



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

**ANÁLISIS DE LAS FUERZAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO DE LOS PERNOS DE  
ANCLAJE EN ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ALEJANDRO ESTEBAN CELIS BUSTOS

**PROFESOR GUÍA:**

RICARDO HERRERA MARDONES

**PROFESOR CO-GUÍA:**

EDUARDO NUÑEZ CASTELLANOS

**MIEMBRO DE LA COMISIÓN:**

RAMÓN MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE

2019

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE:** Ingeniera Civil  
**POR:** Alejandro Esteban Celis Bustos  
**FECHA:** Mayo 2019  
**PROFESOR GUÍA:** Sr. Ricardo Herrera

## **ANÁLISIS DE LAS FUERZAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE EN ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO**

La normativa chilena que regula el diseño sísmico de estructuras industriales de acero es la norma NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”. Esta norma se basa en la experiencia obtenida por el comportamiento de las estructuras luego de ocurrido los terremotos de 1960 en Concepción y 1985 en Valparaíso. Y que actualmente se encuentra en revisiones luego de ocurrido el terremoto en Maule el año 2010.

Uno de los puntos que se deben estudiar son las disposiciones que tienen que ver con el dimensionamiento de los pernos de anclaje. Con lo que se encuentra en estos momentos en la norma, el diseño de los pernos de anclaje no produce los resultados esperados que la misma normativa estipula, como es el caso de la disipación de energía en caso de ocurrido un sismo. Esto pasa debido a que se produce la fractura de los pernos antes de que estos comiencen a fluir.

Es por lo que se hace necesario realizar un estudio de las fuerzas que se utilizan en el dimensionamiento de los pernos de anclaje. Para esto, en este trabajo se realiza el estudio de tres estructuras industriales de acero, basadas en marcos arriostrados concéntricamente, realizando distintos diseños para los pernos. La evaluación del desempeño se lleva a cabo de acuerdo con la metodología del FEMA P695, incluyendo la no linealidad de algunos elementos estructurales de los que se destacan los pernos de anclaje debido a que son en los que se centra el estudio.

Con el fin de ampliar el estudio de las disposiciones de la norma acerca de los pernos de anclaje, se estudia también como influye en el resto de la estructura el largo libre de los pernos. Para lo que se utilizaron distintos largos libres de anclaje en cada una de las estructuras utilizadas.

La aplicación de la metodología FEMA P695 entrega conclusiones sobre cómo afectan las distintas variables en el comportamiento de la estructura. Un aumento en el largo libre de los pernos genera un aumento en la ductilidad y en el factor de reducción de respuesta, mientras que, si se diseña el perno para una fuerza mayor, la ductilidad del sistema baja considerablemente.

La razón del margen de colapso no varía en función de las modificaciones hechas a cada modelo, por lo que se puede concluir que este valor ve más bien afectado por otros elementos estructurales. Por otro lado, si se aumenta el valor de la fuerza de diseño de los pernos de anclaje se disminuye considerablemente la cantidad de elementos en entra en fluencia.

*A mis padres y mis hermanos  
por estar siempre a mi lado  
A mi familia y amigos  
por el apoyo incondicional  
Y a mi Colo-Colo querido  
por tantas alegrías.*

## Tabla de Contenido

1	Introducción.....	1
1.1	Introducción General .....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.2.1	Objetivo General.....	2
1.2.2	Objetivos Específicos .....	2
1.2.3	Alcance .....	2
1.3	Organización del Trabajo .....	6
2	Antecedentes.....	7
2.1	Antecedentes Generales.....	7
2.2	Estudios Anteriores .....	9
2.3	Normativa existente.....	10
2.3.1	NCh 2369 Of. 2008 .....	10
2.4	Metodología.....	13
2.4.1	Marco General .....	14
2.4.2	Descripción de la Metodología.....	14
3	Aspectos Comunes de la Metodología .....	16
3.1	Desarrollo Conceptual del Sistema.....	16
3.2	Información Requerida del Sistema .....	17
3.2.1	Materiales .....	17
3.2.2	Estados de Carga .....	17
3.2.3	Combinaciones de Carga.....	19
3.2.4	Criterios de Diseño .....	19
3.2.5	Calidad de los Criterios de Diseño .....	21
3.2.6	Datos Experimentales .....	21
3.2.7	Calidad de los Datos Experimentales .....	21
3.3	Desarrollo de Arquetipos.....	21
3.4	Desarrollo de Modelos No Lineales .....	22
3.4.1	Bases de Modelación .....	22
3.4.2	Modelo No Lineal de Arriostamientos.....	22
3.4.3	Modelo No Lineal de Rótula Plástica en Vigas de Marcos Arriostrados.....	25
3.4.4	Modelo No Lineal de Anclaje Estructura Fundación .....	26
3.4.5	Modos de Falla No Simulados.....	29
3.4.6	Calidad de los Modelos Analíticos.....	30

3.5	Análisis No Lineal .....	30
3.5.1	Procedimiento de Análisis No Lineal.....	30
3.5.2	Análisis No Lineal Estático (Pushover).....	31
3.5.3	Análisis No Lineal Dinámico (Tiempo Historia) .....	33
4	Diseño y Evaluación de Desempeño de la Estructura 1 .....	41
4.1	Detallamiento de los Pernos de Anclaje para cada Diseño .....	41
4.1.1	Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$ ).....	43
4.1.2	Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = R$ ).....	45
4.2	Análisis No Lineal Estático .....	47
4.2.1	Análisis Pushover .....	47
4.2.2	Resumen Pushover Estructura 1 .....	53
4.3	Análisis No Lineal Dinámico .....	54
4.3.1	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 1 .....	54
4.3.2	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 2.....	57
4.3.3	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 3.....	60
4.3.4	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 4.....	63
4.3.5	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 5.....	66
4.3.6	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 6.....	69
4.3.7	Resumen de los valores de R obtenidos .....	72
5	Diseño y Evaluación de Desempeño de la Estructura 2 .....	73
5.1	Detallamiento de los Pernos de Anclaje para cada Diseño .....	73
5.1.1	Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$ ).....	75
5.1.2	Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = R$ ).....	78
5.2	Análisis No Lineal Estático .....	81
5.2.1	Análisis Pushover .....	82
5.2.2	Resumen Pushover Estructura 2 .....	88
5.3	Análisis No Lineal Dinámico .....	89
5.3.1	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 1 .....	89
5.3.2	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 2.....	92
5.3.3	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 3.....	95
5.3.4	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 4.....	98
5.3.5	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 5.....	101
5.3.6	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 6.....	104
5.3.7	Resumen de los valores de R obtenidos .....	107

6	Diseño y Evaluación de Desempeño de la Estructura 3 .....	108
6.1	Detallamiento de los Pernos de Anclaje para cada Diseño .....	108
6.1.1	Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$ ).....	110
6.1.2	Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = R$ ).....	112
6.2	Análisis No Lineal Estático .....	114
6.2.1	Análisis Pushover .....	114
6.2.2	Resumen Pushover Estructura 3 .....	120
6.3	Análisis No Lineal Dinámico .....	121
6.3.1	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 1 .....	121
6.3.2	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 2.....	124
6.3.3	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 3.....	127
6.3.4	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 4.....	130
6.3.5	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 5.....	133
6.3.6	Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 6.....	136
6.3.7	Resumen de los valores de R obtenidos .....	139
7	Conclusiones.....	140
7.1	Diseños de Anclajes .....	140
7.2	Factores de Desempeño Sísmico .....	141
7.3	Razón de Margen de Colapso.....	141
7.4	Respuestas Máximas .....	142
7.5	Recomendaciones y Trabajos Futuros.....	143
8	Bibliografía.....	144
9	Anexos.....	146
	Apéndice A: Curva envolvente de los pernos de anclajes.....	146
	Estructura 1 .....	146
	Estructura 2.....	149
	Estructura 3.....	155
	Apéndice B: Distribución de las respuestas máximas de los elementos no lineales para cada registro sísmico.....	158
	Estructura 1 .....	158
	Estructura 2.....	161
	Estructura 3.....	164
	Apéndice C: Distribución de energía sísmica. ....	167
	Estructura 1 .....	167
	Estructura 2.....	169

Estructura 3.....	172
-------------------	-----

## Índice de Figuras

Figura 1.1 Modelo Estructura soportante de Bateríade Ciclones (Estructura 1).....	3
Figura 1.2 Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 1.....	3
Figura 1.3 Modelo Estructura de Molino Vertical (Estructura 2). ....	4
Figura 1.4 Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 2.....	4
Figura 1.5 Modelo Estructura de Chancador Secundario (Estructura 3).....	5
Figura 1.6 Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 3.....	5
Figura 2.1 Configuración de una conexión de placa base expuesta. [8] .....	7
Figura 2.2 Configuración de una conexión de placa base expuesta con silla de anclaje (INN,2003). .....	7
Figura 2.3 Equilibrio de fuerzas en placa base. [8] .....	8
Figura 2.4 Detalle de base de columna y disposiciones de la normativa (INN,2003). ....	13
Figura 3.1 Espectro de diseño para las tres estructuras, de acuerdo con la norma NCh2369. ....	18
Figura 3.2 Esquema de la curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para arriostamientos verticales.....	23
Figura 3.3 Curva histerética para el modelo de pivote.....	24
Figura 3.4 Curva envolvente monotónica paramétrica de la rótula plástica (Urzúa 2015). ....	25
Figura 3.5 Esquema de anclaje estructura-fundación y modelo no lineal (Urzúa, 2015).....	27
Figura 3.6 Curva envolvente de los pernos de anclajes (Urzúa, 2015). ....	28
Figura 3.7 Ley de degradación cinemática para los pernos de anclaje (Urzúa, 2015). ....	29
Figura 3.8 Curva idealizada del Pushover (FEMA P695). ....	32
Figura 3.9 Comparación de intensidades instrumentales normalizadas. ....	34
Figura 3.10 Espectro de pseudo-aceleración <i>MCE</i> para un amortiguamiento del 5 %, según la norma NCh2745. ....	36
Figura 3.11 Espectros de aceleración del conjunto de registros para percentiles del 50% y 84% y Máximo Sismo Considerado (MCE) para un amortiguamiento de un 5%.....	37
Figura 4.1 Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 1. ....	41
Figura 4.2 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 1.....	47
Figura 4.3 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 2.....	48
Figura 4.4 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 3.....	49
Figura 4.5 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 4.....	50
Figura 4.6 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 5.....	51
Figura 4.7 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 6.....	52
Figura 5.1 Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 2. ....	74
Figura 5.2 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 1.....	82
Figura 5.3 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 2.....	83
Figura 5.4 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 3.....	84
Figura 5.5 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 4.....	85
Figura 5.6 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 5.....	86
Figura 5.7 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 6.....	88
Figura 6.1 Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 3.....	108
Figura 6.2 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 1.....	114
Figura 6.3 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 2.....	115

Figura 6.4 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 3.....	116
Figura 6.5 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 4.....	117
Figura 6.6 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 5.....	118
Figura 6.7 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 6.....	119
Figura 9.1 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 1.....	146
Figura 9.2 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 2.....	146
Figura 9.3 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 3.....	147
Figura 9.4 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 4.....	147
Figura 9.5 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 5.....	148
Figura 9.6 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 6.....	148
Figura 9.7 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 1. ....	149
Figura 9.8 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 1.....	149
Figura 9.9 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 2. ....	150
Figura 9.10 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 2. ....	150
Figura 9.11 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 3. ....	151
Figura 9.12 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 3. ....	151
Figura 9.13 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 4. ....	152
Figura 9.14 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 4. ....	152
Figura 9.15 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 5. ....	153
Figura 9.16 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 5. ....	153
Figura 9.17 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 6. ....	154
Figura 9.18 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 6. ....	154
Figura 9.19 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 1.....	155
Figura 9.20 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 2.....	155
Figura 9.21 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 3.....	156
Figura 9.22 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 4.....	156
Figura 9.23 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 5.....	157
Figura 9.24 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 6.....	157
Figura 9.25 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 1. ..	158
Figura 9.26 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 2. ..	158
Figura 9.27 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 3 ...	159
Figura 9.28 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 4 ...	159
Figura 9.29 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 6 ...	160
Figura 9.30 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 5 ...	160
Figura 9.31 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 1. ..	161



Figura 9.32 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 2. ..	161
Figura 9.33 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 3. ..	162
Figura 9.34 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 4. ..	162
Figura 9.35 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 5. ..	163
Figura 9.36 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 6. ..	163
Figura 9.37 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 1. ..	164
Figura 9.38 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 2. ..	164
Figura 9.39 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 3. ..	165
Figura 9.40 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 4. ..	165
Figura 9.41 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 5. ..	166
Figura 9.42 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 6. ..	166
Figura 9.43 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 1. ....	167
Figura 9.44 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 2. ....	167
Figura 9.45 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 3. ....	168
Figura 9.46 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 4. ....	168
Figura 9.47 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 5. ....	168
Figura 9.48 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 6. ....	169
Figura 9.49 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 1. ....	169
Figura 9.50 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 2. ....	170
Figura 9.51 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 3. ....	170
Figura 9.52 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 4. ....	171
Figura 9.53 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 5. ....	171
Figura 9.54 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 6. ....	171
Figura 9.55 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 1. ....	172
Figura 9.56 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 2. ....	172
Figura 9.57 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 3. ....	173
Figura 9.58 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 4. ....	173
Figura 9.59 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 5. ....	174
Figura 9.60 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 6. ....	174

## Índice de Tablas

Tabla 2.1 Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a materiales. ....	11
Tabla 2.2 Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a los anclajes. ....	12
Tabla 3.1 Registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo – historia (Urzúa, 2015). ....	35
Tabla 4.1 Envoltente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes. ....	42
Tabla 4.2 Datos utilizados en el cálculo de la curva envoltente de los pernos de anclaje. ....	43
Tabla 4.3 Datos utilizados en el cálculo de la curva envoltente de los pernos de anclaje. ....	44
Tabla 4.4 Datos utilizados en el cálculo de la curva envoltente de los pernos de anclaje. ....	44
Tabla 4.5 Datos utilizados en el cálculo de la curva envoltente de los pernos de anclaje. ....	45
Tabla 4.6 Datos utilizados en el cálculo de la curva envoltente de los pernos de anclaje. ....	46
Tabla 4.7 Datos utilizados en el cálculo de la curva envoltente de los pernos de anclaje. ....	46
Tabla 4.8 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	48
Tabla 4.9 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	49
Tabla 4.10 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	50

Tabla 4.11 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	51
Tabla 4.12 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	52
Tabla 4.13 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	53
Tabla 4.14 Resumen de los Factores de desempeño sísmico para cada diseño.....	53
Tabla 4.15 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	54
Tabla 4.16 Determinación del <i>CMR</i> .....	55
Tabla 4.17 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	56
Tabla 4.18 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	57
Tabla 4.19 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	58
Tabla 4.20 Determinación del <i>CMR</i> .....	58
Tabla 4.21 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	59
Tabla 4.22 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	60
Tabla 4.23 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	61
Tabla 4.24 Determinación del <i>CMR</i> .....	61
Tabla 4.25 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	62
Tabla 4.26 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	63
Tabla 4.27 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	64
Tabla 4.28 Determinación del <i>CMR</i> .....	64
Tabla 4.29 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	65
Tabla 4.30 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	66
Tabla 4.31 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	67
Tabla 4.32 Determinación del <i>CMR</i> .....	67
Tabla 4.33 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	68
Tabla 4.34 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	69
Tabla 4.35 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	70
Tabla 4.36 Determinación del <i>CMR</i> .....	70
Tabla 4.37 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	71
Tabla 4.38 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	72
Tabla 4.39 Resumen de los valores obtenidos del factor R.....	72
Tabla 5.1 Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes del tipo HN40x190. ....	74
Tabla 5.2 Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas del tipo HE700x700x40x18.....	74
Tabla 5.3 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18. ....	76

Tabla 5.4 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0. ...	76
Tabla 5.5 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18. .....	77
Tabla 5.6 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0. ...	77
Tabla 5.7 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18. .....	78
Tabla 5.8 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0. ...	78
Tabla 5.9 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18. .....	79
Tabla 5.10 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0. ...	79
Tabla 5.11 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18.....	80
Tabla 5.12 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0. ...	80
Tabla 5.13 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18.....	81
Tabla 5.14 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0. ...	81
Tabla 5.15 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	83
Tabla 5.16 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	84
Tabla 5.17 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	85
Tabla 5.18 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	86
Tabla 5.19 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	87
Tabla 5.20 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	88
Tabla 5.21 Resumen de los Factores de desempeño sísmico para cada diseño.....	89
Tabla 5.22 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	90
Tabla 5.23 Determinación del <i>CMR</i> .....	90
Tabla 5.24 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	91
Tabla 5.25 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	92
Tabla 5.26 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	93
Tabla 5.27 Determinación del <i>CMR</i> .....	93
Tabla 5.28 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	94
Tabla 5.29 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	95
Tabla 5.30 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	96
Tabla 5.31 Determinación del <i>CMR</i> . ....	96
Tabla 5.32 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	97
Tabla 5.33 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	98
Tabla 5.34 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	99
Tabla 5.35 Determinación del <i>CMR</i> . ....	99
Tabla 5.36 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	100
Tabla 5.37 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	101

Tabla 5.38 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	102
Tabla 5.39 Determinación del <i>CMR</i> .....	102
Tabla 5.40 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	103
Tabla 5.41 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	104
Tabla 5.42 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	105
Tabla 5.43 Determinación del <i>CMR</i> .....	105
Tabla 5.44 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	106
Tabla 5.45 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	107
Tabla 5.46 Resumen de los valores obtenidos del factor R.....	107
Tabla 6.1 Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.....	109
Tabla 6.2 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.....	110
Tabla 6.3 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.....	111
Tabla 6.4 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.....	111
Tabla 6.5 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.....	112
Tabla 6.6 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.....	113
Tabla 6.7 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.....	113
Tabla 6.8 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	115
Tabla 6.9 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	116
Tabla 6.10 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	117
Tabla 6.11 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	118
Tabla 6.12 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	119
Tabla 6.13 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover. ....	120
Tabla 6.14 Resumen de los Factores de desempeño sísmico para cada diseño.....	120
Tabla 6.15 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	121
Tabla 6.16 Determinación del <i>CMR</i> . ....	122
Tabla 6.17 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	123
Tabla 6.18 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	124
Tabla 6.19 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	125
Tabla 6.20 Determinación del <i>CMR</i> . ....	125
Tabla 6.21 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	126
Tabla 6.22 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	127
Tabla 6.23 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	128
Tabla 6.24 Determinación del <i>CMR</i> . ....	128
Tabla 6.25 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	129
Tabla 6.26 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	130
Tabla 6.27 Resultados del análisis no lineal dinámico.....	131
Tabla 6.28 Determinación del <i>CMR</i> . ....	131

Tabla 6.29 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	132
Tabla 6.30 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	133
Tabla 6.31 Resultados del análisis no lineal dinámico. ....	134
Tabla 6.32 Determinación del <i>CMR</i> . ....	134
Tabla 6.33 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	135
Tabla 6.34 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	136
Tabla 6.35 Resultados del análisis no lineal dinámico. ....	137
<i>Tabla 6.36 Determinación del CMR</i> . ....	137
Tabla 6.37 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente. ....	138
Tabla 6.38 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente. ....	139
Tabla 6.39 Resumen de los valores obtenidos del factor R. ....	139

# 1 Introducción

## 1.1 Introducción General

Una de las partes más importantes de las estructuras de acero es su sistema de anclaje, ya que es aquí donde se encuentra parte importante de la disipación de la energía, que evita que se produzcan mayores daños en el resto la estructura.

En la actualidad, en nuestro país no existe una normativa que establezca una metodología de diseño del sistema de anclaje en la base de las estructuras de acero. La normativa nacional vigente (Instituto Nacional de Normalización, 2003) entrega criterios de diseño basados en normativas o guías de diseño internacionales y la práctica empleada por empresas de ingeniería líderes en el país.

Dentro de las disposiciones de esta norma, el diseño del anclaje es uno de los aspectos más importantes, ya que resultan ser los primeros elementos que disipan energía. Cuando fluyen los pernos de anclaje se reducen los posibles daños en el resto de los elementos estructurales. Pero para que esto se produzca, se debe asegurar que el anclaje sea el que alcanza un comportamiento no lineal y no el resto de la estructura.

Por otro lado, una de las conclusiones y propuestas de estudios futuros de Zúñiga (2017), es establecer una metodología para un mejor dimensionamiento de los pernos de anclaje, evaluar si el factor de sobrerresistencia propuesto,  $0.7R$ , entrega mejoras en el desempeño o proponer uno que entregue mejores resultados y estudiar los efectos que tiene en la ductilidad y el desempeño el aumento de la longitud libre de los pernos de anclaje.

Este trabajo de título tiene como objetivo realizar un estudio de los parámetros que más influyen en el dimensionamiento de los pernos de anclaje en la base de la columna, así como evaluar las fuerzas utilizadas en su diseño. Analiza cómo afecta modificar el largo libre de los pernos, la cantidad de pernos y sus diámetros, así como la resistencia de diseño máxima como una amplificación del factor de reducción de respuesta  $R$ .

Con el fin de evaluar el efecto de estas modificaciones, se tomarán tres estructuras industriales de acero, diseñadas con anterioridad por Zúñiga (2017). A estos diseños se les modificará sólo su anclaje, manteniendo el diseño ya existente de vigas, columnas y arriostramientos, para estudiar cómo afecta en el diseño cada una de las variables a modificar, mediante análisis no lineales tanto estáticos como dinámicos, que nos entregarán información sobre el desempeño de la estructura ante sismos severos.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo General**

Este trabajo de título tiene como objetivo evaluar las fuerzas de diseño que se utilizan al momento de diseñar los pernos de anclaje para columnas en estructuras industriales de acero.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

Junto con el objetivo general de este trabajo, existe una serie de objetivos específicos que se detallan a continuación:

- Proponer mejoras en el diseño del sistema de anclaje con sillas de anclaje.
- Establecer una metodología que permita un mejor dimensionamiento de los pernos de anclaje.
- Identificar los parámetros que más influyen en el diseño.
- Encontrar un factor de sobrerresistencia que entregue un mejor desempeño de la estructura.

### **1.2.3 Alcance**

Para lograr estos objetivos, este trabajo contempla el análisis de 3 estructuras industriales de acero, las mismas 3 estructuras utilizadas por Zúñiga (2017). Estas estructuras pertenecen a la minería del cobre y que tienen distintas funciones que se detallaran a continuación:

1. Estructura soportante de Batería de Hidrociclones (en adelante Estructura 1): Corresponde a una estructura de cuatro niveles, arriostrada en sus ejes exteriores, la cual soporta una batería de ciclones en el segundo nivel mediante un núcleo interior de columnas gravitacionales. Su configuración se aprecia en las Figuras 1.1 y 1.2.

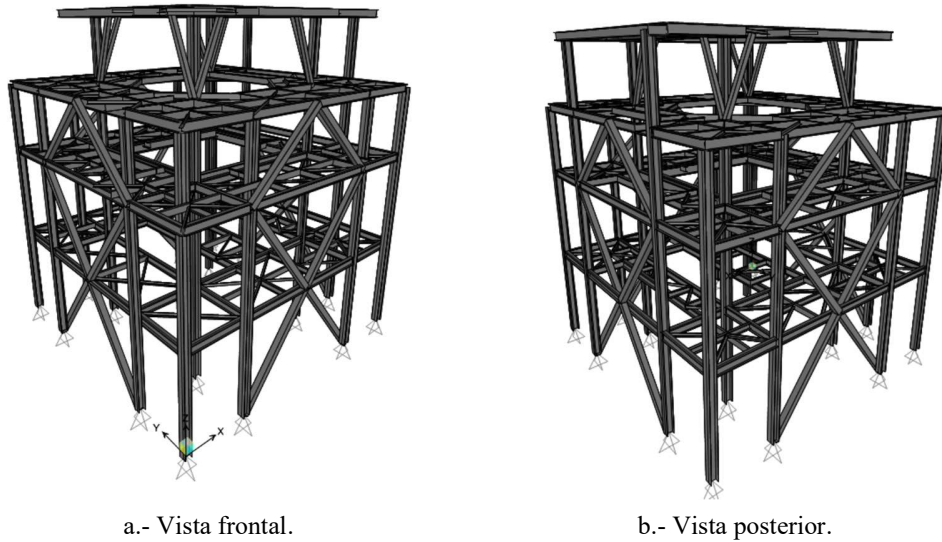


Figura 1.1 Modelo Estructura soportante de Bateriade Ciclones (Estructura 1).

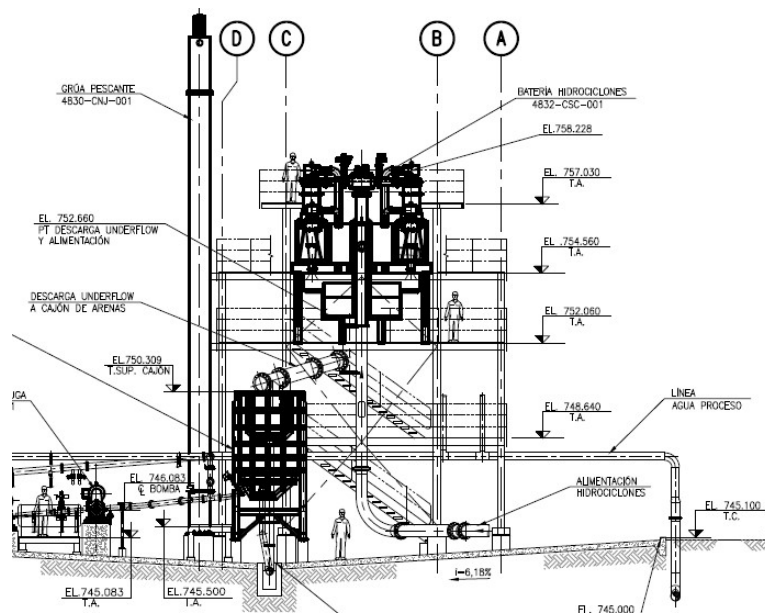
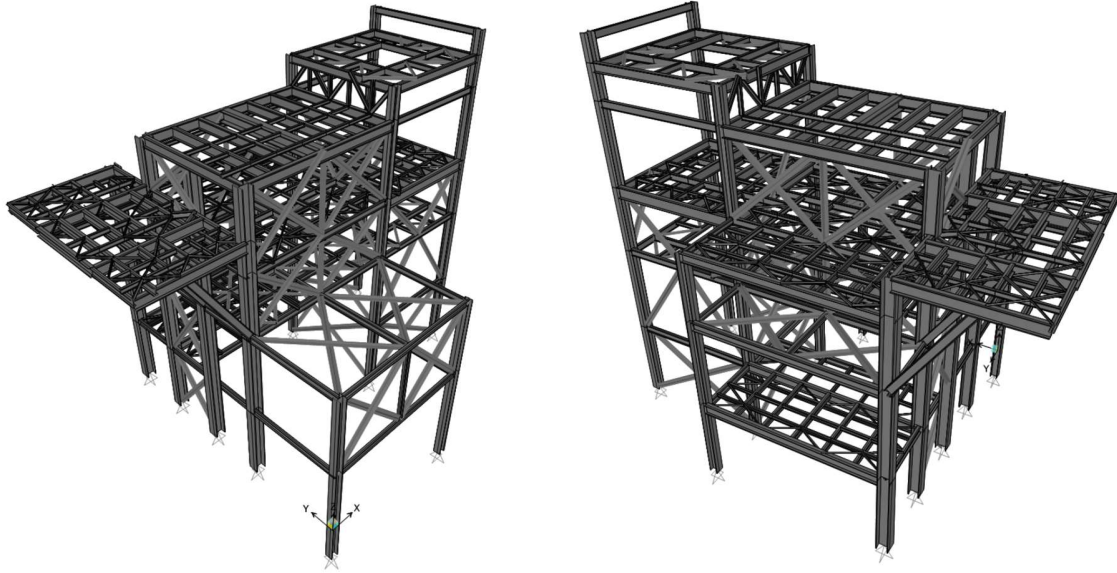


Figura 1.2 Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 1.

2. Estructura de Molino Vertical (en adelante Estructura 2): Corresponde a una estructura arriostrada de 6 niveles y 24 [m] de altura, arriostrada en ambas direcciones principales. Sirve a la operación de un molino de bolas, dilatado a la estructura, y soporta una batería de hidrociclones en el quinto nivel, un cajón distribuidor en el cuarto nivel, tolvas de alimentación de bolas en el tercero y equipos como una grúa pescante y un puente grúa. Su



configuración es irregular en masa y rigidez y su geometría se aprecia en las Figuras 1.3 y 1.4.



a.- Vista frontal.

b.- Vista posterior.

Figura 1.3 Modelo Estructura de Molino Vertical (Estructura 2).

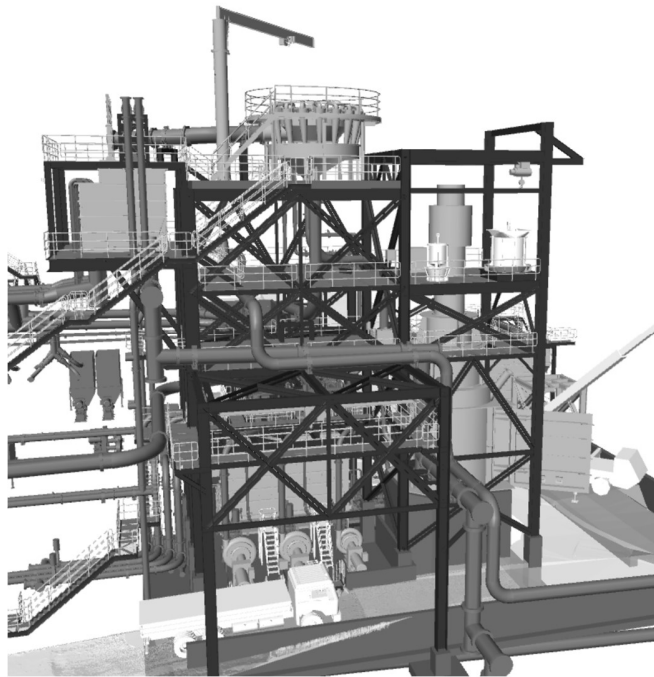


Figura 1.4 Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 2.

3. Edificio de Chancador Secundario (en adelante Estructura 3): Corresponde a una estructura de cuatro niveles y 11 [m] de altura, arriostrada en ambas direcciones principales. Sirve a la operación de un chancador, dilatado a la estructura, y soporta equipos como un harnero, chutes de alimentación y descarga, y enfriadores. Esta estructura presenta irregularidad de masa y rigidez, tanto en planta como en elevación. Su configuración se aprecia en las Figuras 1.5 y 1.6.

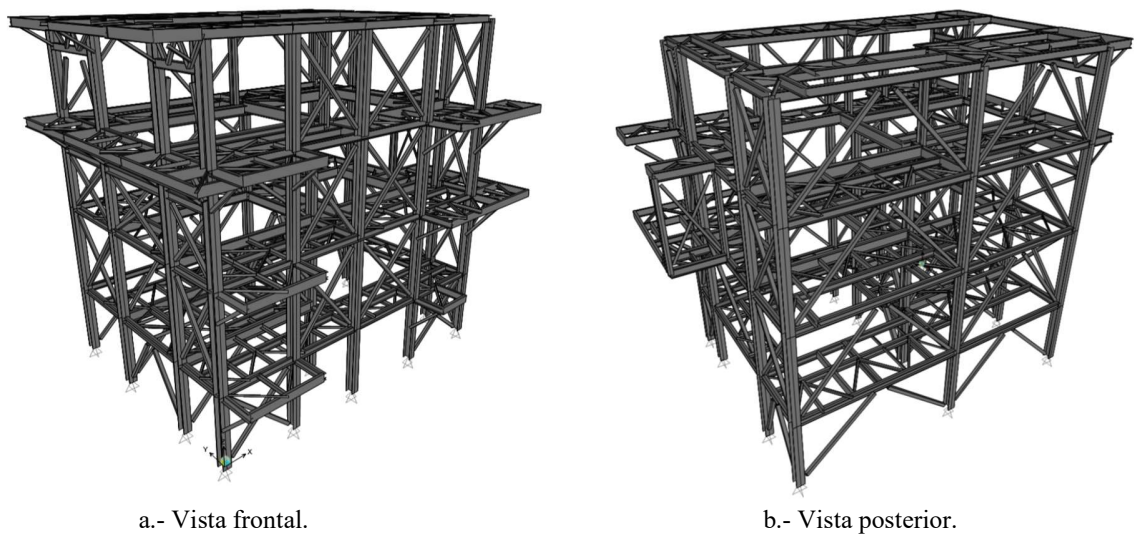


Figura 1.5 Modelo Estructura de Chancador Secundario (Estructura 3).

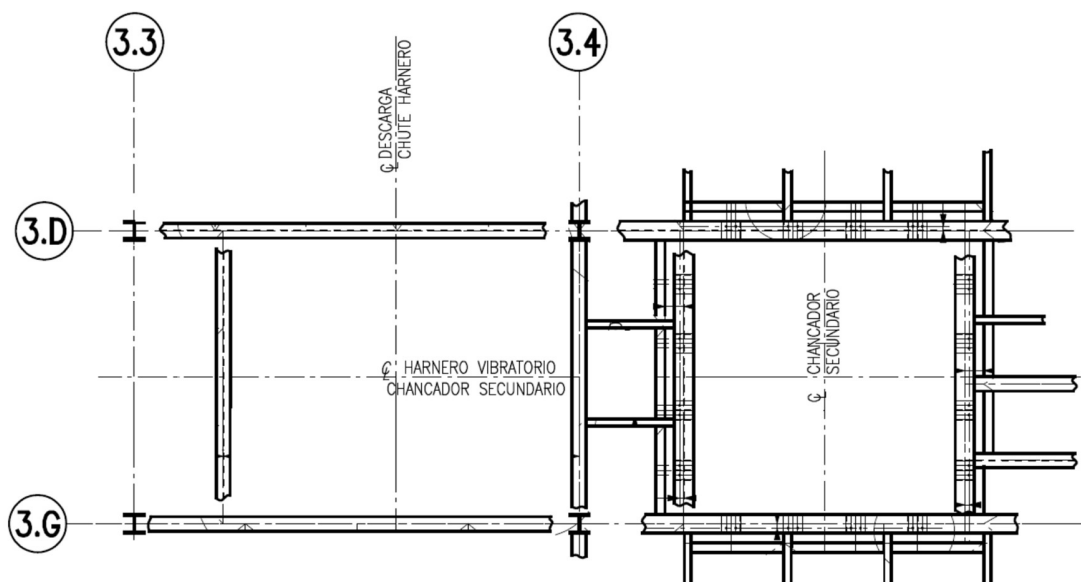


Figura 1.6 Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 3.

### **1.3 Organización del Trabajo**

Este trabajo se divide en 7 capítulos. El contenido de los capítulos 2 al 7 se describen brevemente a continuación:

El Capítulo 2 presenta los principales antecedentes recopilados y utilizados a lo largo de este trabajo, además de introducir de manera general la metodología empleada para evaluar el desempeño de cada uno de los casos de estudio.

El Capítulo 3 aborda aspectos de la metodología como son criterios de diseño, modelos no lineales de componentes, definición de parámetros a estudiar, descripción de los análisis no lineales requeridos, etc.

En los Capítulos 4, 5 y 6 se detalla cada uno de los distintos diseños realizados para estudiar como varía el desempeño de las estructuras, con cada uno de los parámetros modificados del sistema de anclaje, y se les aplica los análisis no lineales.

Además, se muestran los resultados obtenidos del análisis de desempeño con cada estructura y para cada uno de los diseños realizados. Los resultados mostrados son los parámetros de desempeño sísmico como la ductilidad, sobrerresistencia, el margen de colapso de las estructuras, entre otras.

Finalmente, en el Capítulo 7 se discutirá los resultados obtenidos y a partir de esto se entregan las conclusiones obtenidas a partir del trabajo realizado. Según lo obtenido se propondrán cambios en los criterios de diseño existentes que entregan mejores resultados.

## 2 Antecedentes

### 2.1 Antecedentes Generales

Típicamente la conexión entre la columna y su base consiste en una placa base de acero sobre un mortero de nivelación (*grout*) y anclada a una fundación de hormigón armado mediante el uso de pernos de anclaje (Figura 2.1). Esta conexión se diseña para resistir flexión, corte y cargas axiales desarrolladas en la columna.

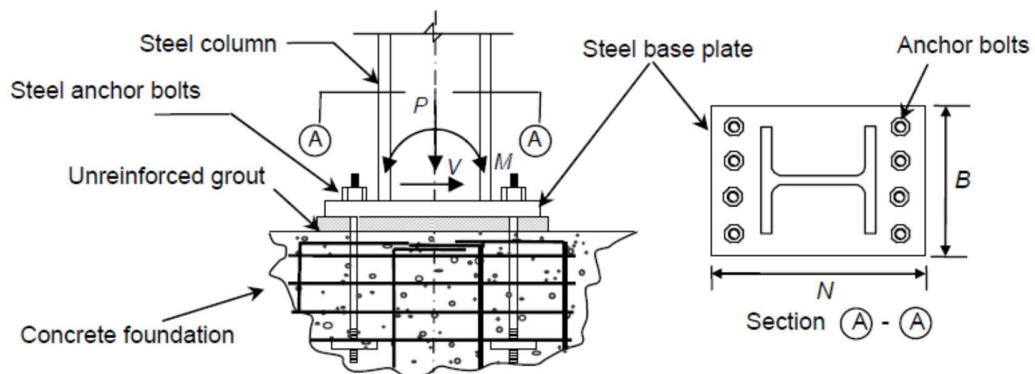


Figura 2.1 Configuración de una conexión de placa base expuesta. [8]

Este trabajo de título centra su estudio en pernos que están trabajando sólo a tracción. En el punto 8.6.2 de la norma NCh2369 se exige que los pernos de anclaje que quedan sometidos a tracción deben tener silla y vástago visible, para permitir su inspección y reparación. Por lo que la configuración de los anclajes que se utilizará en este trabajo es la que se puede ver en la Figura 2.2.

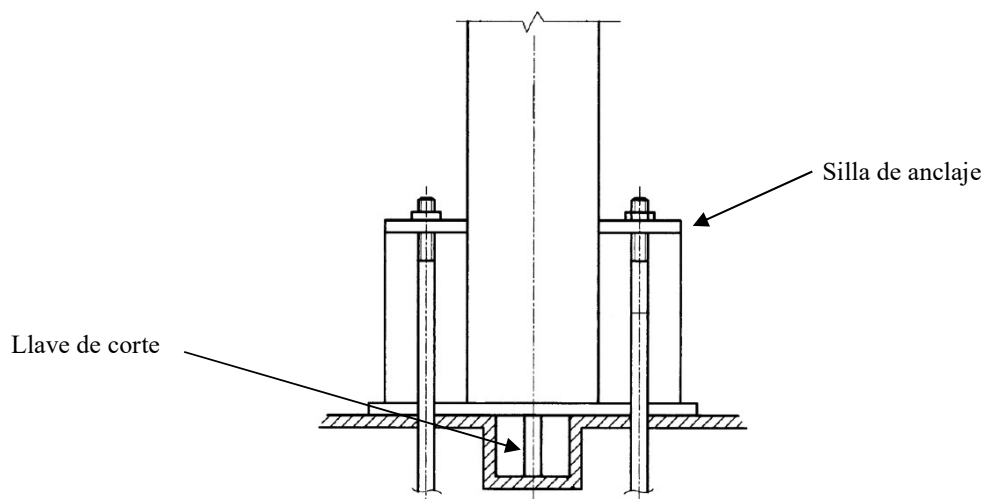


Figura 2.2 Configuración de una conexión de placa base expuesta con silla de anclaje (INN,2003).

Las cargas axiales de las columnas son transmitidas a la placa base a través de su área neta efectiva, considerando sus alas y alma. La placa base a su vez transmite esta carga como una carga de compresión al hormigón de la fundación.

Por otro lado, la zona de compresión en el hormigón varía a medida que las cargas debido a viento o terremotos aumentan, moviéndose hacia uno de los bordes de la placa base, dependiendo de dirección de la carga aplicada. En caso de placas base rígidas, esta gira como cuerpo rígido, produciendo las mayores deformaciones y esfuerzos en los bordes de la placa base (Figura 2.3.a). Placas base delgadas se deforman, por lo que las concentraciones de esfuerzos se ubican debajo de las alas de la columna que están en compresión (Figura 2.3.b). En el lado contrario de la columna, se inducen fuerzas de tracción en los pernos de anclaje, fuerza necesaria para mantener el equilibrio de fuerzas verticales y de momento en caso de que existan grandes excentricidades.

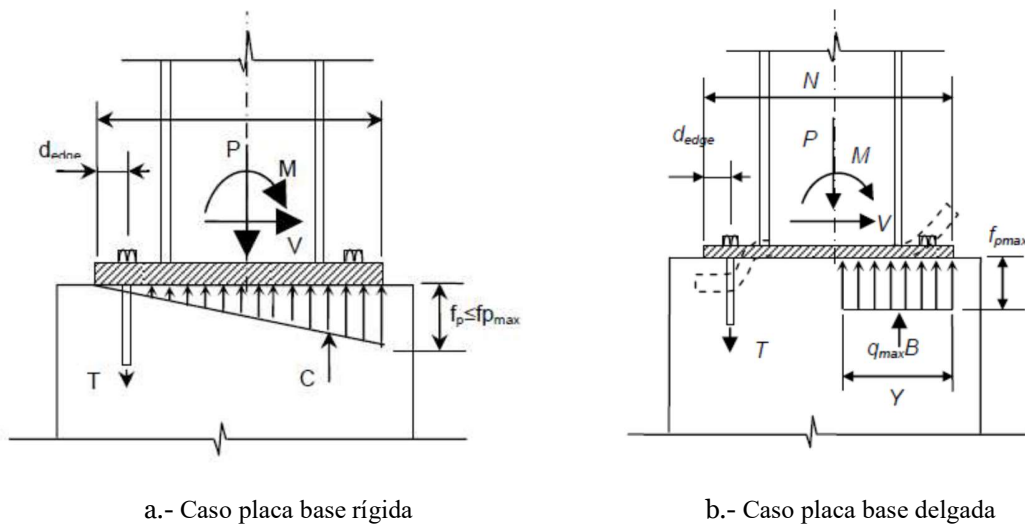


Figura 2.3 Equilibrio de fuerzas en placa base. [8]

El momento generado sobre la columna es resistido por las fuerzas de tracción y compresión, con un brazo de palanca igual a la distancia entre el eje medio de los pernos de anclaje traccionados y la resultante de los esfuerzos de compresión ejercidos en la fundación de hormigón.

El esfuerzo de corte y el equilibrio de las fuerzas horizontales puede estar dado por 3 mecanismos o una combinación de ellos: (1) fricción a lo largo del área de contacto entre el hormigón y la placa base; (2) flexión y corte en los pernos de anclaje; (3) aplastamiento de llaves de corte contra el hormigón, instaladas debajo de la placa base. La NCh2369, en el punto 8.6.3, estipula que las bases de columnas y equipos en general deben considerar en su base placas de corte (Figura 2.2) que sean capaces de soportar el 100% del esfuerzo de corte basal.

## 2.2 Estudios Anteriores

Chávez (2011) presenta la comparación del desempeño sísmico exhibido por dos estructuras industriales teóricas planas de dimensiones y cargas análogas, pero con sistemas sismorresistentes diferentes; una con marcos rígidos y otra con marcos arriostrados. En ambas estructuras se estudia el impacto en el comportamiento estructural de la variación de parámetros como el nivel de fluencia, diámetro y largo de pernos de anclaje.

En su trabajo, la modelación incorpora la no linealidad de columnas y vigas a través de elementos de plasticidad distribuida, cuya sección transversal se ha discretizado en fibras que consideran la no linealidad del material. Esta configuración permite el estudio de la plastificación de las secciones, pero no de la inestabilidad por pandeo flexural. Los arriostramientos y anclajes se definen como elementos no lineales similares a los usados en este trabajo.

Cabe destacar que en esta memoria se considera parte de la longitud embebida del perno de anclaje en el hormigón como largo libre para fines de rigidez y elongación. En el presente trabajo dicha longitud embebida se desprecia, por estimarse que factores como mayor adherencia perno – hormigón y refuerzo transversal concentrado en el tope del pedestal pueden cambiar la profundidad de empotramiento efectivo. Se sometieron ambas estructuras a registros sísmicos similares, pero uno subductivo y el otro impulsivo.

Como conclusiones del trabajo de Chávez, se tiene que se debe incrementar la resistencia de los anclajes respecto a lo que indica la normativa chilena en la actualidad. Se recomienda también utilizar largos mayores de los pernos de anclaje.

Por otro lado, Urzúa (2015) analiza dos estructuras industriales de acero del rubro de la minería, evaluando el desempeño de distintos parámetros como el factor de reducción de respuesta  $R$ , la sobrerresistencia  $\Omega$ , la ductilidad  $\mu$ , la energía disipada, etc. Se utilizan elementos fenomenológicos para la modelación, definidos mediante una curva fuerza-deformación envolvente y una ley de degradación histerética para incluir en el análisis la degradación de rigidez y resistencia de los elementos durante los ciclos de carga y descarga a los que son sometidas las estructuras.

Según los resultados obtenidos en su trabajo, Urzúa recomienda la revisión de los parámetros para las estructuras de acero, debido a que se obtienen valores menores a los que da la normativa nacional.

Urzúa estudia también, el efecto de los pernos de anclaje en la disipación de energía, obteniendo como resultado mejoras en el comportamiento estructural y reduciendo la demanda sobre los demás elementos resistentes al ser el primer mecanismo de disipación de energía.

Finalmente se tiene el estudio realizado por Zúñiga (2017), donde estudia cómo cambia el desempeño de las estructuras con las modificaciones propuestas a la norma NCh2369.

Para evaluar estas modificaciones, en este trabajo se modelan tres estructuras industriales de acero, basadas en marcos arriostrados concéntricamente, diseñándolas paralelamente con la normativa vigente e incluyendo las modificaciones propuestas. La evaluación del desempeño se lleva a cabo de acuerdo con la metodología indicada en el documento FEMA P695 (FEMA, 2009), incluyendo la no linealidad de arriostramientos, rótulas plásticas y pernos de anclaje.

Al evaluar las modificaciones con la metodología, se obtuvieron mejoras en el desempeño, dadas principalmente por la ductilidad del sistema, donde se obtuvieron incrementos en las 3 estructuras estudiadas. Por su parte, la sobre resistencia también presenta variaciones, pero de un orden menor al de la ductilidad. A pesar de que ninguna de las estructuras alcanza el margen de seguridad mínimo estipulado por el FEMA P695, se aprecia que si se le otorga una mayor sobrerresistencia o ductilidad al sistema de anclaje de la estructura es posible mejorar el desempeño.

Zúñiga, además, realiza una revisión de las fuerzas de diseño para los pernos de anclaje y propone una metodología para la determinación de estas fuerzas de diseño.

## **2.3 Normativa existente**

No existe en Chile una norma o guía de diseño que establezca claramente una metodología de diseño para el sistema de anclaje de las columnas de acero. En la práctica, se utilizan normas o guías extranjeras, además de las buenas prácticas de las grandes empresas que trabajan en este país, que en su conjunto complementan las disposiciones y recomendaciones que entrega la norma chilena NCh2369.

### **2.3.1 NCh 2369 Of. 2008**

Algunas disposiciones relativas al diseño de los anclajes de las columnas y los materiales a utilizar, según la norma chilena de diseño sísmico de estructuras industriales, son las que se presentan en las tablas 2.1 y 2.2 que se encuentran a continuación.

#### **a) Materiales:**

Las especificaciones de los aceros y las soldaduras hechas en la norma tienen como objetivo evitar las fallas por rotura frágil. Todas estas disposiciones están incluidas en normas norteamericanas como UBC 1997 e IBC 2000 y que a su vez están basadas en numerosas investigaciones hechas a partir de los terremotos de Loma Prieta y Northridge.

Tabla 2.1 Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a materiales.

Artículo	Disposición
8.2.1	<p>El acero estructural debe cumplir con los siguientes requisitos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Tener en el ensayo de tracción una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor del límite de fluencia inferior a 0,85 de la resistencia a la rotura y alargamientos de rotura mínimos de 20% en la probeta de 50 mm.</li> <li>- Soldabilidad garantizada según normas AWS.</li> <li>- Tenacidad mínima de 27 Joules a 21 °C en ensayo de Charpy según ASTM A6.</li> <li>- Límite de fluencia no superior a 450 MPa.</li> </ul>
8.2.2	<p>Además de las condiciones especificadas en 8.2.1, los materiales deben cumplir alguna de las especificaciones siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ASTM A 36, A 242, A 572 Gr. 42 y 50, A 588 Gr. 50, A 913 y A 992 para perfiles, planchas, barras, pernos corrientes y de anclaje.</li> <li>- DIN 17 100, calidades St. 44.2, St. 44.3 y St. 52.3 para los mismos elementos.</li> <li>- NCh203 A 42-27ES, A 37-24ES y NCh1159 A 52-34ES para los mismos elementos.</li> <li>- ASTM A 500 Gr. B y C, A 501 y A 502 para tubos estructurales.</li> <li>- AWS 5 para soldaduras.</li> </ul> <p>Se pueden usar materiales que cumplan otras especificaciones equivalentes a las anteriores y que sean aprobadas por los profesionales especialistas de cada proyecto.</p>

b) Anclajes:

El sistema de anclajes es considerado por la norma como el fusible sísmico de la estructura, es decir, el primer elemento en disipar la energía a la que es sometida la estructura y que evita que se produzcan mayores daños en el resto de la estructura. Además, este daño es localizado, lo que permite su inspección y reparación en caso de ser necesario.

Varias de las disposiciones que se encuentran en la norma, como el uso de sillas de anclaje y llaves de corte, se basan en la experiencia local, que toma en cuenta principalmente las fallas observadas luego del terremoto ocurrido en el año 1960 y que han evitado fallas en los terremotos posteriores.



Tabla 2.2 Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a los anclajes.

Artículo	Disposición
8.6.1	Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones u otro elemento de hormigón se deben anclar por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios adecuados.
8.6.2	<p>Los pernos de anclaje que quedan sometidos a tracción deben tener silla y vástago visible para permitir su inspección y reparación, y el hilo debe tener suficiente longitud para reapretar las tuercas. La longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a ocho veces su diámetro, ni el largo del hilo bajo la tuerca inferior a 75 mm (Figura 2.4).</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos pernos de anclaje con capacidad suficiente para resistir combinaciones de cargas en las que las fuerzas sísmicas se amplifican en 0,5 R veces, pero no menos que 1,5 veces, con respecto al valor obtenido en el análisis sísmico.</p>
8.6.3	<p>Las placas base de columnas y equipos en general deben estar provistas de placas de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100% del esfuerzo de corte basal.</p> <p>Se exceptúan de estas exigencias los siguientes casos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>a) Apoyos con esfuerzo de corte inferior a 50 kN. En este caso se aceptará tomar el corte con los pernos, considerando que sólo dos de ellos son activos para ese fin y las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción.</li> <li>b) Bases de estanques y equipos provistos de nueve o más pernos. En este caso se aceptará tomar el 100% del corte con los pernos, considerando activos un tercio del número total de pernos, y aplicando las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción con la tracción máxima y el corte así calculado.</li> </ul> <p>En el caso de a) y b) los pernos deben estar embebidos en la fundación.</p>
8.6.4	En el diseño de la placa de corte no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación.
8.6.5	El diseño de los elementos de anclaje al corte no debe contemplar el roce entre la placa base y la fundación.
8.6.6	No se debe considerar la superposición de resistencia entre placas de corte y pernos de anclaje.
8.6.7	Cuando se dejen casillas en la fundación para la posterior instalación de pernos de anclaje, las paredes laterales de las casillas deben tener una inclinación mínima del 5% con respecto a la vertical, de modo que el área inferior sea mayor que la superior. Las casillas se deben rellenar con un mortero no susceptible a retracción.
8.6.8	El hormigón de las fundaciones se debe diseñar para resistir los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por los elementos metálicos de anclaje. La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el hormigón.

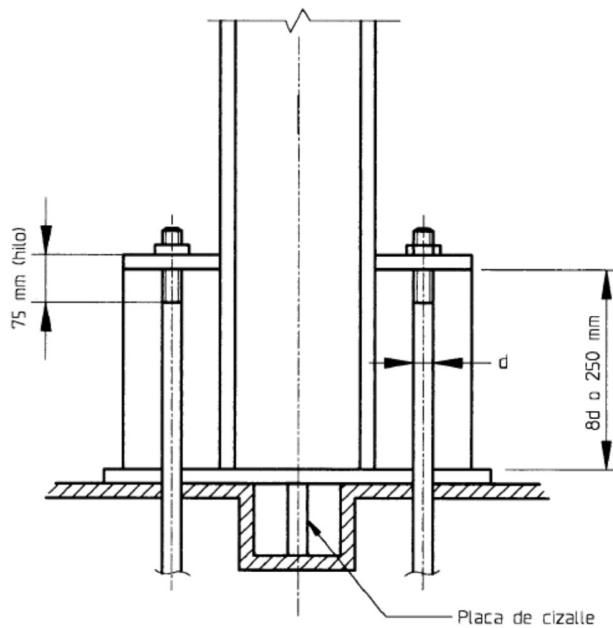


Figura 2.4 Detalle de base de columna y disposiciones de la normativa (INN,2003).

## 2.4 Metodología

Para caracterizar el desempeño sísmico de las estructuras se deben obtener los parámetros sísmicos como son: la sobrerresistencia  $\Omega_0$ , la ductilidad  $\mu$ , el factor de reducción de respuesta  $R$  y la razón de margen al colapso  $CMR$ . Para esto se utilizarán las disposiciones detalladas en el FEMAP695 (FEMA, 2009). En adelante cuando se hable de metodología, se hablará de las disposiciones presentes en este documento.

La metodología tiene por objetivo la cuantificación de los factores de desempeño sísmico mediante análisis no lineales de los sistemas estructurales y el uso de registros sísmicos reales, con el fin de verificar la capacidad de entregar un nivel de seguridad al colapso acorde a los que entregan sistemas de desempeño conocidos.

A continuación, se describe brevemente cada una de las etapas de la metodología. Para mayores detalles acerca de la metodología y su aplicación se recomienda recurrir al documento.

### **2.4.1 Marco General**

Como se mencionó antes, la metodología tiene como principal objetivo establecer un procedimiento para cuantificar los factores de desempeño sísmico de un sistema estructural sismorresistente. Para esto se realiza una evaluación probabilística del riesgo al colapso que presenta la estructura con respecto al Máximo Sismo Considerado (MCE), además de la utilización de análisis no lineales que incluyen la evaluación de la incertidumbre asociada a los criterios de diseño, calidad de materiales, ensayos realizados a los materiales, modelos computacionales, etc.

La metodología requiere de la utilización de registros sísmicos que representen la amenaza sísmica de la zona de interés y de análisis no lineales de los modelos estructurales de los sistemas sismorresistentes en estudio, esto debido a que la seguridad al colapso se evalúa basado en la respuesta del sistema ante los registros sísmicos seleccionados.

Esta metodología castiga la incertidumbre de los antecedentes utilizados, mientras menor sea la incertidumbre, mayores son también los márgenes de seguridad asociados.

### **2.4.2 Descripción de la Metodología**

La primera etapa de esta metodología consiste en el desarrollo conceptual del problema. En esta fase se define el sistema sismorresistente, los materiales que serán utilizados, el rango de aplicación del modelo, el mecanismo de disipación de energía y la secuencia de plastificación del sistema cuando incursiona en el rango no lineal.

Posteriormente, para asegurar una correcta predicción de la respuesta sísmica de la estructura, se deben definir parámetros de calidad de los materiales, los estados de carga y sus combinaciones, criterios de diseño, los datos experimentales para calibraciones, entre otros.

Luego, como tercera etapa, se definen los arquetipos de estudio y el rango probable de aplicaciones de un sistema estructural, en cuanto a la geometría y la distribución de cargas. Como en este trabajo se utilizan 3 estructuras específicas, ya seleccionadas, no se requiere de la definición de arquetipos, ni del rango de diseño.

En la siguiente etapa de la metodología, se desarrollan los modelos no lineales a utilizar y se definen sus modos de falla no simulados, en el caso de que alguno de estos no pueda ser incorporados directamente en el análisis. Estos modelos serán utilizados para realizar una evaluación probabilística de colapso, calibrado a partir de datos experimentales.

La quinta etapa corresponde a la realización de los análisis no lineales estáticos (Pushover), que permiten obtener información estadística de ductilidad y sobrerresistencia, y análisis no lineales dinámicos (Tiempo-Historia), para establecer el margen de colapso CMR. Con esta información es posible obtener el factor de reducción de respuesta y estimar la energía sísmica disipada por los elementos estructurales.

Con los datos obtenidos en la fase anterior, se evalúa el desempeño de los sistemas en estudio por medio de la determinación de la incertidumbre total y la razón del margen de colapso, razón que se compara con un mínimo obtenido a partir de la incertidumbre total del sistema.

Finalmente, se debe registrar y documentar toda la información obtenida para su revisión y posterior aprobación.

### **3 Aspectos Comunes de la Metodología**

En este capítulo se presentan aquellos puntos de la metodología que son comunes para las 3 estructuras que se utilizarán en este estudio. Los resultados obtenidos para cada una de ellas, en cuanto a los parámetros de desempeño, serán detallados en los capítulos siguientes.

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

La norma chilena de diseño sísmico de estructuras industriales NCh2369, tiene como principal objetivo evitar la pérdida de vidas y la continuidad de operación de la faena productiva de una industria al producirse de un sismo severo. Para esto se diseñan estructuras robustas, rígidas y poco complejas, dónde la estructuración típica son arriostramientos concéntricos y anclajes a la fundación dúctiles. Este sistema sismorresistente ha demostrado un buen comportamiento en los últimos terremotos ocurridos en el país.

A pesar de que la norma NCh2369 no pone restricciones de regularidades en planta ni elevación, en la práctica chilena es común encontrarse con estructuras simples y regulares, que permiten una transmisión rápida de los esfuerzos a la fundación. Lo que sí existe es una restricción en cuanto a esfuerzos en los elementos (por ejemplo, las diagonales no deben trabajar sólo a tracción), además de algunas condiciones geométricas, como la compacidad local y esbeltez global de los elementos estructurales.

Uno de los problemas que existen en la norma, es que no se establece una metodología de diseño para el anclaje de la estructura a la fundación. Sólo existen algunas recomendaciones de diseño, exigencias en geometría, entre otras. Lo que se hace usualmente es recurrir a guías de diseño extranjeras o a las prácticas de la industria, para poder realizar el diseño de la conexión base-columna y de los pernos de anclaje.

Zúñiga (2017), en su memoria de título, se percata que los pernos de anclaje llegan a la fractura antes de lo debido y no cumplen con lo que estipula la NCh2369 de anclajes dúctiles. Zúñiga propone que esto puede deberse principalmente a una diferencia en las fuerzas utilizadas en el diseño de estos pernos de anclaje.

El sistema de anclaje de la estructura y junto con él los pernos de anclaje, forman parte importante en la liberación de la energía de la estructura en caso de que se produzca un sismo severo. Por esto es de vital importancia que se realice un correcto diseño, para que los pernos de anclaje cumplan con su objetivo y no se produzcan mayores daños en el resto de los elementos estructurales que puedan provocar grandes pérdidas económicas o la vida de personas.

## 3.2 Información Requerida del Sistema

En esta sección se presentan los materiales, estados de carga y combinaciones de carga utilizados en común por cada uno de los modelos a estudiar. Por otro lado, se definen también, los criterios de diseño utilizados en cada uno de estos.

### 3.2.1 Materiales

Para el modelamiento de las 3 estructuras, se utiliza acero ASTM A36 para perfiles, planchas, barras y pernos de anclaje. Estos materiales que se encuentran en conformidad con lo estipulado por la norma nacional NCh2369.

### 3.2.2 Estados de Carga

Los estados de carga utilizados son los estipulados en la norma chilena “Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Cargas de Uso”, NCh1537.Of2009. A continuación, se define cada uno de estos estados de carga:

- **Carga Permanente (D):** corresponde al peso propio de la estructura y de cualquier otro elemento que se encuentre permanentemente en ella, como barandas, escaleras, tuberías, equipos, etc.
- **Sobrecarga o Carga de Uso (L):** corresponde a la sobrecarga de operación o uso, que es variable en el tiempo, que se espera que actúe sobre la estructura.
- **Carga Sísmica (E):** corresponde a la fuerza inercial inducida sobre la estructura en caso de movimientos producidos en el suelo. Debido a la irregularidad geométrica y la masa de las estructuras, se utiliza el método modal espectral para determinar la demanda sísmica sobre cada una de ellas. Esto se realiza según las disposiciones estipuladas en la sección 5.4 de la norma NCh2369.

La ecuación (5-5) de la NCh2369 nos entrega el espectro de diseño a utilizar. Las 3 estructuras se ubican en la Zona Sísmica 2 y Suelo Tipo II.

$$S_a = \min \left[ IC_{max}, \frac{2.75A_0I}{R} \left( \frac{T'}{T} \right)^n \left( \frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \right] \quad (3.1)$$

donde:

- $I$  : Factor de importancia, 1.2 para estructuras de Categoría C1 (Estructuras 2 y 3) y 1.0 para estructuras de Categoría C2 (Estructura 1) (NCh2369, 4.3.2).
- $C_{max}$  : Coeficiente sísmico máximo, 0.255 para  $R = 3$  y Zona Sísmica 2 (NCh2369, Tabla 5.7).
- $A_0$  : Aceleración efectiva máxima, 0.30g para Zona Sísmica 2 (NCh2369, Tabla 5.2).
- $R$  : Factor de reducción de respuesta según los criterios de diseño de los proyectos respectivos, 3 para las Estructuras 1, 2 y 3.
- $T^n, n$  : Parámetros del suelo considerado, 0.35 [s] y 1.33 respectivamente para Suelo Tipo II (NCh2369, Tabla 5.4).
- $T$  : Período de vibración del modo considerado en [s].
- $\xi$  : Razón de amortiguamiento crítico, 0.03 para marcos de acero arriostrados con uniones apernadas (NCh2369, Tabla 5.5).

La Figura 3.1 muestra el espectro de diseño utilizado para el análisis lineal-elástico de las 3 estructuras.

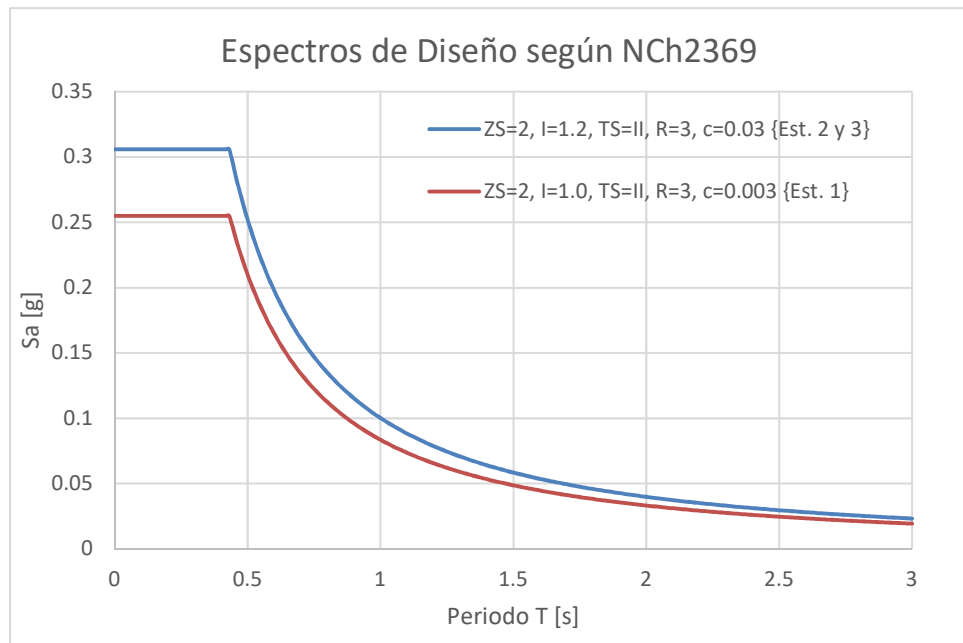


Figura 3.1 Espectro de diseño para las tres estructuras, de acuerdo con la norma NCh2369.

Por otro lado, el corte basal no debe ser menor a lo calculado a partir de la ecuación (3.2) que se presenta a continuación.

$$Q_{min} = 0.25I \frac{A_0}{g} P \quad (3.2)$$

Donde el peso sísmico de las estructuras P, se calcula a partir de lo estipulado en la ecuación (6-1) del FEMA P695. Además, el sismo vertical se calcula, de acuerdo con el artículo 5.5.1 de la NCh2369, como:

$$E_z = \frac{2}{3} I \frac{A_0}{g} P \quad (3.3)$$

### 3.2.3 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga no sísmicas utilizadas, son las que aparecen indicadas en el punto 9 de la norma chilena “Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga”, NCh3171.Of2010. Esta misma norma indica que las combinaciones de carga sísmica a considerar son las que se encuentran indicadas en el punto 4.5 de la NCh2369. A continuación, se presentan cada una de las combinaciones de carga a considerar:

Combinaciones de carga ASD

$$\begin{aligned} & D + L \\ & D + L \pm E_{x,y} \pm E_z \\ & D \pm E_{x,y} \pm E_z \end{aligned}$$

Combinaciones de carga LRFD

$$\begin{aligned} & 1.2D + 1.6L \\ & 1.2D + L \pm 1.1E_{x,y} \pm 1.1E_z \\ & 0.9D \pm 1.1E_{x,y} \pm 0.3E_z \end{aligned}$$

### 3.2.4 Criterios de Diseño

Las estructuras utilizadas en este trabajo de título son las mismas estructuras que utilizó Zúñiga (2017). El diseño de los elementos estructurales como columnas, vigas y arriostramientos de cada estructura es parte de ese trabajo y para mayores detalles pueden consultarse en dicho documento.

Este estudio se centra en el diseño del sistema de anclajes de la estructura y más específicamente en el diseño de los pernos de anclaje y en cómo esto influye en la respuesta de la estructura ante un sismo severo.

Zúñiga en su memoria propone una metodología para un correcto dimensionamiento de los pernos de anclaje, que involucra dimensionar los pernos para una resistencia máxima, de modo que puedan satisfacer las altas demandas de ductilidad al ser sometidos a un sismo severo. De no ser así, al someter a los pernos de anclaje a altas demandas sísmicas, la fluencia se desarrolla de manera muy temprana y eventualmente se alcanza la fractura.



Zúñiga propone una amplificación de las cargas sísmicas por un factor  $\Omega_{AB} = \alpha_{AB}R$ . Por otro lado, la razón demanda/capacidad es la siguiente:

$$\phi T_n > T_u \quad (3.4)$$

Agregando la amplificación de las cargas sísmicas a la expresión (3.4), se tiene:

$$\phi T_n > \Omega_{AB} T_u = (\alpha_{AB} R) T_u \quad (3.5)$$

Además, se sabe que  $T_n = F_{nt} A_{AB}$ , de modo que, al reemplazar en la fórmula anterior, imponer la igualdad y despejar el factor de amplificación  $\alpha_{AB}$ , se tendrá la siguiente expresión:

$$\alpha_{AB} = \frac{\phi F_{nt} A_{AB}}{R T_u} \quad (3.6)$$

Aplicando la ecuación (3.6) a una de las estructuras en estudio, se obtienen los siguientes resultados:

$$\alpha_{AB} = \frac{\phi F_{nt} A_{AB}}{R T_u} = 0.70$$

donde:

- $T_u$  : Tracción última en el anclaje,  $T_u = 487.3$  [kN].
- $\phi T_n$  : Resistencia disponible a la tracción,  $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$ .
- $\phi$  : Factor de reducción,  $\phi = 0.75$ .
- $n$  : Número de pernos en cada anclaje,  $n = 4$  de diámetro  $\phi 1\frac{1}{2}$ ''.
- $A_{PA}$  : Área bruta de los pernos en cada anclaje,  $A_{PA} = 4560.4$  [mm<sup>2</sup>].
- $F_{nt}$  : Tensión nominal a la tracción,  $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$  [MPa] para acero calidad ASTM A36.
- $R$  : Factor de reducción de la respuesta,  $R = 3$ .

Se tiene que el factor de amplificación es  $\Omega_{AB} = 0.7R$ . Factor que permitiría un mejor dimensionamiento de los pernos de anclaje y que resultaría un mejor desempeño estructural.

Para realizar un estudio más completo y tener mayores resultados con los que comparar, aparte de evaluar el comportamiento de las estructuras utilizando el factor de amplificación  $\Omega_{AB} = 0.7R$ , se realizará el estudio del comportamiento estructural para un factor de amplificación un poco más grande, igual a  $\Omega_{AB} = R$ .

Por otro lado, la norma chilena NCh2369, estipula una longitud expuesta mínima para los pernos de anclajes, no menor a 8 veces el diámetro del perno. Este valor carece de algún respaldo teórico, por lo que se hace interesante realizar un estudio de cómo afecta en el rendimiento de la estructura y en la ductilidad del anclaje esta longitud. Para esto, se tomarán un largo libre menor (4 veces el diámetro) y otro mayor (12 veces el diámetro).

Finamente se tienen 6 diseños distintos para cada estructura, con las combinaciones de las 3 longitudes libres de pernos de anclaje y los 2 factores de amplificación, lo que resulta en 18 modelos distintos a estudiar.

### **3.2.5 Calidad de los Criterios de Diseño**

Según la sección 4.3 del apéndice F del FEMA P695, la calidad de los criterios de diseño de las estructuras que cumplen con los requerimientos de materiales y detallamiento del ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2005), es catalogada como (A) Superior. Como las estructuras diseñadas bajo la normativa nacional exhiben un desempeño adecuado y que las consideraciones de la NCh2369 son similares a las de la ASCE/SEI 7-05, se asigna una calidad (A) Superior. Por lo que la incertidumbre asociada a esta calidad, según la Tabla 3-1 del FEMA P695, es igual a  $\beta_{DR} = 0.10$ .

### **3.2.6 Datos Experimentales**

Al igual que en la memoria de título de Zuñiga (2017), la calibración de los modelos no lineales de arriostramientos y rótulas plásticas utilizados son los mismos que investigó Urzúa (2015) en su tesis de magister.

La calibración de los arriostramientos se obtiene a partir de los resultados experimentales de Black, Wenger y Popov (1980). Mientras que la calibración de los modelos no lineales de rótulas plásticas se adquiere a partir de resultados experimentales obtenidos por Uriz y Mahin (2008).

### **3.2.7 Calidad de los Datos Experimentales**

Los resultados obtenidos en los ensayos experimentales podrían no ser totalmente representativos a lo que sucede en la realidad. Esto debido a distintas razones y condiciones que se dan en cada uno de los ensayos. Cada una de las posibles fallas se detallan en la tesis de Urzúa (2015), sección 3.2.7.

De acuerdo con esto, la calidad de los datos experimentales es considerada (B) Buena. Por lo que la incertidumbre asociada a esta calidad, según la Tabla 3-2 del FEMA P695, es igual a  $\beta_{TD} = 0.20$ .

## **3.3 Desarrollo de Arquetipos**

Considerando que este trabajo comprende el análisis de 3 estructuras industriales específicas, y no de simplificaciones de los sistemas sismorresistentes utilizados en ellas, no se procederá a confeccionar un espacio de diseño de arquetipos. Se limitará la evaluación probabilística de colapso a dichas estructuras.

## **3.4 Desarrollo de Modelos No Lineales**

### **3.4.1 Bases de Modelación**

En este trabajo se utilizan modelos no lineales tridimensionales que concentran su no linealidad en sus arriostramientos verticales, rótulas plásticas y pernos de anclaje. La incursión de otros elementos en el rango no lineal se evalúa como medios de falla no simulados que se detallan más adelante.

Los modelos no lineales se desarrollan en el software SAP2000, donde los arriostramientos verticales, pernos de anclaje y rótulas plásticas se modelan por medio de elementos fenomenológicos tipo Links. Estos elementos definen su comportamiento por medio de una curva envolvente fuerza-deformación o “blackbone” y una ley de degradación histerética, que permite incorporar el efecto de degradación de su resistencia y rigidez a medida que incursiona en ciclos de carga y descarga.

Las conexiones viga – columna en marcos arriostrados se diseñan como uniones de corte. Cuando la unión se produce por el eje fuerte de la columna, la viga correspondiente se considera como un segmento rígido.

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

Los arriostramientos verticales se modelan en el software como elementos no lineales tipo Link Multilinear Plastic. Estos elementos quedan definidos por una curva envolvente fuerza – deformación y una ley de degradación histerética de su rigidez.

Como el diseño de estos elementos fue realizado por Zúñiga (2017), no se entregarán mayores detalles al respecto. En caso de cualquier duda se puede consultar su memoria de título en la sección 3.4.2.

De igual forma se presentan a continuación esquemas de la curva fuerza deformación y la ley de degradación histerética para los arriostramientos en las Figuras 3.2 y 3.3 respectivamente.

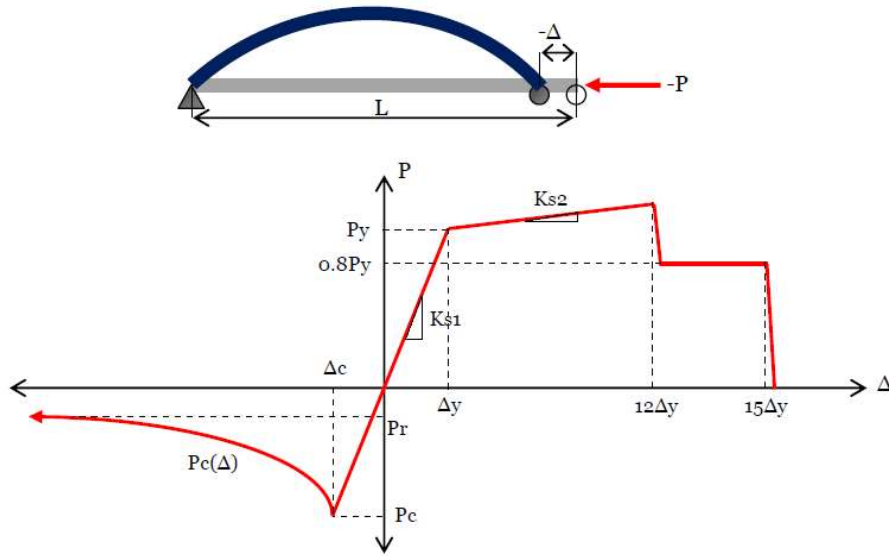


Figura 3.2 Esquema de la curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales.

Donde los parámetros de fuerza deformación son los siguientes:

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

$$P_c(\Delta) = \min(P_r, P_c \left[ \frac{\Delta_c}{\Delta} \right]^n) \quad (3.7)$$

- $P_r$  : Fuerza residual,  $P_r = 0.2P_c$ .
- $P_c$  : Fuerza de pandeo inelástico,  $P_c = F_{cr}A_g$ .
- $F_{cr}$  : Tensión de pandeo flexural para secciones compactas según ecuaciones (E3-2) y (E3-3) AISC360-05.

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_{ye}}{F_e} \right] F_{ye} \quad \text{si} \quad KL_e/r \leq 4.71 \sqrt{E_s/F_{ye}} \quad (3.8)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_{ye} \quad \text{si} \quad \frac{KL_e}{r} > 4.71 \sqrt{E_s/F_{ye}} \quad (3.9)$$

- $F_e$  : Tensión crítica de pandeo elástico según ecuación (E3-4) AISC360-05

$$F_e = \frac{\pi^2 E_s}{\left( \frac{KL_e}{r} \right)^2} \quad (3.10)$$

- $F_{ye}$  : Tensión de fluencia esperada para el acero,  $F_{ye} = F_y R_y$ ,  $F_{ye} = 322$  y  $372$  MPa para planchas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36, respectivamente.
- $F_y$  : Tensión de fluencia especificada para el acero,  $F_y = 248$  MPa para acero calidad ASTM A36
- $R_y$  : Razón entre fluencia esperada y fluencia especificada  $F_y$ ,  $R_y = 1.3$  y  $1.5$  para planchas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36, respectivamente, según Tabla I-6-1, AISC341-05.

- $A_g$  : Área bruta de la sección transversal del arriostramiento.
- $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  según AISC360-05.
- $L_e$  : Largo efectivo del arriostramiento.
- $\Delta_c$  : Deformación de pandeo,  $\Delta_c = P_c/K$ .
- $\Delta_y$  : Deformación de fluencia,  $\Delta_y = P_y/K_{s1}$ .
- $F_u$  : Tensión de rotura especificada para el acero,  $F_y = 400 \text{ MPa}$  para acero calidad ASTM A36.
- $F_{ue}$  : Tensión de rotura esperada para el acero,  $F_{ue} = F_u R_t$ ,  $F_{ye} = 480 \text{ MPa}$  para acero calidad ASTM A36.
- $R_t$  : Razón entre la rotura esperada y la rotura especificada  $F_u$ ,  $R_t = 1.2$  para placas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36 según Tabla I-6-1 AISC341-05.
- $K$  : Factor de longitud efectiva,  $K = 0.8$  para arriostramientos individuales y 0.5 para arriostramientos que se cruzan y unen en su punto medio, según punto 5.6.2.3.2 de FEMA356.
- $K_{s1}$  : Rigidez axial elástica del arriostramiento,  $K_{s1} = E_s A_g / L_e$ .
- $K_{s2}$  : Rigidez axial post fluencia del arriostramiento,  $K_{s2} = (P_u - P_y) / (\Delta_u - \Delta_y)$ .
- $P_y$  : Fuerza esperada de fluencia,  $P_y = F_{ye} A_g$ .
- $P_u$  : Fuerza esperada de rotura,  $P_u = F_{ue} A_g$ .

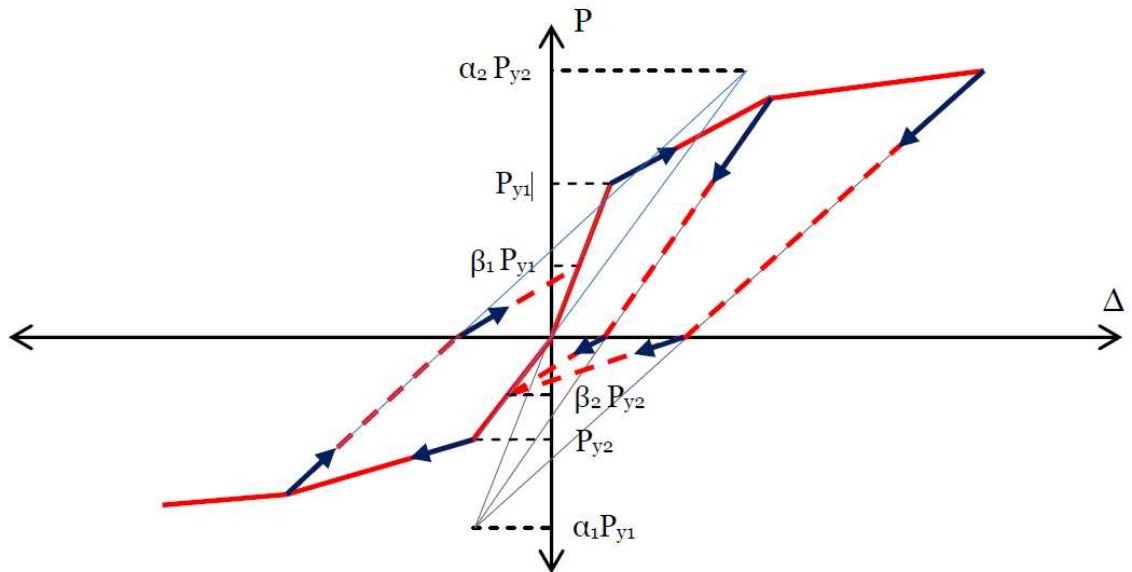


Figura 3.3 Curva histerética para el modelo de pivote.

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

- $a_1$  : Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.
- $a_2$  : 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 para definir la ley de histéresis se definen igual como los definió Urzúa (2015), para que reproduzcan un comportamiento similar al característico de arriostramientos bajo cargas cíclicas. Los parámetros utilizados son los siguientes:

$$a_1 = 100 \quad a_2 = 0.5 \quad \beta_1 = 0.1 \quad \beta_2 = 1$$

### 3.4.3 Modelo No Lineal de Rótula Plástica en Vigas de Marcos Arriostrados

Las estructuras utilizadas están compuestas por marcos arriostrados tipo Chevron. En este tipo de arriostramiento la plastificación de las vigas ocurre a ambos lados de la placa gusset central de la conexión, provocando además inestabilidad lateral debido a la demanda de flexión que impone sobre las columnas. Los requisitos de diseño contenidos en la NCh2369 no son suficientes para evitar esta falla, por lo que se hace necesaria su incorporación en los análisis no lineales de las estructuras.

Al igual que en el caso de los arriostramientos, la formación de rótulas plásticas fue incluida en el diseño de las estructuras hecho previamente por Zúñiga (2017). Es por lo que no se entregan mayores detalles de cómo se incluyen estos efectos en los modelos estructurales, dado que queda fuera del estudio de esta memoria. Para mayores detalles se puede consultar la sección 3.4.3 de la memoria de título de Zúñiga (2017).

De todas formas, se presenta, en la Figura 3.4, la curva envolvente monotónica paramétrica que define la formación de rótulas plásticas.

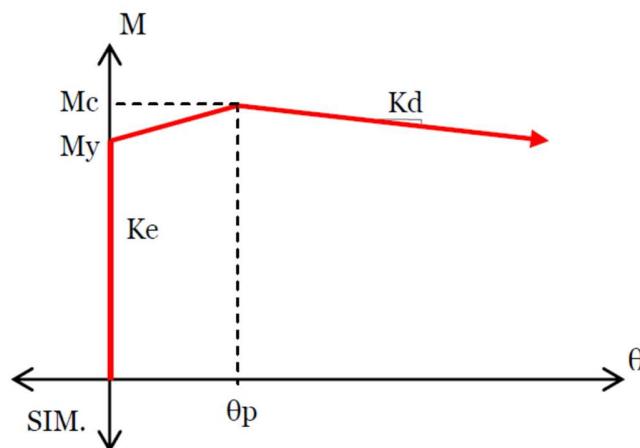


Figura 3.4 Curva envolvente monotónica paramétrica de la rótula plástica (Urzúa 2015).

Donde los parámetros de la curva envolvente fuerza – deformación corresponden a:

- $M_y$  : Momento plástico esperado en viga,  $M_y = ZF_{ye}$ .
- $M_c$  : Momento máximo en viga,  $M_c = 1.1M_y$ .
- $Z$  : Módulo plástico de la viga.
- $F_{ye}$  : Tensión de fluencia esperada para el acero,  $F_{ye} = F_y R_y$ ,  $F_{ye} = 322 MPa$  para planchas de acero calidad ASTM A36.
- $F_y$  : Tensión de fluencia especificada para el acero,  $F_y = 248 MPa$  para acero calidad ASTM A36.
- $K_d$  : Rigidez de degradación de resistencia,  $K_d = 0.01K_\theta$ .
- $K_\theta$  : Rigidez elástica al giro de la viga considerando apoyo simple y carga puntual al centro,  $K_\theta = 4E_s I / L_e$ .
- $K_e$  : Rigidez elástica al giro de la rótula plástica,  $K_e = 100K_\theta$ .
- $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 200000 MPa$  según AISC360-05.
- $I$  : Momento de inercia de la viga.
- $L_e$  : Largo libre de la viga en metros.
- $\theta_p$  : Rotación en momento máximo en radianes,

$$\theta_p = 0.087 \left( \frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \left( \frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.14} \left( \frac{L_e}{d} \right)^{0.34} \left( \frac{d}{0.533} \right)^{-0.721} \left( \frac{F_{ye}}{345} \right)^{-0.23} \quad (3.11)$$

- $b$  : Ancho del ala de la viga.
- $d$  : Altura de la viga en metros.
- $h$  : Altura del alma de la viga.
- $t_f$  : Espesor del ala.
- $t_w$  : Espesor del alma.

### 3.4.4 Modelo No Lineal de Anclaje Estructura Fundación

El anclaje de la estructura a la fundación tiene 2 partes importantes: los pernos de anclaje y las llaves de corte. La llave de corte, diseñada bajo las restricciones impuestas por la norma NCh2369, tiene un comportamiento satisfactorio, por lo que se considera que el corte es transmitido en forma lineal y elástica.

Por otro lado, los pernos de anclaje han mostrado plastificación ante sismos severos, por lo que son considerados como un fusible sísmico (NCh2369, C.8.6), ya que disipan una gran cantidad de energía durante el proceso de plastificación. Es por lo que los esfuerzos de modelación se concentrarán en estos elementos.

Los pernos de anclaje son diseñados de manera que la falla se produzca en ellos y no en el hormigón de la fundación. Además, como la normativa chilena exige que los pernos de anclaje queden a la vista por medio de sillas, estos pernos quedan adosados a la columna sólo por medio de placas golilla que no permiten que la columna les induzca esfuerzos de compresión.

Los anclajes estructura – fundación tienen como configuración típica lo que se puede observar en la imagen izquierda de la Figura 3.5, que posee una parte de acero y otra de hormigón. Dado esto, la forma en que se modela el anclaje es como 2 elementos tipo link en paralelo, como se muestra en la parte derecha de la Figura 3.5. Uno de los elementos link representa a los pernos de anclaje que trabajan sólo en tracción y se diseña como tipo Multilinear Plastic, y el segundo es un tipo GAP, que representa a la fundación de hormigón y que sólo resiste esfuerzos de compresión.

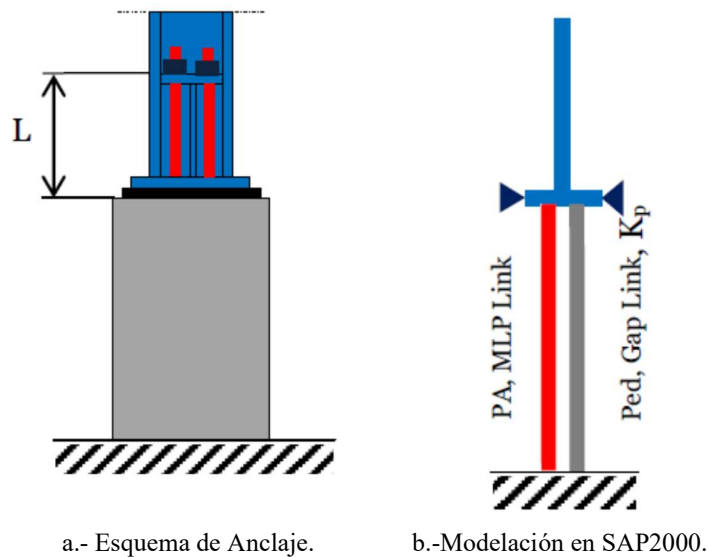


Figura 3.5 Esquema de anclaje estructura-fundación y modelo no lineal (Urzúa, 2015).

La curva envolvente que define el comportamiento de los pernos de anclaje se define en la Figura 3.6. Como los pernos sólo trabajan en tracción, se define este comportamiento a partir de la fluencia y rotura del material, utilizando como deformación de rotura la deformación especificada para el acero ASTM A36, que se traduce en un 20% de la distancia entre el tope del pedestal y el tope de la silla de anclaje. La curva envolvente de los pernos se modela con una rigidez muy baja en compresión, de manera que los pernos transmitan la carga al pedestal rápidamente. El pedestal se modela con un comportamiento lineal y elástico, considerando una rigidez superior a la de las columnas de la estructura para evitar inestabilidades.



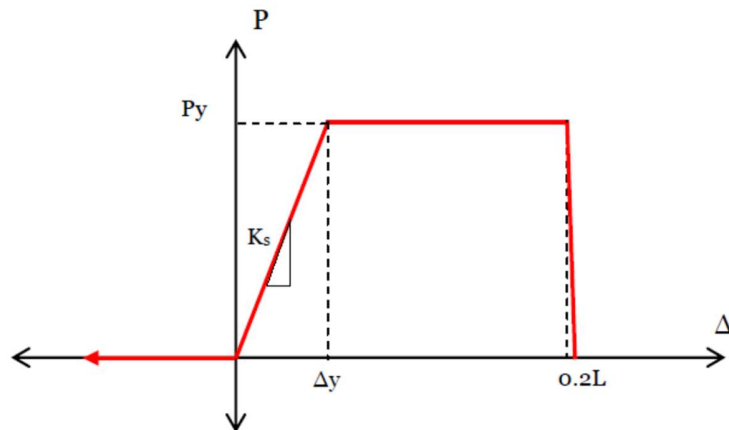


Figura 3.6 Curva envolvente de los pernos de anclajes (Urzúa, 2015).

Donde los parámetros de la curva envolvente fuerza – deformación corresponden a:

- $P_y$  : Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje,  $P_y = F_{ye}A_s$ .
- $F_{ye}$  : Tensión de fluencia esperada para el acero,  $F_{ye} = F_y R_y$ ,  $F_{ye} = 372 \text{ MPa}$  para barras de acero calidad ASTM A36.
- $F_y$  : Tensión de fluencia especificada para el acero,  $F_y = 248 \text{ MPa}$  para acero calidad ASTM A36.
- $R_y$  : Razón entre la fluencia esperada y la fluencia especificada  $F_y$ ,  $R_y = 1.5$  para barras de acero calidad ASTM A36 según Tabla I-6-1 AISC341-05.
- $A_s$  : Área bruta de la sección total de pernos de anclaje.
- $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  según AISC360-05.
- $K_c$  : Rigidez axial de columnas de la estructura.
- $K_s$  : Rigidez axial de los pernos de anclaje,  $K_s = E_s A_s / L$ .
- $K_p$  : Rigidez axial del pedestal,  $K_p = 10K_c$ .
- $L$  : Largo libre de pernos de anclaje entre el tope del pedestal y el tope de la placa de apoyo de la silla. No se considera la contribución de parte de la longitud embebida en la longitud libre de los pernos.
- $\Delta_y$  : Deformación de fluencia,  $\Delta_y = P_y / K$ .

La ley histerética considera que los pernos de anclaje sólo son sometidos sólo a tracción en cada ciclo de carga y descarga, por lo que se utiliza un modelo de histéresis cinemático sin degradación de la rigidez ni resistencia, como se puede observar en la Figura 3.7. Este modelo cinemático para elementos de acero viene implementado en el software SAP2000 para elementos tipo Link.

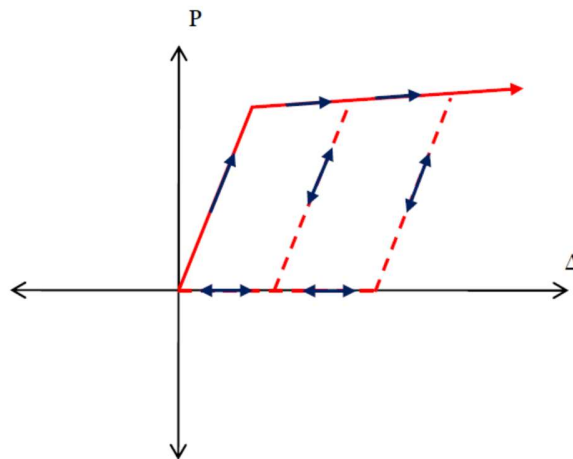


Figura 3.7 Ley de degradación cinemática para los pernos de anclaje (Urzúa, 2015).

### 3.4.5 Modos de Falla No Simulados

Como se ha hablado en las secciones anteriores, este trabajo concentra la no linealidad de las estructuras en sus pernos de anclaje, arriostramientos verticales y la formación de rótulas plásticas en vigas. Esto debido a su capacidad de disipación de la energía sísmica a la que es sometida la estructura.

Estos elementos tienen distintos modos de falla, algunos pueden ser modelados en el explícitamente en el software, como el pandeo flexural en arriostramientos. Los modos de falla frágiles son prevenidos por los criterios de diseño de la norma NCh2369, como la fractura de la sección neta de arriostramientos o la falla en conexiones.

Por otro lado, los modos de falla que no pueden ser considerados explícitamente por el modelo, son considerados de distintas maneras en lo que se llaman modos de falla no simulados y que se detallan a continuación:

La primera, es la fractura por bajo ciclaje de arriostramientos, cuya falla se toma en cuenta limitando la deformación última del arriostramiento a 15 veces la deformación de fluencia ( $15\Delta_y$ ), límite considerablemente menor a la deformación de rotura esperada para elementos sometidos a tracción monotónica, igual a  $0.2L_e$ .

También se tiene la fractura de columnas, precursora de colapso frágil de la estructura por inestabilidad lateral, que tampoco se considera de manera explícita en el modelo dada la complejidad de establecer la zona de formación de las rótulas plásticas y su comportamiento en flexo-compresión biaxial. Urzúa (2015) recomienda, según lo obtenido por Newell y Uang (2006) y Uriz y Mahin (2008), establecer de forma conservadora una deriva lateral máxima de un 5% como modo de falla estructural.

Además, de forma conservadora, se considera que una relación demanda/capacidad mayor a uno en cualquier columna representa inestabilidad lateral y eventual colapso estructural. En general se espera que en las columnas domine el modo de falla no simulado asociado a la primera fluencia por sobre el de la deriva lateral asociado a la fractura.

### 3.4.6 Calidad de los Modelos Analíticos

Los modelos analíticos de riostras, pernos de anclaje y rótulas plásticas son capaces de reproducir el comportamiento global de la estructura, exceptuando algunos casos como son los modos de falla no simulados que se describieron en la sección anterior. Por lo que cada uno de los modos de falla está considerado de una u otra forma dentro del análisis ya sea por medio de análisis explícitos, criterios de diseño o el control de derivas.

Considerando lo anterior, la calidad de la modelación es considerada (B) Buena, por lo que la incertidumbre asociada a los modelos analíticos es  $\beta_{MDL} = 0.20$ , según la Tabla 3-2 del FEMAP695.

## 3.5 Análisis No Lineal

### 3.5.1 Procedimiento de Análisis No Lineal

Para determinar los parámetros de desempeño sísmico, como son la sobrerresistencia del sistema, la distribución de la energía disipada y el margen de colapso de la estructura, se deben realizar análisis no lineales a los modelos en estudio. Estos análisis no lineales son dos: uno es un análisis no lineal estático (Pushover) y un análisis no lineal dinámico (Tiempo - Historia), para cada caso.

El Pushover se ejecuta primero para obtener estimación de la sobrerresistencia, ductilidad y el factor de reducción de respuesta, mientras que el análisis de tiempo - historia se ejecuta posteriormente para evaluar la razón de margen de colapso, la distribución de la energía disipada por anclajes y arriostramientos y el factor de reducción de respuesta.

La metodología establece una combinación de carga para la realización de los análisis no lineales, correspondiente a la Ecuación 3-7 del FEMA P695, que se presenta en la ecuación 3.12.

$$1.05D + 0.25L \quad (3.12)$$

Donde  $D$  corresponde al peso propio de la estructura junto con el peso de los equipos y su contenido, mientras que  $L$  representa la sobrecarga de la estructura.

### 3.5.2 Análisis No Lineal Estático (Pushover)

Como se trabaja con estructuras en tres dimensiones, se deben realizar los análisis en cada una de sus direcciones principales. Por lo que los resultados en cuanto a ductilidad, sobrerresistencia, etc. serán calculados como el promedio de lo obtenido en cada dirección.

El análisis no lineal estático consiste en aplicar una distribución vertical creciente de fuerzas laterales aplicadas en el centro de masas de cada piso, hasta alcanzar un desplazamiento de techo determinado.

En este caso, para llevar a cabo el análisis no lineal estático, se utilizan análisis tiempo – historia, que se conocen como Fast Nonlinear Analysis (FNA), donde la carga es aplicada lentamente considerando una razón de amortiguamiento crítico alta (0.999). Se utiliza este enfoque por sobre los tradicionales debido a su gran eficiencia computacional y por no presentar problemas de convergencia asociados a múltiples soluciones, que podrían ser inducidos por no linealidades abruptas como el pandeo de arriostramientos. De acuerdo a CSI (2011), los análisis tiempo – historia limitan las posibles trayectorias que la estructura podría seguir, por lo que evitan fallas y aumentan considerablemente la convergencia del método.

Para realizar este análisis no lineal se debe pasar por dos etapas, la primera es la aplicación lenta de las cargas gravitacionales, de acuerdo con la combinación de cargas mostrada en la ecuación 3.12 y luego se aplican las cargas laterales en cada nivel, también lentamente y controlando la deformación de techo de la estructura.

Si se considera que la carga lateral de un nivel  $x$ , es  $F_x$ , la distribución en altura será proporcional a la forma modal fundamental y a la masa de la estructura de la estructura en ese nivel, como indica la Ecuación 3.13.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (3.13)$$

Donde  $m_x$  representa la masa de la estructura en el nivel  $x$  y  $\phi_{1,x}$  corresponde a la forma modal fundamental en el nivel  $x$ .

La Figura 3.8 muestra una curva Pushover idealizada, donde se grafica el corte basal en función del desplazamiento de techo de la estructura. Además, se puede observar que  $V_{max}$  corresponde al corte basal máximo, mientras que  $\delta_u$  corresponde al desplazamiento de techo cuando se alcanza un 20% de degradación del corte basal ( $0.8V_{max}$ ), o cuando se gatilla un modo de falla no simulado.

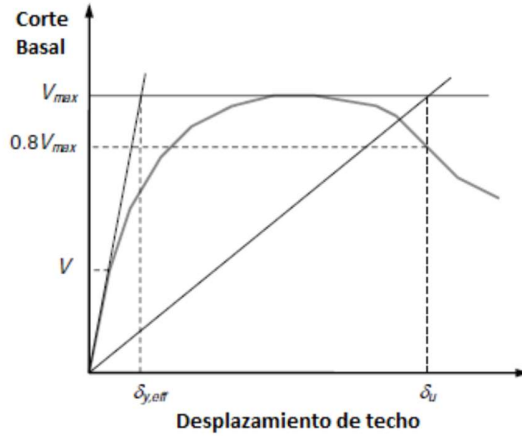


Figura 3.8 Curva idealizada del Pushover (FEMA P695).

Con este análisis es posible calcular el factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$  como el cociente entre el corte basal máximo  $V_{max}$  y el corte basal de diseño  $V$ .

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad (3.14)$$

Mientras que la ductilidad de una estructura de periodo  $T$ ,  $\mu_T$ , se obtiene como el cociente entre el desplazamiento último  $\delta_u$  y el desplazamiento efectivo de fluencia  $\delta_{y,eff}$ .

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (3.15)$$

Donde el desplazamiento efectivo de fluencia  $\delta_{y,eff}$ , puede definirse mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad (3.16)$$

En la ecuación 3.16,  $W$  corresponde al peso de la estructura,  $g$  la aceleración de gravedad,  $T$  el periodo fundamental de la estructura y  $C_0$  es un parámetro que relaciona los desplazamientos del periodo fundamental con los desplazamientos de techo, y se puede calcular como:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (3.17)$$

Donde  $\phi_{1,r}$  representa al desplazamiento modal fundamental del techo y  $N$  la cantidad de pisos.

### 3.5.2.1 Estimación del Factor de Reducción de Respuesta R

A partir del análisis pushover, también es posible calcular una aproximación del factor de reducción de respuesta  $R$ , basándose en lo indicado en el estándar “Structural Response Modification Factors”, ATC-19 (ATC, 1995). Este factor depende del nivel de ductilidad o la capacidad de disipación de energía de las estructuras, representada por el factor de ductilidad  $R_\mu$  y de la sobrerresistencia  $\Omega$  de la estructura.

$$R = \Omega R_\mu \quad (3.18)$$

Donde  $R_\mu$  corresponde al factor de ductilidad y se basa en lo indicado por Newmark y Hall (1982), el cual depende del periodo predominante del suelo  $T_p$  y el periodo fundamental de la estructura.

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & \text{si } T < T_p \\ \sqrt{2\mu - 1} & \text{si } T > T_p \\ \mu & \text{si } T \geq T_p \end{cases} \quad (3.19)$$

El factor de ductilidad  $R_\mu$  representa la reducción de la fuerza sísmica que presenta un sistema con sobrerresistencia igual a 1, es decir, representa la capacidad de disipación sísmica del sistema independiente del nivel de sobrerresistencia que posea. Este parámetro será utilizado para compararlo con la reducción de fuerzas obtenido del análisis no lineal dinámico.

### 3.5.3 Análisis No Lineal Dinámico (Tiempo Historia)

El análisis no lineal dinámico se utiliza para determinar la aceptabilidad del desempeño sísmico de la estructura, lo que se logra mediante la aplicación de registros reales. El análisis tiempo – historia se lleva a cabo mediante la combinación de cargas mostrada en la ecuación 3.12 y el conjunto de registros sísmicos mostrado en la Tabla 3.1. A partir de estos análisis es posible obtener la capacidad mediana de colapso  $S_{CT}$ , la razón del margen de colapso  $CMR$ , la distribución de energía entre pernos de anclaje y arriostramientos y el factor de reducción de respuesta  $R$  para cada estructura.

### 3.5.3.1 Registros Sísmicos

Los registros sísmicos utilizados, en los análisis no lineales dinámicos de este trabajo, corresponden a sismos severos ocurridos en el territorio nacional y que fueron obtenidos por sismógrafos chilenos o estadounidenses, por lo que se pueden encontrar en <http://terremotos.ing.uchile.cl/> o <http://www.strongmotioncenter.org>, respectivamente.

Se utilizarán 30 registros que han sido previamente procesados para corregir problemas de línea de base y contenido de frecuencias según los procedimientos estándar. De cada sismo utilizado, se extraen las dos estaciones con aceleraciones mayores a  $0.2g$ , se estiman además la IA Intensidad de Arias (Arias, 1970) y el PD Potencial Destructivo (Araya y Saragoni, 1985) para poder correlacionar estos parámetros con la cercanía al colapso que tienen las estructuras con cada uno de los registros.

En la Tabla 3.2 se detalla el conjunto de registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo – historia. En la tabla se indica la enumeración de los registros, sus duraciones, saltos de tiempo en los datos, el PGA y sus respectivos Intensidad de Arias y Potencial Destructivo de cada uno de ellos. Por otro lado, en la Figura 3.9 se presenta la comparación de las intensidades instrumentadas normalizada.

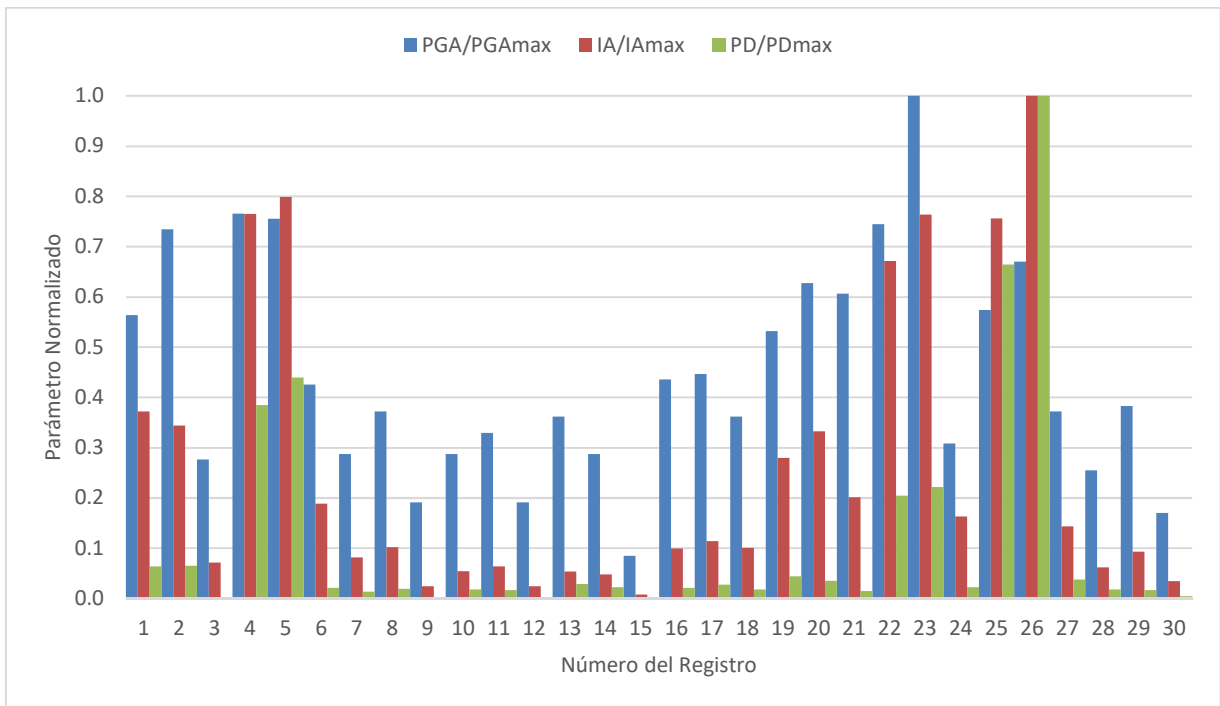


Figura 3.9 Comparación de intensidades instrumentales normalizadas.

Tabla 3.1 Registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo – historia (Urzúa, 2015).

Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Registro N°	Componente	Duración [s]	$\Delta t$ [s]	PGA [g]	IA [m/s]	PD [ms]
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	1	EW	79.3	0.005	0.53	9.70	0.042
				2	NS	79.3	0.005	0.69	8.97	0.043
				3	V	79.3	0.005	0.26	1.87	0.002
			San Isidro	4	L	100.0	0.005	0.72	19.94	0.252
				5	T	100.0	0.005	0.71	20.81	0.288
				6	V	100.0	0.005	0.40	4.92	0.014
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	7	L	80.0	0.005	0.27	2.12	0.009
				8	T	80.0	0.005	0.35	2.65	0.013
				9	V	80.0	0.005	0.18	0.64	0.002
Sur de Perú	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	10	L	63.3	0.005	0.27	1.41	0.012
				11	T	63.3	0.005	0.31	1.67	0.011
				12	V	63.3	0.005	0.18	0.64	0.002
			Costanera	13	L	76.2	0.005	0.34	1.39	0.019
				14	T	76.2	0.005	0.27	1.26	0.015
				15	V	76.2	0.005	0.08	0.21	0.001
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	16	EW	218.0	0.005	0.41	2.59	0.014
				17	NS	218.0	0.005	0.42	2.98	0.018
				18	V	218.0	0.005	0.34	2.63	0.012
			Tocopilla	19	L	70.9	0.005	0.50	7.29	0.029
				20	T	70.9	0.005	0.59	8.67	0.023
				21	V	70.9	0.005	0.57	5.25	0.010
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	22	EW	180.0	0.010	0.70	17.50	0.134
				23	NS	180.0	0.010	0.94	19.90	0.145
				24	V	180.0	0.010	0.29	4.25	0.015
			Constitución	25	L	143.3	0.005	0.54	19.69	0.435
				26	T	143.3	0.005	0.63	26.05	0.655
				27	V	143.3	0.005	0.35	3.74	0.025
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	28	EW	282.0	0.010	0.24	1.62	0.012
				29	NS	282.0	0.010	0.36	2.43	0.011
				30	V	282.0	0.010	0.16	0.90	0.003



### 3.5.3.2 Estimación de la Razón de Margen de Colapso CMR

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

$$CMR = S_{CT}/S_{MT} \quad (3.20)$$

La Intensidad Media de Colapso ( $S_{CT}$ ) se obtiene escalando el valor de la aceleración espectral mediana, evaluada en el periodo fundamental de la estructura en cada una de sus direcciones, por un factor de escalamiento que sea capaz de producir el colapso estructural para el 50% de los registros utilizados en el análisis.

Por otro lado, la Intensidad del Máximo Sismo Considerado ( $S_{MT}$ ), se define como la aceleración espectral al nivel del Máximo Sismo Considerado (*MCE*) para el periodo fundamental de la estructura en cada una de sus direcciones de estudio.

La norma NCh2369 no define un espectro sísmico de diseño al nivel del *MCE*, por lo que se define a partir de los que estipula la norma chilena NCh2745 (INN, 2003). La NCh2745 define el *MCE* como la sismicidad del territorio nacional para una intensidad que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años. En la Figura 3.10 se define el espectro *MCE* considerando un amortiguamiento del 5%.

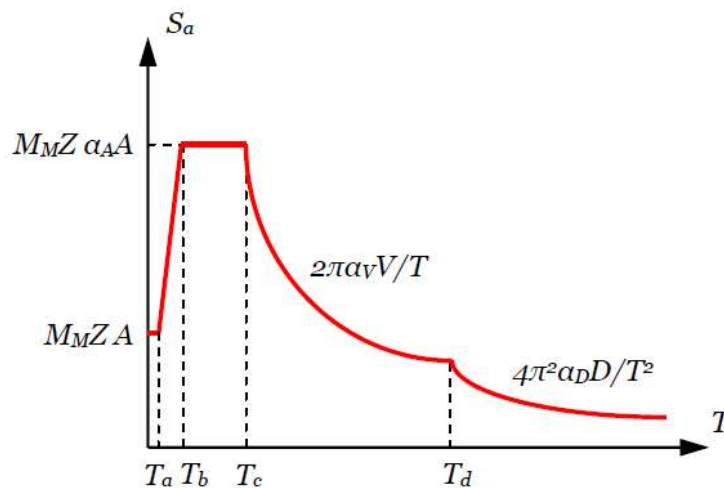


Figura 3.10 Espectro de pseudo-aceleración *MCE* para un amortiguamiento del 5 %, según la norma NCh2745.

Dónde los parámetros del *MCE* son:

- $M_M$  : Relación entre sismo *MCE* y sismo DE, 1.2 según la Tabla 3 de la NCh2745.
- $Z$  : Amplificación por zona sísmica, 1.0 para zona sísmica 2 según Tabla 5 de NCh2745.
- $A$  : Aceleración máxima del suelo, 0.41g para zona sísmica 2 y suelo tipo II según punto C8.4.1 de la NCh2745.
- $\alpha_A A$  : Aceleración máxima, 1100 [ $cm/s^2$ ] para zona sísmica 2 y suelo tipo II según Tabla 6 de la NCh2745.
- $\alpha_V V, \alpha_D D$  :  $\alpha_V V = 94$  [ $cm/s$ ] y  $\alpha_D D = 30$  [ $cm$ ] para zona sísmica 2 y suelo tipo II según Tabla 6 de la NCh2745.
- $T_a, T_b, T_c, T_d$  : Periodos característicos del espectro,  $T_a = 0.03$  [ $s$ ],  $T_b = 0.20$  [ $s$ ],  $T_c = 0.54$  [ $s$ ],  $T_d = 2.00$  [ $s$ ] para zona sísmica 2 y suelo tipo II según Tabla 6 de la NCh2745.

La Figura 3.11 muestra el espectro *MCE* y a modo de comparación, se presentan los espectros elásticos de los registros utilizados en los análisis para los percentiles 50% y 84%, todos bajo un amortiguamiento efectivo del 5%.

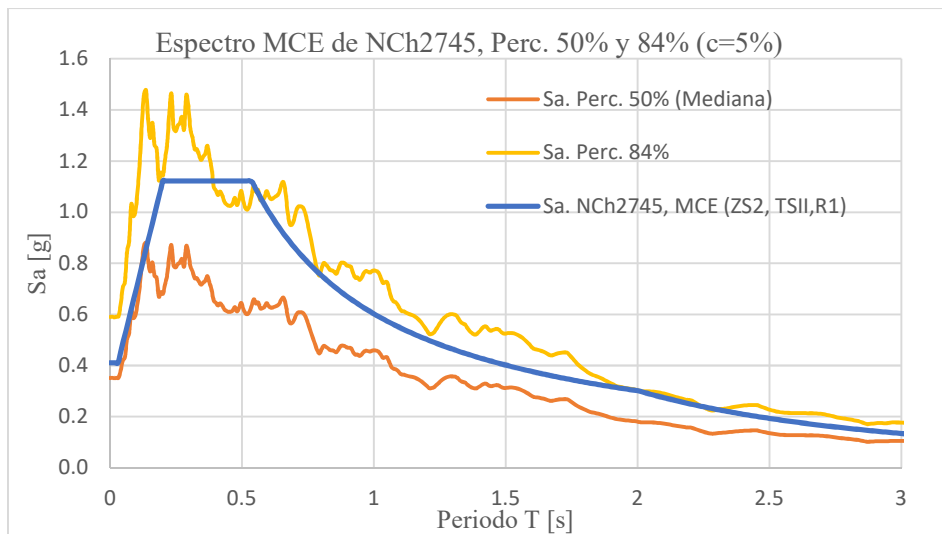


Figura 3.11 Espectros de aceleración del conjunto de registros para percentiles del 50% y 84% y Máximo Sismo Considerado (MCE) para un amortiguamiento de un 5%.

Según el FEMA P695, en el punto 6.4.5, indica que la Intensidad Media de Colapso ( $S_{CT}$ ) que se estima a partir de los análisis no lineales tridimensionales son, en promedio, 20% menores que la que se estima a partir de análisis bidimensionales. De esta manera, para poder estimar de mejor manera el valor del *CMR*, se incrementa el valor del  $S_{CT}$  en un 20%.

### 3.5.3.3 Incertidumbre Registro a Registro

Esta incertidumbre se debe a la variabilidad de la respuesta de una misma estructura ante distintos registros sísmicos. Esta variabilidad se produce por la diferencia en el contenido de frecuencias y características dinámicas que posee cada registro.

Según el punto 7.3.1 del FEMA P695, la incertidumbre registro a registro  $\beta_{RTR}$  se calcula de la siguiente manera:

$$0.20 \leq \beta_{RTR} = 0.10 + 0.10\mu_T \leq 0.4 \quad (3.21)$$

De la ecuación 3.21 se obtiene que, para estructuras con ductilidad  $\mu_T \geq 3$ , la incertidumbre registro a registro se fija en  $\beta_{RTR} = 0.40$ , es por lo que se utiliza este valor para calcular la incertidumbre total asociada a las estructuras en estudio.

### 3.5.3.4 Incertidumbre Total

La incertidumbre total  $\beta_{TOT}$  asociada a las estructuras en estudio se calcula como:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MLD}^2} = 0.50 \quad (3.22)$$

Donde:

- $\beta_{TOT}$  : Incertidumbre total al colapso del sistema.
- $\beta_{RTR}$  : Incertidumbre registro a registro, 0.40 (Sección 3.5.3.3).
- $\beta_{DR}$  : Incertidumbre en los criterios de diseño, 0.10 (Sección 3.2.5).
- $\beta_{TD}$  : Incertidumbre en los ensayos utilizados en calibraciones, 0:20 (Sección 3.2.7).
- $\beta_{MLD}$  : Incertidumbre en la modelación, 0.20 (Sección 3.4.6).

### 3.5.3.5 Límite de la Razón de Margen de Colapso

Para la evaluación del desempeño de estructuras individuales, el Apéndice F del FEMA P695, impone una probabilidad máxima de colapso de un 10%, por lo que para dicho documento en la Tabla 7-3 para una incertidumbre total de  $\beta_{TOT} = 0.50$ , la Razón de Margen de Colapso es igual a  $CMR_{10\%} = 1.90$ .

### 3.5.3.6 Estimación del Factor de Reducción de Respuesta R

Como se mencionó antes, para calcular la Intensidad Media de Colapso ( $S_{CT}$ ) se realizan los análisis tiempo – historia incrementando gradualmente los registros hasta alcanzar el colapso estructural en al menos el 50% de estos. Los mismos registros escalados son los que se utilizan como base para la estimación del Factor de Reducción de Respuesta  $R$  y la distribución de energía sísmica, dado que representan conservadoramente el estado último de resistencia estructural.

El factor  $R$  se estima para cada estructura y dirección de análisis, por medio de la razón entre el corte basal obtenido de un análisis tiempo – historia elástico y el corte basal obtenido de un análisis tiempo – historia no lineal a nivel de colapso. Esta razón es independiente de la sobrerresistencia, por lo que el valor obtenido se compara con el factor  $R_{\mu}$  obtenido de los análisis no lineales estáticos.

### 3.5.3.7 Estimación de la Energía Sísmica Disipada

La cantidad de energía sísmica disipada por los pernos de anclajes, arriostramientos y rótulas plásticas a nivel de colapso es determinada por medio del trabajo mecánico acumulado en el tiempo en cada elemento.

Si  $p(t)$  y  $\delta(t)$  son las lecturas discretas de carga axial/momento y deformación/rotación en el tiempo respectivamente, entonces el trabajo mecánico para ese tiempo  $t$  estará dado por:

$$W(t) = \frac{1}{2}(p(t) + p(t + 1))(\delta(t) - \delta(t - 1)) \quad (3.23)$$

Entonces el tiempo acumulado en un tiempo  $t_0$  está dado por:

$$\bar{W}(t_0) = \sum_t^{t_0} W(t) \quad (3.24)$$

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

Como los modelos no lineales fueron calibrados para representar adecuadamente la respuesta histerética de sus componentes, la energía disipada se modela de forma explícita. Por lo tanto, el amortiguamiento viscoso asumido en los análisis no lineales es menor al típicamente usado en los análisis dinámicos lineales.

En los modelos considerados en este trabajo, el amortiguamiento viscoso se utiliza para representar la disipación que ocurre debido al desplazamiento de conexiones y empalmes apernados, plastificaciones locales menores, daño en elementos no estructurales, entre otros. Debido a lo anterior se utiliza una razón de amortiguamiento crítico igual a 1%, sólo en los modos con mayor participación modal y se verifica que, a nivel de colapso, la mayor parte de la disipación de energía sea producto de la disipación histerética y una parte menor por el amortiguamiento viscoso. Según lo que estipula Urzúa (2015), se considera aceptable que el amortiguamiento viscoso disipe entre un 20% y un 30% de la energía total.

### **3.5.5 Software de Análisis No Lineal**

Los análisis no lineales dinámicos sobre estructuras tridimensionales complejas, considerando integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento, son computacionalmente muy costosos. El uso de elementos fenomenológicos tipo Link por sobre los modelos de elementos finitos ayudan a reducir la demanda computacional, sin embargo, se requiere de un enfoque diferente para poder desarrollar los análisis en un tiempo razonable.

El enfoque se toma en este trabajo es el implementado por el software SAP200 llamado “Fast Nonlinear Analysis” (FNA), el cual corresponde a una extensión del método desarrollado por E. Wilson (CSI, 2011) para sistemas de naturaleza fundamentalmente elástica y de no linealidades concentradas en los elementos tipo Link. En este método, la no linealidad de la estructura se separa de la parte elástica, permitiendo así la resolución modal de la parte elástica a partir de los vectores de Ritz, para posteriormente resolver la no linealidad de forma iterativa. Este método es altamente eficiente para la resolución de problemas más complejos y los resultados no dependen del paso de tiempo escogido, a diferencia del método de integración directa.

## 4 Diseño y Evaluación de Desempeño de la Estructura 1

Este capítulo se centra en el estudio y obtención de los parámetros sísmicos, mediante la aplicación de análisis no lineales, de la Estructura 1. Para esto se llevan a cabo distintos diseños de los pernos de anclaje de la conexión base de columna, para estudiar el comportamiento de la estructura con cada uno de ellos.

Se estudiarán 6 diseños distintos, lo que se refleja en 6 modelos a analizar. Los parámetros que varían en cada uno de ellos son el factor de sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$  o  $\Omega = R$ ) y el largo libre de los pernos ( $L = 4d$ ,  $L = 8d$  o  $L = 12d$ , con  $d$  diámetro del perno).

Cabe destacar que el diseño de los elementos estructurales como columnas, vigas y riostras, además del análisis lineal elástico de la estructura, fue realizado por Zúñiga (2015) en su memoria de título y para mayores detalles se puede consultar ese documento.

### 4.1 Detallamiento de los Pernos de Anclaje para cada Diseño

La Figura 4.1 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que fue originalmente diseñada la Estructura 1. La solución consiste en 4 pernos con calidad del acero ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre y el diámetro de los pernos varía con cada uno de los diseños que se presentarán en las siguientes secciones.

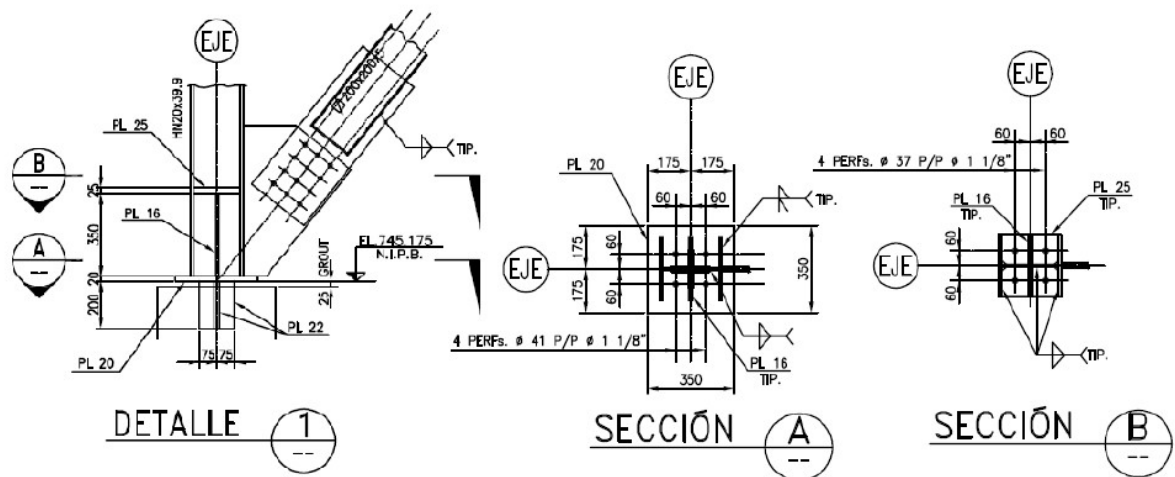


Figura 4.1 Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 1.

De acuerdo con el punto 8.6.8 de la norma NCh2369, el perno de anclaje se diseña para que falle antes que la contra placa de la silla de anclaje y que el hormigón del pedestal. La Tabla 4.1 presenta la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclajes.

Tabla 4.1 Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.

Nodo	Combinación	Tipo	F1 [kN]	F3 [kN]	F3 [kN]
A1	U.ENV	Max	0.8	137.3	423.8
A1	U.ENV	Min	-0.8	-105.3	-289.5
A2	U.ENV	Max	0.8	105.4	473.9
A2	U.ENV	Min	-0.8	-136.5	-274.8
A3	U.ENV	Max	161.9	0.3	531.5
A3	U.ENV	Min	-120.6	-0.2	-324.6
A4	U.ENV	Max	154.9	0.3	491.6
A4	U.ENV	Min	-118.8	-0.2	-323.7
A5	U.ENV	Max	120.1	0.3	507.4
A5	U.ENV	Min	-160.1	-0.3	-339.5
A6	U.ENV	Max	118.7	0.3	494.9
A6	U.ENV	Min	-155.7	-0.3	-323.5
A7	U.ENV	Max	0.2	161.2	579.2
A7	U.ENV	Min	-0.2	-101.4	-276.5
A8	U.ENV	Max	0.2	101.3	571.0
A8	U.ENV	Min	-0.3	-162.2	-277.7
MAX			161.9	161.2	579.2
MIN			-160.1	-162.2	-339.5

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura, por lo que a sólo interesa la componente F3 mínima de la Tabla 4.1. La fuerza última de los pernos de anclaje se calcula de acuerdo con lo estipulado por el Capítulo J de la norma AISC360 (Ecuación J3-1 de AISC360).

La relación de demanda/capacidad de los pernos de anclaje está dada por:

$$\frac{\Omega T_u}{\phi T_n} \quad (4.1)$$

Donde:

- $T_u$  : Tracción última en el anclaje,  $T_u = 339.5$  [kN].
- $\phi T_n$  : Resistencia disponible a la tracción,  $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$ .
- $\phi$  : Factor de reducción,  $\phi = 0.75$ .
- $n$  : Número de pernos en cada anclaje,  $n = 4$ .
- $A_{PA}$  : Área bruta de los pernos en cada anclaje,  $A_{PA} = 2565.2$  [mm<sup>2</sup>].
- $F_{nt}$  : Tensión nominal a la tracción,  $F_{nt} = 0.75F_u = 300$  [MPa] para acero calidad ASTM A36.

#### 4.1.1 Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$ )

El factor de sobrerresistencia utilizado en el diseño es  $\Omega = 0.7R$ , luego la relación de demanda/capacidad calculada a partir de la Ecuación 4.1 será:

$$\frac{\Omega T_u}{\phi T_n} = 0,69 \quad (4.2)$$

Con lo anterior se diseñan los pernos de anclajes, obteniéndose 4 pernos de  $\phi 1 \frac{1}{2}$ ".

##### 4.1.1.1 Diseño 1: Largo Libre de Pernos ( $L = 4d$ )

En la Tabla 4.2 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 4.2 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	152.4	mm
Diámetro de pernos (d)	1.5	in
Área de pernos ( $A_g$ )	4560.36	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica ( $F_y$ )	248	MPa
Fluencia esperada/específica ( $R_y$ )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada ( $F_{ye}$ )	372	MPa
Fuerza de Fluencia ( $P_y$ )	1696.45	kN
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	200000	MPa
Rigidez Axial ( $K_s$ )	5984.73	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.283	mm

##### 4.1.1.2 Diseño 2: Largo Libre de Pernos ( $L = 8d$ )

En la Tabla 4.3 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.



Tabla 4.3 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	304.8	mm
Diámetro de pernos (d)	1.5	in
Área de pernos (Ag)	4560.36	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	1696.45	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	2992.36	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.566	mm

#### 4.1.1.3 Diseño 3: Largo Libre de Pernos ( $L = 12d$ )

En la Tabla 4.4 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 4.4 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	457.2	mm
Diámetro de pernos (d)	1.5	in
Área de pernos (Ag)	4560.36	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	1696.45	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	1994.91	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.850	mm

#### 4.1.2 Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = R$ )

El factor de sobrerresistencia utilizado en el diseño es  $\Omega = R$ , luego la relación de demanda/capacidad calculada a partir de la Ecuación 4.1 será:

$$\frac{\Omega T_u}{\phi T_n} = 0,73 \quad (4.3)$$

Con lo anterior se diseñan los pernos de anclajes, obteniéndose 4 pernos de  $\phi 1 \frac{3}{4}$ ".

##### 4.1.2.1 Diseño 4: Largo Libre de Pernos ( $L = 4d$ )

En la Tabla 4.5 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 4.5 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	177.8	mm
Diámetro de pernos (d)	1.75	in
Área de pernos (Ag)	6207.16	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	2309.06	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	6982.18	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.330	mm

##### 4.1.2.2 Diseño 5: Largo Libre de Pernos ( $L = 8d$ )

En la Tabla 4.6 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 4.6 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	457.2	mm
Diámetro de pernos (d)	1.75	in
Área de pernos (Ag)	4560.36	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	1696.45	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	1994.91	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.850	mm

#### 4.1.2.3 Diseño 6: Largo Libre de Pernos ( $L = 12d$ )

En la Tabla 4.7 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 4.7 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	457.2	mm
Diámetro de pernos (d)	1.75	in
Área de pernos (Ag)	4560.36	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1,5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	1696.45	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	1994.91	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.850	mm

## 4.2 Análisis No Lineal Estático

El punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al penúltimo nivel de la estructura, debido a que el nivel superior posee una estructuración basada en marcos a momento que son más flexibles que los marcos arriostrados y que por lo mismo podrían presentar mayores ductilidades que no reflejen el comportamiento real del resto de la estructura.

### 4.2.1 Análisis Pushover

#### 4.2.1.1 Análisis Pushover para el Diseño 1

En la Figura 4.2 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 4d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite del 20% de pérdida de resistencia lateral. Se aprecia que la estructura tiene una gran sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

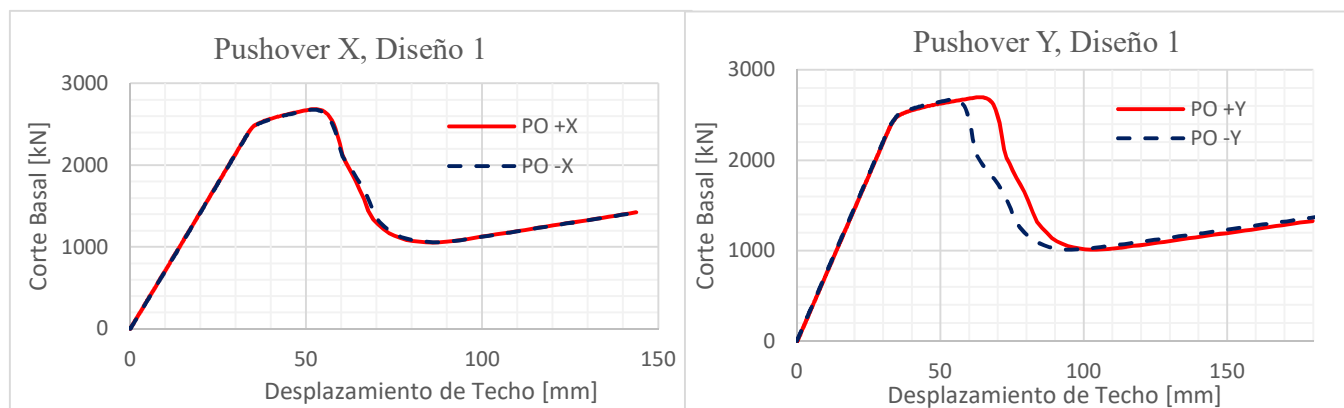


Figura 4.2 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 1.

La tabla 4.8 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y  $R$ , según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad

$R_{\mu}$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente menor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 4.8 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	673.4	2684.75	1638.3	0.283	38
PO - X	673.4	2677.09	1638.3	0.283	38
PO + Y	615.72	2697.37	1638.3	0.292	36
PO - Y	615.72	2674.53	1638.3	0.292	36
Caso	$\delta_{\mu}$	$\mu$	$\Omega$	$R_{\mu}$	R
PO + X	60	1.58	3.99	1.47	5.86
PO - X	60	1.58	3.98	1.47	5.84
PO + Y	72	2	4.38	1.73	7.59
PO - Y	62	1.72	4.34	1.56	6.79

#### 4.2.1.2 Análisis Pushover para el Diseño 2

En la Figura 4.3 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 8d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite del 20% de pérdida de resistencia lateral. Se aprecia que la estructura tiene una gran sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

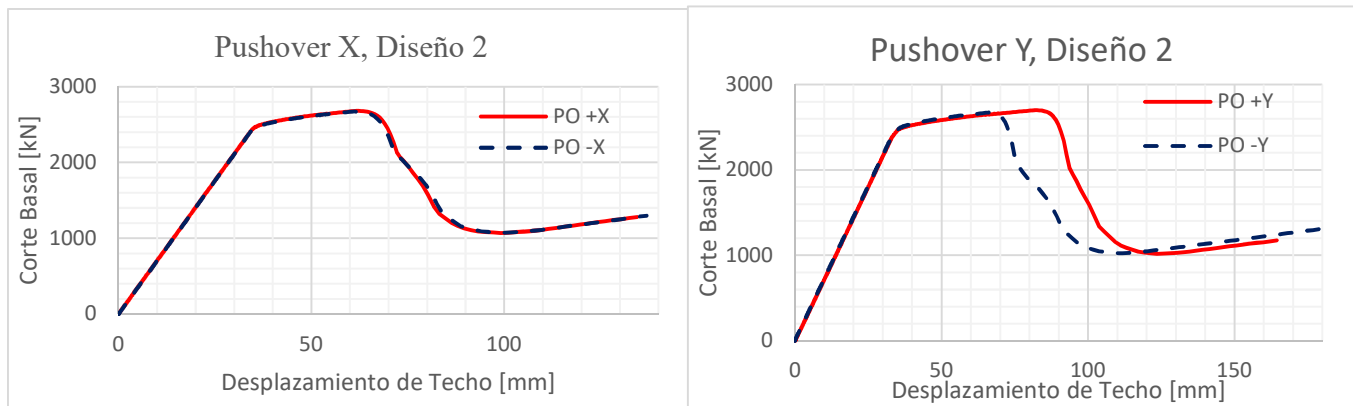


Figura 4.3 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 2.

La tabla 4.9 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_{\mu}$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente menor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 4.9 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	673.4	2680,72u	1638.3	0.283	38
PO - X	673.4	2672.22	1638.3	0.283	38
PO + Y	615.72	2699.08	1638.3	0.292	38
PO - Y	615.72	2671.98	1638.3	0.292	38
Caso	$\delta_\mu$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	72	1.895	3.98	1.67	6.65
PO - X	72	1.89	3.97	1.67	6.63
PO + Y	93	2.45	4.38	1.97	8.65
PO - Y	76	2.00	4.34	1.73	7.52

#### 4.2.1.3 Análisis Pushover para el Diseño 3

En la Figura 4.4 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 12d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite del 20% de pérdida de resistencia lateral. Se aprecia que la estructura tiene una gran sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

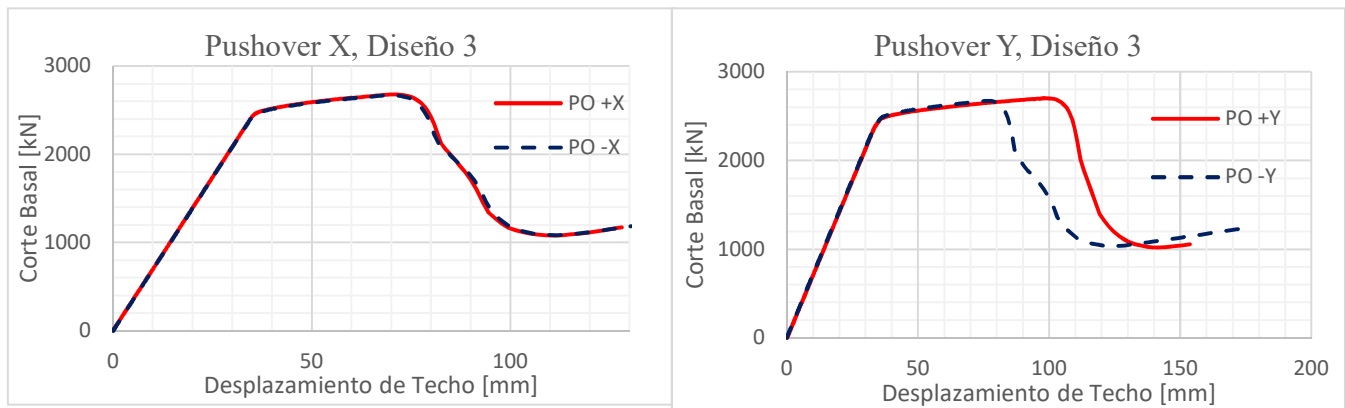


Figura 4.4 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 3.

La tabla 4.10 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 4.10 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	673.4	2678.86	1638.3	0.283	38
PO - X	673.4	2669.90	1638.3	0.283	38
PO + Y	615.7	2701.75	1638.3	0.292	38
PO - Y	615.7	2672.08	1638.3	0.292	38
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	82	2.16	3.98	1.82	7.24
PO - X	82	2.16	3.96	1.82	7.22
PO + Y	112	2.95	4.39	2.21	9.71
PO - Y	86	2.26	4.34	1.88	8.15

#### 4.2.1.4 Análisis Pushover para el Diseño 4

En la Figura 4.5 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 4d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite el 20% de pérdida de resistencia lateral. Se aprecia que la estructura tiene una gran sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento de muy baja ductilidad en todos los sentidos del análisis.

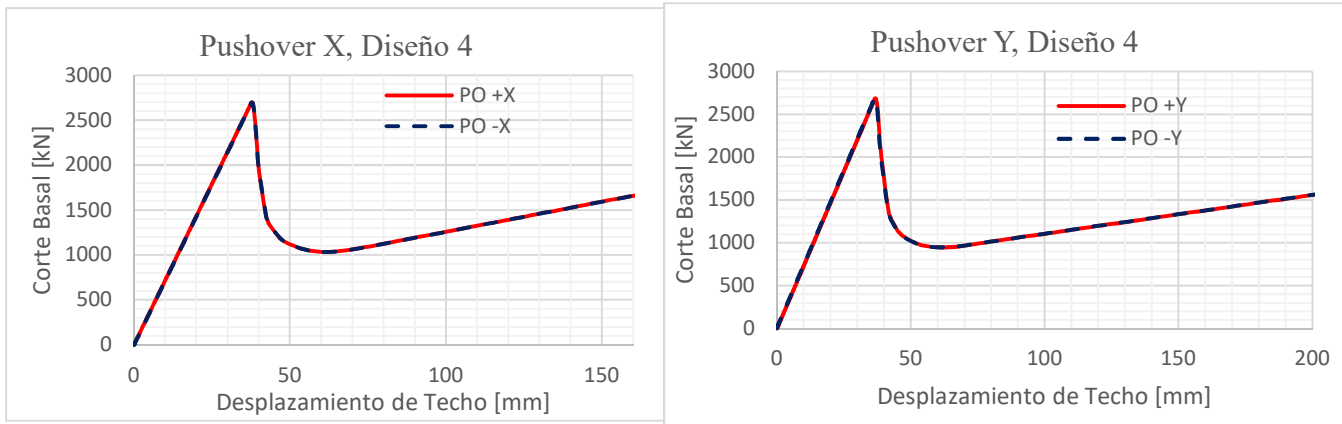


Figura 4.5 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 4.

La tabla 4.11 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 4.11 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	673.4	2697,69	1638.3	0.283	37
PO - X	673.4	2696.16	1638.3	0.283	37
PO + Y	615.7	2685.02	1638.3	0.292	36
PO - Y	615.7	2686.19	1638.3	0.292	36
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	40	1.08	4.01	1.08	4.32
PO - X	40	1.08	4.00	1.08	4.32
PO + Y	38	1.06	4.36	1.05	4.60
PO - Y	38	1.06	4.36	1.05	4.60

#### 4.2.1.5 Análisis Pushover para el Diseño 5

En la Figura 4.6 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 8d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite el 20% de pérdida de resistencia lateral. Se aprecia que la estructura tiene una gran sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento de muy baja ductilidad en todos los sentidos del análisis.

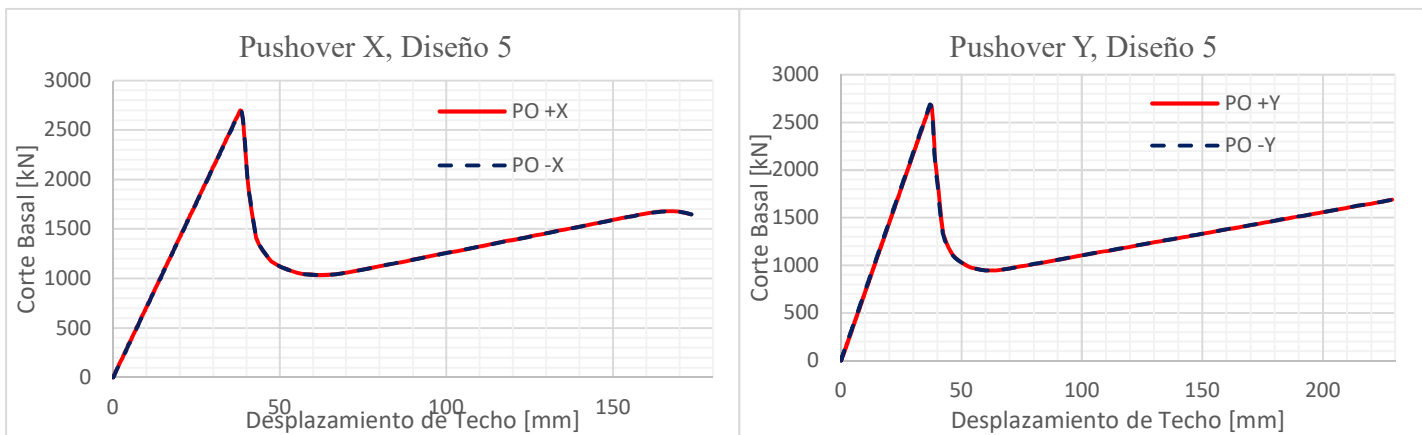


Figura 4.6 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 5.

La tabla 4.12 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.



Tabla 4.12 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	673,4	2697,38	1638.3	0.283	37
PO - X	673,4	2695,79	1638.3	0.283	37
PO + Y	615,7	2684,08	1638.3	0.292	38
PO - Y	615,7	2685.35	1638.3	0.292	38
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	40	1.08	4.01	1.08	4.32
PO - X	40	1.08	4.00	1.08	4.32
PO + Y	40	1.05	4.36	1.05	4.58
PO - Y	40	1.05	4.36	1.05	4.59

#### 4.2.1.6 Análisis Pushover para el Diseño 6

En la Figura 4.7 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 12d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite el 20% de pérdida de resistencia lateral. Se aprecia que la estructura tiene una gran sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento de muy baja ductilidad en todos los sentidos del análisis.

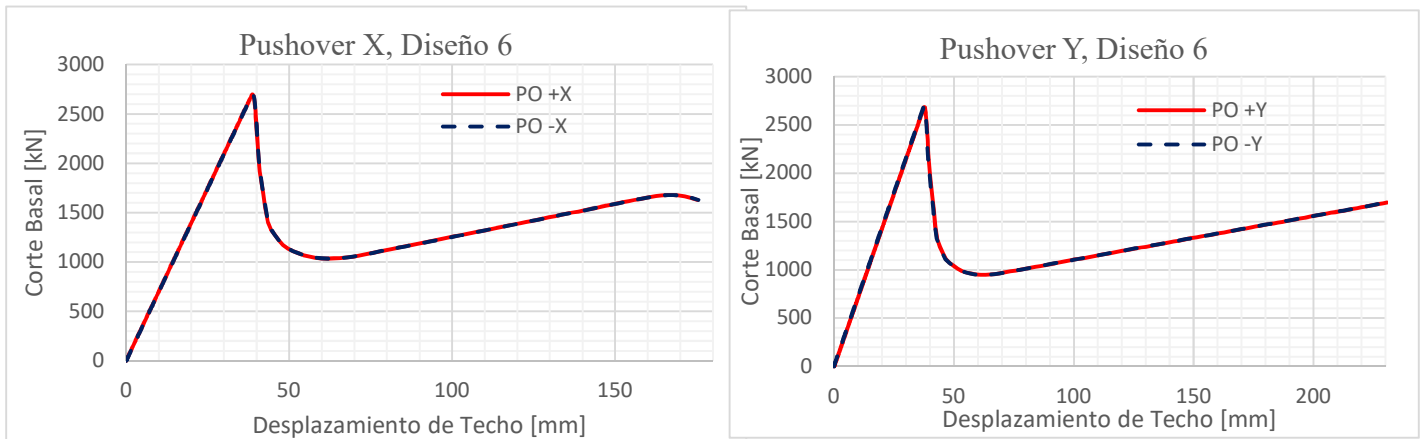


Figura 4.7 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 6.

La tabla 4.13 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 4.13 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	673.4	2697.09	1638.3	0.283	39
PO - X	673.4	2695.52	1638.3	0.283	39
PO + Y	615.7	2683.17	1638.3	0.292	37
PO - Y	615.7	2684.44	1638.3	0.292	37
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	40.5	1.04	4.01	1.04	4.16
PO - X	40.5	1.04	4.00	1.04	4.15
PO + Y	40	1.08	4.36	1.08	4.70
PO - Y	39	1.05	4.36	1.05	4.59

#### 4.2.2 Resumen Pushover Estructura 1

En la Tabla 4.14, se presenta un resumen de los valores obtenidos de los factores de desempeño sísmico para cada uno de los modelos estudiados para la estructura 1. En estos resultados podemos observar una notable baja en la ductilidad de la estructura al pasar de un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  a uno de  $\Omega = R$ .

Tabla 4.14 Resumen de los Factores de desempeño sísmico para cada diseño.

Estructura	Factor de Sobrerresistencia	Largo Libre	Prom $\Omega$	Prom. $\mu$	Prom $R_\mu$	Prom R
1	0.7R	4d	4,17	1,72	1,56	6,52
		8d	4,17	2,06	1,76	7,36
		12d	4,17	2,38	1,93	8,08
	R	4d	4,18	1,07	1,07	4,46
		8d	4,18	1,07	1,07	4,45
		12d	4,18	1,06	1,05	4,40

## 4.3 Análisis No Lineal Dinámico

### 4.3.1 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 1

#### 4.3.1.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 4.15 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados con un factor  $SF = 0.7$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 4.16 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.62$ , que es aproximadamente 60% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 4.15 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.5	0.6	0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	NO	SI	SI
				NS/EW/V*	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V*	NO	SI	SI
				T/L/V	NO	NO	NO
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	SI	SI	SI
				NS/EW/V	NO	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	SI
				NS/EW/V	NO	NO	NO
%Colapso					30	45	50

Tabla 4.16 Determinación del *CMR*.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.283	0.292
Factor de escalamiento SF	0.7	0.7
Factor tridimensionalidad $SF_{3D}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $Sa_{50\%}$	0.81	0.86
$SCT = SF \cdot Sa_{50\%}$	0.57	0.59
Intensidad MCE SMT	1.122	1.122
$CMR = SF_{3D} \cdot SCT/SMT$	0.61	0.64
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.319	0.337

#### 4.3.1.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 4.17 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, ninguno alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 60% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , el rango 0.50 – 0.75, y un 40% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 6% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 %, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 75% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, mientras que el 25% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75.

Por su parte, el 80% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia y ninguno alcanza la rotura. Además, se observa que el 100% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ .

Tabla 4.17 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

<b>Arriost. en Tracción</b>	<b>T/Ty</b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	63%	38%	100%	0%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	0%	0%	25%	75%	100%	0%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	19%	75%	6%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	69%	31%	100%	0%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	0%	31%	69%	100%	0%
<b>Arriost. en Compresión</b>	<b>P/Pc</b>				<b>ec=dc/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5%
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	6%	94%	100%	0%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	0%	0%	0%	100%	69%	31%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	6%	50%	44%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	56%	44%	100%	0%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	0%	0%	100%	100%	0%
<b>Pernos de anclaje</b>	<b>T/Ty</b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	0%	100%	0%	100%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	0%	0%	0%	100%	0%	100%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	0%	0%	100%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	0%	100%	0%	100%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	0%	0%	100%	0%	100%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 4.18. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.42$ , un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.56$ ), pero consistente con el análisis previo.

Tabla 4.18 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 1 - Estructura 1					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.7	0.6	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	2380	2087	2249	2148	4807
Modelo no lineal	2382	2133	1943	1940	2012
Factor de Reducción R	1.00	0.98	1.16	1.11	2.39
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	2563	2365	2658	3869	4807
Modelo no lineal	2044	2546	2031	1985	2284
Factor de Reducción R	1.25	0.93	1.31	1.95	2.10

## 4.3.2 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 2

### 4.3.2.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 4.18 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados con un factor  $SF = 0.7$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 4.20 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.63$ , que es aproximadamente 60% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 4.19 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.5	0.6	0.65	0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V*	NO	NO	NO	SI
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V	NO	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO	SI
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO
%Colapso					35	40	40	50

Tabla 4.20 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.283	0.292
Factor de escalamiento $S_F$	0.7	0.7
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.81	0.86
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.57	0.59
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.61	0.65
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.3194	0.3371

### 4.3.2.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 4.21 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, ninguno alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 14% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , el rango 0.25 – 0.50, un 51% entre 0.50 – 0.75, y un 35% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, ninguna exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 60% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, un 36% se ubica en el rango 0.50 – 0.75, mientras que el 4% restante en el rango 0.25 – 0.50.

Por su parte, el 40% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin alcanzar la rotura. Además, se observa que el 75% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que el 25% restante se encuentra en el rango entre 0.50 – 0.75.

Tabla 4.21 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	44%	56%	0%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	25%	75%	100%	0%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	25%	75%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	81%	19%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	19%	81%	100%	0%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5%
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	6%	88%	6%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	100%	0%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	13%	50%	38%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	44%	56%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	100%	0%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	75%	25%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	0%	100%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	0%	50%	50%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	0%	100%	0%	100%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	0%	100%



Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 4.22. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.50$ , un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.76$ ).

Tabla 4.22 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 2 - Estructura 1					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.7	0.6	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	2380	2087	2249	2148	4807
Modelo no lineal	1780	1973	1646	1898	2326
Factor de Reducción $R$	1.34	1.06	1.37	1.13	2.07
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	2563	2365	2658	3869	4807
Modelo no lineal	1449	2600	1923	1945	2363
Factor de Reducción $R$	1.77	0.91	1.38	1.99	2.03

### 4.3.3 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 3

#### 4.3.3.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 4.23 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados, que como se observa en la tabla está entre el 0.7 y 0.8, se obtiene como promedio un factor  $SF = 0.75$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 4.24 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.67$ , que es aproximadamente 60% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 4.23 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento $S_F$					0.5	0.6	0.7	0.8
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V*	NO	NO	NO	SI
				T/L/V	NO	NO	SI	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	NO	SI	SI	SI
				NS/EW/V	NO	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO	SI
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO
%Colapso					30	40	45	55

Tabla 4.24 Determinación del  $CMR$ .

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.283	0.292
Factor de escalamiento $S_F$	0.75	0.75
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.811	0.856
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.608	0.642
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.650	0.686
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.342	0.361

### 4.3.3.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 4.25 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, ninguno alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 13% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , en el rango 0.25 – 0.50, el 46% en el rango 0.50 – 0.75, y un 41% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 5% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 %, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 70% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 28% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, mientras que el restante 2% está en el rango 0.25 – 0.50.

Por su parte, el 60% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin alcanzar la rotura. Además, se observa que el 78% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que el restante se encuentra entre 0.50 – 0.75.

Tabla 4.25 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

<b>Arriost. en Tracción</b>		<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu	
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	38%	63%	0%	100%	0%	
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	0%	0%	19%	81%	100%	0%	
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	25%	69%	6%	100%	0%	
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	50%	50%	100%	0%	
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	0%	31%	69%	100%	0%	
<b>Arriost. en Compresión</b>		<b>P/P<sub>c</sub></b>				<b>ec=dc/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5%0	1.5%0-1.5%	
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	13%	75%	13%	100%	0%	
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	0%	0%	6%	94%	75%	25%	
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	0%	44%	56%	100%	0%	
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	19%	81%	100%	0%	
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	0%	0%	100%	100%	0%	
<b>Pernos de anclaje</b>		<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu	
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	63%	38%	100%	0%	
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	0%	50%	50%	100%	0%	
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	0%	0%	0%	100%	0%	100%	
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	0%	0%	100%	0%	100%	

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 4.26. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.45$ , un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.93$ ).

Tabla 4.26 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 3 - Estructura 1					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.5	0.5	0.75	0.6	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	2380	2087	2249	2148	4807
Modelo no lineal	1779	2126	1763	2065	2270
Factor de Reducción $R$	1.34	0.98	1.28	1.04	2.12
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	2563	2365	2658	3869	4807
Modelo no lineal	1429	2588	2048	2179	2424
Factor de Reducción $R$	1.79	0.91	1.30	1.78	1.98

#### 4.3.4 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 4

##### 4.3.4.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 4.27 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados con un factor  $SF = 0.58$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 4.28 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.52$ , que es aproximadamente 70% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 4.27 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.5	0.6	0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	NO	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V	NO	SI	SI
				T/L/V	NO	NO	NO
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	SI
				NS/EW/V	NO	NO	NO
%Colapso					45	55	60

Tabla 4.28 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.283	0.292
Factor de escalamiento $S_F$	0.58	0.58
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.811	0.856
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.470	0.496
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.503	0.531
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.265	0.279

#### 4.3.4.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 4.29 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, ninguno alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 11% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , en el rango 0.25 – 0.50, el 49% en el rango 0.50 – 0.75, y un 40% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 13% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 60% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 30% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, mientras que el restante 5% está en el rango 0.25 – 0.50.

Por su parte, ninguno de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin alcanzar la rotura. Además, se observa que el 40% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que el 50% se encuentra entre 0.50 – 0.75 y el 10% está en el rango 0.25 – 0.50.

Tabla 4.29 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	6%	94%	0%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	56%	44%	100%	0%
Illapel 2007 (L/T/V)	0%	50%	0%	50%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	56%	44%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	38%	63%	94%	6%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	88%	13%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	25%	75%	75%	25%
Illapel 2007 (L/T/V)	0%	50%	0%	50%	88%	13%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	25%	75%	94%	6%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	13%	88%	81%	19%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	100%	0%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	63%	38%	100%	0%
Illapel 2007 (L/T/V)	0%	50%	13%	38%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	38%	63%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	38%	63%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 4.30. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.66$ , un poco más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.07$ ).

Tabla 4.30 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 4 - Estructura 1					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.55	0.5	0.55	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	2380	2087	2249	2148	4807
Modelo no lineal	1917	1866	593	2324	2064
Factor de Reducción $R$	1.24	1.12	3.79	0.92	2.33
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	2563	2365	2658	3869	4807
Modelo no lineal	1692	2487	2636	2180	2502
Factor de Reducción $R$	1.51	0.95	1.01	1.78	1.92

### 4.3.5 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 5

#### 4.3.5.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 4.31 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.7, el cual llega al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados por lo que es el  $SF$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 4.32 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.62$ , que es aproximadamente 60% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 4.31 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			San Isidro	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
			Costanera	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO
				NS/EW/V	NO
			Tocopilla	L/T/V	SI
				T/L/V	NO
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			Constitución	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	NO
%Colapso					50

Tabla 4.32 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.283	0.292
Factor de escalamiento $S_F$	0.7	0.7
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.811	0.856
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.568	0.599
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.607	0.641
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.32	0.34



### 4.3.5.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 4.33 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, el 1% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 5% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0.25 – 0.50, el 36% en el rango 0.50 – 0.75, y un 63% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 20% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 81% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 16% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, mientras que el restante 3% está en el rango 0.25 – 0.50.

Por su parte, ninguno de los pernos de anclaje alcanza la fluencia. Además, se observa que el 43% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que un 50% se encuentra entre 0.50 – 0.75 y un 7% en 0.25 – 0.50.

Tabla 4.33 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	56%	44%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	100%	0%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	25%	75%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	25%	75%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	25%	75%	94%	6%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5‰
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	19%	81%	94%	6%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	63%	38%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	13%	44%	44%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	19%	81%	81%	19%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	63%	38%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	63%	38%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	13%	88%	100%	0%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	38%	63%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	38%	63%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	75%	25%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 4.34. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.36$ , un poco más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.07$ ).

Tabla 4.34 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 5 - Estructura 1					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.7	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	2380	2087	2249	2148	4807
Modelo no lineal	2313	1975	1732	2188	2320
Factor de Reducción R	1.03	1.06	1.30	0.98	2.07
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	2563	2365	2658	3869	4807
Modelo no lineal	1964	2613	1955	2224	2577
Factor de Reducción R	1.31	0.91	1.36	1.74	1.87

## 4.3.6 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 6

### 4.3.6.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 4.35 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados con un factor  $SF = 0.7$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 4.36 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.62$ , que es aproximadamente 60% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 4.35 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			San Isidro	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
			Costanera	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO
				NS/EW/V	NO
			Tocopilla	L/T/V	SI
				T/L/V	NO
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			Constitución	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	NO
%Colapso					50

Tabla 4.36 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.283	0.292
Factor de escalamiento $S_F$	0.7	0.7
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.811	0.856
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.568	0.599
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT} / S_{MT}$	0.61	0.64
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.319	0.337

### 4.3.6.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 4.37 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, ninguna alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 5% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0.25 – 0.50, el 41% en el rango 0.50 – 0.75, y un 54% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 20% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 75% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 21% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, mientras que el restante 4% está en el rango 0.25 – 0.50.

Por su parte, ninguno de los pernos de anclaje alcanza la fluencia. Además, se observa que el 45% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que un 50% se encuentra entre 0.50 – 0.75 y un 5% en 0.25 – 0.50.

Tabla 4.37 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	56%	44%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	13%	88%	100%	0%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	25%	75%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	31%	69%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	31%	69%	100%	0%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5%
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	19%	81%	94%	6%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	63%	38%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	19%	69%	13%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	19%	81%	81%	19%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	0%	100%	63%	38%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	75%	25%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	0%	25%	75%	100%	0%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	50%	50%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	38%	63%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	63%	38%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 4.38. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.44$ , un poco más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.05$ ).

Tabla 4.38 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 6 - Estructura 1					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.7	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	2380	2087	2249	2148	4807
Modelo no lineal	2262	1983	1524	2177	1819
Factor de Reducción $R$	1.05	1.05	1.48	0.99	2.64
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	2563	2365	2658	3869	4807
Modelo no lineal	2343	2510	1849	2160	2535
Factor de Reducción $R$	1.09	0.94	1.44	1.79	1.90

#### 4.3.7 Resumen de los valores de $R$ obtenidos

En la tabla 4.39 se presenta un resumen con los valores obtenidos en cada uno de los diseños de la estructura 1.

Tabla 4.39 Resumen de los valores obtenidos del factor  $R$

Sobrerresistencia	Largo libre de pernos	$R$
0.7R	4d	1.418
	8d	1.504
	12d	1.452
R	4d	1.658
	8d	1.361
	12d	1.437

## 5 Diseño y Evaluación de Desempeño de la Estructura 2

Este capítulo se centra en el estudio y obtención de los parámetros sísmicos, mediante la aplicación de análisis no lineales, de la Estructura 2. Para esto se llevan a cabo distintos diseños de los pernos de anclaje de la conexión base de columna, para estudiar el comportamiento de la estructura con cada uno de ellos.

Se estudiarán 6 diseños distintos, lo que se refleja en 6 modelos a analizar. Los parámetros que varían en cada uno de ellos son el factor de sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$  o  $\Omega = R$ ) y el largo libre de los pernos ( $L = 4d$ ,  $L = 8d$  o  $L = 12d$ ).

Cabe destacar que el diseño de los elementos estructurales como columnas, vigas y riostras, además del análisis lineal elástico de la estructura, fue realizado por Zúñiga (2015) en su memoria de título y para mayores detalles se puede consultar ese documento.

### 5.1 Detallamiento de los Pernos de Anclaje para cada Diseño

La Figura 5.1 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que la estructura fue originalmente diseñada la Estructura 2. Para el caso de las columnas HE700x700x40x18, la solución consiste en 6 pernos y para las columnas HN40x190.0, 4 pernos con calidad del acero ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre y el diámetro de los pernos varía con cada uno de los diseños que se presentarán en las siguientes secciones.

De acuerdo con el punto 8.6.8 de la norma NCh2369, el perno de anclaje se diseña para que falle antes que la contra placa de la silla de anclaje y que el hormigón del pedestal. La Tabla 5.1 y la Tabla 5.2 presentan la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclajes para cada tipo de columna.

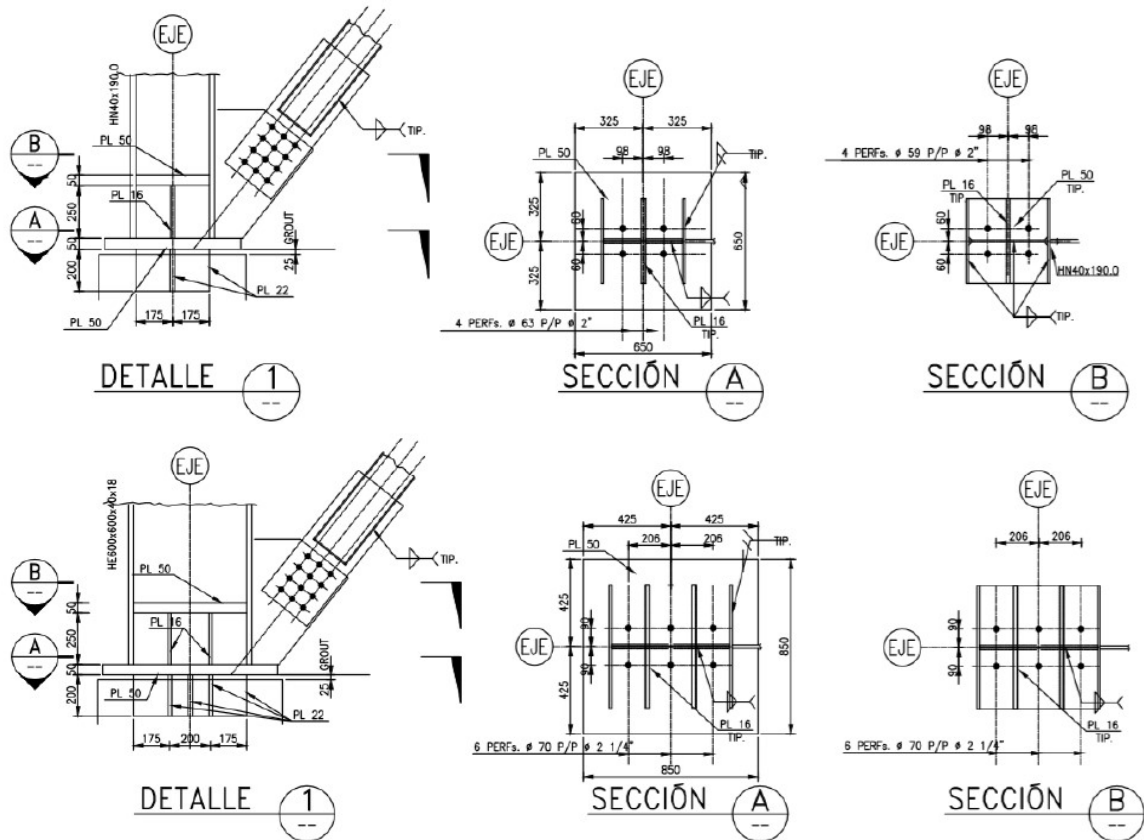


Figura 5.1 Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 2.

Tabla 5.1 Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes del tipo HN40x190.

Nodo	Combinación	Tipo	F1 [kN]	F3 [kN]	F3 [kN]
88	U.ENV	Max	657.621	515.292	3076.4
88	U.ENV	Min	-550.861	-393.987	-1012.132
91	U.ENV	Max	600.157	3.479	2845.566
91	U.ENV	Min	-646.986	-4.154	-1534.894
138	U.ENV	Max	610.996	3.676	2587.731
138	U.ENV	Min	-764.67	-3.697	-1449.226
153	U.ENV	Max	587.651	382.555	3168.511
153	U.ENV	Min	-537.839	-585.962	-839.808
MAX			657.621	515.292	3168.511
MIN			-764.67	-585.962	-1534.894

Tabla 5.2 Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas del tipo HE700x700x40x18.

Nodo	Combinación	Tipo	F1 [kN]	F3 [kN]	F3 [kN]
46	U.ENV	Max	38,282	517,314	7229,801
46	U.ENV	Min	-22,627	-746,995	-2690,083
51	U.ENV	Max	4,764	757,867	6670,18
51	U.ENV	Min	-19,323	-508,735	-2985,552
MAX			38,282	757,867	7229,801
MIN			-22,627	-746,995	-2985,552

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura, por lo que a nosotros sólo nos interesa la componente F3 mínima de la Tabla 5.1 y 5.2. La fuerza última de los pernos de anclaje se calcula de acuerdo con lo estipulado por el Capítulo J de la norma AISC360 (Ecuación J3-1 de AISC360).

La relación de demanda/capacidad de los pernos de anclaje está dada por:

$$\frac{\Omega T_u}{\phi T_n} \quad (5.1)$$

Donde:

- $T_u$  : Tracción última en el anclaje,  $T_u = 339.5 [kN]$ .
- $\phi T_n$  : Resistencia disponible a la tracción,  $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$ .
- $\phi$  : Factor de reducción,  $\phi = 0.75$ .
- $n$  : Número de pernos en cada anclaje,  $n = 4$ .
- $A_{PA}$  : Área bruta de los pernos en cada anclaje,  $A_{PA} = 2565.2 [mm^2]$ .
- $F_{nt}$  : Tensión nominal a la tracción,  $F_{nt} = 0.75F_u = 300 [MPa]$  para acero calidad ASTM A36.

### 5.1.1 Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$ )

El factor de sobrerresistencia utilizado en el diseño es  $\Omega = 0.7R$ , luego la relación de demanda/capacidad en los pernos estará dada por:

Para comunas del tipo HE700x700x40x18:  $\frac{\Omega T_u}{\phi T_n} = 0,86$  (5.2)

Para comunas del tipo HN40x190.0:  $\frac{\Omega T_u}{\phi T_n} = 0,78$  (5.3)

Con lo anterior se diseñan los pernos de anclajes, obteniéndose 6 pernos de  $\phi 3\frac{1}{4}$ " para las columnas de HE700x700x40x18 y 4 pernos de  $\phi 3$ " para las columnas HN40x190.0.

#### 5.1.1.1 Diseño 1: Largo Libre de Pernos ( $L = 4d$ )

En las Tabla 5.3 y 5.4 se presentan los datos necesarios para calcular las curvas envolvente fuerza – deformación que definen el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.



Tabla 5.3 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	6	-
Largo libre de pernos (L)	330.2	mm
Diámetro de pernos (d)	3.25	in
Área de pernos (Ag)	32112.58	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	11945.88	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	19450.38	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.614	mm

Tabla 5.4 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	304.8	mm
Diámetro de pernos (d)	3	in
Área de pernos (Ag)	18241.46	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	6785.82	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	11969.46	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.566	mm

### 5.1.1.2 Diseño 2: Largo Libre de Pernos ( $L = 8d$ )

En las Tabla 5.5 y 5.6 se presentan los datos necesarios para calcular las curvas envolvente fuerza – deformación que definen el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 5.5 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	6	-
Largo libre de pernos (L)	330.2	mm
Diámetro de pernos (d)	3.25	in
Área de pernos (Ag)	32112.58	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	11945.88	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	19450.38	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.614	mm

Tabla 5.6 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	304.8	mm
Diámetro de pernos (d)	3	in
Área de pernos (Ag)	18241.46	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	6785.82	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	11969.46	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.566	mm

### 5.1.1.3 Diseño 3: Largo Libre de Pernos ( $L = 12d$ )

En las Tabla 5.7 y 5.8 se presentan los datos necesarios para calcular las curvas envolvente fuerza – deformación que definen el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 5.7 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	6	-
Largo libre de pernos (L)	330.2	mm
Diámetro de pernos (d)	3.25	in
Área de pernos (Ag)	32112.58	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	11945.88	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	19450.38	kN/mm
Deformación de Fluencia (Δy)	0.614	mm

Tabla 5.8 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	304.8	mm
Diámetro de pernos (d)	3	in
Área de pernos (Ag)	18241.46	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	6785.82	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	11969.46	kN/mm
Deformación de Fluencia (Δy)	0.566	mm

### 5.1.2 Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = R$ )

El factor de sobrerresistencia utilizado en el diseño es  $\Omega = 0.7R$ , luego la relación de demanda/capacidad en los pernos estará dada por:

$$\text{Para comunas del tipo HE700x700x40x18:} \quad \frac{\Omega T_u}{\phi T_n} = 0,81 \quad (5.4)$$

$$\text{Para comunas del tipo HN40x190.0:} \quad \frac{\Omega T_u}{\phi T_n} = 0,82 \quad (5.5)$$

Con lo anterior se diseñan los pernos de anclajes, obteniéndose 6 pernos de  $\phi 3\frac{1}{4}$ " para las columnas de HE700x700x40x18 y 4 pernos de  $\phi 3$ " para las columnas HN40x190.0.

### 5.1.2.1 Diseño 4: Largo Libre de Pernos ( $L = 4d$ )

En las Tabla 5.9 y 5.10 se presentan los datos necesarios para calcular las curvas envolvente fuerza – deformación que definen el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 5.9 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	6	-
Largo libre de pernos (L)	406.4	mm
Diámetro de pernos (d)	4	in
Área de pernos ( $A_g$ )	48643.91	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica ( $F_y$ )	248	MPa
Fluencia esperada/específica ( $R_y$ )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada ( $F_{ye}$ )	372	MPa
Fuerza de Fluencia ( $P_y$ )	18095.53	kN
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	200000	MPa
Rigidez Axial ( $K_s$ )	23938.93	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.755	mm

Tabla 5.10 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	355.6	mm
Diámetro de pernos (d)	3.5	in
Área de pernos ( $A_g$ )	24828.66	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica ( $F_y$ )	248	MPa
Fluencia esperada/específica ( $R_y$ )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada ( $F_{ye}$ )	372	MPa
Fuerza de Fluencia ( $P_y$ )	9236.26	kN
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	200000	MPa
Rigidez Axial ( $K_s$ )	13964.37	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.661	mm

### 5.1.2.2 Diseño 5: Largo Libre de Pernos ( $L = 8d$ )

En las Tabla 5.11 y 5.12 se presentan los datos necesarios para calcular las curvas envolvente fuerza – deformación que definen el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 5.11 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	6	-
Largo libre de pernos (L)	812.8	mm
Diámetro de pernos (d)	4	in
Área de pernos (Ag)	48643.91	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	18095.53	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	11969.46	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	1.511	mm

Tabla 5.12 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	711.2	mm
Diámetro de pernos (d)	3,5	in
Área de pernos (Ag)	24828.66	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	9236.26	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	6982.18	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	1.322	mm

### 5.1.2.3 Diseño 6: Largo Libre de Pernos ( $L = 12d$ )

En las Tabla 5.13 y 5.14 se presentan los datos necesarios para calcular las curvas envolvente fuerza – deformación que definen el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 5.13 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HE700x700x40x18.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	6	-
Largo libre de pernos (L)	1219.2	mm
Diámetro de pernos (d)	4	in
Área de pernos (Ag)	48643.91	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	18095.53	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	7979.64	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	2.267	mm

Tabla 5.14 Datos de la curva envolvente de los pernos de anclaje de la columna HN40x190.0.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	1066.8	mm
Diámetro de pernos (d)	3.5	in
Área de pernos (Ag)	24828.66	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (Fy)	248	MPa
Fluencia esperada/específica (Ry)	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (Fye)	372	MPa
Fuerza de Fluencia (Py)	9236.263	kN
Módulo de Elasticidad (Es)	200000	MPa
Rigidez Axial (Ks)	4654.79	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	1.984	mm

## 5.2 Análisis No Lineal Estático

El punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al penúltimo nivel de la estructura, debido a que el nivel superior posee una estructuración basada en marcos a momento que son más flexibles que los marcos arriostrados y que por lo mismo podrían presentar mayores ductilidades que no reflejen el comportamiento real del resto de la estructura.

## 5.2.1 Análisis Pushover

### 5.2.1.1 Análisis Pushover para el Diseño 1

En la Figura 5.14 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 4d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

Se puede observar como, para todas las direcciones de estudio, luego del comportamiento lineal existe una primera desviación, asociada a la fluencia de los pernos, y posteriormente una redistribución de los esfuerzos que permite a la estructura seguir resistiendo mayor fuerza.

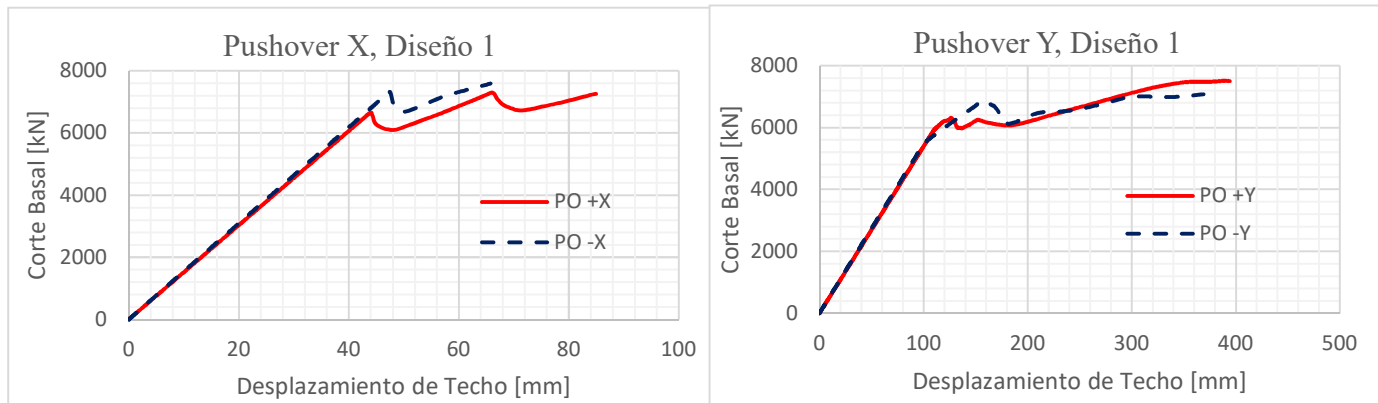


Figura 5.2 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 1.

La tabla 5.15 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y  $R$ , según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor menor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 5.15 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	3048.5	7297.86	7537.1	0.449	44
PO - X	3048.5	7588.63	7537.2	0.449	47
PO + Y	2424.2	6313.58	7537.3	0.677	110
PO - Y	2424.2	6867.03	7537.4	0.677	100
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	85	1.93	2.39	1.69	4.05
PO - X	65	1.38	2.49	1.33	3.31
PO + Y	390	3.55	2.60	2.47	6.43
PO - Y	370	3.70	2.83	2.53	7.17

### 5.2.1.2 Análisis Pushover para el Diseño 2

En la Figura 5.15 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 8d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

Se puede observar cómo, para todas las direcciones de estudio, luego del comportamiento lineal existe una primera desviación, asociada a la fluencia de los pernos, y posteriormente una redistribución de los esfuerzos que permite a la estructura seguir resistiendo mayor fuerza.

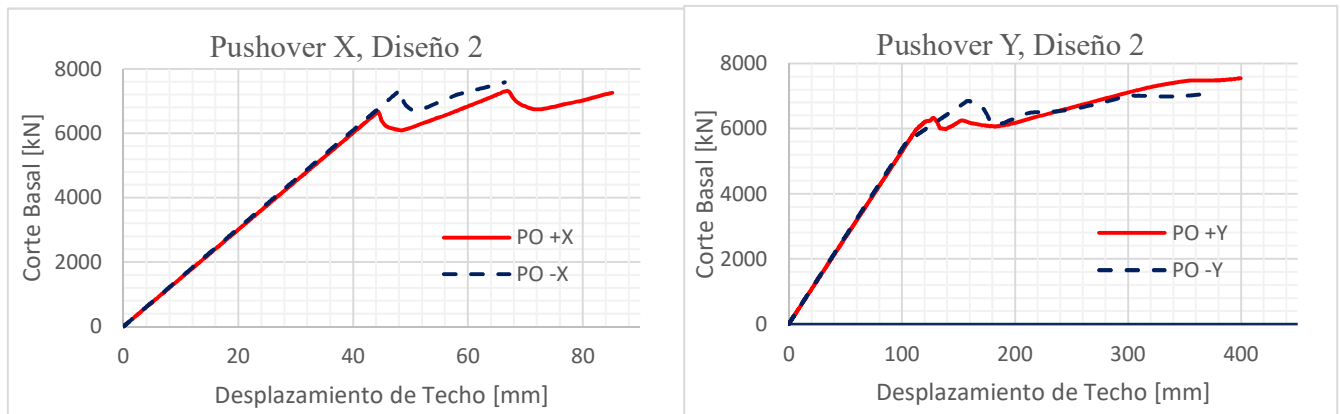


Figura 5.3 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 2.

La tabla 5.16 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor menor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.



Tabla 5.16 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	3048.5	7313.27	7537.1	0.449	44
PO - X	3048.5	7334.63	7537.2	0.449	48
PO + Y	2424.2	6326.10	7537.3	0.677	115
PO - Y	2424.2	6855.28	7537.4	0.677	100
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	85	1.93	2.39	1.69	4.06
PO - X	66	1.38	2.41	1.32	3.18
PO + Y	400	3.48	2.61	2.44	6.37
PO - Y	380	3.80	2.83	2.57	7.26

### 5.2.1.3 Análisis Pushover para el Diseño 3

En la Figura 5.16 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 12d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

Se puede observar como, para todas las direcciones de estudio, luego del comportamiento lineal existe una primera desviación, asociada a la fluencia de los pernos, y posteriormente una redistribución de los esfuerzos que permite a la estructura seguir resistiendo mayor fuerza.

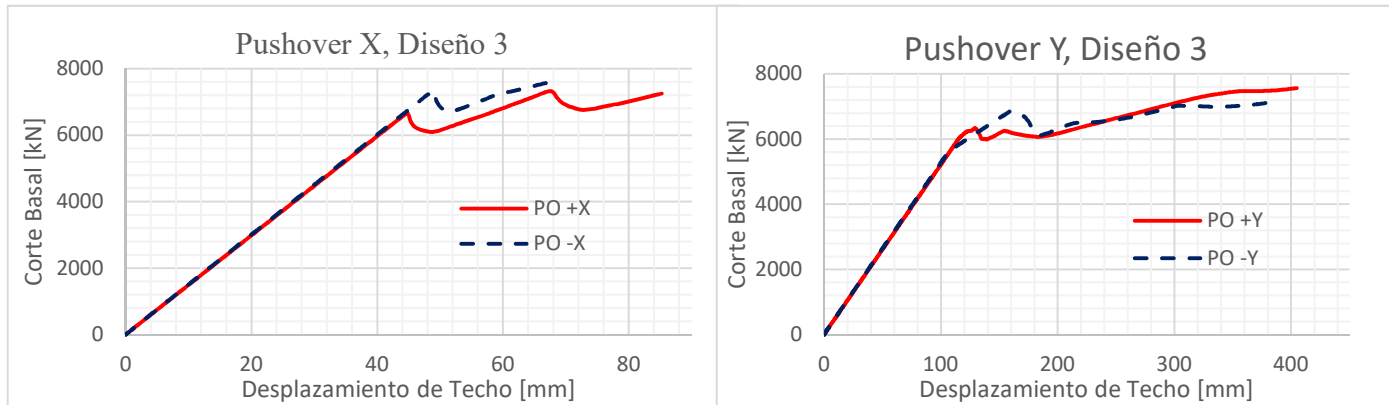


Figura 5.4 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 3.

La tabla 5.17 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor menor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 5.17 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	3048.5	7327.81	7537.1	0.449	45
PO - X	3048.5	7344.34	7537.2	0.449	49
PO + Y	2424.2	6337.67	7537.3	0.677	130
PO - Y	2424.2	6853.18	7537.4	0.677	160
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	85	1.88	2.40	1.66	4.01
PO - X	67	1.37	2.41	1.32	3.17
PO + Y	405	3.12	2.61	2.29	5.98
PO - Y	380	2.38	2.83	1.94	5.47

#### 5.2.1.4 Análisis Pushover para el Diseño 4

En la Figura 5.17 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 4d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

Se puede observar cómo, para todas las direcciones de estudio, luego del comportamiento lineal existe una primera desviación, asociada a la fluencia de los pernos, y posteriormente una redistribución de los esfuerzos que permite a la estructura seguir resistiendo mayor fuerza.

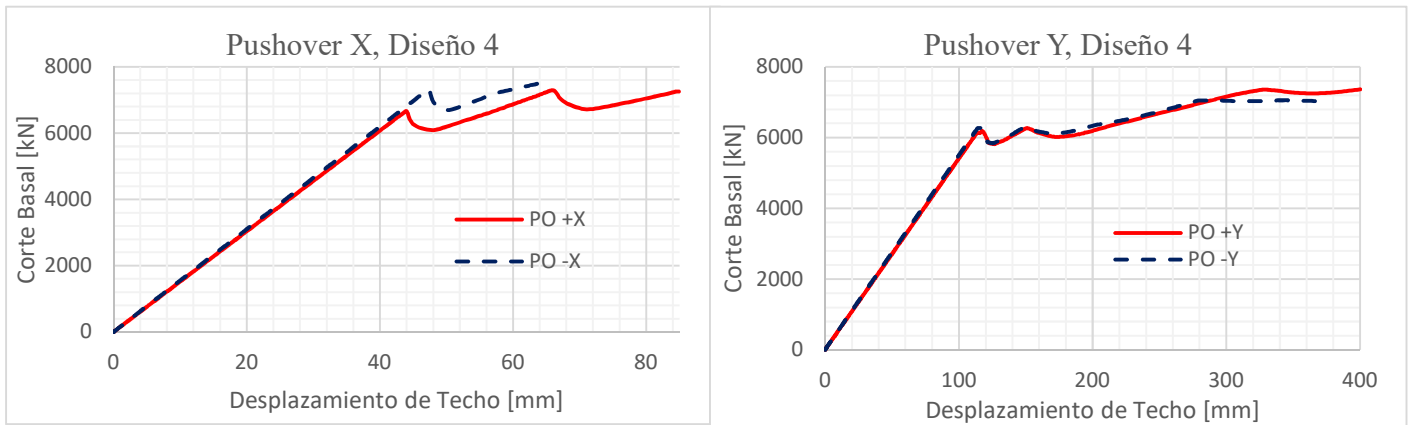


Figura 5.5 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 4.

La tabla 5.18 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor menor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 5.18 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	3048.5	7295.88	7537.1	0.449	44
PO - X	3048.5	7294.38	7537.2	0.449	47
PO + Y	2424.2	6193.43	7537.3	0.677	115
PO - Y	2424.2	6274.25	7537.4	0.677	115
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	85	1.93	2.39	1.69	4.05
PO - X	66	1.40	2.39	1.34	3.22
PO + Y	400	3.48	2.55	2.44	6.24
PO - Y	375	3.26	2.59	2.35	6.08

#### 4.2.1.5 Análisis Pushover para el Diseño 5

En la Figura 5.18 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 8d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

Se puede observar cómo, para todas las direcciones de estudio, luego del comportamiento lineal existe una primera desviación, asociada a la fluencia de los pernos, y posteriormente una redistribución de los esfuerzos que permite a la estructura seguir resistiendo mayor fuerza.

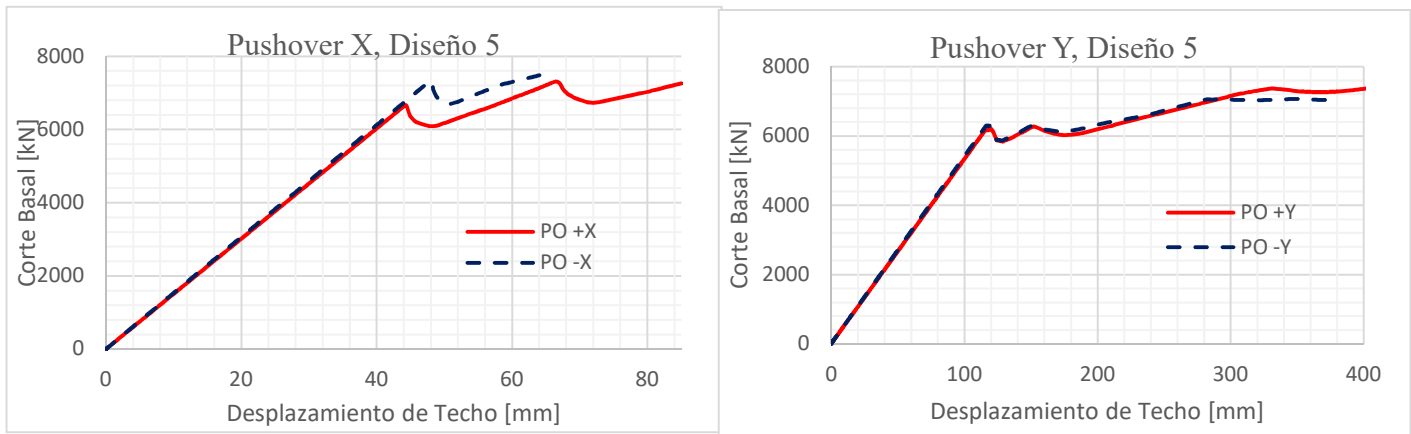


Figura 5.6 Análisis pushover realizado a la Estructura 2, Diseño 5.

La tabla 5.19 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor menor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 5.19 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	3048.5	7309.07	7537.1	0.449	44
PO - X	3048.5	7332.00	7537.2	0.449	48
PO + Y	2424.2	6217.09	7537.3	0.677	120
PO - Y	2424.2	6299.73	7537.4	0.677	120
Caso	$\delta_\mu$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	85	1.93	2.39	1.69	4.05
PO - X	66	1.38	2.41	1.32	3.18
PO + Y	405	3.38	2.56	2.40	6.15
PO - Y	380	3.17	2.60	2.31	6.00

#### 5.2.1.6 Análisis Pushover para el Diseño 6

En la Figura 5.19 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 12d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento dúctil en todos los sentidos del análisis.

Se puede observar cómo, para todas las direcciones de estudio, luego del comportamiento lineal existe una primera desviación, asociada a la fluencia de los pernos, y posteriormente una redistribución de los esfuerzos que permite a la estructura seguir resistiendo mayor fuerza.

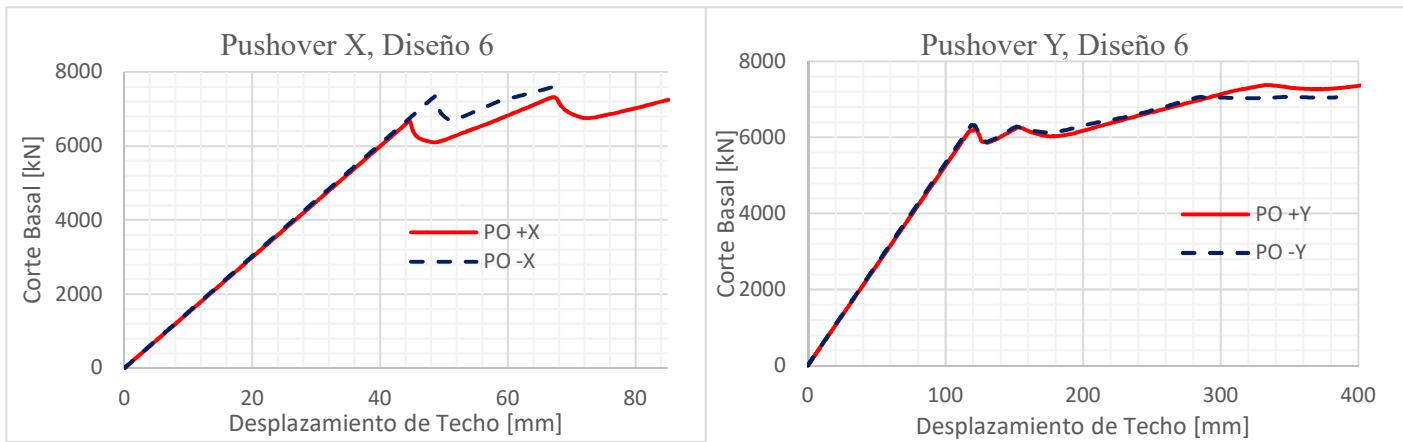


Figura 5.7 Análisis pushover realizado a la Estructura 1, Diseño 6.

La tabla 5.20 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y  $R$ , según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_{\mu}$ , se puede observar que se obtiene un valor menor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 5.20 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	3048.5	7321.32	7537.1	0.449	44
PO - X	3048.5	7340.80	7537.2	0.449	48
PO + Y	2424.2	6951.02	7537.3	0.677	115
PO - Y	2424.2	6946.32	7537.4	0.677	120
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_{\mu}$	R
PO + X	85	1.93	2.40	1.69	4.06
PO - X	67	1.40	2.41	1.34	3.22
PO + Y	410	3.57	2.87	2.48	7.10
PO - Y	385	3.21	2.87	2.33	6.67

## 5.2.2 Resumen Pushover Estructura 2

En la Tabla 5.21, se presenta un resumen de los valores obtenidos de los factores de desempeño sísmico para cada uno de los modelos estudiados para la estructura 2. En estos resultados podemos observar que no se presentan grandes cambios en términos de ductilidad o sobrerresistencia al ir variando los largos libres de los pernos o cambiar de  $\Omega = 0.7R$  a uno de  $\Omega = R$ . Esto puede deberse a que los pernos de anclaje no son los primeros elementos en estar disipando la fuerza a la es sometida la estructura, sino que son las diagonales o algún otro elemento estructural.

Tabla 5.21 Resumen de los Factores de desempeño sísmico para cada diseño.

Estructura	Factor de Amplificación	Largo Libre	Prom $\Omega$	Prom. $\mu$	Prom $R_\mu$	Prom $R$
2	0.7R	4d	2,58	2,64	2,00	5,23
		8d	2,56	2,65	2,01	5,22
		12d	2,56	2,19	1,80	4,66
	R	4d	2,48	2,52	1,96	4,89
		8d	2,49	2,47	1,93	4,85
		12d	2,64	2,53	1,96	5,27

## 5.3 Análisis No Lineal Dinámico

### 5.3.1 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 1

#### 5.3.1.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 5.22 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados con un factor  $SF = 0.7$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 5.23 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.62$ , que es aproximadamente 70% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 5.22 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			San Isidro	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
			Costanera	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	NO
			Tocopilla	L/T/V	NO
				T/L/V	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			Constitución	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO
				NS/EW/V	NO
%Colapso					50

Tabla 5.23 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.449	0.677
Factor de escalamiento $S_F$	0.7	0.7
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.61	0.594
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.427	0.416
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	0.890
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT} / S_{MT}$	0.457	0.560
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.240	0.295

### 5.3.1.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 5.24 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, el 5% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 20% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, 51% entre 0.25 – 0.50, el 14% en el rango 0.50 – 0.75, y un 15% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, un 12% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 %, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 16% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 14% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, un 55% está en el rango 0.25 – 0.50, mientras que el restante 15% está entre 0 – 0.25.

Por su parte, 17% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin fractura. Además, se observa que el 60% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que un 37% se encuentra entre 0.50 – 0.75 y un 3% en 0.25 – 0.50.

Tabla 5.24 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	24%	50%	16%	11%	97%	3%
San Isidro 1985 (L/T/V)	29%	39%	11%	21%	92%	8%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	16%	79%	5%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	18%	37%	26%	18%	95%	5%
Constitución 2010 (L/T/V)	13%	50%	13%	24%	89%	11%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5%0	1.5%0-1.5%
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	16%	53%	16%	16%	89%	11%
San Isidro 1985 (L/T/V)	21%	55%	5%	18%	84%	16%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	13%	68%	13%	5%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	16%	50%	13%	21%	84%	16%
Constitución 2010 (L/T/V)	13%	47%	21%	18%	84%	16%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	0%	33%	67%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	0%	17%	50%	33%	83%	17%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	0%	33%	67%	67%	33%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	0%	33%	67%	83%	17%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	0%	33%	67%	83%	17%



Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 5.25. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.90$ , un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 2.00$ ).

Tabla 5.25 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 1 - Estructura 2					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	14820	25520	12980	14610	26340
Modelo no lineal	7614	9252	4557	8078	8895
Factor de Reducción $R$	1.95	2.76	2.85	1.81	2.96
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	7823	6108	3885	8501	11230
Modelo no lineal	5157	4875	6254	8065	5001
Factor de Reducción $R$	1.52	1.25	0.62	1.05	2.25

## 5.3.2 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 2

### 5.3.2.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 5.26 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados con un factor  $SF = 0.7$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 5.27 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.51$ , que es aproximadamente 70% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 5.26 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			San Isidro	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
			Costanera	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO
				NS/EW/V	NO
			Tocopilla	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			Constitución	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO
				NS/EW/V	NO
%Colapso					50

Tabla 5.27 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.449	0.677
Factor de escalamiento $S_F$	0.7	0.7
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.61	0.594
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.427	0.416
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	0.89
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT} / S_{MT}$	0.457	0.560
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.240	0.295

### 5.3.2.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 5.28 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, 5% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 24% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, un 46% entre 0.25 – 0.50, el 17% en el rango 0.50 – 0.75, y un 13% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 9% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 14% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 13% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, 53% está en el rango 0.25 – 0.50, mientras que el restante 20% entre 0 – 0.25.

Por su parte, 7% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin rotura. Además, se observa que el 14% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que un 22% se encuentra entre 0.50 – 0.75, un 53% en 0.25 – 0.50 y un 11% entre 0 – 0.25.

Tabla 5.28 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

<b>Arriost. en Tracción</b>	<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	18%	58%	18%	5%	97%	3%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	26%	42%	11%	21%	92%	8%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	42%	47%	11%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	18%	39%	26%	16%	97%	3%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	16%	45%	18%	21%	89%	11%
<b>Arriost. en Compresión</b>	<b>P/P<sub>c</sub></b>				<b>ec=dc/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5‰
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	21%	50%	16%	13%	95%	5%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	24%	53%	5%	18%	84%	16%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	24%	63%	13%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	16%	53%	11%	21%	87%	13%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	16%	50%	18%	16%	84%	16%
<b>Pernos de anclaje</b>	<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	33%	17%	50%	100%	0%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	0%	33%	33%	33%	83%	17%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	33%	50%	17%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	0%	33%	0%	67%	83%	17%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	0%	50%	50%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 5.29. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.97$ , un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 2.01$ ).

Tabla 5.29 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 2 - Estructura 2					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	14820	25520	12980	14610	26340
Modelo no lineal	7131	9154	4261	7603	8757
Factor de Reducción $R$	2.08	2.79	3.05	1.92	3.01
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	7823	6108	3885	8501	11230
Modelo no lineal	5004	4890	6018	8279	4596
Factor de Reducción $R$	1.56	1.25	0.65	1.03	2.44

### 5.3.3 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 3

#### 5.3.3.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 5.30 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.7, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados entre los valores 0.7 y 0.75 con un factor  $SF = 0.72$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 5.31 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.52$ , que es aproximadamente 70% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 5.30 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.7	0.75	0.8
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	SI	SI
				NS/EW/V	NO	SI	SI
			Tocopilla	L/T/V	NO	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO
%Colapso					45	60	60

Tabla 5.31 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.449	0.677
Factor de escalamiento $S_F$	0.72	0.72
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.61	0.594
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.439	0.427
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	0.89
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT} / S_{MT}$	0.470	0.576
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.247	0.303

### 5.3.3.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 5.32 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, 7% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 24% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, un 46% entre 0.25 – 0.50, el 17% en el rango 0.50 – 0.75, y un 13% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 11% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 %, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 14% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 13% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, 53% está en el rango 0.25 – 0.50, mientras que el restante 20% entre 0 – 0.25.

Por su parte, 7% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin rotura. Además, se observa que el 10% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que un 22% se encuentra entre 0.50 – 0.75, un 53% en 0.25 – 0.50 y un 11% entre 0 – 0.25.

Tabla 5.32 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	21%	53%	21%	5%	100%	0%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	26%	42%	11%	21%	89%	11%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	37%	53%	11%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	18%	37%	24%	21%	89%	11%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	13%	47%	18%	21%	89%	11%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5%0	1.5%0-1.5%
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	16%	55%	16%	13%	95%	5%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	24%	53%	5%	18%	84%	16%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	24%	63%	13%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	16%	50%	11%	24%	84%	16%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	13%	55%	16%	16%	84%	16%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	33%	17%	50%	100%	0%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	0%	33%	33%	33%	83%	17%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	67%	33%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	0%	33%	17%	50%	83%	17%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	0%	67%	33%	83%	17%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 5.33. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.97$ , un poco más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.80$ ).

Tabla 5.33 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 3 - Estructura 2					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	14820	25520	12980	14610	26340
Modelo no lineal	7630	9021	4109	8870	9062
Factor de Reducción $R$	1.94	2.83	3.16	1.65	2.91
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	7823	6108	3885	8501	11230
Modelo no lineal	5194	4767	5586	7641	4241
Factor de Reducción $R$	1.51	1.28	0.70	1.11	2.65

### 5.3.4 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 4

#### 5.3.4.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 5.34 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.6, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados entre los valores 0.65 y 0.7 con un factor  $SF = 0.68$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 5.35 se presenta la Razón de Margen de Colapso (*CMR*) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.49$ , que es aproximadamente 75% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 5.34 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento $S_F$					0.6	0.65	0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	SI
				NS/EW/V	NO	NO	SI
			Tocopilla	L/T/V	NO	NO	SI
				T/L/V	NO	NO	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO
%Colapso					40	40	60

Tabla 5.35 Determinación del *CMR*.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.449	0.677
Factor de escalamiento $S_F$	0.68	0.68
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.61	0.594
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.415	0.404
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	0.89
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT} / S_{MT}$	0.444	0.544
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.233	0.286



### 5.3.4.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 5.36 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, 5% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 29% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, un 47% entre 0.25 – 0.50, el 15% en el rango 0.50 – 0.75, y un 10% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 10% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 13% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 11% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, 57% está en el rango 0.25 – 0.50, mientras que el restante 19% entre 0 – 0.25.

Por su parte, ninguno de los pernos de anclaje alcanza la fluencia. Además, se observa que el 17% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que un 50% se encuentra entre 0.50 – 0.75, un 30% en 0.25 – 0.50 y un 3% entre 0 – 0.25.

Tabla 5.36 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	24%	53%	18%	5%	97%	3%
San Isidro 1985 (L/T/V)	37%	34%	11%	18%	95%	5%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	26%	68%	5%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	29%	32%	26%	13%	92%	8%
Constitución 2010 (L/T/V)	21%	47%	16%	16%	92%	8%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5‰
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	21%	53%	13%	13%	95%	5%
San Isidro 1985 (L/T/V)	26%	53%	3%	18%	87%	13%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	13%	74%	13%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	18%	50%	13%	18%	84%	16%
Constitución 2010 (L/T/V)	16%	55%	13%	16%	84%	16%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0%	33%	67%	0%	100%	0%
San Isidro 1985 (L/T/V)	17%	33%	33%	17%	100%	0%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0%	17%	50%	33%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	0%	33%	33%	33%	100%	0%
Constitución 2010 (L/T/V)	0%	33%	67%	0%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 5.37. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.97$ , un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 2.96$ ).

Tabla 5.37 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 4 - Estructura 2					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	14820	25520	12980	14610	26340
Modelo no lineal	7560	8332	3703	8426	8242
Factor de Reducción $R$	1.96	3.06	3.51	1.73	3.20
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	7823	6108	3885	8501	11230
Modelo no lineal	4616	3951	5629	6875	4201
Factor de Reducción $R$	1.69	1.55	0.69	1.24	2.67

### 5.3.5 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 5

#### 5.3.5.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 5.38 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.7, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados entre los valores 0.7 y 0.75 con un factor  $SF = 0.73$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 5.39 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.53$ , que es aproximadamente 70% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 5.38 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento $S_F$					0.7	0.75
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	SI
				NS/EW/V	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V	NO	SI
				T/L/V	NO	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO
%Colapso					40	55

Tabla 5.39 Determinación del  $CMR$ .

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.449	0.677
Factor de escalamiento $S_F$	0.73	0.73
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.610	0.594
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.445	0.433
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	0.89
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT} / S_{MT}$	0.476	0.584
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.251	0.308

### 5.3.5.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 5.40 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, 6% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 24% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, un 46% entre 0.25 – 0.50, el 17% en el rango 0.50 – 0.75, y un 13% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 10% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 15% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 12% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, 56% está en el rango 0.25 – 0.50, mientras que el restante 16% entre 0 – 0.25.

Por su parte, ninguno de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin rotura. Además, se observa que el 3% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que un 50% se encuentra entre 0.50 – 0.75, un 37% en 0.25 – 0.50 y un 10% entre 0 – 0.25.

Tabla 5.40 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	21%	55%	16%	8%	95%	5%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	32%	37%	11%	21%	89%	11%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	32%	58%	11%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	18%	37%	29%	16%	97%	3%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	16%	45%	21%	18%	89%	11%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5%
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	16%	55%	16%	13%	95%	5%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	24%	53%	5%	18%	84%	16%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	18%	66%	8%	8%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	13%	55%	13%	18%	87%	13%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	13%	50%	21%	16%	84%	16%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	50%	50%	0%	100%	0%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	33%	17%	33%	17%	100%	0%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	0%	67%	33%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	17%	17%	67%	0%	100%	0%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	33%	67%	0%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 5.41. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.89$ , un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.93$ ).

Tabla 5.41 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 5 - Estructura 2					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	14820	25520	12980	14610	26340
Modelo no lineal	7299	9280	4648	7737	9673
Factor de Reducción $R$	2.03	2.75	2.79	1.89	2.72
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	7823	6108	3885	8501	11230
Modelo no lineal	4748	5002	6521	8147	5042
Factor de Reducción $R$	1.65	1.22	0.60	1.04	2.23

### 5.3.6 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 6

#### 5.3.6.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 5.42 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.7, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados entre los valores 0.7 y 0.75 con un factor  $SF = 0.73$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 5.43 se presenta la Razón de Margen de Colapso (*CMR*) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.53$ , que es aproximadamente 70% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 5.42 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento $S_F$					0.7	0.75
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			Tocopilla	L/T/V	NO	SI
				T/L/V	NO	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO
%Colapso					45	60

Tabla 5.43 Determinación del *CMR*.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.449	0.677
Factor de escalamiento $S_F$	0.73	0.73
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.61	0.594
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.445	0.433
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	0.89
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT} / S_{MT}$	0.476	0.584
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.251	0.308

### 5.3.6.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 5.44 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, 5% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 24% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, un 44% entre 0.25 – 0.50, el 18% en el rango 0.50 – 0.75, y un 14% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 11% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 15% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, el 13% restante se ubica en el rango 0.50 – 0.75, 55% está en el rango 0.25 – 0.50, mientras que el restante 17% entre 0 – 0.25.

Por su parte, ninguno de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin rotura. Además, se observa que el 3% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , mientras que un 53% se encuentra entre 0.50 – 0.75, un 33% en 0.25 – 0.50 y un 11% entre 0 – 0.25.

Tabla 5.44 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

<b>Arriost. en Tracción</b>	<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	24%	50%	21%	5%	100%	0%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	29%	39%	8%	24%	89%	11%
<b>Mejillones 2007 (L/T/V)</b>	32%	53%	16%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	18%	37%	29%	16%	95%	5%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	18%	42%	18%	21%	89%	11%
<b>Arriost. en Compresión</b>	<b>P/P<sub>c</sub></b>				<b>ec=dc/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5%
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	16%	55%	16%	13%	95%	5%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	24%	53%	5%	18%	84%	16%
<b>Mejillones 2007 (L/T/V)</b>	18%	61%	13%	8%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	16%	47%	16%	21%	84%	16%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	11%	58%	16%	16%	84%	16%
<b>Pernos de anclaje</b>	<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	0%	50%	50%	0%	100%	0%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	33%	17%	33%	17%	100%	0%
<b>Mejillones 2007 (L/T/V)</b>	0%	50%	50%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	17%	17%	67%	0%	100%	0%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	0%	33%	67%	0%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 5.45. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 1.89$ , un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.93$ ).

Tabla 5.45 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 6 - Estructura 2					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	14820	25520	12980	14610	26340
Modelo no lineal	7004	9191	6470	7652	9010
Factor de Reducción R	2.12	2.78	2.01	1.91	2.92
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	7823	6108	3885	8501	11230
Modelo no lineal	5110	4859	2934	7922	4382
Factor de Reducción R	1.53	1.26	1.32	1.07	2.56

### 5.3.7 Resumen de los valores de R obtenidos

En la tabla 4.46 se presenta un resumen con los valores obtenidos en cada uno de los diseños de la estructura 2.

Tabla 5.46 Resumen de los valores obtenidos del factor R

Sobrerresistencia	Largo libre de pernos	R
0.7R	4d	1.901
	8d	1.977
	12d	1.973
R	4d	2.130
	8d	1.892
	12d	1.948



## 6 Diseño y Evaluación de Desempeño de la Estructura 3

Este capítulo se centra en el estudio y obtención de los parámetros sísmicos, mediante la aplicación de análisis no lineales, de la Estructura 3. Para esto se llevan a cabo distintos diseños de los pernos de anclaje de la conexión base de columna, para estudiar el comportamiento de la estructura con cada uno de ellos.

Se estudiarán 6 diseños distintos, lo que se refleja en 6 modelos a analizar. Los parámetros que varían en cada uno de ellos son el factor de sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$  o  $\Omega = R$ ) y el largo libre de los pernos ( $L = 4d$ ,  $L = 8d$  o  $L = 12d$ ).

Cabe destacar que el diseño de los elementos estructurales como columnas, vigas y riostras, además del análisis lineal elástico de la estructura, fue realizado por Zúñiga (2015) en su memoria de título y para mayores detalles se puede consultar ese documento.

### 6.1 Detallamiento de los Pernos de Anclaje para cada Diseño

La Figura 6.1 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que la estructura fue originalmente diseñada la Estructura 3. La solución consiste en 4 pernos con calidad del acero ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre y el diámetro de los pernos varía con cada uno de los diseños que se presentarán en las siguientes secciones.

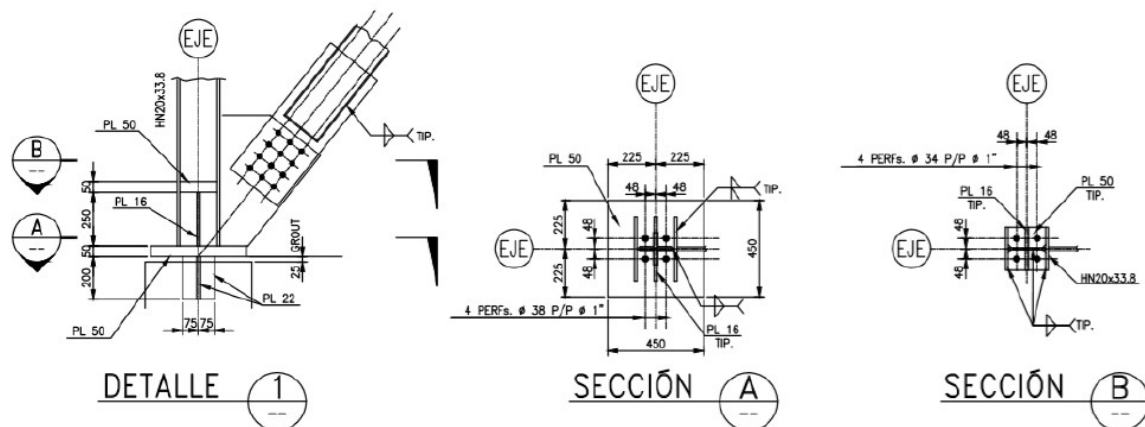


Figura 6.1 Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 3.

De acuerdo con el punto 8.6.8 de la norma NCh2369, el perno de anclaje se diseña para que falle antes que la contra placa de la silla de anclaje y que el hormigón del pedestal. La Tabla 4.1 presenta la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclajes.

Tabla 6.1 Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.

Nodo	Combinación	Tipo	F1 [kN]	F3 [kN]	F3 [kN]
499	U.ENV	Max	92.981	0.342	399.712
499	U.ENV	Min	-74.646	-2.013	-132.541
500	U.ENV	Max	119.086	120.747	463.896
500	U.ENV	Min	-29.353	-113.434	-34.013
501	U.ENV	Max	112.582	114.508	489.544
501	U.ENV	Min	-25.788	-117.838	-29.389
502	U.ENV	Max	36.594	1.005	398.987
502	U.ENV	Min	-38.148	-1.481	-172.876
527	U.ENV	Max	35.213	119.271	766.62
527	U.ENV	Min	-106.759	-90.792	0.267
528	U.ENV	Max	30.079	92.946	775.728
528	U.ENV	Min	-105.427	-113.122	33.871
529	U.ENV	Max	83.819	0.502	235.729
529	U.ENV	Min	-74.303	-0.667	-35.403
537	U.ENV	Max	74.589	85.884	465.589
537	U.ENV	Min	-99.739	-48.272	-188.913
538	U.ENV	Max	-0.64	31.13	329.752
538	U.ENV	Min	-2.137	-61.288	-41.321
539	U.ENV	Max	0.206	39.668	340.688
539	U.ENV	Min	-0.153	-36.19	-74.841
540	U.ENV	Max	34.147	53.013	449.793
540	U.ENV	Min	-58.061	-68.672	-203.773
548	U.ENV	Max	33.566	-0.476	214.407
548	U.ENV	Min	-64.124	-2.667	-75.236
549	U.ENV	Max	70.32	0.064	251.117
549	U.ENV	Min	-43.959	-2.643	-76.788
MAX			119.086	120.747	775.728
MIN			-106.759	-117.838	-203.773

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura, por lo que a nosotros sólo nos interesa la componente F3 mínima de la Tabla 4.1. La fuerza última de los pernos de anclaje se calcula de acuerdo con lo estipulado por el Capítulo J de la norma AISC360 (Ecuación J3-1 de AISC360).

### 6.1.1 Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = 0.7R$ )

El factor de sobrerresistencia utilizado en el diseño es  $\Omega = 0.7R$ , luego la relación de demanda/capacidad en los pernos estará dada por:

$$\frac{\Omega T_u}{\phi T_n} = 0,74 \quad (6.1)$$

Donde:

- $T_u$  : Tracción última en el anclaje,  $T_u = 339.5$  [kN].
- $\phi T_n$  : Resistencia disponible a la tracción,  $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$ .
- $\phi$  : Factor de reducción,  $\phi = 0.75$ .
- $n$  : Número de pernos en cada anclaje,  $n = 4$ .
- $A_{PA}$  : Área bruta de los pernos en cada anclaje,  $A_{PA} = 2565.2$  [mm<sup>2</sup>].
- $F_{nt}$  : Tensión nominal a la tracción,  $F_{nt} = 0.75F_u = 300$  [MPa] para acero calidad ASTM A36.

Con lo anterior se diseñan los pernos de anclajes, obteniéndose 4 pernos de  $\phi 1 \frac{1}{8}$ ".

#### 6.1.1.1 Diseño 1: Largo Libre de Pernos ( $L = 4d$ )

En la Tabla 6.2 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 6.2 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	114.3	mm
Diámetro de pernos (d)	1.125	in
Área de pernos (A <sub>g</sub> )	2565.20	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (F <sub>y</sub> )	248	MPa
Fluencia esperada/específica (R <sub>y</sub> )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (F <sub>ye</sub> )	372	MPa
Fuerza de Fluencia (P <sub>y</sub> )	954.25	kN
Módulo de Elasticidad (E <sub>s</sub> )	200000	MPa
Rigidez Axial (K <sub>s</sub> )	4488.55	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.212	mm

### 6.1.1.2 Diseño 2: Largo Libre de Pernos ( $L = 8d$ )

En la Tabla 6.3 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 6.3 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	228.6	mm
Diámetro de pernos (d)	1.125	in
Área de pernos ( $A_g$ )	2565.20	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica ( $F_y$ )	248	MPa
Fluencia esperada/específica ( $R_y$ )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada ( $F_{ye}$ )	372	MPa
Fuerza de Fluencia ( $P_y$ )	954.25	kN
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	200000	MPa
Rigidez Axial ( $K_s$ )	2244.27	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.425	mm

### 6.1.1.3 Diseño 3: Largo Libre de Pernos ( $L = 12d$ )

En la Tabla 6.4 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 6.4 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	342.9	mm
Diámetro de pernos (d)	1.125	in
Área de pernos ( $A_g$ )	2565.20	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica ( $F_y$ )	248	MPa
Fluencia esperada/específica ( $R_y$ )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada ( $F_{ye}$ )	372	MPa
Fuerza de Fluencia ( $P_y$ )	954.25	kN
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	200000	MPa
Rigidez Axial ( $K_s$ )	1496.18	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.637	mm

### 6.1.2 Diseño con Sobrerresistencia ( $\Omega = R$ )

El factor de sobrerresistencia utilizado en el diseño es  $\Omega = R$ , luego la relación de demanda/capacidad en los pernos estará dada por:

$$\frac{\Omega T_u}{\phi T_n} = 0,85 \quad (6.2)$$

Donde:

- $T_u$  : Tracción última en el anclaje,  $T_u = 339.5$  [kN].
- $\phi T_n$  : Resistencia disponible a la tracción,  $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$ .
- $\phi$  : Factor de reducción,  $\phi = 0.75$ .
- $n$  : Número de pernos en cada anclaje,  $n = 4$ .
- $A_{PA}$  : Área bruta de los pernos en cada anclaje,  $A_{PA} = 2565.2$  [mm<sup>2</sup>].
- $F_{nt}$  : Tensión nominal a la tracción,  $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$  [MPa] para acero calidad ASTM A36.

Con lo anterior se diseñan los pernos de anclajes, obteniéndose 4 pernos de  $\phi 1 \frac{1}{2}$ ".

#### 6.1.2.1 Diseño 4: Largo Libre de Pernos ( $L = 4d$ )

En la Tabla 6.5 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 6.5 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	127	mm
Diámetro de pernos (d)	1.25	in
Área de pernos (A <sub>g</sub> )	3166.92	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica (F <sub>y</sub> )	248	MPa
Fluencia esperada/específica (R <sub>y</sub> )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada (F <sub>ye</sub> )	372	MPa
Fuerza de Fluencia (P <sub>y</sub> )	1178.09	kN
Módulo de Elasticidad (E <sub>s</sub> )	200000	MPa
Rigidez Axial (K <sub>s</sub> )	4987.27	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.236	mm

### 6.1.2.2 Diseño 5: Largo Libre de Pernos ( $L = 8d$ )

En la Tabla 6.6 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 6.6 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	254	mm
Diámetro de pernos (d)	1.25	in
Área de pernos ( $A_g$ )	3166.92	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica ( $F_y$ )	248	MPa
Fluencia esperada/específica ( $R_y$ )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada ( $F_{ye}$ )	372	MPa
Fuerza de Fluencia ( $P_y$ )	1178.09	kN
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	200000	MPa
Rigidez Axial ( $K_s$ )	2493.63	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.472	mm

### 6.1.2.3 Diseño 6: Largo Libre de Pernos ( $L = 12d$ )

En la Tabla 6.7 se presentan los datos necesarios para calcular la curva envolvente fuerza – deformación que define el comportamiento de los pernos a partir de la fluencia y rotura del elemento, a partir de lo definido en la sección 3.4.4.

Tabla 6.7 Datos utilizados en el cálculo de la curva envolvente de los pernos de anclaje.

	Valor	Unidad
Número de pernos (n)	4	-
Largo libre de pernos (L)	381	mm
Diámetro de pernos (d)	1.25	in
Área de pernos ( $A_g$ )	3166.92	mm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia Específica ( $F_y$ )	248	MPa
Fluencia esperada/específica ( $R_y$ )	1.5	-
Tensión de Fluencia Esperada ( $F_{ye}$ )	372	MPa
Fuerza de Fluencia ( $P_y$ )	1178.09	kN
Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	200000	MPa
Rigidez Axial ( $K_s$ )	1662.42	kN/mm
Deformación de Fluencia ( $\Delta y$ )	0.708	mm

## 6.2 Análisis No Lineal Estático

El punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al penúltimo nivel de la estructura, debido a que el nivel superior posee una estructuración basada en marcos a momento que son más flexibles que los marcos arriostrados y que por lo mismo podrían presentar mayores ductilidades que no reflejen el comportamiento real del resto de la estructura.

### 6.2.1 Análisis Pushover

#### 6.2.1.1 Análisis Pushover para el Diseño 1

En la Figura 6.8 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 4d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento más bien lineal para la dirección X, a diferencia de lo que ocurre con la dirección Y que comienza a entrar en el rango no lineal.

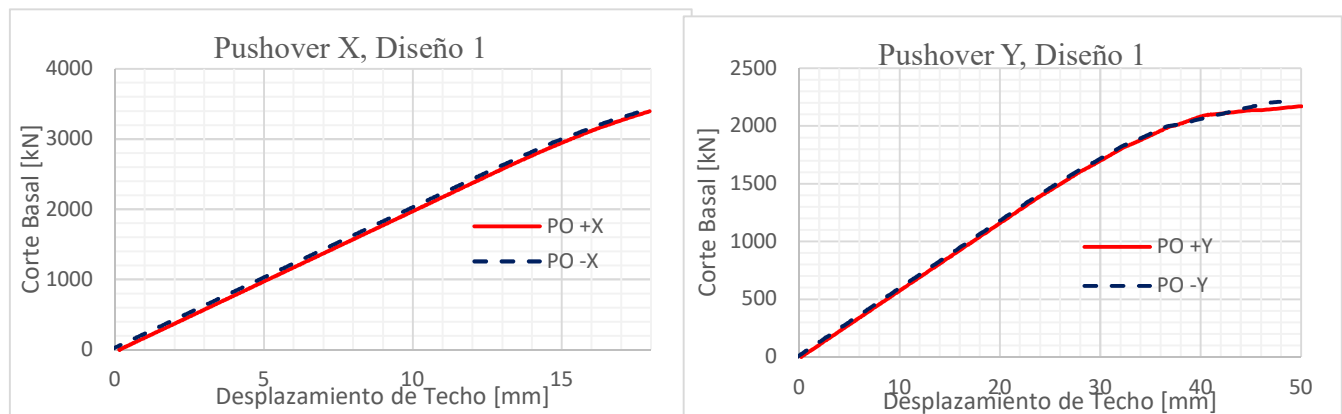


Figura 6.2 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 1.

La tabla 6.8 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y  $R$ , según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_{\mu}$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 6.8 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	649.04	3396.43	7537.1	0.449	15.6
PO - X	649.04	3386.99	7537.2	0.449	15.2
PO + Y	620.06	2169.41	7537.3	0.677	28
PO - Y	620.06	2212.11	7537.4	0.677	31
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	18	1.15	5.23	1.14	5.98
PO - X	17.6	1.16	5.22	1.15	5.99
PO + Y	50	1.79	3.50	1.60	5.61
PO - Y	47	1.52	3.57	1.43	5.09

### 6.2.1.2 Análisis Pushover para el Diseño 2

En la Figura 6.9 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 8d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento más bien lineal para la dirección X, a diferencia de lo que ocurre con la dirección Y que comienza a entrar en el rango no lineal.

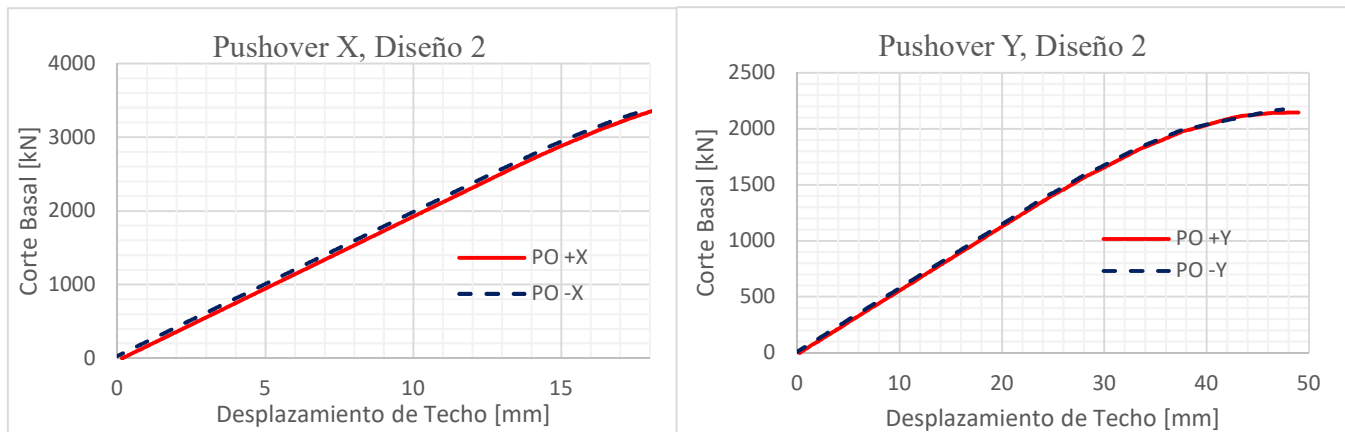


Figura 6.3 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 2.



La tabla 6.9 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 6.9 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	649.04	3368.33	7537.1	0.449	16.4
PO - X	649.04	3359.84	7537.2	0.449	15.2
PO + Y	620.06	2145.12	7537.3	0.677	34
PO - Y	620.06	2221.22	7537.4	0.677	33
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	18.2	1.11	5.19	1.10	5.73
PO - X	17.8	1.17	5.18	1.16	6.00
PO + Y	49	1.44	3.46	1.37	4.75
PO - Y	48	1.45	3.58	1.38	4.95

#### 4.2.1.3 Análisis Pushover para el Diseño 3

En la Figura 6.10 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = 0.7R$  y largo libre de pernos  $L = 12d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento más bien lineal para la dirección X, a diferencia de lo que ocurre con la dirección Y que comienza a entrar en el rango no lineal.

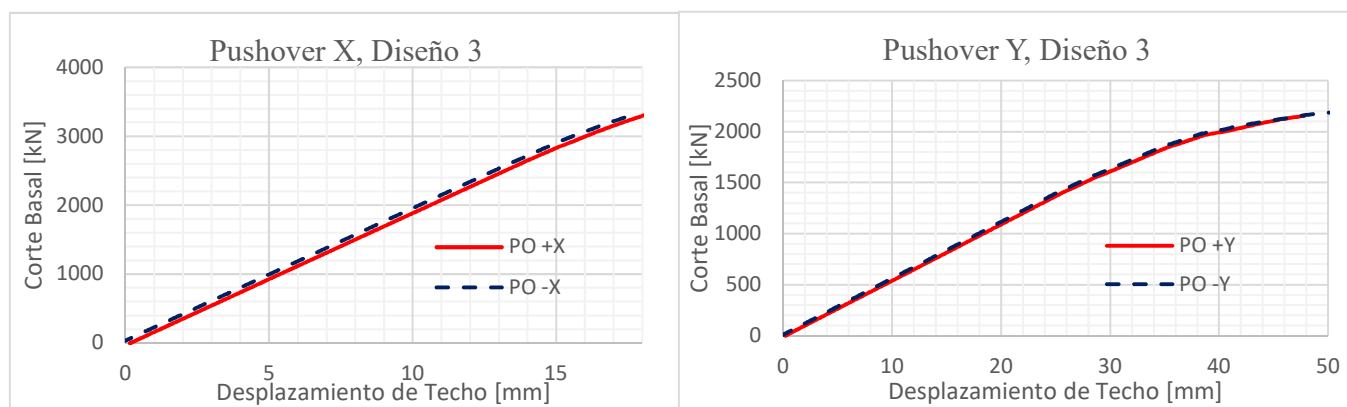


Figura 6.4 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 3.

La tabla 6.10 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 6.10 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	649.04	3321.60	7537.1	0.449	16
PO - X	649.04	3312.52	7537.2	0.449	15,6
PO + Y	620.06	2152.43	7537.3	0.677	38
PO - Y	620.06	2188.20	7537.4	0.677	30
Caso	$\delta_u$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	18.2	1.13	5.11	1.12	5.77
PO - X	17.4	1.12	5.10	1.11	5.66
PO + Y	48	1.26	3.47	1.24	4.29
PO - Y	51	1.70	3.53	1.55	5.47

#### 6.2.1.4 Análisis Pushover para el Diseño 4

En la Figura 6.11 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 4d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento más bien lineal para la dirección X, a diferencia de lo que ocurre con la dirección Y que comienza a entrar en el rango no lineal.

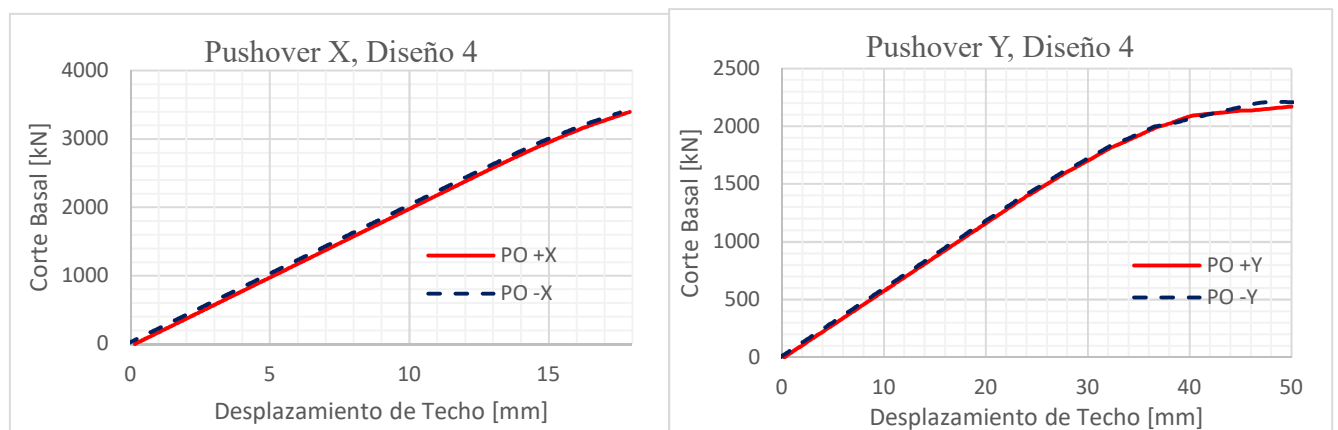


Figura 6.5 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 4.

La tabla 6.11 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y R, según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 6.11 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	649.04	3397.32	7537.1	0.449	15,2
PO - X	649.04	3387.74	7537.2	0.449	14
PO + Y	620.06	2170.48	7537.3	0.677	28
PO - Y	620.06	2211.17	7537.4	0.677	28
Caso	$\delta_\mu$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	17.8	1.17	5.23	1.15	6.06
PO - X	17.6	1.26	5.22	1.23	6.42
PO + Y	50	1.79	3.50	1.60	5.61
PO - Y	54	1.93	3.57	1.69	6.03

### 6.2.1.5 Análisis Pushover para el Diseño 5

En la Figura 6.12 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 8d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento más bien lineal para la dirección X, a diferencia de lo que ocurre con la dirección Y que comienza a entrar en el rango no lineal.

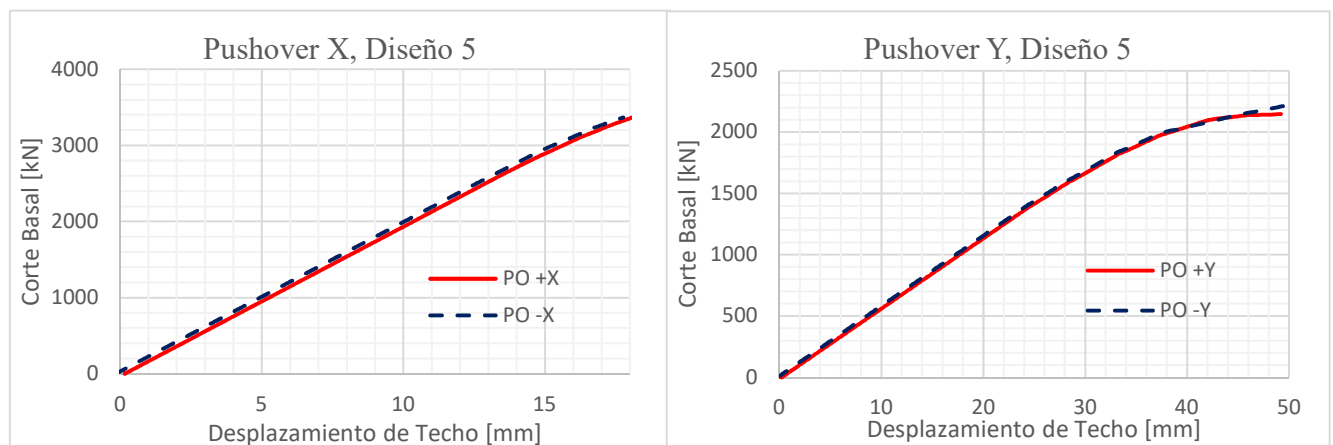


Figura 6.6 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 5.

La tabla 6.12 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu$ ,  $\Omega$  y  $R$ , según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 6.12 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	649.04	3375.97	7537.1	0.449	14.4
PO - X	649.04	3367.55	7537.2	0.449	15.2
PO + Y	620.06	2147.43	7537.3	0.677	29
PO - Y	620.06	2219.04	7537.4	0.677	28
Caso	$\delta_\mu$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	18.2	1.26	5.20	1.23	6.42
PO - X	17.6	1.16	5.19	1.15	5.95
PO + Y	49	1.69	3.46	1.54	5.34
PO - Y	52.5	1.88	3.58	1.66	5.93

### 6.2.1.6 Análisis Pushover para el Diseño 6

En la Figura 6.13 se muestran las curvas obtenidas del análisis pushover en cada una de las direcciones principales de la estructura, utilizando el modelo con un factor de sobrerresistencia igual a  $\Omega = R$  y largo libre de pernos  $L = 8d$ . Se observa que para cada dirección y en ambos sentidos controla el límite de utilización en las columnas. Se aprecia que la estructura tiene una sobrerresistencia por sobre el corte basal de diseño y un comportamiento más bien lineal para la dirección X, a diferencia de lo que ocurre con la dirección Y que comienza a entrar en el rango no lineal

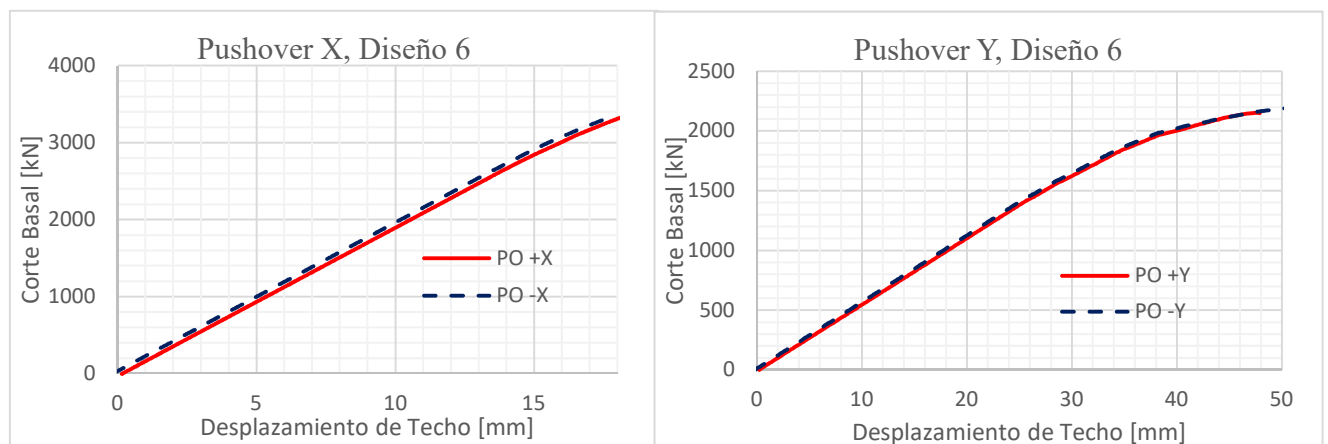


Figura 6.7 Análisis pushover realizado a la Estructura 3, Diseño 6.

La tabla 6.13 muestra la estimación de los factores de desempeño sísmico  $\mu, \Omega$  y  $R$ , según lo obtenido a partir del análisis estático, parámetros que se obtienen a partir de los estipulado en las secciones 3.5.2 y 3.5.2.1 de este informe. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad  $R_\mu$ , se puede observar que se obtiene un valor levemente mayor al valor utilizado en el diseño, lo que se traduce en una menor resistencia y mayor capacidad de disipación de energía que la esperada al aplicar la normativa.

Tabla 6.13 Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$	$V_{max}$	W	T	$\delta_{eff}$
PO + X	649.04	3338.28	7537.1	0.449	14
PO - X	649.04	3330.28	7537.2	0.449	14.5
PO + Y	620.06	2149.20	7537.3	0.677	28
PO - Y	620.06	2199.72	7537.4	0.677	26
Caso	$\delta_\mu$	$\mu$	$\Omega$	$R_\mu$	R
PO + X	18.2	1.30	5.14	1.26	6.50
PO - X	17.8	1.23	5.13	1.21	6.19
PO + Y	48	1.71	3.47	1.56	5.40
PO - Y	51.5	1.98	3.55	1.72	6.11

## 6.2.2 Resumen Pushover Estructura 3

En la Tabla 6.14, se presenta un resumen de los valores obtenidos de los factores de desempeño sísmico para cada uno de los modelos estudiados para la estructura 3. En estos resultados podemos observar que no se presentan grandes cambios en términos de ductilidad o sobrerresistencia al ir variando los largos libres de los pernos o cambiar de  $\Omega = 0.7R$  a uno de  $\Omega = R$ . Esto puede deberse a que los pernos de anclaje no son los primeros elementos en estar disipando la fuerza a la es sometida la estructura, sino que son las diagonales o algún otro elemento estructural.

Tabla 6.14 Resumen de los Factores de desempeño sísmico para cada diseño.

Estructura	Factor de Amplificación	Largo Libre	Prom $\Omega$	Prom. $\mu$	Prom $R_\mu$	Prom R
3	0.7R	4d	4,38	1,41	1,33	5,67
		8d	4,35	1,29	1,25	5,35
		12d	4,31	1,31	1,26	5,30
	R	4d	4,38	1,54	1,42	6,04
		8d	4,36	1,50	1,40	5,91
		12d	4,32	1,56	1,44	6,05

## 6.3 Análisis No Lineal Dinámico

### 6.3.1 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 1

#### 6.3.1.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 6.15 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados, encontrándose entre los valores 0.55 y 0.6, por lo que finalmente se utiliza un factor  $SF = 0.58$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 6.16 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.48$ , que es aproximadamente 75% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 6.15 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.55	0.6
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	SI	SI
			Tocopilla	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	NO	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	NO	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO
%Colapso					45	55

Tabla 6.16 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.201	0.289
Factor de escalamiento $S_F$	0.58	0.58
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.681	0.867
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.395	0.503
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.422	0.538
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.222	0.283

### 6.3.1.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 6.17 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, el 9% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 19% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  el rango 0.75 – 1.00, un 25% en el rango 0.50 – 0.75, 41% en 0.25 – 0.50 y 15% en 0 – 0.25.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 11% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 38% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, mientras que el 32% se ubica en el rango 0.50 – 0.75, 21% en 0.25 – 0.50 y 9% en 0 – 0.25.

Por su parte, el 24% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia y ninguno alcanza la rotura. Además, se observa que el 46% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , un 18% en el rango 0.50 – 0.75, 21% en 0.25 – 0.50 y 15% en 0 – 0.25..

Tabla 6.17 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

<b>Arriost. en Tracción</b>		<b>T/Ty</b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu	
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	12%	30%	41%	17%	89%	11%	
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	12%	44%	18%	26%	85%	15%	
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	17%	64%	14%	6%	100%	0%	
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	12%	26%	38%	24%	92%	8%	
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	17%	45%	15%	23%	91%	9%	
<b>Arriost. en Compresión</b>		<b>P/Pc</b>				<b>ec=dc/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5%0	1.5%0-1.5%	
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	9%	6%	33%	52%	89%	11%	
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	8%	18%	33%	41%	79%	21%	
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	6%	47%	33%	14%	100%	0%	
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	11%	6%	29%	55%	89%	11%	
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	11%	29%	30%	30%	88%	12%	
<b>Pernos de anclaje</b>		<b>T/Ty</b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu	
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	14%	14%	21%	50%	71%	29%	
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	14%	7%	14%	64%	57%	43%	
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	14%	43%	29%	14%	100%	0%	
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	14%	14%	21%	50%	71%	29%	
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	14%	29%	7%	50%	79%	21%	

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 6.18. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 3.81$ , más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.33$ ).



Tabla 6.18 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 1 - Estructura 3					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	7074	5168	7755	10360	3946
Modelo no lineal	3050	2189	1361	3299	1858
Factor de Reducción R	2.32	2.36	5.70	3.14	2.12
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	8496	6177	6166	12270	8615
Modelo no lineal	2011	2221	1517	1682	2111
Factor de Reducción R	4.23	2.78	4.06	7.30	4.08

## 6.3.2 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 2

### 6.3.2.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 6.19 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados, encontrándose entre los valores 0.55 y 0.6, por lo que finalmente se utiliza un factor  $SF = 0.57$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 6.20 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.47$ , que es aproximadamente 75% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 6.19 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.55	0.6
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	SI
			Tocopilla	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	NO	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	SI
%Colapso					45	60

Tabla 6.20 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.201	0.289
Factor de escalamiento $S_F$	0.57	0.57
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.681	0.867
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.388	0.494
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.415	0.528
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.2184	0.2781

### 6.3.2.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 6.21 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, el 18% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 14% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , en el rango 0 – 0.25, el 43% en el rango 0.25 – 0.50, 25% entre 0.50 – 0.75, y un 18% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 10% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 36% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, mientras que 32% en el rango 0.50 – 0.75, un 23% entre 0.25 – 0.50 y el 9% restante en 0 – 0.25.

Por su parte, el 29% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia y ninguno alcanza la rotura. Además, se observa que el 44% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , 23% entre 0.50 – 0.75, un 25% en el rango 0.25 – 0.50 y un 8% en 0 – 0.25.

Tabla 6.21 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	12%	32%	39%	17%	94%	6%
San Isidro 1985 (L/T/V)	11%	41%	21%	27%	85%	15%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	17%	68%	12%	3%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	12%	26%	39%	23%	91%	9%
Constitución 2010 (L/T/V)	17%	47%	15%	21%	91%	9%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5%
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	9%	11%	30%	50%	92%	8%
San Isidro 1985 (L/T/V)	6%	18%	33%	42%	79%	21%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	6%	52%	33%	9%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	11%	6%	33%	50%	89%	11%
Constitución 2010 (L/T/V)	9%	30%	30%	30%	88%	12%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	7%	21%	21%	50%	64%	36%
San Isidro 1985 (L/T/V)	7%	14%	21%	57%	50%	50%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	14%	43%	43%	0%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	14%	14%	21%	50%	64%	36%
Constitución 2010 (L/T/V)	7%	36%	7%	50%	79%	21%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 6.22. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 3.88$ , más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.25$ ).

Tabla 6.22 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 2 - Estructura 3					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	7074	5168	7755	10360	3946
Modelo no lineal	2777	2282	1245	3221	1885
Factor de Reducción $R$	2.55	2.26	6.23	3.22	2.09
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	8496	6177	6166	12270	8615
Modelo no lineal	2018	2192	1424	1746	2073
Factor de Reducción $R$	4.21	2.82	4.33	7.03	4.16

### 6.3.3 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 3

#### 6.3.3.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 6.23 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados, encontrándose entre los valores 0.55 y 0.6, por lo que finalmente se utiliza un factor  $SF = 0.57$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 6.24 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.47$ , que es aproximadamente 75% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 6.23 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.55	0.6
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	si	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	SI
			Tocopilla	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	NO	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	SI
%Colapso					45	60

Tabla 6.24 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.201	0.289
Factor de escalamiento $S_F$	0.57	0.57
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.681	0.867
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.388	0.494
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.415	0.528
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.218	0.278

### 6.3.3.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 6.25 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, el 8% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 14% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango  $0 - 0.25$ , el 43% en el rango  $0.25 - 0.50$ , 25% entre  $0.50 - 0.75$ , y un 18% en el rango  $0.75 - 1.00$ .

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 10% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 36% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango  $0.75 - 1.00$ , mientras que 32% en el rango  $0.50 - 0.75$ , un 23% entre  $0.25 - 0.50$  y el 9% restante en  $0 - 0.25$ .

Por su parte, el 29% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia y ninguno alcanza la rotura. Además, se observa que el 44% de los pernos se encuentra en el rango  $0.75 - 1.00$  de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , 23% entre  $0.50 - 0.75$ , un 25% en el rango  $0.25 - 0.50$  y un 8% en  $0 - 0.25$ .

Tabla 6.25 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	12%	33%	38%	17%	94%	6%
San Isidro 1985 (L/T/V)	11%	42%	20%	27%	85%	15%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	20%	61%	17%	3%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	12%	23%	39%	26%	91%	9%
Constitución 2010 (L/T/V)	17%	45%	14%	24%	89%	11%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5%
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	9%	9%	33%	48%	91%	9%
San Isidro 1985 (L/T/V)	8%	20%	30%	42%	79%	21%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	3%	56%	30%	11%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	11%	6%	35%	48%	89%	11%
Constitución 2010 (L/T/V)	9%	30%	30%	30%	89%	11%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	7%	21%	14%	57%	79%	21%
San Isidro 1985 (L/T/V)	7%	14%	21%	57%	43%	57%
Tocopilla 2007 (L/T/V)	14%	43%	36%	7%	100%	0%
Angol 2010 (EW/NS/V)	7%	21%	21%	50%	64%	36%
Constitución 2010 (L/T/V)	7%	29%	7%	57%	71%	29%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 6.22. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 3.92$ , más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.26$ ).

Tabla 6.26 Determinación del factor de reducción R y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 3 - Estructura 3					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	7074	5168	7755	10360	3946
Modelo no lineal	2712	2244	1262	3275	1850
Factor de Reducción R	2.61	2.30	6.14	3.16	2.13
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	8496	6177	6166	12270	8615
Modelo no lineal	1986	2176	1420	1684	2096
Factor de Reducción R	4.28	2.84	4.34	7.29	4.11

### 6.3.4 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 4

#### 6.3.4.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 6.27 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.55 resulta generar el colapso incipiente del 50% de los registros utilizados, por lo que finalmente se utiliza un factor  $SF = 0.55$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 6.28 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.47$ , que es aproximadamente 75% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 6.27 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.55
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			San Isidro	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
			Costanera	L/T/V	NO
				T/L/V	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO
				NS/EW/V	SI
			Tocopilla	L/T/V	SI
				T/L/V	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI
				NS/EW/V	SI
			Constitución	L/T/V	SI
				T/L/V	NO
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO
				NS/EW/V	NO
%Colapso					50

Tabla 6.28 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.201	0.289
Factor de escalamiento $S_F$	0.55	0.55
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.681	0.867
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.375	0.477
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.400	0.510
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.211	0.268



### 6.3.4.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 6.29 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, el 8% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 14% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, el 43% en el rango 0.25 – 0.50, 25% entre 0.50 – 0.75, y un 18% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 10% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 %, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 36% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, mientras que 32% en el rango 0.50 – 0.75, un 23% entre 0.25 – 0.50 y el 9% restante en 0 – 0.25.

Por su parte, el 29% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia y ninguno alcanza la rotura. Además, se observa que el 44% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , 23% entre 0.50 – 0.75, un 25% en el rango 0.25 – 0.50 y un 8% en 0 – 0.25.

Tabla 6.29 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

<b>Arriost. en Tracción</b>	<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	12%	30%	39%	18%	89%	11%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	12%	44%	18%	26%	85%	15%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	18%	61%	15%	6%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	12%	26%	38%	24%	92%	8%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	17%	45%	15%	23%	91%	9%
<b>Arriost. en Compresión</b>	<b>P/P<sub>c</sub></b>				<b>ec=dc/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5%0	1.5%0-1.5%
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	9%	6%	35%	50%	88%	12%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	6%	20%	35%	39%	79%	21%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	6%	42%	32%	20%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	9%	8%	32%	52%	89%	11%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	11%	29%	30%	30%	88%	12%
<b>Pernos de anclaje</b>	<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	14%	29%	14%	43%	86%	14%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	14%	21%	14%	50%	71%	29%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	21%	50%	29%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	14%	21%	29%	36%	93%	7%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	14%	29%	29%	29%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 6.30. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 3.85$ , más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.42$ ).

Tabla 6.30 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 4 - Estructura 3					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	7074	5168	7755	10360	3946
Modelo no lineal	3059	2190	1287	3285	1876
Factor de Reducción $R$	2.31	2.36	6.02	3.15	2.10
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	8496	6177	6166	12270	8615
Modelo no lineal	2003	2184	1528	1672	2103
Factor de Reducción $R$	4.24	2.83	4.03	7.34	4.10

### 6.3.5 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 5

#### 6.3.5.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 6.31 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados, encontrándose entre los valores 0.55 y 0.6, por lo que finalmente se utiliza un factor  $SF = 0.58$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 6.32 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.478$  que es aproximadamente 75% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 6.31 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.5	0.55	0.6
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI	SI
				T/L/V	NO	NO	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	SI
%Colapso					45	45	55

Tabla 6.32 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.201	0.289
Factor de escalamiento $S_F$	0.58	0.58
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.681	0.867
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50}}$	0.395	0.503
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.422	0.538
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.222	0.283

### 6.3.5.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 6.33 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, el 8% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 14% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, el 42% en el rango 0.25 – 0.50, 25% entre 0.50 – 0.75, y un 19% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 11% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 37% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, mientras que 31% en el rango 0.50 – 0.75, un 23% entre 0.25 – 0.50 y el 9% restante en 0 – 0.25.

Por su parte, el 7% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia. Además, se observa que el 33% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , 21% entre 0.50 – 0.75, un 28% en el rango 0.25 – 0.50 y un 18% en 0 – 0.25.

Tabla 6.33 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

<b>Arriost. en Tracción</b>	<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	12%	32%	38%	18%	92%	8%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	11%	41%	21%	27%	85%	15%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	20%	65%	12%	3%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	12%	26%	39%	23%	92%	8%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	17%	47%	15%	21%	91%	9%
<b>Arriost. en Compresión</b>	<b>P/P<sub>c</sub></b>				<b>ec=dc/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5‰
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	9%	11%	30%	50%	91%	9%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	8%	17%	33%	42%	77%	23%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	8%	50%	30%	12%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	11%	6%	32%	52%	89%	11%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	9%	30%	30%	30%	89%	11%
<b>Pernos de anclaje</b>	<b>T/T<sub>y</sub></b>				<b>et=dt/Le</b>	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	14%	21%	21%	43%	93%	7%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	14%	14%	14%	57%	79%	21%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	29%	57%	14%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	14%	21%	29%	36%	93%	7%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	14%	29%	29%	29%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 6.34. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 3.87$ , más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.40$ ).

Tabla 6.34 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 5 - Estructura 3					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	7074	5168	7755	10360	3946
Modelo no lineal	2805	2237	1240	3278	1890
Factor de Reducción $R$	2.52	2.31	6.25	3.16	2.09
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	8496	6177	6166	12270	8615
Modelo no lineal	2048	2171	1433	1758	2091
Factor de Reducción $R$	4.15	2.84	4.30	6.98	4.12

## 6.3.6 Análisis No Lineal Dinámico, Diseño 6

### 6.3.6.1 Determinación del Margen al Colapso

La Tabla 6.35 muestra el análisis no lineal dinámico incremental de la estructura. Este análisis se realiza considerando las 3 direcciones registradas por cada estación de forma simultánea. Para comenzar el análisis se utiliza un factor de escalamiento igual a 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente del 50% de los registros utilizados, encontrándose entre los valores 0.55 y 0.6, por lo que finalmente se utiliza un factor  $SF = 0.58$ . Los terremotos que controlan el colapso son los de Valparaíso 1985 (estaciones de Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones de Angol y Constitución). Los registros marcados con un asterisco son los que utilizan en el resto de los análisis como la distribución de energía en los componentes no lineales o las respuestas máximas de la estructura.

Luego, en la Tabla 6.36 se presenta la Razón de Margen de Colapso ( $CMR$ ) para cada dirección de análisis. Estos valores se obtienen a partir de lo estipulado en la sección 3.5.3.2 de este informe, observándose que la estructura tiene en promedio un  $CMR = 0.478$  que es aproximadamente 75% menor a lo que estipula la metodología, por lo que no se cumple con el objetivo de desempeño del FEMA P695.

Tabla 6.35 Resultados del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento $S_F$					0.55	0.6
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso
Valparaíso	03/03/1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			San Isidro	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Punitaqui	14/10/1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Sur de Peru	23/06/2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	SI
			Tocopilla	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Maule	27/02/2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			Constitución	L/T/V	SI	SI
				T/L/V	NO	SI
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	SI
%Colapso					45	60

Tabla 6.36 Determinación del CMR.

Dirección	X	Y
Periodo fundamental	0.201	0.289
Factor de escalamiento $S_F$	0.57	0.57
Factor tridimensionalidad $S_{F_{3D}}$	1.2	1.2
Intensidad Mediana $S_{a_{50\%}}$	0.681	0.867
$S_{CT} = S_F \cdot S_{a_{50\%}}$	0.388	0.494
Intensidad MCE $S_{MT}$	1.122	1.122
$CMR = S_{F_{3D}} \cdot S_{CT}/S_{MT}$	0.415	0.528
CMR 10%	1.9	1.9
¿Cumple?	NO	NO
CMR/CMR10%	0.218	0.278

### 6.3.6.2 Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 6.37 muestra las respuestas máximas de los elementos no lineales del modelo, para un nivel de colapso incipiente.

Se observa que, de los arriostramientos en tracción, el 8% alcanza la fluencia para los registros en estudio. Alrededor del 13% presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$  en el rango 0 – 0.25, el 42% en el rango 0.25 – 0.50, 25% entre 0.50 – 0.75, y un 20% en el rango 0.75 – 1.00.

En el caso de los arriostramientos en compresión, sólo un 10% exhibe deformaciones por sobre el 1.5 ‰, valor definido de forma conservadora para definir la deformación por pandeo. Por otro lado, se puede observar que un 36% de los arriostramientos exhiben una razón compresión máxima/tensión de pandeo  $P/P_c$  en el rango 0.75 – 1.00, mientras que 32% en el rango 0.50 – 0.75, un 24% entre 0.25 – 0.50 y el 8% restante en 0 – 0.25.

Por su parte, 7% de los pernos de anclaje alcanza la fluencia. Además, se observa que el 34% de los pernos se encuentra en el rango 0.75 – 1.00 de la razón tensión máxima/tensión de fluencia  $T/T_y$ , 21% entre 0.50 – 0.75, un 30% en el rango 0.25 – 0.50 y un 15% en 0 – 0.25.

Tabla 6.37 Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Sismo</b>						
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	12%	32%	39%	17%	94%	6%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	11%	41%	21%	27%	85%	15%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	18%	65%	12%	5%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	12%	23%	39%	26%	92%	8%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	17%	47%	12%	24%	89%	11%
Arriost. en Compresión	P/P <sub>c</sub>				ec=dc/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-1.5‰	1.5‰-1.5%
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	9%	11%	32%	48%	91%	9%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	6%	18%	33%	42%	79%	21%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	3%	58%	30%	9%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	11%	6%	33%	50%	89%	11%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	9%	30%	30%	30%	89%	11%
Pernos de anclaje	T/T <sub>y</sub>				et=dt/Le	
<b>Sismo</b>	0-0.25	0.25-0.5	0.5-0.75	0.75-1	0-ey	ey-eu
<b>Melipilla 1985 (EW/NS/V)</b>	14%	21%	21%	43%	93%	7%
<b>San Isidro 1985 (L/T/V)</b>	7%	21%	14%	57%	79%	21%
<b>Tocopilla 2007 (L/T/V)</b>	29%	57%	14%	0%	100%	0%
<b>Angol 2010 (EW/NS/V)</b>	14%	14%	29%	43%	93%	7%
<b>Constitución 2010 (L/T/V)</b>	7%	36%	29%	29%	100%	0%

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 6.38. El factor de reducción  $R$  se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro  $R_{\mu}$  debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta  $R = 3.94$ , más alto que el obtenido de análisis pushover ( $R_{\mu} = 1.44$ ).

Tabla 6.38 Determinación del factor de reducción  $R$  y distribución de energía nivel de colapso incipiente.

Diseño 6 - Estructura 3					
Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
<b>Corte Basal, Dirección X [kN]</b>					
Modelo lineal	7074	5168	7755	10360	3946
Modelo no lineal	2683	2313	1215	3248	1868
Factor de Reducción $R$	2.64	2.23	6.38	3.19	2.11
<b>Corte Basal, Dirección Y [kN]</b>					
Modelo lineal	8496	6177	6166	12270	8615
Modelo no lineal	2002	2171	1414	1665	2104
Factor de Reducción $R$	4.24	2.85	4.36	7.37	4.09

### 6.3.7 Resumen de los valores de $R$ obtenidos

En la tabla 6.38 se presenta un resumen con los valores obtenidos en cada uno de los diseños de la estructura 3.

Tabla 6.39 Resumen de los valores obtenidos del factor  $R$

Sobrerresistencia	Largo libre los pernos	$R$
0.7R	4d	3.809
	8d	3.889
	12d	3.920
R	4d	3.849
	8d	3.873
	12d	3.947



## 7 Conclusiones

En este capítulo se presentan las principales conclusiones obtenidas a partir de este trabajo. Se analizaron 3 estructuras industriales de acero del rubro de la minería del cobre con seis distintos diseños de sus sistemas de anclaje, para cada una.

Se destaca que las estructuras utilizadas no son necesariamente representativas en la aplicación de la norma chilena y que representan sólo un tipo específico de estructuras industriales, por lo que las observaciones y conclusiones que aquí se obtienen no son necesariamente válidas en forma general. A pesar de esto, sí pueden considerarse como un punto de partida para nuevos análisis y estudios más amplios que permitan caracterizar de mejor manera el comportamiento de las edificaciones industriales de acero, en particular para estructuraciones basadas en marcos con arriostramientos concéntricos.

### 7.1 Diseños de Anclajes

Los diseños de anclajes utilizados en este trabajo permiten obtener una aproximación al cambio en el desempeño de la estructura ante la variación de cada uno de los parámetros. No entrega el valor específico o exacto que nos entrega el mejor resultado, pero sí permite reducir el rango de valores en los que continuar con un estudio más profundo.

En el caso de las fuerzas utilizadas en el diseño de anclaje, Zúñiga (2017) realizó sus análisis utilizando directamente la fuerza obtenida a partir del análisis lineal de los modelos. Por otro lado, en este estudio se utilizó el factor de amplificación de las fuerzas  $0.7R$ , propuesto por Zúñiga en su memoria de título, y un factor de amplificación un poco mayor igual a  $R$ . Es por lo que se tiene una buena cantidad de información con la que concluir al respecto y acercarse un poco más a la mejor fuerza a utilizar en el dimensionamiento de los pernos de anclajes.

El otro parámetro que se estudia es el largo libre de los pernos de anclajes, que la norma chilena NCh2369 restringe en un valor no menor a ocho veces el diámetro de los pernos. La norma fija este valor sin mucho fundamento, por lo que estudiar cómo varía el desempeño estructural al cambiar el largo libre de los pernos es algo interesante. Para esto se realizan diseños utilizando el valor de la norma  $8d$ , aparte de un valor menor y otro mayor ( $4d$  y  $12d$ ) para tener una buena idea de cómo afecta el largo libre de los pernos en la ductilidad o sobrerresistencia de la estructura.

Al tener por lo menos 3 diseños distintos para cada uno de los parámetros permite realizar un buen análisis y define un amplio rango de estudio.

## 7.2 Factores de Desempeño Sísmico

Como se puede ver en los resultados obtenidos a partir de los análisis pushover de la estructura 1, específicamente en la Tabla 4.14, el aumento del largo libre de los pernos de anclaje de  $4d$  a  $12d$  produce un aumento en la ductilidad (pasando de  $\mu = 1.72$  a  $\mu = 2.38$ ) y en el factor de reducción de respuesta (pasando de  $R = 6.52$  a  $R = 8.08$ ). Si se observa el paso de un factor de sobrerresistencia de  $0.7R$  a  $R$ , se observa una considerable baja en la ductilidad y factor de reducción de respuesta  $R$ .

Para el caso de las estructuras 2 y 3, como se puede observar en las Tablas 5.21 y 6.14, a pesar de las variaciones hechas en los pernos de anclajes, los factores de desempeños sísmico se mantienen dentro de un mismo rango o no se presentan variaciones importantes. Esto se debe principalmente a que los pernos de anclaje no son los primeros elementos en disipar la energía, sino que se está concentrando la falla en otro de los elementos estructurales como las riostras.

Lo que pasa con las estructuras 2 y 3 no debería darse debido a que, como parte de lo estipulado en la normativa, los pernos de anclaje deberían ser los primeros elementos en fallar y aportar en la disipación energética dentro de la estructura. El variar los diámetros de los pernos de anclaje, en conjunto con la utilización de los distintos factores de amplificación de las fuerzas, deberían verse reflejados en cambios en la ductilidad de la estructura como es lo que se da con los resultados obtenidos de la estructura 1.

Otro de los factores que pueden influir en que la estructura 1 presente una mejor respuesta ante el análisis no lineal estático, es su regularidad geométrica que las otras estructuras no poseen. Esta regularidad facilita el diseño de la estructura en todas sus direcciones y permite una mejor respuesta ante la aplicación de las cargas.

## 7.3 Razón de Margen de Colapso

Para ninguna de las estructuras ni diseños se logró alcanzar el margen de seguridad mínimo establecido por la metodología del FEMA P695. Por otro lado, los valores obtenidos no varían considerablemente, para ninguno de los diseños utilizados para cada estructura, manteniéndose siempre dentro de un mismo rango.

De esta manera, la variación del diseño de los pernos de anclaje no se ve reflejado en una mejora en la razón de margen de colapso  $CMR$ . Este valor se ve más bien afectado por las consideraciones que se tienen en el diseño del resto de los elementos estructurales, como se puede observar en lo obtenido por Zúñiga en su estudio. Debido a esto sería interesante observar cómo influyen las variaciones en los diseños de los pernos de anclaje en conjunto con las modificaciones propuestas a la norma NCh2369.

## 7.4 Respuestas Máximas

Cada uno de los diseños provoca cambios en las respuestas máximas obtenidas para cada estructura, lo que se traduce en diferencias en el desempeño de cada modelo. Estos resultados se pueden observar en las secciones llamadas Disipación y Distribución de Energía de los capítulos 4, 5 y 6 de este informe.

Al considerar la fluencia de los pernos de anclajes, se pueden observar dos comportamientos importantes:

Por un lado, al variar el largo libre de los pernos se observa que al pasar de un largo libre igual a  $4d$  a un largo libre de  $8d$ , disminuye el porcentaje de pernos de anclaje que entran en fluencia, pero luego al pasar de un largo libre  $8d$  a  $12d$  el porcentaje de pernos fluyendo vuelve a aumentar. Este comportamiento se observa en 2 de las 3 estructuras, mientras que en la otra el porcentaje en los 3 casos se mantiene sin mayores cambios.

Por otro lado, al pasar de un  $\Omega = 0.7R$  a  $\Omega = R$  el porcentaje de pernos en fluencia disminuye considerablemente. En el caso de la estructura 1 pasa de un 40-60% de pernos en fluencia a no fluir ningún perno. En las otras estructuras no es tan grande la variación como en la estructura 1, pero sigue siendo una variación considerable.

Si se consideran ahora la fluencia de los arriostramientos en tracción, no se ven afectados por ninguno de las variaciones en los diseños de los pernos de anclaje. Los cambios porcentuales observados son más bien mínimos, del orden de un 2-3% en cada uno de los casos.

Lo que sí tiene mayor variación es la deformación por pandeo de los arriostramientos, que aumenta al aumentar el factor de amplificación de la fuerza de diseño, cosa que se da sólo en el caso de la estructura 2 y que se puede ver como una redistribución de esfuerzos dentro de la estructura.

## **7.5 Recomendaciones y Trabajos Futuros**

Según lo expuesto anteriormente se propone realizar este mismo análisis, pero considerando las modificaciones propuestas a la norma NCh2369 que estudió Zúñiga en su memoria título. Para así poder comparar los resultados con los obtenidos en este trabajo y analizar nuevos cambios o recomendaciones para incluir a los cambios ya propuestos a la norma y que puedan ayudar a mejorar el desempeño de las estructuras, así como que la razón de margen de colapso alcance un rango aceptable por la metodología.

Uno de los objetivos de esta memoria y que no se pudo abordar por las limitaciones que presenta el modelo no lineal del anclaje en el software computacional, es estudiar cómo influyen en la conexión base de columna otros parámetros como la cantidad de pernos, las sillas de anclaje e incluso la posibilidad de cambiar el elemento fusible de la conexión por la contra placa de la silla en vez del perno de anclaje.

Para esto se necesita realizar un estudio más focalizado en los anclajes y no en la estructura completa. Para esto se propone realizar un nuevo análisis, considerando lo estudiado en esta memoria, en un software computacional más avanzado.

Como se mencionó anteriormente, este análisis está enfocado en un tipo de estructuras y para un uso específico, con el fin de ampliar el estudio hay que incluir nuevos tipos de estructuras y estructuraciones a analizar. De esta manera poder lograr una mejor caracterización del dimensionamiento de los pernos de anclajes y que sea validado para el general de las estructuras y de la práctica chilena.

## 8 Bibliografía

- 1) Alfaro, S. (2011), “Diseño de Elementos Metálicos en Anclajes para Columnas de Acero”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- 2) American Institute of Steel Construction (2005), AISC 341-05: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, IL.
- 3) American Institute of Steel Construction (2005), AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, IL.
- 4) Arancibia, Isaias (2016), “Estudio numérico de llaves de corte para placas base de columnas sometidas a sollicitaciones cíclicas”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- 5) Araya, R., Saragoni, G., 1985, “Earthquake Accelerogram Destructiveness Potential Factor”, Proc. 8th World Conference on Earthquake Engng, EERI, San Francisco, CA, pp 835 – 842.
- 6) Arias, A., 1970, “A measure of earthquake intensity, Seismic Design for Nuclear Plants” (R.J. Hansen ed.), MIT Press, Cambridge, MA, pp. 438 –469.
- 7) ATC, 1995, “Structural Response Modification Factors”, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- 8) Aviram, A., Stojadinovic, B., y Der Kiureghian, A. (2010), “Performance and Reliability of Exposed Column Base Plate Connections for Steel Moment – Resisting Frames”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Agosto Vol. 107, Berkeley, CA.
- 9) Chávez, N. (2011), “Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- 10) CSI, 2011, “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge”, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- 11) FEMA (2009), "Quantification of Building Seismic Performance Factors", FEMA P695, prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- 12) Figueroa, P. (2012), “Disipación de Energía Asociada a Pernos de Anclaje”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- 13) Fisher, J. y Kloiber, L. (2006), Steel Design Guide 1, “Base Plate and Anchor Rod Design”, Second Edition.
- 14) Instituto Nacional de Normalización (2003), “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”, NCh2745-2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- 15) Instituto Nacional de Normalización (2003), NCh 2369 Of. 2003: Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, Santiago, Chile.
- 16) Instituto Nacional de Normalización (2009), “Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”, NCh1537.Of2009, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- 17) Instituto Nacional de Normalización (2010), “Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga”, NCh3171.Of2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- 18) König, M. (2017), “Seismic Retrofit of Column Base Connection in Steel Industrial Building”, Master Thesis, Universidad de Chile.

- 19) Newmark, N., y Hall, W. (1982). "Earthquake Spectra and Design. Monograph Series", Earthquake Engineering Research Institute.
- 20) Uriz, P., y Mahin, S. (2008). "Towards Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frames Structures". PEER Report 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- 21) Urzua, C. (2015), "Comparación del desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC", Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- 22) Zúñiga, L. (2017), "Análisis del efecto de las modificaciones de la norma NCh2369 en el diseño y desempeño de estructuras industriales de acero", Memoria para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería con mención en Ingeniería Sísmica, Universidad de Chile.

## 9 Anexos

### Apéndice A: Curva envolvente de los pernos de anclajes

#### Estructura 1

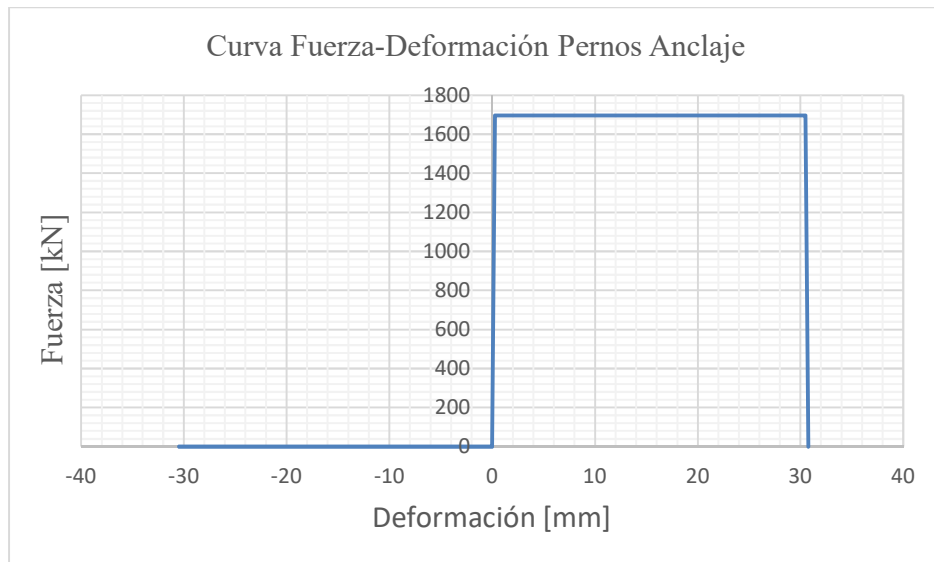


Figura 9.1 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 1.

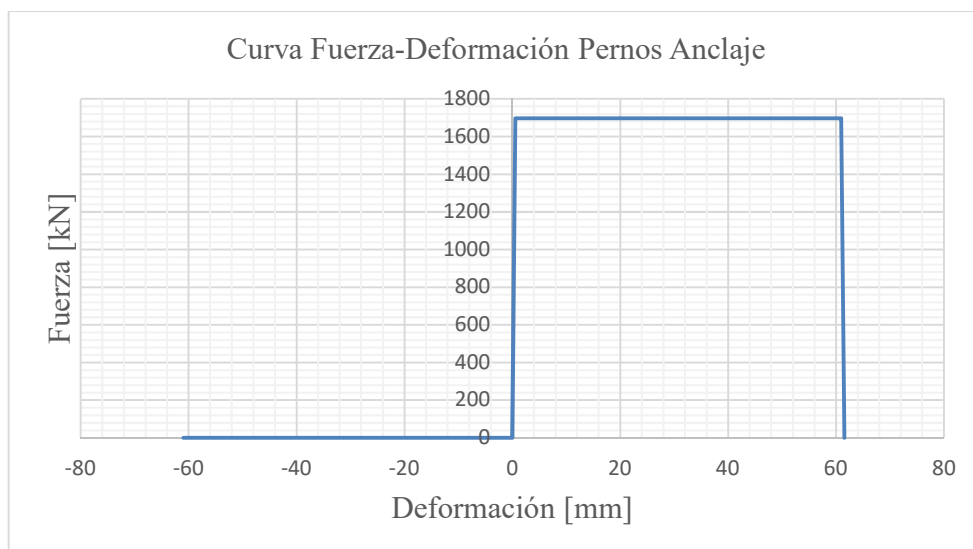


Figura 9.2 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 2.

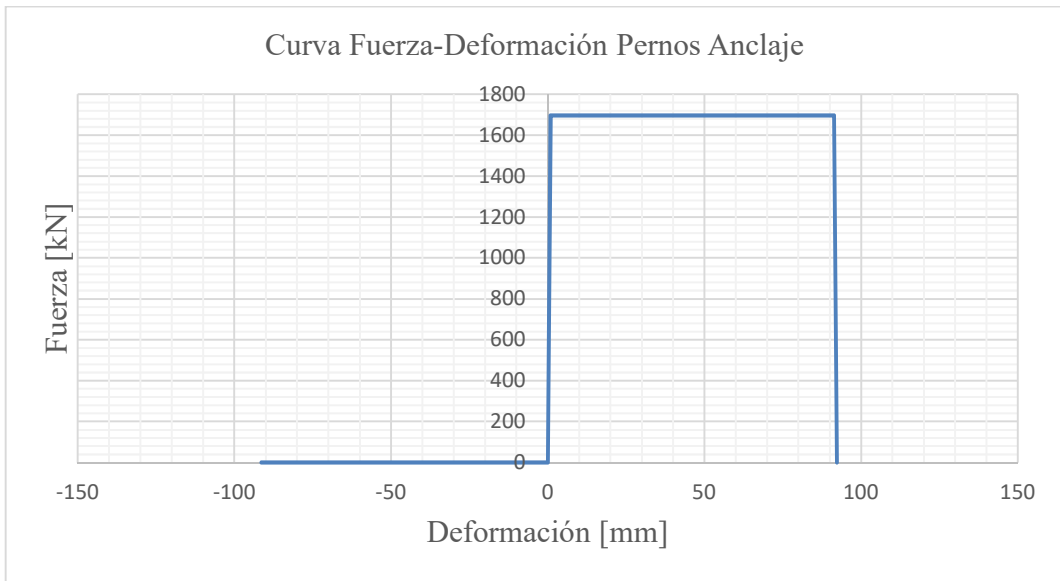


Figura 9.3 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 3.

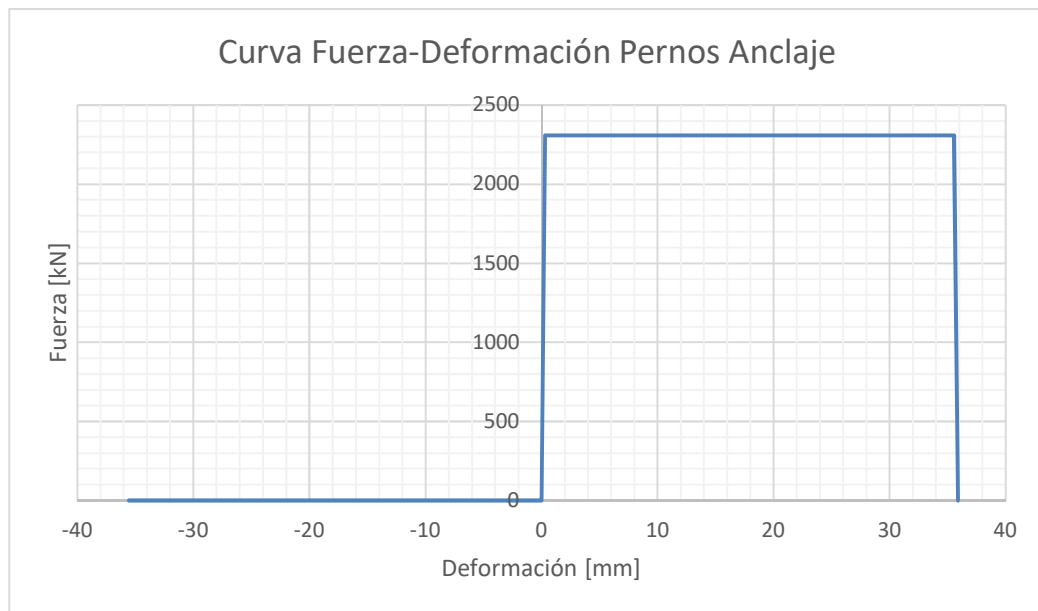


Figura 9.4 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 4.



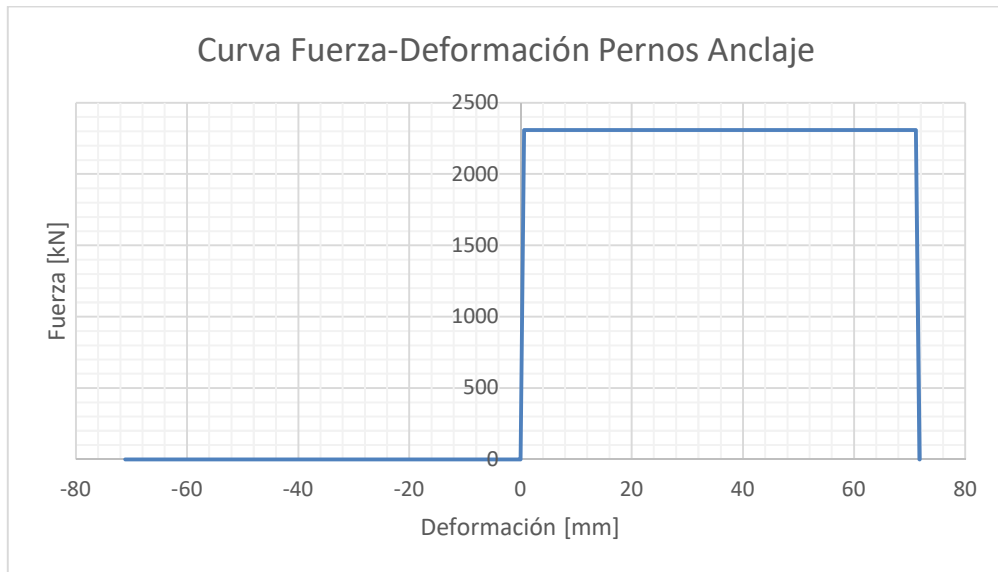


Figura 9.5 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 5.

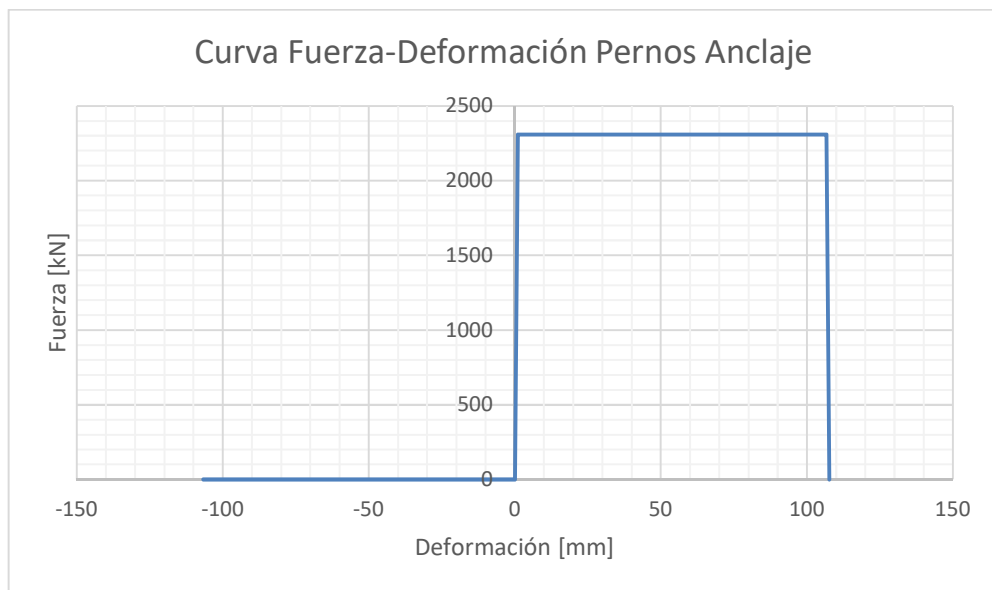


Figura 9.6 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 1, Diseño 6.

## Estructura 2

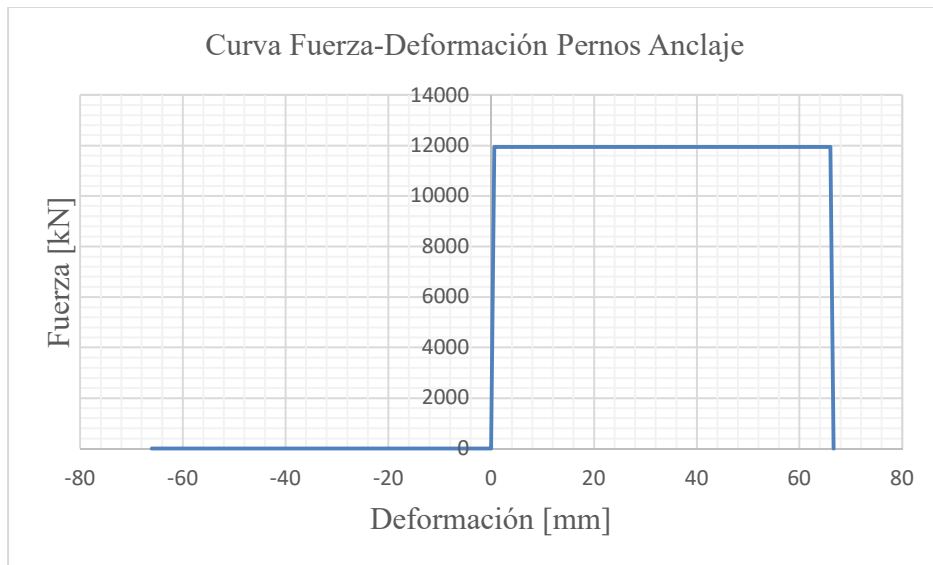


Figura 9.7 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 1.

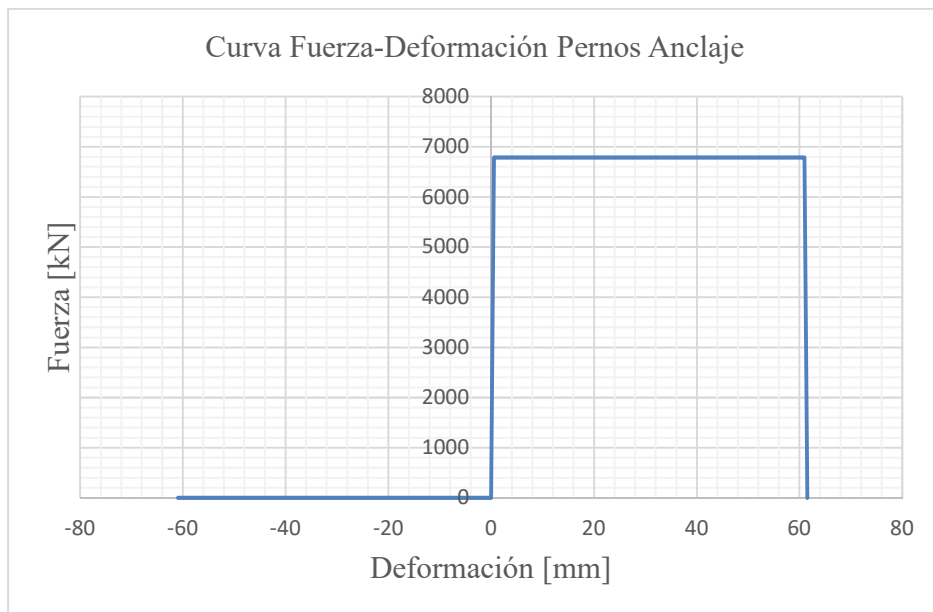


Figura 9.8 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 1.

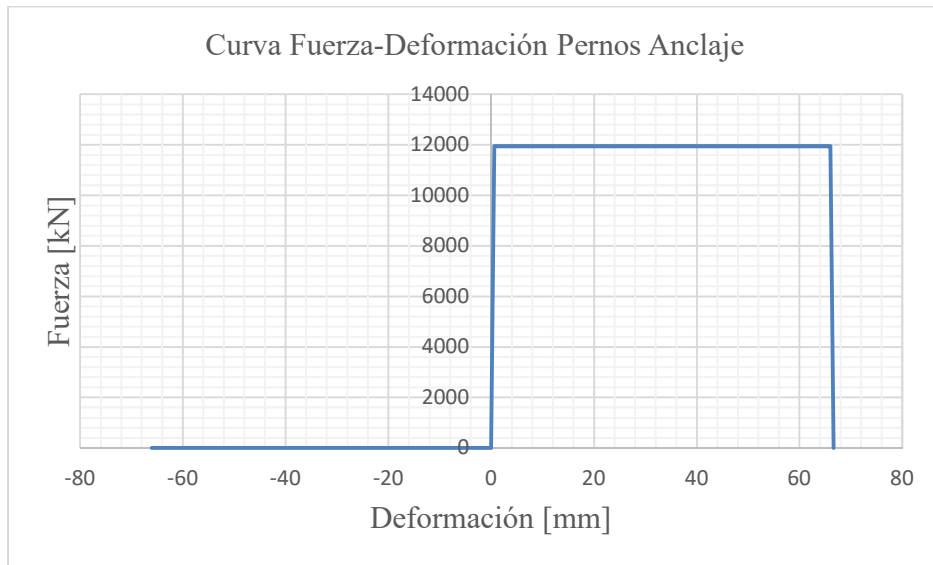


Figura 9.9 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 2.

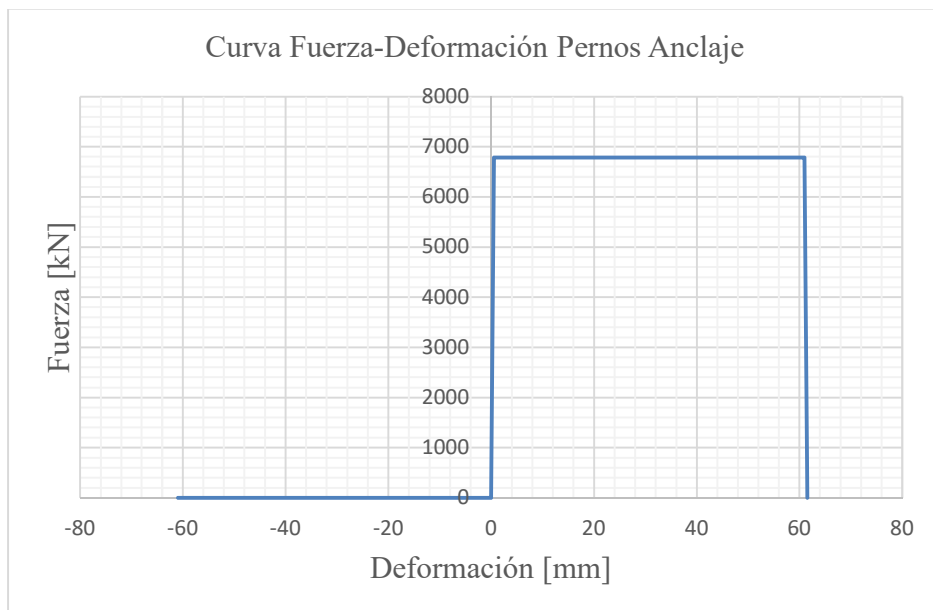


Figura 9.10 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 2.

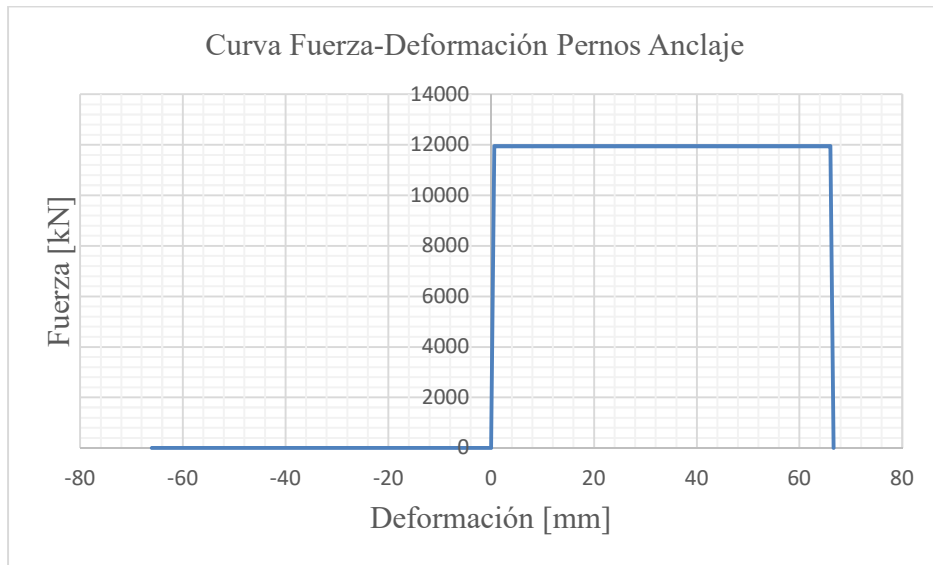


Figura 9.11 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 3.

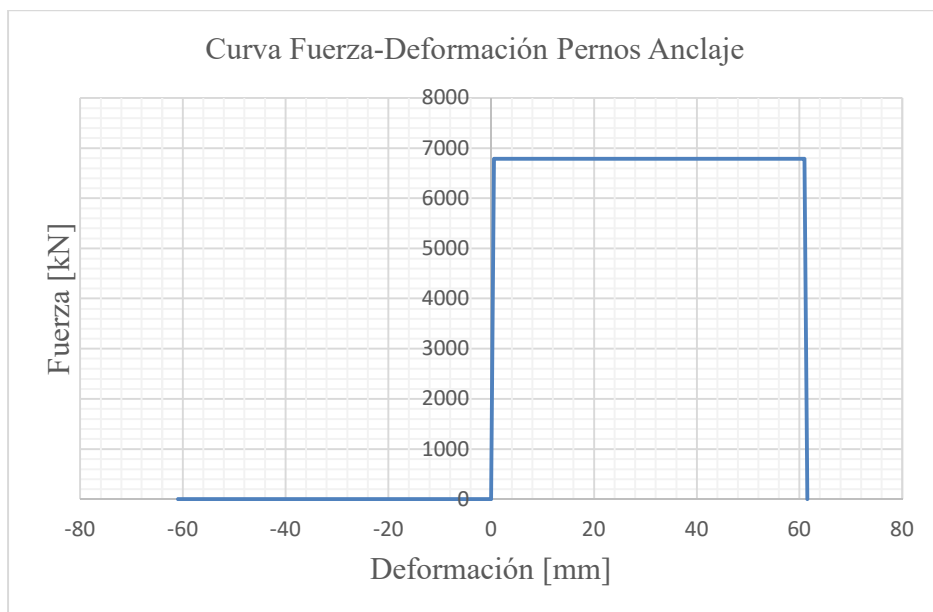


Figura 9.12 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 3.

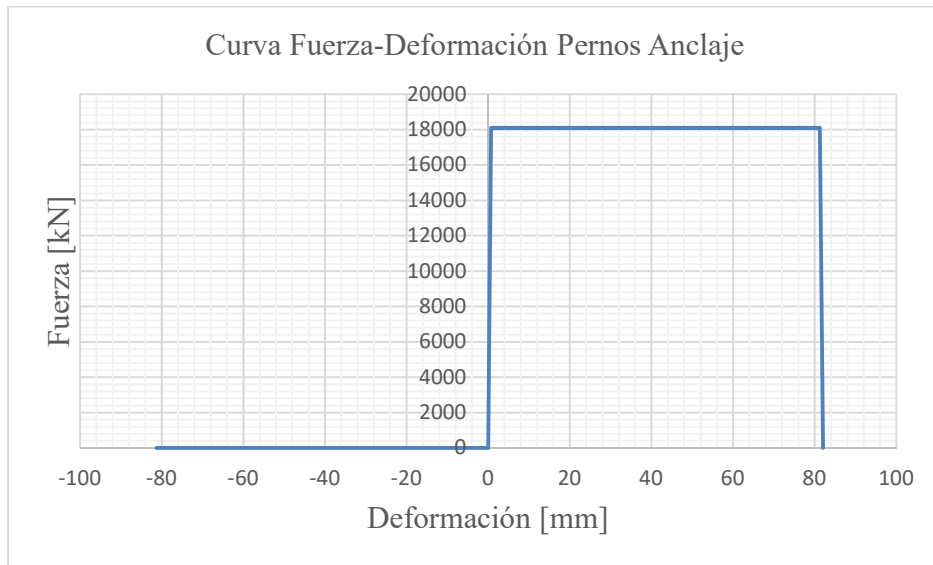


Figura 9.13 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 4.

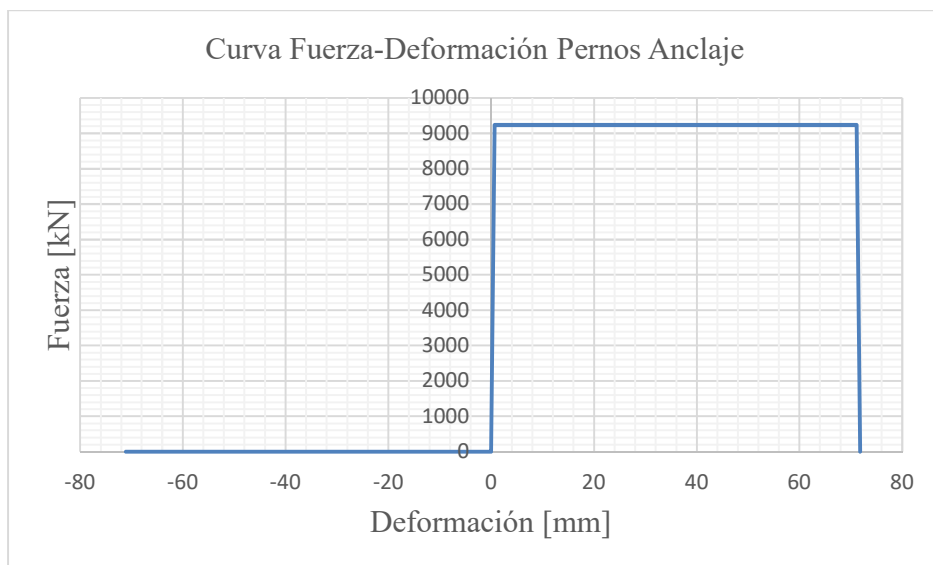


Figura 9.14 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 4.

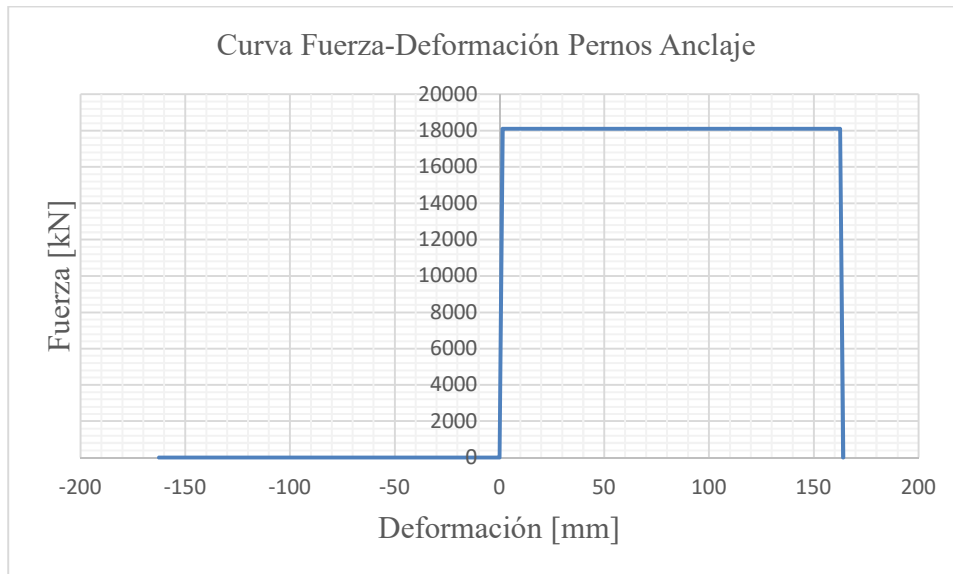


Figura 9.15 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 5.

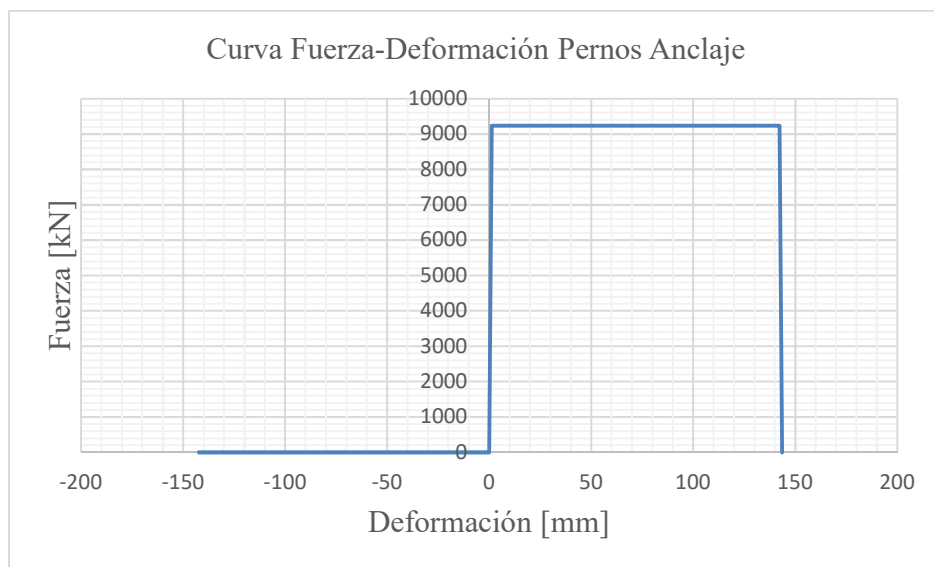


Figura 9.16 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 5.

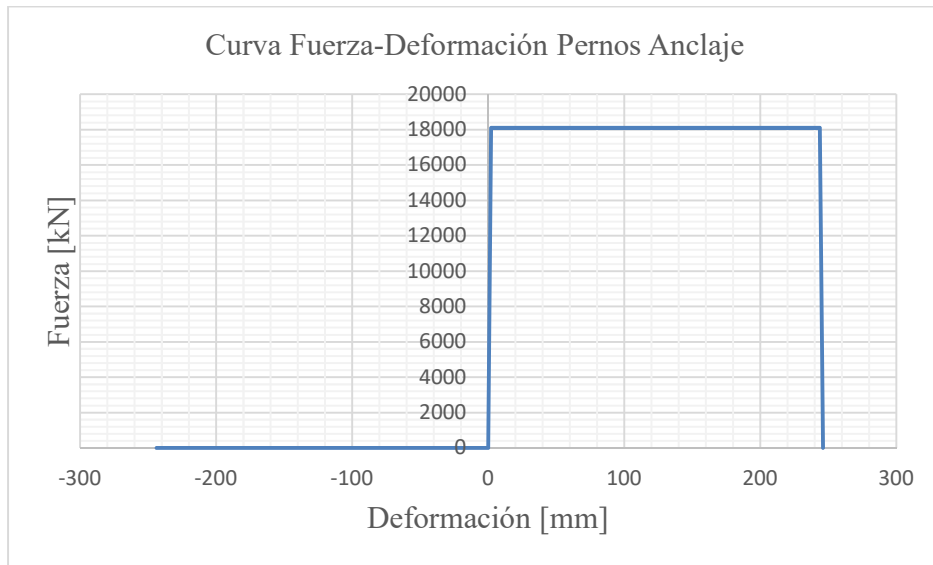


Figura 9.17 Curva envolvente de pernos de anclaje de la Estructura 2 para la columna HE700x700x40x18, Diseño 6.

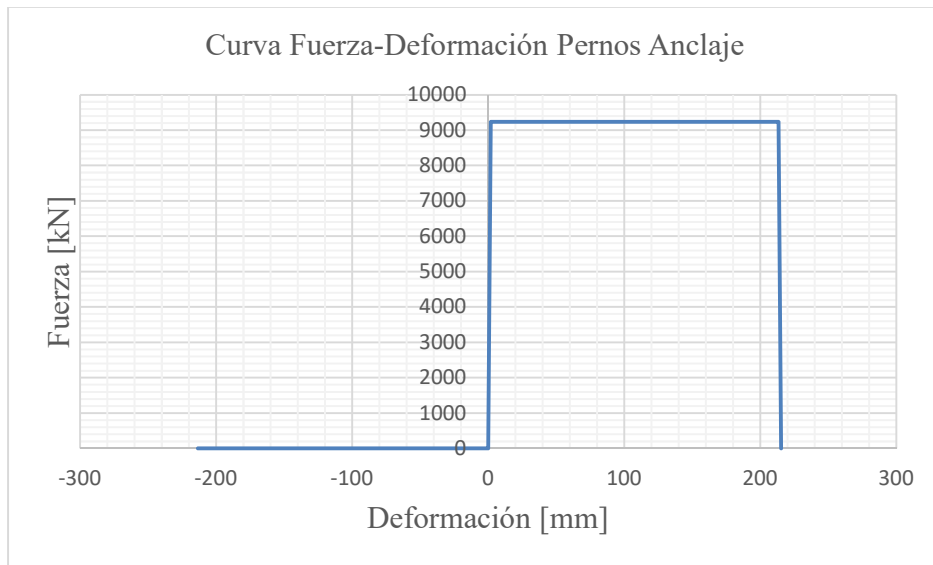


Figura 9.18 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 2 para columna HN40x190.0, Diseño 6.

### Estructura 3

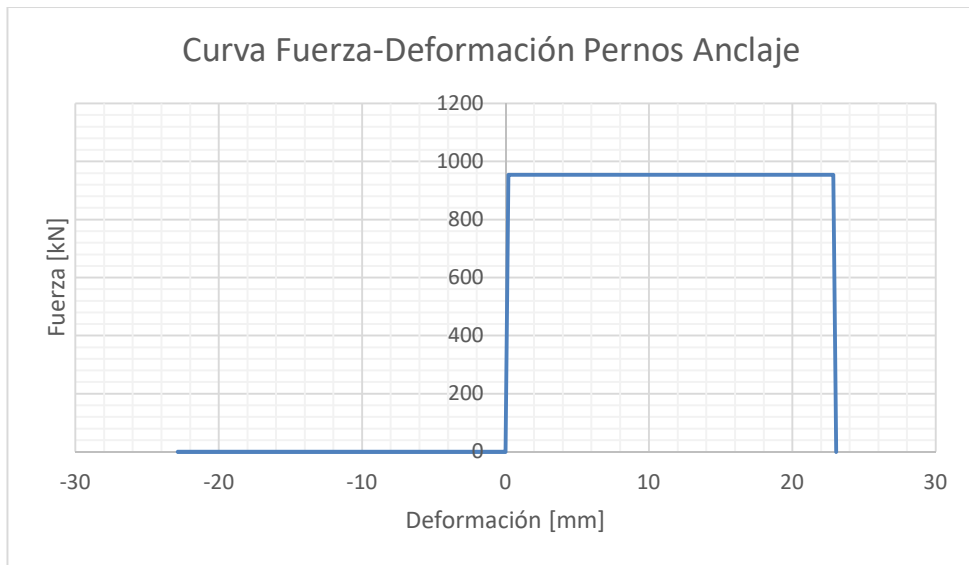


Figura 9.19 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 1.

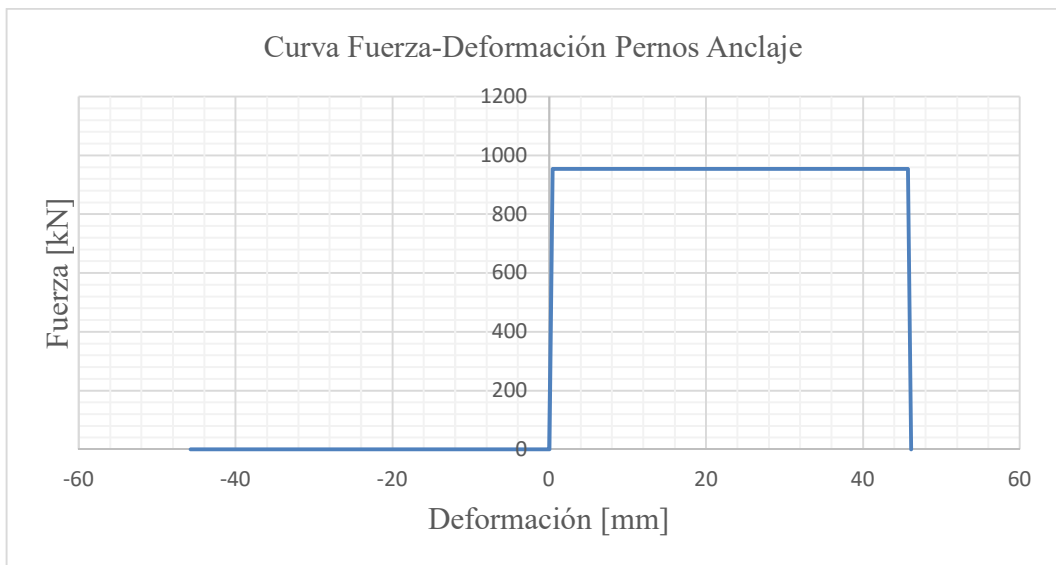


Figura 9.20 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 2.



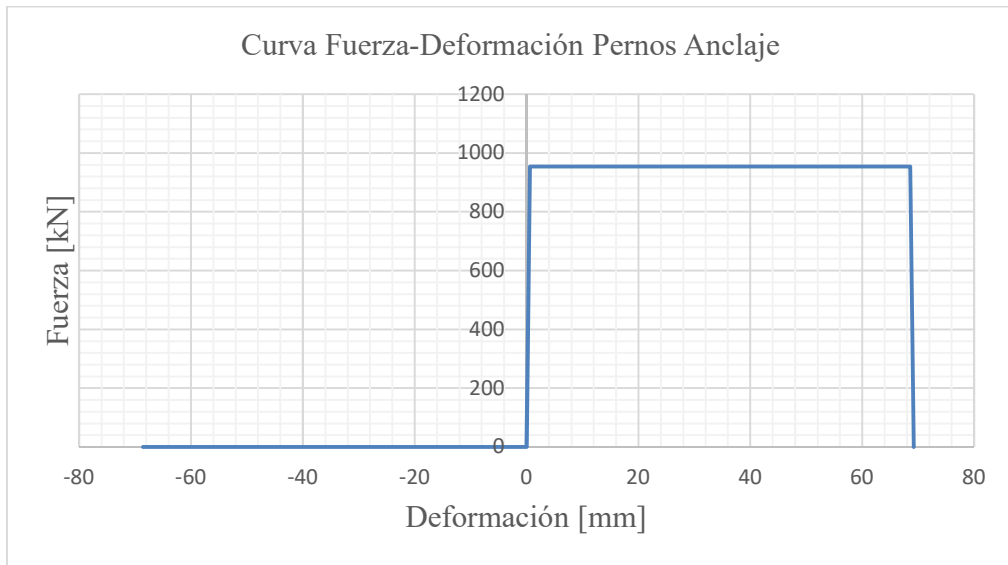


Figura 9.21 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 3.



Figura 9.22 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 4.

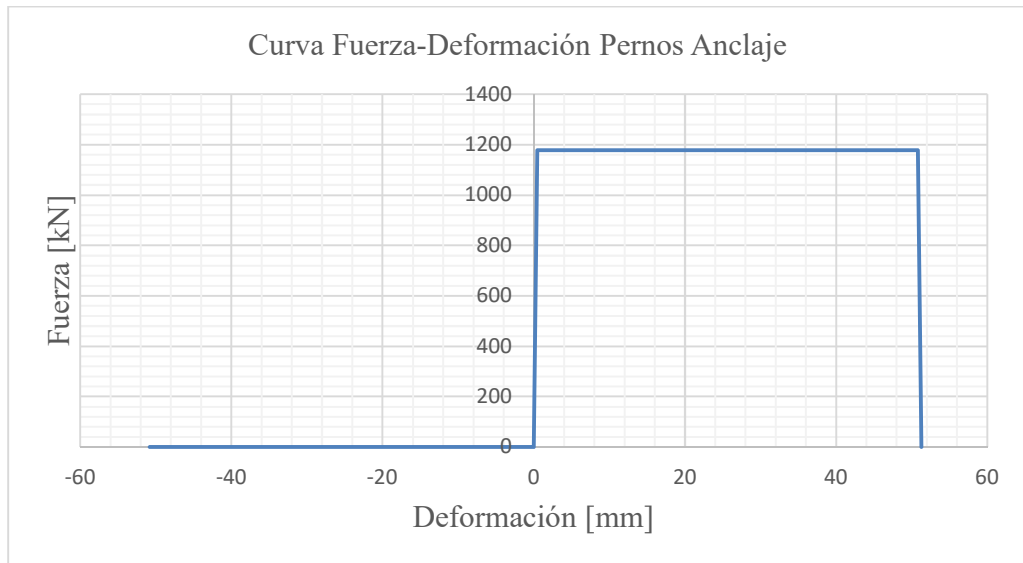


Figura 9.23 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 5.

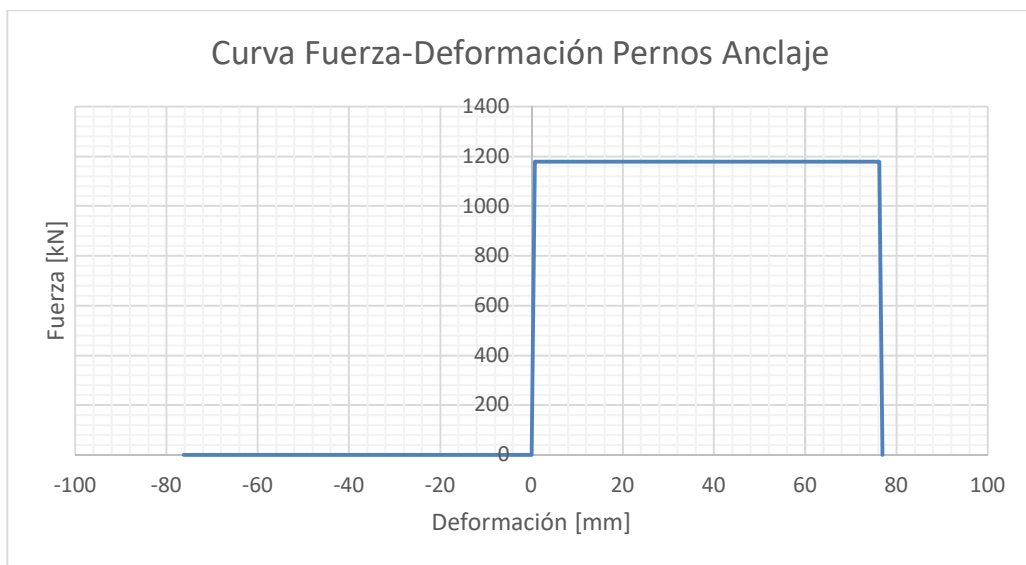


Figura 9.24 Curva envolvente de los pernos de anclaje de la Estructura 3, Diseño 6.

## Apéndice B: Distribución de las respuestas máximas de los elementos no lineales para cada registro sísmico.

### Estructura 1

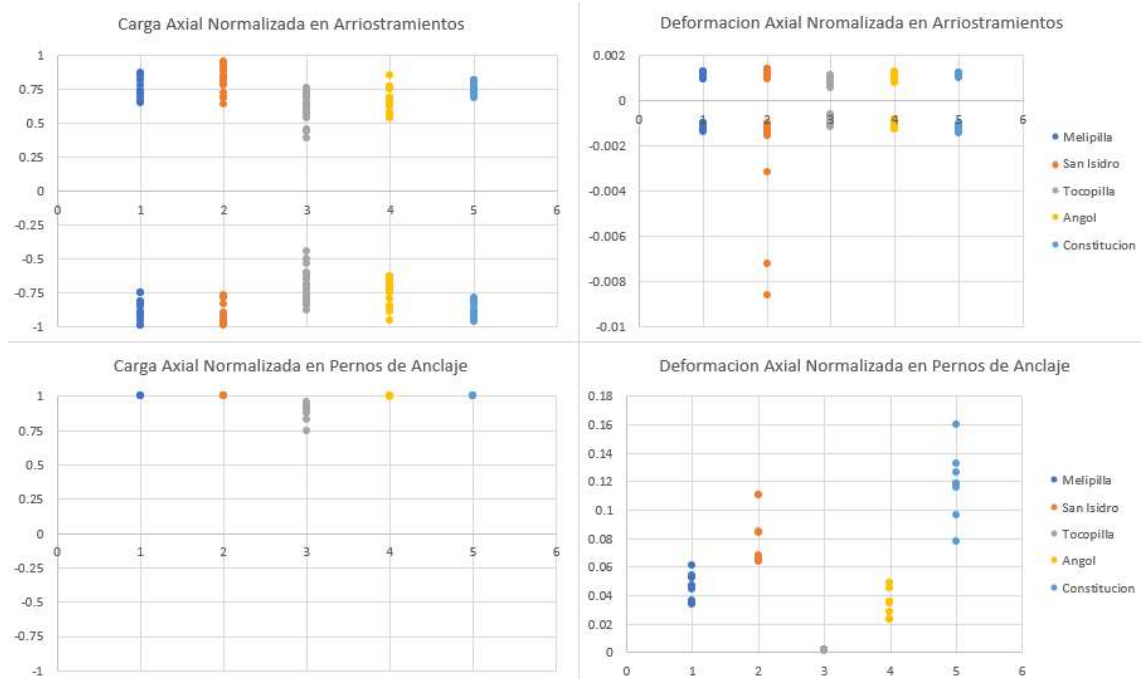


Figura 9.25 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 1.

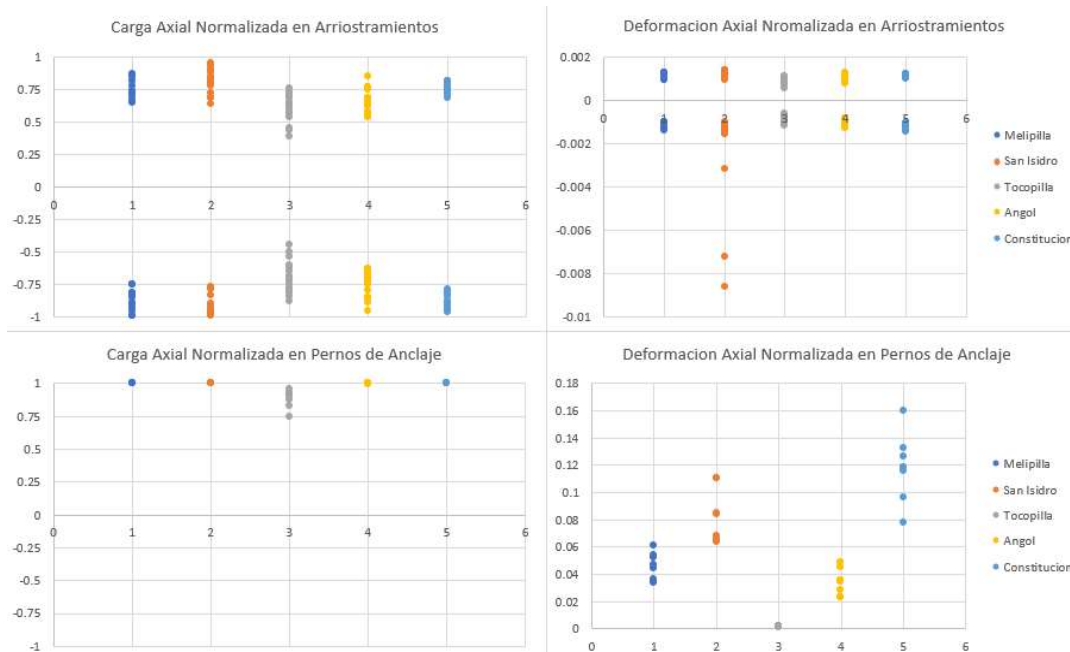


Figura 9.26 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 2.

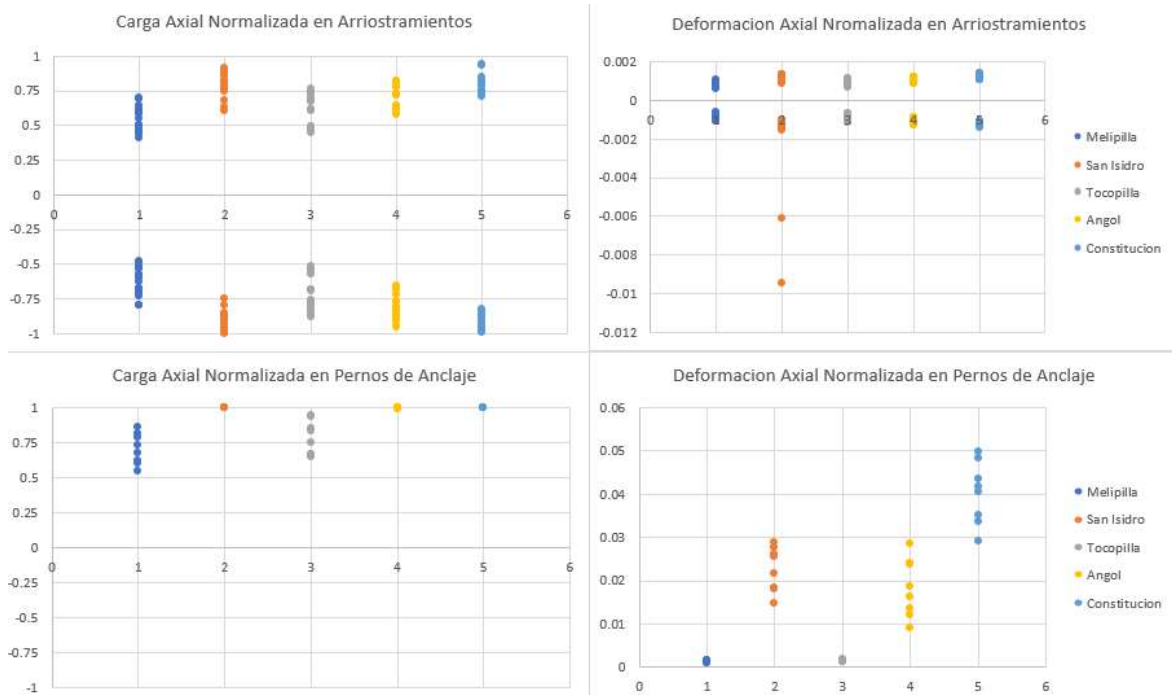


Figura 9.27 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 3

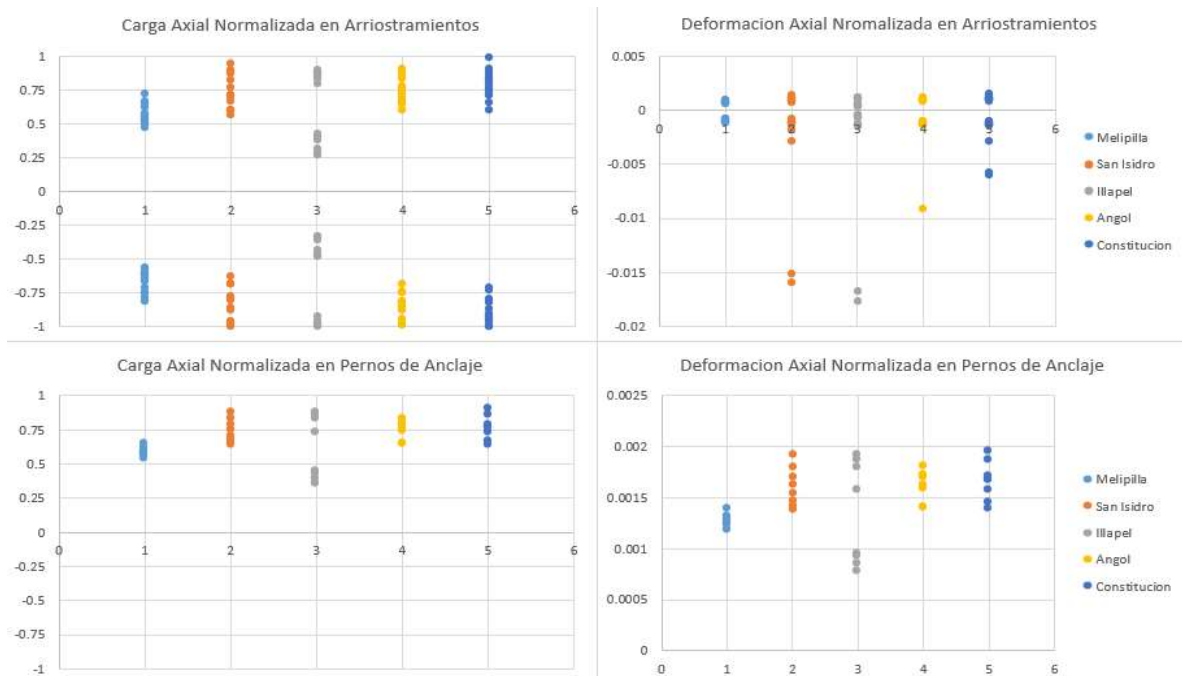


Figura 9.28 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 4

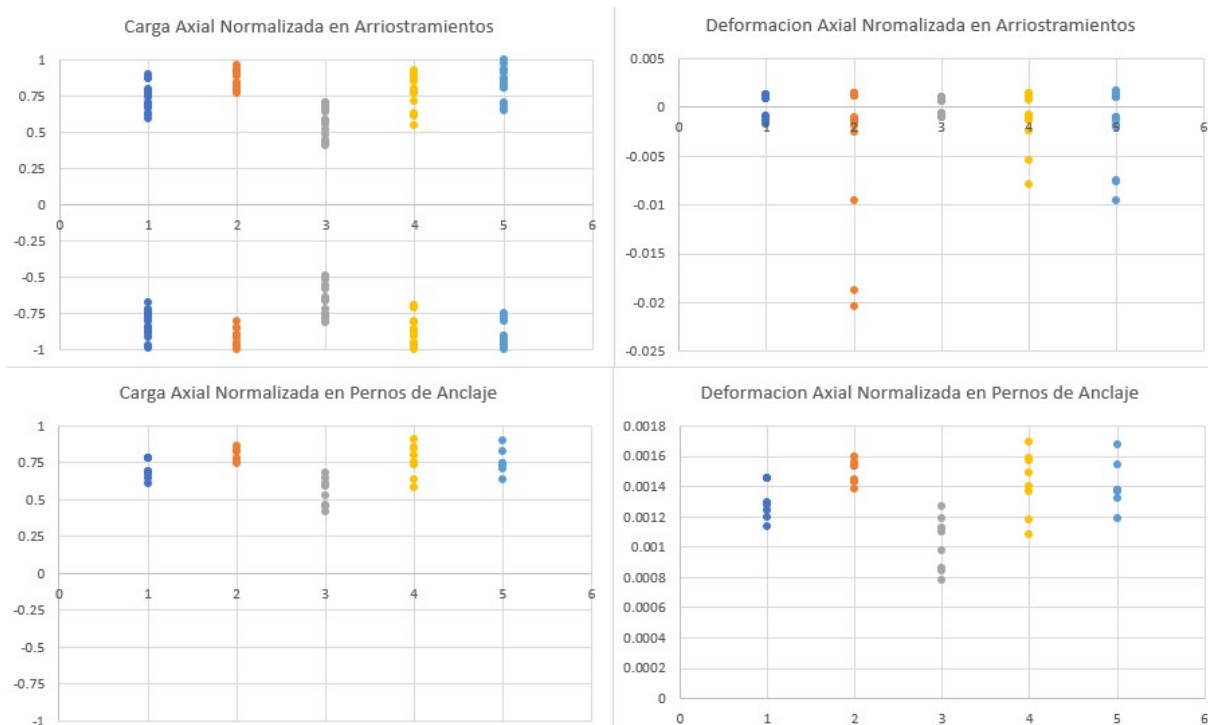


Figura 9.30 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 5

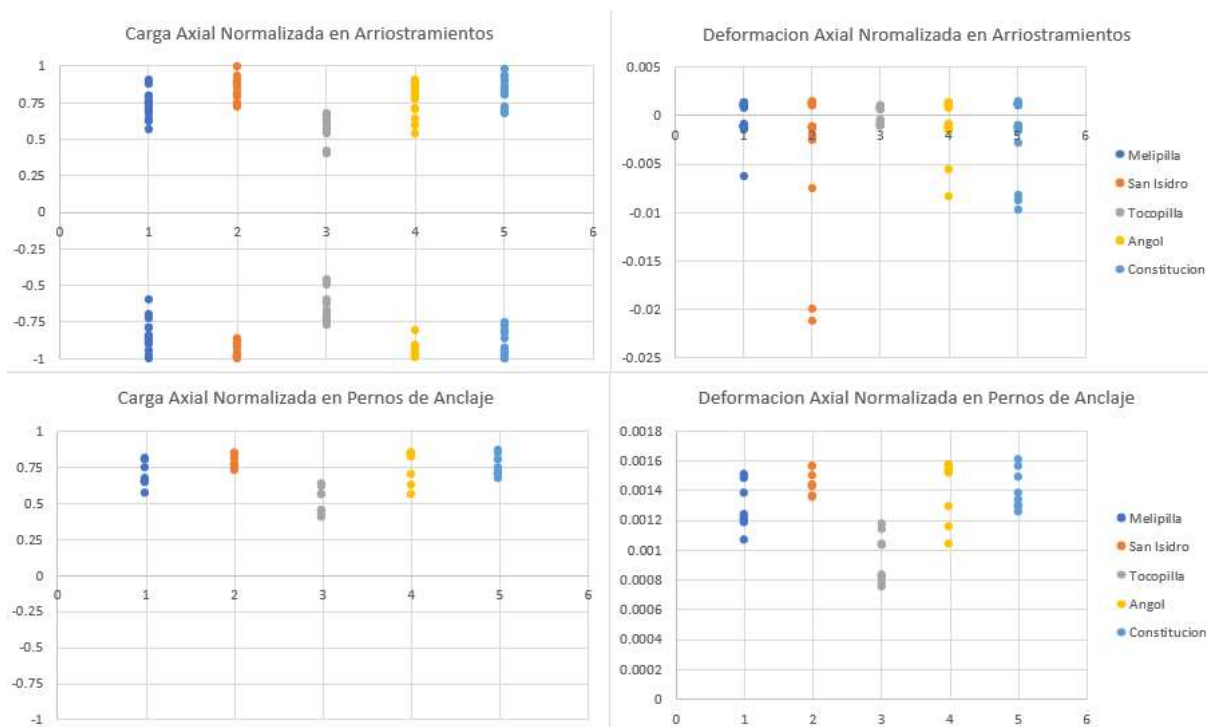


Figura 9.29 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 6

## Estructura 2

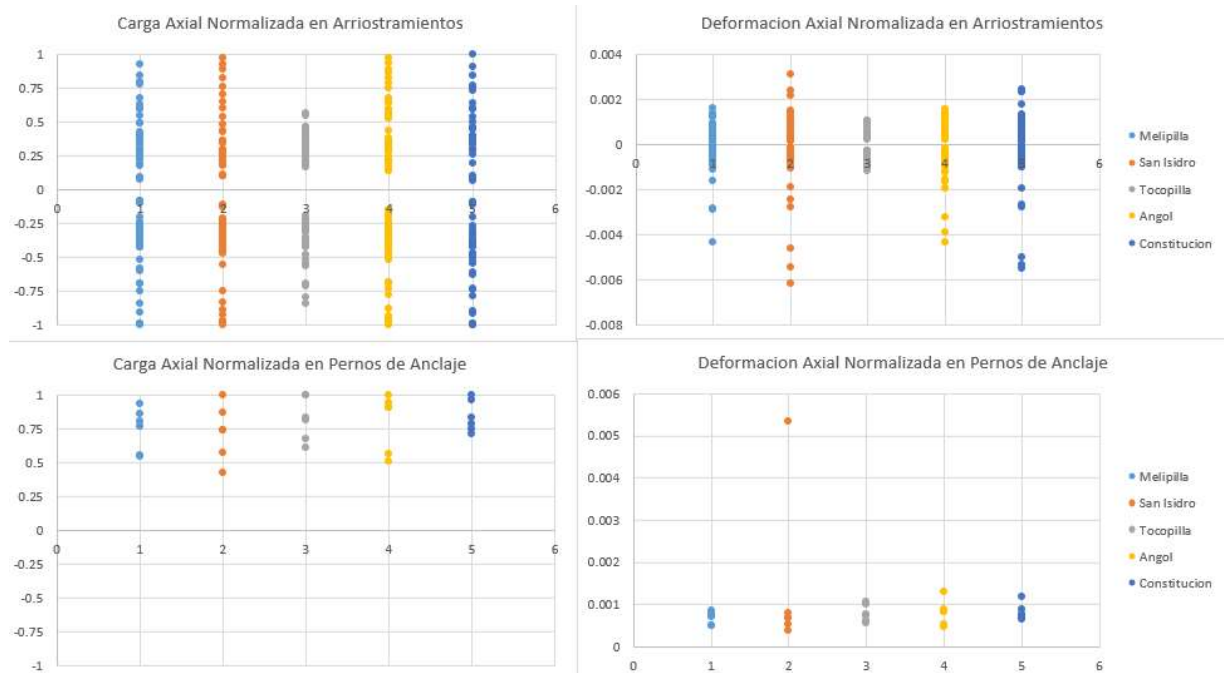


Figura 9.31 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 1.

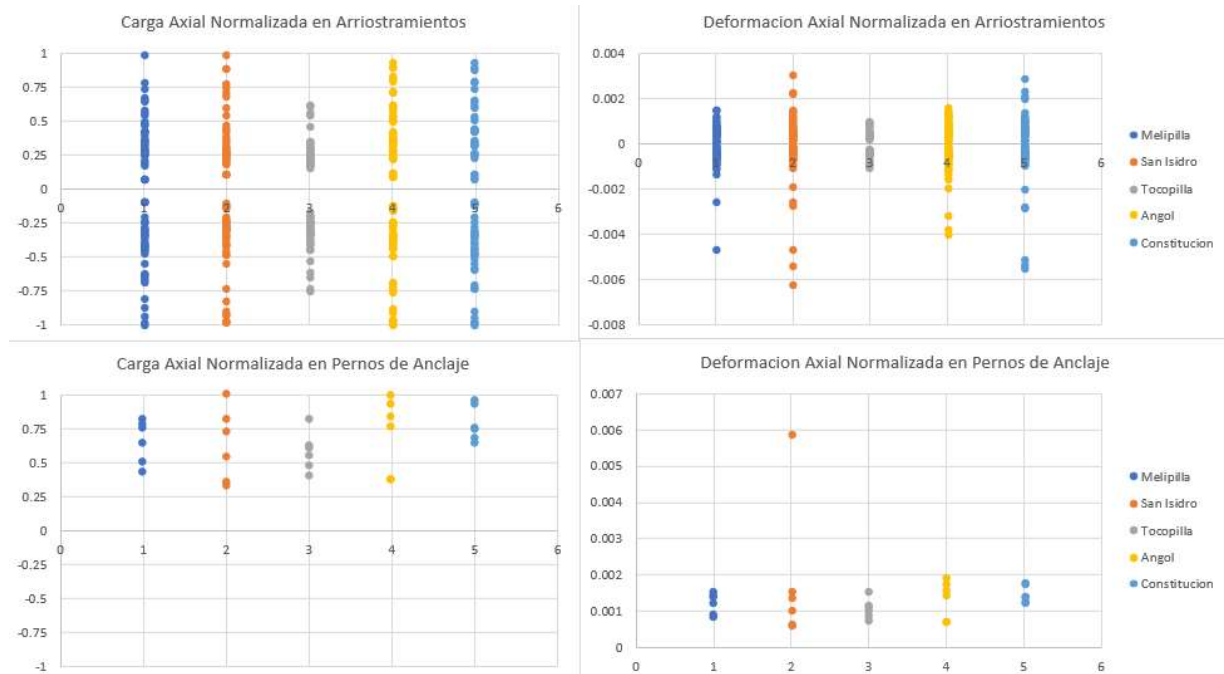


Figura 9.32 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 2.

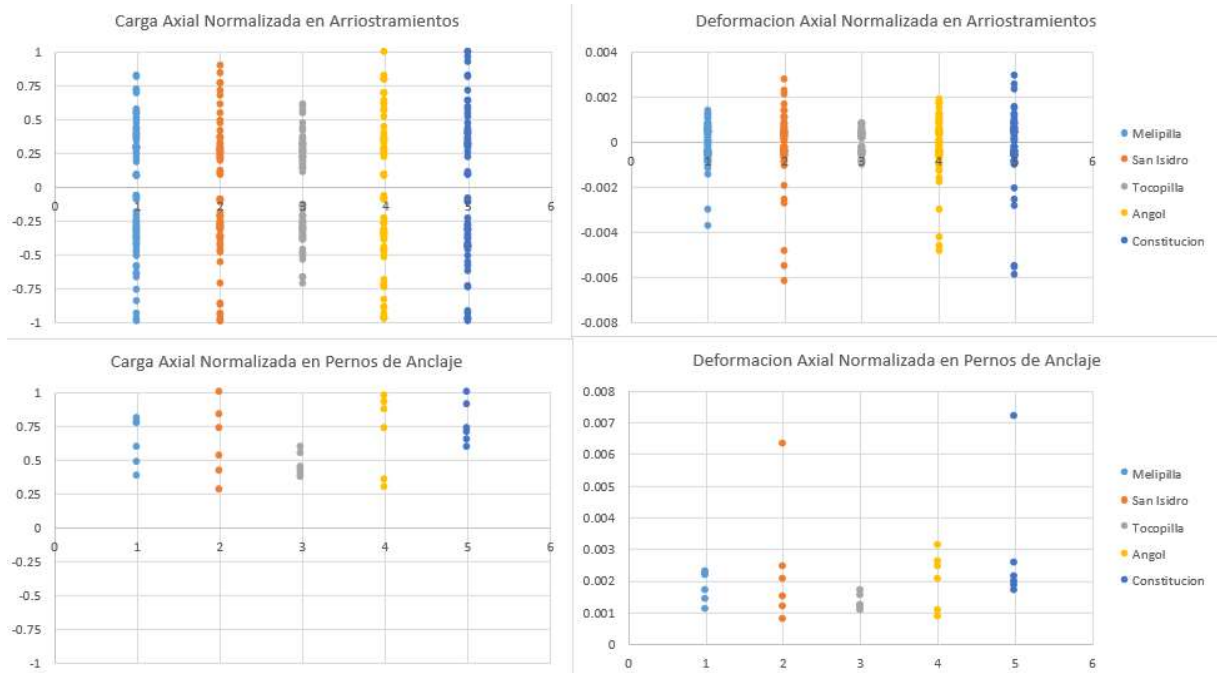


Figura 9.33 Respuestas máximas de los arriostamientos arriba y de pernos abajo. Diseño 3.

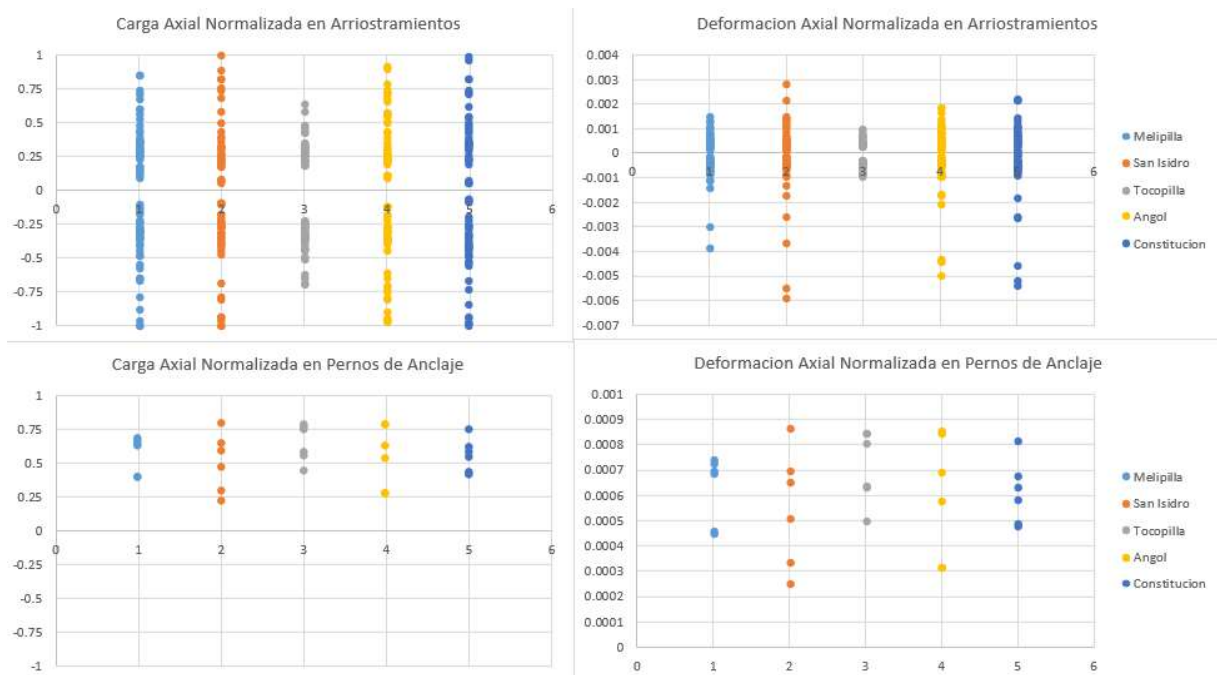


Figura 9.34 Respuestas máximas de los arriostamientos arriba y de pernos abajo. Diseño 4.

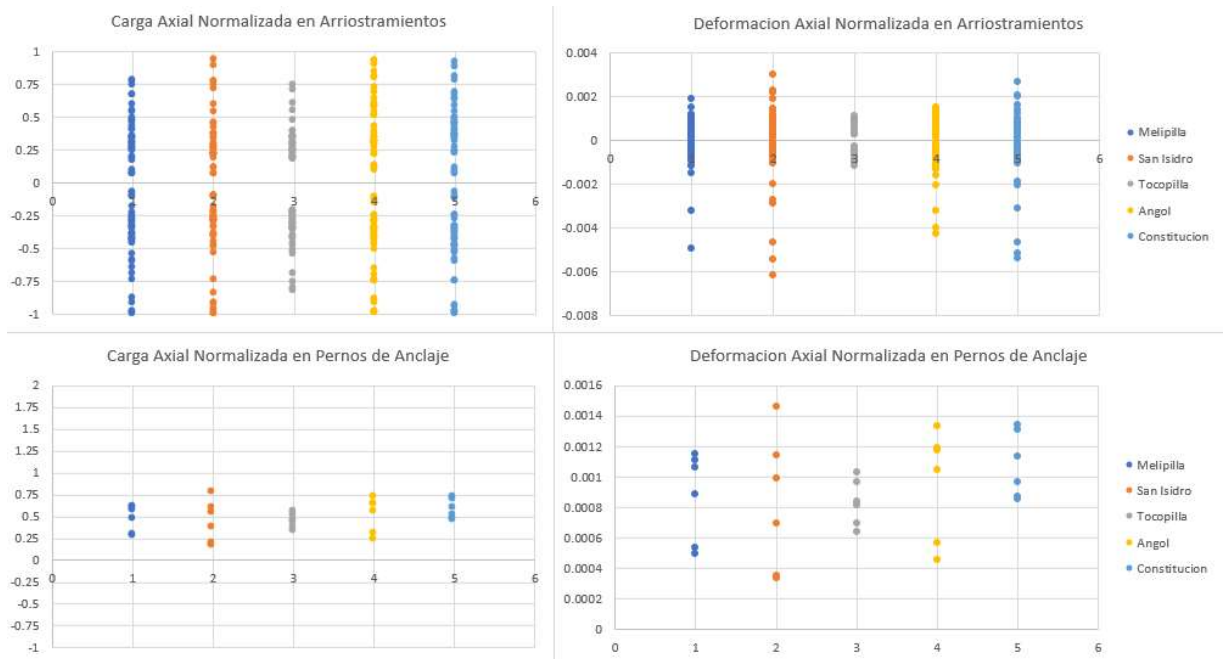


Figura 9.35 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 5.

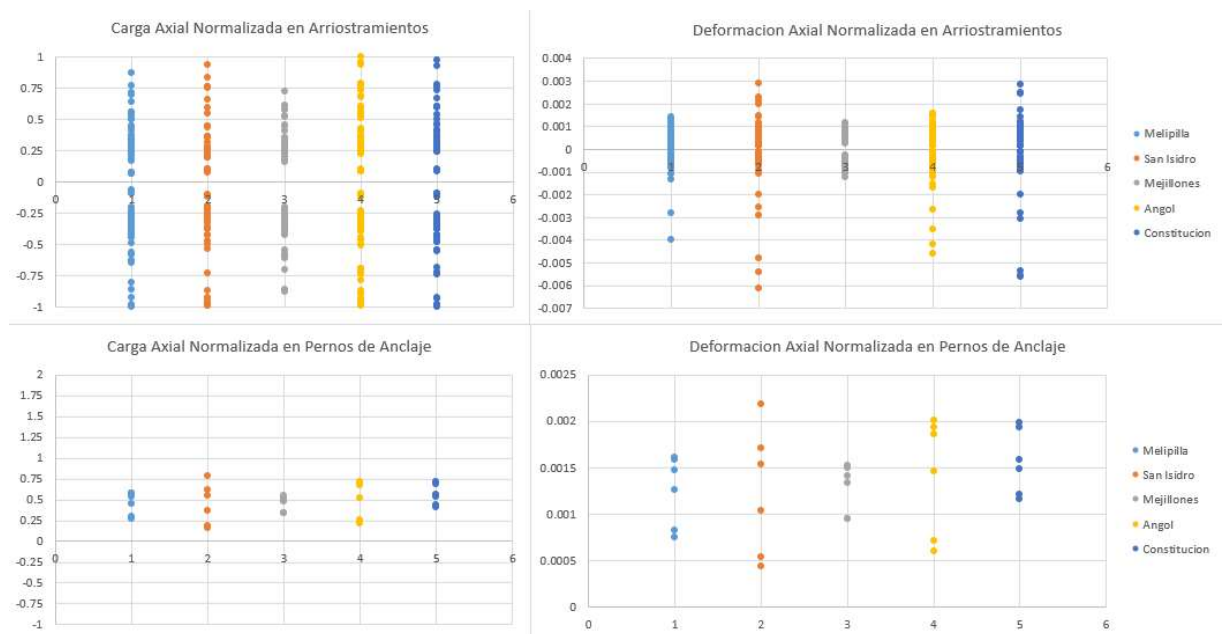


Figura 9.36 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 6.



### Estructura 3

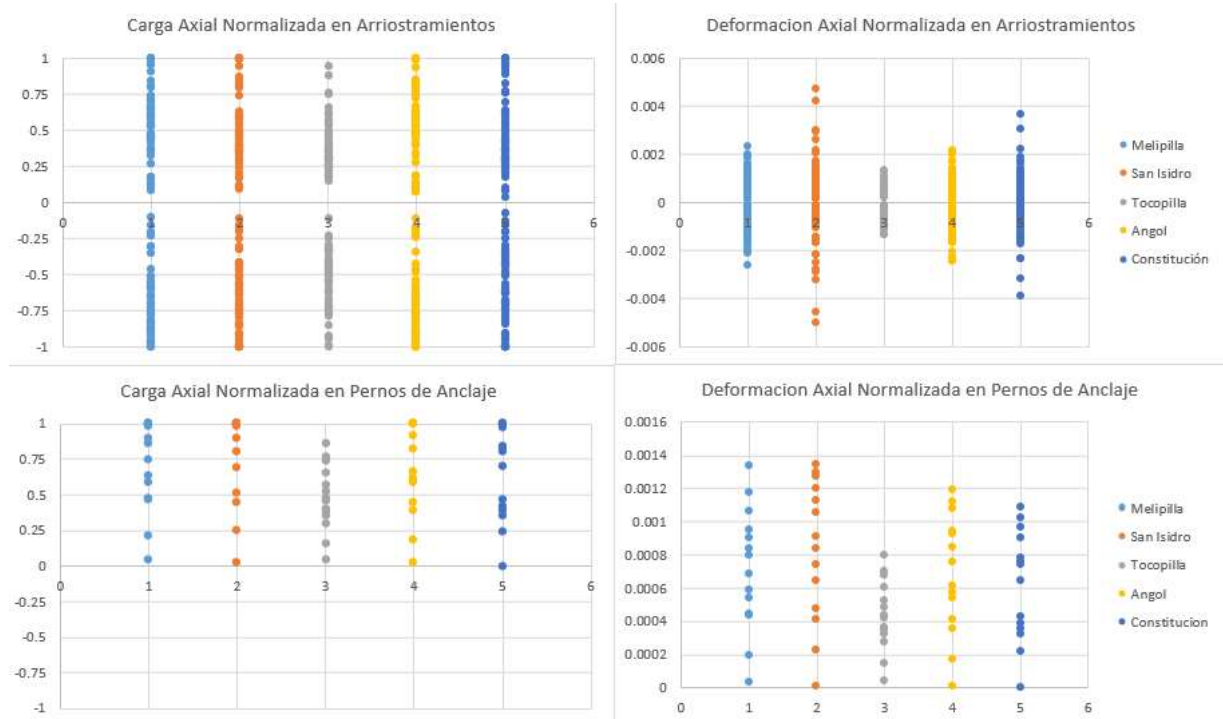


Figura 9.37 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 1.

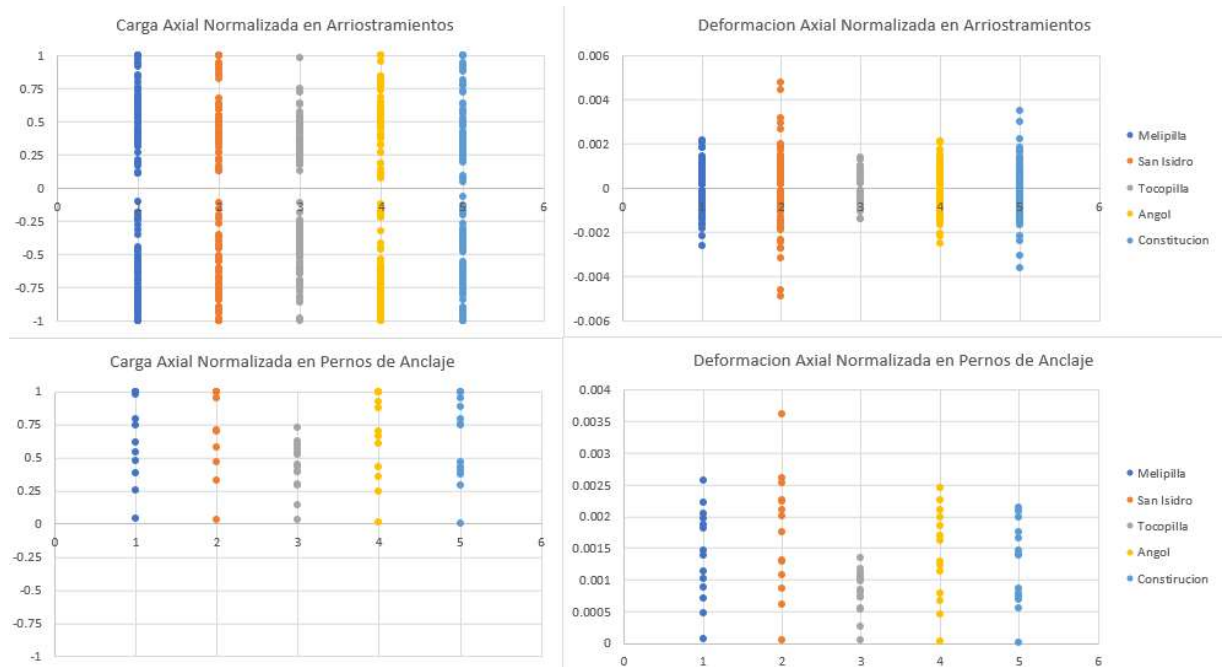


Figura 9.38 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 2.

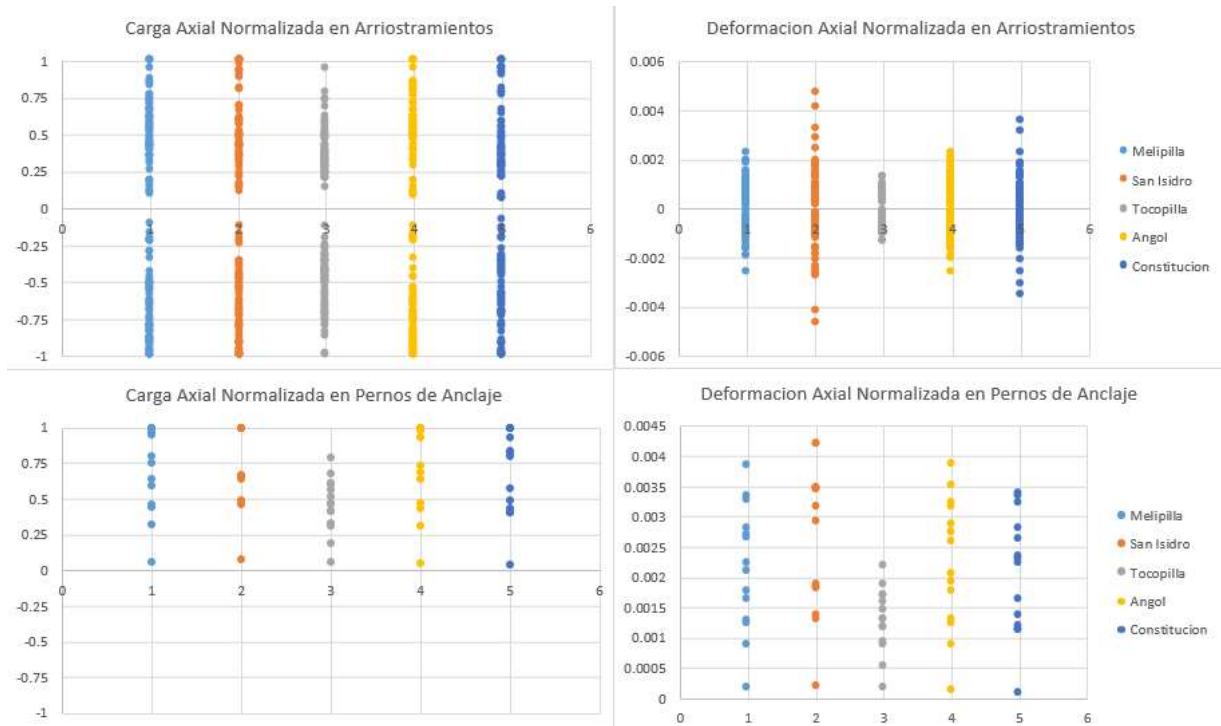


Figura 9.39 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 3.

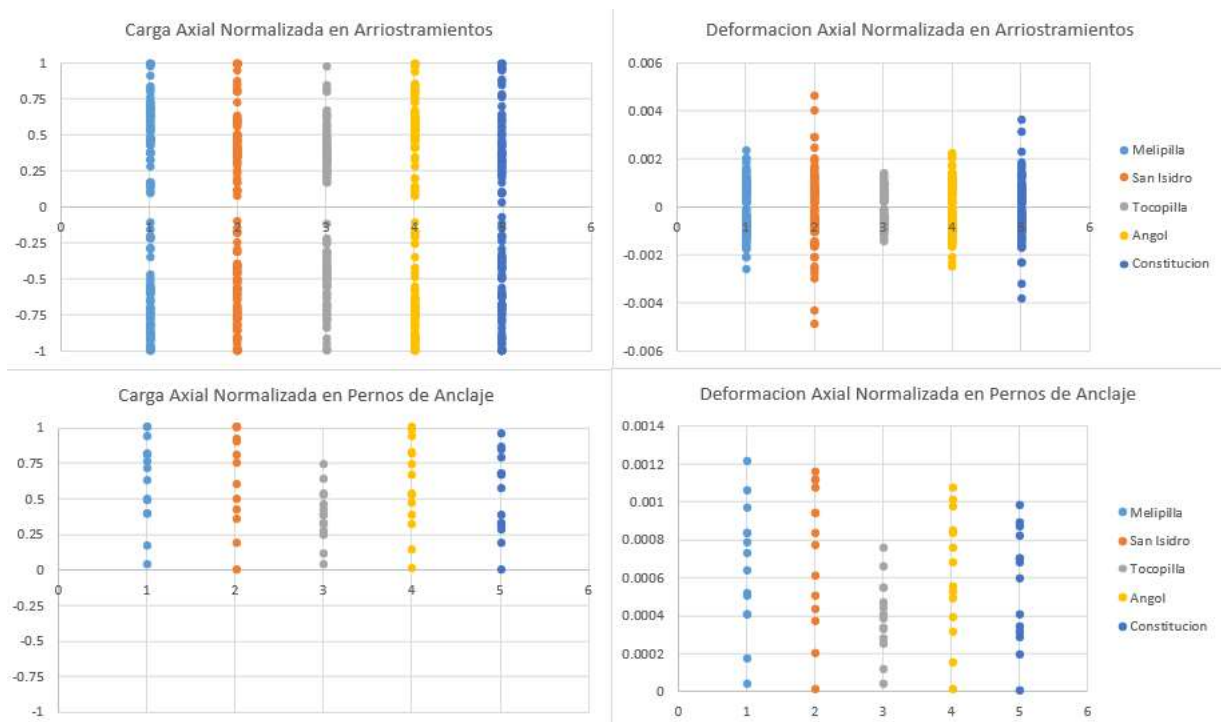


Figura 9.40 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 4.

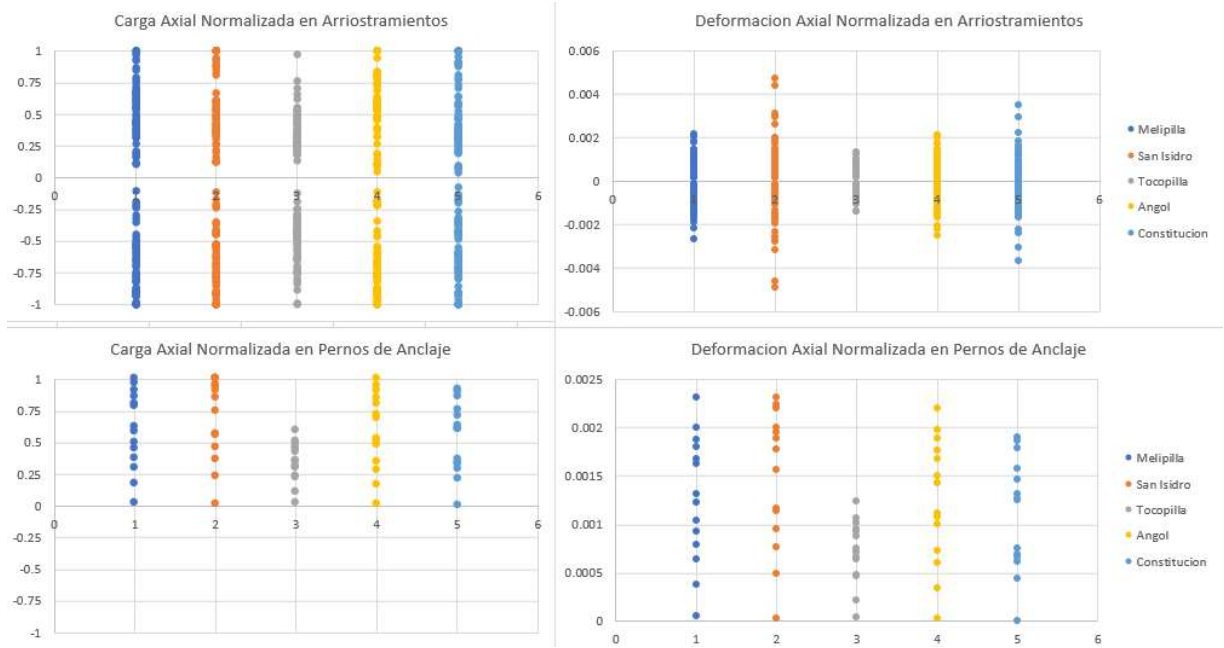


Figura 9.41 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 5.

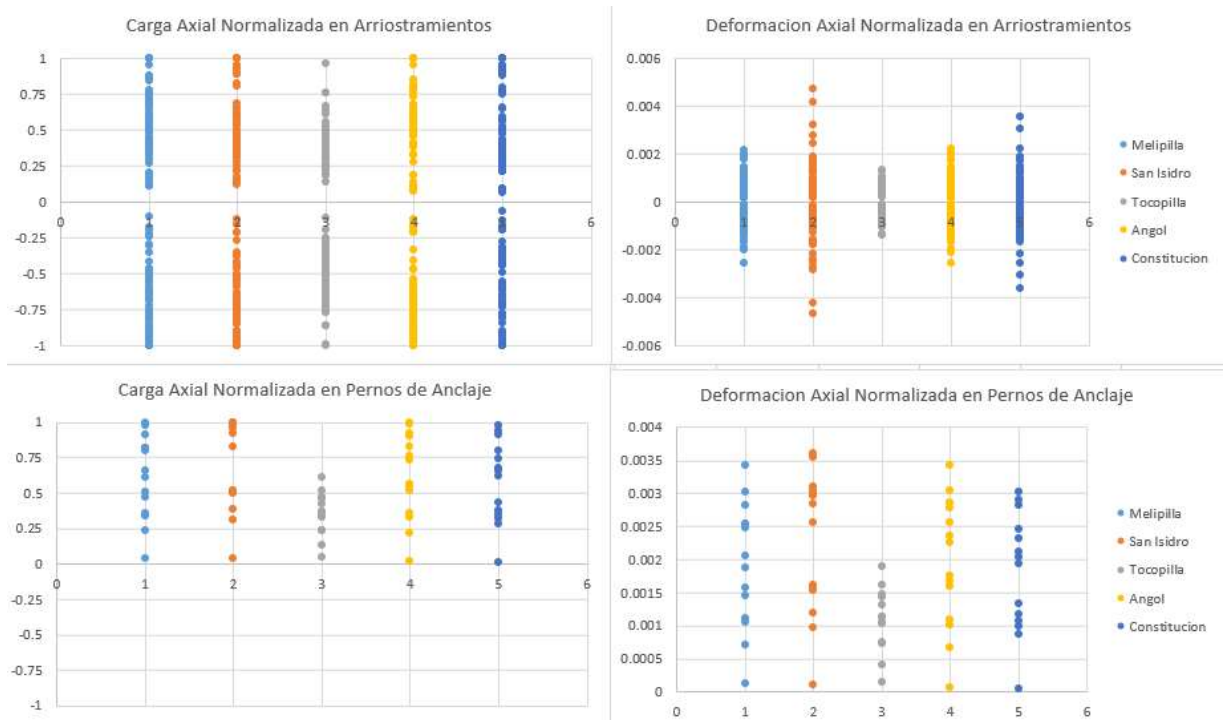


Figura 9.42 Respuestas máximas de los arriostramientos arriba y de pernos abajo. Diseño 6.

## Apéndice C: Distribución de energía sísmica.

Se presenta la distribución de energía sísmica por elemento para uno de los registros sísmicos utilizados en estos análisis.

### Estructura 1

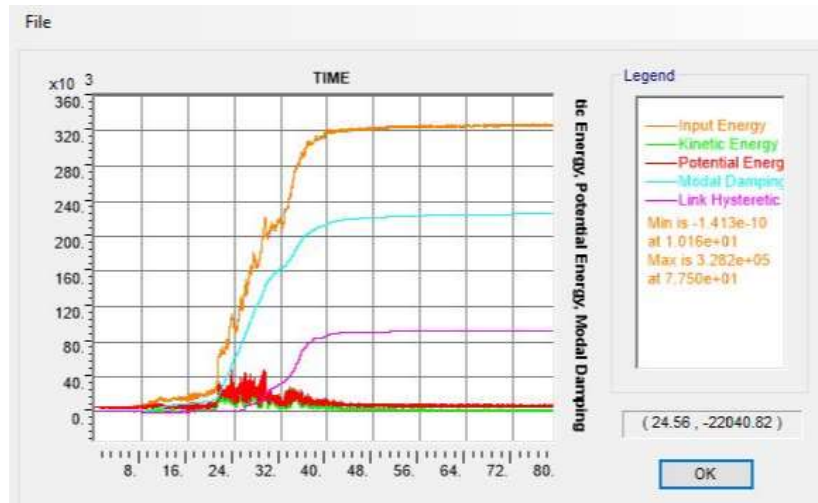


Figura 9.43 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 1.

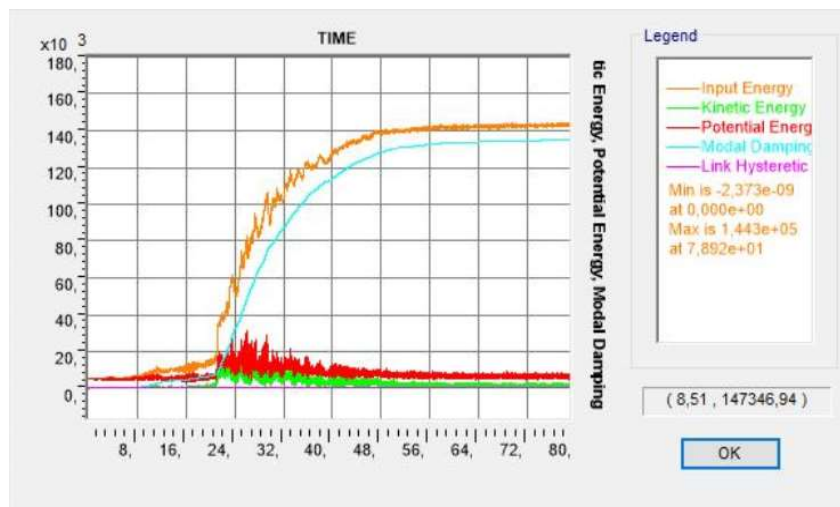


Figura 9.44 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 2.



Figura 9.45 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 3.

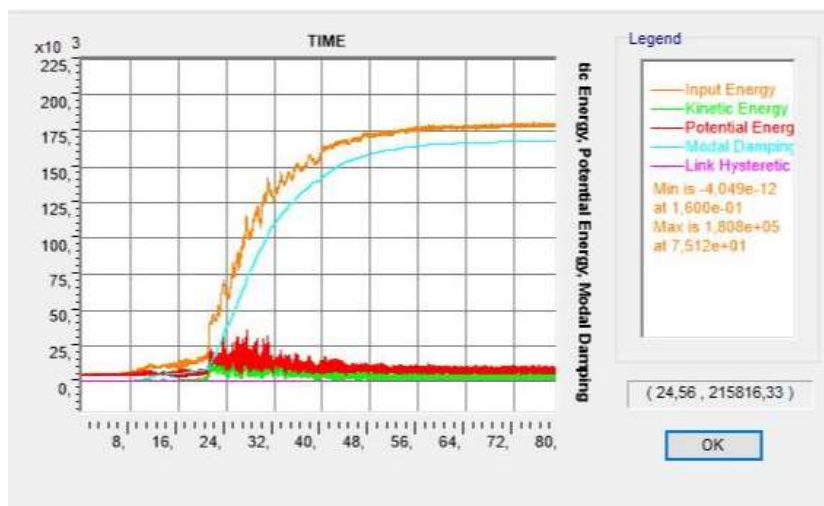


Figura 9.46 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 4.

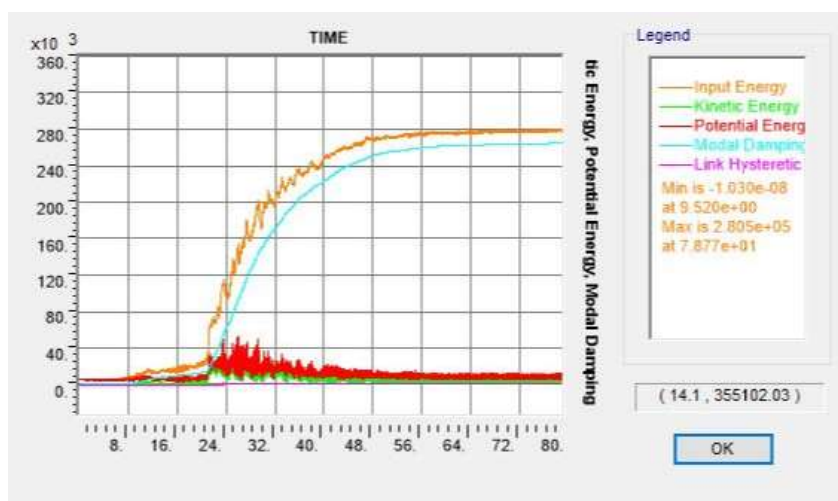


Figura 9.47 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 5.



Figura 9.48 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 6.

## Estructura 2

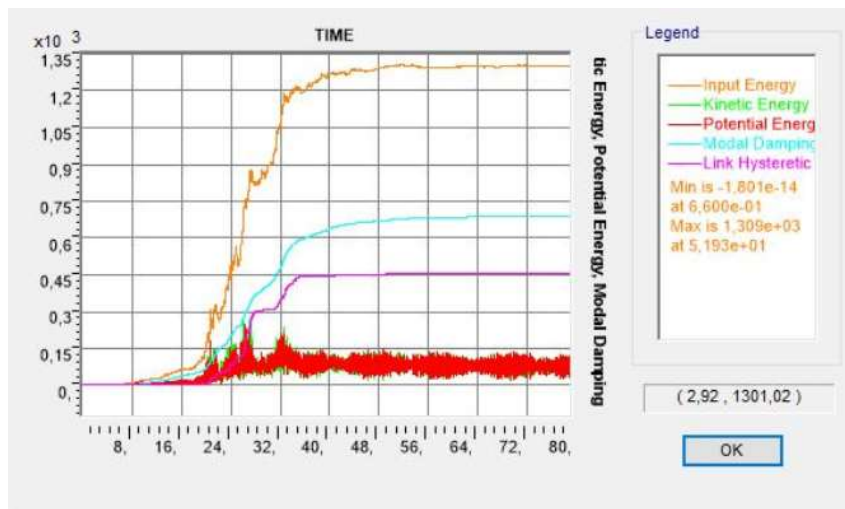


Figura 9.49 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 1.





Figura 9.50 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 2.

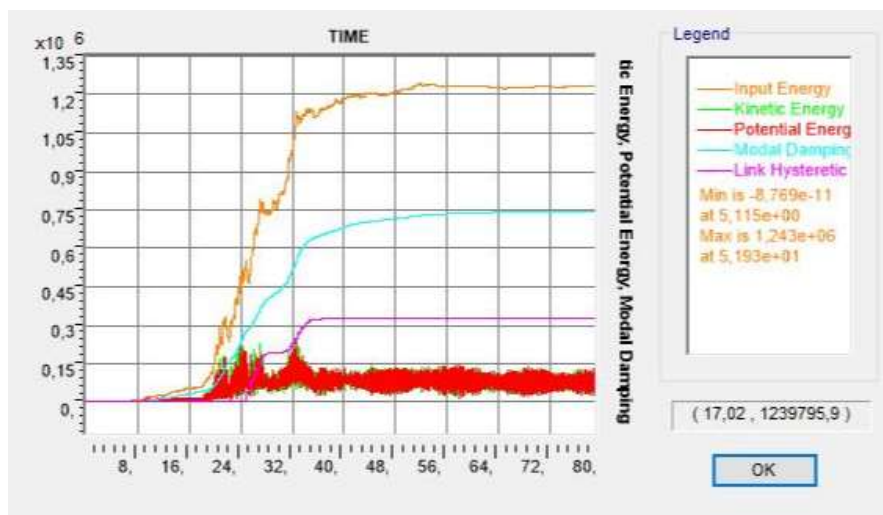


Figura 9.51 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 3.



Figura 9.52 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 4.



Figura 9.53 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 5.

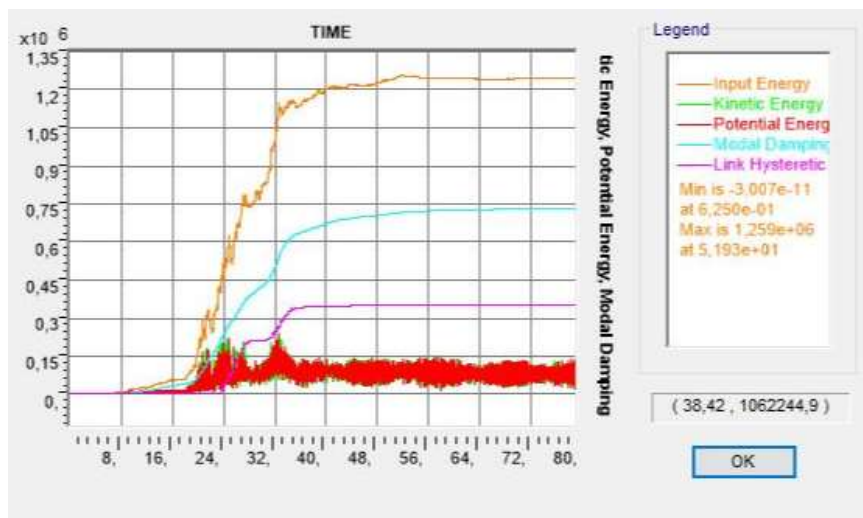


Figura 9.54 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 6.



### Estructura 3

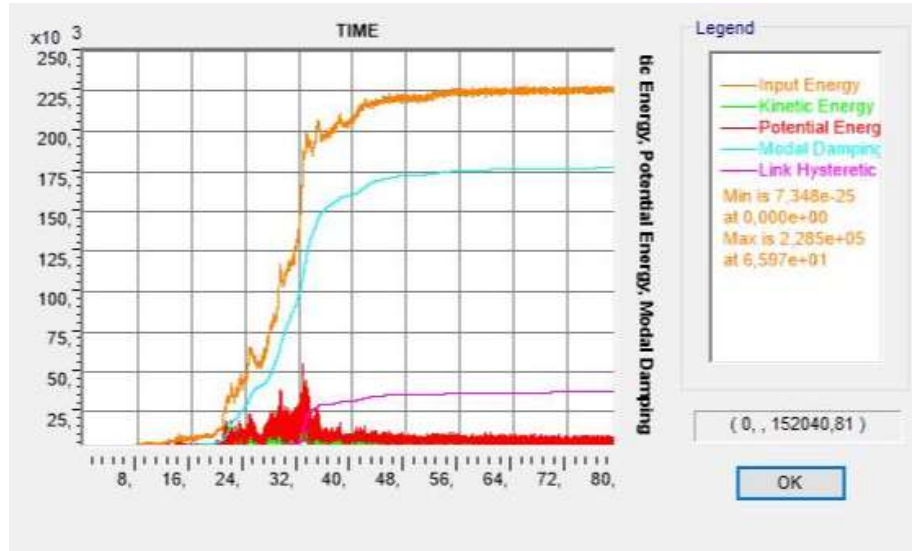


Figura 9.55 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 1.

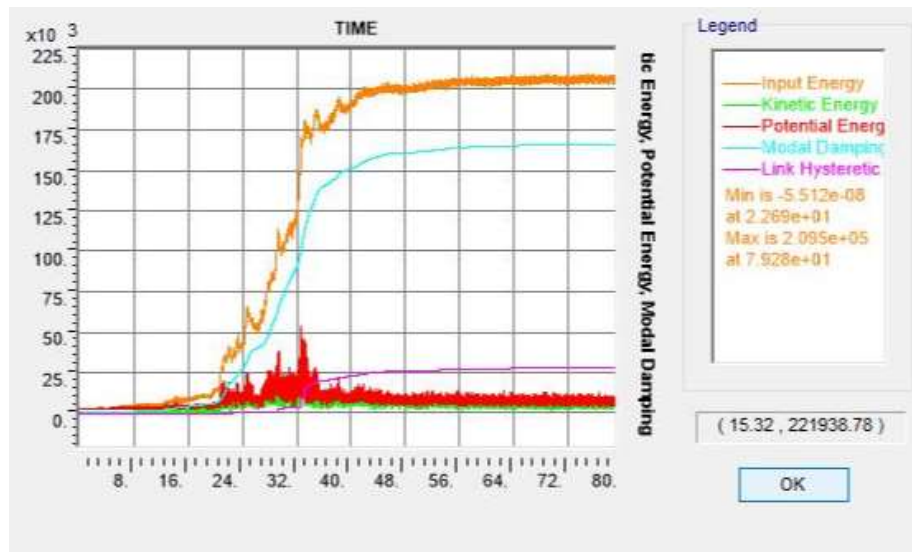


Figura 9.56 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 2.

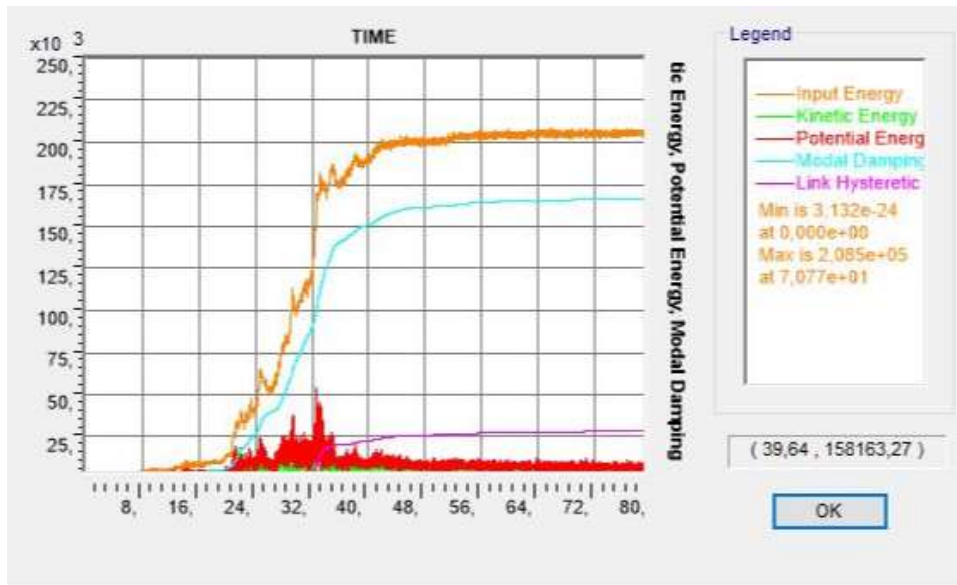


Figura 9.57 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 3.



Figura 9.58 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 4.

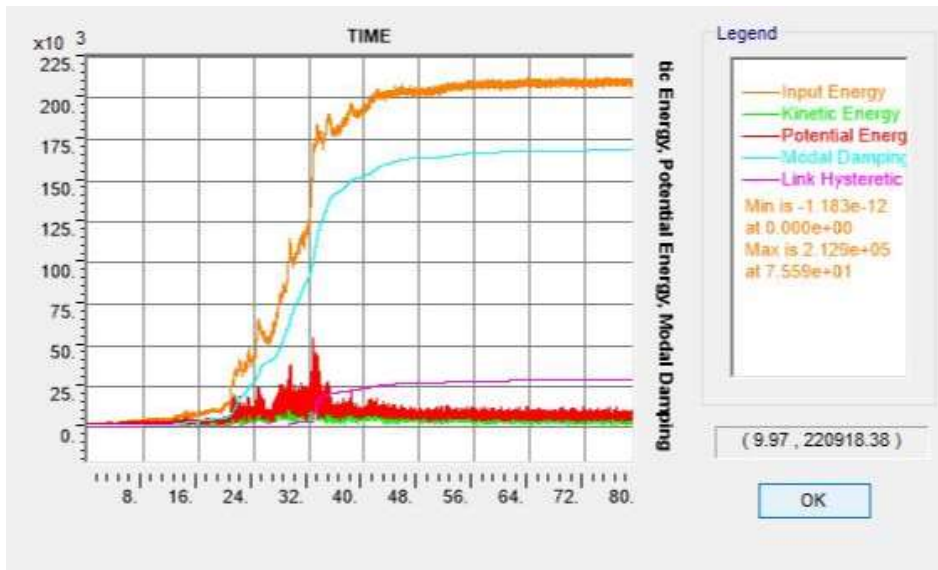


Figura 9.59 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 5.



Figura 9.60 Distribución de energía sísmica en el tiempo. Diseño 6.