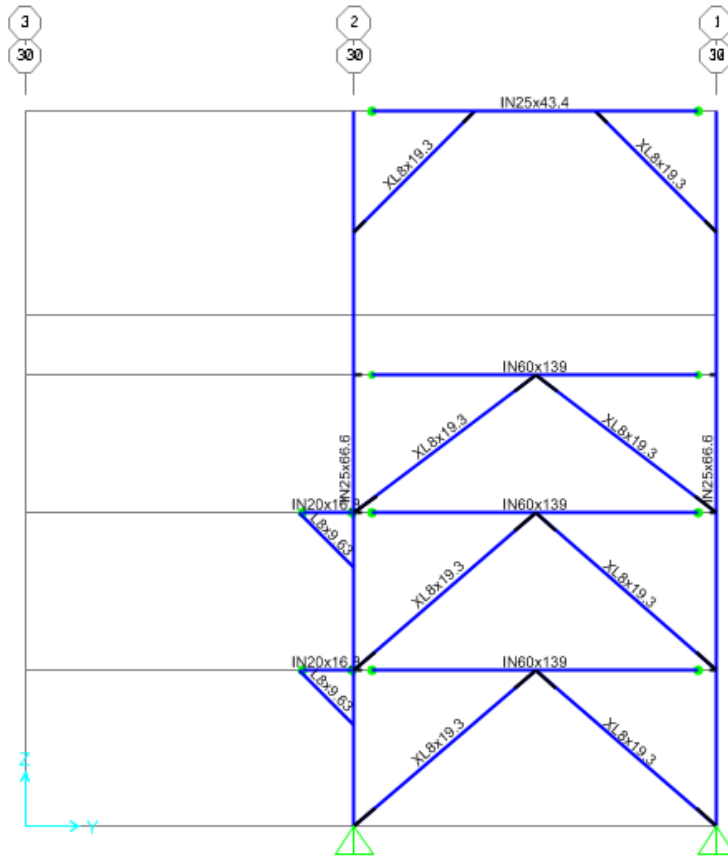
**Figura B-21.** Planta Elevación 13.01 m sobre el nivel de terreno.



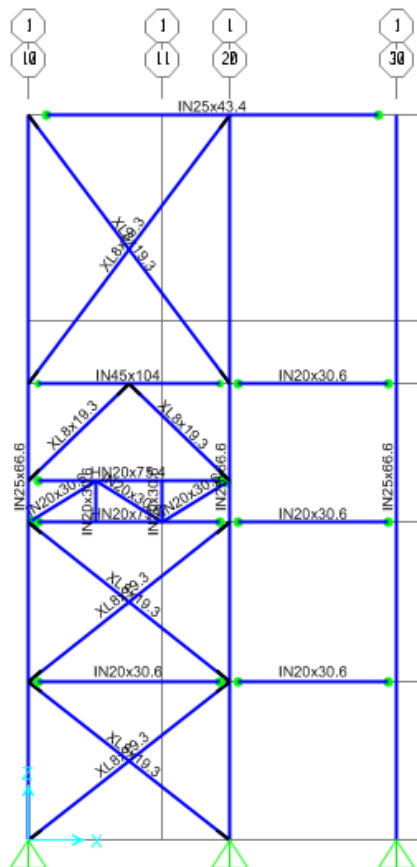
**Figura B-22.** Elevación Eje 10.



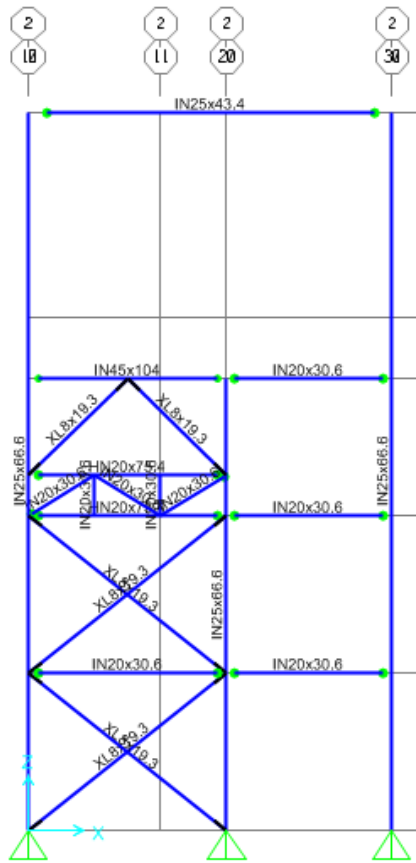
**Figura B-23.** Elevación Eje 20.



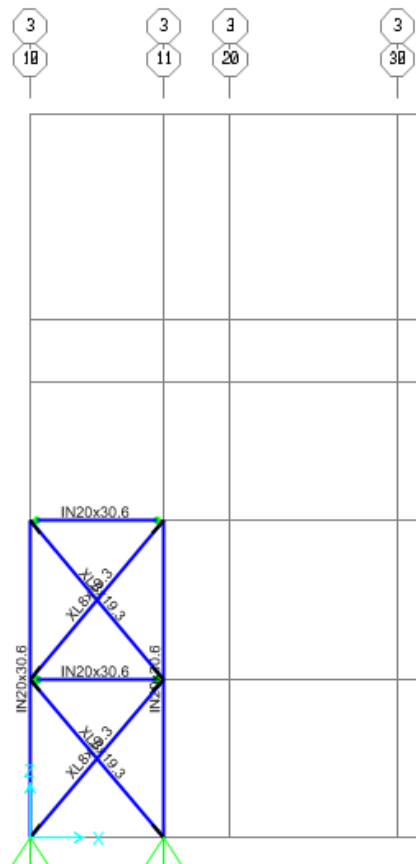
**Figura B-24.** Elevación Eje 30.



**Figura B-25.** Elevación Eje 1.



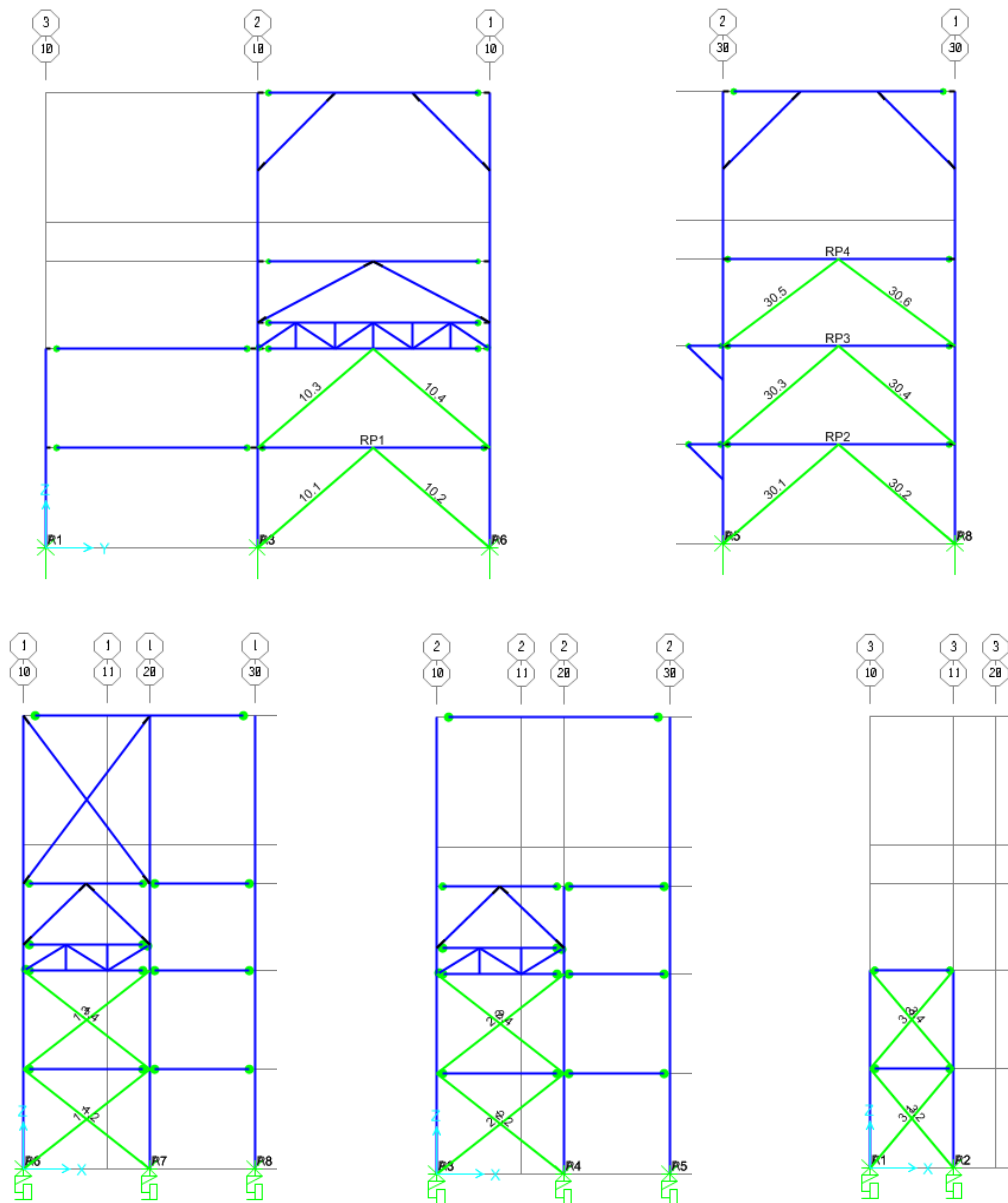
**Figura B-26.** Elevación Eje 2.



**Figura B-27.** Elevación Eje 3.

## B.4 DISPOSICIÓN DE COMPONENTES NO LINEALES

En la Figura B-28 se muestra la disposición de componentes no lineales en la estructura del molino vertical. La disposición y etiquetado de arriostramientos aplica tanto para el diseño según la práctica nacional como norteamericana. Los arriostramientos verticales no etiquetados se mantuvieron lineales por simplicidad, dado que durante los análisis no presentaron fuerzas que indujeran plastificación o pandeo. La disposición y etiquetado de los anclajes aplica sólo para la práctica nacional. Por su parte, el diseño según la práctica americana considera apoyos simples.



**Figura B-28.** Disposición de componentes no lineales en la estructura del molino.