



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**EFFECTO DEL TIPO DE ANCLAJE EN LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA  
SÍSMICA, EN ESTRUCTURAS DE ACERO URBANAS ESTRUCTURADAS EN  
BASE A MARCOS CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS**

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

**DIEGO ISMAEL TAPIA GUTIÉRREZ**

**PROFESOR GUÍA:**

RICARDO HERRERA MARDONES

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**

FABIÁN ROJAS BARRALES

CRISTIÁN URZÚA ARCE

SANTIAGO DE CHILE

2017

## **EFFECTO DEL TIPO DE ANCLAJE EN LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA, EN ESTRUCTURAS DE ACERO URBANAS ESTRUCTURADAS EN BASE A MARCOS CONCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS**

La estructuración en acero en estructuras urbanas es una práctica que no es muy aplicada en Chile, pero sí es aplicada en el caso del área industrial nacional, práctica que propone (y utiliza) un elemento adicional en el anclaje de la estructura a su fundación, llamado silla de anclaje. Este elemento forma parte del anclaje de la estructura a su fundación, y se diseña de forma que falle de manera dúctil, en cambio, en la práctica norteamericana, que es referencia principal en la normativa de diseño sísmico chilena para estructuras de acero, el anclaje a la fundación se diseña de forma que su comportamiento esperado sea del tipo elástico-lineal.

Este estudio analiza el efecto del tipo de anclaje a la fundación de la estructura, en cuanto al desempeño ante eventos sísmicos de grandes magnitudes en territorio nacional. Con este fin se diseñan dos conjuntos de tres edificios de oficina, de 3, 6 y 9 pisos de altura, en donde la variación entre los grupos es el tipo de anclaje utilizado, con el fin de evaluar su desempeño sísmico. En general, los diseños quedan controlados por el corte mínimo normativo, salvo el caso del modelo más bajo.

Los modelos incluyen el comportamiento no lineal para los elementos fusibles de la estructura, que son los encargados de la disipación de la energía sísmica ingresada en los análisis dinámicos. Los análisis realizados son del tipo no lineal estático (*push-over*) y dinámico (*tiempo-historia*). Para este último se consideran 10 eventos sísmicos registrados en estaciones a lo largo del país, resultando en 20 registros utilizados (dos direcciones por estación), todos incluyendo su respectiva componente vertical, y que datan desde el terremoto de Valparaíso del año 1985 hasta el sismo registrado en Iquique el año 2014. El desempeño de los modelos es evaluado en base al cálculo de los factores de modificación de la respuesta sísmica, de acuerdo con la metodología presente en el estándar FEMA P695.

Los resultados de los análisis estáticos realizados muestran una gran dependencia de la resistencia de la estructura en cuanto a la participación de la silla de anclaje, siendo lo que limita el comportamiento para el caso de la estructura más rígida (modelo de 3 pisos). Los resultados del análisis dinámico muestran que la disipación de energía sísmica aumenta cuando se incluye el anclaje dúctil, y aumenta la altura del modelo.

# TABLA DE CONTENIDO

<b>1</b>	<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1	MOTIVACIÓN.....	1
1.2	OBJETIVOS.....	2
1.2.1	<i>Objetivos Específicos</i> .....	3
1.3	ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO.....	4
<b>2</b>	<b>CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES .....</b>	<b>5</b>
2.1	ESTUDIOS PREVIOS .....	5
2.2	METODOLOGÍA FEMA P695.....	6
<b>3</b>	<b>CAPÍTULO 3: INFORMACIÓN REQUERIDA.....</b>	<b>8</b>
3.1	BASES DE DISEÑO .....	8
3.1.1	<i>Estados de Carga y Cargas de Diseño</i> .....	8
3.1.2	<i>Combinaciones de Carga</i> .....	9
3.1.3	<i>Disposiciones de Diseño: AISC 341-10</i> .....	10
3.2	DATOS EXPERIMENTALES .....	14
3.3	CARACTERIZAR COMPORTAMIENTO.....	15
3.4	DESARROLLO DE MODELOS NO LINEALES.....	15
3.4.1	<i>Bases de Modelación</i> .....	15
3.4.2	<i>Modelo No Lineal de Arriostramientos</i> .....	15
3.4.3	<i>Modelo No Lineal del Anclaje Estructura-Fundación</i> .....	19
3.4.4	<i>Modos de Falla No Simulados</i> .....	21
3.5	ANÁLISIS NO LINEALES .....	23
3.5.1	<i>Análisis No Lineal Estático (Push-Over)</i> .....	23
3.5.2	<i>Análisis No Lineal Dinámico (Tiempo-Historia)</i> .....	26
3.5.3	<i>Disipación de Energía por Amortiguamiento Viscoso</i> .....	29
3.5.4	<i>Métodos de Análisis en SAP2000</i> .....	29
3.6	INCERTIDUMBRE TOTAL DE LA EVALUACIÓN.....	30
3.6.1	<i>Incertidumbre Registro a Registro</i> .....	30
3.6.2	<i>Incertidumbre en los Criterios de Diseño</i> .....	30
3.6.3	<i>Incertidumbre en la Información Experimental</i> .....	31
3.6.4	<i>Incertidumbre en los Modelos No Lineales</i> .....	31
<b>4</b>	<b>CAPÍTULO 4: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA PRÁCTICA NORTEAMERICANA .....</b>	<b>32</b>
4.1	APLICACIÓN DE LAS BASES DE DISEÑO.....	32
4.1.1	<i>Verificación de la Deriva de Piso</i> .....	32
4.1.2	<i>Verificación de la Resistencia Estructural</i> .....	33
4.2	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO.....	37
4.3	ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO.....	40
4.3.1	<i>Razón del Margen de Colapso (CMR)</i> .....	40
4.3.2	<i>Distribución de la Energía Sísmica Disipada y Respuestas Máximas</i> .....	44
<b>5</b>	<b>CAPÍTULO 5: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA PRÁCTICA CHILENA.....</b>	<b>55</b>
5.1	APLICACIÓN DE LAS BASES DE DISEÑO.....	55
5.1.1	<i>Detalle de Anclaje Estructura-Fundación</i> .....	55
5.2	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO.....	56
5.3	ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO.....	59
5.3.1	<i>Razón del Margen de Colapso (CMR)</i> .....	59
5.3.2	<i>Distribución de la Energía Sísmica Disipada y Respuestas Máximas</i> .....	62
<b>6</b>	<b>CAPÍTULO 6: RESUMEN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>76</b>
6.1	MODELO DE 3 PISOS .....	76
6.1.1	<i>Análisis Estático</i> .....	76
6.1.2	<i>Análisis Dinámico</i> .....	77
6.2	MODELO DE 6 PISOS .....	78

6.2.1	<i>Análisis Estático</i> .....	78
6.2.2	<i>Análisis Dinámico</i> .....	80
6.3	<b>MODELO DE 9 PISOS</b> .....	81
6.3.1	<i>Análisis Estático</i> .....	81
6.3.2	<i>Análisis Dinámico</i> .....	82
<b>7</b>	<b>CAPÍTULO 7: ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES</b> .....	<b>84</b>
7.1	MODOS DE FALLA DOMINANTES .....	84
7.2	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	85
7.3	FACTORES DE DESEMPEÑO .....	86
7.4	DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA DISIPADA .....	87
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	<b>89</b>
	<b>ANEXO A: CARGAS DE DISEÑO Y SECCIONES RESULTANTES</b> .....	<b>91</b>
A.1	CARGAS DE DISEÑO .....	91
A.2	SECCIONES RESULTANES .....	92
	<b>ANEXO B: DETALLAMIENTO DE ANCLAJE DÚCTIL</b> .....	<b>94</b>
B.1	MODELO DE 3 PISOS .....	94
B.2	MODELO DE 6 PISOS .....	96
B.3	MODELO DE 9 PISOS .....	98
	<b>ANEXO C: SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN Y FACTORES DE UTILIZACIÓN MÁXIMOS</b> .....	<b>100</b>
C.1	MODELO DE 3 PISOS.....	100
C.2	MODELO DE 6 PISOS.....	100
C.3	MODELO DE 9 PISOS.....	101
C.4	FACTORES DE UTILIZACIÓN MÁXIMOS POR MODELO .....	102

# ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3-1: PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO. ....	9
TABLA 3-2: REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS EN ANÁLISIS DINÁMICO (URZÚA, 2015).....	26
TABLA 3-3: REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS EN ANÁLISIS DINÁMICO (CONTINUACIÓN).....	27
TABLA 4-1: AMPLIFICACIÓN DEL CORTE BASAL. ....	32
TABLA 4-2: DERIVA POR PISO, MODELO DE 3 PISOS.....	32
TABLA 4-3: DERIVA POR PISO, MODELO DE 6 PISOS. ....	33
TABLA 4-4: DERIVA POR PISO, MODELO DE 9 PISOS. ....	33
TABLA 4-5: INFORMACIÓN DE ENTRADA PARA OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE DESEMPEÑO. ....	39
TABLA 4-6: FACTORES DE DESEMPEÑO OBTENIDOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO. ....	39
TABLA 4-7: FACTORES DE DESEMPEÑO FINALES. ....	39
TABLA 4-8: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO.....	41
TABLA 4-9: VALOR DEL CMR OBTENIDO.....	41
TABLA 4-10: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO. ....	42
TABLA 4-11: VALOR DEL CMR OBTENIDO.....	42
TABLA 4-12: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO. ....	43
TABLA 4-13: VALOR DEL CMR OBTENIDO. ....	43
TABLA 4-14: DISTRIBUCIÓN DE RESPUESTAS MÁXIMAS DE LOS COMPONENTES NO LINEALES A NIVEL DE COLAPSO SEGÚN GRADO DE UTILIZACIÓN Y DEFORMACIONES MÁXIMAS.....	45
TABLA 4-15: DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA SÍSMICA Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA (R). ....	46
TABLA 4-16: DISTRIBUCIÓN DE RESPUESTAS MÁXIMAS DE LOS COMPONENTES NO LINEALES A NIVEL DE COLAPSO SEGÚN GRADO DE UTILIZACIÓN Y DEFORMACIONES MÁXIMAS.....	48
TABLA 4-17: DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA SÍSMICA Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA (R).....	49
TABLA 4-18: DISTRIBUCIÓN DE RESPUESTAS MÁXIMAS DE LOS COMPONENTES NO LINEALES A NIVEL DE COLAPSO SEGÚN GRADO DE UTILIZACIÓN Y DEFORMACIONES MÁXIMAS.....	51
TABLA 4-19: DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA SÍSMICA Y FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA (R). ....	52
TABLA 5-1: RESULTADO DEL DISEÑO PARA PERNOS DE ANCLAJE. ....	55
TABLA 5-2: INFORMACIÓN DE ENTRADA PARA OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE DESEMPEÑO. ....	58
TABLA 5-3: FACTORES DE DESEMPEÑO OBTENIDOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO. ....	58
TABLA 5-4: FACTORES DE DESEMPEÑO ESTIMADOS. ....	58
TABLA 5-5: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO. ....	59
TABLA 5-6: VALOR DEL CMR OBTENIDO. ....	60
TABLA 5-7: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO. ....	60
TABLA 5-8: VALOR DEL CMR OBTENIDO. ....	61
TABLA 5-9: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO. ....	61
TABLA 5-10: VALOR DEL CMR OBTENIDO. ....	62
TABLA 5-11: DISTRIBUCIÓN DE RESPUESTAS MÁXIMAS DE LOS COMPONENTES NO LINEALES A NIVEL DE COLAPSO SEGÚN GRADO DE UTILIZACIÓN Y DEFORMACIÓN.....	63
TABLA 5-12: DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA SÍSMICA Y FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA (R).....	65
TABLA 5-13: DISTRIBUCIÓN DE RESPUESTAS MÁXIMAS DE LOS COMPONENTES NO LINEALES A NIVEL DE COLAPSO SEGÚN GRADO DE UTILIZACIÓN Y DEFORMACIÓN.....	67
TABLA 5-14: DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA SÍSMICA Y FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA (R).....	69
TABLA 5-15: DISTRIBUCIÓN DE RESPUESTAS MÁXIMAS DE LOS COMPONENTES NO LINEALES A NIVEL DE COLAPSO SEGÚN GRADO DE UTILIZACIÓN Y DEFORMACIÓN.....	71
TABLA 5-16: DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA SÍSMICA Y FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA (R).....	73
TABLA 6-1: RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO. ....	76
TABLA 6-2: RESUMEN DE RESULTADOS PARA EL CMR.....	77
TABLA 6-3: RESUMEN DE RESULTADOS DE LA DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA DISIPADA.....	78
TABLA 6-4: RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO. ....	78
TABLA 6-5: RESUMEN DE RESULTADOS PARA EL CMR.....	80
TABLA 6-6: RESUMEN DE RESULTADOS DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA SÍSMICA DISIPADA. ....	80
TABLA 6-7: RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO. ....	81
TABLA 6-8: RESUMEN DE RESULTADOS PARA EL CMR. ....	82
TABLA 6-9: RESUMEN DE RESULTADOS DE LA DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA DISIPADA.....	83
TABLA A-1: CARGAS DE DISEÑO. ....	91

TABLA A-2: DENOMINACIÓN IMPERIAL DE PERFILES UTILIZADOS, MODELO DE 3 PISOS. ....	93
TABLA A-3: DENOMINACIÓN IMPERIAL DE PERFILES UTILIZADOS, MODELO DE 6 PISOS. ....	93
TABLA A-4: DENOMINACIÓN IMPERIAL DE PERFILES UTILIZADOS, MODELO DE 9 PISOS. ....	93
TABLA C-1: SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN, ANCLAJE RÍGIDO. ....	100
TABLA C-2: SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN, ANCLAJE DÚCTIL. ....	100
TABLA C-3: SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN, ANCLAJE RÍGIDO. ....	100
TABLA C-4: SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN, ANCLAJE DÚCTIL. ....	101
TABLA C-5: SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN, ANCLAJE RÍGIDO. ....	101
TABLA C-6: SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN, ANCLAJE DÚCTIL. ....	102
TABLA C-7: FACTORES DE UTILIZACIÓN MÁXIMOS POR ELEMENTO. SS: ANCLAJE RÍGIDO; CS: ANCLAJE DÚCTIL...102	102

# ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1: VISTA EN PLANTA; DISPOSICIÓN DE SCBF. ....	2
FIGURA 1.2: VISTA EN ELEVACIÓN DEL SCBF; MODELO DE 9 PISOS.....	3
FIGURA 3.1: ACCIÓN DE RIOSTRAS SOBRE NODOS DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA (CANALES, 2016).....	12
FIGURA 3.2: DIAGRAMA DE FUERZAS SIMPLIFICADO (CANALES, 2016).....	12
FIGURA 3.3: ACCIÓN DE RIOSTRAS SOBRE NODOS DE VIGA (CANALES, 2016).....	13
FIGURA 3.4: ESQUEMA TÍPICO DE UNA SILLA DE ANCLAJE (NCH2369Of.2003 [INN, 2003]).....	14
FIGURA 3.5: CURVA FUERZA-DESPLAZAMIENTO PARA ARRIOSTRAMIENTOS VERTICALES (URZÚA, 2015).....	16
FIGURA 3.6: MODELO HISTERÉTICO DE PIVOTE (URZÚA, 2015).....	18
FIGURA 3.7: (IZQ.) ESQUEMA SILLA DE ANCLAJE. (DER.) MODELACIÓN EN SAP2000 (URZÚA, 2015).....	20
FIGURA 3.8: CURVA ENVOLVENTE PARA PERNOS DE ANCLAJE (URZÚA, 2015).....	20
FIGURA 3.9: CURVA HISTERÉTICA DE LOS PERNOS DE ANCLAJE (URZÚA, 2015).....	21
FIGURA 3.10: CURVA ESPERADA DE ANÁLISIS PUSH-OVER (URZÚA, 2015).....	24
FIGURA 3.11: PSEUDOESPECTRO DE ACELERACIÓN A NIVEL MCE, NCH2745 (URZÚA, 2015).....	28
FIGURA 4.1: VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL, MODELO DE 3 PISOS.....	34
FIGURA 4.2: VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL, MODELO DE 6 PISOS.....	35
FIGURA 4.3: VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL, MODELO DE 9 PISOS.....	36
FIGURA 4.4: CURVA RESULTANTE DE ANÁLISIS ESTÁTICO, MODELO DE 3 PISOS.....	37
FIGURA 4.5: CURVA RESULTANTE DE ANÁLISIS ESTÁTICO, MODELO DE 6 PISOS.....	38
FIGURA 4.6: CURVA RESULTANTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO, MODELO DE 9 PISOS.....	38
FIGURA 4.7: RESPUESTAS MÁXIMAS NORMALIZADAS A NIVEL DE COLAPSO.....	45
FIGURA 4.8: PORCENTAJE DE ENERGÍA DISIPADA VERSUS ENERGÍA INGRESADA AL SISTEMA NORMALIZADA.....	46
FIGURA 4.9: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE VALPARAÍSO 1985. (IZQ.) ESTACIÓN MELIPILLA (X/Z=NS/V). (DER.) ESTACIÓN SAN ISIDRO (X/Z=T/V).....	47
FIGURA 4.10: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE TOCOPILLA 2007. (IZQ.) ESTACIÓN MEJILLONES (X/Z=EW/V). (DER.) ESTACIÓN TOCOPILLA (X/Z=T/V).....	47
FIGURA 4.11: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DEL MAULE 2010. (IZQ.) ESTACIÓN ANGOL (X/Z=EW/V). (DER.) ESTACIÓN CONSTITUCIÓN (X/Z=T/V).....	48
FIGURA 4.12: RESPUESTAS MÁXIMAS NORMALIZADAS A NIVEL DE COLAPSO.....	49
FIGURA 4.13: PORCENTAJE DE ENERGÍA DISIPADA VERSUS ENERGÍA INGRESADA AL SISTEMA NORMALIZADA.....	50
FIGURA 4.14: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE VALPARAÍSO 1985. (IZQ.) ESTACIÓN MELIPILLA (X/Z=NS/V). (DER.) ESTACIÓN SAN ISIDRO (X/Z=T/V).....	50
FIGURA 4.15: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE TOCOPILLA 2007. (IZQ.) ESTACIÓN MEJILLONES (X/Z=EW/V). (DER.) ESTACIÓN TOCOPILLA (X/Z=T/V).....	50
FIGURA 4.16: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DEL MAULE 2010. (IZQ.) ESTACIÓN ANGOL (X/Z=EW/V). (DER.) ESTACIÓN CONSTITUCIÓN (X/Z=T/V).....	51
FIGURA 4.17: PORCENTAJE DE ENERGÍA DISIPADA VERSUS ENERGÍA INGRESADA AL SISTEMA NORMALIZADA.....	52
FIGURA 4.18: PORCENTAJE DE ENERGÍA DISIPADA VERSUS ENERGÍA INGRESADA AL SISTEMA NORMALIZADA.....	53
FIGURA 4.19: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE VALPARAÍSO 1985. (IZQ.) ESTACIÓN MELIPILLA (X/Z=NS/V). (DER.) ESTACIÓN SAN ISIDRO (X/Z=T/V).....	53
FIGURA 4.20: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE TOCOPILLA 2007. (IZQ.) ESTACIÓN MEJILLONES (X/Z=EW/V). (DER.) ESTACIÓN TOCOPILLA (X/Z=T/V).....	53
FIGURA 4.21: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DEL MAULE 2010. (IZQ.) ESTACIÓN ANGOL (X/Z=EW/V). (DER.) ESTACIÓN CONSTITUCIÓN (X/Z=T/V).....	54
FIGURA 5.1: CURVA RESULTANTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO, MODELO DE 3 PISOS.....	56
FIGURA 5.2: CURVA RESULTANTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO, MODELO DE 6 PISOS.....	57
FIGURA 5.3: CURVA RESULTANTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO, MODELO DE 9 PISOS.....	57
FIGURA 5.4: RESPUESTAS MÁXIMAS NORMALIZADAS EN: RIOSTRAS (ARRIBA) Y ANCLAJES (ABAJO) A NIVEL DE COLAPSO.....	64
FIGURA 5.5: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE VALPARAÍSO 1985. (IZQ.) ESTACIÓN MELIPILLA (X/Z=NS/V). (DER.) ESTACIÓN SAN ISIDRO (X/Z=T/V).....	65
FIGURA 5.6: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE TOCOPILLA 2007. (IZQ.) ESTACIÓN MEJILLONES (X/Z=EW/V). (DER.) ESTACIÓN TOCOPILLA (X/Z=T/V).....	66
FIGURA 5.7: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DEL MAULE 2010. (IZQ.) ESTACIÓN ANGOL (X/Z=EW/V). (DER.) ESTACIÓN CONSTITUCIÓN (X/Z=T/V).....	66
FIGURA 5.8: PORCENTAJE DE ENERGÍA DISIPADA VERSUS ENERGÍA INGRESADA AL SISTEMA NORMALIZADA.....	66

FIGURA 5.9: RESPUESTAS MÁXIMAS NORMALIZADAS EN: RIOSTRAS (ARRIBA) Y ANCLAJES (ABAJO) A NIVEL DE COLAPSO. ....	68
FIGURA 5.10: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE VALPARAÍSO 1985. (IZQ.) ESTACIÓN MELIPILLA ( $X/Z=NS/V$ ). (DER.) ESTACIÓN SAN ISIDRO ( $X/Z=T/V$ ). ....	69
FIGURA 5.11: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE TOCOPILLA 2007. (IZQ.) ESTACIÓN MEJILLONES ( $X/Z=EW/V$ ). (DER.) ESTACIÓN TOCOPILLA ( $X/Z=T/V$ ). ....	70
FIGURA 5.12: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DEL MAULE 2010. (IZQ.) ESTACIÓN ANGOL ( $X/Z=EW/V$ ). (DER.) ESTACIÓN CONSTITUCIÓN ( $X/Z=T/V$ ). ....	70
FIGURA 5.13: PORCENTAJE DE ENERGÍA DISIPADA VERSUS ENERGÍA INGRESADA AL SISTEMA NORMALIZADA. ....	70
FIGURA 5.14: RESPUESTAS MÁXIMAS NORMALIZADAS EN: RIOSTRAS (ARRIBA) Y ANCLAJES (ABAJO) A NIVEL DE COLAPSO. ....	72
FIGURA 5.15: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE TOCOPILLA 2007. (IZQ.) ESTACIÓN MEJILLONES ( $X/Z=EW/V$ ). (DER.) ESTACIÓN TOCOPILLA ( $X/Z=T/V$ ). ....	73
FIGURA 5.16: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DE TOCOPILLA 2007. (IZQ.) ESTACIÓN MEJILLONES ( $X/Z=EW/V$ ). (DER.) ESTACIÓN TOCOPILLA ( $X/Z=T/V$ ). ....	74
FIGURA 5.17: DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA EN EL TIEMPO PARA EL SISMO DEL MAULE 2010. (IZQ.) ESTACIÓN ANGOL ( $X/Z=EW/V$ ). (DER.) ESTACIÓN CONSTITUCIÓN ( $X/Z=T/V$ ). ....	74
FIGURA 5.18: PORCENTAJE DE ENERGÍA DISIPADA VERSUS ENERGÍA INGRESADA AL SISTEMA NORMALIZADA. ....	74
FIGURA 6.1: COMPARACIÓN DE CURVAS PUSH-OVER PARA MODELOS DE 3 PISOS. ....	76
FIGURA 6.2: COMPARACIÓN DE CURVAS PUSH-OVER PARA MODELOS DE 6 PISOS. ....	79
FIGURA 6.3: COMPARACIÓN DE CURVAS PUSH-OVER PARA MODELOS DE 9 PISOS. ....	81
FIGURA A.1: EJEMPLO DE SISTEMAS DE CARGA: PERMANENTE (IZQ.) Y DE USO (DER.). ....	91
FIGURA A.2: SECCIONES RESULTANTES DEL DISEÑO. ....	92
FIGURA B.1: DETALLE DEL ANCLAJE DÚCTIL PERTENECIENTE AL SISTEMA SISMORRESISTENTE. ....	94
FIGURA B.2: VISTAS A, B Y C DEL ANCLAJE DÚCTIL. ....	95
FIGURA B.3: DETALLE DEL ANCLAJE DÚCTIL PERTENECIENTE AL SISTEMA SISMORRESISTENTE. ....	96
FIGURA B.4: VISTAS A, B Y C DEL ANCLAJE DÚCTIL. ....	97
FIGURA B.5: DETALLE DEL ANCLAJE DÚCTIL PERTENECIENTE AL SISTEMA SISMORRESISTENTE. ....	98
FIGURA B.6: VISTAS A, B Y C DEL ANCLAJE DÚCTIL. ....	99



# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

## 1.1 MOTIVACIÓN

Los criterios de diseño que disponen las distintas normas influyen directamente en el mecanismo de falla global que una estructura desarrollará ante una situación de colapso incipiente, y en este contexto, el diseño de estructuras urbanas de acero carece de la experiencia que se tiene en otras materias, ya que la norma de diseño sísmico vigente, la NCh433.Of1996 modificada el año 2009 (INN, 1996), basa sus disposiciones en el comportamiento de edificios de hormigón armado estructurados en base a muros de corte. Por otro lado, la norma nacional que regula el diseño de estructuras e instalaciones industriales, la NCh2369.Of2003 (INN, 2003), en su capítulo 8, promueve el uso de un componente adicional en el sistema de anclaje de las columnas de la estructura a su fundación, denominado silla de anclaje, el cual tiene el propósito de actuar como un fusible sísmico temprano que limite la energía sísmica que ingresa a la estructura.

La norma NCh2369 referencia a las especificaciones AISC para el cálculo de la resistencia de los elementos estructurales. Sin embargo, existen diferencias en cuanto a los límites de compacidad de las secciones a utilizar, además de la forma de anclar la estructura a la fundación respecto a las provisiones sísmicas de la AISC. Por otro lado, la norma sísmica que rige el diseño de estructuras urbanas en Chile corresponde a la NCh433, en conjunto con las disposiciones del decreto 61 emitido tras el terremoto del 27 de febrero del 2010. Esta propone criterios que apuntan a controlar la deformación generada en los elementos estructurales al momento de soportar un evento sísmico, principalmente la deriva por piso. Estos criterios se definen por el tipo de actividad sísmica que se presenta en Chile, que es de carácter principalmente subductivo, en que los sismos son intensos y de larga duración, mientras que los sismos estadounidenses son de carácter impulsivo: fuertes, pero cortos. Sin embargo, la NCh433 no especifica relaciones geométricas o de resistencia que deben cumplir los elementos estructurales de forma individual, sino que se centra en fijar límites que aseguren tanto la serviciabilidad como la seguridad de la estructura ante un evento sísmico considerable, por lo que la gran diferencia en el diseño se centra, para este estudio, en la forma de anclar la estructura a su fundación, aplicada al uso de estructuras urbanas.

Aunque el objetivo de desempeño de las estructuras urbanas es el resguardo de la vida, sismos severos son tan frecuentes que no es aceptable el colapso para cada sismo mayor, por lo que un fusible que limite y concentre el daño es beneficioso en este sentido, lo que implica una mayor seguridad para las personas que usen la estructura diseñada con criterios normativos chilenos. Además, se hace necesario definir si la sollicitación de diseño sísmica está siendo obtenida de forma eficiente al aplicar las disposiciones de la NCh433.

## 1.2 OBJETIVOS

En vista de lo expuesto en el punto anterior, este trabajo compara el desempeño de una estructura de acero de uso urbano, estructurada sísmicamente en base a marcos arriostrados concéntricamente del tipo Chevron, en donde el anclaje a su fundación ha sido diseñado de forma dúctil versus un diseño de anclaje rígido, la que significa una comparación de criterios normativos chilenos versus estadounidenses, respectivamente. Además, se estudia el efecto de la incorporación de la silla de anclaje en la secuencia de plastificación de las estructuras, y la distribución de la disipación de energía sísmica ingresada al sistema estructural.

Se compara el desempeño de tres modelos estructurales, los cuales varían solamente en su altura total, además del diseño correspondiente a las cargas solicitantes de cada uno, en particular la carga sísmica. Las alturas definidas para el estudio son 3, 6 y 9 pisos.

En las figuras 1.1 y 1.2 pueden verse las vistas de planta y elevación, respectivamente, mostrando la disposición de los marcos sísmicos en la estructura, además de las dimensiones geométricas que son usadas en el trabajo. Todas las distancias están en milímetros.

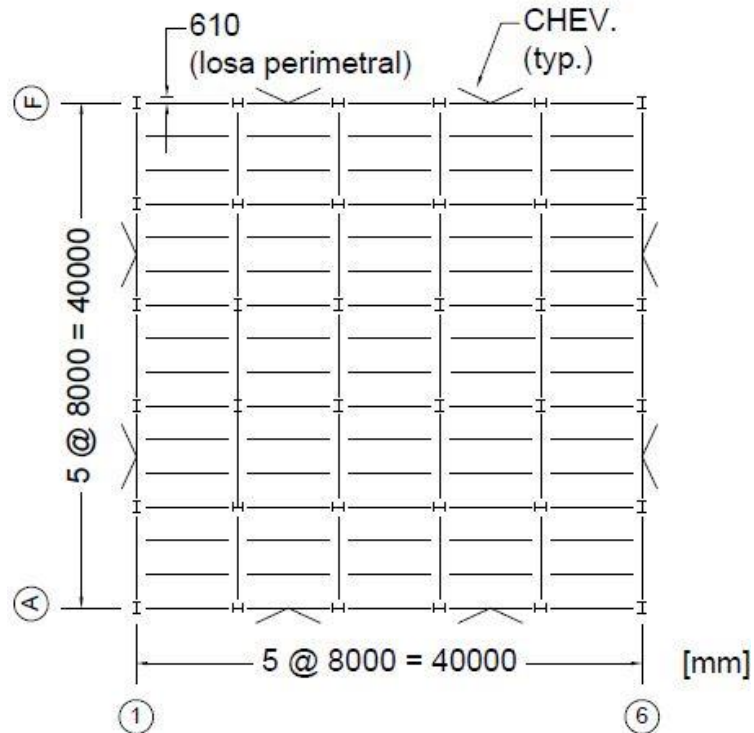


Figura 1.1: Vista en planta; disposición de SCBF.

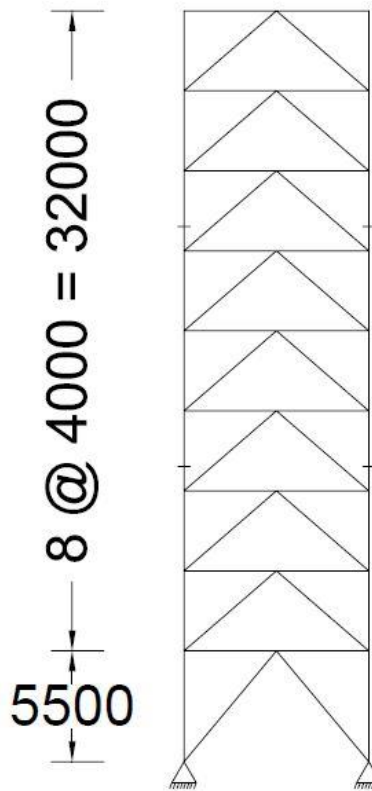


Figura 1.2: Vista en elevación del SCBF; modelo de 9 pisos.

La evaluación del desempeño del modelo se realizará por medio de los siguientes parámetros sísmicos:

- 1) Sobrerresistencia del sistema ( $\Omega$ )
- 2) Ductilidad basada en el período ( $\mu_T$ )
- 3) Factor de reducción basado en la ductilidad ( $R_\mu$ )
- 4) Distribución de la energía disipada por fusibles
- 5) Margen de colapso (CMR)

La metodología usada en la determinación de estos parámetros se basa en las disposiciones del informe “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, (FEMA, 2009), la cual se seguirá a modo de recomendación.

### 1.2.1 Objetivos Específicos

Para lograr el objetivo general de este estudio, se propone cumplir con los siguientes objetivos específicos:

- 1) Desarrollar y aplicar una metodología de modelación para ponerla en práctica a la estructura diseñada según los criterios mencionados.
- 2) Obtener los parámetros de desempeño y la energía sísmica disipada por los sistemas estructurales diseñados, a través del uso del software SAP2000.

- 3) Comparar los resultados de desempeño obtenidos por los diseños considerados y sus respectivas formas de distribuir la energía sísmica, y definir qué sistema es más eficiente. Entregar sugerencias para el desarrollo de futuros criterios de diseño.

### **1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO**

Este trabajo se organiza en 7 capítulos, descritos brevemente a continuación:

El Capítulo 2 presenta los antecedentes principales utilizados en el desarrollo de este estudio, junto con introducir la metodología enfocada en la evaluación del desempeño.

El Capítulo 3 reúne los aspectos metodológicos a considerar en la evaluación del desempeño de las estructuras modeladas, información experimental utilizada en la calibración de modelos no lineales, un detalle de los registros sísmicos a utilizar, como también los criterios de diseño empleados en el desarrollo de los modelos.

El Capítulo 4 expone los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología a las estructuras modeladas, considerando el tipo de anclaje rígido a la fundación.

El Capítulo 5 expone los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología a las estructuras modeladas, considerando el tipo de anclaje dúctil a la fundación.

El Capítulo 6 presenta un resumen de los resultados obtenidos para los casos de estudio, además de una comparación de estos mismos en cuanto a los principales parámetros definidos.

El Capítulo 7 contiene los principales análisis, conclusiones y recomendaciones obtenidas de este trabajo.

## CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES

### 2.1 ESTUDIOS PREVIOS

El estudio de estructuras de acero de uso urbano en Chile no ha sido muy desarrollado a lo largo de los años, fundamentalmente por el exitoso comportamiento del hormigón armado y su menor costo respecto al acero estructural. La estructuración en acero, en el contexto nacional, se enfoca en la construcción de estructuras dedicadas a la industria, siguiendo los criterios de diseño impuestos por la NCh2369. En vista de la flexibilidad arquitectónica que entrega el acero, se hace necesario transferir la experiencia industrial a la edificación urbana de modo de reducir la brecha de costos existente actualmente.

Se ha estudiado el desempeño de estructuras industriales, comparando el mismo cambio en el diseño considerado para el presente trabajo, entre otras cosas. Urzúa (2015), en su tesis para obtener su grado de magíster modeló y estudió dos estructuras de uso industrial (molino vertical y torre tolva) mediante el uso de los criterios de diseño nacionales y norteamericanos, y además evaluó el desempeño logrado para ambas, usando también la metodología FEMA P695. Se realizaron análisis no lineales del tipo “*push-over*” y “*tiempo-historia*”, del mismo tipo que se utilizan en esta investigación. Ambos modelos se estructuraron en base a marcos arriostrados tipo Chevrón, y se sometieron a un mismo set de sismos, todos registrados en estaciones del territorio chileno, presentándose un mejor desempeño en los modelos diseñados en base a las disposiciones nacionales, lo cual se ve reflejado en los parámetros de desempeño sísmico obtenidos. Los modelos consideraron el comportamiento no lineal de los arriostramientos, vigas, pernos de anclaje y sistema de marco arriostrado, por lo que se realizaron ajustes que permitieran su desarrollo ante las cargas impuestas por los análisis no lineales mencionados. Se debe destacar que los ajustes logrados por Urzúa en su tesis de magíster fueron utilizados en este trabajo en la definición del comportamiento no lineal de arriostramientos y pernos de anclaje. El estudio indica que los pernos de anclaje son fusibles tempranos de energía. A medida que la energía aumenta, y los anclajes no pueden disiparla, la energía entra a la estructura, donde debe ser disipada por la plastificación de arriostramientos u otros elementos estructurales.

Por otra parte, Figueroa (2012), en su trabajo de título, realizó un estudio modelando un estanque, con anclajes dúctiles y variando el diámetro de los pernos de anclaje, la cantidad de los mismos, y la esbeltez del estanque. De este trabajo se concluyó que la disipación de los pernos de anclaje es considerable al compararla con la energía de deformación de la estructura en estudio, lo que también sostiene la hipótesis de que el desempeño será mejorado al incluir el anclaje dúctil.

Chávez (2011), en su trabajo de título, estudió los distintos criterios de diseño de los pernos de anclaje variando los distintos parámetros (longitud expuesta de los pernos, tensión de fluencia, carga estática en columnas, entre otros) que definen el comportamiento de estos elementos. El estudio de Chávez se realiza en dos estructuras de acero, que varían en su estructuración sísmica; uno se estructura con marcos rígidos y la otra con marcos arriostrados. Los resultados obtenidos en su investigación apuntan a distribuir el daño sufrido ante un sismo severo, entre todos los elementos fusibles de la estructura. Esto último se debe a que, si se diseñan los pernos de anclaje para una fluencia temprana, en el primer piso se favorece la generación de un piso blando o la falla directa de las columnas

por las cargas de compresión debido al “zapateo” en la base de la estructura, resultando en que la estructura quedara con deformaciones remanentes.

Contrario a lo propuesto por Figueroa, Chávez concluyó que la eficiencia del anclaje en la disipación de energía es baja, ya que los pernos solo trabajan en tracción. Además, da una serie de recomendaciones, en función de los parámetros estudiados, sobre cómo diseñar los pernos de anclaje, como aumentar la fuerza con la que son diseñados de forma que se limite su fluencia, aumentar su largo expuesto para disminuir la deformación unitaria remanente tras un sismo intenso, o mejorar el acero a uno más resistente, pero que sea altamente dúctil.

## **2.2 METODOLOGÍA FEMA P695**

Dado el objetivo de este trabajo, se hace necesaria la aplicación de un estándar que cuantifique y evalúe el desempeño logrado por estructuras ante un contexto sísmico dado. Para esto se utiliza el documento “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, (FEMA, 2009), a partir de ahora, la Metodología, la cual se orienta a la evaluación de los criterios de diseño sísmico adoptados para diseñar un sistema estructural, de forma que se verifique su capacidad de proveer un buen nivel de seguridad al colapso.

El propósito de la Metodología es proveer una base racional para determinar factores de desempeño sísmico globales para una estructura que, siendo bien implementada en el proceso de diseño sísmico, resultará en un nivel de seguridad ante el colapso durante un terremoto, comparable a la seguridad inherente contra el colapso buscada por los códigos de diseño sísmico actuales. Es decir, se aplica para evaluar los criterios de diseño sísmico utilizados en el diseño de un sistema estructural, comparando el desempeño logrado por el sistema en evaluación respecto a otros de desempeño conocido.

La Metodología consiste en dar los pasos para determinar factores de desempeño sísmico ( $R, \Omega_o, C_d, \mu, CMR$ ), por medio de un análisis probabilístico del riesgo de colapso de la estructura ante el Máximo Sismo Considerado (MCE). Se usan técnicas de análisis no lineal para la determinación de estos factores y la probabilidad de colapso, incorporando la incertidumbre asociada a la información requerida para el diseño y análisis.

La Metodología no impone requisitos mínimos sobre la información utilizada en el desarrollo de modelos y diseños, pero si castiga una mayor incertidumbre por el hecho de usar información que no ha sido evaluada o bien justificada

A continuación, se describe, a grandes rasgos, los pasos a seguir en la Metodología:

- a) **Obtener Información Requerida:** Realizar una investigación que permita obtener la información necesaria para el desarrollo de los modelos a evaluar, ya sean códigos de diseño, ensayos experimentales, o propiedades de materiales a utilizar.
- b) **Caracterizar Comportamiento:** Definir qué caracteriza al comportamiento del sistema, considerando configuraciones estructurales o niveles de carga gravitacional, entre otros. Definir un espacio arquetipo, y grupos de desempeño.

- c) **Desarrollar Modelos No Lineales:** Desarrollar un modelo no lineal de la estructura, el cual será utilizado en la evaluación probabilística de colapso. Esto se logra usando información experimental para ajustar el comportamiento de los elementos diseñados para entrar en rango no lineal. También se establecen criterios para evaluar modos no simulados de colapso, que son aquellos que no se pueden incorporar directamente en la modelación.
- d) **Análisis No Lineal:** Realizar análisis estáticos (*push-over*) y dinámicos (*tiempo-historia*) a los modelos definidos previamente. Obtener los parámetros de desempeño.
- e) **Evaluación del Desempeño:** Evaluar el desempeño de la estructura considerando la incertidumbre total (determinada por el uso de criterios de diseño, calidad de la información experimental utilizada, calidad de los modelos no lineales, y la incertidumbre que existe entre registros sísmicos), determinando el margen de colapso, y comparando su valor contra magnitudes aceptables para una baja probabilidad de colapso, establecidas en la Metodología.
- f) **Documentar Resultados:** La información obtenida del proceso debe registrarse y documentarse debidamente, para futuras revisiones de pares.

# CAPÍTULO 3: INFORMACIÓN REQUERIDA

## 3.1 BASES DE DISEÑO

La norma NCh433Of.1996 modificada el año 2009 se refiere a la “*Specification for Structural Steel Buildings*” (ANSI/AISC 360-10, 2010), para determinar las resistencias individuales que cada elemento estructural puede lograr. Además, para desarrollar un sistema capaz de soportar solicitaciones sísmicas de forma eficiente, el diseño de los componentes sismoresistentes se rige por la “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” (ANSI/AISC 341-10, 2010). En definitiva, los elementos que conformarán las distintas estructuras a diseñar se definen según los criterios de diseño norteamericanos.

Por otro lado, en lo que se refiere a cuantificar las solicitaciones, el hecho de que Chile se encuentre en una zona de actividad sísmica distinta a la norteamericana hace necesario utilizar el espectro de diseño dado por la normativa chilena, por sobre la solicitación sísmica estadounidense. Las combinaciones y estados de carga son los mismos para ambos casos.

Como ya se ha mencionado, la diferencia con fundamental en el diseño corresponde a la inclusión de fusibles en el anclaje de la estructura a su fundación en los sistemas sismorresistentes de los modelos considerados.

El acero utilizado para el cálculo estructural corresponde a perfiles laminados y pernos de anclaje, todos de calidad ASTM A36; material que satisface los requerimientos normativos tanto chilenos como norteamericanos.

### 3.1.1 Estados de Carga y Cargas de Diseño

Los estados de carga utilizados en el diseño están definidos en la norma nacional NCh1537Of.2009 (INN, 2009), y en la norma norteamericana ASCE 7-10 (ASCE, 2010).

- 1) Carga Permanente (D): Corresponde al peso propio de la estructura, y elementos sujetos a ella de forma permanente.

Nivel Intermedio	3.6 [kPa] (367 [kgf/m <sup>2</sup> ])
Nivel de Techo	4 [kPa] (408 [kgf/m <sup>2</sup> ])
Tabiquería	1 [kPa] (102 [kgf/m <sup>2</sup> ])
Muro Cortina	1.2 [kPa] (122 [kgf/m <sup>2</sup> ])

- 2) Carga de Uso (L): Corresponde a una solicitación variable en el tiempo, generada por el uso de la estructura.

Nivel Intermedio	2.4 [kPa] (245 [kgf/m <sup>2</sup> ])
Nivel de Techo	1 [kPa] (102 [kgf/m <sup>2</sup> ])



- 3) Carga Sísmica (E): Corresponde a la fuerza inercial inducida por la aceleración del suelo de fundación, y en general, el que está en contacto con la estructura en su base. Se destaca el hecho de que esta carga se contextualiza al caso de la actividad sísmica chilena, considerando el espectro de diseño dado por la NCh433, y no espectros norteamericanos. Para el caso de estudio, se considera que el lugar de fundación está en la zona sísmica 2, y el suelo se clasifica como tipo B.

La demanda sísmica se cuantifica a través de los métodos de análisis estático y modal espectral, detallados en la NCh433 en los puntos 6.2 y 6.3, respectivamente.

En primer lugar, se aplica el método estático, tomando una aproximación para determinar el período fundamental de la estructura como su número de pisos dividido por 10. Este parámetro se usa como información de entrada para solicitar sísmicamente a la estructura y lograr un diseño preliminar, el cual se usará como punto partida de la aplicación del método de análisis modal espectral.

Una vez desarrollado un modelo que cumpla con la normativa, y resista las solicitaciones del método estático, se pasa a la etapa de análisis modal, en donde se itera para obtener el diseño final de los modelos considerados, de forma que se ajuste a la demanda sísmica en función del espectro de diseño dado y el comportamiento estructural.

Los parámetros de diseño sísmico utilizados son los siguientes:

Tabla 3-1: Parámetros de diseño sísmico.

Parámetro	Valor	Observaciones
$I$	1,00	Categoría II
$A_o$	0,30g	Zona Sísmica 2
$R$	5,5	Sistema Arriostrado
$R_o$	8	de Acero
$T_o$ [s]	0,3	Suelo Tipo B (Roca blanda)
$T'$ [s]	0,35	
$n$	1,33	
$p$	1,5	
$S$	1,0	

### 3.1.2 Combinaciones de Carga

Para el diseño según la práctica nacional se utilizan las combinaciones de carga dadas por la norma NCh3171.Of2010 (INN, 2010), en el punto 9 del documento. Estas combinaciones están en concordancia con las combinaciones recomendadas por la práctica norteamericana, según se indican en el capítulo 2 de la norma ASCE7-10. A continuación se muestran las combinaciones del método de factores de carga y resistencia (LRFD) utilizadas en el diseño de los modelos estructurales:

- 1)  $1.2D + 1.6L$
- 2)  $1.2D + 1.0L \pm 1.4E$
- 3)  $0.9D \pm 1.4E$

### 3.1.3 Disposiciones de Diseño: AISC 341-10

El sistema sismorresistente considera a los elementos estructurales que se encargarán de resistir las solicitaciones inducidas por un sismo. Para este estudio, se ha considerado un sistema de marcos arriostrados concéntricamente en modo V invertida, o tipo Chevron (ver figura 1.2). Además de esto hay que definir el tipo de marco a diseñar, los cuales se indican en el Capítulo F de la norma AISC341-10, en donde se detalla una serie de condiciones que debe cumplir el proceso de diseño, elementos estructurales que conformen el marco, además de métodos de análisis del sistema estructural. Para el caso de estudio, se decidió usar el marco SCBF (*Special Concentrically Braced Frame*), de la sección F2 de la AISC341-10. Además, se plantea la filosofía de diseño considerada, que en este caso corresponde al diseño por capacidad, que tiene por objetivo forzar la secuencia de plastificación del sistema estructural

A causa de que la NCh433 se refiere a los documentos de la AISC para el dimensionamiento de los sistemas estructurales (gravitacional y sismorresistente), el diseño general de las estructuras resulta ser exactamente igual bajo ambas prácticas; la diferencia se hace evidente al incluir el componente promovido en la NCh2369 en el sistema de anclaje de la columna a su fundación.

Diseñado según estas disposiciones, se espera que este sistema que logre proveer deformaciones inelásticas significativas, principalmente a través del pandeo y la fluencia de las riostras en compresión y tracción, respectivamente.

A continuación, se resumen los criterios adoptados en el diseño del sistema sismorresistente, según lo definido en la normativa estadounidense.

#### **Análisis**

La resistencia esperada de la riostra en tracción es  $R_y F_y A_g$ , parámetros que se definen en detalle en la sección 3.4.2 del presente estudio.

La resistencia de la riostra esperada en compresión ( $P_{ne}$ ) debe ser la mínima entre  $R_y F_y A_g$  y  $1.14 F_{cre} A_g$ , donde  $F_{cre}$  se determina según la AISC360-10 en su capítulo E usando las ecuaciones para  $F_{cr}$ , pero considerando la tensión de fluencia esperada,  $R_y F_y$ , en vez de la nominal,  $F_y$ . Además, se define que la resistencia residual en compresión, post-pandeo, es de  $0.3 P_{ne}$ . El largo de la riostra para calcular  $F_{cre}$  no debe exceder la distancia que existe entre el inicio y el fin de la riostra.

## **Requerimientos del Sistema**

Para la configuración escogida, se requiere que las vigas que son intersectadas por riostras lejos de la conexión viga-columna, cumplan con lo siguiente:

- 1) Deben ser continuas entre columnas.
- 2) Deben ser *miembros moderadamente dúctiles*. Esto se logra siguiendo los límites de compacidad, establecidos en el código AISC341-10 en la Tabla D1.1.

Como mínimo, un set de riostras laterales es requerido en el punto de intersección de las riostras del marco.

## **Miembros**

Columnas y riostras deben satisfacer los requerimientos de la Tabla D1.1 de la AISC341-10 para *miembros altamente dúctiles*. Las vigas deben satisfacer estos mismos requerimientos, pero para *miembros moderadamente dúctiles*.

Las riostras deben cumplir, además, con que su razón de esbeltez global sea  $KL/r \leq 200$ . Para este trabajo se considera que las conexiones se detallan de tal forma que el largo efectivo de la riostra no es de punto de trabajo a punto de trabajo, sino que un 80% de esta longitud para efectos de diseño.

## **Diseño**

El diseño se tiene que separar en casos dependiendo, por un lado, del caso más desfavorable al momento de tener que soportar la carga sísmica y, por otro, del elemento que está siendo considerado en el proceso. Se destaca el hecho de que las riostras deben tomar la totalidad del corte solicitante por piso (para la aproximación de diseño estático), considerando el caso que defina la resistencia mínima para el conjunto de riostras (tracción y compresión) en el piso analizado; esto define su sección y su capacidad. Fijos estos parámetros, se podrán tener las solicitaciones sobre los elementos que conformen el marco principal. Como el diseño se desarrolla por capacidad, los elementos que componen el marco deben soportar esta solicitación sísmica, proveniente de la falla de las riostras, para asegurar la integridad de estructural.

Las uniones viga-columna se consideran de corte (rotuladas).

El análisis de fuerzas para el diseño de vigas y columnas fue realizado por Canales (2016) en su trabajo de memoria de título, en donde se representa, en diagramas de fuerza, la acción de las riostras de pandeo restringido del marco en los nodos que las conectan al mismo. Las figuras que se muestran fueron adaptadas para el caso de marcos arriostrados concéntricamente, y no de pandeo restringido.

El diseño de las columnas y las vigas viene controlado, en este caso, por la resistencia en compresión residual post-pandeo y fluencia esperada en tracción, para los arriostramientos. Este estado de cargas corresponde al caso de mayor solicitación a estos elementos. Es de esperar que este método resulte en que los tamaños de estos elementos sean incompatibles con la experiencia nacional.

A continuación, se muestra un diagrama de fuerzas que representa a las acciones sísmicas solicitantes en los nodos donde existe una conexión viga-columna y viga-riostras, que justifica el análisis de las columnas del marco.

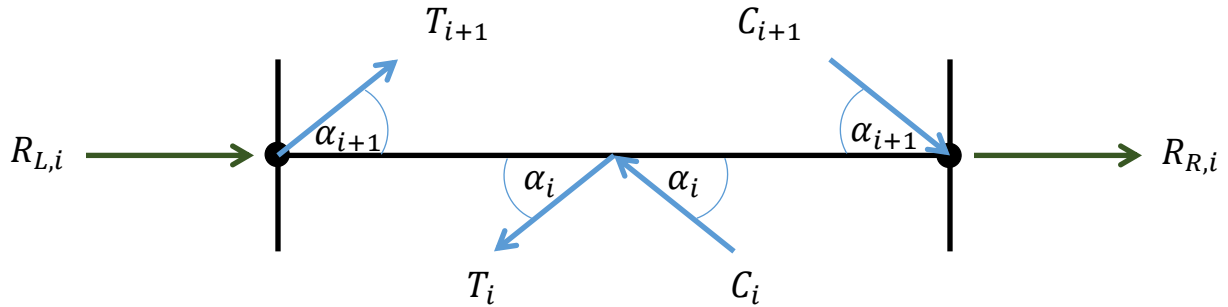


Figura 3.1: Acción de riostras sobre nodos de conexión viga-columna (Canales, 2016).

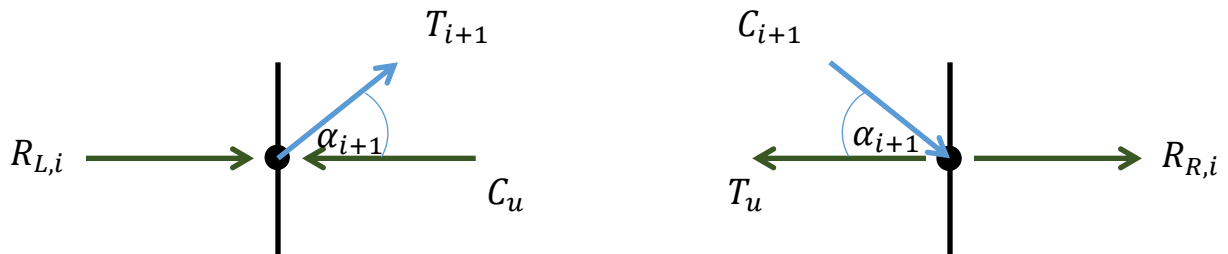


Figura 3.2: Diagrama de fuerzas simplificado (Canales, 2016).

En la figura 3.1 se muestra el traspaso de cargas resultante de la resistencia a la carga sísmica por parte de las riostras. En ella, las fuerzas  $T_i$  y  $C_i$  corresponden a la fuerza ejercida por las riostras en tracción y compresión, respectivamente. Las fuerzas denominadas  $R_{(L,R),i}$  representan la reacción en el nodo debido a las fuerzas solicitantes.

En la figura 3.2 se muestra un diagrama simplificado de la acción de estas fuerzas sobre los nodos de la unión viga-columna, en ella puede apreciarse que, mientras la resistencia a compresión de la riostra sea de mayor magnitud, la columna será solicitada por una fuerza compresiva mayor. Además, se tiene que la fuerza  $T_u$  tracciona a la viga, y  $C_u$  la comprime.

De esta forma, la compresión por carga sísmica solicitante a la columna en este nodo es la siguiente.

$$P_{E,i} = P_{E,i+1} + C_{i+1} \sin(\alpha_{i+1}) + \frac{(T_i - C_i)}{2} \sin(\alpha_i) \quad (3-1)$$

En donde  $P_{E,i}$  corresponde a la sollicitación sísmica del nivel  $i$ ,  $C_i$  corresponde a la resistencia en compresión residual y  $T_i$  representa la fluencia en tracción, ambos de una riostra, y  $\alpha_i$  corresponde al ángulo formado entre la riostra y la viga del marco (dirección horizontal).

El siguiente elemento por diseñar es la viga del marco. A continuación, se muestra un diagrama de fuerzas que representa a las acciones sísmicas solicitantes en los nodos donde existe una conexión viga-columna y viga-riostras.

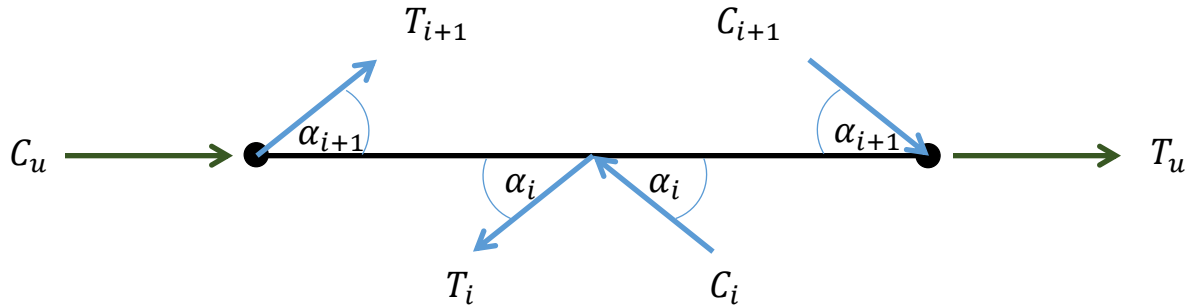


Figura 3.3: Acción de riostras sobre nodos de viga (Canales, 2016).

Dada la fuerza concentrada en el centro de la luz de la viga que conforma el marco (ver figura 3.3), se tendrá que la flexión inducida por la misma será de mayor magnitud a medida que la resultante vertical de estas fuerzas sea mayor, lo cual se logra cuando la fuerza en la riostra a compresión es la resistencia residual post pandeo.

Considerando este diagrama, se obtiene que las expresiones que solicitan sísmicamente a la viga son las siguientes.

$$F_{EH,i} = ((T_i + C_i) \cos(\alpha_i)) \quad (3-2)$$

$$F_{EV,i} = (T_i - C_i) \sin(\alpha_i) \quad (3-3)$$

$$M_{u,i} = \frac{F_{EV,i}L}{4} \quad (3-4)$$

Donde  $F_{EH,i}$  corresponde a la carga de compresión en la viga,  $F_{EV,i}$  corresponde a la fuerza desbalanceada generada en la conexión viga-riostras,  $L$  es la luz de la viga y  $M_{u,i}$  es el esfuerzo de flexión de diseño. Estas expresiones son necesarias para el diseño, ya que a este tipo de elemento se les diseña a esfuerzos combinados, a diferencia de la columna en donde se pueden negar los esfuerzos por flexión, según lo indicado en el capítulo F2 de la AISC341-10, sección 3 (Excepción 1).

Se debe destacar que el resultado del diseño, aplicando este método, resulta en tamaños de vigas y columnas que son incompatibles con la experiencia nacional.

### **Placa Base y Silla de Anclaje**

El diseño de la placa base y dimensionamiento de pernos de anclaje se realiza siguiendo las indicaciones de la guía de diseño de la AISC “*Base Plate and Anchor Rod Design*”, (AISC, 2006), considerando que la placa se diseña para cargas axiales puras, dado que se la condición de apoyo del modelo es rotulada.

Para el diseño de los pernos, el proceso consiste en extraer el máximo esfuerzo de tracción del análisis estructural sufrido por los apoyos, según las combinaciones de carga dadas en 3.1.2, considerando la carga sísmica reducida dada por el espectro de diseño de la NCh433. Se define una cantidad de pernos para soportar este esfuerzo (dada una configuración estructural), y se obtiene el diámetro que estos elementos deben tener.

El diseño de la placa base depende del máximo esfuerzo compresivo sufrido por los apoyos, y según las combinaciones de carga mencionadas, considerando la carga sísmica reducida dada por la NCh433. El procedimiento consiste en una serie de pasos que no se detallarán en este informe, pero que pueden ser consultados en el documento referenciado.

Para lograr que los pernos fluyan al sufrir las sollicitaciones de un sismo intenso, la silla en la que se apoya la tuerca del perno se diseña considerando la capacidad que pueden lograr las barras de anclaje, dadas sus propiedades geométricas y de materiales, por lo que se mantiene elástica durante los análisis. Con la misma sollicitación, es diseñado un atiesador a compresión (usando el capítulo E de la AISC 360-10), que va entre la silla y la placa base, en el espacio libre entre los pernos (ver Anexo B). En el diseño de la conexión dúctil se consideran las disposiciones dadas en la NCh2369, en el punto 8.6, por lo que se debe seguir la exigencia de que el largo libre de los pernos de anclaje sea el mayor entre 250 [mm] y ocho veces el diámetro de la barra. A continuación, se muestra el esquema dado por la NCh2369 de una configuración típica de un anclaje dúctil.

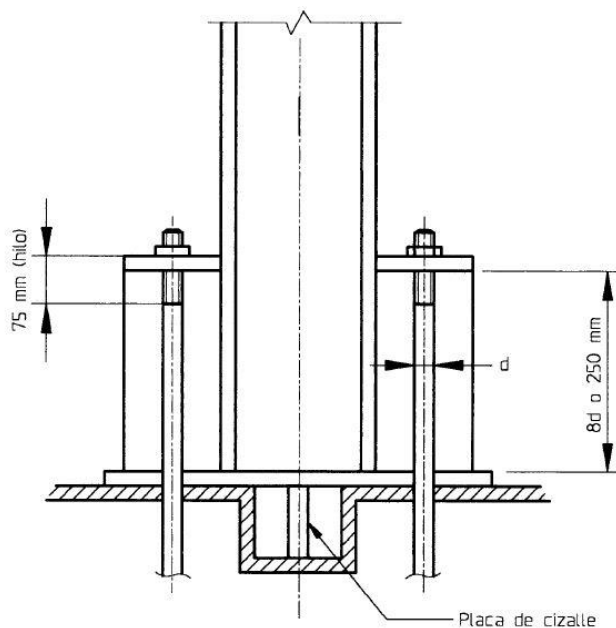


Figura 3.4: Esquema típico de una silla de anclaje (NCh2369Of.2003 [INN, 2003]).

### 3.2 DATOS EXPERIMENTALES

Los datos experimentales usados para modelar el comportamiento no lineal de los elementos que saldrán del rango elástico (fusibles) fueron recopilados por Urzúa (2015) de los siguientes documentos.

1. Comportamiento no lineal de arriostramientos: se ajusta según los datos experimentales obtenidos por el trabajo de Black, G. R., Wenger, B. A., & Popov (1980).
2. Calibración de subpartes de un sistema estructural: se realiza considerando los resultados obtenidos por Uriz y Mahin (2008), el cual considera un marco plano de dos niveles, con arriostramiento tipo chevron.

3. No se cuenta con datos de ensayos que permitan realizar la calibración de un modelo no lineal para los pernos de anclaje. Sin embargo, dado que se espera que la disipación en el elemento se produzca por plastificación en tracción, puede definirse un modelo simple que no requiera de verificaciones adicionales, que se pasará a detallar en el capítulo 3.4.3.

### **3.3 CARACTERIZAR COMPORTAMIENTO**

La metodología para la obtención de los parámetros que miden el desempeño sísmico de los modelos en estudio corresponde a la planteada en el estándar FEMA P695. Sin embargo, este estándar requiere de una definición de espacios arquetipo que separe los modelos estudiados en grupos que posean un comportamiento similar, ya sea debido al nivel de carga gravitacional utilizado, la demanda sísmica correspondiente a cada grupo, o el orden de la magnitud del período de vibración fundamental del modelo. Como exigencia, la Metodología impone que haya tres características comunes para los modelos de un mismo grupo.

Dado que este estudio considera tres modelos diferentes, en donde la diferencia corresponde a la cantidad de pisos del edificio, no es posible definir grupos de comportamiento similar según lo solicitado por el estándar FEMA P695. Sólo se pueden lograr características comunes a nivel de la carga gravitacional impuesta sobre las estructuras y el nivel de demanda sísmica, que para todos es la misma, dada por la NCh433. Esto es lo que caracterizará el comportamiento del grupo de estructuras en estudio, pero se destaca el hecho de que no cumple a cabalidad con las imposiciones de la Metodología.

### **3.4 DESARROLLO DE MODELOS NO LINEALES**

#### **3.4.1 Bases de Modelación**

Como referencia a la calibración de los modelos no lineales, y como se mencionó en el punto anterior, se tomarán las calibraciones realizadas por Urzúa (2015), de forma que los resultados obtenidos sean consistentes, con relación a los suyos, además de comparables. A modo general, para definir el comportamiento no lineal de los elementos en consideración (riostros y pernos de anclaje) es necesaria la definición de curvas fuerza-deformación envolventes, además de una ley de degradación histerética, permitiendo la inclusión de degradación de resistencia y/o rigidez a los elementos a medida que se solicitan con ciclos de carga y descarga.

#### **3.4.2 Modelo No Lineal de Arriostramientos**

En el documento utilizado (ver punto 3.2) se presentan los resultados de ensayos realizados a riostras de distintas secciones, entre ellas la sección *W* (o doble T laminada) escogida en este trabajo como elemento diagonal. Los arriostramientos son modelados en

SAP2000 utilizando elementos no lineales *Link Multilinear Plastic*. La longitud modelada para estos elementos es de punto de trabajo a punto de trabajo, lo cual no es representativo de una riostra real, en que su largo debe tomarse como la distancia entre las potenciales rótulas plásticas que se formen durante el pandeo (unión viga-columna o solo en la viga), por lo tanto, para la modelación no lineal, así como en el diseño, se decide tomar una longitud efectiva de 0.8 la longitud geométrica como representativa de la longitud de pandeo.

El objetivo de la calibración consiste en ajustar el coeficiente que genera el decaimiento de la resistencia a compresión de la riostra, el cual corresponde a  $n = 1.4$  para el caso de secciones *W*. A continuación, se presenta la curva envolvente fuerza-deformación genérica utilizada en estos elementos.

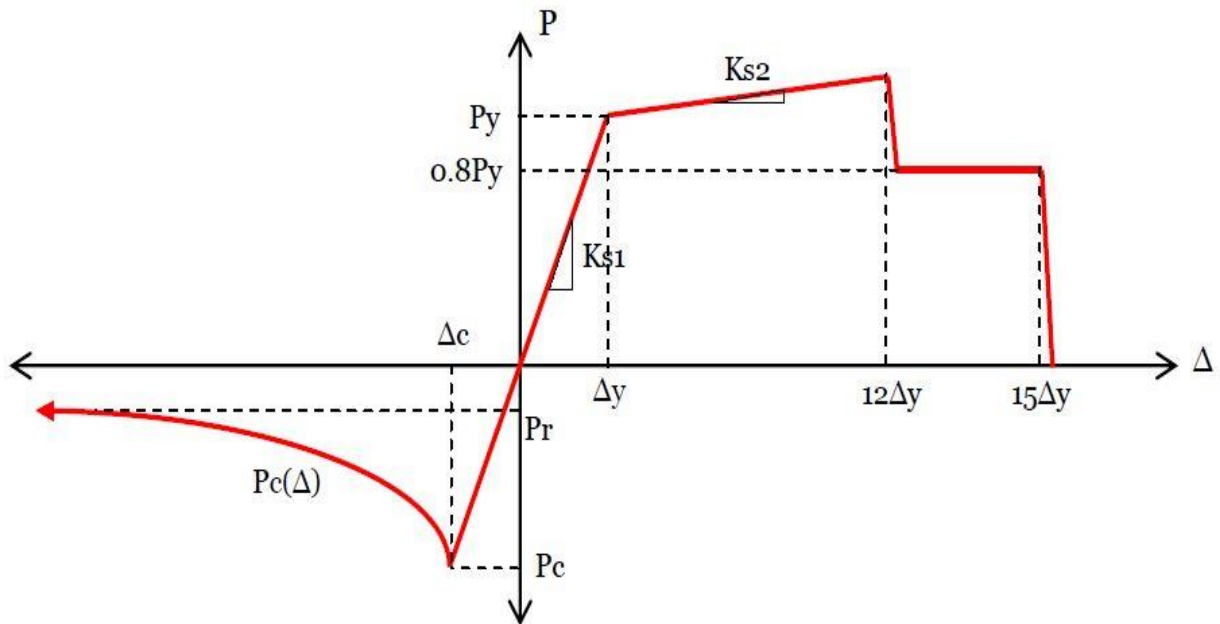


Figura 3.5: Curva fuerza-desplazamiento para arriostramientos verticales (Urzúa, 2015).

En donde los parámetros de la curva son:

$P_c(\Delta)$	[kN]	Fuerza post pandeo, donde $n = 1.4$ . $P_c(\Delta) = \min(P_r, P_c[\Delta_c/\Delta]^n)$	(3-5)
---------------	------	--	-------

$P_r$	[kN]	Fuerza residual, $P_r = 0.2P_c$
-------	------	---------------------------------

$P_c$	[kN]	Fuerza de pandeo inelástico, $P_c = F_{cre}A_g$
-------	------	---

$F_{cre}$	[MPa]	Tensión de pandeo flexural para secciones compactas según ecuaciones E3-2 y E3-3 de AISC360-10, considerando lo impuesto en AISC341-10, capítulo F2.3.
-----------	-------	--

$F_{cre} = [0.658^{F_{ye}/F_e}]F_{ye}$	si	$KL_e/r \leq 4.71\sqrt{E_s/F_{ye}}$	(3-6)
--	----	-------------------------------------	-------

$F_{cre} = 0.877F_e$	si	$KL_e/r > 4.71\sqrt{E_s/F_{ye}}$	(3-7)
----------------------	----	----------------------------------	-------



$F_e$	[MPa]	Tensión crítica de pandeo elástico según ecuación E3-4 de AISC360-10. $F_e = \pi^2 E_s / (KL_e/r)^2$	(3-8)
$F_{ye}$	[MPa]	Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$ , $F_{ye} = 325$ y $375$ para planchas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36, respectivamente.	
$F_y$	[MPa]	Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 250$ 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 AISC341-10.	
$A_g$	[mm <sup>2</sup> ]	Área bruta de la sección transversal del arriostramiento.	
$E_s$	[MPa]	Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ según AISC360-10.	
$L_e$	[mm]	Largo efectivo del arriostramiento.	
$\Delta_c$	[mm]	Desplazamiento de pandeo, $\Delta_c = P_c / K_{S1}$	
$\Delta_y$	[mm]	Desplazamiento de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_{S1}$	
$F_u$	[MPa]	Tensión de rotura especificada para el acero, $F_u = 400$ para acero calidad ASTM A36.	
$F_{ue}$	[MPa]	Tensión de rotura esperada para el acero, $F_{ue} = F_u R_t = 480$ 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 AISC341-10.	
$K$	[-]	Factor de longitud efectiva, $K = 0.8$ , según punto 5.6.2.3.2 de FEMA356.	
$K_{S1}$	$\left[ \frac{kN}{mm} \right]$	Rigidez axial elástica del arriostramiento, $K_{S1} = E_s A_g / L_e$	
$K_{S2}$	$\left[ \frac{kN}{mm} \right]$	Rigidez axial post fluencia del arriostramiento, $K_{S2} = (P_u - P_y) / (\Delta_u - \Delta_y)$	
$P_y$	[kN]	Fuerza esperada de fluencia, $P_y = F_{ye} A_g$	
$P_u$	[kN]	Fuerza esperada de rotura, $P_u = F_{ue} A_g$	

La degradación histerética se modela con un modelo de pivote (Dowell, Seible, & Wilson, 1998), el cual ya viene incorporado en el software SAP2000 para elementos tipo *Link*. En la siguiente figura se muestra la curva histerética en función de los distintos parámetros que la definen.

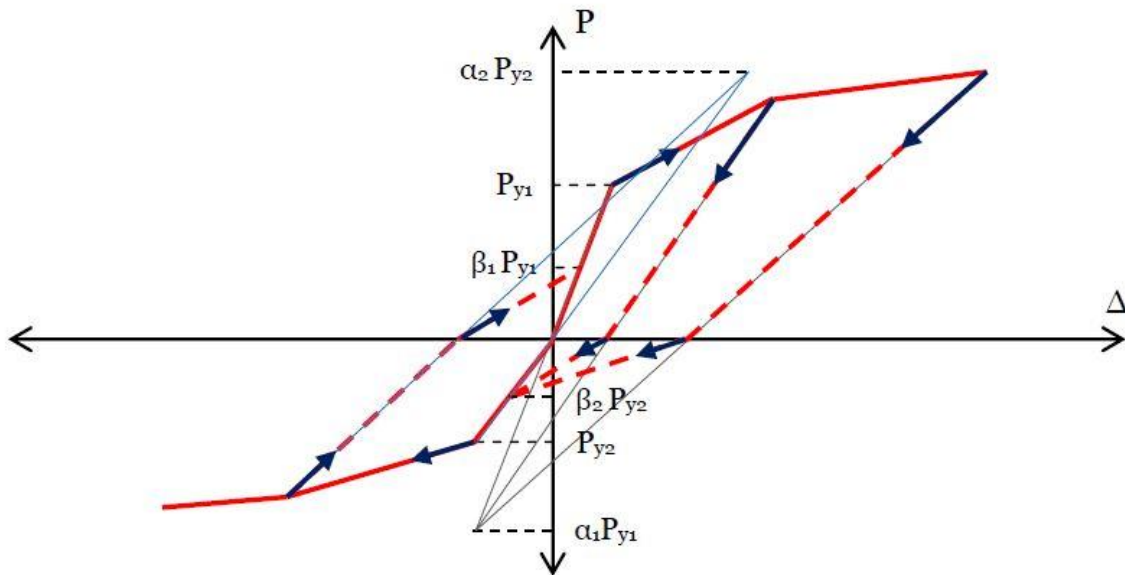


Figura 3.6: Modelo histerético de pivote (Urzúa, 2015).

Donde los parámetros de control de la curva 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 por Urzúa para definir la ley de histéresis son establecidos de forma que produzcan un comportamiento similar al característico de arriostramientos bajo cargas cíclicas, y son los siguientes:

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

### 3.4.3 Modelo No Lineal del Anclaje Estructura-Fundación

El anclaje de la estructura a su fundación está compuesto por dos elementos principales: los pernos de anclaje y la llave de corte. Cada uno se caracteriza por la sollicitación que se asume que están resistiendo (supuestos usados en el diseño); en este caso corresponde a la fuerza de tracción en el anclaje (tomada por los pernos de anclaje), y el corte basal (tomado por la llave de corte). Las disposiciones normativas vigentes permiten suponer que el desempeño de las llaves de corte ha sido adecuado para sismos de grandes magnitudes (NCh2369, C.8.6), por lo que se considera que el corte basal se transmite de forma lineal y elástica a la fundación.

Por otro lado, la normativa nacional incluye el elemento de la silla de anclaje (NCh2369 C.8.6.2), la cual exige que parte de la longitud de los pernos quede expuesta, no estando embebida en el hormigón del pedestal que soporta a la estructura (que trabaja principalmente a compresión). Esto permite que el diseño realizado según estas disposiciones haga que la falla se produzca en los pernos y no en el hormigón, fenómeno que se verifica al ver plastificación en las barras durante sismos intensos, actuando como fusible sísmico y disipando energía. La forma de modelar esta conexión puede verse en la figura 3.7 (Der.), la que consiste en dos elementos no lineales tipo *Link* dispuestos en paralelo; el elemento a la izquierda representa a los pernos de anclaje, modelados por un elemento *Link Multilinear Plastic*, y el elemento a la derecha representa al pedestal, modelado por un elemento *Gap*.

La forma de conectar el perno a la silla de anclaje implica que la columna no transmitirá esfuerzos compresivos a los pernos, sino al pedestal de hormigón, lo cual permite definir la curva envolvente. En la figura 3.8 puede apreciarse la envolvente que caracteriza el comportamiento de los pernos de anclaje, definida por Urzúa (2015) basándose en el comportamiento mecánico esperado en la conexión; se toma como deformación de fluencia y rotura a los valores especificados por la norma ASTM para el material considerado (acero A36), lo que se traduce en una deformación de rotura igual al 20% de la distancia entre tope de pedestal y tope de silla. En el trabajo realizado por Chávez (2011) se presentan los resultados de ensayos realizados a barras lisas de acero de la misma calidad, indicando sus valores de fluencia y rotura. Se concluye que son prácticamente los mismos a los especificados en la Tabla I-6-1 de la AISC 341-10, por lo que se toman estos valores para el desarrollo del modelo.

La curva envolvente de los pernos incluye una pendiente muy baja en compresión, de forma que estos esfuerzos puedan ser rápidamente transmitidos al elemento que representa al pedestal, que tiene un comportamiento lineal y elástico. Su rigidez se considera de un orden mayor a la rigidez de las columnas de la estructura, de forma que se eviten inestabilidades numéricas.

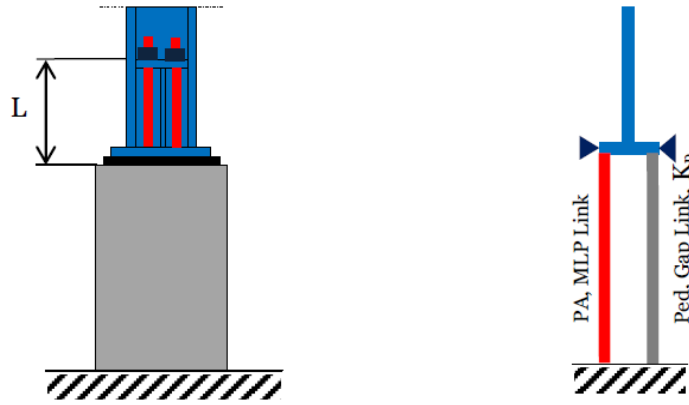


Figura 3.7: (Izq.) Esquema silla de anclaje. (Der.) Modelación en SAP2000 (Urzúa, 2015).

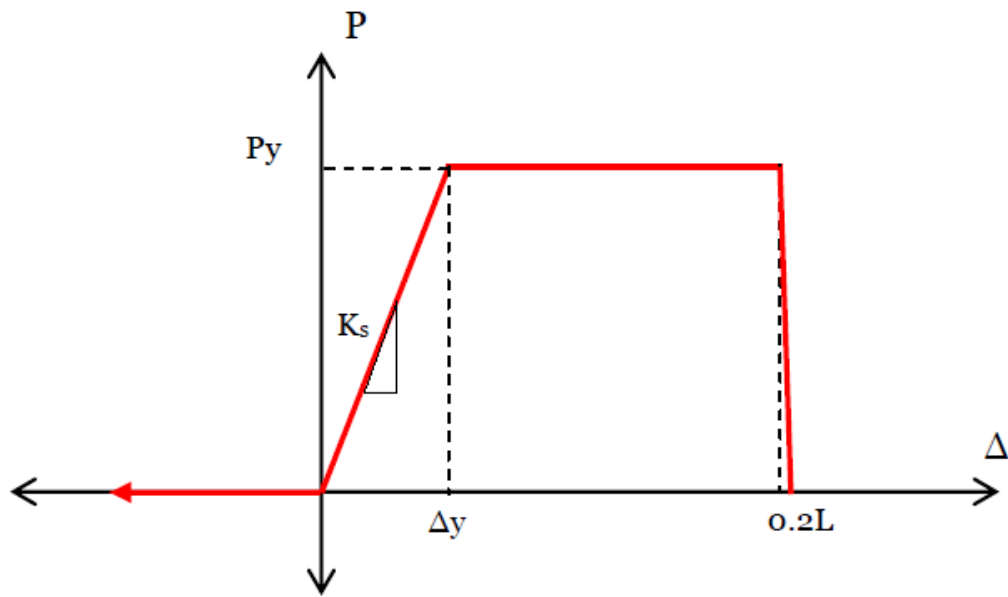


Figura 3.8: Curva envolvente para pernos de anclaje (Urzúa, 2015).

Donde los parámetros de la curva envolvente son:

$P_y$	[kN]	Fuerza esperada de fluencia, $P_y = F_{ye}A_s$
$F_{ye}$	[MPa]	Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$ , $F_{ye} = 375$ para barras de acero ASTM A36.
$F_y$	[MPa]	Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 250$ para acero ASTM A36.
$R_y$	[-]	Razón entre la fluencia esperada y la fluencia especificada $F_y$ , $R_y = 1.5$ para barras de acero ASTM A36 según Tabla I-6-1 de la AISC 341-10.

$A_s$	$[mm^2]$	Área bruta de la sección total de pernos de anclaje.
$E_s$	$[MPa]$	Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ según AISC 360-10.
$K_c$	$\left[ \frac{kN}{mm} \right]$	Rigidez axial de columnas de la estructura.
$K_s$	$\left[ \frac{kN}{mm} \right]$	Rigidez axial de los pernos de anclaje, $K_s = \frac{E_s A_s}{L}$
$K_p$	$\left[ \frac{kN}{mm} \right]$	Rigidez axial del pedestal, $K_p = 10K_c$
$L$	$[mm]$	Largo libre de pernos de anclaje entre el tope del pedestal y el tope de la placa de apoyo de la silla, según NCh2369 C.8.2. No se considera la contribución de parte de la longitud embebida en la longitud libre de los pernos.
$\Delta_y$	$[mm]$	Desplazamiento de fluencia, $\Delta_y = P_y/K_s$

La ley hysterética usada por Urzúa (2015) considera que los pernos de anclaje son sometidos solo a tracción durante cada ciclo de carga, por lo que utiliza un modelo cinemático (ver figura 3.9) sin degradación de rigidez ni resistencia, el cual ya viene implementado en el software SAP2000 para elementos tipo *Link*.

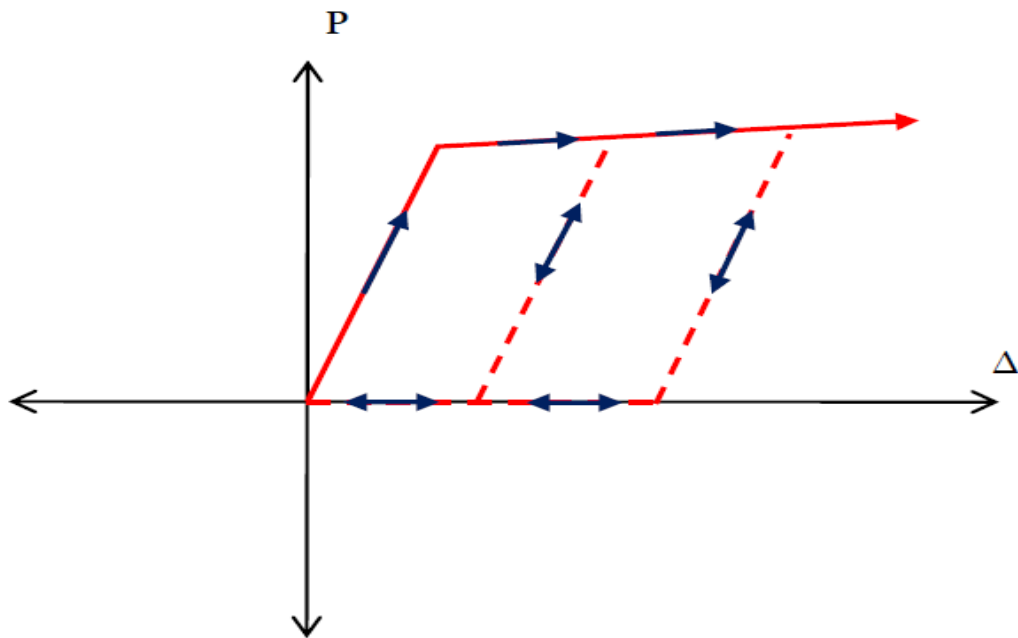


Figura 3.9: Curva histerética de los pernos de anclaje (Urzúa, 2015).

### 3.4.4 Modos de Falla No Simulados

Los modos de falla indican un criterio para definir si la estructura en análisis colapsa ante las cargas inducidas o no. En función de lo anterior, es necesario definir qué modos de falla gobiernan a los distintos elementos del sistema sismorresistente (arriostramientos,

vigas, columnas y pernos de anclaje), y cómo se pueden prevenir o evaluar, dado el nivel de modelación logrado.

Una de las ventajas de modelar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales es que se puede controlar uno o más modos de fallas (intrínsecos al elemento) dependiendo de la calidad de la modelación. En este caso, el comportamiento no lineal se concentra en los arriostramientos (ambas prácticas) y pernos de anclaje (práctica chilena). De esta forma es posible controlar los modos de falla dominantes durante el desarrollo de los análisis no lineales tales como el pandeo flexural, en el caso de arriostramientos, y fluencia en tracción, en el caso de los pernos de anclaje.

Otros modos de falla no pueden ser simulados, dado que la calidad del modelo no lineal no logra abarcar la totalidad de casos de falla posibles para el elemento. En este caso hay que definir criterios que permitan definir si el modo no simulado ocurre, basándose en los resultados del análisis.

En primer lugar, la modelación no lineal de arriostramientos dada por Urzúa (2015), en su tramo en tracción, considera un modo de falla no simulado de fractura por fatiga de bajo ciclaje, el cual se refleja en la deformación de rotura del arriostramiento, considerada como un 15% del largo de la riostra, en vez del 20% esperado para un elemento en tracción monotónica.

La fractura en columnas también es considerada como un criterio de colapso, ya que es precursora de inestabilidad lateral y eventual colapso estructural; Urzúa señala que, como las columnas son modeladas con un comportamiento elástico lineal, este corresponde a un modo de falla no simulado. Estudios previos recopilados por Urzúa muestran que se produce una pérdida en la capacidad resistente en las columnas ante una deriva de entre el 7% al 9%, mientras que ensayos de la aplicación cuasi-estática de una historia de desplazamiento en el nivel superior de un marco plano arriostrado en chevron, realizados por Uriz y Mahin (2008), resultan en que una deriva de un 4% significa una pérdida drástica de la resistencia lateral, dado que a este nivel de deformación se observó que las alas internas de las columnas del espécimen ensayado se fracturaron. Con esta consideración, se define un modo de falla no simulado para este caso: cuando la deriva entre pisos, en algún nivel, sea de un 4%.

En el caso de la práctica norteamericana, ya que el anclaje se considera rígido y elástico en la fundación, se tendrá que el comportamiento de los pernos no es modelado explícitamente ni formarán parte del análisis. Esto implica que la estructura tendrá un comportamiento tal que será capaz de soportar derivas exageradas, sin considerar inestabilidades globales o locales que podrían ser producto del desarrollo de estos análisis. Cuando se producen estos desplazamientos las riostras ya están trabajando en su capacidad (fluencia en tracción o resistencia residual a compresión), por lo que la viga en donde se intersectan sufre el máximo de su sollicitación esperada; posteriormente existe la posibilidad de que se fracturen los elementos fusibles del marco, por lo tanto, en la situación de que todas las riostras fallen, se tendrá que el marco trabajará como un enrejado inestable debido al tipo de conexión viga-columna (conexión a corte) que se modela rotulada. Para esto se define un modo de falla no simulado (MFNS) que se gatilla, conservadoramente, cuando todas las riostras traccionadas llegan a una deformación de, al menos,  $12\Delta_y$  (ver figura 3.5), encontrándose cerca de la fractura.

Finalmente, se tendrá registro de la interacción entre los esfuerzos solicitantes en los elementos que conformen el sistema sismorresistente, por lo que es posible evaluar un factor de utilización (demanda/capacidad) de cada elemento. Conservadoramente, se tendrá eventual colapso cuando este factor sea mayor que 1.0 para cualquier columna del marco sísmico de la estructura. La resistencia de las columnas se evalúa usando propiedades esperadas y el 100% del largo libre en compresión; según Cristián Urzúa (2015) se espera que las columnas fallen por la interacción de sus esfuerzos antes de que se fracturen.

De esta forma, todos los modos de falla que indiquen colapso son considerados al momento de definir si el modelo colapsa o no. En resumen, los criterios son los siguientes:

- 1) El factor de utilización de las columnas es mayor a 1.0.
- 2) Las columnas se fracturan (MFNS).
- 3) Riostras alcanzan una deformación de  $12\Delta_y$  (MFNS).
- 4) Anclajes se fracturan durante el análisis (caso dúctil).

### 3.5 ANÁLISIS NO LINEALES

La evaluación de los parámetros de desempeño de una estructura se obtiene a través de la realización de análisis no lineales de tipo estático (*push-over*) y dinámico (*tiempo-historia*). A través del primero se obtienen los parámetros de *Sobrerresistencia* ( $\Omega$ ) del sistema, la *Ductilidad* del sistema ( $\mu_T$ ) y el *Factor de Reducción de la Respuesta* (R). El segundo permite la obtención de la *Intensidad Media de Colapso* ( $S_{CT}$ ), la *Razón del Margen de Colapso* (CMR) y la distribución de energía entre arriostramientos y anclajes.

La Metodología impone una combinación de cargas gravitacionales y masa sísmica (Ec. 3-9; Ec. 6-1 FEMA P695) que representa, a través de sus factores de mayoración, valores medios para variables aleatorias normalmente distribuidas.

$$1.05D + 0.25L \quad (3-9)$$

#### 3.5.1 Análisis No Lineal Estático (Push-Over)

Este análisis consiste en aplicar una carga lateral, de forma lenta y gradual hasta generar el colapso del modelo estructural, lo que sucede al gatillarse el primer modo de falla definido, simulado o no. Esto es realizado en una sola dirección (en ambos sentidos) ya que los análisis se realizan de forma bidimensional.

Para aplicar el análisis se utiliza una función de tiempo-historia, de forma que las cargas definidas en las ecuaciones 3-9 y 3-10 sean aplicadas de forma cuasi-estática, lo que se logra imponiendo una razón de amortiguamiento crítico muy alta (0.999). Esto asegura un buen desarrollo del análisis dado que no presenta problemas de convergencia asociados a la multiplicidad de soluciones inducidos por no linealidades abruptas, como el pandeo 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).

El análisis se separa en dos etapas; durante la primera se aplican las cargas gravitacionales de la Ec. 3-9. En la segunda etapa se procede a aplicar la carga lateral, planteando el mismo nivel de amortiguamiento mencionado previamente, y por la misma razón. El patrón de cargas lateral es definido en la Metodología y se aplica por nivel, donde para el nivel  $x$  es aplicada una fuerza  $F_x$ , la cual es proporcional a la masa del nivel y a la forma modal fundamental de la estructura (Ec. 3-10).

$$F_x \propto m_x \phi_{n,x} \quad (3-10)$$

Donde  $m_x$  es la masa en el nivel  $x$  y  $\phi_{n,x}$  corresponde a la forma modal fundamental en el nivel  $x$ .

Los resultados del análisis arrojan el corte basal soportado por la estructura a medida que se desplaza el nivel superior de la misma, obteniéndose la curva *push-over*. El desplazamiento último,  $\delta_u$ , se obtiene cuando la estructura ha reducido el corte basal a un 80% del máximo obtenido durante el análisis, o se ha gatillado un modo de falla no simulado. A continuación, se muestra una curva genérica de este tipo de análisis.

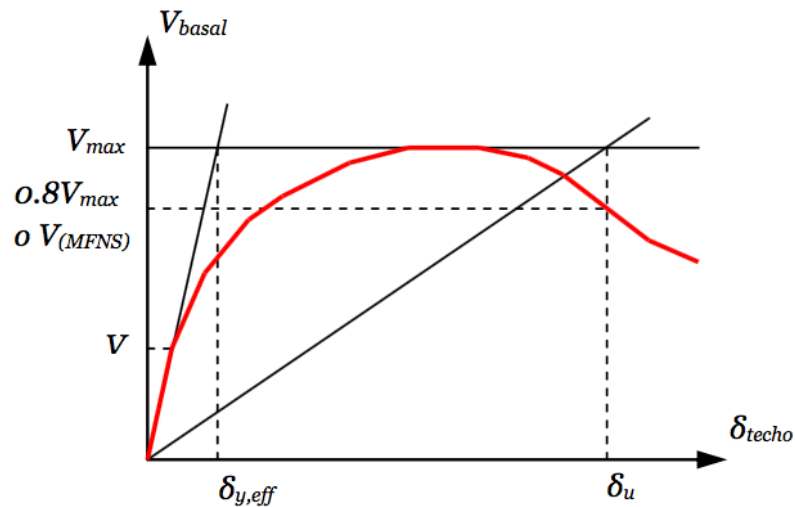


Figura 3.10: Curva esperada de análisis push-over (Urzúa, 2015).

A partir de esta curva, se definen los parámetros para evaluar el desempeño según la Metodología:

- 1) Sobrerresistencia,  $\Omega$ : se define como la razón entre el corte basal máximo y el de diseño:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (3-11)$$



- 2) Ductilidad basada en el período,  $\mu_T$ : se define como la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia ( $\delta_{y,eff}$ ):

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (3-12)$$

- 3) El desplazamiento de fluencia se define como:

$$\delta_{y,eff} = \frac{C_0 V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad (3-13)$$

Donde  $C_0$  se obtiene de la ecuación C3-4 de ASCE/SEI 41-06 “*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*”, (ASCE, 2006):

$$C_0 = \phi_{n,r} \frac{\sum_{z=1}^N m_z \phi_{n,z}}{\sum_{z=1}^N m_z \phi_{n,z}^2} \quad (3-14)$$

Donde  $W$  corresponde al peso de la estructura, y  $T$  es su período fundamental en la dirección de análisis,  $m_z$  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 del techo, y  $N$  es el número de niveles.

- 4) También se obtiene una aproximación del Factor de Reducción de la Respuesta,  $R$ , basándose en lo indicado por el estándar “*Structural Response Modification Factors*” (ATC-19, 1995) en donde se define:

$$R = \Omega R_\mu \quad (3-15)$$

Donde  $R_\mu$  es el Factor de Ductilidad, que se basa en las relaciones estudiadas, definidas y propuestas por Newmark y Hall (1982) y representa la reducción de fuerza sísmica que presentará un sistema con sobrerresistencia unitaria (Urzúa, 2015). Este parámetro se define para rangos de períodos que abarcan gran parte del espectro de diseño, considerando que en valores intermedios a los definidos puede interpolarse linealmente. Las expresiones usadas se indican en las ecuaciones 3-16[a], 3-16[b] y 3-16[c].

$$R_\mu = \begin{array}{ll} \frac{1.0}{\mu} & 0 < T < 0.03 \quad (3-16[a]) \\ \sqrt{2\mu - 1} & 0.12 < T < 0.50 \quad (3-16[b]) \\ \mu & 1.0 < T \quad (3-16[c]) \end{array}$$

### 3.5.2 Análisis No Lineal Dinámico (Tiempo-Historia)

El análisis no lineal dinámico es realizado para la obtención de los parámetros de desempeño sísmico correspondientes a la Intensidad Mediana de Colapso ( $S_{CT}$ ) y la Razón del Margen de Colapso ( $CMR$ ), con el fin de definir si los modelos cumplen con el estándar de desempeño definido por la Metodología, y además se obtiene la distribución de energía sísmica disipada, desagregada por mecanismo de disipación. Este análisis es realizado bajo la misma carga gravitacional definida en la ecuación 3-9, además del uso de los acelerogramas definidos a continuación.

#### Registros Sísmicos

Se utilizan registros de aceleración generados por sismos intensos producidos en territorio nacional. Estos están disponibles en bases de datos chilenas [www.terremotos.ing.uchile.cl] y norteamericanas [www.strongmotioncenter.org], y se seleccionan considerando aquellos con un PGA mayor a  $0.2g$ . Se destaca el hecho de que se consideran los acelerogramas de las componentes horizontales y verticales del registro, en vez de considerar solo la horizontal como es el caso del diseño según la NCh433, debido a que los pernos de anclaje son altamente sensibles al movimiento vertical de la estructura. En las Tablas 3-2 y 3-3 se describen los registros utilizados para el análisis, dando parámetros sísmicos que indican la capacidad destructiva de cada evento, como lo son la *Intensidad de Arias* y el *Potencial Destructivo*.

Tabla 3-2: Registros sísmicos utilizados en análisis dinámico (Urzúa, 2015).

Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Nº Reg	Comp.	Dur. [s]	dt [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

Tabla 3-3: Registros sísmicos utilizados en análisis dinámico (continuación).

Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Nº Reg	Comp.	Dur. [s]	dt [s]	PGA [g]	IA [m/s]	PD [ms]
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	0.01	0.70	17.46	1.53E-01
				23	NS	83.0	0.01	0.93	19.86	1.70E-01
				24	V	83.0	0.01	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	0.01	0.24	1.61	7.12E-03
				29	NS	222.0	0.01	0.36	2.43	1.15E-02
				30	V	222.0	0.01	0.16	0.90	1.73E-03

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

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

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

La Intensidad del Máximo Sismo Considerado ( $S_{MT}$ ) corresponde a la aceleración que solicita a la estructura para un sismo de nivel MCE (*Maximum Considered Earthquake*), que se define como el nivel máximo del movimiento del suelo que puede ocurrir en el lugar de edificación, y puede tener una intensidad que se considera como “el nivel de movimiento sísmico del suelo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 100 años” (NCh2745.Of2003, INN 2003). Dado que la NCh433 no define un espectro de diseño a nivel de MCE, se procede a utilizar el pseudoespectro de aceleración entregado por la NCh2745.Of2003 (INN, 2003). A continuación, se muestra un esquema del espectro considerado, en función de los parámetros que lo definen.

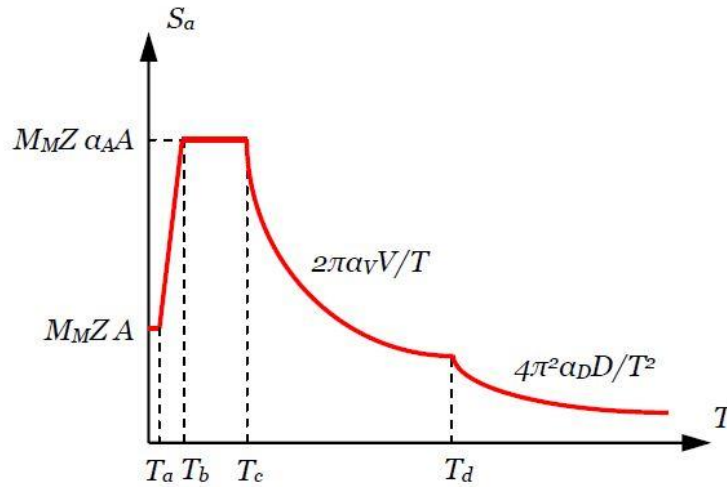


Figura 3.11: Pseudoespectro de aceleración a nivel MCE, NCh2745 (Urzúa, 2015).

Donde los parámetros son:

$M_M$	[-]	Factor de amplificación para el máximo sismo considerado, $M_M = 1.2$ según Tabla 3 NCh2745.
$Z$	[-]	Amplificación por zona sísmica, $Z = 1$ para zona sísmica II según Tabla 5 NCh2745.
$A$	[-]	Aceleración máxima del suelo, $A = 0.41g$ para suelo tipo B según C8.4.1 NCh2745.
$\alpha_A A$	$\left[\frac{cm}{s^2}\right]$	Aceleración máxima, $\alpha_A A = 1100$ para suelo tipo B según Tabla 6 NCh2745.
$\alpha_V V$	$\left[\frac{cm}{s}\right]$	$\alpha_V V = 94$ para suelo tipo B según Tabla 6 NCh2745.
$\alpha_D D$	[cm]	$\alpha_D D = 30$ para suelo tipo B según Tabla 6 NCh2745.
$T_a, T_b, T_c, T_d$	[s]	Períodos característicos del espectro, $T_a = 0.03$ , $T_b = 0.20$ , $T_c = 0.54$ , $T_d = 2.00$ según Tabla 6 NCh2745.

Por otro lado, la Intensidad Mediana de Colapso ( $S_{CT}$ ) se obtiene escalando la amplitud de los acelerogramas por un factor tal que la estructura colapse en un 50% de los análisis tiempo-historia realizados.

La Metodología requiere que el  $CMR$  obtenido se ajuste según la forma espectral de los sismos registrados, dado que los mecanismos de actividad sísmica varían para dar origen a cada evento. En el caso de los registros chilenos esta corrección no es realizada, ya que el mecanismo sismogénico de los eventos considerados en este estudio corresponden siempre a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana.

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

La energía disipada por los elementos en estudio (arriostramientos y pernos de anclaje), a nivel de colapso, se determina por medio del trabajo mecánico acumulado en el tiempo por cada elemento. Si definimos  $p(t)$  y  $\delta(t)$  como las lecturas discretas de carga axial y deformación en el tiempo  $t$ , respectivamente, el trabajo estaría dado por:

$$W(t) = \frac{1}{2}(p(t) + p(t - 1)) \cdot (\delta(t) - \delta(t - 1))$$

Luego, el trabajo acumulado hasta un tiempo  $t_0$  es:

$$\bar{W}(t_0) = \sum^{t_0} W(t)$$

### **3.5.3 Disipación de Energía por Amortiguamiento Viscoso**

La razón de amortiguamiento crítico para el acero, dado por la normativa de diseño sísmico chilena ( $\xi = 0.03$ , Tabla 5-5, NCh2369 (INN, 2003)), considera una serie de efectos que disipan energía sísmica. En este estudio, debido a que los principales elementos que disipan energía en el modelo (riostros y pernos de anclaje) tienen la capacidad de disipar energía producto de su respuesta histerética, se considera un amortiguamiento viscoso menor para la ejecución de los análisis dinámicos, dándole el valor de un 1% a los modos con mayor participación modal. Esto representa la disipación que ocurre en el deslizamiento de conexiones y empalmes apernados, plastificaciones locales menores, daño en los elementos gravitacionales, etc. Se debe verificar que, una vez obtenido el factor de escalamiento que colapsa los modelos en un 50% de los registros utilizados, la mayor cantidad de disipación de energía sísmica se realice en arriostramientos y pernos de anclaje (Urzúa, 2015).

### **3.5.4 Métodos de Análisis en SAP2000**

Los modelos analizados son bidimensionales, simplificación realizada gracias a la simetría biaxial de la estructuración (ver figura 1.1), por lo que se tributa un cuarto de la superficie total por planta a cada marco sísmico y, por ende, un cuarto del peso sísmico total.

Los modelos se conforman del sistema sismorresistente, junto al aporte de los elementos gravitacionales de la estructura, lo cual está condensado en una *Lean Column*, unida lateralmente, en cada nivel de la estructura, al marco arriostrado.

Para el caso del análisis no lineal estático, se adopta la solución dada por la Integración Directa ("*Direct Integration*"), de forma que puedan incluirse efectos P-delta en el proceso, y obtener con precisión los parámetros de desempeño.

Por otro lado, el análisis no lineal dinámico es computacionalmente demandante, por lo tanto, y debido a la cantidad de análisis que deben ser realizados, se adopta la solución dada por el "*Fast Nonlinear Analysis*" de forma que los análisis sean realizados en un tiempo razonable. El método empleado se desarrolló para sistemas que separan los componentes no lineales de la parte elástica de la estructura, y que a su vez son modelados

a través de elementos de plasticidad concentrada, o tipo *Link*. La resolución de la parte elástica de la estructura se realiza utilizando vectores de *Ritz*, y la parte no lineal es resuelta iterativamente.

### 3.6 INCERTIDUMBRE TOTAL DE LA EVALUACIÓN

La Metodología define criterios para establecer la calidad de la información recopilada para el desarrollo de los modelos en evaluación, los cuales dependen de la confianza que se tenga en los criterios de diseño utilizados, los ensayos experimentales para realizar los ajustes de los modelos no lineales, los mismos modelos no lineales definidos para este trabajo, y la variabilidad implícita en los registros sísmicos utilizados. La ecuación 7-5 de la Metodología define la incertidumbre total:

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

Donde:

- a)  $\beta_{TOT}$ : Incertidumbre total al colapso del sistema.
- b)  $\beta_{RTR}$ : Incertidumbre registro a registro (3.5.3 de FEMA P695).
- c)  $\beta_{DR}$ : Incertidumbre en los criterios de diseño (3.2.5 de FEMA P695).
- d)  $\beta_{TD}$ : Incertidumbre en la información experimental utilizada en calibraciones de modelos no lineales (3.2.7 de FEMA P695).
- e)  $\beta_{MDL}$ : Incertidumbre en la modelación (3.4.10 de FEMA P695).

#### 3.6.1 Incertidumbre Registro a Registro

Corresponde a la incertidumbre debida a la variabilidad en la respuesta ante distintas excitaciones sísmicas, variabilidad que depende del contenido de frecuencias del registro y sus características dinámicas. Basados en estudios anexados a la Metodología (7.3.1 FEMA P695) se tiene que una incertidumbre  $\beta_{RTR} = 0.40$  es asumida para la evaluación del desempeño en estructuras que muestren una ductilidad mayor a 3. Conservadoramente, se tomará este valor como incertidumbre registro a registro.

#### 3.6.2 Incertidumbre en los Criterios de Diseño

Se relaciona con la robustez de los requerimientos de diseño, y la extensión bajo la cual aseguran el resguardo de la vida ante modos de falla no anticipados. Dado que los criterios de diseño son los mismos que utilizó Urzúa (2015), estos reciben para este trabajo la calidad de (A) Superior, según lo establecido en la Metodología en la Tabla 3-1 (FEMA P695).

$$\beta_{DR} = 0.10$$

### 3.6.3 Incertidumbre en la Información Experimental

Los estudios usados por Urzúa (2015) para ajustar los modelos de comportamiento no lineal tienen limitaciones, las que generan diferencias entre el comportamiento modelado y lo observado en los experimentos.

En el caso de los arriostramientos, a pesar de que los puntales ensayados cubren una gran gama de esbelteces y geometrías, las dimensiones utilizadas no cubren el espectro que otorga un catálogo de perfiles comercial, lo que implica que el uso de riostras de dimensiones muy distintas de las estudiadas podría significar un comportamiento diferente del obtenido en los experimentos.

Además, no se cuenta con una calibración publicada del comportamiento no lineal de los pernos de anclaje; a pesar de que se presenta el modelo utilizado por Urzúa, no se asegura que el comportamiento sea el postulado en su trabajo.

Dado lo anterior, se considera que la calidad de la información experimental es de calificación (B) Buena, según la Tabla 3-2 de la Metodología (FEMA P695).

$$\beta_{TD} = 0.20$$

### 3.6.4 Incertidumbre en los Modelos No Lineales

Los modelos analíticos planteados por Urzúa (2015) para definir el comportamiento de arriostramientos y pernos de anclaje pueden representar adecuadamente el comportamiento global de una estructura mientras no se produzcan modos de falla locales, los cuales se previenen con los criterios de diseño utilizados o corresponden a modos de falla no simulados. Cabe destacar que se considera que la fractura por fatiga de bajo ciclaje se incluye dentro de la modelación del comportamiento no lineal de arriostramientos en la deformación última que estos alcanzan en su curva de fuerza-desplazamiento (figura 3.5), pero se considera como un modo de falla no simulado.

La fractura en columnas se controla mediante la deriva resultante de los análisis, mientras que la interacción entre los esfuerzos solicitantes en estos elementos se controla a través del factor de utilización obtenido en ellos.

A pesar de que no se cuenta con datos experimentales que permitan definir una curva fuerza-deformación para pernos de anclaje calibrada, el hecho de que su comportamiento sea predecible (trabajo solo a tracción) permite la validación del modelo planteado, dado que la fluencia en tracción es la que corresponde a su mecanismo de disipación de energía. Según la Tabla 3-2 de FEMA P695, se le otorga una calificación tipo (B), Buena, a los modelos de comportamiento no lineal.

$$\beta_{MDL} = 0.20$$

Finalmente, definida la calidad de la información requerida para la aplicación de la Metodología, se tiene que la incertidumbre total del estudio es:

$$\beta_{TOT} = 0.50$$

## CAPÍTULO 4: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA PRÁCTICA NORTEAMERICANA

En el Anexo A se muestran las secciones resultantes, cargas utilizadas en el diseño y la disposición de los elementos no lineales, para los modelos de 3, 6 y 9 pisos de altura. Se destaca el hecho de que el anclaje de la estructura a la fundación se considera rígido. A continuación, se muestran los resultados de la aplicación de la Metodología para el caso de la práctica norteamericana.

### 4.1 APLICACIÓN DE LAS BASES DE DISEÑO

Se destaca el hecho de que el diseño de los modelos, para las 3 alturas distintas, converge a que la sollicitación del corte basal en todos los casos es mínima salvo el caso de 3 pisos, en que la sollicitación en la base es levemente mayor al límite normativo. En la siguiente tabla se muestran los cortes basales del diseño final, y su respectivo factor de amplificación correspondiente a cada caso.

Tabla 4-1: Amplificación del corte basal.

<b>Altura</b>	<b><math>T</math></b>	<b><math>W_{sis}</math></b>	<b><math>V_{SAP\ 2000}</math></b>	<b><math>V_{min}</math></b>	<b><math>V_{max}</math></b>	<b><math>V_{diseño}</math></b>	<b><math>FA</math></b>	<b><math>R^*</math></b>	<b><math>R^{**}</math></b>
	[s]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
<b>3 Pisos</b>	0,61	7110	421	333	1197	421	1,00	6,71	6,71
<b>6 Pisos</b>	1,07	16242	397	694	2496	694	1,75	7,52	4,30
<b>9 Pisos</b>	1,47	24646	430	1476	5314	1476	3,43	7,53	2,20

Como parte de las bases del diseño, corresponde verificar que se cumple con las restricciones de la norma de diseño sísmico para estructuras urbanas en Chile.

#### 4.1.1 Verificación de la Deriva de Piso

En las Tablas 4-2, 4-3 y 4-4 se muestra la deriva por piso para los modelos estudiados. El límite normativo es de 0.002 de la altura entrepiso (ver figura 1.2).

Tabla 4-2: Deriva por piso, modelo de 3 pisos.

<b>Piso</b>	<b><math>\delta_{Ex}</math></b>	<b><math>H</math></b>	<b><math>\delta_{Ex}/H</math></b>	<b>Límite</b>	<b>Estatus</b>
	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
<b>Piso 1</b>	3,21	5500	0,0006	0,002	OK
<b>Piso 2</b>	2,66	4000	0,0007	0,002	OK
<b>Piso 3</b>	2,30	4000	0,0006	0,002	OK



Tabla 4-3: Deriva por piso, modelo de 6 pisos.

<b>Piso</b>	$\delta_{Ex}$	$H$	$\delta_{Ex}/H$	<b>Limite</b>	<b>Estatus</b>
	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
<b>Piso 1</b>	5,34	5500	0,0010	0,002	OK
<b>Piso 2</b>	3,24	4000	0,0008	0,002	OK
<b>Piso 3</b>	3,03	4000	0,0008	0,002	OK
<b>Piso 4</b>	2,44	4000	0,0006	0,002	OK
<b>Piso 5</b>	1,88	4000	0,0005	0,002	OK
<b>Piso 6</b>	1,45	4000	0,0004	0,002	OK

Tabla 4-4: Deriva por piso, modelo de 9 pisos.

<b>Piso</b>	$\delta_{Ex}$	$H$	$\delta_{Ex}/H$	<b>Limite</b>	<b>Estatus</b>
	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
<b>Piso 1</b>	5,53	5500	0,0010	0,002	OK
<b>Piso 2</b>	3,51	4000	0,0009	0,002	OK
<b>Piso 3</b>	3,83	4000	0,0010	0,002	OK
<b>Piso 4</b>	3,89	4000	0,0010	0,002	OK
<b>Piso 5</b>	4,07	4000	0,0010	0,002	OK
<b>Piso 6</b>	3,94	4000	0,0010	0,002	OK
<b>Piso 7</b>	3,56	4000	0,0009	0,002	OK
<b>Piso 8</b>	3,02	4000	0,0008	0,002	OK
<b>Piso 9</b>	2,57	4000	0,0006	0,002	OK

#### 4.1.2 Verificación de la Resistencia Estructural

En las figuras 4.1, 4.2 y 4.3 se muestra el factor de utilización para los distintos elementos estructurales resultantes del diseño, para las cargas definidas en el punto 3.1.1 combinadas según lo mencionado en el punto 3.1.2, y para las 3 alturas distintas.

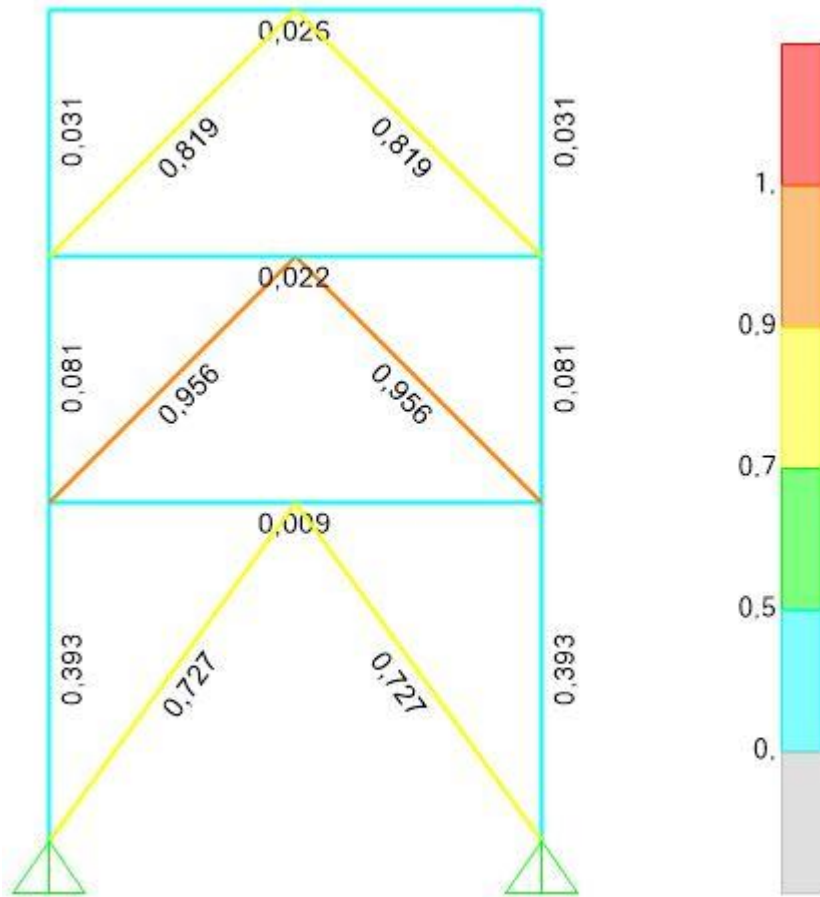


Figura 4.1: Verificación estructural, modelo de 3 pisos.

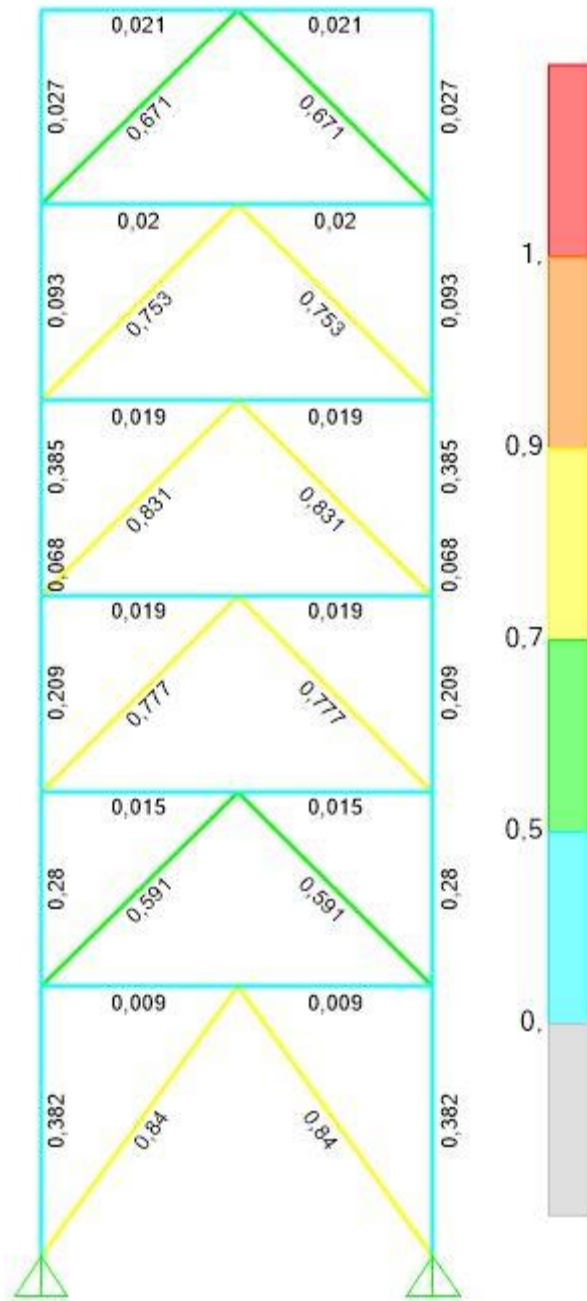


Figura 4.2: Verificación estructural, modelo de 6 pisos.

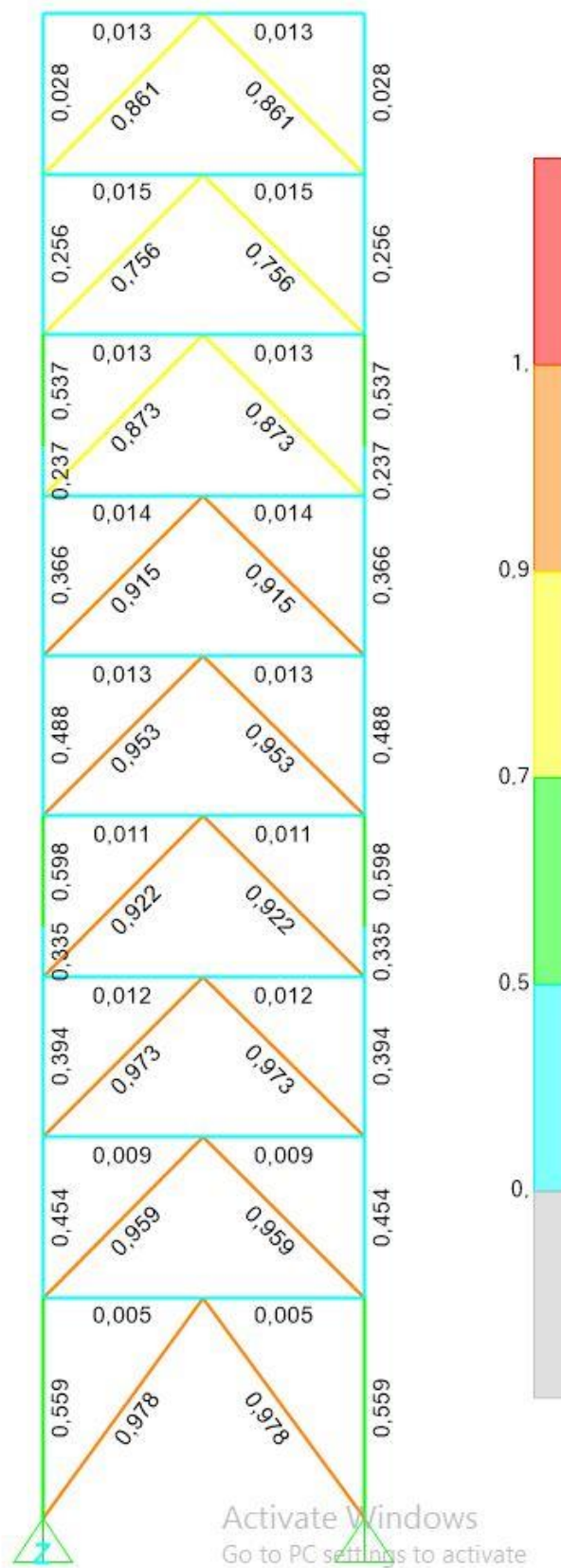


Figura 4.3: Verificación estructural, modelo de 9 pisos.

## 4.2 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

A continuación, se presentan los resultados de los análisis estáticos realizados. Se muestra el gráfico de las curvas *push-over*, además de los factores de desempeño definidos en la Metodología, para los modelos de 3, 6 y 9 pisos. Los análisis para los 3 modelos fueron considerados hasta el punto en que se gatilla un MFNS, el cual corresponde a la deriva máxima entre pisos para que la columna del sistema sismorresistente se fracture, o pierda su capacidad resistente.

De forma anexa (ver Anexo C) se entrega la secuencia de plastificación generada en el sentido positivo de la dirección de análisis. En general, la secuencia comienza con el pandeo de los arriostramientos trabajando en compresión, para luego dar paso a la fluencia, controlada por los arriostramientos que trabajan en tracción. Se nota la tendencia de que, a medida que aumenta la altura del modelo, una menor proporción de arriostramientos entran en el rango no lineal; para el modelo de 3 pisos todos los arriostramientos pasan el límite, mientras que el modelo de 9 pisos solo lo hacen alrededor de 2/3 de los elementos fusibles.

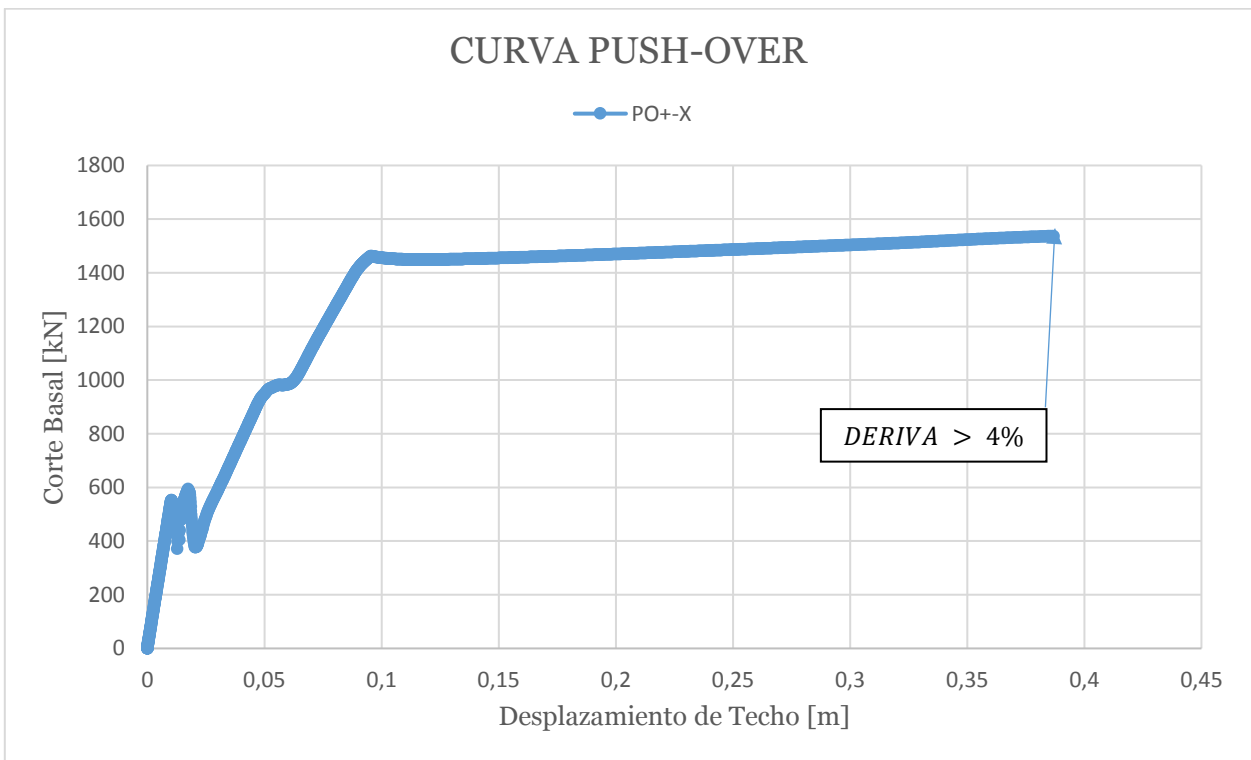


Figura 4.4: Curva resultante de análisis estático, modelo de 3 pisos.

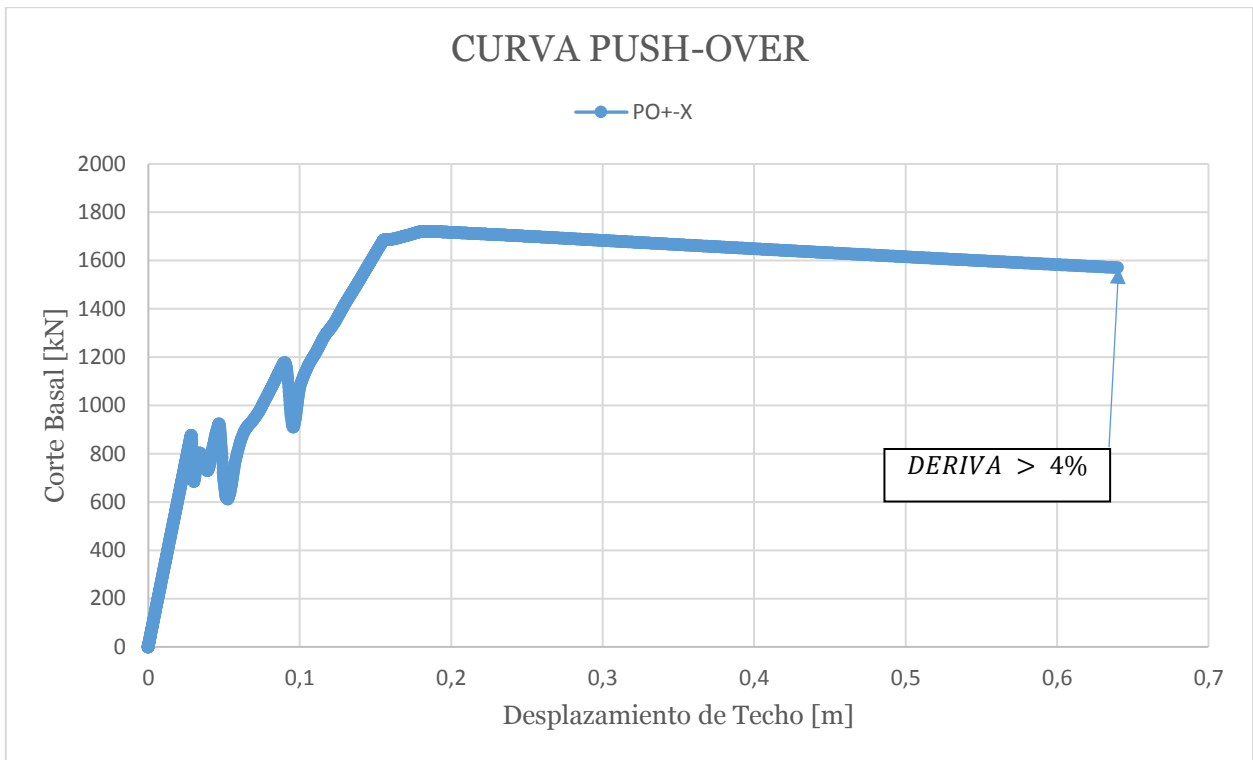


Figura 4.5: Curva resultante de análisis estático, modelo de 6 pisos.

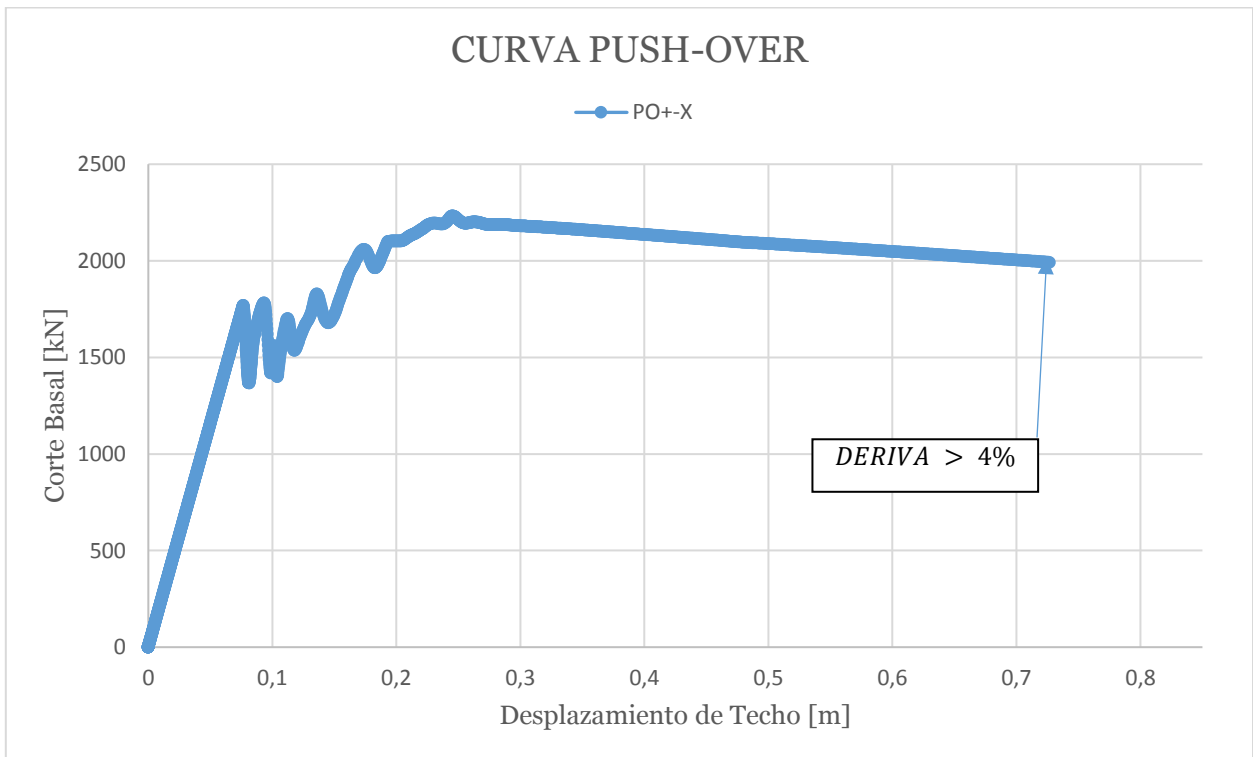


Figura 4.6: Curva resultante del análisis estático, modelo de 9 pisos.

En la siguiente tabla se resume el resultado de los factores de desempeño definidos por la Metodología; a continuación, se entrega el valor promedio de los factores de desempeño estimados.

Tabla 4-5: Información de entrada para obtención de parámetros de desempeño.

Altura	Caso	$V_o$	$C_o$	$T$	$V_{max}$	$W$	$d_{y,eff}$	$d_u$
		[kN]	[-]	[s]	[kN]	[kN]	[cm]	[cm]
<b>3 Pisos</b>	PO+X	421	1,28	0,605	1536	7110	2,5	38,7
	PO-X	421	1,28	0,605	1550	7110	2,5	38,7
<b>6 Pisos</b>	PO+X	694	1,37	1,073	1721	16242	4,2	64,0
	PO-X	694	1,37	1,073	1721	16242	4,2	64,0
<b>9 Pisos</b>	PO+X	1476	1,43	1,469	2233	24646	6,9	79,5
	PO-X	1476	1,43	1,469	2233	24646	6,9	79,5

Tabla 4-6: Factores de desempeño obtenidos del análisis estático.

Altura	Caso	$\mu_T$	$\Omega$	$R_\mu$	$R = \Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
<b>3 Pisos</b>	PO+X	15,4	3,6	7,5	27,5	5,5
	PO-X	15,3	3,7	7,5	27,6	5,5
<b>6 Pisos</b>	PO+X	15,4	2,5	15,4	38,3	5,5
	PO-X	15,4	2,5	15,4	38,3	5,5
<b>9 Pisos</b>	PO+X	11,5	1,5	11,5	17,4	5,5
	PO-X	11,5	1,5	11,5	17,4	5,5

Tabla 4-7: Factores de desempeño finales.

Altura	$d_u/H$	$\mu_T$	$\Omega$	$R_\mu$	$R = \Omega R_\mu$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
<b>3 Pisos</b>	0,029	15,3	3,7	7,5	27,6
<b>6 Pisos</b>	0,025	15,4	2,5	15,4	38,3
<b>9 Pisos</b>	0,021	11,5	1,5	11,5	17,4

De los resultados obtenidos, se aprecia que los valores de sobrerresistencia son de la magnitud esperada, teniendo la referencia de la ASCE 7-10 ( $\Omega = 2,0$ ). Por otro lado, los valores de ductilidad ( $\mu_T$ ) resultaron ser mayores a lo esperado, dado que los desplazamientos últimos logrados son grandes, y la definición utilizada para el desplazamiento de fluencia efectiva ( $d_{y,eff}$ ) coincide con los primeros pandeos de arriostramientos, y no con el desplazamiento de techo para el que la estructura entra en fluencia, desde el punto de vista de cambio drástico de pendiente en los gráficos *push-over*. Esto repercute en los valores obtenidos para  $R_\mu$ , ya que dependen directamente de  $\mu_T$  (ver Ecs.3-16), resultando en factores de modificación de la respuesta exageradamente grandes. Como referencia,  $R_\mu$  debiese ser comparable con  $R = 5,5$  (ver Tabla 3-1). Considerando los valores de referencia, y la definición dada para  $R$ , este debió resultar de un valor cercano a  $R = R_\mu \Omega = 11,0$ .

Claramente, los valores de  $R$  no son razonables según lo esperado, y reducir los esfuerzos sísmicos por este factor significaría un diseño de elementos muy esbeltos y poco compactos, por lo que tendrán que ser controlados por un criterios normativos de

deformaciones o prevención de modos de falla, antes que de tensiones, siendo que se obtuvo lo contrario en el diseño de los modelos analizados.

### **4.3 ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO**

A continuación, se entregan los resultados obtenidos del análisis dinámico realizado. En primer lugar, se entrega el valor obtenido para la Razón del Margen de Colapso (CMR) y, posteriormente, se entrega la distribución de energía sísmica disipada y las respuestas máximas generadas en los elementos fusibles, ante la sollicitación generada por un subconjunto de los registros ya mencionados para realizar el análisis, ante la situación de colapso incipiente.

#### **4.3.1 Razón del Margen de Colapso (CMR)**

El análisis comienza con un factor de escalamiento de valor cercano al necesario para cumplir con el estándar de la Metodología, considerando tanto la acción horizontal como vertical de cada sismo. En general se tiene que este factor de escalamiento induce colapso para más del 50% de los registros analizados, por lo que este se reduce progresivamente hasta lograrse el colapso en solo el 50% de los casos, obteniéndose de esta forma el valor del CMR para el modelo. En casos en que el escalamiento produzca colapso para más y menos registros respecto al 50%, se interpola linealmente para la obtención del factor de escalamiento. En general, se tiene que los modelos analizados no cumplen con los límites establecidos por FEMA P695, habiéndose obtenido, en promedio, un valor de CMR un 15% menor al establecido por la Metodología.

Los resultados indican que esta forma de estructurar no cumple con los estándares de la Metodología, considerando que el mecanismo sismogénico de los eventos es de naturaleza distinta que los sismos considerados en la literatura referenciada por el estándar de la FEMA P695.

#### ***Modelo de 3 Pisos***

En las Tablas 4-8 y 4-9 se muestran los resultados del análisis y el factor de escala obtenido para determinar el CMR, respectivamente.



Tabla 4-8: Resultados del análisis dinámico.

FACTOR DE ESCALAMIENTO				2,4	2,5	
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Comp.	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW	SI	SI
				NS	SI	SI
			San Isidro	L	SI	SI
				T	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L	NO	NO
				T	NO	NO
Sur de Perú	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L	NO	NO
				T	SI	SI
			Costanera	L	NO	NO
				T	NO	NO
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	SI	SI
				NS	SI	SI
			Tocopilla	L	NO	NO
				T	NO	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW	NO	SI
				NS	SI	SI
			Constitución	L	SI	SI
				T	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW	NO	NO
				NS	NO	NO
<b>NUMERO DE COLAPSOS</b>				10	12	
<b>% del total de eventos</b>				50%	60%	

Tabla 4-9: Valor del CMR obtenido.

<b>Factor de Escalamiento</b>	<b>2,4</b>	<b>[-]</b>
<b>Período Fundamental</b>	0,60	[s]
<b>Intensidad Mediana</b>	0,65	[g]
<b>Intensidad MCE</b>	1,00	[g]
<b>CMR</b>	1,55	[-]
<b>CMR FEMA</b>	1,90	[-]
<b>CMR/CMRF</b>	0,82	[-]

## Modelo de 6 Pisos

En las Tablas 4-10 y 4-11 se muestran los resultados del análisis y el factor de escala obtenido para determinar el CMR, respectivamente.

Tabla 4-10: Resultados del análisis dinámico.

FACTOR DE ESCALAMIENTO				2,7	2,9	3,0	
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Comp.	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW	SI	SI	SI
				NS	SI	SI	SI
			San Isidro	L	SI	SI	SI
				T	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO
Sur de Perú	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L	NO	SI	SI
				T	NO	NO	NO
			Costanera	L	NO	NO	NO
				T	SI	SI	SI
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	SI	SI	SI
				NS	SI	SI	SI
			Tocopilla	L	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW	SI	SI	SI
				NS	NO	SI	SI
			Constitución	L	SI	SI	SI
				T	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW	NO	NO	NO
				NS	NO	NO	NO
<b>NUMERO DE COLAPSOS</b>					10	12	12
<b>% del total de eventos</b>					50%	60%	60%

Tabla 4-11: Valor del CMR obtenido.

<b>Factor de Escalamiento</b>	<b>2,7</b>	<b>[-]</b>
<b>Período Fundamental</b>	1,07	[s]
<b>Intensidad Mediana</b>	0,32	[g]
<b>Intensidad MCE</b>	0,56	[g]
<b>CMR</b>	1,52	[-]
<b>CMR FEMA</b>	1,9	[-]
<b>CMR/CMRF</b>	0,80	[-]

## Modelo de 9 Pisos

En las Tablas 4-12 y 4-13 se muestran los resultados del análisis y el factor de escala obtenido para determinar el CMR, respectivamente.

Tabla 4-12: Resultados del análisis dinámico.

FACTOR DE ESCALAMIENTO				3,0	3,5	3,7	
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Comp.	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW	NO	NO	NO
				NS	SI	SI	SI
			San Isidro	L	NO	NO	SI
				T	NO	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO
Sur de Perú	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO
			Costanera	L	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	SI	SI	SI
				NS	SI	SI	SI
			Tocopilla	L	NO	SI	SI
				T	SI	SI	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW	NO	NO	SI
				NS	NO	NO	NO
			Constitución	L	SI	SI	SI
				T	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW	NO	NO	NO
				NS	NO	NO	NO
<b>NUMERO DE COLAPSOS</b>					6	8	10
<b>% del total de eventos</b>					30%	40%	50%

Tabla 4-13: Valor del CMR obtenido.

<b>Factor de Escalamiento</b>	<b>3,7</b>	<b>[-]</b>
<b>Período Fundamental</b>	1,47	[s]
<b>Intensidad Mediana</b>	0,20	[g]
<b>Intensidad MCE</b>	0,41	[g]
<b>CMR</b>	1,76	[-]
<b>CMR FEMA</b>	1,9	[-]
<b>CMR/CMRF</b>	0,93	[-]

### **4.3.2 Distribución de la Energía Sísmica Disipada y Respuestas Máximas**

Se estudia la distribución de energía sísmica, ingresada y disipada, a nivel de colapso incipiente de los modelos, es decir, en el estado de desarrollo inicial de un modo de falla, simulado o no. Se entrega la información de los registros utilizados, junto con el valor del *Factor de Reducción de la Respuesta* ( $R$ ) y la distribución de energía acumulada. El valor de  $R$  se define en cada caso como el cociente entre el corte basal soportado por el modelo elástico, y el corte basal soportado por el modelo no lineal. Dado que estos valores se obtienen a partir de la situación de colapso incipiente, el valor obtenido para  $R$  es independiente de la sobrerresistencia del sistema, por lo que es comparable con el valor de  $R_{\mu}$  obtenido de los análisis estáticos. Se aprecia que los valores de  $R$  escapan del valor obtenido a partir del análisis estático ( $R_{\mu}$ ); en general se tiene que el valor obtenido del presente análisis es mayor que el obtenido del análisis *push-over*, salvo por el modelo de 6 pisos.

Por otra parte, ante la misma situación de análisis que la mencionada previamente, se entregan las respuestas máximas de los elementos que entran en rango no lineal, en cuanto a sus grados de utilización y deformación. En general, todos los arriostramientos se pandean, y prácticamente todos fluyen. También se aprecia el hecho de que, a medida que aumenta la altura del modelo, la exigencia en tracción a las riostras se reduce.

Se destaca que, para este análisis, se seleccionaron seis registros, los cuales se definieron en base a la cantidad de colapsos que generan en los modelos de forma general, siendo estos los que producen el colapso para una mayor cantidad de factores de escalamiento.

#### ***Modelo de 3 Pisos***

En la Tabla 4-14 se presentan las respuestas máximas obtenidas del análisis, y a continuación se muestra gráficamente la distribución de las mismas. En la tabla 4-15 se expone la distribución de energía sísmica disipada por los distintos mecanismos presentes en el modelo. Además, la distribución es representada de forma gráfica y normalizada, en función de la energía máxima acumulada ingresada al sistema, lo que se muestra desde la figura 4.9 a 4.11. La misma información es entregada para los tres modelos analizados.

Tabla 4-14: Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformaciones máximas.

<b>Arriost. en Tracción</b>		$T/T_y$				$\epsilon t = dt/Le$	
Sismo	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$	
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	17%	83%	
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

<b>Arriost. en Compresión</b>		$P/P_c$				$\epsilon c = dc/Le$	
Sismo	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\epsilon c$	$\epsilon c - 2,5\%$	
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

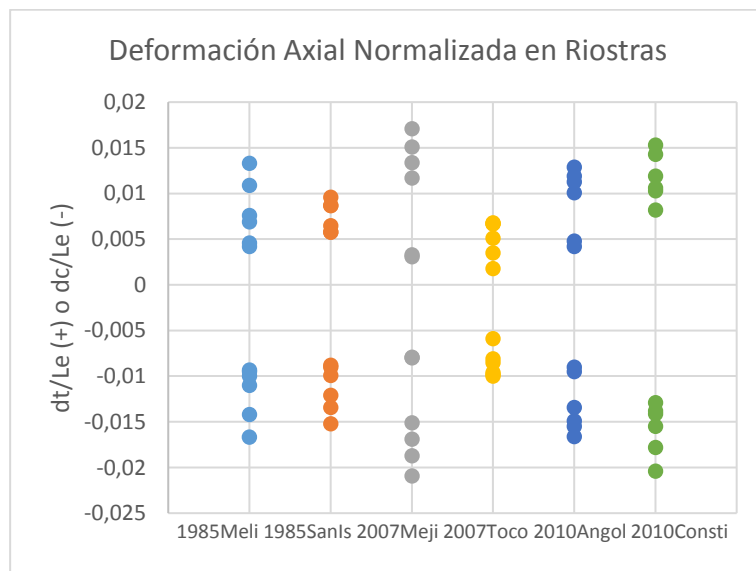
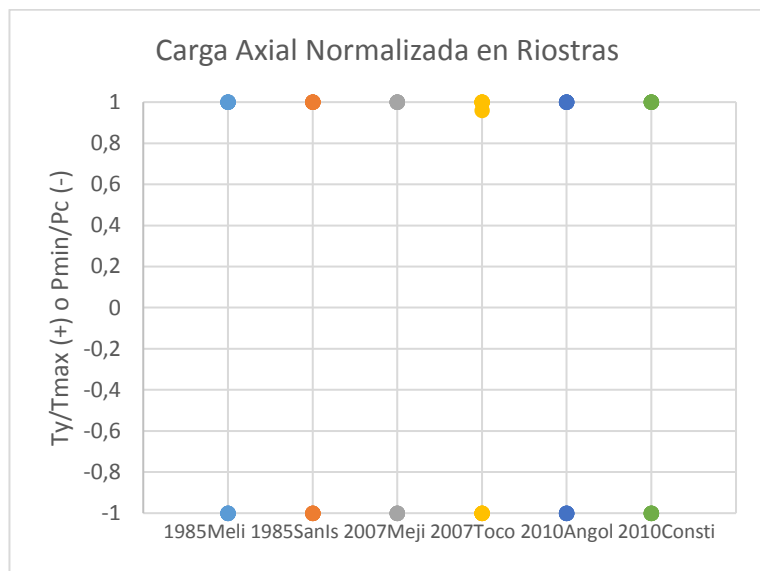


Figura 4.7: Respuestas máximas normalizadas a nivel de colapso.

Tabla 4-15: Distribución de la energía sísmica y factor de reducción de la respuesta (R).

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
	1985		2007		2010	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw		8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro	NS	Transversal	EW	Transversal	EW	Transversal
Escala	2,275	2,25	2,05	2,55	2,45	1,5
Mecanismo de Colapso	FU	FU	DERIVA	FU	FU	FU
FU Máximo Columnas	FU = 0,993	FU=1,001	-	FU = 1,004	FU = 0,992	FU = 0,992
Corte Basal [kN]						
Modelo Lineal	21848,745	30456,759	11089,654	12446,302	23028,372	22397,987
Modelo No Lineal	1785,88	1717,05	1921,38	1611,44	1840,07	1812,97
Factor de Reducción (R)	12,23	17,74	5,77	7,72	12,51	12,35
Energía Acumulada						
Arriostramientos [%]	67,4%	59,4%	60,4%	24,6%	34,0%	76,5%
Amortiguamiento [%]	32,1%	40,4%	39,3%	74,9%	65,9%	23,3%
Cinética+Potencial [%]	0,4%	0,2%	0,3%	0,3%	0,1%	0,2%
Total [%]	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Total [MJ]	2,24	4,41	3,33	3,99	9,16	5,75

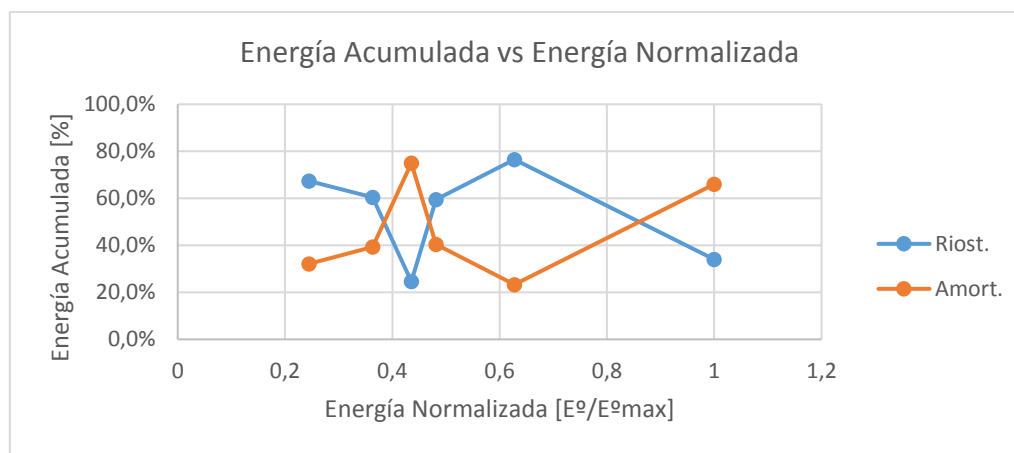


Figura 4.8: Porcentaje de energía disipada versus energía ingresada al sistema normalizada.

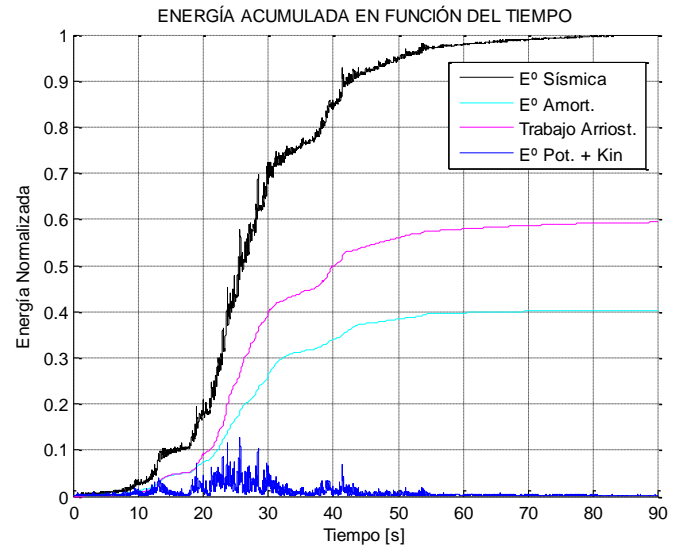
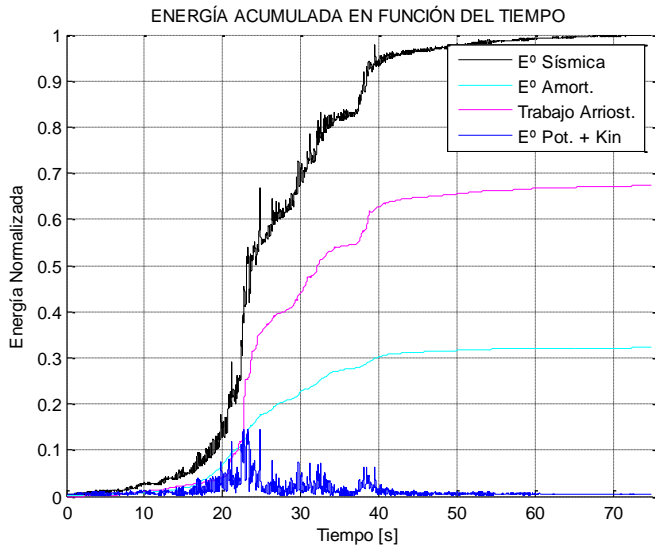


Figura 4.9: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Valparaíso 1985. (Izq.) Estación Melipilla ( $X/Z=NS/V$ ). (Der.) Estación San Isidro ( $X/Z=T/V$ ).

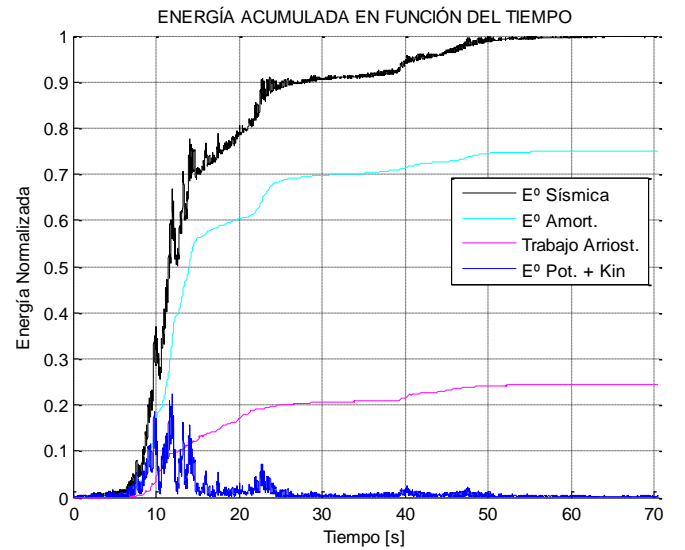
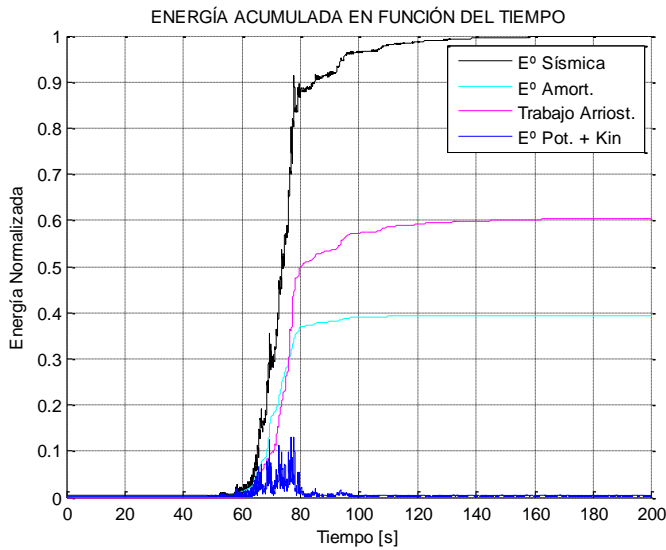


Figura 4.10: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Tocopilla ( $X/Z=T/V$ ).

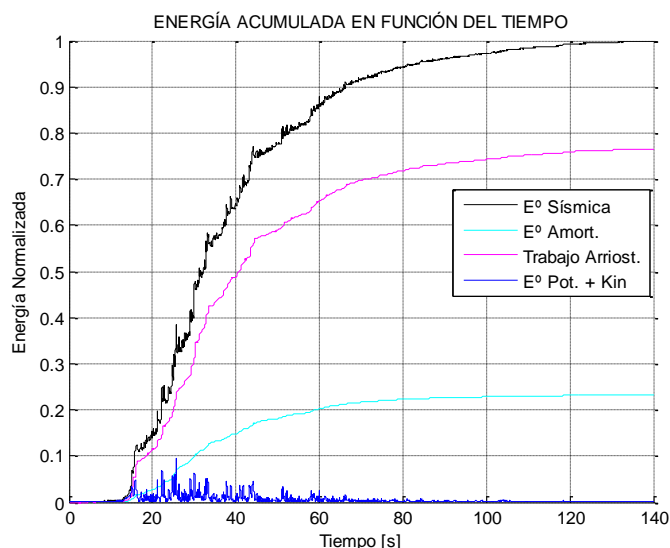
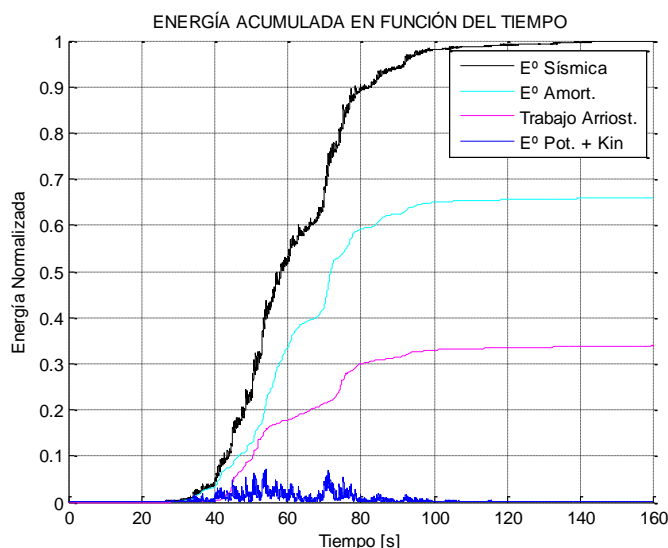


Figura 4.11: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo del Maule 2010. (Izq.) Estación Angol ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Constitución ( $X/Z=T/V$ ).

### Modelo de 6 Pisos

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

Arriost. en Tracción	$T/T_y$				$\epsilon_t = dt/Le$	
	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	$0 - \epsilon_y$	$\epsilon_y - \epsilon_u$
Sismo						
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	17%	83%
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	17%	83%
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	8%	92%
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%

Arriost. en Compresión	$P/P_c$				$\epsilon_c = dc/Le$	
	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	$0 - \epsilon_c$	$\epsilon_c - 2,5\%$
Sismo						
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%



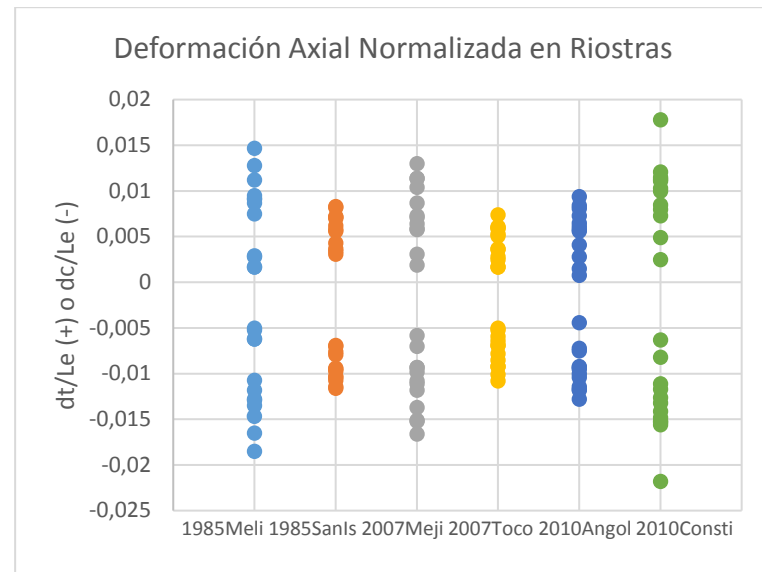
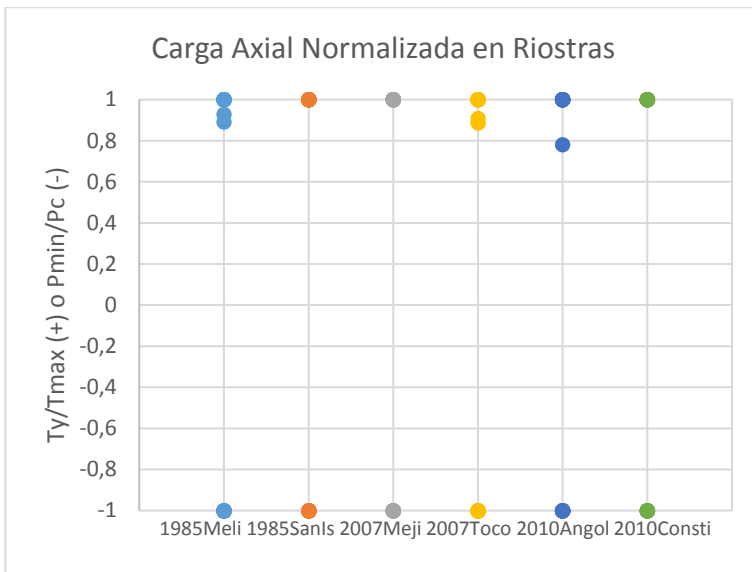


Figura 4.12: Respuestas máximas normalizadas a nivel de colapso.

Tabla 4-17: Distribución de la energía sísmica y factor de reducción de la respuesta (R).

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
	1985		2007		2010	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw		8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro	NS	Transversal	EW	Transversal	EW	Transversal
Escala	2,4	2,35	2,3	3,2	2,3	1,5
Mecanismo de Colapso	FU	FU	FU	FU	FU	DERIVA
FU Máximo Columnas	FU=0,973	FU=0,997	FU=1,006	FU=1,005	FU=0,982	-
Corte Basal [kN]						
Modelo Lineal	18556,64	38446,09	16040,96	16346,594	29082,09	38492,84
Modelo No Lineal	2357,12	2308,1	2249,02	2150,24	2111,14	2639,42
Factor de Reducción (R)	7,87	16,66	7,13	7,60	13,78	14,58
Energía Acumulada						
Arriostramientos [%]	62,1%	45,9%	54,5%	27,3%	64,2%	66,4%
Amortiguamiento [%]	36,0%	53,0%	44,4%	69,5%	34,7%	32,8%
Cinética+Potencial [%]	1,9%	1,0%	1,1%	3,0%	1,1%	0,7%
Total [%]	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Total [MJ]	4,75	8,19	6,13	6,29	6,17	9,72

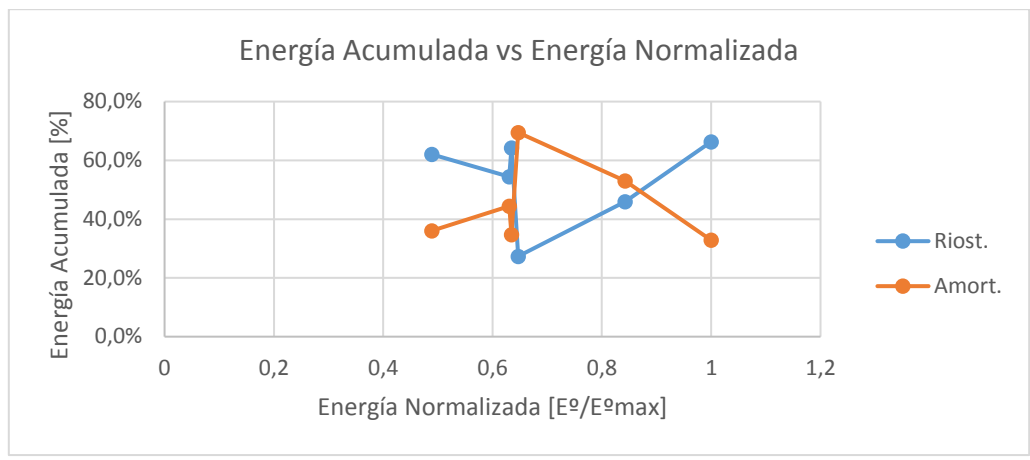


Figura 4.13: Porcentaje de energía disipada versus energía ingresada al sistema normalizada.

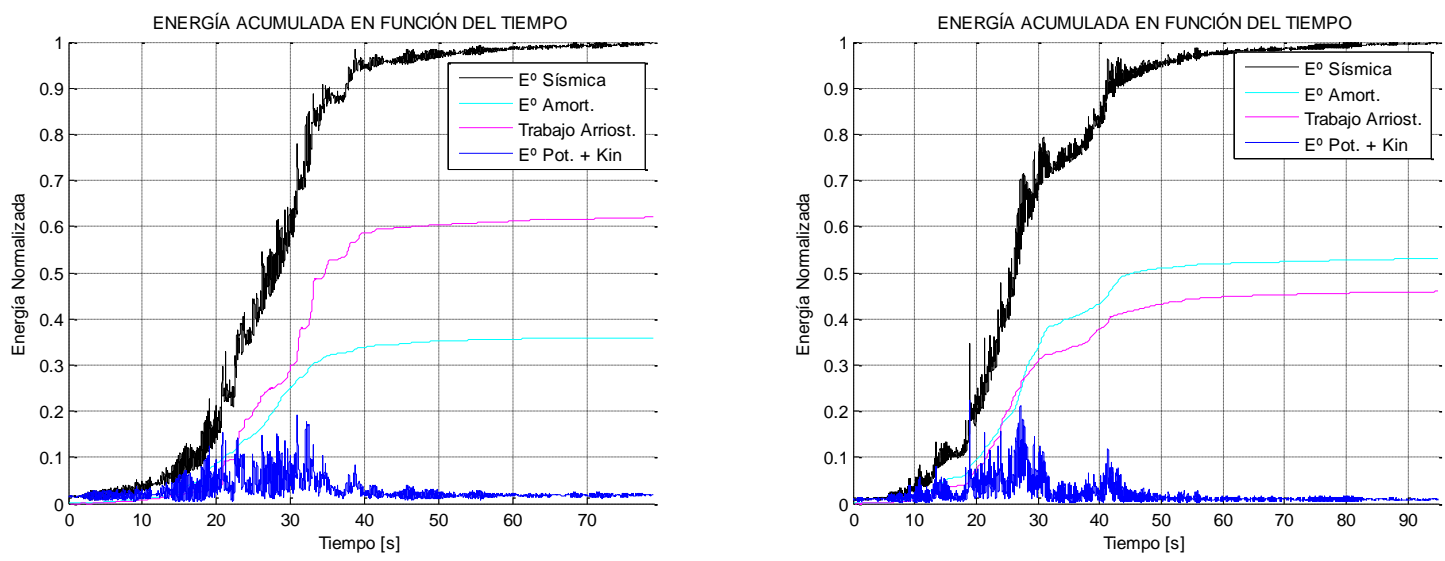


Figura 4.14: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Valparaíso 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Z=NS/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Z=T/V).

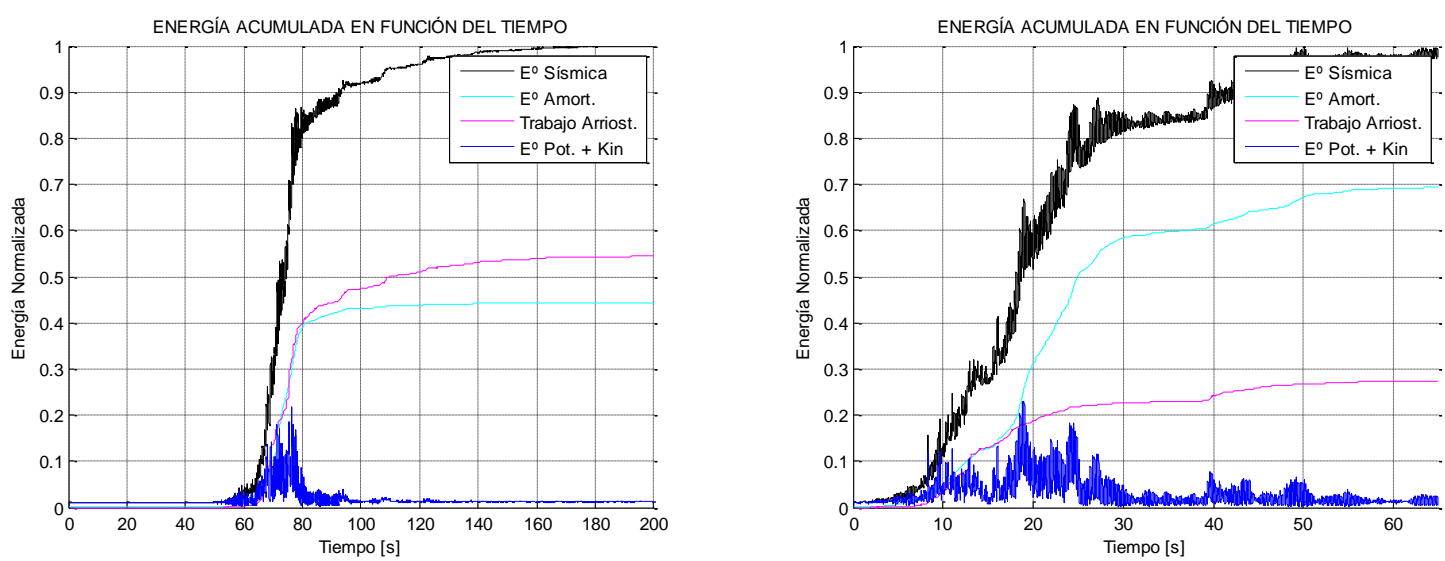


Figura 4.15: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Z=EW/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Z=T/V).

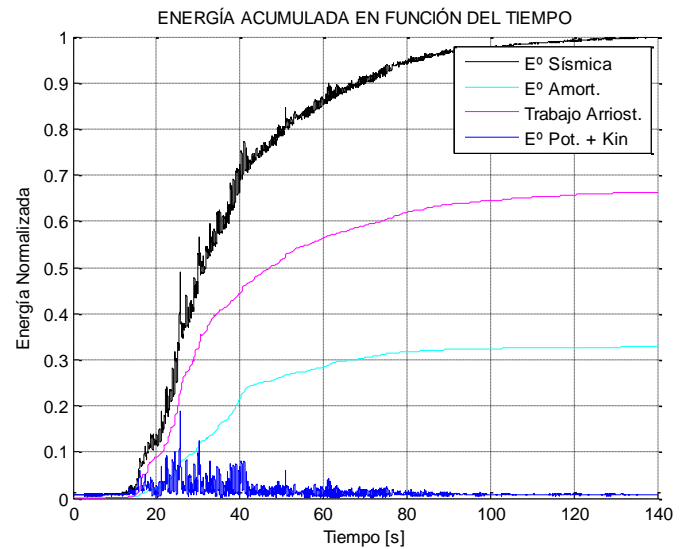
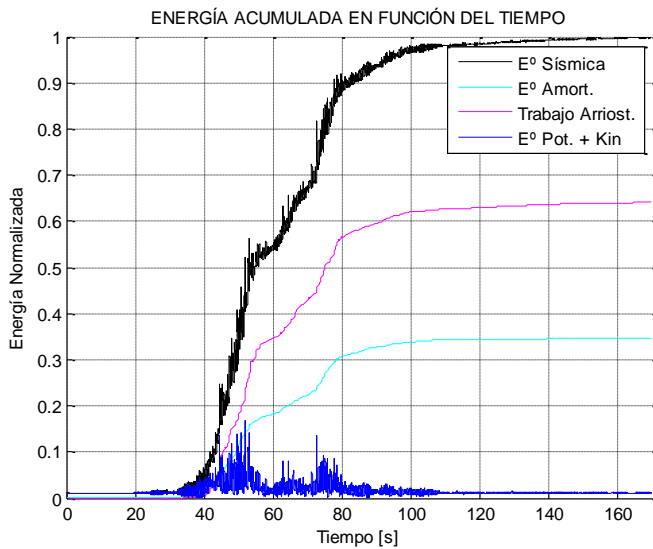


Figura 4.16: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo del Maule 2010. (Izq.) Estación Angol ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Constitución ( $X/Z=T/V$ ).

### Modelo de 9 Pisos

Tabla 4-18: Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformaciones máximas.

Arriost. en Tracción	$T/T_y$				$\varepsilon_t = dt/Le$	
	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Sismo						
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	6%	94%
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	6%	94%
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	28%	72%
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%

Arriost. en Compresión	$P/P_c$				$\varepsilon_c = dc/Le$	
	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\varepsilon_c$	$\varepsilon_c - 2,5\%$
Sismo						
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%

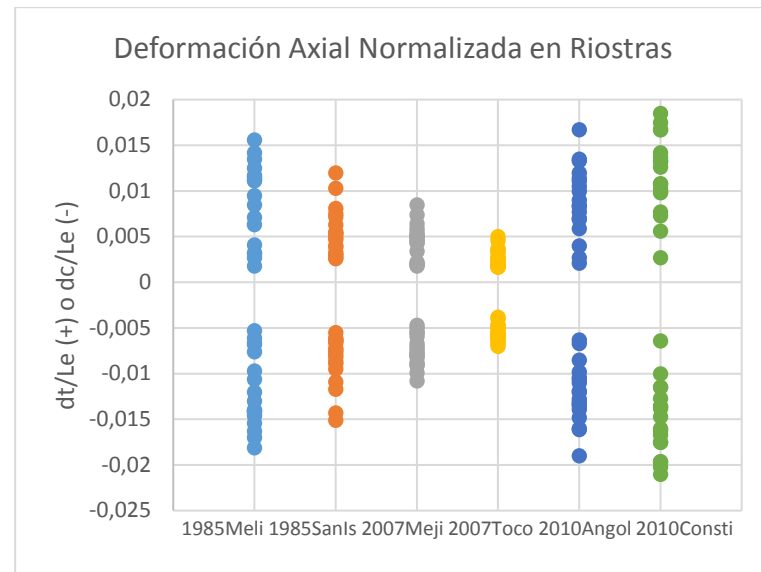
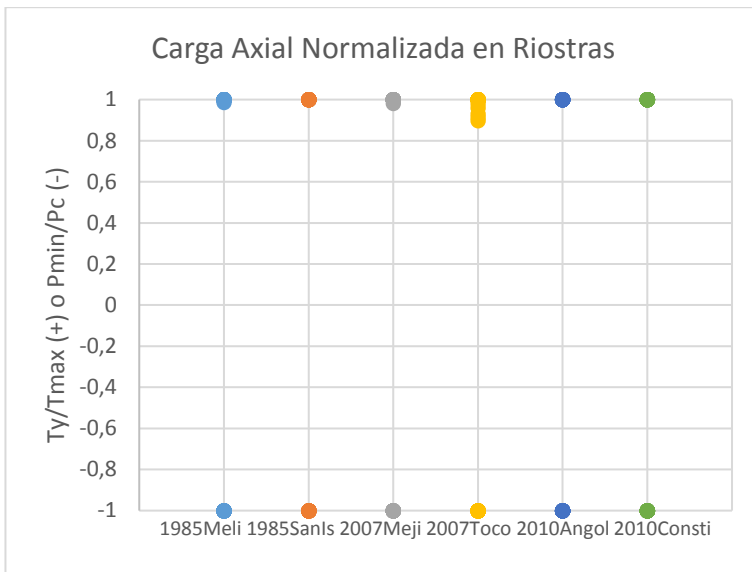


Figura 4.17: Porcentaje de energía disipada versus energía ingresada al sistema normalizada.

Tabla 4-19: Distribución de la energía sísmica y factor de modificación de la respuesta (R).

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw		8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro	NS	Transversal	EW	Transversal	EW	Transversal
Escala	2,8	3,1	2,35	2,7	3,6	2,2
Mecanismo de Colapso	FU	FU	FU	FU	FU	DERIVA
FU Máximo Columnas	FU=0,966	FU=0,991	FU=0,986	FU=0,986	FU=1,027	-
Corte Basal [kN]						
Modelo Lineal	31629,64	53616,2	23336,64	21443,19	68850,67	51949,64
Modelo No Lineal	3034,93	3340,92	2614,62	2639,56	3481,9	3445,67
Factor de Reducción (R)	10,42	16,05	8,93	8,12	19,77	15,08
Energía Acumulada						
Arriostramientos [%]	71,0%	39,9%	58,3%	30,1%	56,6%	66,0%
Amortiguamiento [%]	26,9%	58,9%	39,7%	66,6%	42,3%	32,8%
Cinética+Potencial [%]	2,3%	0,7%	1,9%	2,8%	0,9%	1,0%
Total [%]	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Total [MJ]	9,58	21,42	7,75	7,07	18,97	23,4

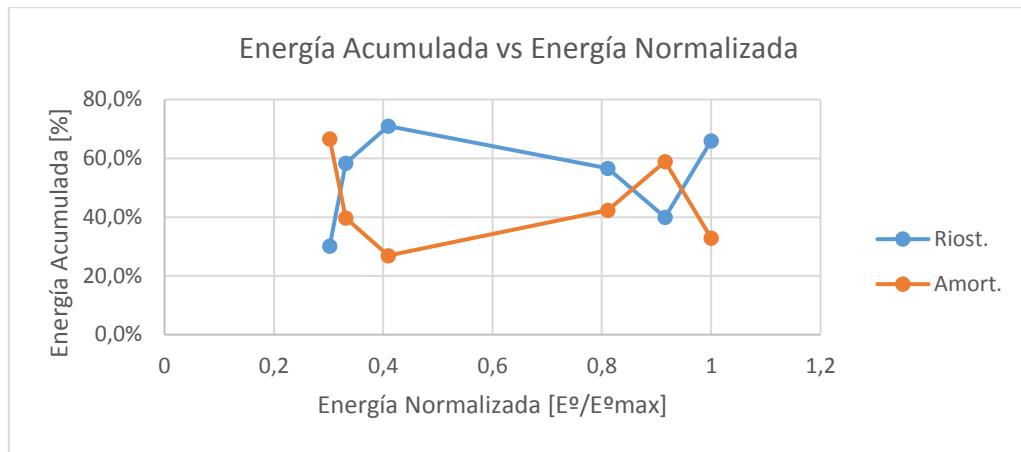


Figura 4.18: Porcentaje de energía disipada versus energía ingresada al sistema normalizada.

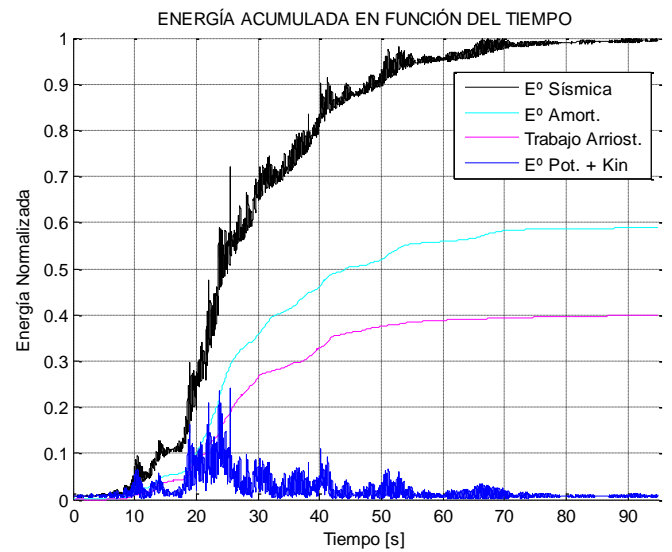
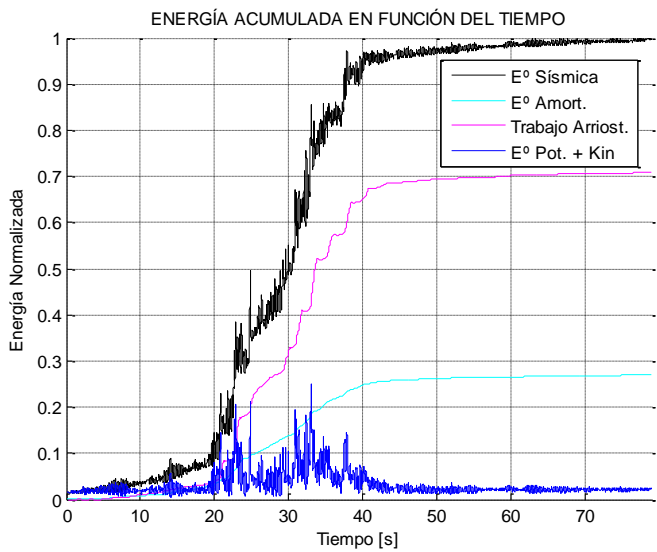


Figura 4.19: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Valparaíso 1985. (Izq.) Estación Melipilla ( $X/Z=NS/V$ ). (Der.) Estación San Isidro ( $X/Z=T/V$ ).

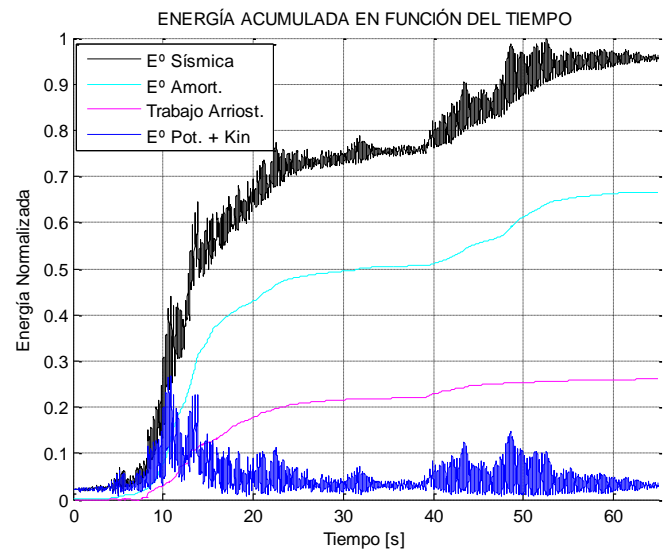
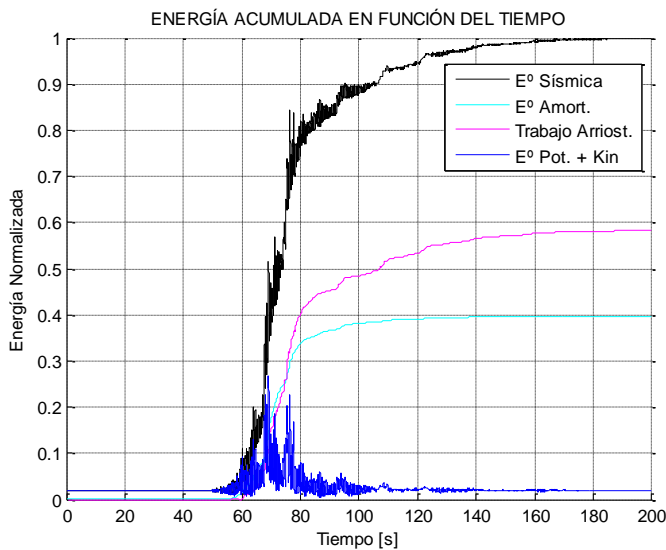


Figura 4.20: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Tocopilla ( $X/Z=T/V$ ).

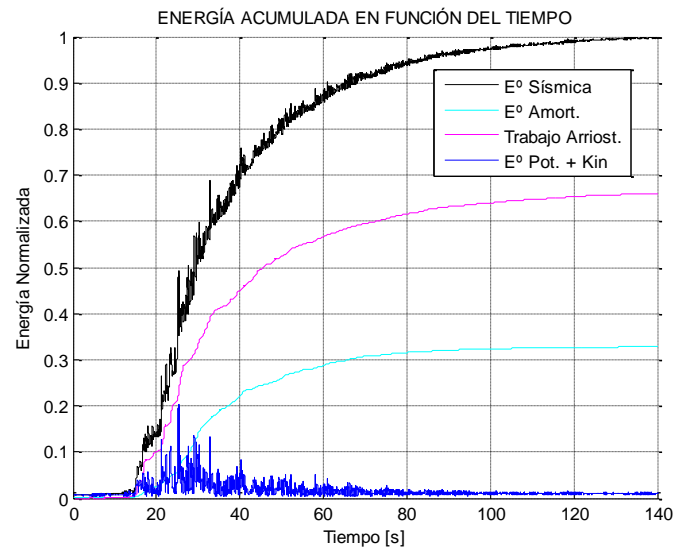
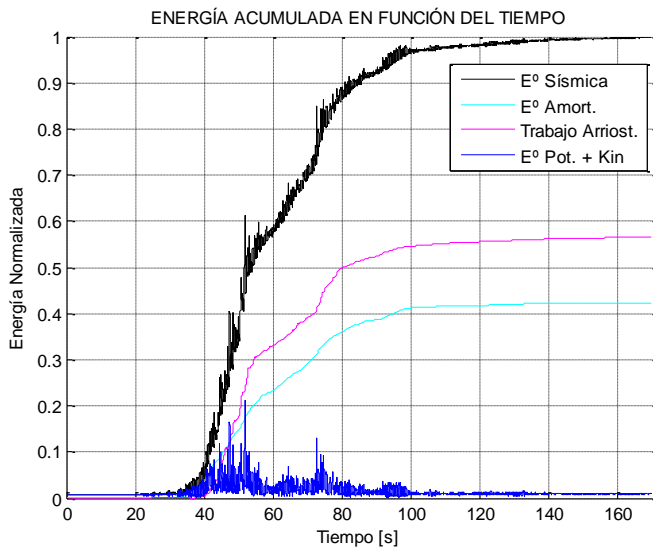


Figura 4.21: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo del Maule 2010. (Izq.) Estación Angol ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Constitución ( $X/Z=T/V$ ).

Se aprecia que los niveles de energía ingresados al sistema varían dependiendo del registro utilizado, lo que va de la mano con las diferencias en el factor de escala que produce el colapso incipiente del modelo para cada sismo. Para el caso de los modelos de 3 y 6 pisos se da la tendencia que, para un mismo sismo (Valparaíso, Tocopilla o Maule), la estación en la que ingresa mayor energía al sistema concentra la energía acumulada por parte del amortiguamiento de la estructura, lo que significa que los arriostamientos están disipando una menor cantidad de energía que para la estación en la que ingresa menos energía.

Se dificulta encontrar una tendencia en cuanto a la distribución de energía disipada en función de la energía ingresada al sistema, según lo observado en las figuras 4.8, 4.13 y 4.18. El modelo de 6 pisos tiene un comportamiento inverso al que presentan los otros dos casos; en estos últimos la participación de los arriostamientos parte siendo baja y aumenta a medida que ingresa más energía, para luego volver a descender a medida que se llega al límite de la máxima energía ingresada al sistema.

Se nota una alta participación del amortiguamiento modal en la disipación de energía sísmica, lo cual no es lo esperado para este tipo de análisis: que la disipación se concentrara en los elementos fusibles. Esto podría ser efecto de la modelación escogida para el desarrollo del trabajo, lo que se debe tomar en cuenta al momento de establecer las conclusiones y comentarios finales de la investigación.

# CAPÍTULO 5: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A LA PRÁCTICA CHILENA

## 5.1 APLICACIÓN DE LAS BASES DE DISEÑO

Dado que las diferencias en el diseño corresponden exclusivamente al detalle del anclaje de la estructura a su fundación, estos resultados son análogos a los obtenidos para la práctica norteamericana (ver Anexo A).

### 5.1.1 Detalle de Anclaje Estructura-Fundación

En el Anexo B se encuentra el detalle del diseño resultante de la silla de anclaje utilizada, para los tres modelos analizados. Se escoge el uso de 4 pernos de anclaje (8 en el caso del modelo de 9 pisos), con una disposición tal que los pernos queden al interior de las alas de la columna, considerándose como un apoyo simple para la modelación. El largo libre de pernos ( $L_{ANC}$ ) se define entre el tope del concreto del pedestal y el tope de acero de la silla (ver figura 3.4 o Anexo B), y la conexión se diseña de forma que la resistencia en tracción del conjunto de pernos sea menor a la resistencia a flexión de la placa tope y la resistencia a compresión del atiesador de la silla. Se destaca el hecho de que el diseño incluye sólo los elementos de la silla y sus respectivos anclajes, ya que se asume que el pedestal fue diseñado para que trabaje elásticamente durante los análisis. En la Tabla 5-1 se resumen las dimensiones de los pernos de anclaje utilizados, además de su sollicitación de diseño.

La resistencia última de los pernos se estima a partir de la ecuación planteada en el capítulo J de la *Especificación*, en particular la ecuación J3-1 (AISC 360-10).

Tabla 5-1: Resultado del diseño para pernos de anclaje.

Altura	$T_u$	$\phi$	$\phi$	$\Phi T_n$	$FU$
	[kN]	[mm]	[in]	[kN]	[-]
<b>3P</b>	558	31,75	1,25	713	0,78
<b>6P</b>	1402	50,8	2,00	1824	0,77
<b>9P</b>	3921	57,15	2,25	4617	0,85

Donde,

$T_u$	[kN]	Tracción última solicitante en anclaje.
$\phi$	[mm]	Diámetro de pernos de anclaje.
$\Phi T_n$	[kN]	Resistencia disponible a tracción, según ecuación J3-1 de AISC 360-10, $\Phi T_n = n_{PA} \Phi A_{PA} F_{nt}$
$\Phi$	[-]	Factor de resistencia, $\Phi = 0.75$
$n_{PA}$	[-]	Número de pernos de anclaje, $n_{PA} = 4$
$A_{PA}$	[mm <sup>2</sup> ]	Área gruesa de pernos de anclaje.
$F_{nt}$	[MPa]	Tensión nominal a tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ , para barras de calidad ASTM A36.
$FU$	[-]	Factor de utilización, $FU = \frac{T_u}{\Phi T_n}$

## 5.2 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

A continuación, se presentan los resultados de los análisis estáticos realizados. Se muestra el gráfico de las curvas *push-over*, además de los factores de desempeño definidos en la Metodología, para los modelos de 3, 6 y 9 pisos. Los análisis, para los modelos de 3 y 6 pisos, fueron realizados hasta que se gatilla un modo de falla simulado, correspondiente a la plastificación y posterior fractura de los pernos de anclaje. En el caso del modelo de 9 pisos, el análisis se detiene cuando se gatilla un MFNS correspondiente a la deriva máxima entre pisos para que la columna del sistema sismorresistente se fracture, o pierda su capacidad resistente.

En cuanto a las secuencias de plastificación (ver Anexo C) se obtuvo que estas son, en un comienzo, prácticamente iguales a las del modelo rígido. Sin embargo, se notaron diferencias en cuanto al elemento que controla la fluencia de los modelos. Para el más bajo, es controlada por los anclajes, el más alto es controlado por la fluencia de los arristramientos, y para el intermedio fluye primero la riostra del primer piso, para dar paso a la fluencia del anclaje. La fluencia de los pernos implicó que varios de los arriostamientos en tracción dejaran de tomar carga y, por lo tanto, nunca entraron en su rango no lineal. Para los modelos más bajos (donde sí controla el anclaje) la cantidad de fusibles en rango no lineal es alrededor de la mitad del total correspondiente al modelo. En cambio, para el modelo más alto, la cantidad de fusibles en rango no lineal es de aproximadamente 2/3 del total.

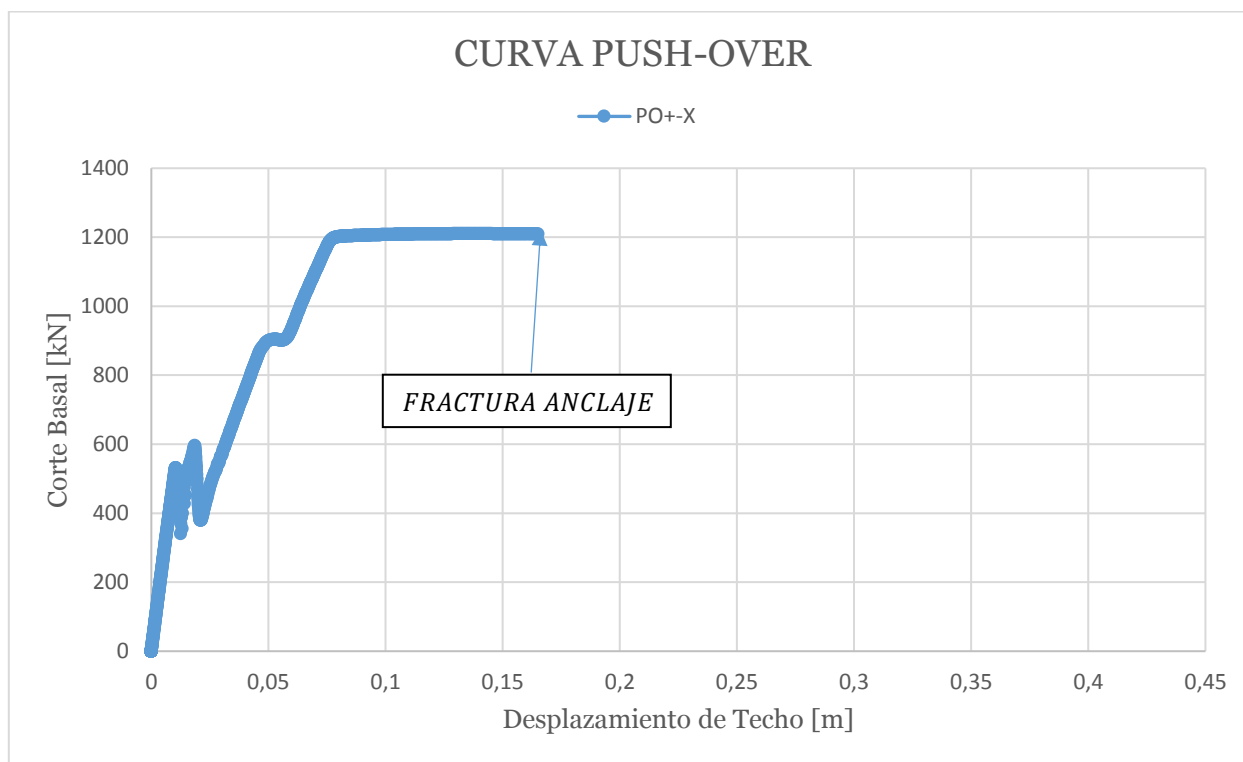


Figura 5.1: Curva resultante del análisis estático, modelo de 3 pisos.



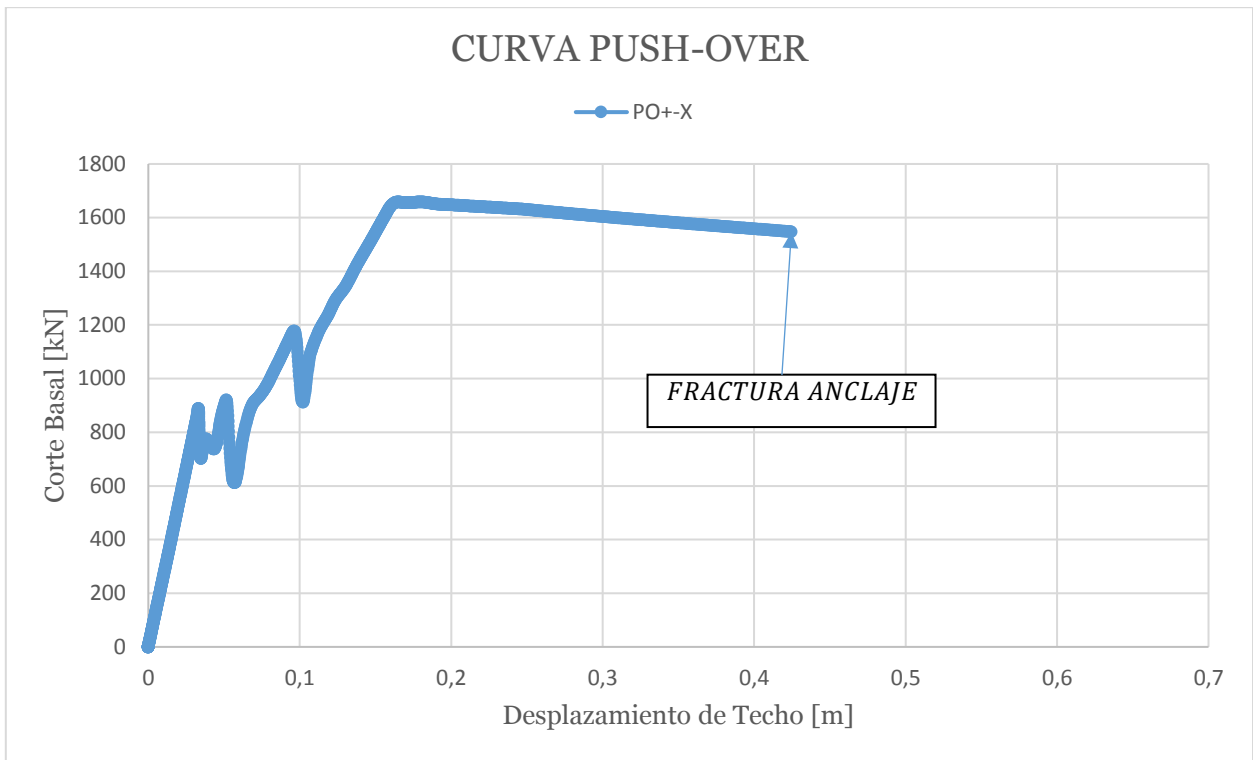


Figura 5.2: Curva resultante del análisis estático, modelo de 6 pisos.

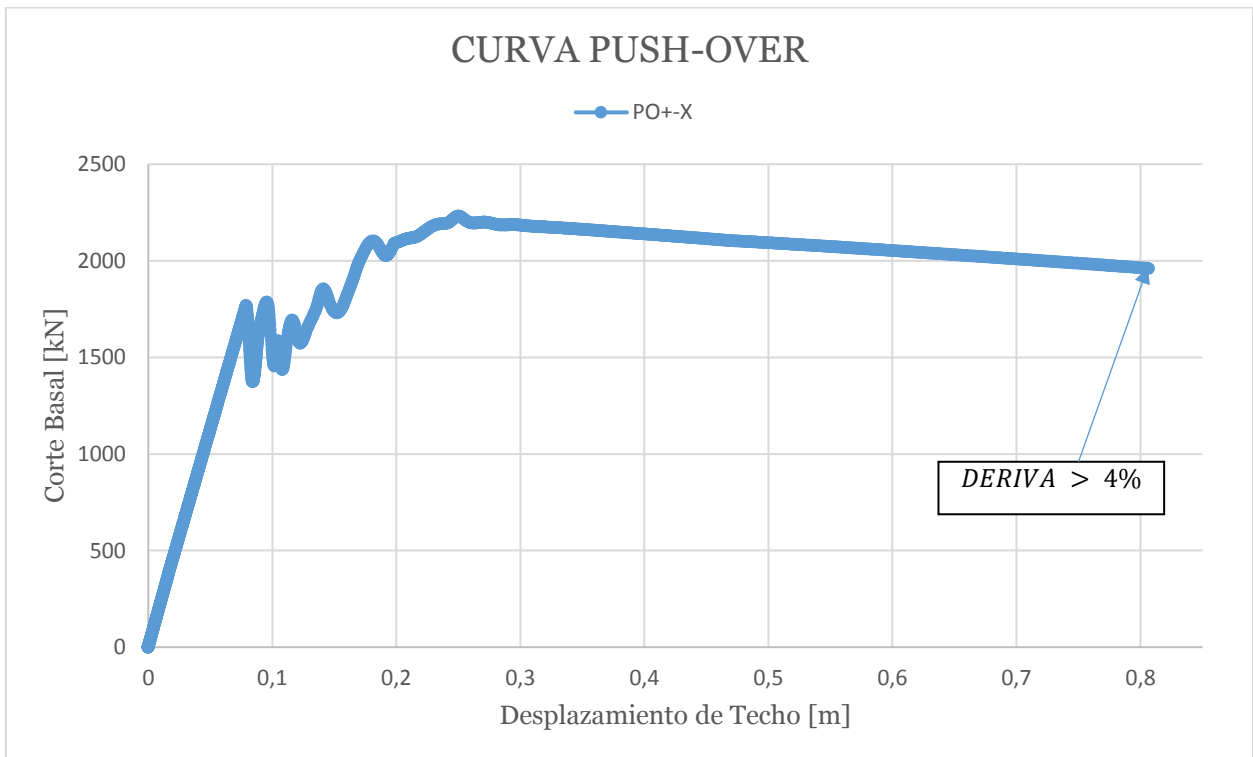


Figura 5.3: Curva resultante del análisis estático, modelo de 9 pisos.

En la siguiente tabla se resume el resultado de los factores de desempeño definidos por la Metodología; a continuación, se entrega el valor promedio de los factores de desempeño estimados.

Tabla 5-2: Información de entrada para obtención de parámetros de desempeño.

Altura	Caso	$V_o$	$C_o$	$T$	$V_{max}$	$W$	$d_{y,eff}$	$d_u$
		[kN]	[-]	[s]	[kN]	[kN]	[cm]	[cm]
<b>3 Pisos</b>	PO+X	421	1,28	0,632	1210	7110	2,2	16,5
	PO-X	421	1,28	0,632	1210	7110	2,2	16,5
<b>6 Pisos</b>	PO+X	694	1,38	1,130	1659	16242	4,5	42,5
	PO-X	694	1,38	1,130	1659	16242	4,5	42,5
<b>9 Pisos</b>	PO+X	1476	1,43	1,527	2231	24646	7,5	80,7
	PO-X	1476	1,43	1,527	2231	24646	7,5	80,7

Tabla 5-3: Factores de desempeño obtenidos del análisis estático.

Altura	Caso	$\mu_T$	$\Omega$	$R_\mu$	$R = \Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
<b>3 Pisos</b>	PO+X	7,6	2,9	4,8	13,8	5,5
	PO-X	7,6	2,9	4,8	13,8	5,5
<b>6 Pisos</b>	PO+X	9,5	2,4	9,5	22,8	5,5
	PO-X	9,5	2,4	9,5	22,8	5,5
<b>9 Pisos</b>	PO+X	10,8	1,5	10,8	16,3	5,5
	PO-X	10,8	1,5	10,8	16,3	5,5

Tabla 5-4: Factores de desempeño estimados.

Altura	$d_u/H$	$\mu_T$	$\Omega$	$R_\mu$	$R = \Omega R_\mu$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
<b>3 Pisos</b>	0,012	7,6	2,9	4,8	13,8
<b>6 Pisos</b>	0,017	9,5	2,4	9,5	22,8
<b>9 Pisos</b>	0,022	10,8	1,5	10,8	16,3

De los resultados obtenidos, nuevamente la sobrerresistencia tiene los valores esperados. La diferencia con el caso rígido resulta en el desplazamiento último logrado por los modelos más bajos, que es controlado por la fractura del anclaje durante el análisis. Esto se refleja en los valores obtenidos de  $R_\mu$ , que son más cercanos a  $R = 5,5$ , a diferencia de su contraparte rígida. No se aprecia diferencia en cuanto a los desplazamientos de fluencia efectivos, lo cual es indicio de que las secuencias de plastificación de los modelos (de misma altura, pero con anclajes distintos) son muy similares.

A pesar de que los valores de  $R_\mu$  son algo más bajos que los obtenidos previamente, siguen resultando en un  $R$  exagerado respecto a lo esperado, ya que sobrepasan cualquier valor normativo, y reducir de esa forma los esfuerzos sísmicos durante la etapa de diseño significaría tomar una postura poco conservadora.

## 5.3 ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO

### 5.3.1 Razón del Margen de Colapso (CMR)

El análisis se realiza de la misma forma que para el caso de anclaje rígido. Comienza con un factor de escalamiento de valor cercano al necesario para cumplir con el estándar de la Metodología, y se tiene que el factor de escalamiento descrito ya colapsa en más del 50% de los registros analizados, por lo que este va disminuyendo progresivamente hasta lograrse el objetivo mencionado, obteniéndose de esta forma el valor del CMR para el modelo. En casos en que el escalamiento produzca colapso para más y menos registros respecto al 50%, se interpola linealmente para la obtención del factor de escalamiento. En general, se tiene que el modelo analizado no cumple con los límites establecidos por FEMA P695, habiéndose obtenido, en promedio, un valor de CMR 28% menor al establecido por la Metodología.

#### Modelo de 3 Pisos

En las Tablas 5-5 y 5-6 se muestran los resultados del análisis y el factor de escala obtenido para determinar el CMR, respectivamente.

Tabla 5-5: Resultados del análisis dinámico.

FACTOR DE ESCALAMIENTO				1,6	1,8	2	2,4	2,5	
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Comp.	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW	SI	SI	SI	SI	SI
				NS	SI	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L	SI	SI	SI	SI	SI
				T	NO	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L	NO	NO	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO	NO	NO
Sur de Perú	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L	SI	SI	SI	SI	SI
				T	NO	NO	SI	SI	SI
			Costanera	L	NO	NO	NO	SI	SI
				T	SI	SI	SI	SI	SI
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	SI	SI	SI	SI	SI
				NS	SI	SI	SI	SI	SI
			Tocopilla	L	NO	NO	NO	NO	NO
				T	NO	NO	SI	SI	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW	SI	SI	SI	SI	SI
				NS	NO	NO	NO	SI	SI
			Constitución	L	SI	SI	SI	SI	SI
				T	SI	SI	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW	NO	NO	NO	NO	NO
				NS	NO	NO	NO	NO	NO
NUMERO DE COLAPSOS					10	11	12	14	15
% del total de eventos					50%	55%	65%	75%	75%

Tabla 5-6: Valor del CMR obtenido.

<b>Factor de Escalamiento</b>	<b>1,7</b>	<b>[-]</b>
<b>Período Fundamental</b>	<b>0,63</b>	<b>[s]</b>
<b>Intensidad Mediana</b>	<b>0,59</b>	<b>[g]</b>
<b>Intensidad MCE</b>	<b>0,96</b>	<b>[g]</b>
<b>CMR</b>	<b>1,05</b>	<b>[-]</b>
<b>CMR FEMA</b>	<b>1,9</b>	<b>[-]</b>
<b>CMR/CMRF</b>	<b>0,55</b>	<b>[-]</b>

### Modelo de 6 Pisos

En las Tablas 5-7 y 5-8 se muestran los resultados del análisis y el factor de escala obtenido para determinar el CMR, respectivamente.

Tabla 5-7: Resultados del análisis dinámico.

FACTOR DE ESCALAMIENTO				2,4	2,5	2,8	
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Comp.	Colapso	Colapso	Colapso
<b>Valparaíso</b>	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW	SI	SI	SI
				NS	NO	NO	SI
			San Isidro	L	SI	SI	SI
				T	SI	SI	SI
<b>Punitaqui</b>	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO
<b>Sur de Perú</b>	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L	NO	NO	SI
				T	NO	NO	NO
			Costanera	L	NO	NO	NO
				T	NO	SI	SI
<b>Tocopilla</b>	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	SI	SI	SI
				NS	SI	SI	SI
			Tocopilla	L	NO	SI	SI
				T	NO	SI	SI
<b>Maule</b>	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW	SI	SI	SI
				NS	NO	NO	SI
			Constitución	L	SI	SI	SI
				T	SI	SI	SI
<b>Iquique</b>	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW	NO	NO	NO
				NS	NO	NO	NO
<b>NUMERO DE COLAPSOS</b>					8	11	14
<b>% del total de eventos</b>					40%	55%	70%

Tabla 5-8: Valor del CMR obtenido.

<b>Factor de Escalamiento</b>	<b>2,47</b>	<b>[-]</b>
<b>Período Fundamental</b>	1,13	[s]
<b>Intensidad Mediana</b>	0,30	[g]
<b>Intensidad MCE</b>	0,53	[g]
<b>CMR</b>	1,39	[-]
<b>CMR FEMA</b>	1,90	[-]
<b>CMR/CMRF</b>	0,73	[-]

### Modelo de 9 Pisos

En las Tablas 5-9 y 5-10 se muestran los resultados del análisis y el factor de escala obtenido para determinar el CMR, respectivamente.

Tabla 5-9: Resultados del análisis dinámico.

FACTOR DE ESCALAMIENTO				3,2	3,3	3,5	3,7	
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Comp.	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW	NO	NO	NO	NO
				NS	NO	SI	SI	SI
			San Isidro	L	NO	NO	NO	SI
				T	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L	NO	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO	NO
Sur de Perú	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L	NO	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO	NO
			Costanera	L	NO	NO	NO	NO
				T	NO	NO	NO	NO
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	NO	NO	NO	NO
				NS	SI	SI	SI	SI
			Tocopilla	L	SI	SI	SI	SI
				T	NO	SI	SI	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW	SI	SI	SI	SI
				NS	NO	NO	SI	SI
			Constitución	L	SI	SI	SI	SI
				T	SI	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW	NO	NO	NO	NO
				NS	NO	NO	NO	NO
<b>NUMERO DE COLAPSOS</b>					6	8	9	10
<b>% del total de eventos</b>					30%	40%	45%	50%

Tabla 5-10: Valor del CMR obtenido.

<b>Factor de Escalamiento</b>	<b>3,7</b>	<b>[-]</b>
<b>Período Fundamental</b>	1,53	[s]
<b>Intensidad Mediana</b>	0,18	[g]
<b>Intensidad MCE</b>	0,40	[g]
<b>CMR</b>	1,68	[-]
<b>CMR FEMA</b>	1,9	[-]
<b>CMR/CMRF</b>	0,88	[-]

### 5.3.2 Distribución de la Energía Sísmica Disipada y Respuestas Máximas

Se estudia la distribución de energía sísmica, ingresada y disipada, a nivel de colapso incipiente de los modelos. Se entrega la información de los registros utilizados, junto con el valor del Factor de Reducción de la Respuesta ( $R$ ) y la distribución de la disipación de energía sísmica acumulada. Se considera el mismo set de registros que el utilizado en el caso del anclaje rígido, para facilitar la comparación.

Es posible notar que el efecto disipativo de los pernos de anclaje disminuye a medida que la estructura se vuelve más flexible (al aumentar el número de pisos), llegando a disipar menos del 1% de la energía total ingresada al modelo. Esto también se refleja en el modo de falla dominante de cada caso; mientras los modelos más altos (más flexibles) fallan por interacción de los esfuerzos en las columnas, el modelo más rígido (3 pisos) tiene como modo de falla predominante la fractura de sus anclajes, reflejando el trabajo mecánico que realizó durante el análisis dinámico.

Por parte de las respuestas máximas, nuevamente la totalidad de los arriostramientos sufren de pandeo, pero la inclusión del anclaje en el análisis modifica la exigencia en tracción solicitada a estos elementos; si bien el modelo de 3 pisos tiene una participación alta del anclaje y baja de arriostramientos (lo que se aprecia en los grados de utilización obtenidos), este comportamiento tiende a desaparecer a medida que aumenta la altura del modelo, lo que va en línea con lo encontrado en la distribución de la energía disipada. Además, todos los anclajes sufren de fluencia en los análisis.

#### **Modelo de 3 Pisos**

En la Tabla 5-11 se presentan las respuestas máximas obtenidas del análisis, y a continuación se muestra gráficamente la distribución de las mismas. En la tabla 5-12 se expone la distribución de energía sísmica disipada por los distintos mecanismos presentes en el modelo. Además, la distribución es representada de forma gráfica y normalizada en función de la energía máxima acumulada ingresada al sistema, lo que se muestra desde la figura 5.5 a 5.7. Se destaca que la misma información es entregada para los tres modelos analizados.

Tabla 5-11: Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación.

<b>Arriost. en Tracción</b>	$T/T_y$				$\epsilon t = dt/Le$	
	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 – $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	33%	67%
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	17%	83%
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	33%	67%
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Consti: T	0%	0%	33%	67%	67%	67%

<b>Arriost. en Compresión</b>	$P/P_c$				$\epsilon c = dc/Le$	
	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 – $\epsilon c$	$\epsilon c - 2,5\%$
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%

<b>Anclajes en Tracción</b>	$T/T_y$				$\epsilon t = dt/Le$	
	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 – $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%

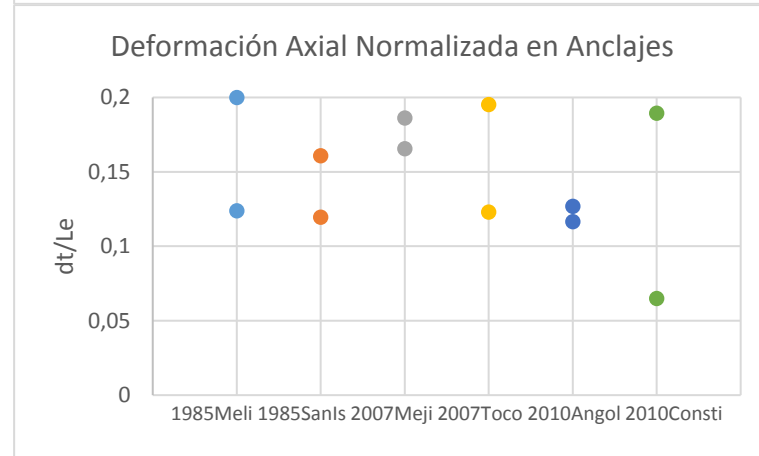
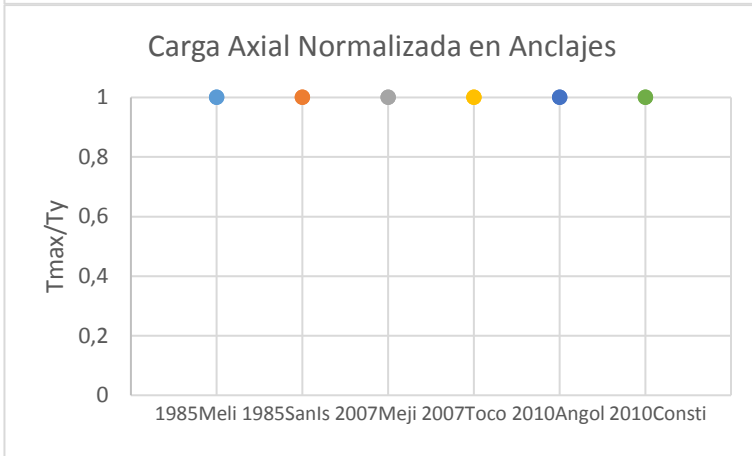
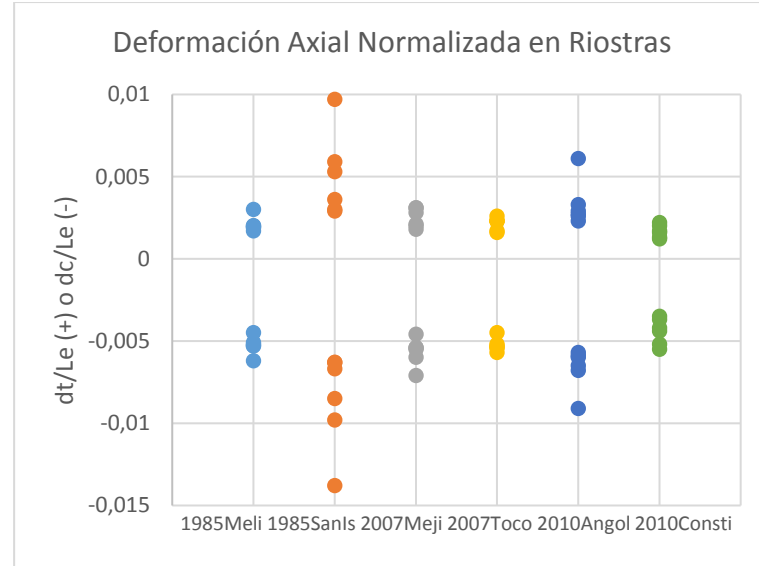
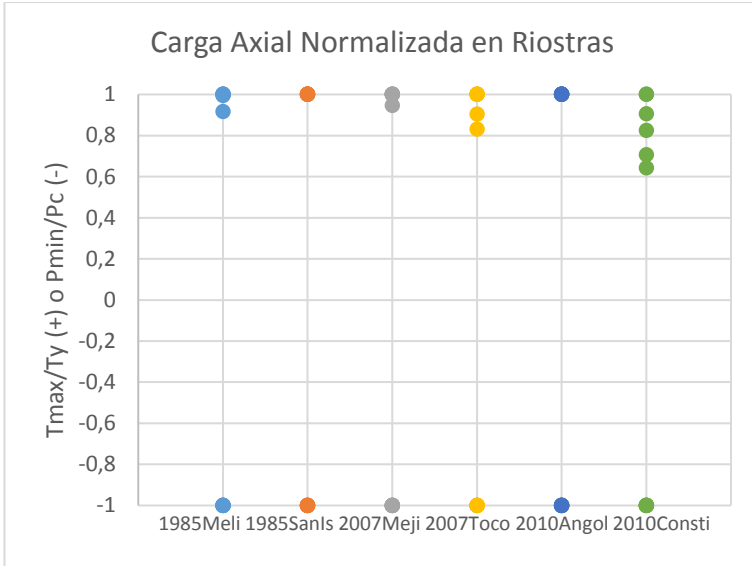


Figura 5.4: Respuestas máximas normalizadas en: riostras (arriba) y anclajes (abajo) a nivel de colapso.



Tabla 5-12: Distribución de la energía sísmica y factor de modificación de la respuesta (R).

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw		8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro	NS	Transversal	EW	Transversal	EW	Transversal
Escala	1,05	1,7	1,1	1,85	1,1	0,28
Mecanismo de Colapso	ANCLAJE	FU	ANCLAJE	ANCLAJE	ANCLAJE	ANCLAJE
FU Máximo Columnas	-	1,025	-	-	-	-
Corte Basal [kN]						
Modelo Lineal	10009,81	23694,22	5953,82	9245,54	10274,26	4159,96
Modelo No Lineal	1557,69	1657,42	1579,93	1578,03	1605,82	1536,34
Factor de Reducción (R)	6,43	14,30	3,77	5,86	6,40	2,71
Energía Acumulada						
Arriostramientos [%]	26,7%	56,2%	29,6%	15,6%	30,9%	51,7%
Pernos de Anclaje [%]	15,1%	4,8%	17,8%	6,0%	5,6%	17,1%
Amortiguamiento [%]	58,3%	39,7%	51,4%	78,0%	63,0%	30,5%
Cinética+Potencial [%]	0,9%	0,3%	1,2%	0,5%	0,5%	2,3%
Total [%]	101%	101%	100%	100%	100%	102%
Total [MJ]	0,98	2,84	0,81	2,14	2,26	0,41

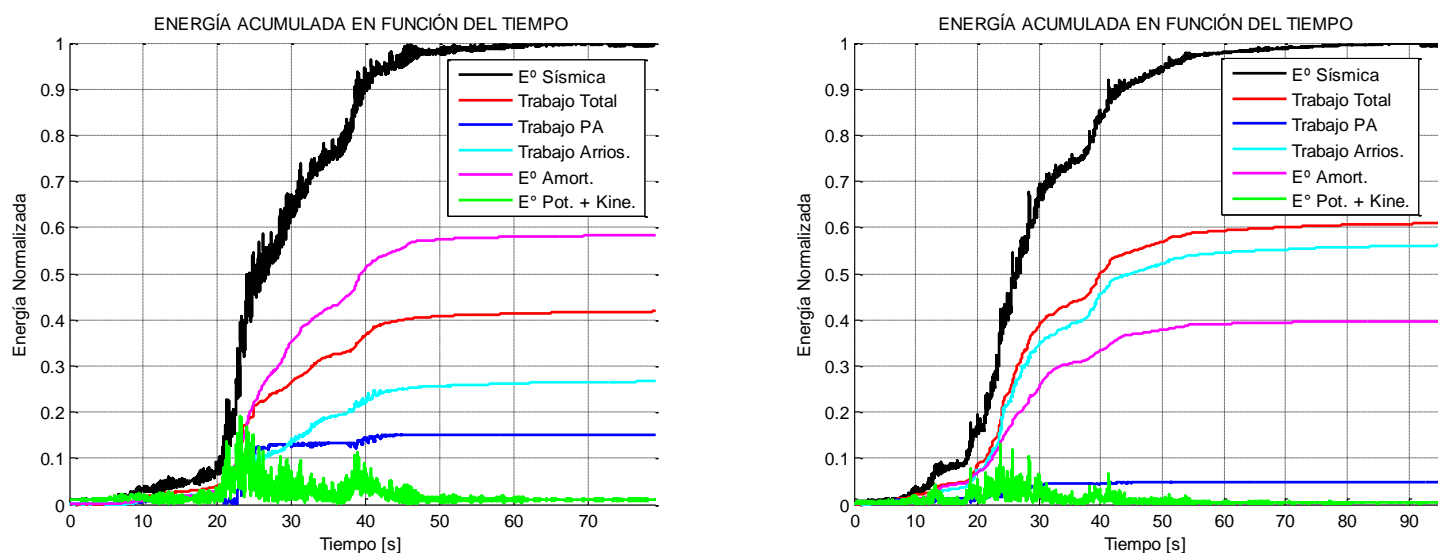


Figura 5.5: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Valparaíso 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Z=NS/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Z=T/V).

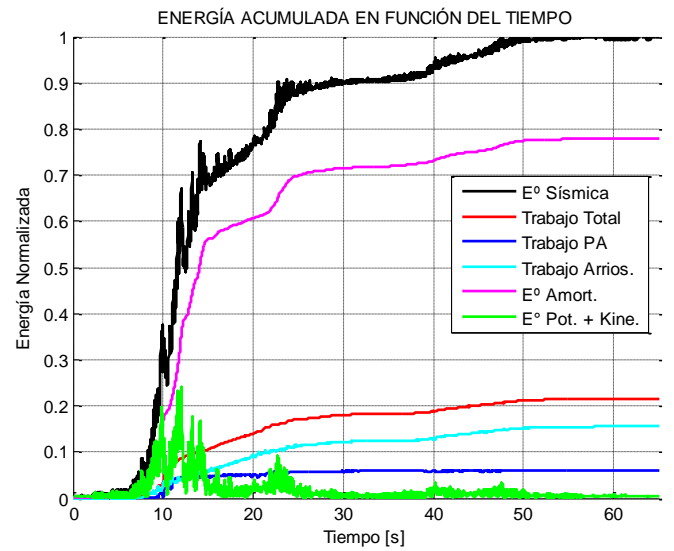
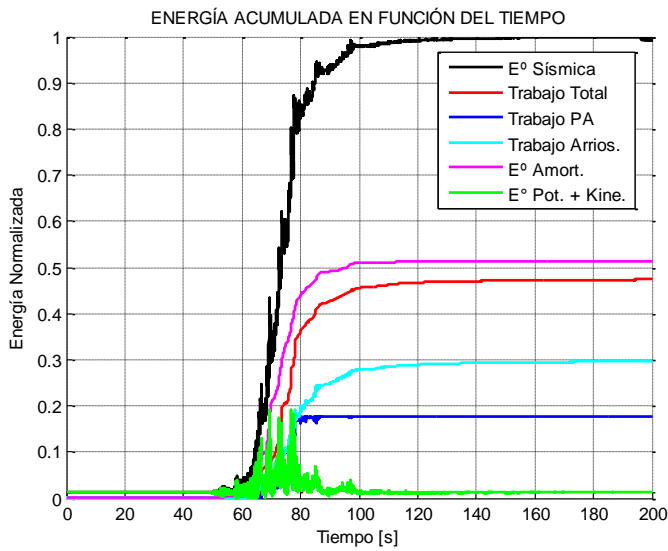


Figura 5.6: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Tocopilla ( $X/Z=T/V$ ).

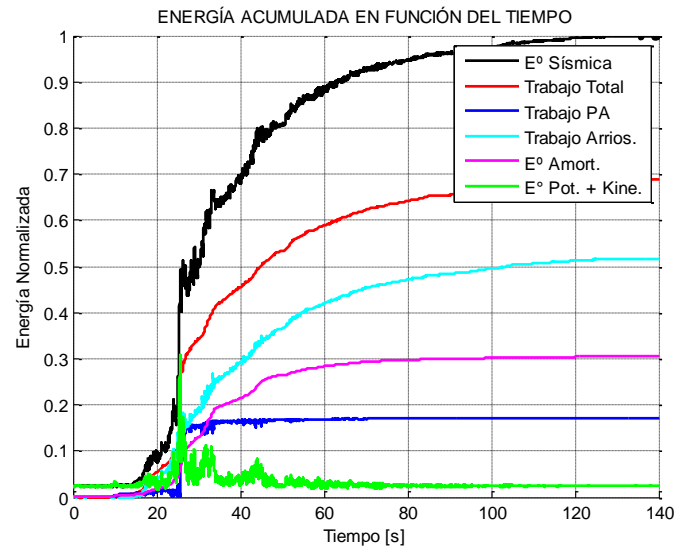
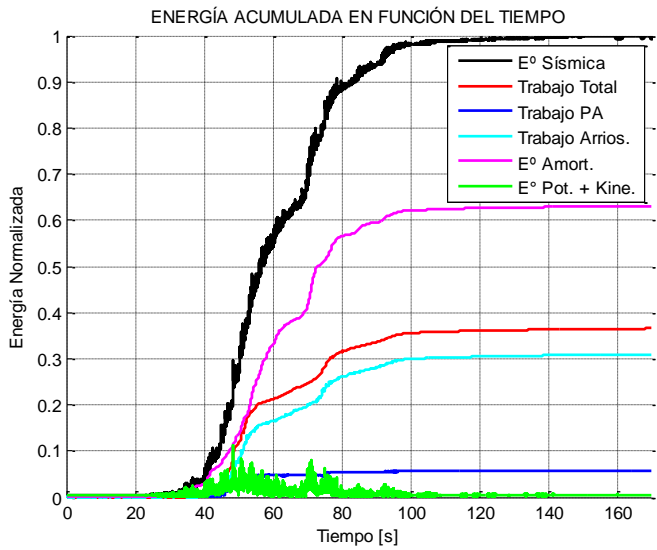


Figura 5.7: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo del Maule 2010. (Izq.) Estación Angol ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Constitución ( $X/Z=T/V$ ).

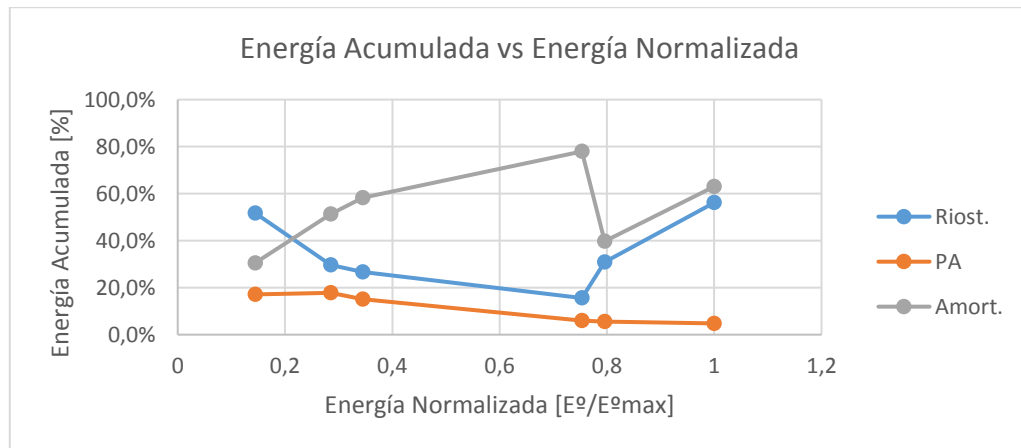


Figura 5.8: Porcentaje de energía disipada versus energía ingresada al sistema normalizada

## Modelo de 6 Pisos

Tabla 5-13: Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación.

<b>Arriost. en Tracción</b>		$T/T_y$				$\epsilon t = dt/Le$	
Sismo	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$	
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	17%	83%	
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	8%	92%	
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	17%	83%	
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	8%	92%	
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

<b>Arriost. en Compresión</b>		$P/P_c$				$\epsilon c = dc/Le$	
Sismo	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\epsilon c$	$\epsilon c - 2,5\%$	
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

<b>Anclajes en Tracción</b>		$T/T_y$				$\epsilon t = dt/Le$	
Sismo	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$	
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

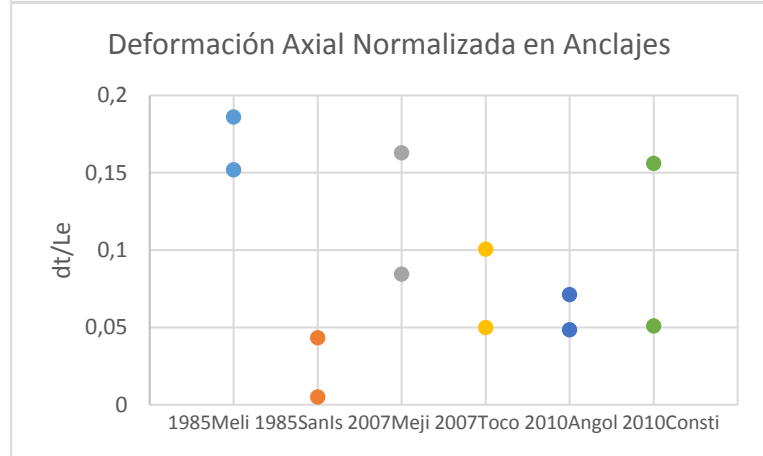
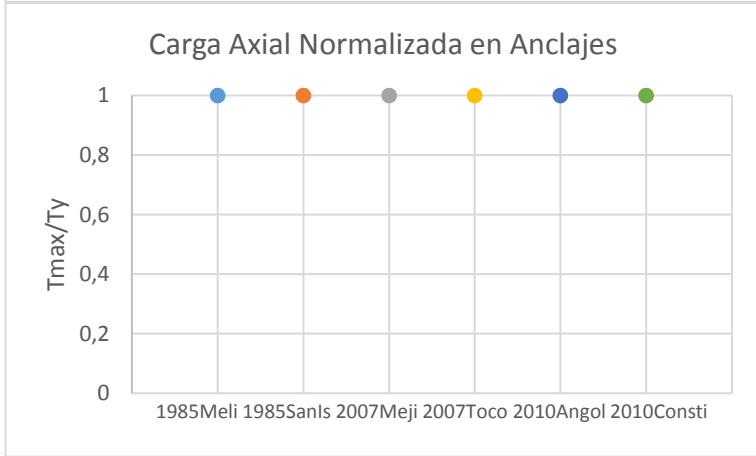
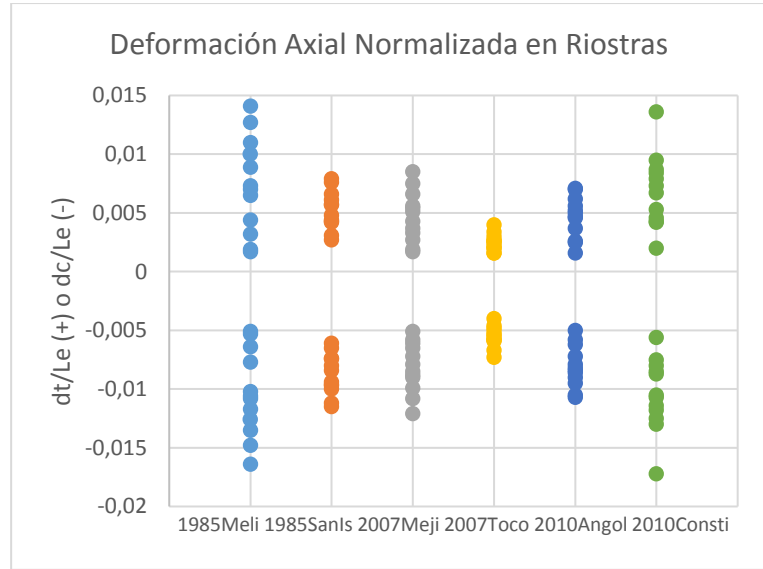
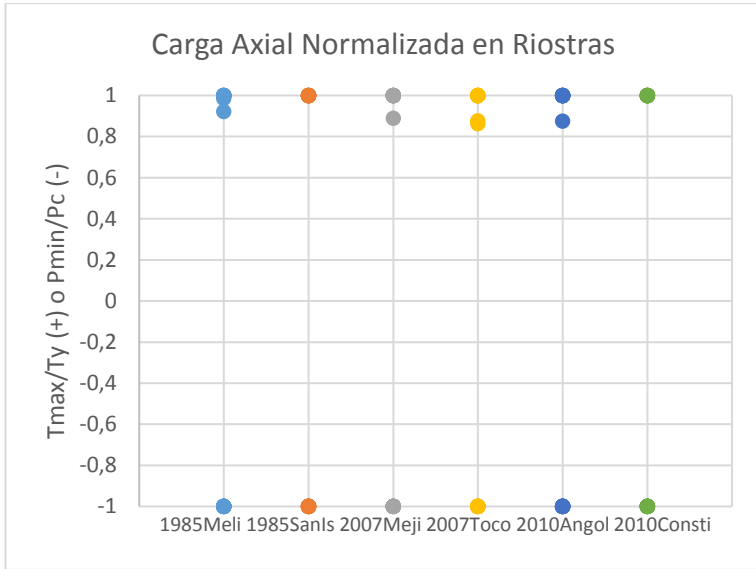


Figura 5.9: Respuestas máximas normalizadas en: riostras (arriba) y anclajes (abajo) a nivel de colapso.

Tabla 5-14: Distribución de la energía sísmica y factor de modificación de la respuesta (R).

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw		8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro	NS	Transversal	EW	Transversal	EW	Transversal
Escala	2,65	2,3	2	2,45	2,1	1,15
Mecanismo de Colapso	FU	FU	FU	FU	FU	FU
FU Máximo Columnas	FU=1,019	FU=0,978	FU=1,006	FU=0,965	FU=1,007	FU=1,029
Corte Basal [kN]						
Modelo Lineal	20457,74	36928,71	14576,97	12858,54	27486,27	30040,21
Modelo No Lineal	2439,46	2255,22	2166,69	1934,94	2065,86	2567,11
Factor de Reducción (R)	8,39	16,37	6,73	6,65	13,31	11,70
Energía Acumulada						
Arriostramientos [%]	52,3%	77,6%	42,9%	23,6%	58,6%	61,6%
Pernos de Anclaje [%]	10,4%	1,1%	8,5%	6,6%	4,0%	4,1%
Amortiguamiento [%]	35,6%	19,9%	47,1%	68,6%	36,1%	33,3%
Cinética+Potencial [%]	1,7%	1,4%	1,6%	1,3%	1,4%	1,0%
Total [%]	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Total [MJ]	6,02	4,97	4,52	3,8	5,2	7,14

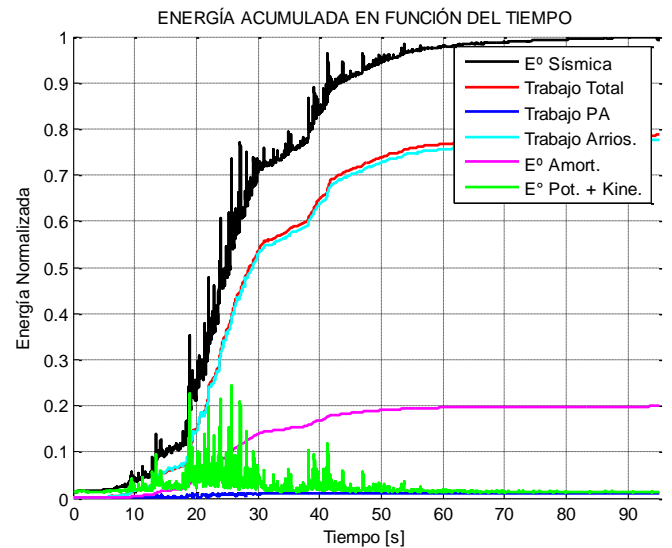
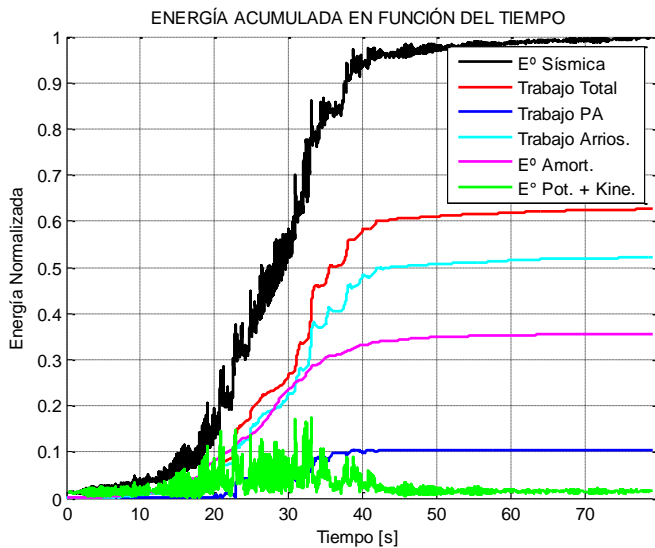


Figura 5.10: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Valparaíso 1985. (Izq.) Estación Melipilla (X/Z=NS/V). (Der.) Estación San Isidro (X/Z=T/V).

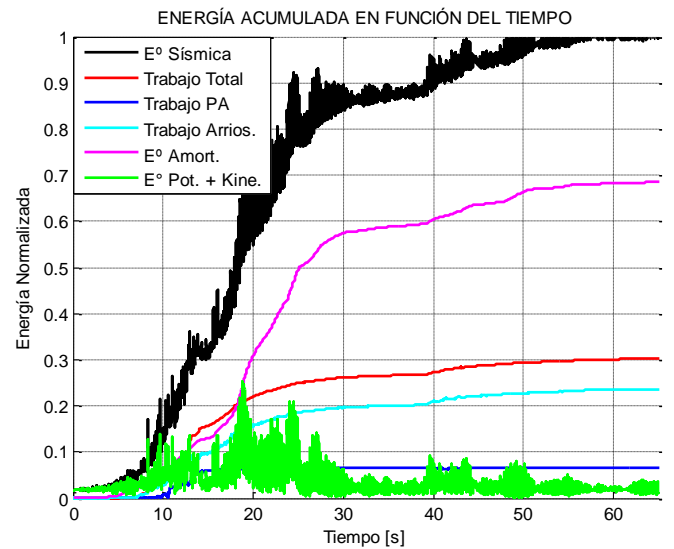
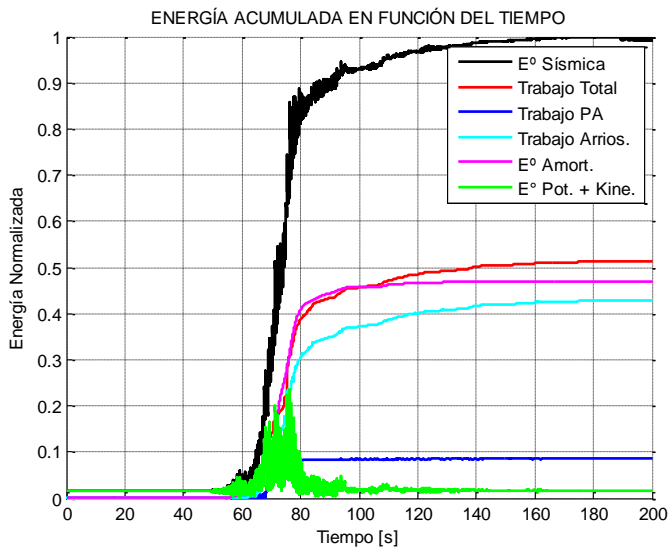


Figura 5.11: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Tocopilla ( $X/Z=T/V$ ).

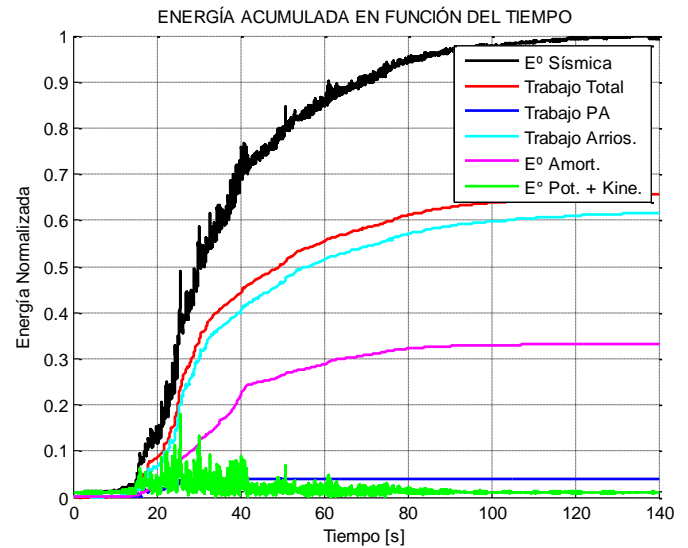
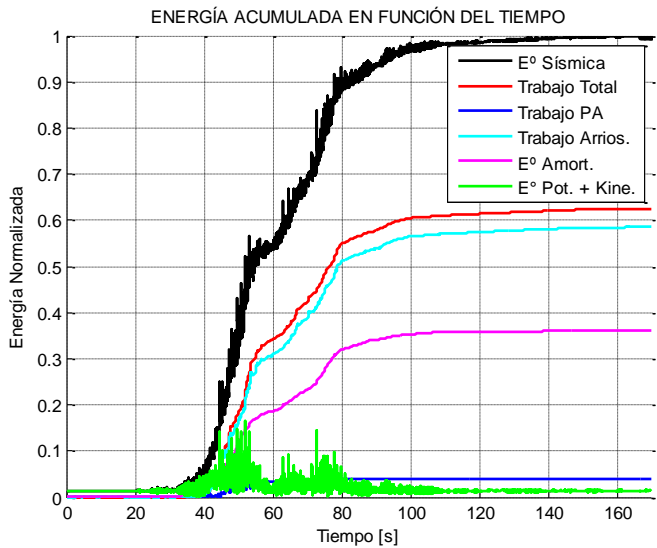


Figura 5.12: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo del Maule 2010. (Izq.) Estación Angol ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Constitución ( $X/Z=T/V$ ).

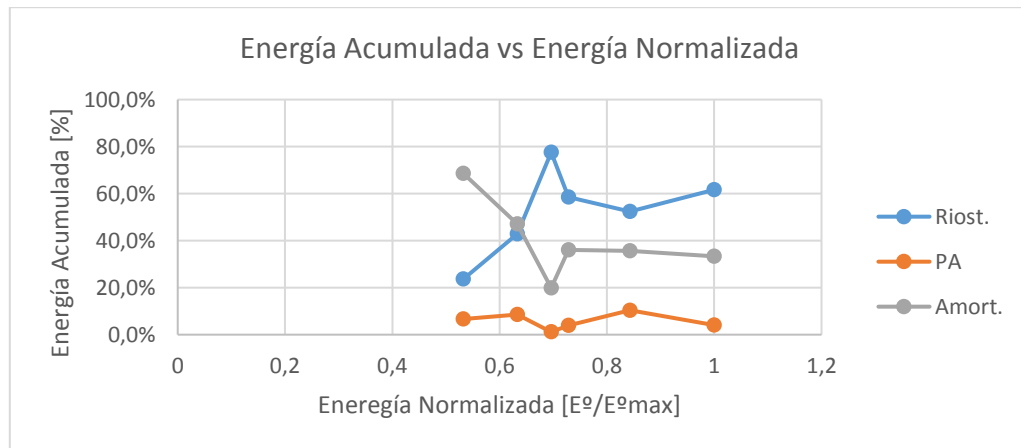


Figura 5.13: Porcentaje de energía disipada versus energía ingresada al sistema normalizada

## Modelo de 9 Pisos

Tabla 5-15: Distribución de respuestas máximas de los componentes no lineales a nivel de colapso según grado de utilización y deformación.

<b>Arriost. en Tracción</b>		$T/T_y$				$\epsilon t = dt/Le$	
Sismo	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$	
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	17%	83%	
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	6%	94%	
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

<b>Arriost. en Compresión</b>		$P/P_c$				$\epsilon c = dc/Le$	
Sismo	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\epsilon c$	$\epsilon c - 2,5\%$	
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

<b>Anclajes en Tracción</b>		$T/T_y$				$\epsilon t = dt/Le$	
Sismo	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	0 - $\epsilon y$	$\epsilon y - \epsilon u$	
T1985Meli: NS	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T1985SanIs: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Meji: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2007Toco: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Angol: EW	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
T2010Consti: T	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

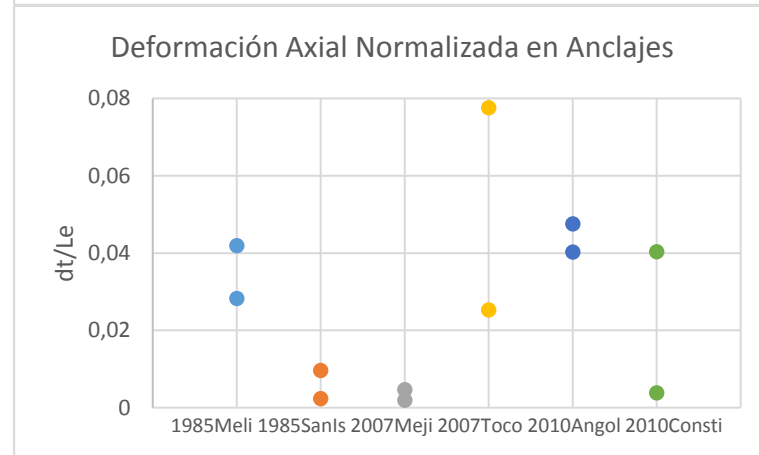
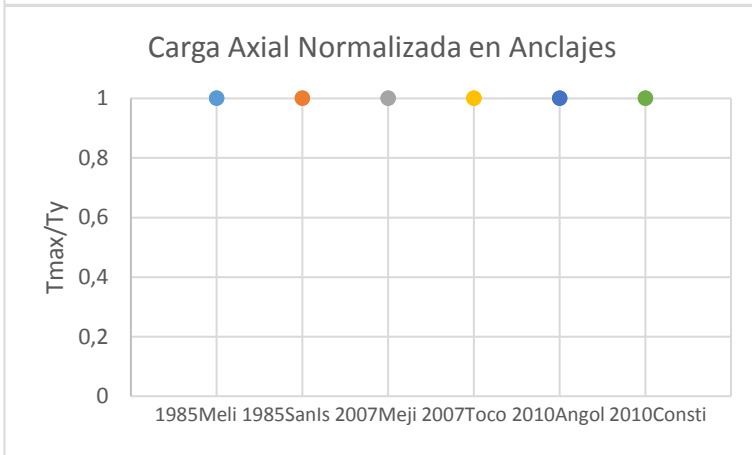
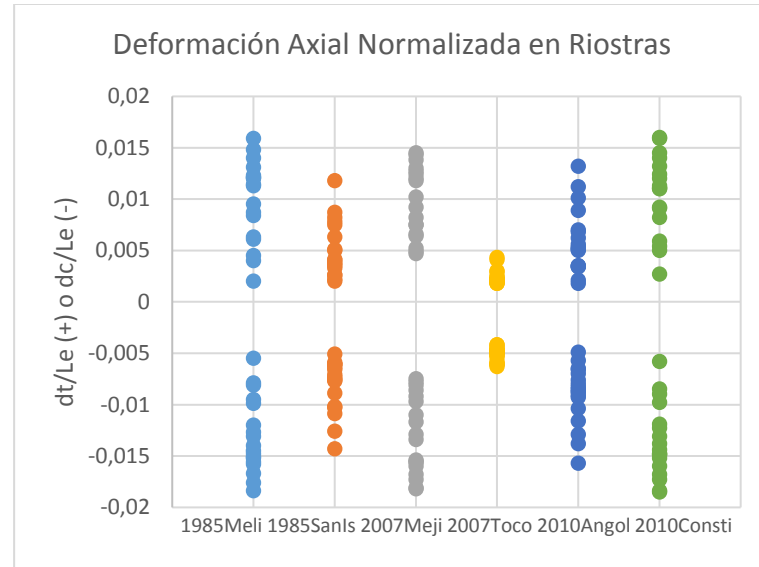
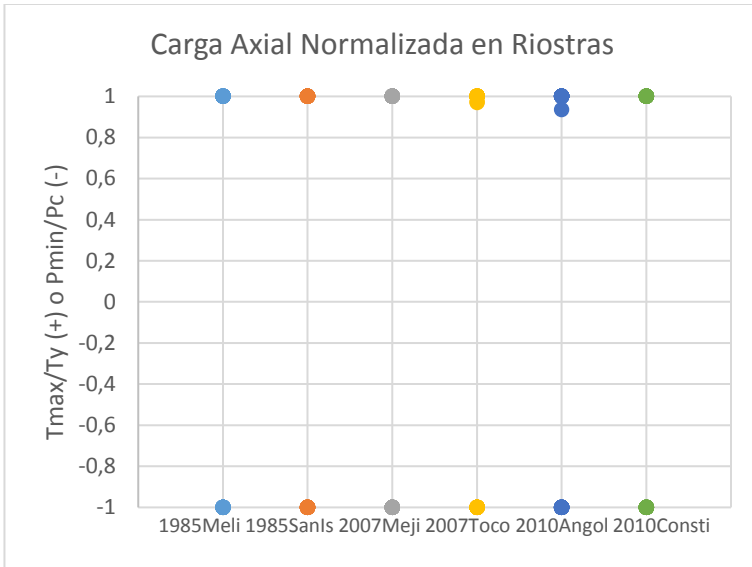


Figura 5.14: Respuestas máximas normalizadas en: riostras (arriba) y anclajes (abajo) a nivel de colapso.



Tabla 5-16: Distribución de la energía sísmica y factor de modificación de la respuesta (R).

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla		Maule	
Año	1985		2007		2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw		8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Tocopilla	Angol	Constitución
Registro	NS	Transversal	EW	Transversal	EW	Transversal
Escala	3,25	2,9	4	2,65	2,95	2
Mecanismo de Colapso	FU	FU	FU	FU	FU	FU
FU Máximo Columnas	FU=0,991	FU=0,986	FU=0,974	FU=1,09	FU=0,952	FU=1,045
Corte Basal [kN]						
Modelo Lineal	36347,75	50378,5	39802,42	20906,14	55143,47	46469,23
Modelo No Lineal	3103,28	3207,58	2856,12	2587	3255,06	3271,04
Factor de Reducción (R)	11,71	15,71	13,94	8,08	16,94	14,21
Energía Acumulada						
Arriostramientos [%]	66,7%	40,0%	83,9%	23,9%	55,4%	66,0%
Pernos de Anclaje [%]	2,7%	0,6%	0,1%	4,6%	4,0%	1,1%
Amortiguamiento [%]	28,9%	58,8%	14,9%	59,0%	39,5%	32,4%
Cinética+Potencial [%]	1,5%	0,8%	1,2%	12,7%	1,5%	0,7%
Total [%]	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Total [MJ]	11,76	18,86	12,97	7,41	13,78	19,77

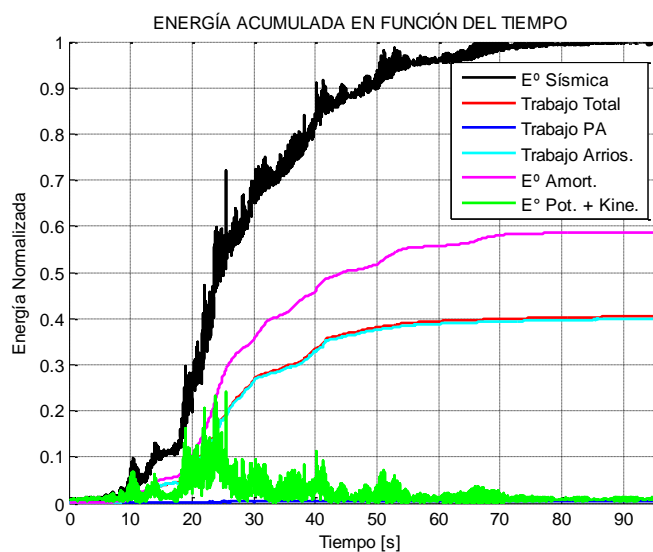
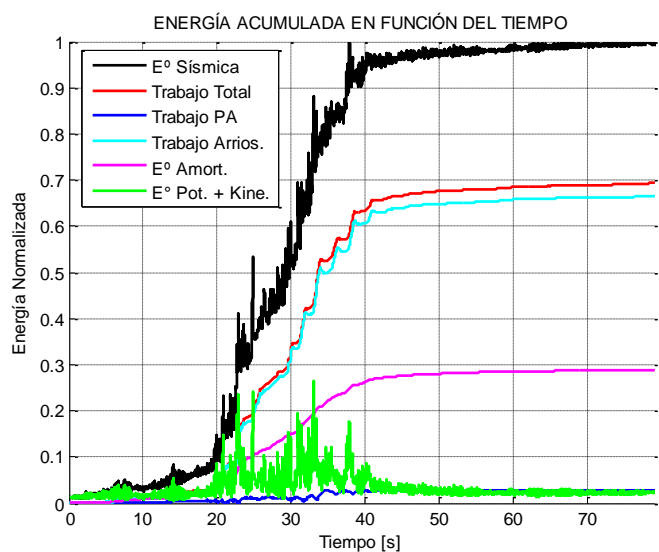


Figura 5.15: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones (X/Z=EW/V). (Der.) Estación Tocopilla (X/Z=T/V).

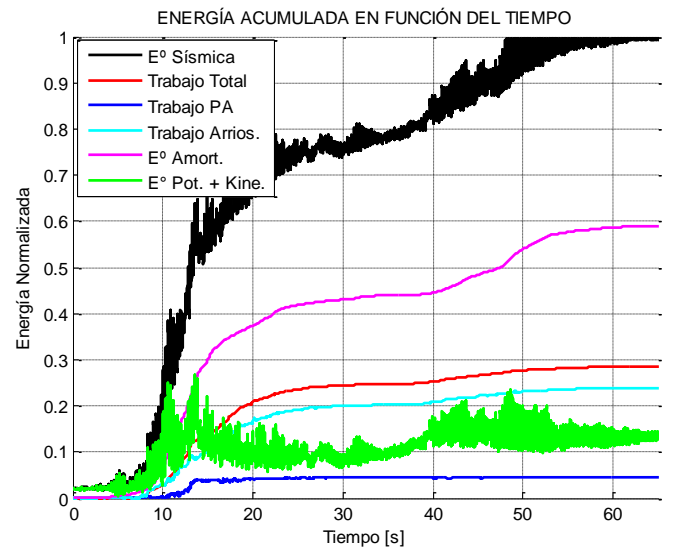
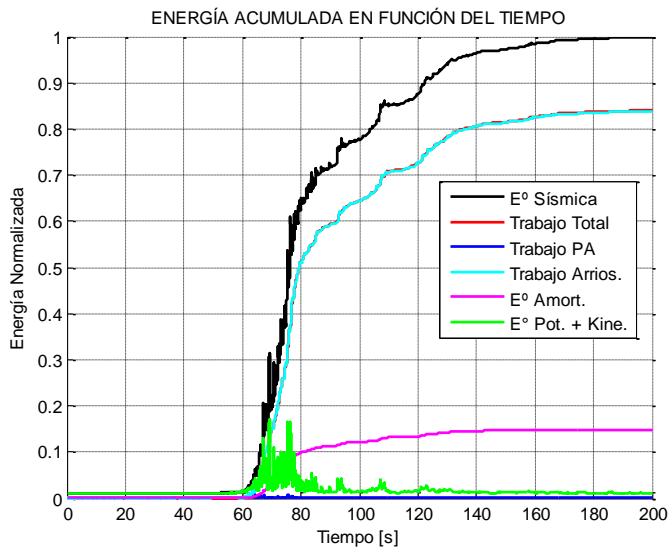


Figura 5.16: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo de Tocopilla 2007. (Izq.) Estación Mejillones ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Tocopilla ( $X/Z=T/V$ ).

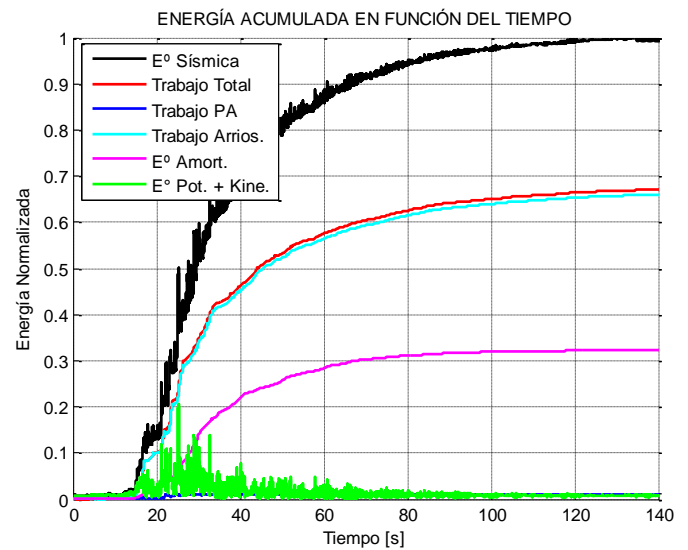
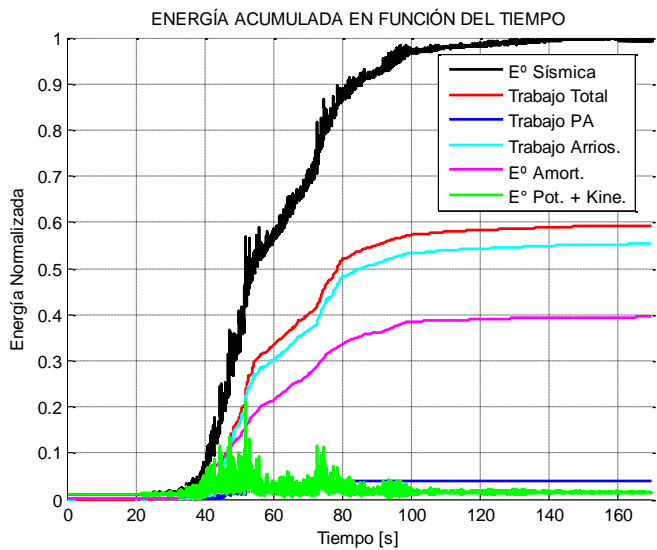


Figura 5.17: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el sismo del Maule 2010. (Izq.) Estación Angol ( $X/Z=EW/V$ ). (Der.) Estación Constitución ( $X/Z=T/V$ ).

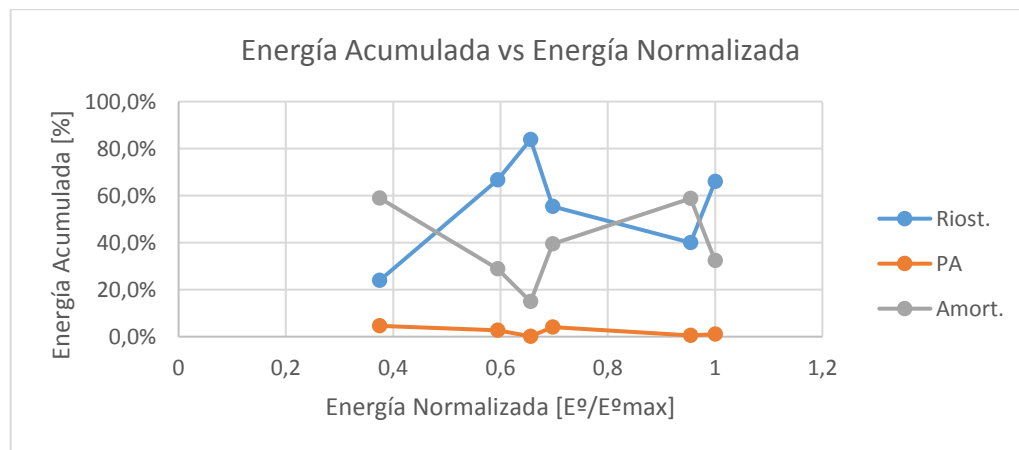


Figura 5.18: Porcentaje de energía disipada versus energía ingresada al sistema normalizada.

Es posible apreciar que los niveles de energía que inducen colapso son distintos para cada sismo considerado en el análisis. Si comparamos las distintas estaciones para un mismo evento se tiene que, en los modelos de 3 y 9 pisos, y para aquellos registros en que la cantidad de energía ingresada al sistema es mayor, se tiene que la energía disipada por los pernos de anclaje se ve superada por la energía sísmica que ingresa al sistema, por lo que la mayor disipación de energía es producida por los arriostramientos. Estos resultados van en línea con lo obtenido por Urzúa en el punto 4.1.7 de su trabajo de investigación.

También se aprecia una excesiva disipación por parte del amortiguamiento modal, principalmente en la estación de Tocopilla. Esto indica que un menor valor de amortiguamiento debiese ser utilizado.

Se tiene que el modo de falla dominante cambia a medida que aumenta la altura del modelo analizado. En un principio, el modelo de 3 pisos falla por la fractura incipiente de un perno de anclaje, significando que la estructura quedaría pivoteando respecto al anclaje no fracturado. Por otro lado, los modelos más altos fallan incipientemente por interacción de esfuerzos en columnas del sistema sismorresistente, lo que es indicio de que el “zapateo” sufrido por el modelo tras la deformación axial de los anclajes genera esfuerzos axiales considerables en las columnas del sistema.

# CAPÍTULO 6: RESUMEN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se presenta un resumen de los principales resultados obtenidos, en función de la altura de los modelos estudiados, acompañado de una comparación entre las dos prácticas en cuestión. En el Anexo C se encuentran las tablas que resumen las secuencias de plastificación de los modelos analizados, en cuanto al ingreso al rango no lineal de los elementos tipo *Link* a consecuencia de los análisis estáticos realizados.

## 6.1 MODELO DE 3 PISOS

### 6.1.1 Análisis Estático

En la Tabla 6-1 se presenta el resumen de los parámetros obtenidos del análisis estático, y la figura 6.1 muestra las diferencias en las curvas *push-over*.

Tabla 6-1: Resumen del análisis estático.

Anclaje	$\Omega$ [-]	$\mu_T$ [-]	$d_u/H$ [-]	$R_\mu$ [-]	$R$ [-]
Rígido	3,7	15,3	0,029	7,5	27,6
Dúctil	2,9	7,6	0,012	4,8	13,8

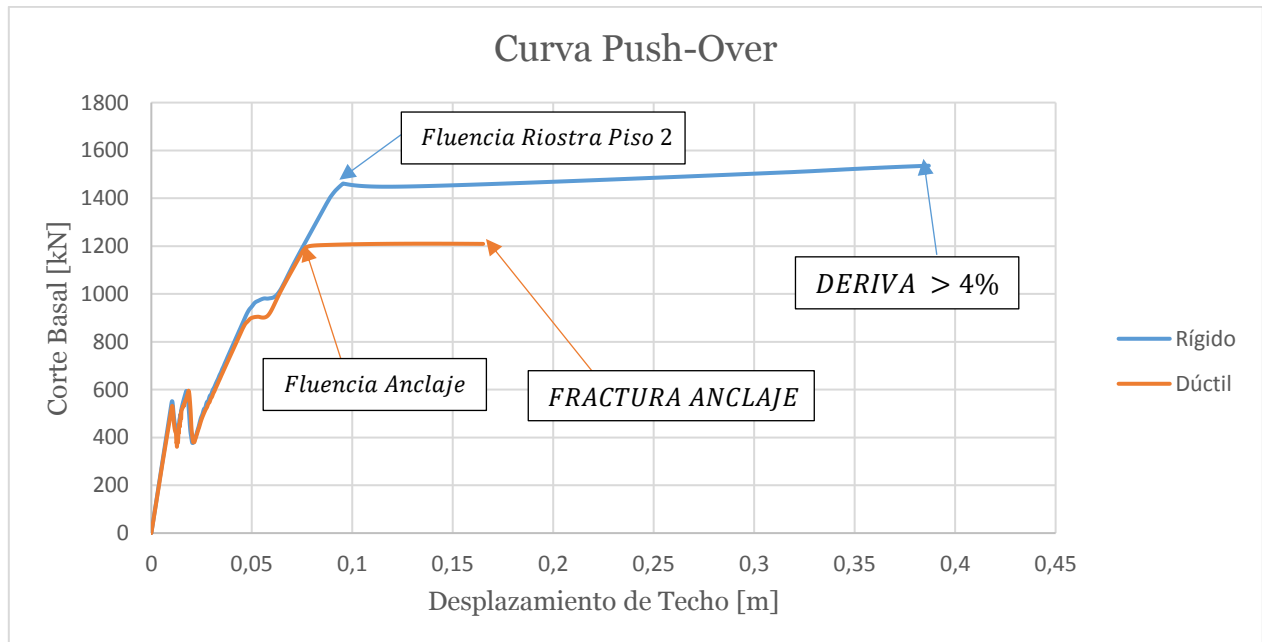


Figura 6.1: Comparación de curvas *push-over* para modelos de 3 pisos.

A partir de la Tabla 6-1 es posible observar que la mayor diferencia se encuentra en el desplazamiento último obtenido por el modelo con anclaje dúctil, lo cual tiene directa implicancia en la gran diferencia encontrada en el valor de  $R$ . Esto se debe a que los pernos

de anclaje se fracturan mucho antes de lograr gatillar otro modo de falla como en el caso de anclaje rígido, en que el análisis se detiene por lograr la deriva máxima entre pisos antes de perder capacidad resistente en las columnas.

En general, las secuencias de plastificación son muy similares en un comienzo. En ambos modelos se pandean las riostras de los 3 pisos prácticamente para el mismo desplazamiento de techo. La fluencia temprana del modelo dúctil se debe a la fluencia de los pernos de anclaje, lo que impide que la estructura sea capaz de transmitir esfuerzos de tracción en las riostras que no han fallado, por lo que éstas no entran en su rango no lineal, implicando que el modelo no toma más corte basal. Por otro lado, en el modelo rígido, la fluencia está controlada por los arriostramientos; en este caso, las riostras de los primeros dos pisos de la estructura fluyen para desplazamientos de techo similares, mientras que la del tercer piso lo hace poco antes de gatillarse el modo de falla no simulado. Queda en evidencia la dependencia del modelo dúctil, en cuanto a su resistencia y capacidad de fluir, de los pernos de anclaje.

### 6.1.2 Análisis Dinámico

#### *Razón del Margen de Colapso*

En la Tabla 6-2 se presenta el resumen de los resultados obtenidos para la determinación del CMR.

Tabla 6-2: Resumen de resultados para el CMR.

<b>3 Pisos</b>	$S_{CT}$ [g]	$S_{MT}$ [g]	$SF$ [-]	$CMR$	$CMR_{FEMA}$	%
<b>Rígido</b>	0,65	1,00	2,4	1,55	1,9	82%
<b>Dúctil</b>	0,59	0,96	1,7	1,05	1,9	55%

Se aprecia una clara diferencia en la relación porcentual en cuanto al resultado del CMR obtenido en ambos casos. Si bien ambos modelos no cumplen con los estándares de la Metodología, es claro que la capacidad sismorresistente del modelo con anclaje dúctil es menor que la de su contraparte rígida.

Una de las grandes diferencias observadas, respecto al modo de falla que domina en cada caso, es que el modelo con anclaje rígido falla principalmente por la interacción de esfuerzos de compresión y flexión en las columnas, y en segundo lugar por la deriva máxima entre piso admisible, mientras que el modo de falla dominante en el caso del anclaje dúctil es la fractura de la conexión (pernos de anclaje). Esto sugiere que el modo de falla del modelo dúctil es predecible a diferencia del modelo rígido, que falla por un modo de falla no simulado y difícil de predecir.

#### *Distribución de la Energía Sísmica Disipada y Respuestas Máximas*

Los valores presentados en la Tabla 6-3 corresponden a la mediana de los resultados obtenidos de los seis sismos considerados en los puntos 4.3.2 y 5.3.2.

Se aprecia una alta participación del amortiguamiento en ambos casos, siendo significativamente mayor el del caso dúctil. En general, esto es indicio de que el

amortiguamiento dado a los modelos es excesivo, tendencia que se mantiene para los modelos de mayor altura. Otra razón posible los valores obtenidos en esta participación corresponde a una disfunción en la modelación que, de ser efectiva, es atribuida a la *Lean Column*.

En este caso, se tiene que el modelo con anclaje rígido es el que disipa una mayor cantidad de energía en sus elementos que entran al rango no lineal, habiendo una diferencia de un 19% respecto a su contraparte con anclaje dúctil. También se destaca el hecho de que esta altura de pisos es en la que más participan los pernos de anclaje en cuanto a la energía sísmica que disipan.

Tabla 6-3: Resumen de resultados de la distribución de energía sísmica disipada.

<b>3 Pisos</b>		<b>Rígido</b>	<b>Dúctil</b>
<b>Factor de Modificación de la Respuesta</b>		12,29	6,13
<b>Modo de Falla Dominante</b>		FU	ANCLAJE
<b>Energía Acumulada</b>	Arriostramientos	60%	30%
	Pernos de Anclaje	-	11%
	Amortiguamiento	40%	55%
	Cinética+Potencial	0%	1%
<b>Energía Ingresada [MJ]</b>		4,20	1,56

En cuanto a las respuestas máximas desarrolladas en cada caso de análisis, se tiene que el modelo de anclaje rígido hace trabajar a todas las riostras de forma pareja, dado que prácticamente todas entran en el rango no lineal, tanto para tracción como compresión. Por otro lado, la fluencia del anclaje en el caso dúctil hace que menos arriostramientos fluyan en tracción, por lo que claramente se les asociará una menor participación en la disipación de la energía sísmica ingresada al sistema. Se destaca que, en ambos casos, todos los arriostramientos se pandean y, en el modelo de anclaje dúctil, ambos anclajes fluyen en tracción.

## 6.2 MODELO DE 6 PISOS

### 6.2.1 Análisis Estático

En la Tabla 6-4 se presenta el resumen de los parámetros obtenidos del análisis estático, y la figura 6.2 muestra las diferencias en las curvas *push-over*.

Tabla 6-4: Resumen del análisis estático.

<b>Anclaje</b>	$\Omega$ [-]	$\mu_T$ [-]	$d_u/H$ [-]	$R_\mu$ [-]	$R$ [-]
<b>Rígido</b>	2,5	15,4	0,025	15,4	38,3
<b>Dúctil</b>	2,4	9,5	0,017	9,5	22,8

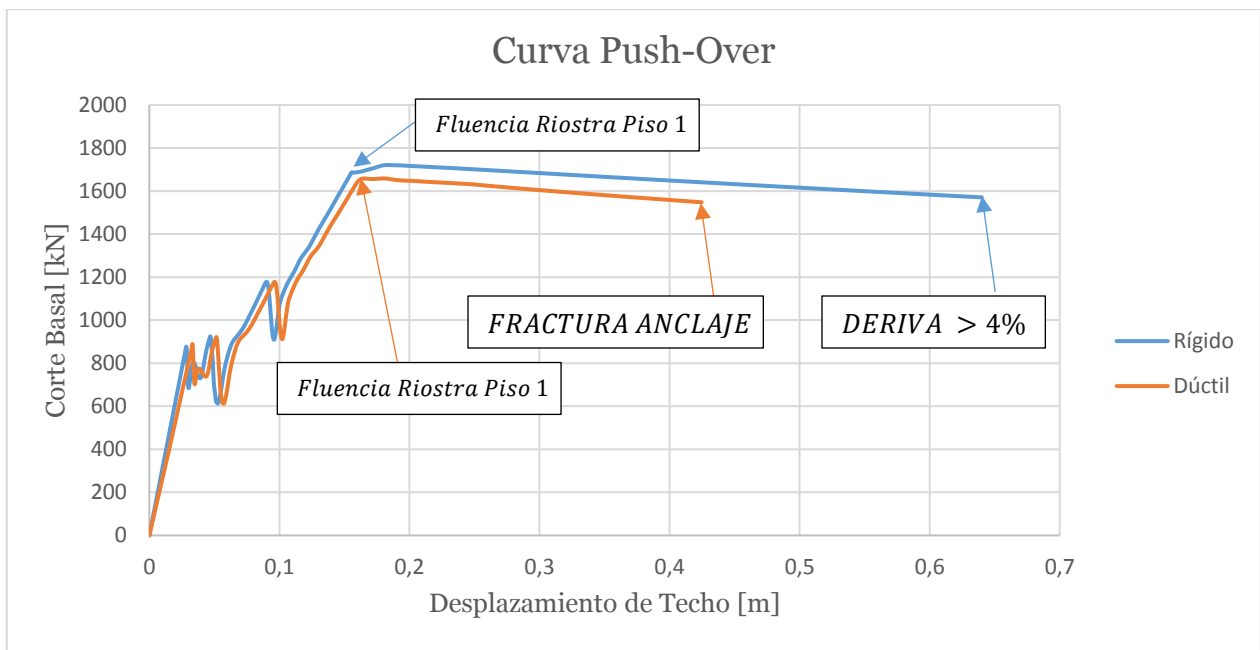


Figura 6.2: Comparación de curvas push-over para modelos de 6 pisos.

Nuevamente la diferencia está en el desplazamiento último logrado por los modelos (ver Tabla 6-2), en que el que tiene un anclaje dúctil logra un menor grado de deformación debido a la fractura relativamente temprana de sus anclajes, sin embargo, la diferencia porcentual es menor en relación con el caso de tres pisos, lo que lleva a este modelo a un comportamiento más similar al con anclaje rígido. Se destaca el hecho de que la sobrerresistencia alcanzada por los dos casos es prácticamente la misma, lo cual es señal de que ambos modelos logran el mismo nivel de resistencia y que fallan de forma similar. Esto se puede apreciar claramente en la figura 6.2.

En cuanto a las secuencias de plastificación de los modelos, nuevamente es posible apreciar que, en un comienzo, son iguales; en ambos casos la secuencia comienza con el pandeo de arriostramientos a desplazamientos de techo similares. Respecto a la fluencia de los modelos se tiene que, en el modelo con silla de anclaje, se logra la fluencia del arriostramiento del primer piso previo a la fluencia del anclaje, y al mismo nivel de deformación que su contraparte rígida, lo que explica que la sobrerresistencia lograda por los modelos sea prácticamente la misma, y que la resistencia del caso dúctil sufra degradación en su rango no lineal, ya que la fluencia se ve controlada por la riostra del primer piso y en su comportamiento se incluye este fenómeno. Por otro lado, el modelo de anclaje rígido nuevamente ve gobernada su fluencia por los arriostramientos trabajando en tracción, siendo lograda por 4 de los 6 fusibles.

En el modelo con anclaje dúctil, el hecho de que un arriostramiento haya fluido previo a los pernos de anclaje indica problemas en el diseño. Se destaca que el factor de utilización de los arriostramientos del primer piso del modelo es mayor que el de los anclajes, razón por la que la riostra fluye antes que la conexión.

## 6.2.2 Análisis Dinámico

### Razón del Margen de Colapso

En la Tabla 6-5 se presenta el resumen de los resultados obtenidos para la determinación del CMR.

Tabla 6-5: Resumen de resultados para el CMR.

6 Pisos	$S_{CT}$ [g]	$S_{MT}$ [g]	$SF$ [-]	CMR	$CMR_{FEMA}$	%
<b>Rígido</b>	0,32	0,56	2,7	1,52	1,9	80%
<b>Dúctil</b>	0,30	0,53	2,47	1,39	1,9	73%

Nuevamente ambos modelos no cumplen con los estándares de la Metodología. Sin embargo, se aprecia una mayor cercanía en el comportamiento de los modelos, lo que se refleja en la diferencia porcentual obtenida de los valores del CMR resultantes.

En cuanto al modo de falla predominante, el comportamiento del modelo con anclaje rígido sigue siendo el mismo, es decir, predomina la falla por interacción de esfuerzos en la columna, complementado por el modo de falla no simulado de la deriva máxima entrepisos. Sin embargo, para el caso de anclaje dúctil, comenzó a apreciarse una predominancia del modo de falla correspondiente a la interacción de esfuerzos en columnas.

### Distribución de la Energía Sísmica Disipada y Respuestas Máximas

Los valores presentados en la Tabla 6-6 corresponden a la mediana de los resultados obtenidos de los seis sismos considerados en los puntos 4.3.2 y 5.3.2.

A medida que se aumenta en la altura se aprecia que la participación del amortiguamiento baja en comparación al caso anterior para el caso dúctil, y se destaca que la participación de los arriostramientos aumenta considerablemente en el mismo modelo. Por otro lado, la participación de los arriostramientos y amortiguamiento se mantuvo en el caso del modelo con anclaje rígido.

También se aprecia una mayor disipación en el diseño de la práctica chilena, ya que se incorpora la disipación producida por los pernos de anclaje.

Tabla 6-6: Resumen de resultados de la distribución de la energía sísmica disipada.

6 Pisos		Rígido	Dúctil
<b>Factor de Modificación de la Respuesta</b>		10,82	10,04
<b>Modo de Falla Dominante</b>		FU	FU
<b>Energía Acumulada</b>	Arriostramientos	58%	55%
	Pernos de Anclaje	-	5%
	Amortiguamiento	40%	36%
	Cinética+Potencial	1%	1%
<b>Energía Ingresada [MJ]</b>		6,23	5,09



Nuevamente se tiene, en ambos modelos, que todos los arriostramientos se pandean y ambos anclajes, en el modelo dúctil, fluyen. Si bien el caso con anclaje dúctil tiene una participación de arriostramientos levemente menor, en la disipación de energía, el hecho de que la conexión entre en rango no lineal hace que la disipación generada este modelo sea porcentualmente mayor a la obtenida en el modelo con anclaje rígido.

## 6.3 MODELO DE 9 PISOS

### 6.3.1 Análisis Estático

En la Tabla 6-7 se presenta el resumen de los parámetros obtenidos del análisis estático, y la figura 6.3 muestra las diferencias en las curvas *push-over*.

Tabla 6-7: Resumen del análisis estático.

Anclaje	$\Omega$ [-]	$\mu_T$ [-]	$d_u$ [cm]	$R_\mu$ [-]	$R$ [-]
<b>Rígido</b>	1,5	11,5	0,021	11,5	17,4
<b>Dúctil</b>	1,5	10,8	0,022	10,8	16,3

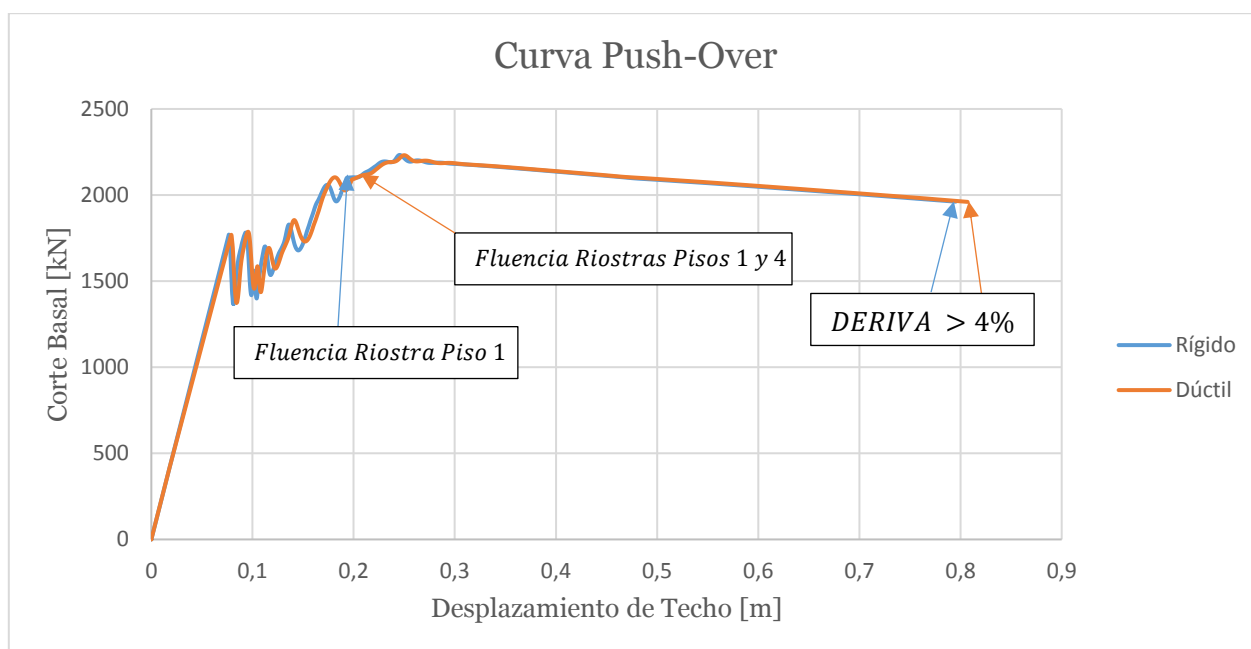


Figura 6.3: Comparación de curvas *push-over* para modelos de 9 pisos.

En este caso no se aprecia gran diferencia en los resultados obtenidos. Los valores de sobrerresistencia son iguales en ambos casos (ver Tabla 6-3), lo cual indica que el valor de corte basal máximo soportado es el mismo para los dos modelos; además, la ductilidad lograda también es prácticamente la misma. Todo esto se resume en la comparación de las curvas *push-over* de los dos tipos de anclaje, en donde ambas curvas prácticamente se superponen.

Las secuencias de plastificación de los modelos nuevamente presentan gran similitud sus rangos elásticos y el comienzo de la falla de las riostras por compresión. A pesar del pequeño desfase entre las curvas, la cantidad de riostras pandeadas es el mismo en ambos casos. Además, en ambos casos la fluencia está controlada por los arriostramientos trabajando en tracción, teniéndose que la fluencia de los pernos de anclaje para el modelo dúctil comienza mucho después de la primera fluencia de los arriostramientos en tracción de su modelo, donde se tiene el caso que los tres primeros arriostramientos que fluyen lo hacen prácticamente en el mismo instante. Se destaca el hecho de que ambos modelos son controlados por el modo de falla no simulado de deriva máxima entre pisos.

El hecho de que las curvas sean iguales se debe al resultado del diseño, obtenido de la aplicación de la metodología. Como los factores de utilización de las riostras del modelo están mejor ajustados que el factor del anclaje, la fluencia del modelo con anclaje dúctil se desarrolla de la misma forma que su contraparte rígida siendo controlada por los arriostramientos, que fluyen mucho antes que los pernos de anclaje. Esto significó que la fluencia de la conexión no se vea reflejada en la curva del análisis, ya que se mantiene lineal mientras las riostras entran en fluencia, por lo que no actúan como un fusible temprano para este análisis.

### 6.3.2 Análisis Dinámico

#### *Razón del Margen de Colapso*

En la Tabla 6-8 se presenta el resumen de los resultados obtenidos para la determinación del CMR.

Tabla 6-8: Resumen de resultados para el CMR.

<b>9 Pisos</b>	$S_{CT}$ [g]	$S_{MT}$ [g]	$SF$ [-]	$CMR$	$CMR_{FEMA}$	%
<b>Rígido</b>	0,20	0,41	3,7	1,76	1,9	93%
<b>Dúctil</b>	0,18	0,40	3,7	1,68	1,9	88%

De forma similar que, en el caso del análisis estático, el comportamiento entre ambos modelos es prácticamente el mismo. Ya no se aprecia gran diferencia en cuanto a la predominancia de los modos de falla, ya que en ambos casos se presentan los de interacción de esfuerzos en columnas y la deriva máxima entrepisos, siendo que el más frecuente corresponde al de la interacción de esfuerzos. Por lo tanto, se tiene que el comportamiento observado para estos casos es virtualmente el mismo.

#### *Distribución de la Energía Sísmica Disipada y Respuestas Máximas*

Los valores presentados en la Tabla 6-9 corresponden a la mediana de los resultados obtenidos de los seis sismos considerados en los puntos 4.3.2 y 5.3.2.

Nuevamente se mantiene la tendencia en cuanto a la participación del amortiguamiento y la disipación generada por los arriostramientos, para el caso del modelo con anclaje rígido.

La energía acumulada por amortiguamiento, en el caso dúctil, se mantuvo respecto al modelo de 6 pisos. Si bien ahora los pernos de anclaje no disipan tanta energía como en

los casos anteriores, la disipación lograda con este anclaje es mayor que en su contraparte, ya que incluso se logra una mayor participación de los arriostramientos que en el caso con anclaje rígido.

Tabla 6-9: Resumen de resultados de la distribución de energía sísmica disipada.

<b>9 Pisos</b>		<b>Rígido</b>	<b>Dúctil</b>
<b>Factor de Modificación de la Respuesta</b>		12,75	14,07
<b>Modo de Falla Dominante</b>		FU	FU
<b>Energía Acumulada</b>	Arriostramientos	57%	61%
	Pernos de Anclaje	-	2%
	Amortiguamiento	41%	36%
	Cinética+Potencial	1%	1%
<b>Energía Ingresada [MJ]</b>		14,28	13,37

En cuanto a las respuestas máximas de los modelos, nuevamente todos los arriostramientos se pandean, y los anclajes del modelo dúctil fluyen. Ya no es posible apreciar diferencias considerables entre ambos casos, ya que ambos la proporción de arriostramientos que fluyen en tracción son similares. Esto va en línea con la tendencia de que la participación del anclaje disminuye a medida que aumenta la altura de pisos.

## **CAPÍTULO 7: ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES**

En el presente capítulo se plantean las principales conclusiones obtenidas del estudio. Se debe considerar que el diseño no está del todo optimizado en cuanto al uso de los arriostramientos utilizados, y que el espectro de estructuras modeladas y analizadas no basta para cubrir las exigencias de la Metodología en todo su rigor, por lo que debiese extenderse el estudio a un universo arquetipo bien definido, y con todas las variables posibles consideradas.

La tendencia de los resultados sugiere el hecho de que el flexibilizar una estructura tenga como consecuencia una menor participación de la silla de anclaje, en cuanto a los factores de desempeño, lo que se refleja en la tendencia de las curvas *push-over* para las distintas alturas de los modelos, las cuales tienden a sobreponerse a medida que aumenta la altura analizada. A continuación, se entregan los análisis que respaldan esta afirmación, tomando énfasis en que el comportamiento de los modelos con anclaje dúctil tiende al comportamiento del anclaje rígido, a medida que la cantidad de pisos aumenta.

### **7.1 MODOS DE FALLA DOMINANTES**

Los análisis realizados se deben separar en los casos de anclaje rígido y dúctil. Para el primero, se dio que el modo de falla no simulado de deriva máxima entre piso aparece constantemente al momento de ajustar el factor de escalamiento en el cálculo del CMR. Esto se ve evidenciado en el resultado del análisis *push-over*, en donde los tres modelos (3, 6 y 9 pisos) fallan debido a este mecanismo. Es de considerar que este modo aparece cada vez menos a medida que aumenta la altura del modelo, siendo más partícipe el de interacción de esfuerzos en columnas. Esto es atribuido a la variación en la participación modal, en la dirección horizontal, ya que el modelo más bajo tiene una dominancia muy marcada del primer modo, mientras que los modelos más flexibles dan una mayor participación a los siguientes modos, cambiando la respuesta en las deformaciones alcanzadas.

Para el segundo caso, se tiene que los pernos de anclaje gobiernan el desempeño del modelo más bajo, ya que la mayoría de los colapsos del análisis dinámico se gatillaron por el modo de falla que considera la fractura de los anclajes y también se tiene que, al desarrollar el análisis no lineal estático, dos de los tres modelos (3 y 6 pisos) fallan debido al anclaje. Sin embargo, se aprecia que la influencia de los pernos en el colapso es cada vez menor, a medida que se aumenta la altura de la estructura.

## 7.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

En primer lugar, se debe destacar el factor de utilización de los arriostramientos, resultado del diseño aplicado. Se tiene que no hay una buena optimización del mismo, ya que los factores son bajos para la filosofía aplicada en el diseño, la cual exagera la sollicitación sísmica sobre columnas y vigas del marco arriostrado si las riostras están sobredimensionadas. Los modelos no consideran un comportamiento plástico en las vigas, pues su ocurrencia se previene por los criterios de diseño de la AISC 341-10. Sin embargo, el resultado de la aplicación de estos criterios es de difícil aplicación, porque la sección obtenida para estos elementos hace que sean exageradamente pesados.

El uso de perfiles  $W$  resultó en una gran diferencia en cuanto a las resistencias esperadas de las riostras en tracción y compresión, siendo la primera mucho mayor. Esto significa que los arriostramientos trabajarían como tensores ante un evento sísmico de grandes magnitudes, ya que el fusible fallará por compresión tempranamente, teniendo disponible solo su resistencia a tracción, y teniendo que tomar todo el corte del piso. Por esto se recomienda limitar la esbeltez de los arriostramientos utilizados en este tipo de marcos, o imponer una sección más simétrica en cuanto a sus resistencias esperadas, como lo es el tipo  $HSS$ , de forma que ambas riostras trabajen soportando los esfuerzos de un sismo de gran intensidad.

Volviendo al tema planteado en primer lugar, se tiene que este resultado también tuvo un impacto en el diseño de las columnas, ya que las secciones obtenidas son demasiado pesadas para la práctica nacional. Esto va en sintonía con los resultados de los modos de falla dominantes, ya que la gran robustez de los elementos que conforman la estructura del marco genera que las fallas tiendan al lado frágil más que al dúctil.

Dado lo anterior, se hace necesario definir criterios de diseño que consideren que la plastificación de elementos en la estructura no será total, sino parcial, ya que un porcentaje de ellos serán los que incurran en el rango no lineal. También puede adoptarse parte de la práctica nacional en el área de estructuras de uso industrial, que diseña las columnas para la máxima carga esperada y no por capacidad.

Otro punto que destacar corresponde al factor de utilización de los pernos de anclaje, versus el factor de utilización de la riostra del primer piso. Se da la correlación de que el elemento que tenga el factor de utilización más alto controla la fluencia de la estructura, según los resultados de los análisis *push-over*. Esto se aprecia claramente en los modelos de 3 (fluencia controlada por el anclaje) y 9 (fluencia controlada por arriostramientos) pisos. En el límite se encuentra el modelo de 6 pisos, en que la secuencia de plastificación del análisis estático muestra que, primero, fluye la riostra del primer piso (lo que va en línea con la correlación descrita) e inmediatamente después fluye el anclaje, lo que se debe a que los factores de utilización descritos son más cercanos entre sí que en el modelo de 9 pisos.

Lo mencionado en el párrafo anterior podría ser la razón de por qué el anclaje participa menos (en la disipación de energía sísmica) a medida que aumenta la altura del modelo, por lo que se propone estudiar la influencia de los factores de utilización de riostras y pernos de anclaje, en los modos de falla que sufra una estructura de acero. Adicionalmente, se propone extender este estudio a otros sistemas sismorresistentes de acero.

### 7.3 FACTORES DE DESEMPEÑO

A modo general, se tiene que ninguna práctica (chilena o norteamericana) logra cumplir con el estándar de la Metodología en cuanto a la Razón del Margen de Colapso mínimo requerido ( $CMR \geq 1,9$ ), lo que sugiere el uso de un valor del factor de modificación de la respuesta,  $R^{**}$ , alto. También se tiene que el factor de modificación de la respuesta, obtenido del estudio del colapso incipiente de los modelos, son, en general, mayores al obtenido a partir de los análisis no lineales estáticos ( $R_{\mu}$ ).

Lo anterior, sin embargo, es contraintuitivo con los resultados del diseño logrado, ya que los valores de  $R^{**}$  (ver Tabla 4-1) obtenidos del diseño fueron disminuyendo a medida que aumentaba la altura de diseño, alcanzando un valor que significó una sollicitación sísmica casi elástica, en el caso del modelo más alto. Por otro lado, los valores de  $R_{\mu}$  y  $R$ , obtenidos de los análisis estático y dinámico respectivamente, resultaron en valores poco razonables debido a su gran magnitud, e indica que la capacidad de los modelos de incursionar en su rango inelástico es muy alta. Este mal comportamiento es atribuido a los resultados del diseño, en cuanto a la limitada variedad de perfiles considerados y aptos para usarse en el proceso. Esto sobredimensionó la carga sísmica sobre el marco, lo que concluyó en una estructura exageradamente pesada, de un comportamiento que no es el deseado, y que no es capaz de asegurar un nivel de seguridad ante el colapso comparable al definido por las disposiciones de referencia. Finalmente, se sugiere optimizar el diseño de estos modelos para poder estudiar el comportamiento de modelos que representen estructuras que sí puedan implementarse en la realidad.

A continuación, se analiza cada altura de modelo por separado.

Para el modelo de 3 pisos, los análisis no lineales estáticos muestran que el anclaje rígido presenta respecto al anclaje dúctil: el doble de ductilidad ( $\mu_T$ , 15,3/7,6), una sobrerresistencia ( $\Omega$ ) mayor en un 27% (3,7/2,9) y un factor de reducción de la respuesta ( $R_{\mu}$ ) superior en un 56% (7,5/4,8). Por otro lado, los análisis no lineales dinámicos muestran que el anclaje rígido presenta respecto al anclaje dúctil: un CMR mayor en un 47% (1,55/1,05), mientras que la mediana del factor de reducción de la respuesta ( $R$ ) es un el doble (12,29/6,13). Es posible apreciar que el valor de  $R$  sobrepasan al valor de  $R_{\mu}$ , los cuales deberían ser comparables dado la definición conceptual que significan, siendo estos la reducción en la respuesta para una estructura de sobrerresistencia unitaria.

En el caso del modelo de 6 pisos, los análisis no lineales estáticos muestran que el anclaje rígido presenta respecto al anclaje dúctil: una ductilidad ( $\mu_T$ ) y un factor de reducción de la respuesta ( $R_{\mu}$ ), ambos superiores en un 62% (15,4/9,5), y una sobrerresistencia ( $\Omega$ ) de valores muy cercanos (2,5/2,4). Se debe recordar que, para estructuras de más de un segundo de período fundamental, el factor de reducción de la respuesta es igual a la ductilidad. Por otro lado, los análisis no lineales dinámicos muestran que el anclaje rígido presenta respecto al anclaje dúctil: un CMR similar (1,52/1,39), mientras que la mediana del factor de reducción de la respuesta ( $R$ ) también muy cercanos entre sí (10,82/10,04). Se aprecia que los valores de  $R$  sobrepasa al valor de  $R_{\mu}$  para el caso del anclaje dúctil, mientras que, para el caso del anclaje rígido, se tiene uno menor; ya es considerable que los valores de estos parámetros comienzan a tener cierta cercanía.

Finalmente, para el modelo de 9 pisos, los análisis no lineales estáticos muestran que el anclaje rígido presenta respecto al anclaje dúctil: una ductilidad ( $\mu_T$ ) y un factor de reducción de la respuesta ( $R_\mu$ ) muy similares (11,5/10,8), y la misma sobrerresistencia ( $\Omega$ , 1,5/1,5). Por otro lado, los análisis no lineales dinámicos muestran que el anclaje rígido presenta respecto al anclaje dúctil: casi el mismo CMR (1,76/1,68), mientras que la mediana del factor de reducción de la respuesta ( $R$ ) es, también, muy cercano (14,28/13,37). Es posible apreciar que los valores de  $R$  sobrepasan al valor de  $R_\mu$ , pero ya logran ser comparables dada su cercanía.

De los resultados expuestos, se entiende que el anclaje que mejor se desempeña en el territorio nacional, dada su actividad sísmica, es el de tipo rígido. Sin embargo, este resultado no puede tomarse como una generalidad, dado el limitado espectro de arquetipos analizados en este trabajo. Por lo tanto, se recomienda extender el estudio a un conjunto de arquetipos completo, considerando las distintas combinaciones de variables que puedan ser realmente aplicables a la construcción de una estructura.

Se debe considerar que la participación de los pernos de anclaje podría ser con criterios de diseño específicos, tales como aumentar la carga sísmica para el diseño de esta conexión, o modificar su rigidez elástica a través de disposiciones que regulen, de forma justificada, el largo libre del perno de anclaje, o estudiar si existe parte de la longitud embebida en el hormigón, de este mismo elemento, que sufra deformaciones axiales por tracción.

#### **7.4 DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA DISIPADA**

Los resultados obtenidos reflejan una alta participación del amortiguamiento modal en la disipación de energía sísmica de los modelos, cercana al 45%, lo cual no es lo que se espera del resultado de estos análisis, si no que sean los fusibles los que tengan una mayor participación. Se considera que esto es consecuencia de la modelación simplificada de las estructuras analizadas, la cual incluye el uso de una *Lean Column* para representar la resistencia que ofrecen los elementos gravitacionales del edificio diseñado, tributado a un cuarto de área, lo que está en directa proporción con la cantidad de carga sísmica que soporta cada marco por dirección. Para esto se recomienda rehacer los modelos de forma tridimensional, de forma que se logre captar de mejor forma el comportamiento de la estructura, ya que reducir el amortiguamiento para los modos de mayor participación, en este caso vertical, hizo que los análisis dinámicos mantuvieran un nivel de energía potencial y cinemática exagerados durante el mismo, lo que incita a dudas respecto de los valores logrados. Los comentarios a continuación son en base a los resultados obtenidos en este trabajo, por lo que se debe tener lo anterior en consideración.

Si bien el anclaje participa menos en cuanto a la obtención de los factores de desempeño, si es posible notar una diferencia en la distribución de energía sísmica disipada. Se destaca el hecho de que las medianas de los modelos con anclaje rígido mantienen relativamente constante la disipación de energía por parte de los arriostramientos (58%) independiente de la cantidad de pisos, mientras su contraparte mejora la distribución a medida que se aumenta la altura del modelo, ya que la disipación generada a nivel de arriostramientos aumenta, y a esto se le debe agregar la disipación generada por la conexión dúctil. Sin embargo, se debe destacar el hecho de que los pernos de anclaje disipan menos energía a medida que se flexibiliza la estructura.

Los resultados obtenidos de este análisis van en línea con lo obtenido por Chávez (2011). Se observa que los anclajes fluyen de manera temprana en los análisis, y la disipación lograda por ellos es marginal respecto a la lograda por los arriostramientos de los modelos. Por lo tanto, se propone modificar la forma de solicitar a esta conexión de forma de lograr un aumento en la sección gruesa de los pernos de anclaje a través de la amplificación de la carga sísmica, por ejemplo, por la sobrerresistencia correspondiente al sistema sismorresistente, lo cual ya es sugerido por la práctica norteamericana en el código AISC 341-10, que es una de las sugerencias dadas por Chávez.

Por otro lado, ya que se espera que la disipación se logre en distintos fusibles de la estructura, se respaldan las recomendaciones dadas por Chávez. Se tiene la de mejorar la calidad del material con el cuál se materializa el anclaje, y también el aumento del largo expuesto de los pernos, de forma que se aumente la capacidad disipativa de esta conexión y el daño sea distribuido de forma uniforme entre los distintos fusibles. Una propuesta corresponde a dar una relación de aspecto mínima y máxima que deban cumplir los anclajes, de forma que la capacidad de deformación de este elemento se vea aumentada, tema que da pie para la realización de otro estudio.



## BIBLIOGRAFÍA

ANSI/AISC. (2006). *“Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design (Second Edition)”*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

ANSI/AISC 341-10. (2010). *“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

ANSI/AISC 360-10. (2010). *“Specification for Structural Steel Buildings”*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois

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

ASCE, 2010, *“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”*, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineerings, 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.

Canales, M. (2016). *“Diseño Y Estudio Numérico Del Desempeño Sísmico En Marcos Con Riostras De Pandeo Restringido”*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Chávez Merino, 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, 2000, *“Prestandard and Comentario for the Seismic Rehabilitation of Buildings”*, FEMA356, prepared by American Society of Civil Engineerings 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.

Figuroa Rojas, P. (2012). *“Disipación De Energía Asociada A Pernos De Anclaje”*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

INN (2009). *NCh433.Of1996 Diseño sísmico de edificios, incluyendo modificaciones año 2009 y Decreto 61*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN (2003). *NCh2369.Of2003 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN (2003). *NCh2745.Of2003 Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – Requisitos*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN (2010). *NCh3171.Of2010 Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

INN (2009). *NCh1537.Of2009 Diseño estructural – Cargas permanentes y de uso*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

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

Urzúa Arce, C. (2015). “*Comparación Del Desempeño De Dos Estructuras Industriales De Acero Diseñadas Según La Práctica Nacional Y Disposiciones AISC*”. Tesis para optar al grado de Magíster, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

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 DE DISEÑO Y SECCIONES RESULTANTES

## A.1 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño son las mismas para los tres modelos de cada caso de anclaje. Las cargas entregadas a continuación se calculan tributando la superficie correspondiente a los elementos diseñados, y la carga permanente considera todas las cargas dadas en el punto 3.1.2. Estas cargas son aplicadas a las vigas del marco como se muestra, a modo de ejemplo, en la siguiente figura.

Tabla A-1: Cargas de Diseño.

Nivel	Carga Permanente [kN/m]	Carga de Uso [kN/m]
Techo	7,77	1,94
Intermedio	13,74	4,66
Primer Piso	15,74	4,66

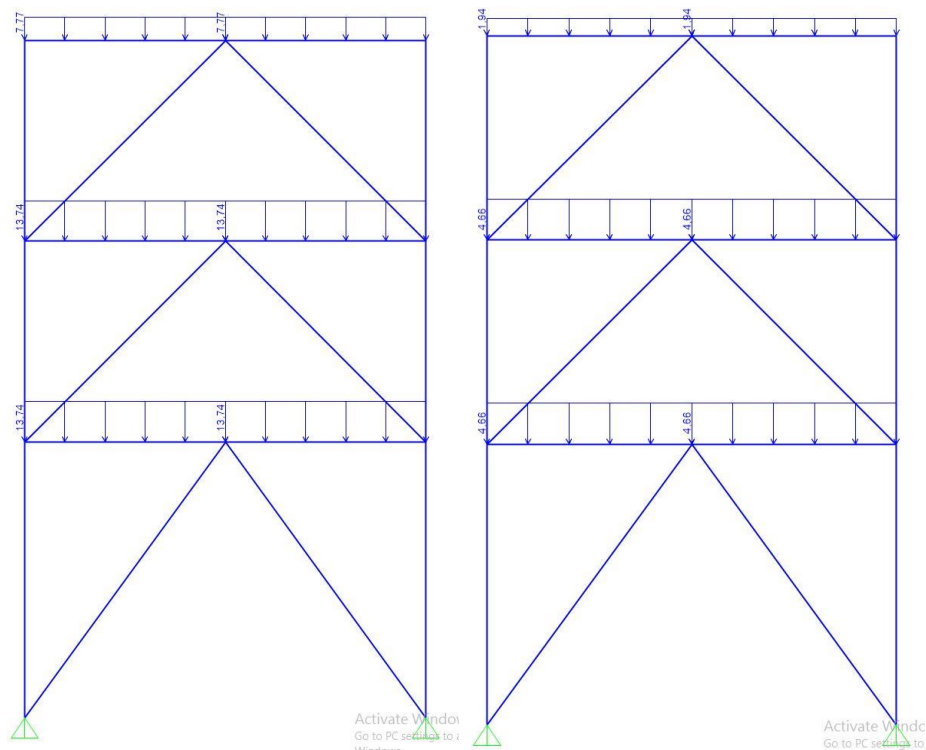


Figura A.1: Ejemplo de sistemas de carga: permanente (izq.) y de uso (der.).

## A.2 SECCIONES RESULTANES

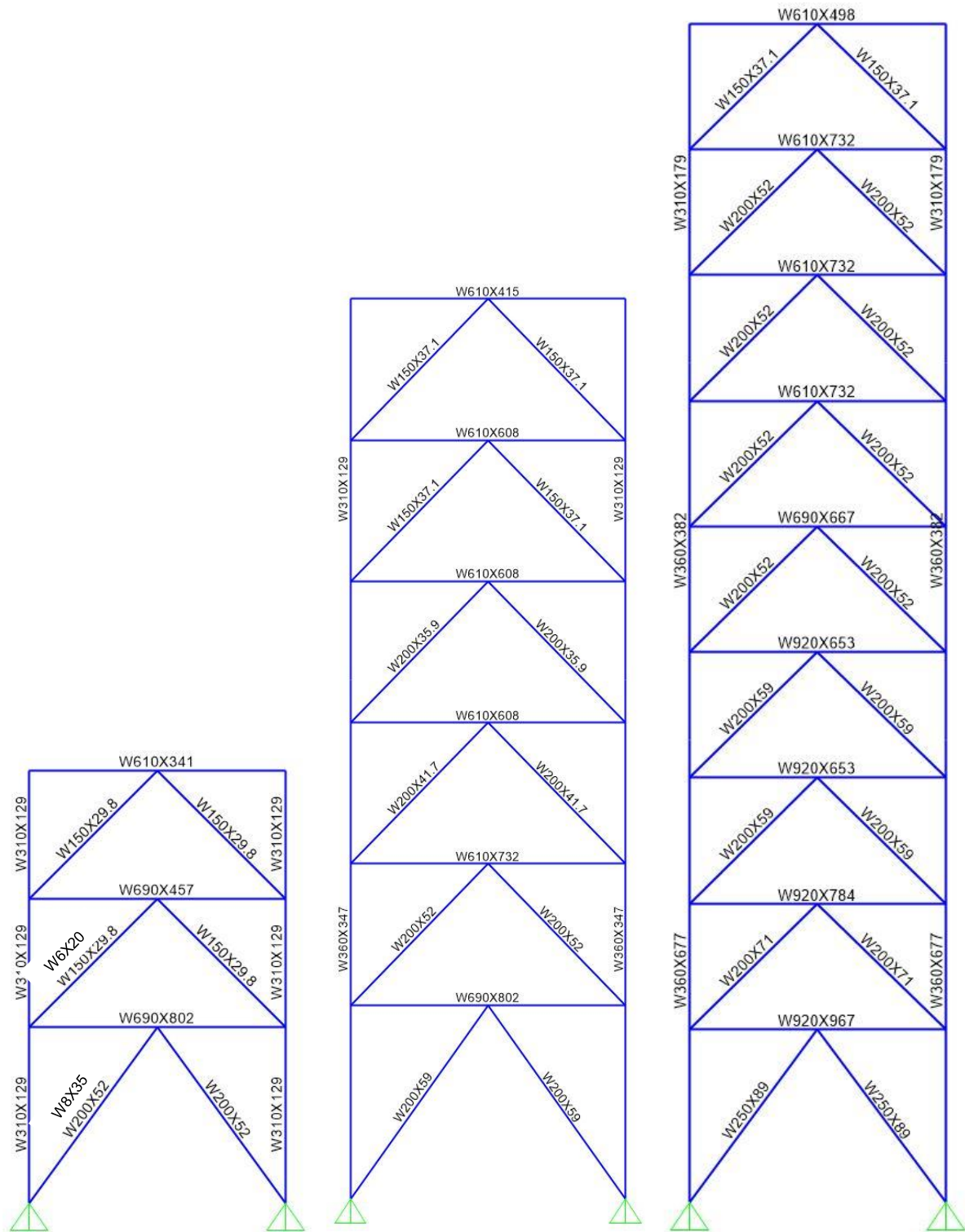


Figura A.2: Secciones resultantes del diseño.

A continuación, se entrega la denominación imperial de los perfiles resultantes del diseño.

Tabla A-2: Denominación imperial de perfiles utilizados, modelo de 3 pisos.

Elemento	Sistema Métrico	Sistema Imperial
<b>Arriostramientos</b>	W150X29,8	W6X20
	W200X52	W8X35
<b>Columnas</b>	W310X129	W12X87
	W610X341	W24X229
<b>Vigas</b>	W690X457	W27X307
	W690X802	W27X539

Tabla A-3: Denominación imperial de perfiles utilizados, modelo de 6 pisos.

Elemento	Sistema Métrico	Sistema Imperial
<b>Arriostramientos</b>	W150X37,1	W6X25
	W200X35.9	W8X24
	W200X41.7	W8X28
	W200X52	W8X35
	W200X59	W8X40
<b>Columnas</b>	W310X129	W12X87
	W360X347	W14X233
<b>Vigas</b>	W610X415	W24X279
	W610X608	W24X408
	W610X732	W24X492
	W690X802	W27X539

Tabla A-4: Denominación imperial de perfiles utilizados, modelo de 9 pisos.

Elemento	Sistema Métrico	Sistema Imperial
<b>Arriostramientos</b>	W150X37,1	W6X25
	W200X52	W8X35
	W200X59	W8X40
	W200X71	W8X48
	W200X89	W8X58
<b>Columnas</b>	W310X179	W12X120
	W360X382	W14X257
	W360X677	W14X455
<b>Vigas</b>	W610X498	W24X335
	W610X732	W24X492
	W690X667	W27X448
	W920X653	W36X439
	W920X784	W36X527
	W920X967	W36X650

# ANEXO B: DETALLAMIENTO DE ANCLAJE DÚCTIL

## B.1 Modelo de 3 Pisos

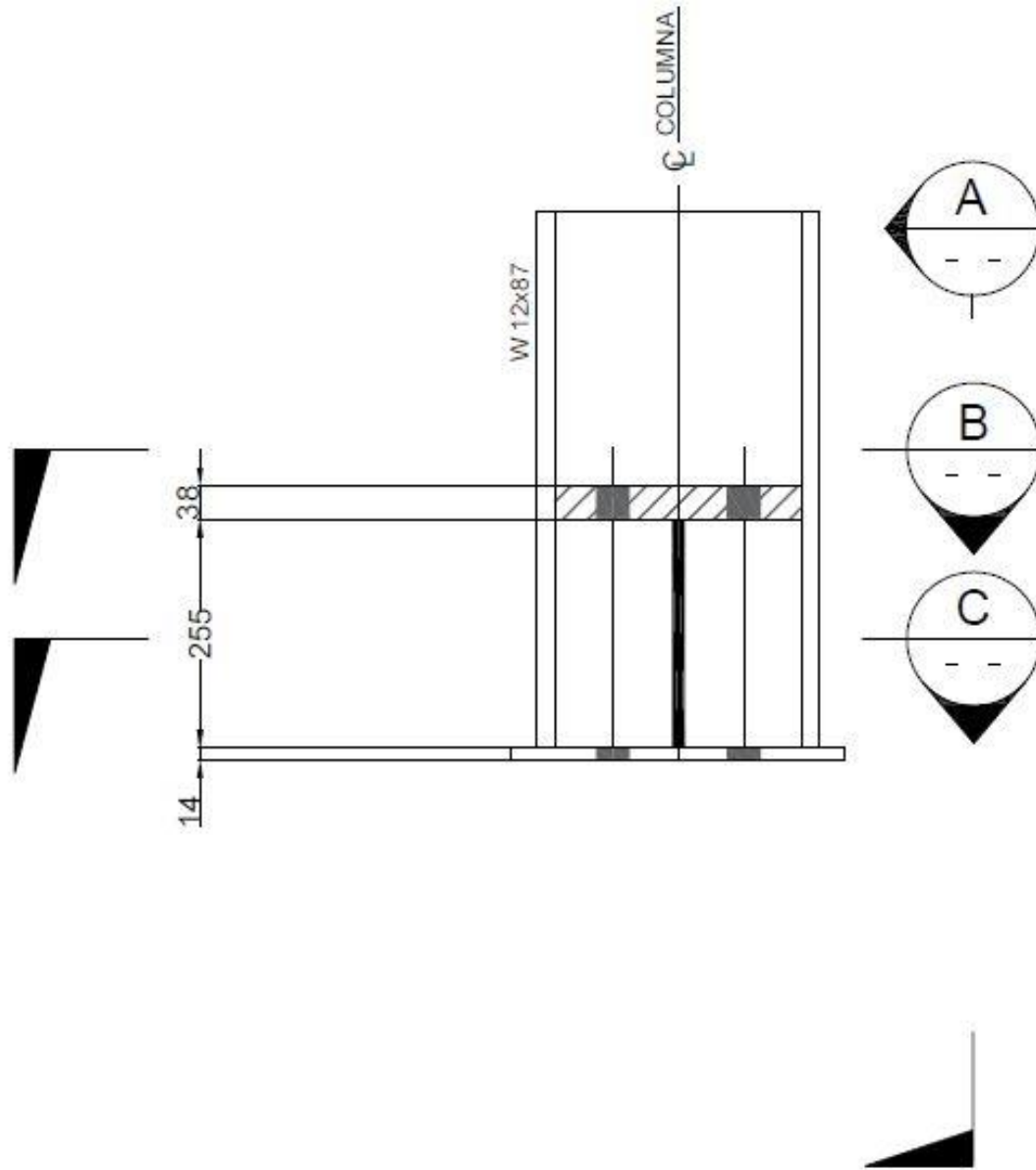


Figura B.1: Detalle del anclaje dúctil perteneciente al sistema sismorresistente.

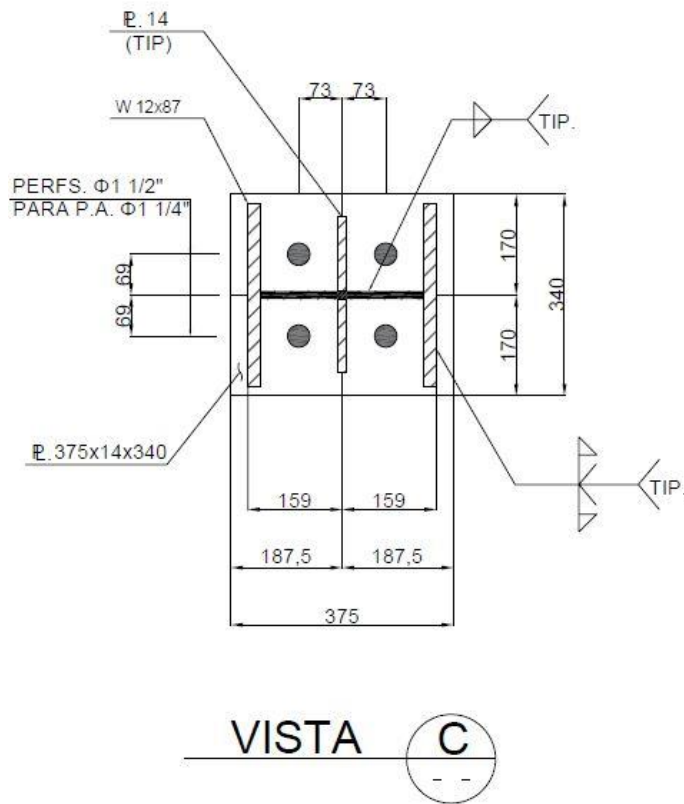
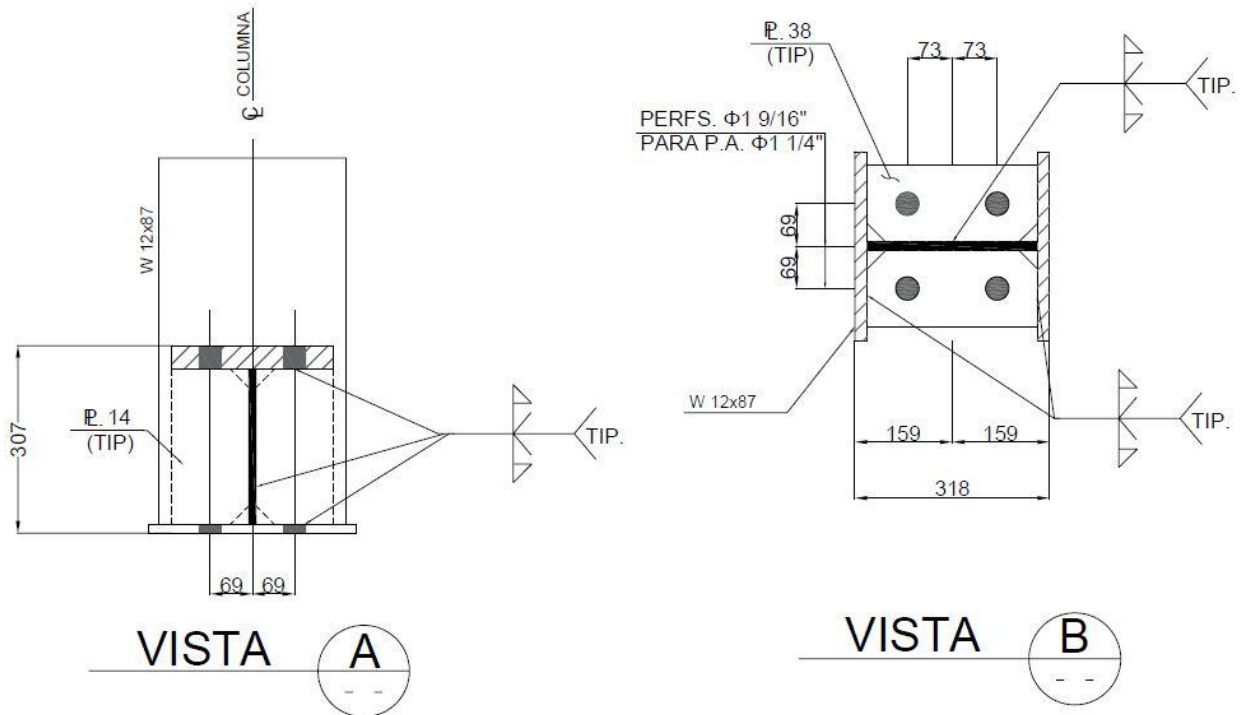


Figura B.2: Vistas A, B y C del anclaje dúctil.

## B.2 Modelo de 6 Pisos

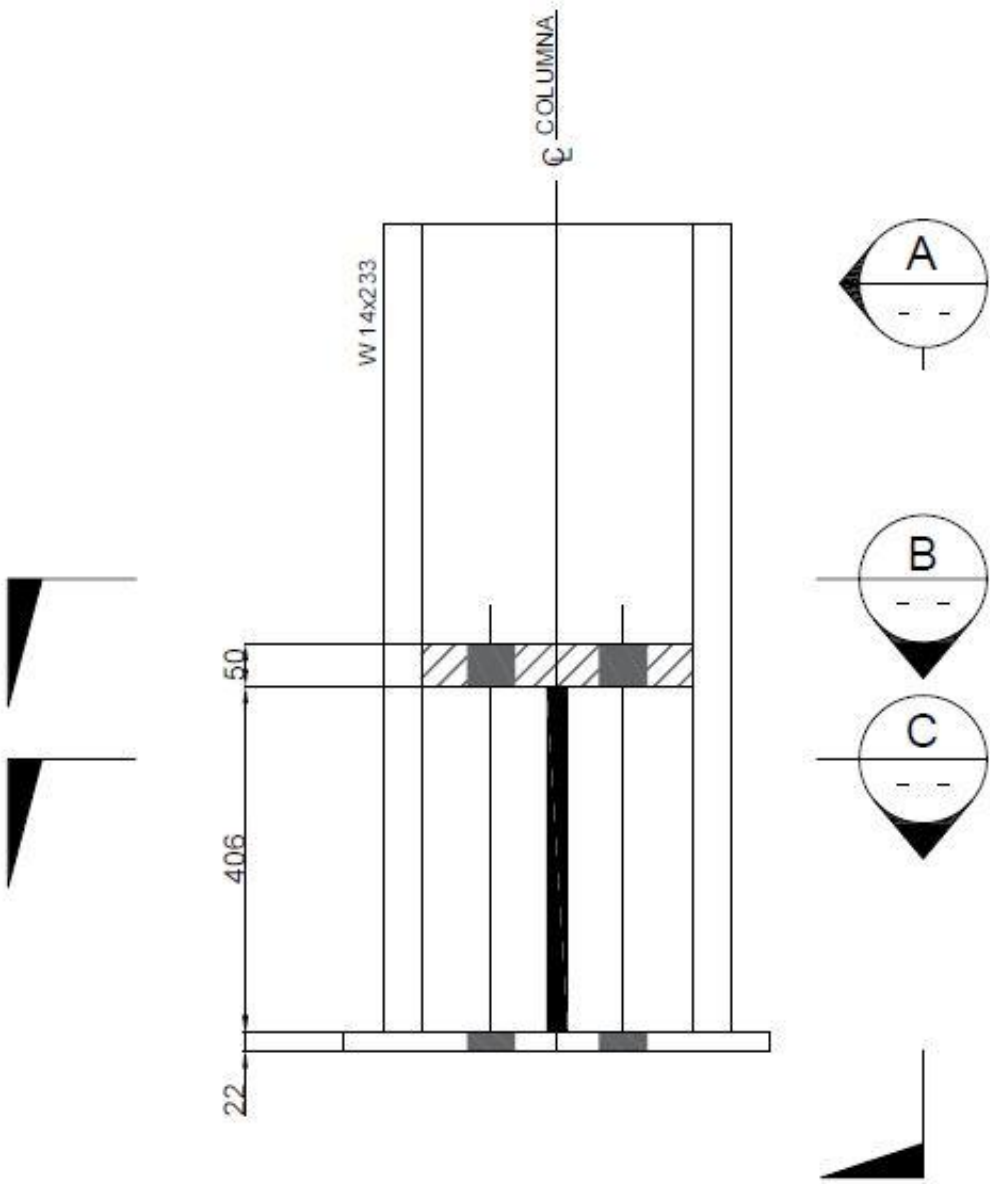


Figura B.3: Detalle del anclaje dúctil perteneciente al sistema sismorresistente.



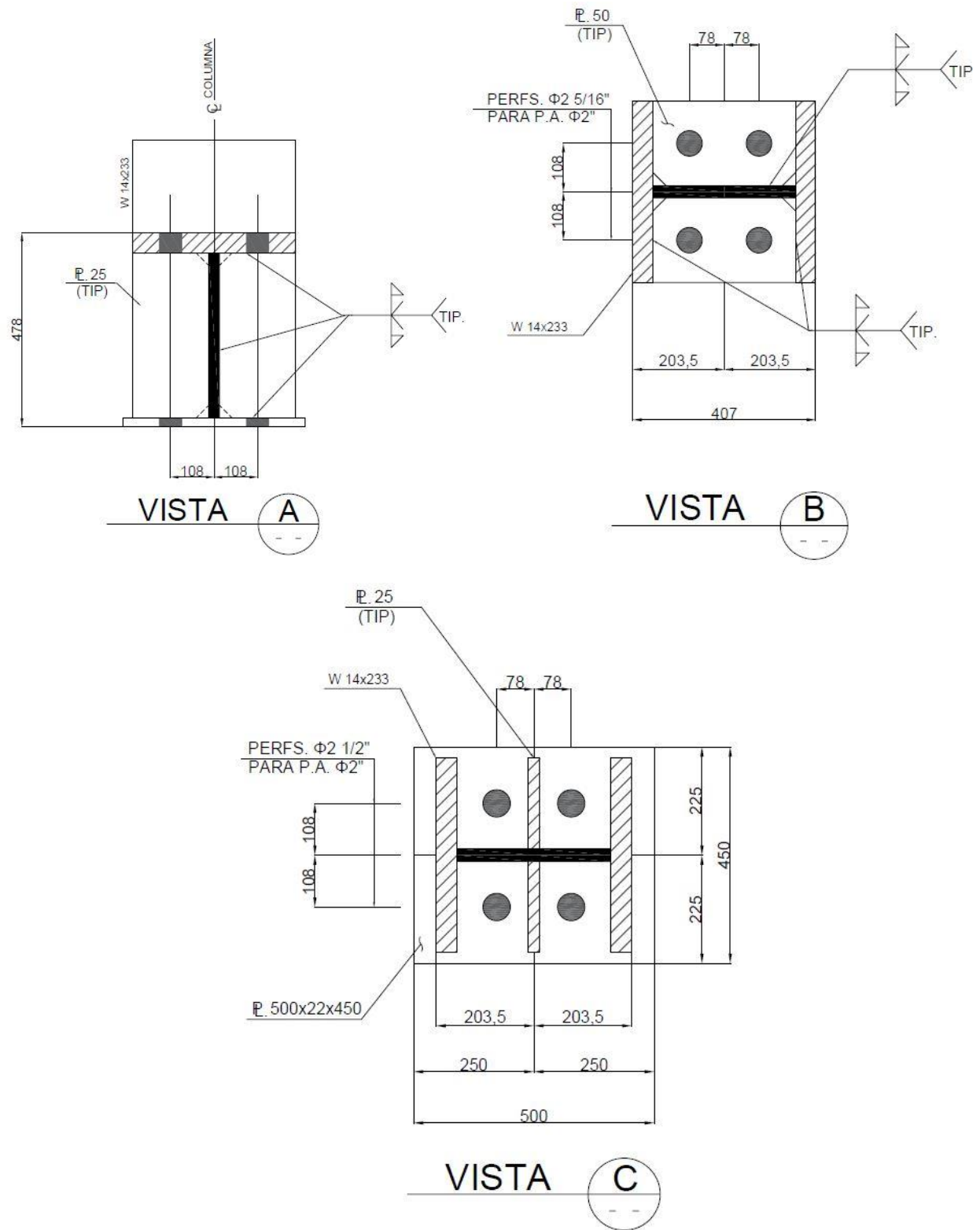


Figura B.4: Vistas A, B y C del anclaje dúctil.

### B.3 Modelo de 9 Pisos

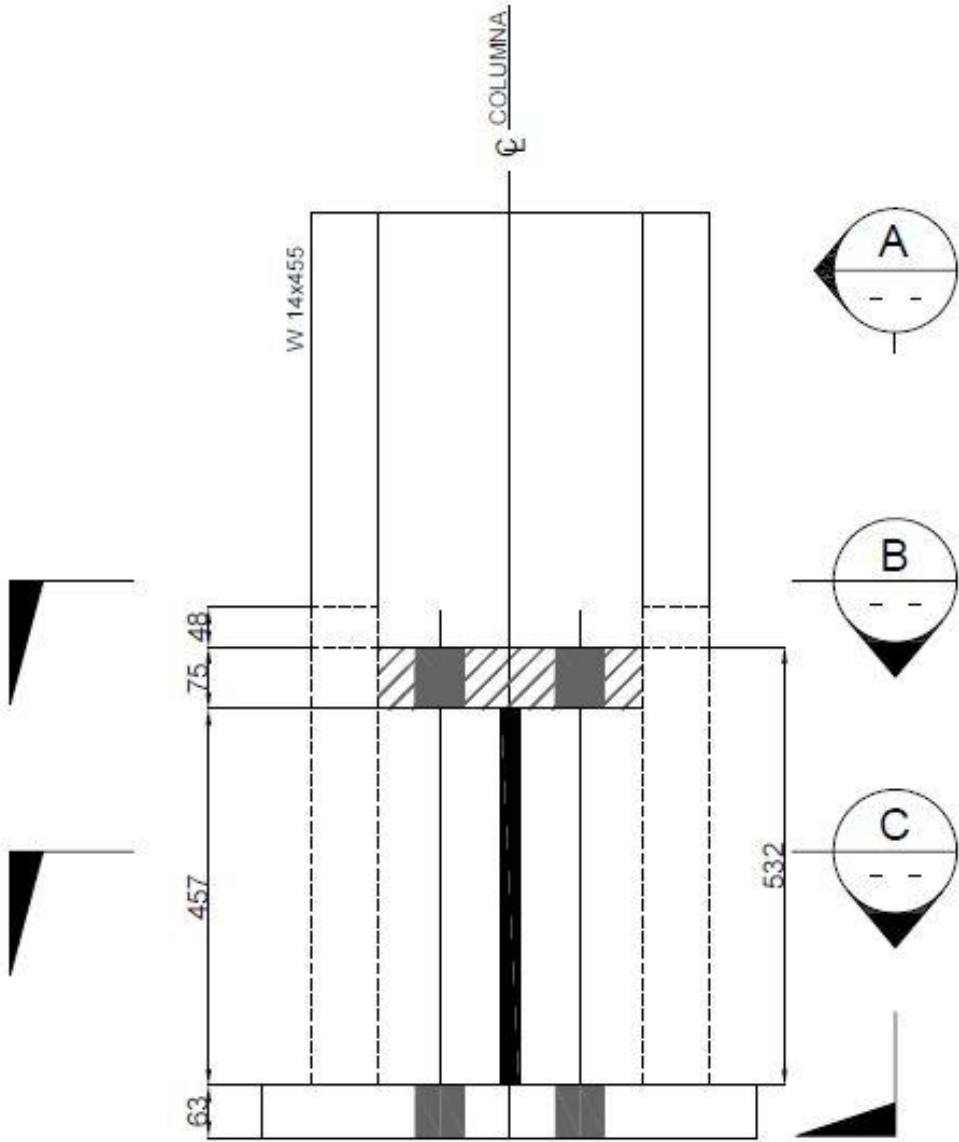


Figura B.5: Detalle del anclaje dúctil perteneciente al sistema sismorresistente.

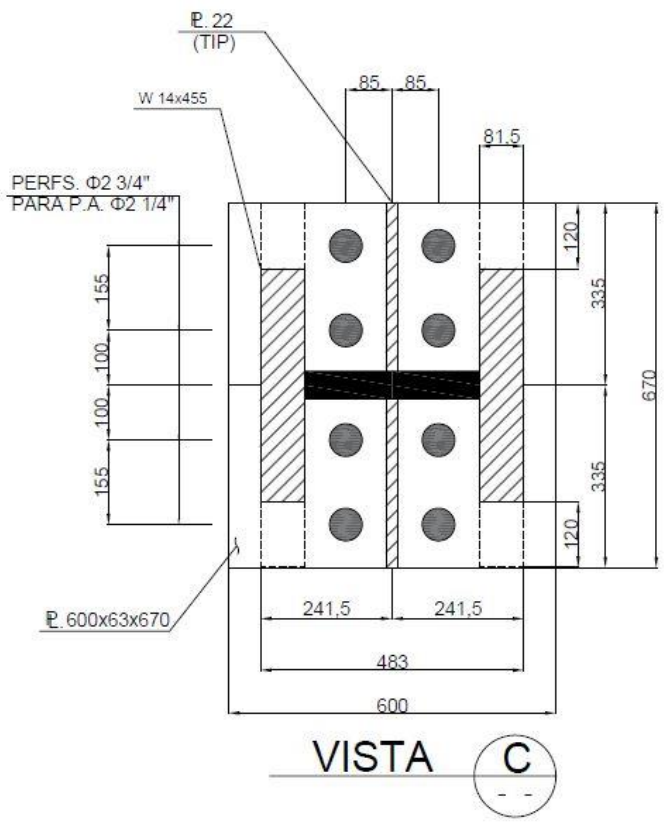
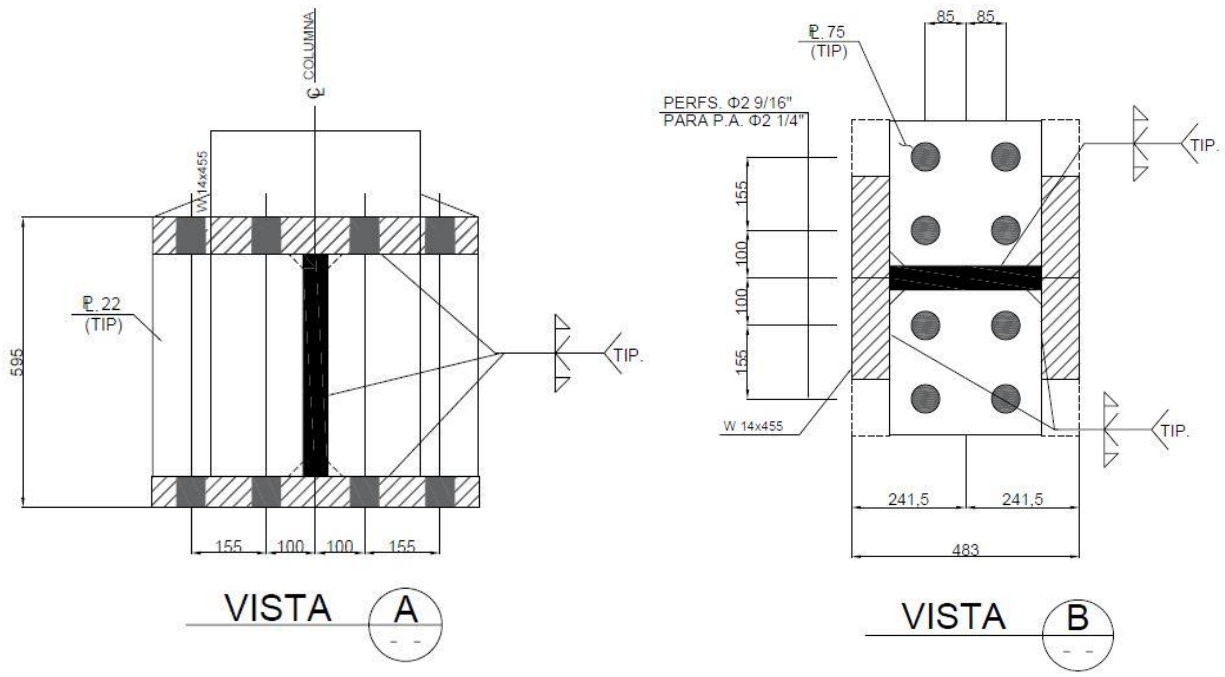


Figura B.6: Vistas A, B y C del anclaje dúctil.

## ANEXO C: SECUENCIA DE PLASTIFICACIÓN Y FACTORES DE UTILIZACIÓN MÁXIMOS

Se presenta la secuencia de plastificación para la dirección horizontal positiva. Además, se anexan los factores de utilización máximos obtenidos de los análisis estáticos, y de los análisis realizados a nivel de colapso incipiente.

### C.1 Modelo de 3 Pisos

Tabla C-1: Secuencia de plastificación, anclaje rígido.

Modelo	Link	DispRoof [m]	Falla
3PSS	R_Der_P2	0,01	Pandeo
	R_Der_P1	0,017	Pandeo
	R_Der_P3	0,044	Pandeo
	R_Izq_P2	0,088	Fluencia
	R_Izq_P1	0,095	Fluencia
	R_Izq_P3	0,3146	Fluencia

Tabla C-2: Secuencia de plastificación, anclaje dúctil.

Modelo	Link	DispRoof [m]	Falla
3PCS	R_Der_P2	0,01	Pandeo
	R_Der_P1	0,0186	Pandeo
	R_Der_P3	0,0443	Pandeo
	Anc_Izq	0,076	Fluencia

### C.2 Modelo de 6 Pisos

Tabla C-3: Secuencia de plastificación, anclaje rígido.

Modelo	Link	DispRoof [m]	Falla
6PSS	R_Der_P3	0,027	Pandeo
	R_Der_P4	0,0275	Pandeo
	R_Der_P1	0,047	Pandeo
	R_Der_P5	0,0505	Pandeo
	R_Der_P2	0,0875	Pandeo
	R_Izq_P1	0,156	Fluencia
	R_Izq_P3	0,161	Fluencia
	R_Izq_P4	0,165	Fluencia
	R_Izq_P2	0,177	Fluencia

Tabla C-4: Secuencia de plastificación, anclaje dúctil.

Modelo	Link	DispRoof [m]	Falla
6PCS	R_Der_P3	0,0318	Pandeo
	R_Der_P4	0,032	Pandeo
	R_Der_P1	0,052	Pandeo
	R_Der_P5	0,057	Pandeo
	R_Der_P2	0,094	Pandeo
	R_Izq_P1	0,16	Fluencia
	Anc_Izq	0,164	Fluencia

### C.3 Modelo de 9 Pisos

Tabla C-5: Secuencia de plastificación, anclaje rígido.

Modelo	Link	DispRoof [m]	Falla
9PSS	R_Der_P1	0,0765	Pandeo
	R_Der_P2	0,092	Pandeo
	R_Der_P3	0,1	Pandeo
	R_Der_P4	0,1065	Pandeo
	R_Der_P5	0,121	Pandeo
	R_Der_P6	0,1545	Pandeo
	R_Izq_P1	0,195	Fluencia
	R_Der_P7	0,2155	Pandeo
	R_Izq_P2	0,224	Fluencia
	R_Izq_P3	0,251	Fluencia
	R_Izq_P4	0,256	Fluencia
	R_Izq_P5	0,269	Fluencia
	R_Izq_P6	0,444	Fluencia

Tabla C-6: Secuencia de plastificación, anclaje dúctil.

Modelo	Link	DispRoof [m]	Falla
9PCS	R_Der_P3	0,0808	Pandeo
	R_Der_P4	0,085	Pandeo
	R_Der_P5	0,0885	Pandeo
	R_Der_P2	0,115	Pandeo
	R_Der_P6	0,116	Pandeo
	R_Der_P1	0,128	Pandeo
	R_Izq_P4	0,214	Fluencia
	R_Izq_P1	0,215	Fluencia
	R_Izq_P3	0,215	Fluencia
	R_Der_P7	0,218	Pandeo
	R_Izq_P2	0,229	Fluencia
	R_Izq_P6	0,344	Fluencia
	Anc_Izq	0,6	Fluencia

## C.4 Factores de Utilización máximos por modelo

Tabla C-7: Factores de utilización máximos por elemento. SS: anclaje rígido; CS: anclaje dúctil.

Modelo	FU máx.	
	Columna	Viga
<b>3PSS</b>	0,736	0,489
<b>3PCS</b>	0,523	0,308
<b>6PSS</b>	0,752	0,446
<b>6PCS</b>	0,44	0,389
<b>9PSS</b>	0,511	0,382
<b>9PCS</b>	0,513	0,385