



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

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MARCOS
ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE UTILIZANDO ENLACES
REEMPLAZABLES CORTOS**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIEGO IGNACIO LAGOS PEÑA

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
Ramón Montecinos Concha
Eduardo Nuñez Castellanos

SANTIAGO DE CHILE
2024

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: DIEGO IGNACIO LAGOS PEÑA
FECHA: 2024
PROF. GUÍA: RICARDO HERRERA MARDONES

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE UTILIZANDO ENLACES REEMPLAZABLES CORTOS

El presente trabajo aborda el estudio del desempeño sísmico de edificios estructurados con marcos arriostrados excéntricamente (EBF) con enlaces reemplazables cortos. Se siguió la metodología del FEMA P695, la cual establece pautas para calcular factores de desempeño sísmico de manera confiable a través de análisis no lineales estáticos y dinámicos. Además, se hace uso del trabajo de Calo [4], el cual estudia el desempeño de marcos EBF con enlaces cortos en edificaciones chilenas. Para ello, se considera un espacio estructural compuesto por marcos en 2D que constan de 5 vanos, de los cuales dos contienen EBF. Estos marcos se diseñaron para diferentes números de pisos (3, 9 y 15), y diferentes zonas sísmicas (I, II y III) y tipos de suelos (A, B, C y D) de acuerdo con la norma NCh433. Como resultado, se obtuvieron un total de 36 casos diferentes, los cuales fueron dimensionados siguiendo los criterios de la NCh433, la filosofía de diseño de EBF de la AISC341 [9] y la verificación de elementos de la AISC360 [8], resultando a un total de 10 estructuras diferentes.

Se desarrollaron modelos no lineales estáticos (pushover) y dinámicos (tiempo historia) en la plataforma OpenSees. En estos modelos se hizo énfasis en el comportamiento del enlace, en donde se utilizó un elemento de enlace a cortante propuesto por Richards [13], el cual a su vez se basa en el elemento propuesto por Ramadan y Globorah (1995) [12], además este modelo fue calibrado por Calo [4] para acero A36.

De los resultados de los análisis no lineales estáticos, se encontró que las sobrerresistencias (Ω) decrecen conforme aumenta el número de pisos, con promedios de 4.3, 2.74 y 2.12 para edificios de 3, 9 y 15 pisos respectivamente, corroborando resultados de Calo [4]. Los factores de reducción de respuesta (R^*) sugieren que la norma NCh433 es conservadora para edificios de 3 y 9 pisos, pero sobreestima la capacidad para los de 15 pisos, consistente con lo expuesto por Calo [4]. por su parte, los análisis no lineales dinámicos muestran que el valor promedio de CMR para edificaciones de 3, 9 y 15 pisos es 1.60, 1.40 y 1.53, respectivamente, incumpliendo los criterios de desempeño del FEMA P695. Se observa un mayor incumplimiento en comparación con estudios previos, atribuido a que el enlace y la viga fuera del enlace no son continuas, y tienen diferentes requerimientos según la AISC341 [9]. El incumplimiento también podría deberse al uso de la norma NCh2745 para determinar la intensidad del máximo terremoto considerado (MCE), lo que podría resultar en la aplicación de un espectro más conservador. Finalmente, se sugiere que los factores de modificación de respuesta estructural de la norma NCh433 no son adecuados para EBF con enlaces reemplazables, en contraste con la limitación de Calo [4] de marcos EBF a 10 niveles para asegurar un rendimiento adecuado.

Agradecimientos

Agradezco profundamente a mi familia, en especial a mis padres, por su inquebrantable apoyo durante mi carrera en esta universidad. También estoy enormemente agradecido con mi tío, quien me brindó un hogar y un ambiente propicio para estudiar desde que llegué a esta ciudad y su apoyo ha sido fundamental en mi camino académico.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Introducción general y motivación	1
1.2. Objetivo general y específicos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.2.3. Alcances	2
2. Antecedentes	4
2.1. Marcos arriostrados excéntricamente (EBF)	4
2.2. Estudios previos	6
2.2.1. Estudio de enlaces reemplazables con placa gusset para EBF (Bozkurt & Topkaya [2])	6
2.2.2. Estudio de enlaces reemplazables con conexión de empalme para EBF (Özkılıç & Bozkurt & Topkaya [3])	6
2.2.3. Desempeño sísmico de edificaciones con EBF y enlaces cortos (Calo [4])	8
2.3. Aceptabilidad para inspección y recambio y límites de la deriva en EBF con enlaces reemplazables	8
2.4. Descripción de la metodología FEMA P695 [5]	9
2.4.1. Desarrollo conceptual	10
2.4.2. Obtener información	10
2.4.3. Características de comportamiento	10
2.4.4. Desarrollo de modelos	11
2.4.5. Análisis de modelos	11
2.4.6. Evaluación de desempeño	11
2.4.7. Resultados	12
3. Evaluación sísmica	13
3.1. Disposiciones sísmicas de AISC 341 [9]	13
3.1.1. Análisis	13
3.1.2. Ángulo de rotación del enlace	13
3.1.3. Requerimientos básicos de Elementos	13
3.1.4. Enlace	14
3.2. Metodología de diseño por capacidad	15
3.2.1. Enlace	15
3.2.2. Viga fuera del enlace	16
3.2.3. Columnas	17
3.2.4. Arriostramientos	17
3.2.5. Definición de los factores de desempeño sísmico	17
4. Diseño Estructural	20
4.1. Sistema Estructural	20
4.2. Materiales	21
4.3. Cargas Estáticas	22
4.4. Combinaciones de cargas a utilizar en el diseño	22

4.5.	Parámetros de diseño sísmico	23
4.5.1.	Análisis modal espectral	23
4.5.2.	Limitaciones en el corte basal	25
4.5.3.	Deformaciones sísmicas	26
4.6.	Análisis y diseño estructural	26
4.6.1.	Propiedades de los sistemas resistentes (EBF)	27
5.	Modelamiento computacional	29
5.1.	Modelamiento OpenSees	29
5.2.	Descripción modelo del enlace	32
5.3.	Validación del modelo del enlace	34
5.4.	Modos de colapso no simulados	35
6.	Análisis no lineal estático (pushover)	36
7.	Análisis dinámico no lineal	40
7.1.	Registros de movimientos del suelo	40
7.1.1.	Intensidad del Movimiento del Suelo del MCE	40
7.1.2.	Conjuntos de registros sísmicos	41
7.1.3.	Acortado de registro por duración de movimiento fuerte	42
7.1.4.	Escalado de registros sísmicos	43
7.2.	Análisis dinámicos no lineales (tiempo historia)	45
7.2.1.	Antecedentes de la evaluación de la capacidad de colapso	45
7.2.2.	Cálculo de la capacidad de colapso mediana y CMR	46
8.	Evaluación del Desempeño	47
8.1.	Descripción general del proceso de evaluación del desempeño	47
8.2.	Probabilidad aceptable de colapso	47
8.3.	Relación de margen de colapso ajustado	47
8.4.	Incertidumbre del colapso total del sistema	48
8.4.1.	Fuentes de incertidumbre	48
8.4.2.	Combinación de incertidumbres en la evaluación del colapso	49
8.5.	Valores aceptables del índice de margen de colapso ajustado	50
8.6.	Evaluación del Coeficiente de Modificación de Respuesta, R	51
8.7.	Evaluación del Factor de Sobrerresistencia, Ω	51
8.8.	Evaluación del factor de amplificación de la desplazamientos, C_d	51
9.	Resultados y comparaciones	52
9.1.	Resultados análisis estático no lineal (pushover)	52
9.2.	Resultados análisis dinámico no lineal	58
9.2.1.	Análisis dinámico incremental	58
9.2.2.	Respuesta no lineal EBF	61
9.2.3.	Resultados de evaluación de desempeño	63
9.2.4.	Evaluación final de los factores de desempeño	67
10.	Conclusiones	70
10.1.	Resumen y conclusiones	70
10.2.	Recomendaciones y trabajos futuros	74

Bibliografía	76
Anexos	78
A. Resultados Diseño Estructural	78
A.1. Enlaces	78
A.2. Vigas fuera del enlace	86
A.3. Columnas	89
A.4. Riostras	92
A.5. Control de derivas	96
B. Resultados análisis estático no lineal	100
B.1. Rotaciones del enlace	100
C. Resultados análisis dinámico no lineal	100
C.1. Gráficos IDA obtenidos	101
C.2. Gráficos Elementos	106
C.2.1. Enlaces gráficos rotación vs corte	107
C.2.2. Gráficos rotación vs piso - Enlaces	115
C.2.3. Gráficos Cortante vs Piso	117
C.2.4. Gráficos de Distorsión máxima vs piso	118
C.2.5. Gráficos de Desplazamiento máximo vs piso	119
D. Código de Opensees de ejemplo (modelo 1)	120
D.1. Parámetros iniciales	120
D.2. Nodos	120
D.3. Restricciones	122
D.4. Materiales	122
D.5. Propiedades de los elementos	124
D.6. Elementos	125
D.7. Masa	127
D.8. Análisis gravitacional	127
D.9. Análisis modal	128
D.10. Pushover	129
D.11. Tiempo Historia	131

Índice de Tablas

4.1.	Propiedades acero ASTM A36	21
4.2.	Cargas gravitacionales	22
4.3.	Combinaciones de carga LRFD (NCh3171 [6])	22
4.4.	Valores de Parámetros	23
4.5.	Matriz de arquetipos y su denominación	23
4.6.	Parámetros que dependen del tipo de suelo	24
4.7.	Control de derivas NCh433	26
4.8.	Propiedades del diseño estructural	28
7.1.	Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433 (fuente: NCh2745 [14])	41
7.2.	Parámetros espectro de diseño (fuente: NCh2745 [14])	41
7.3.	Factor de amplificación para el sismo máximo posible (fuente: NCh2745 [14])	41
7.4.	Registros y características de terremotos empleados (fuente: Elaborado en base a Calo[4])	42
8.1.	Calidad de los requerimientos de diseño (Fuente: Modificado Fema P695 [5])	48
8.2.	Calidad de los datos de la investigación experimental (Fuente: Modificado Fema P695 [5])	49
8.3.	Calidad de los modelos de arquetipos índice (Fuente: Modificado Fema P695 [5])	49
8.4.	Valores aceptables de la razón de margen de colapso ACMR (Fuente: Modificado Fema P695 [5])	50
9.1.	Factores de desempeño sísmico para cada uno de los modelos	56
9.2.	1er proceso de escalado de registros: Normalización por velocidades máximas (PGV)	58
9.3.	Intensidades sísmicas y factores de escalamiento (fuente: Elaboración propia)	59
9.4.	Resumen de colapso (CMR's) (Fuente: Elaboración propia)	61
9.5.	Cálculo Razón de margen de colapso ajustado (ACMR) (fuente: Elaboración propia)	64
9.6.	Cálculo de incertidumbres compuestas (fuente: Elaboración propia)	65
9.7.	Razones de márgenes de colapso ajustadas y criterios de aceptación para EBF	66
9.8.	Factores de reducción de respuestas obtenidos del análisis	68
A.1.	Diseño sísmico enlace EBF - Arquetipos de 3 pisos	78
A.2.	Diseño sísmico enlace EBF - Arquetipos de 9 pisos	79
A.3.	Diseño sísmico enlace EBF - Arquetipos de 15 pisos	81
A.4.	Diseño sísmico vigas fuera del enlace - Arquetipos de 3 pisos	86
A.5.	Diseño sísmico vigas fuera del enlace - Arquetipos de 9 pisos	87
A.6.	Diseño sísmico vigas fuera del enlace - Arquetipos de 15 pisos	88
A.7.	Diseño sísmico columnas - Arquetipos de 3 pisos	89
A.8.	Diseño sísmico columnas - Arquetipos de 9 pisos	90
A.9.	Diseño sísmico columnas - Arquetipos de 15 pisos	91
A.10.	Diseño sísmico riostras - Arquetipos de 3 pisos	92
A.11.	Diseño sísmico riostras - Arquetipos de 9 pisos	93
A.12.	Diseño sísmico riostras - Arquetipos de 15 pisos	94
A.13.	Control de derivas para los modelos de 3 pisos	96
A.14.	Control de derivas para los modelos de 9 pisos	97

A.15. Control de derivas para los modelos de 15 pisos	98
---	----

Índice de Ilustraciones

2.1.	Configuraciones típicas de EBF (elaborado en base a [1])	4
2.2.	Mecanismo de fluencia EBF [1]	5
2.3.	Enlaces reemplazables propuestos por Bozkurt & Topkaya [2]	6
2.4.	(a) Vista isométrica y (b) vista superior del concepto de enlace reemplazable con empalme medio propuesto. [3]	7
2.5.	Proceso para establecer y documentar cuantitativamente los factores de comportamiento sísmico (fuente: elaboración propia)	10
3.1.	Dimensiones del enlace (Bruneau & Ming & Sabelli [1])	16
3.2.	Ilustración de los factores de desempeño sísmico (Fuente: FEMA P695)	18
4.1.	Esquema de arquetipos en 2D	20
4.2.	Arquetipos a diseñar	21
4.3.	Espectros de diseño elástico	25
5.1.	Esquema de arquetipos en 2D para Opensees (fuente: elaboración propia)	29
5.2.	Representación de nodos (Fuente: elaboración propia)	30
5.3.	Material steel02 (fuente: OpenSees wiki [11])	31
5.4.	Discretización de la sección (fuente: elaboración propia)	32
5.5.	Elemento de enlace cortante (fuente: Richards [13])	33
5.6.	Representación gráfica material paralelo (fuente: OpenSees wiki [11])	33
5.7.	Viga con rótulas (fuente: OpenSees wiki [11])	34
5.8.	Bilinear - steel01 (fuente: OpenSees wiki [11])	34
6.1.	Esquema pushover (fuente: Elaboración propia)	36
6.2.	Curva pushover estática no lineal idealizada (fuente: modificada de Prinz [10])	37
7.1.	Definición del espectro de diseño de pseudo-aceleración (fuente: NCh2745 [14])	40
7.2.	Acortado de registros (fuente: Elaboración propia)	43
7.3.	Normalización de registros individuales: a) Sin escalar; y b) Escalados según sus velocidades máximas (Fuente: elaboración propia)	44
7.4.	Pseudoespectros de aceleración: a) Sin escalar; y b) Escalados a una intensidad específica (Fuente: elaboración propia)	45
7.5.	Gráfico de respuesta de análisis dinámico incremental de aceleración espectral versus relación máxima de deriva de la historia. (fuente: Elaboración propia)	46
9.3.	Resultados del análisis estático no lineal (pushover) para cada modelo estructural (Fuente: Elaboración propia)	54
B.1.	Rotaciones del enlace en función del número de pisos	100
C.1.	Corte - Rotación Enlace Modelo 1, 2 y 3 (Fuente: Elaboración propia)	107
C.2.	Corte - Rotación Enlace Modelo 4 (Fuente: Elaboración propia)	108
C.3.	Corte - Rotación Enlace Modelo 5 (Fuente: Elaboración propia)	109
C.4.	Corte - Rotación Enlace Modelo 6 (Fuente: Elaboración propia)	110
C.5.	Corte - Rotación Enlace Modelo 7 (Fuente: Elaboración propia)	111
C.6.	Corte - Rotación Enlace Modelo 8 (Fuente: Elaboración propia)	112
C.7.	Corte - Rotación Enlace Modelo 9 (Fuente: Elaboración propia)	113
C.8.	Corte - Rotación Enlace Modelo 10 (Fuente: Elaboración propia)	114
C.9.	Gráficos Rotación enlace vs número de piso de todos los modelos (Fuente: Elaboración propia)	116

C.10.	Gráficos de cortante máximo vs número de piso de todos los modelos (Fuente: Elaboración propia)	118
C.11.	Gráficos de deriva máxima vs número de piso de todos los modelos (Fuente: Elaboración propia)	119
C.12.	Gráficos de desplazamiento máximo vs número de piso de todos los modelos (Fuente: Elaboración propia)	120

Capítulo 1: Introducción

1.1. Introducción general y motivación

Chile es un país altamente sísmico debido a su ubicación geográfica en la convergencia de placas tectónicas. Ejemplos notables son los terremotos de 1960 y 2010, que causaron destrucción y pérdidas humanas. Estos eventos resaltan la importancia de contar con estructuras que puedan resistir y recuperarse eficientemente de los efectos sísmicos, reduciendo riesgos y daños. Como respuesta a esta situación, se han desarrollado regulaciones y estándares de construcción sísmicos para mejorar la respuesta estructural y reducir los impactos negativos. En este contexto, es necesario explorar nuevas estrategias de diseño y construcción, como el uso de enlaces reemplazables en marcos arriostrados excéntricamente, para fortalecer el desempeño sísmico y garantizar una rápida recuperación después de un terremoto.

En este sentido, un marco arriostrado excéntricamente (EBF) es un sistema estructural compuesto por columnas, vigas y riostras. Este sistema está diseñado para resistir fuerzas laterales, como vientos o sismos, que se transmiten desde los arriostramientos hacia las columnas u otros arriostramientos a través de un segmento de viga llamado "enlace", donde se produce una combinación de corte y flexión. Estos elementos actúan como fusibles estructurales, disipando de manera estable la energía generada por un terremoto y reduciendo las fuerzas y deformaciones en el resto de la estructura.

Sin embargo, para mejorar aún más el desempeño sísmico de los marcos arriostrados excéntricamente, se han introducido los "enlaces reemplazables". Estos enlaces son elementos de conexión que forman parte del sistema estructural y se utilizan para unir las riostras a las columnas y vigas. Su función principal es absorber y disipar la energía sísmica generada durante un terremoto. La ventaja de estos enlaces radica en su capacidad para ser fácilmente reemplazados después de un evento sísmico significativo, sin afectar la integridad estructural del resto del marco. Lo que se traduce en menores tiempos de reparación y menores costos asociados a daños estructurales.

En los últimos años, ha habido un creciente interés en la investigación de los enlaces reemplazables, motivado por la constante búsqueda de mejorar el desempeño sísmico de los marcos arriostrados excéntricamente. Estos estudios se han centrado en analizar el comportamiento de los enlaces reemplazables y evaluar su impacto en la mejora del desempeño sísmico del sistema estructural. Para lograrlo, se han utilizado enfoques teóricos, experimentales y computacionales, permitiendo un análisis detallado y la optimización del diseño de estos elementos de conexión. Los resultados de estas investigaciones han permitido un mayor entendimiento de los enlaces reemplazables y su potencial para fortalecer la resistencia sísmica de las estructuras.

Un ejemplo de investigación en este ámbito es el estudio realizado por Bozkurt y Topkaya en 2018, titulado "Replaceable links with gusseted brace joints for eccentrically braced frames". En este trabajo, los autores proponen tres tipos diferentes de enlaces reemplazables con placa gusset. Mediante pruebas de EBF bajo cargas cuasi estáticas en condiciones casi reales, considerando diferentes variables, se demostró que los enlaces reemplazables cumplían con

los requisitos de capacidad de rotación inelástica establecidos por las disposiciones sísmicas del AISC. Se observaron principalmente fallas de pandeo del ala y fractura del ala, pero no se encontraron fallas en las juntas de placa de gusset, lo que demuestra el potencial y la efectividad del detalle propuesto. Esto respalda la idea del uso de placa gusset en enlaces reemplazables para mejorar el comportamiento sísmico de los marcos arriostrados excéntricamente.

Otro ejemplo es el estudio realizado por Ozkılıç, Bozkurt y Topkaya, titulado "Mid-spliced end-plated replaceable links for eccentrically braced frames". En este estudio, los autores proponen un nuevo elemento de conexión desmontable y reemplazable que utiliza una conexión de empalme en la mitad del elemento de conexión. Estas conexiones de empalme consisten en secciones de canal soldadas en ambos lados formando una sección en forma de I que se ubica en la mitad del enlace. Además, estas dos piezas se conectan entre sí mediante el uso de placas laterales atornilladas, en las cuales se deja cierta tolerancia. Una característica importante de estas nuevas conexiones es que permiten la instalación del enlace bajo desplazamientos residuales del marco inferiores al 0.5 [%], además de facilitar el reemplazo al introducir una tolerancia en el montaje. Se realizaron ensayos en 3 especímenes propuestos, donde se consideró el tipo de transferencia de fuerza en la conexión de empalme como la variable principal. Según el AISC341 [9], para los enlaces cortos ($\rho < 1.6$), la capacidad de rotación inelástica debe ser al menos de 0.08 radianes. De acuerdo con este valor, todos los especímenes fallaron a ángulos mayores al requerido, lo que demuestra el potencial del enlace propuesto.

1.2. Objetivo general y específicos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de estructuras con marcos arriostrados excéntricamente utilizando enlaces reemplazables cortos diseñados según la normativa NCh433.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Evaluar los diferentes tipos de enlaces reemplazables para modelos estructurales, con el fin de seleccionar el enlace más adecuado.
- Diseñar modelos estructurales para diferentes tipos de suelo y zona establecidas en la norma NCh433, considerando normativa nacional e internacional.
- Evaluar el desempeño sísmico de cada sistema estructural mediante un análisis estático no lineal y dinámico no lineal, y determinar la aceptabilidad de los factores obtenidos.
- Comparar los resultados obtenidos con marcos arriostrados excéntricamente que emplean enlaces convencionales.

1.2.3. Alcances

El presente trabajo consta de 9 capítulos, incluyendo el actual. Estos son explicados brevemente a continuación:

- Capítulo 2 (antecedentes): Abarca antecedentes relacionados con el comportamiento mecánico de los marcos EBF. Además, se presentan estudios en donde se proponen detalles de enlaces reemplazables. Además, se presenta la metodología establecida en el FEMA P695.
- Capítulo 3 (evaluación sísmica): Se indican las disposiciones sísmicas del AISC 341 [9], se describe la metodología de diseño por capacidad utilizada en este caso y se realiza una definición de los factores de desempeño sísmico.
- Capítulo 4 (diseño estructural): Se realiza una descripción del sistema estructural utilizado, se especifican las características del acero utilizado, se detallan las cargas estáticas y las combinaciones de carga. Además, se establecen los parámetros de la demanda sísmica de la norma NCh433 y se especifica el espacio estructural total (36 diferentes casos a diseñar). Posteriormente, se presentan las secciones finales de los resultados en todos los casos y se indican algunas propiedades asociadas de cada arquetipo diseñado.
- Capítulo 5 (modelamiento computacional): Se describe el modelamiento computacional utilizado en OpenSees. Específicamente, se detalla cómo se construyeron los nudos, las restricciones utilizadas, la definición del material, la definición de elementos no lineales con secciones de fibra en columnas, riostras y vigas fuera del enlace. Además, se menciona el modelo no lineal utilizado en el enlace.
- Capítulo 6 (análisis estático no lineal): Se realiza una descripción del análisis estático no lineal (pushover) especificado en el FEMA P695.
- Capítulo 7 (análisis dinámico no lineal): Se especifica la intensidad de movimiento de suelo del MCE, y también se especifican los registros sísmicos utilizados y su procesamiento para la obtención de las curvas IDA de acuerdo al FEMA P695. Además, se especifica cómo se determinan los parámetros asociados a las curvas IDA.
- Capítulo 8 (evaluación del desempeño): Se especifica cómo se evalúan los factores de desempeño obtenidos de los análisis estáticos y dinámicos no lineales de acuerdo a criterios establecidos en el FEMA P695.
- Capítulo 9 (Resultados y comparaciones): Se muestran y describen los resultados obtenidos en cada uno de los análisis no lineales estáticos y dinámicos.
- Capítulo 10 (conclusiones y recomendaciones): Se presentan las principales conclusiones obtenidas respecto a los objetivos planteados inicialmente, además se mencionan recomendaciones enfocadas en cómo relacionar evaluaciones de desempeño de EBF en trabajos futuros.

Capítulo 2: Antecedentes

2.1. Marcos arriostrados excéntricamente (EBF)

Un marco arriostrado excéntricamente es un sistema estructural compuesto por columnas y vigas conectadas por diagonales, que se colocan en un patrón excéntrico con respecto a las columnas. Este sistema está diseñado para resistir cargas laterales, como viento o sismos. En un marco arriostrado excéntricamente, las fuerzas laterales se transmiten a través de los arriostramientos a las columnas o a otros arriostramientos a través de un pequeño segmento de la viga llamado "enlace", donde se produce una combinación de corte y flexión. Los enlaces en los marcos excéntricos actúan como fusibles estructurales para disipar la energía inducida por un terremoto de manera estable. Las geometrías típicas de los marcos arriostrados excéntricamente se muestran en la Figura 2.1, donde los enlaces se destacan en color azul en cada tipo de configuración.

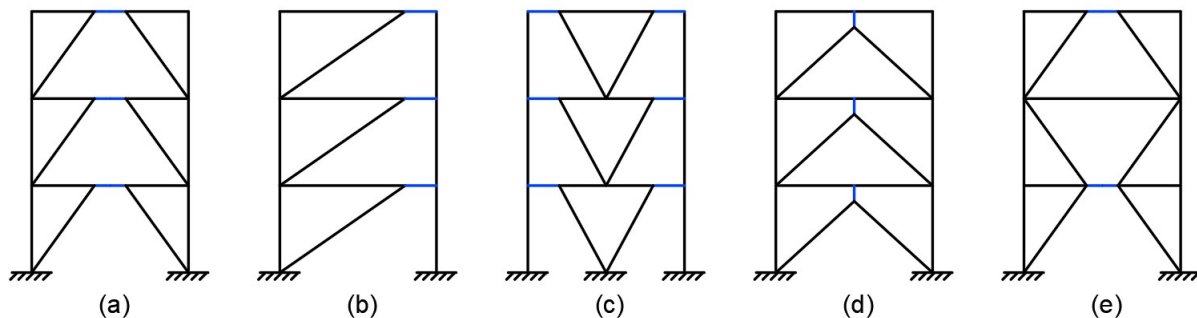


Figura 2.1: Configuraciones típicas de EBF (elaborado en base a [1])

Este tipo de marco combina las características de resistencia y rigidez de un marco arriostrado concéntricamente (CBF) con la capacidad de disipar energía de un marco a momento (MRF). El parámetro que cuantifica el comportamiento del EBF es la relación de longitud del enlace (ρ), la cual se define por la ecuación 2.1.

$$\rho = \frac{e}{\left(\frac{M_p}{V_p}\right)} \quad (2.1)$$

Donde e es la longitud del enlace, M_p es la capacidad plástica de momento y V_p es la capacidad plástica de cortante del enlace. La relación de longitud del enlace (ρ) es un indicador del modo de falla del enlace durante un evento sísmico. Cuando ρ es menor o igual a 1.6, el enlace es considerado como corto y su modo de falla principal es por corte. Por otro lado, cuando ρ es mayor o igual a 2.6, el enlace se considera largo y su modo de falla principal es por flexión. Y cuando el valor de ρ se encuentra entre 1.6 y 2.6, el enlace se considera de longitud intermedia y su modo de falla principal es una combinación de corte y flexión.

En cuanto a la filosofía de diseño de los marcos arriostrados excéntricamente, se muestra en la figura 2.2 el mecanismo plástico deseable de un EBF. En esta figura, la fluencia de los enlaces se produce a lo largo de la altura del marco, mientras que el resto de la estructura está diseñada para permanecer esencialmente elástica.

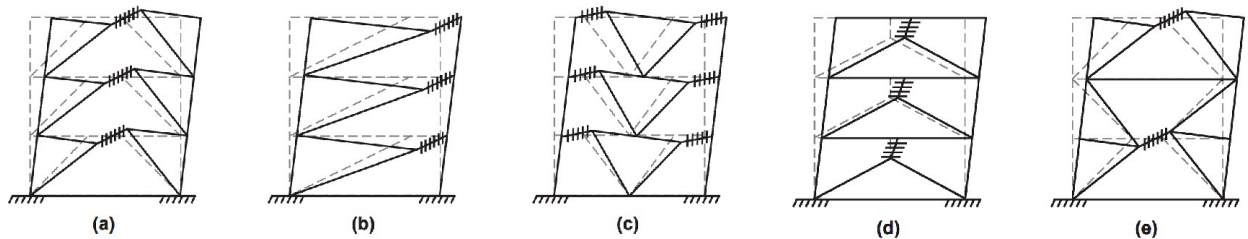


Figura 2.2: Mecanismo de fluencia EBF [1]

De acuerdo con lo anterior, en un EBF es necesario diseñar y detallar adecuadamente los enlaces para tener una resistencia y ductilidad adecuadas. Todos los demás componentes estructurales, como los segmentos de las vigas fuera de los enlaces, los arriostramientos, las columnas y conexiones, se dimensionan siguiendo los principios del diseño por capacidad para que permanezcan esencialmente elásticos durante el terremoto de diseño. Esto significa que se espera que estos elementos soporten cargas significativas durante el terremoto, pero sin dañarse permanentemente.

Específicamente, en este trabajo se trabajarán con enlaces cortos, como ya fueron definidos anteriormente; es decir, aquellos en los cuales se cumple que la relación de longitud del enlace (ρ) es menor o igual a 1.6, según la ecuación 2.1 previamente definida.

En el Capítulo 1 se establece el enfoque en el estudio de los marcos arriostrados excéntricamente (EBF) en el contexto de los edificios y la normativa chilena NCh433. Sin embargo, en la práctica, se observa que el potencial de uso de este sistema se encuentra mayormente en las estructuras industriales, que suelen ser de acero, mientras que en Chile los edificios son predominantemente de hormigón. La preferencia por diagonales en estructuras industriales, particularmente los chevrones, se debe a su capacidad para permitir la pasada por debajo, una necesidad común en entornos industriales donde la circulación de personas y equipos es esencial.

2.2. Estudios previos

2.2.1. Estudio de enlaces reemplazables con placa gusset para EBF (Bozkurt & Topkaya [2])

Este estudio se enfoca en la evaluación de tres diferentes tipos de enlaces reemplazables con placa gusset para marcos arriostrados excéntricos (EBF), los cuales tienen como objetivo evitar el oxicorte y gatos hidráulicos debido a derivas residuales excesivas. Estos enlaces se muestran en la figura 2.3, y son nombrados como: enlace reemplazable con placa gusset (figura 2.3.a), enlace reemplazable con placa gusset compacta (figura 2.3.b) y enlace reemplazable con pasador y placa gusset (figura 2.3.c).

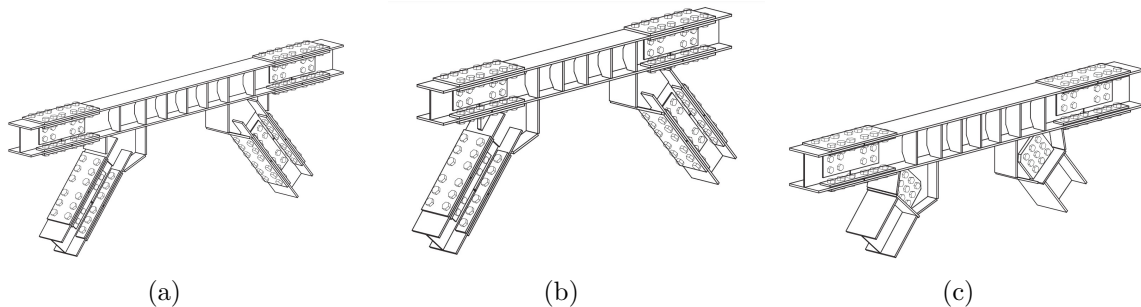


Figura 2.3: Enlaces reemplazables propuestos por Bozkurt & Topkaya [2]

Estos tres tipos de enlaces se comparan en términos de capacidad de carga, rigidez y desplazamiento, demostrando que el enlace reemplazable con pasador y placa gusset (figura 2.3.c) proporciona el mejor comportamiento. Además, se menciona que los enlaces reemplazables propuestos presentan ventajas significativas sobre los enlaces reemplazables anteriores, como una mayor facilidad de instalación, la capacidad de reemplazo sencillo y la posibilidad de ajustar la rigidez de la estructura cambiando los enlaces.

En el estudio, los autores se propusieron evaluar el comportamiento de los enlaces reemplazables con placa gusset, compararlos con los enlaces convencionales y estudiar el comportamiento de la conexión entre enlaces y marco. Para esto, llevaron a cabo pruebas experimentales y análisis numéricos, demostrando que los enlaces reemplazables propuestos tienen un comportamiento similar al de los enlaces convencionales, es decir, aquellos en los cuales no es posible el reemplazo.

2.2.2. Estudio de enlaces reemplazables con conexión de empalme para EBF (Özkalıç & Bozkurt & Topkaya [3])

En este estudio se propone un enlace desmontable que permite reemplazar los enlaces cuando sea necesario bajo desplazamientos residuales del marco. En este detalle, el enlace reemplazable se divide en dos piezas simétricas que se conectan entre sí mediante una conexión con placa de extremo en la mitad del enlace. En la figura 2.4 se puede observar el detalle del enlace propuesto en el estudio. La idea aquí es adjuntar secciones de canal a los extremos de cada pieza de manera que se pueda proporcionar un espacio entre los extremos. Este espacio facilita la extracción y el reemplazo fácil de los enlaces. Las secciones de canal deben soldarse a los enlaces en forma de sección I mediante soldaduras de filete alrededor o soldaduras de

ranura. Las dos piezas del enlace se conectan entre sí mediante placas laterales atornilladas a las bridas de las secciones de canal. Además, se pueden introducir orificios ranurados en las placas laterales para permitir el reemplazo bajo condiciones de desplazamiento residual.

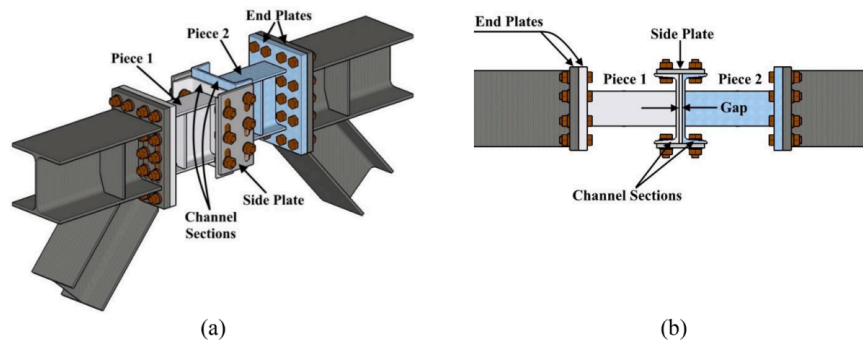


Figura 2.4: (a) Vista isométrica y (b) vista superior del concepto de enlace reemplazable con empalme medio propuesto. [3]

En el detalle del enlace propuesto, las fuerzas axiales generadas en el enlace no crean fuerzas axiales en los pernos. Los pernos están principalmente sometidos a acciones de corte causadas por las fuerzas axiales y de corte del enlace, y al momento torsional causado por la excentricidad de la conexión.

Se probaron tres especímenes para validar el concepto propuesto de enlace reemplazable. Los especímenes 1, 2 y 3 se crearon para estudiar la conexión de empalme central con diferentes métodos. Se fabricaron enlaces a partir de una sección IPE240, considerando el acero S275 con propiedades específicas. Los enlaces se rigidizaron según AISC 341 con placas de extremo y conexiones con pernos M24.

Los especímenes 1 y 2 se probaron con agujeros estándar, diseñados para abordar la posible falta de alineación post-evento sísmico. El primero fue diseñado con una conexión crítica para evitar el deslizamiento, mientras que el segundo sirvió como conexión de apoyo. El espécimen 3 se sometió a pruebas con agujeros ranurados, permitiendo la instalación bajo desplazamientos residuales del marco. Este espécimen se instaló bajo un desplazamiento residual del marco del 0.5 %.

En el estudio de enlaces reemplazables, se comprobó que estos poseen una capacidad de rotación mayor a la requerida, siendo válidos para desplazamientos residuales de hasta 0.5 % del marco. Tanto las conexiones de rodamiento como las de deslizamiento resultaron apropiadas. La validación numérica fue exitosa y se propone un diseño para controlar deformaciones y reforzar secciones de canal, evitando posibles fallos. La introducción de conexiones empalmadas reduce la rigidez, con recomendaciones específicas para reducir la rigidez en el plano y fuera del plano. Además, el estudio en enlaces más grandes confirmó la efectividad del detalle propuesto.

Finalmente, el nuevo diseño de enlace reemplazable propuesto ofrece beneficios al simplificar la remoción y el reemplazo, permitiendo incluso la sustitución con desplazamientos residuales

menores al 0.5%. No obstante, tiene desventajas como un aumento en costos y la reducción de la rigidez del enlace. Además, la introducción de una placa de fricción y el uso de agujeros ranurados podrían aumentar la disipación de energía en el enlace, pero se requiere más validación experimental en este sentido.

2.2.3. Desempeño sísmico de edificaciones con EBF y enlaces cortos (Calo [4])

Esta tesis se centra en el estudio de marcos arriostrados excéntricos (EBF) en edificaciones chilenas, utilizando únicamente enlaces cortos. Al igual que en este trabajo, se emplea la metodología del FEMA P695 para evaluar el desempeño sísmico mediante análisis no lineales (estáticos y dinámicos).

En este caso, se consideraron 9 modelos de marcos para diferentes alturas (1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 12 y 16), cada uno diseñado utilizando las demandas sísmicas de la NCh433, considerando para cada uno las diferentes zonas sísmicas (I, II y III) y diferentes tipos de suelo (A, B, C, D y E). Esto resulta en un total de 135 casos posibles, los cuales se diseñan según las normas AISC 360 [8], AISC 341 [9] y NCh433, de los cuales se seleccionaron 55 modelos para someterlos a análisis no lineal.

En este trabajo se empleó la plataforma OPENSEES para análisis estáticos no lineales (pushover) y dinámicos incrementales (IDA), centrándose en el comportamiento del enlace.

Los resultados del análisis estático revelaron que los factores de sobrerresistencia son constantes en altura ($\omega = 3.5$), excepto para modelos de 1 a 3 niveles. El factor de modificación de respuesta (R) mostró un comportamiento variado, indicando que la NCh433 puede ser conservadora para edificios más bajos (hasta 8 niveles), presentando mayor capacidad para incursionar en el rango inelástico, mientras que para edificaciones de mayor altura se evidencia una sobreestimación de capacidad. En el análisis dinámico incremental, se confirmó este comportamiento, donde se obtuvieron razones de margen de colapso (CMR) mayores para modelos entre 1 y 3 pisos (entre 4 y 7), mientras que en los modelos de 12 y 16 pisos se obtienen valores de CMR cercanos a la unidad. Finalmente, se sugiere que los EBF podrían ser limitados a 10 niveles con un desempeño asegurado según la NCh433, aunque se recomienda realizar más estudios para EBF superiores a esta altura.

2.3. Aceptabilidad para inspección y recambio y límites de la deriva en EBF con enlaces reemplazables

El éxito del proceso de recambio del enlace depende en gran medida de las derivas residuales del marco. La literatura científica sobre enlaces EBF reemplazables demuestra que la operación de reemplazo se puede realizar siempre que las derivas residuales del marco sean limitadas.

Según una encuesta de MacRae y Bruneau [18], ingenieros estructurales en Nueva Zelanda estuvieron mayormente de acuerdo en algunos aspectos, pero hubo división en cuanto a si los sistemas estructurales con enlaces reemplazables eran mejores a los convencionales. Mientras algunas empresas preferían los enlaces reemplazables, otras expresaron preocupación sobre

su reemplazo, especialmente considerando la losa del piso y otros obstáculos.

En el Laboratorio Europeo de Evaluación Estructural (ELSA) [19], se llevó a cabo un programa de pruebas exhaustivo sobre un EBF de tres pisos y tres vanos con un vano equipado con enlaces reemplazables. Este programa, que incluyó pruebas pseudodinámicas y de empuje, tenía como objetivos principales investigar el proceso de reemplazo de enlaces tras eventos sísmicos, validar la capacidad de recentrado de sistemas duales con miembros reemplazables, y explorar la interacción entre la losa de concreto y los enlaces. El espécimen de prueba utilizó un sistema dual EBF-MRF, donde el Marco a Momento Resistente (MRF) proporcionaba capacidad de rearmado a la estructura.

La campaña experimental demostró la viabilidad del proceso de reemplazo de enlaces y destacó la utilidad de los enlaces reemplazables en comparación con las tareas costosas asociadas con los sistemas EBF convencionales. Se validó la capacidad de recentrado de los sistemas duales EBF-MRF, y se recomendó una configuración específica que facilitaba el proceso de reemplazo de enlaces. Además, se identificaron consideraciones importantes de seguridad, como la posibilidad de desarrollar tensiones y deformaciones residuales en los enlaces, lo que podría requerir el uso de oxicorte y gatos hidráulicos durante el proceso de reemplazo.

Según lo detallado por Özkılıç, Bozkurt y Topkaya [3] y según el EN1090-2 [20], se indica que la instalación de los nuevos enlaces sería muy problemática si las derivas residuales del marco no están dentro del rango de 0.1 % (H/1000) y 0.2 % (H/500) para EBF de varios pisos. Sin embargo, utilizando el sistema dual EBF-MRF de acuerdo a los experimentos del ELSA [19], los enlaces fueron reemplazados dos veces, reportándose derivas residuales del orden de H/5250 y H/1750. Otra solución a las derivas excesivas entre pisos es volver a enderezar las columnas; este proceso se aplicó en un edificio EBF de 22 pisos después de los terremotos de Nueva Zelanda de 2010 y 2011, donde se tuvo una deriva residual del 0.3 %. Sin embargo, este proceso solo se recomienda para derivas residuales de hasta el 0.5 %, ya que por temas de costos es mejor reconstruir si se superan dichas derivas.

Finalmente, de acuerdo a la literatura consultada sobre enlaces reemplazables mencionada anteriormente, Özkılıç, Bozkurt y Topkaya [3] desarrollaron un enlace reemplazable que permite un reemplazo a derivas residuales de menos del 0.5 %, mayor que las tolerancias convencionales de derivas residuales de 0.1 % y 0.2 %.

2.4. Descripción de la metodología FEMA P695 [5]

Como se mencionó anteriormente, se emplea el FEMA P695 para el desarrollo de la metodología de este trabajo.

Esta metodología consiste en establecer los factores de desempeño sísmico en un marco, implicando la obtención detallada sobre el diseño del sistema y la evaluación probabilística del riesgo de colapso. Para lo anterior es que se usan análisis no lineales y considera explícitamente las incertidumbres en el movimiento del suelo, el modelado, el diseño y los datos de prueba.

Los pasos que componen esta metodología se ilustran en la figura 2.5. Estos pasos describen un proceso para desarrollar la información del diseño del sistema con suficiente detalle y

especificidad para identificar el rango de aplicación permisible para el sistema propuesto, simular adecuadamente la respuesta no lineal y evaluar de manera confiable el riesgo de colapso en el rango de aplicaciones propuesto.

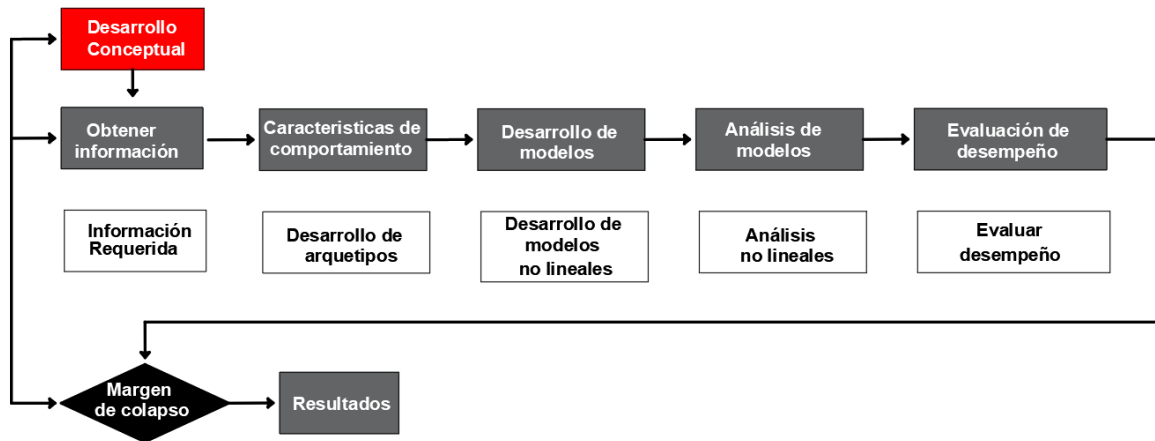


Figura 2.5: Proceso para establecer y documentar cuantitativamente los factores de comportamiento sísmico (fuente: elaboración propia)

A continuación se describen cada uno de estos pasos.

2.4.1. Desarrollo conceptual

El proceso comienza con la definición del sistema resistente a fuerzas sísmicas (EBF), los materiales a utilizar (acero en este caso), la configuración del sistema, los mecanismos de disipación de energía y el rango de aplicación previsto.

2.4.2. Obtener información

Este paso involucra la información necesaria, que abarca los requisitos de diseño detallados y los resultados de pruebas de materiales, componentes y sistemas. Dado que en FEMAP695 se emplean las disposiciones sísmicas de ASCE/SEI 7-05, se adapta a las provisiones sísmico establecidas en la norma NCh433.

2.4.3. Características de comportamiento

El comportamiento del sistema se caracteriza mediante el uso de arquetipos. Se inicia con la identificación del rango de rasgos y características de comportamiento que describen los límites del sistema propuesto de resistencia a fuerzas sísmicas.

Estos arquetipos deben proveer características significativas para representar aplicaciones típicas, incluyendo la altura del edificio, periodo fundamental, tamaños de vanos y magnitud de cargas gravitacionales. En este trabajo se crean modelos donde se varía la demanda sísmica y se evalúa la seguridad de colapso para cada modelo.

2.4.4. Desarrollo de modelos

Los arquetipos de cada sistema estructural son la base para crear diseños de prueba y modelos no lineales que representen el rango de aplicaciones de un sistema resistente a fuerzas sísmicas. Estos modelos capturan los modos de comportamiento y características clave, considerando criterios sísmicos, variaciones de carga y configuraciones geométricas.

Los modelos no lineales simulan mecanismos de deterioro relevantes para el colapso, aunque se reconocen limitaciones en simular todos los modos posibles. Además, se tiene en cuenta la masa sísmica y los efectos $P - \Delta$. Estos modelos serán calibrados con datos de pruebas de materiales, elementos o ensambles, u otra evidencia que permita simular el comportamiento no lineal esperado.

2.4.5. Análisis de modelos

La evaluación del colapso utiliza procedimientos de análisis estáticos no lineales (pushover) y dinámicos (historia de respuesta). Los análisis estáticos validan los modelos y brindan información sobre la ductilidad del sistema, mientras que los dinámicos evalúan la capacidad de colapso y las relaciones de margen de colapso.

En los análisis dinámicos se emplean registros sísmicos, principalmente lejanos a la falla, para evaluar el colapso. En este caso, se utilizarán 18 registros sin considerar la condición del sitio o la fuente del mecanismo, seguidos de un escalado según la metodología del FEMAP695.

Finalmente, utilizando el concepto de análisis dinámico incremental (IDA), se puede obtener la fragilidad de colapso a través de una función de distribución de probabilidad y determinar la capacidad media de colapso.

2.4.6. Evaluación de desempeño

En este paso se utilizan análisis estáticos no lineales para determinar el factor de sobrerresistencia del sistema (ω) y análisis dinámicos no lineales para evaluar la aceptabilidad del factor de modificación de respuesta estructural (R). Además de estos análisis, se puede obtener el factor de modificación de respuesta (Cd) y la ductilidad basada en período (μ_T).

La aceptabilidad de R se evalúa mediante la relación de margen de colapso calculada (CMR), comparada con valores aceptables basados en la calidad de la información, incertidumbre del sistema y límites establecidos sobre las probabilidades aceptables de colapso. Se ajusta la relación de margen de colapso para considerar movimientos extremos del suelo, basado en la forma del espectro de movimientos raros y en función de la ductilidad y el período de vibración.

Los valores aceptables de la relación CMR se definen según una probabilidad de colapso. Si los valores de CMR son lo suficientemente grandes para dar bajas probabilidades de colapso, entonces se acepta el valor adoptado de R.

2.4.7. Resultados

Es esencial documentar exhaustivamente cada paso del proceso, desde reglas de diseño hasta resultados de pruebas, para su revisión independiente, aprobación por autoridades y uso futuro en diseño y construcción. La documentación debe ser detallada y clara, permitiendo a ingenieros y revisores desconocidos comprender y evaluar el diseño, y a autoridades y organizaciones evaluar la viabilidad del sistema propuesto.

Capítulo 3: Evaluación sísmica

3.1. Disposiciones sísmicas de AISC 341 [9]

Para el diseño sísmico de los arquetipos se utiliza el Capítulo F del AISC 341 del año 2022, el cual se refiere a los marcos arriostrados excentricamente (EBF) de acero.

3.1.1. Análisis

La resistencia requerida de las diagonales, vigas fuera del enlace y columnas se determinará utilizando las combinaciones de cargas especificadas en la norma NCh3171 [6] para el caso de LRFD (tabla 4.3). Además, la componente sísmica, corresponderá a las fuerzas desarrolladas en el elemento asumiendo que las fuerzas en los extremos de los enlaces corresponden a la resistencia a cortante ajustada del enlace, la cual se determina mediante la siguiente ecuación (secciones en forma de I):

$$V_{link} = 1.25 \cdot R_y \cdot V_n \quad (3.1)$$

En lo que respecta a la ecuación mencionada, R_y representa la relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado, mientras que v_n corresponde a la resistencia nominal a corte del enlace.

Sin embargo, la norma permite reducir la resistencia a cortante ajustada del enlace (V_{link}) en $0.88V_{link}$ en la determinación de las fuerzas sísmicas de las vigas fuera del enlace.

3.1.2. Ángulo de rotación del enlace

La norma establece que el ángulo de rotación del enlace no debe exceder los siguientes valores:

- (a) Para enlaces de longitud $1.6M_p/V_p$ o menos: 0.08 rad
- (b) Para enlaces de longitud $2.6M_p/V_p$ o mayor: 0.02 rad

Donde:

- M_p = Momento plástico del enlace
- V_p = Resistencia plástica al corte del enlace

3.1.3. Requerimientos básicos de Elementos

La norma establece los siguientes requerimientos básicos para los arriostramientos, columnas y vigas fuera del enlace:

- a) Los elementos de arriostramiento deberán satisfacer las limitaciones de ancho espesor para elementos moderadamente dúctiles.
- b) Los miembros columna deben cumplir con las limitaciones de ancho espesor para miembros altamente dúctiles.

- c) Cuando la viga fuera del enlace es una sección diferente del enlace, la viga deberá satisfacer las limitaciones de ancho espesor para miembros moderadamente dúctiles.

3.1.4. Enlace

1) Limitaciones

En primer lugar, la norma menciona que los enlaces deben cumplir con los requisitos de la sección para miembros altamente dúctiles.

2) Resistencia al corte

La resistencia a corte del enlace debe ser el menor valor entre los estados límite de fluencia por cortante en el alma y fluencia en la sección.

a) fluencia por cortante

$$V_n = V_p \quad (3.2)$$

Donde:

$$V_p = 0.6F_y A_{lw} \quad \text{si} \quad P_r/P_y \leq 0.15 \quad (3.3)$$

$$V_p = 0.6F_y A_{lw} \sqrt{1 - (P_r/P_y)} \quad \text{si} \quad P_r/P_y > 0.15 \quad (3.4)$$

Donde:

A_{lw} : Es el área del alma del enlace (excluyendo las alas), determinado como $A_{lw} = (d - 2t_f)t_w$ para secciones en forma de I.

P_r : Es la resistencia axial requerida usando combinaciones de carga LRFD o ASD.

P_y : Es el límite elástico axial, determinado como $P_y = F_y A_g$.

b) fluencia por flexión

$$V_n = 2 \cdot M_p/e \quad (3.5)$$

Donde:

$$M_p = F_y Z \quad \text{si} \quad P_r/P_y \leq 0.15 \quad (3.6)$$

$$M_p = F_y Z \left(\frac{1 - P_r/P_y}{0.85} \right) \quad \text{si} \quad P_r/P_y > 0.15 \quad (3.7)$$

Donde:

Z: Módulo de sección plástica alrededor del eje de flexión.

e: longitud del enlace, definida como la distancia libre entre los extremos de dos riostras diagonales o entre la riostra diagonal y la cara de la columna.

3.2. Metodología de diseño por capacidad

3.2.1. Enlace

a) Resistencia al corte

De acuerdo con lo especificado en la norma AISC 341 [9], la resistencia por corte corresponderá al menor valor entre los estados límite de fluencia por cortante en el alma y fluencia en la sección, lo cual se representa en la siguiente ecuación:

$$V_n = \min \left(V_p, 2 \frac{M_p}{e} \right) \quad (3.8)$$

b) Ángulo de rotación del enlace

Al solo trabajar con enlaces cortos, el ángulo de rotación se limitará a 0.08 radianes, de acuerdo con lo que aparece en la norma AISC 341 [9]. Este ángulo se determinará con la siguiente expresión:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (3.9)$$

Donde:

θ_p : es el ángulo de deriva plástica del piso, el cual se define como $\frac{\Delta_p}{h}$.

e: corresponde a la excentricidad real.

L: corresponde a la longitud del vano.

γ_p es la demanda de deformación plástica del enlace.

La excentricidad del enlace se determina de acuerdo con lo que se muestra en la figura 3.1. De acuerdo con esta figura, la excentricidad e representa la distancia entre las conexiones de las riostras y se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$e = x + \frac{d_{\text{viga}}}{\tan(\theta)} - \frac{b_{\text{riostra}}}{\sin(\theta)} \quad (3.10)$$

Donde d_{viga} y d_{riostra} son los cantos de la viga y las riostras, respectivamente, mientras que x

representa la distancia entre los puntos de intersección de las líneas centrales de las riostras con la línea central de la viga.

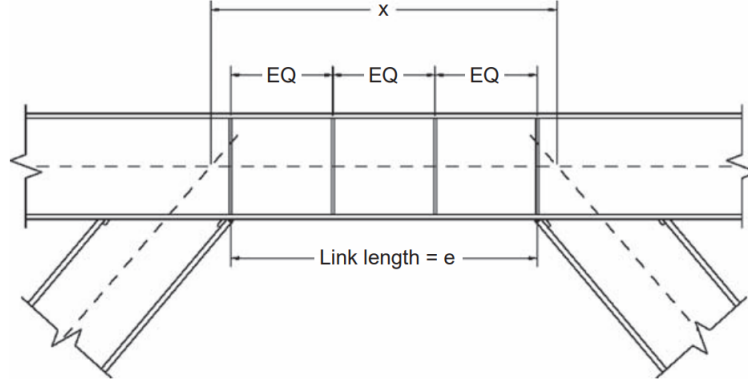


Figura 3.1: Dimensiones del enlace (Bruneau & Ming & Sabelli [1])

Por su parte, la deriva plástica (Δ_p), de acuerdo con el libro de Bruneau & Ming & Sabelli [1], se puede determinar como $\Delta_p = (c_d - 1)\delta$, donde δ representa el desplazamiento elástico relativo del piso, y c_d se puede estimar como el factor de reducción R^* . Por lo tanto, considerando lo anterior, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\gamma_p = \frac{L}{e}(R^* - 1)\Delta \quad (3.11)$$

En esta expresión, Δ representa la deriva elástica del piso.

3.2.2. Viga fuera del enlace

En este caso, al tratar con enlaces reemplazables, las vigas fuera del enlace y los enlaces no son elementos continuos; por lo tanto, en los casos en los que se tienen diferentes secciones, se permite un elemento de ductilidad moderada.

Al considerarse los arriostramientos de los EBF totalmente restringidos, el momento al final del enlace debe ser distribuido entre las diagonales y la viga fuera del enlace. Para determinar la porción de momento resistido por la viga fuera del enlace se puede basar en las rigideces de los elementos; sin embargo, se utiliza un método basado en una amplificación, en el cual se usa la resistencia ajustada del enlace (V_{link}) dividido por el corte requerido por sismo del análisis estructural (V_{QE}), de la siguiente manera:

$$f = \frac{0.88V_{link}}{V_{QE}} \quad (3.12)$$

En esta expresión se multiplica por 0.88, ya que la norma AISC 341 [9] permite esta reducción para las vigas fuera del enlace, según lo especificado anteriormente. Este factor se aplica a las solicitaciones obtenidas por las fuerzas sísmicas en la viga fuera del enlace, obteniendo las siguientes fuerzas sísmicas en la viga fuera del enlace:

$$P_{Emh} = fP_{QE} \quad V_{Emh} = fV_{QE} \quad M_{Emh} = fM_{QE} \quad (3.13)$$

Donde P_{QE} , V_{QE} y M_{QE} son las solicitaciones obtenidas por las fuerzas sísmicas en la viga fuera del enlace del análisis estructural.

Luego, se efectúan las combinaciones de carga pertinentes y se procede con el diseño por capacidad, donde se determinan las resistencias según la norma AISC 360 [8] para compresión y flexión. Este proceso se repite cada 3 pisos, empleando la resistencia de corte ajustada más crítica en cada diseño.

3.2.3. Columnas

Para las columnas, las cargas sísmicas se determinan como la suma de la resistencia ajustada de los enlaces a lo largo de todos los pisos. Así, la solución sísmica axial corresponderá en un determinado nivel a:

$$P_i = \sum V_{link} \quad (3.14)$$

Posteriormente, se realizan las combinaciones de carga respectivas, y se procede con el diseño por capacidad en donde se determinan las resistencias de acuerdo con la norma AISC 360 [8] para compresión. Por simplicidad, este diseño se realiza cada 3 pisos.

3.2.4. Arriostramientos

En este caso, al igual que las vigas fuera del enlace, se utiliza el método de amplificación antes mencionado; sin embargo, en este caso al factor de amplificación no se le añade el 0.88, quedando el siguiente factor:

$$f = \frac{V_{link}}{V_{QE}} \quad (3.15)$$

Posteriormente, se realizan las combinaciones de carga respectivas y se procede con el diseño por capacidad, en donde se determinan las resistencias de acuerdo con la norma AISC 360 [8] para compresión y flexión. Este diseño se realiza cada 3 pisos, utilizando la resistencia de corte ajustada más crítica para cada diseño.

3.2.5. Definición de los factores de desempeño sísmico

La metodología del FEMAP695 establece el uso de los factores según el ASCE/SEI 7 [16]. Estos valores incluyen el Factor de Modificación de Respuesta (R), el Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) y el Factor de Amplificación de Desplazamiento (C_d). Sin embargo, se permite definir los factores de desempeño sísmico en relación con la respuesta inelástica global (curva pushover idealizada) del sistema resistente a fuerzas sísmicas. En la siguiente figura se ilustra la curva idealizada donde se muestran los factores de desempeño:

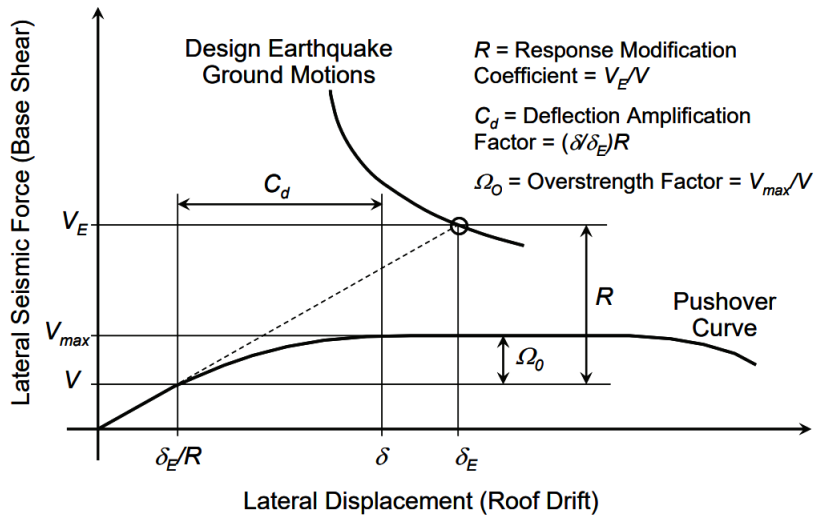


Figura 3.2: Ilustración de los factores de desempeño sísmico (Fuente: FEMA P695)

En esta figura, V_E representa el corte basal donde el sistema permanece completamente elástico para el evento sísmico de diseño, V_{max} representa la máxima resistencia real del sistema y Q_o (V según la figura) el cortante basal de diseño. Por su parte, δ_E representa la deriva de piso al cortante basal si el sistema permanece completamente elástico y δ_{max} (δ según la figura) representa la deriva de piso en el sistema en fluencia al sismo de diseño. Dado lo anterior, el factor R se define como la relación entre el nivel de fuerza que se desarrollaría si el sistema permaneciera totalmente elástico y el cortante basal de diseño:

$$R = \frac{V_E}{Q_o} \quad (3.16)$$

Además, el factor de sobrerresistencia (Ω_o) es la relación entre la resistencia máxima del sistema y el cortante basal de diseño:

$$\Omega_o = \frac{V_{max}}{Q_o} \quad (3.17)$$

El factor C_d , típicamente menor que 1, se define como:

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad (3.18)$$

Otro factor importante es la razón entre el corte basal elástico y el corte basal desarrollado del sistema en total fluencia, definido como:

$$R_u = \frac{V_E}{V_{max}} \quad (3.19)$$

R_u corresponde al factor de reducción por ductilidad, con el cual se establece la siguiente relación:

$$R = R_u \Omega_o \quad (3.20)$$

Por último, se define el factor de ductilidad como:

$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (3.21)$$

Estos factores son cruciales para comprender cómo se desarrollan y la forma de las rótulas plásticas que se forman en un sistema bajo cargas laterales, alcanzando su máxima capacidad. En la normativa chilena, el factor de modificación de respuesta para pórticos excéntricos se establece en $R_o=10$, utilizado en análisis modales espectrales y seleccionado en esta investigación para el diseño de cada modelo. Por otro lado, la especificación del ASCE/SEI 7-10 recomienda valores de R , Ω_o y C_d de 8, 2 y 4 respectivamente.

Capítulo 4: Diseño Estructural

4.1. Sistema Estructural

Como ya se mencionó anteriormente se estudiarán tres marcos de acero en 2D de diferentes alturas con sistemas EBF. Estos arquetipos incluyen elementos vigas, vigas fuera del enlace, diagonales y columnas. Las bases de columnas se consideran empotradas y las diagonales en forma chevrón y restringidas a momento.

En la figura 4.1 se puede observar un esquema de cómo estará compuesto cada arquetipo, y también se indican los elementos de este.

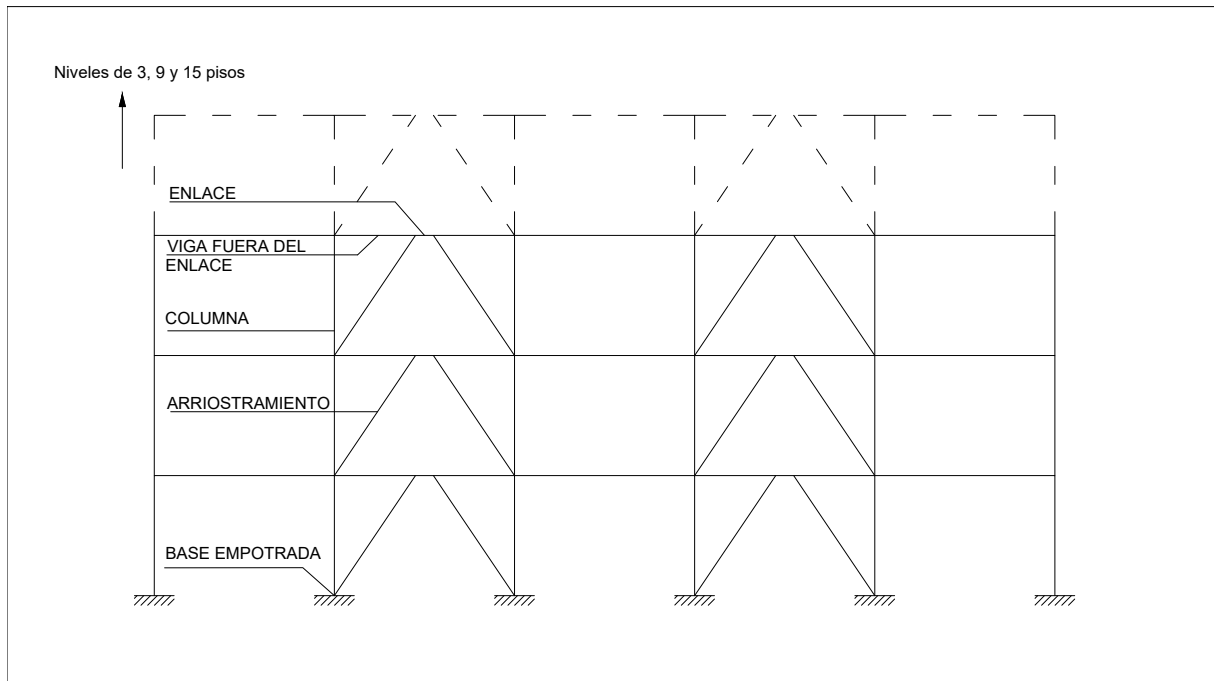


Figura 4.1: Esquema de arquetipos en 2D

Estos marcos se presentan en alturas de tres, nueve y quince pisos, como se observa en la figura 4.2

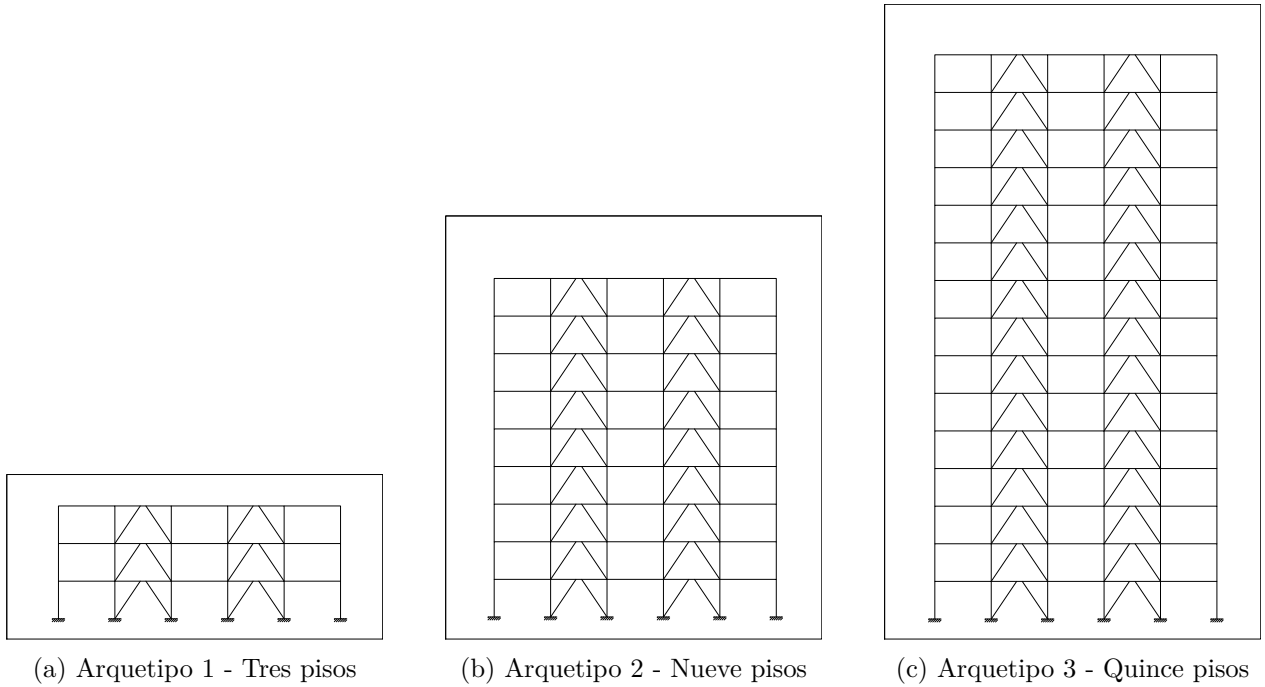


Figura 4.2: Arquetipos a diseñar

Cada uno de estos modelos presenta 5 vanos, con sistemas EBF en el segundo y cuarto vano. Se utiliza una altura de piso de 4 metros y un ancho de vano de 6 metros. La longitud de los enlaces varía según el diseño de cada modelo, con el objetivo de cumplir con la condición de enlace corto.

En el diseño se utilizan perfiles americanos de tipo doble T tipo W orientados a lo largo del eje fuerte. La razón de esta elección se debe a la amplitud del catálogo disponible para este tipo de perfiles.

4.2. Materiales

Para todos los elementos del marco se utilizará una acero ASTM A36, el cual posee las siguientes propiedades:

Tabla 4.1: Propiedades acero ASTM A36

Parámetro	Valor	Unidades
Tensión de fluencia (F_y)	2531.09	[kfg/cm ²]
Resistencia a la tracción (F_u)	4077.87	[kfg/cm ²]
Módulo de elasticidad (E)	2100000	[kfg/cm ²]
Peso específico (γ)	0.785	[kfg/cm ²]
Factor para la tensión de fluencia esperada (R_y)	1.5	[kfg/cm ²]
F_{ye}	3796.64	[kfg/cm ²]
F_{ue}	4893.44	[kfg/cm ²]
G	807692.31	[kfg/cm ²]

4.3. Cargas Estáticas

Las cargas gravitacionales utilizadas en el diseño se muestra en la tabla 4.2.

Tabla 4.2: Cargas gravitacionales

Carga	Valor	Unidad
Carga Muerta, D	3	[tonf/m]
Carga Muerta techo, D_r	2.3	[tonf/m]
Carga viva, L	1.5	[tonf/m]
Carga viva techo, L_r	0.6	[tonf/m]

4.4. Combinaciones de cargas a utilizar en el diseño

A partir de la norma NCh3171 [6], se pueden extraer las combinaciones de carga para el diseño por resistencia (LRFD) y estas se esquematizan en la tabla 4.3.

Tabla 4.3: Combinaciones de carga LRFD (NCh3171 [6])

#	Combinaciones de carga
1	1,4D
2	1,2D + 1,6L + 0,5(Lr o S o R)
3a	1,2D + 1,6(Lr o S o R) + L
3b	1,2D + 1,6(Lr o S o R) + 0,8W
4	1,2D + 1,6W + L + 0,5(Lr o S o R)
5	1,2D + 1,4E + L + 0,2S
6	0,9D + 1,6W
7	0,9D + 1,4E

La simbología de la tabla anterior corresponde a la siguiente:

- D : Carga permanente
- L : Carga de uso
- L_r : Carga de uso de techo
- S : Carga de nieve
- R : Carga de lluvia
- E : Carga sísmica
- W : Carga de viento

4.5. Parámetros de diseño sísmico

De la norma NCh433 se extraen los siguientes parámetros que serán utilizados en los diferentes modelos estructurales:

Tabla 4.4: Valores de Parámetros

Parámetro	Valor
Aceleración efectiva del suelo A_0	Zona 1, 2 y 3 (0.2g 0.3g 0.4g)
Tipo de suelo	A, B, C y D
Coefficiente de importancia I	1,0
Categoría de ocupación	II
Factor de modificación R_0 (Muros y sistemas arriostrados, marcos excéntricos (EBF))	10

En la tabla 4.5 se muestran todos los arquetipos a diseñar. En esta, se varía la altura de piso, la zona y el tipo de suelo, lo que resulta en un total de 36 modelos diferentes a diseñar.

Tabla 4.5: Matriz de arquetipos y su denominación

Arquetipo 1 - tres niveles			Arquetipo 2 - nueve niveles			Arquetipo 3 - quince niveles		
Zona	Suelo	Denominación	Zona	Suelo	Denominación	Zona	Suelo	Denominación
1	A	A3-Z1A	1	A	A9-Z1A	1	A	A15-Z1A
	B	A3-Z1B		B	A9-Z1B		B	A15-Z1B
	C	A3-Z1C		C	A9-Z1C		C	A15-Z1C
	D	A3-Z1D		D	A9-Z1D		D	A15-Z1D
2	A	A3-Z2A	2	A	A9-Z2A	2	A	A15-Z2A
	B	A3-Z2B		B	A9-Z2B		B	A15-Z2B
	C	A3-Z2C		C	A3-Z2C		C	A15-Z2C
	D	A3-Z2D		D	A3-Z2D		D	A15-Z2D
3	A	A3-Z3A	3	A	A9-Z3A	3	A	A15-Z3A
	B	A3-Z3B		B	A9-Z3B		B	A15-Z3B
	C	A3-Z3C		C	A9-Z3C		C	A15-Z3C
	D	A3-Z3D		D	A9-Z3D		D	A15-Z3D

Se utiliza el análisis modal espectral establecido en la norma NCh433 para evaluar el comportamiento bajo cargas sísmicas en el diseño.

4.5.1. Análisis modal espectral

Este método es utilizado en estructuras con modos normales de vibración y un amortiguamiento modal del 5% del amortiguamiento crítico. Los espectros de diseño definidos en la norma NCh433 describen la demanda sísmica a nivel nacional, basándose en un pseudo espectro de aceleraciones determinado la siguiente fórmula.

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \alpha}{R/I} \quad (4.1)$$

Los valores de A_0 (aceleración efectiva del suelo) e I (coeficiente de importancia) se especificaron en la tabla 4.4. El parámetro S depende del tipo de suelo (ver tabla 4.6). Por su parte, el factor de amplificación α se determina con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (4.2)$$

En esta expresión, T_n corresponde al periodo de vibración del modo n , mientras que T_o y p son parámetros relacionados con el tipo de suelo de fundación, los cuales se especifican en la tabla 4.6

Por su parte, el factor de reducción R^* se determina con la siguiente expresión:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (4.3)$$

En esta ecuación, T^* corresponde al periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, mientras que T_o es un parámetro que depende del tipo de suelo y se especifica en la tabla.

Tabla 4.6: Parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	S	To [s]	T' (s)	n	p
A	0.9	0.15	0.2	1	2
B	1.0	0.3	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.4	0.45	1.4	1.6
D	1.2	0.75	0.85	1.8	1
E	1.3	1.2	1.35	1.8	1

Con lo especificado anteriormente, es posible determinar los espectros elásticos que se detallan en la tabla 4.3, los cuales serán utilizados en el diseño. En cada uno de los diseños se utiliza el espectro elástico multiplicado por el factor que se especifica en la ecuación 4.4 para lograr obtener el espectro reducido en cada caso

$$\text{ScaleFactor} = \frac{1}{R^*} \quad (4.4)$$

En esta expresión, R corresponde al factor de reducción, el cual depende de T_o (parámetro dependiente del tipo de suelo) y T^* (periodo de mayor masa traslacional). Variando los parámetros anteriores, es posible obtener el espectro reducido para cada caso.

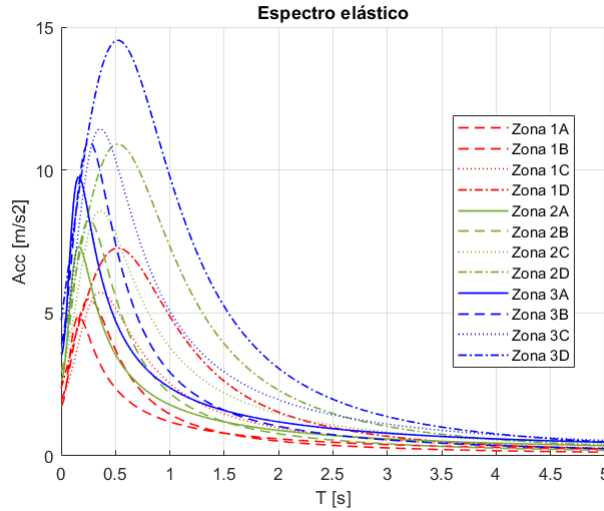


Figura 4.3: Espectros de diseño elástico

4.5.2. Limitaciones en el corte basal

La norma NCh433 establece limitaciones sobre el corte basal, de acuerdo con la sección 6.3.7 de dicha norma, se establece el siguiente corte basal mínimo:

$$Q_{min} = \frac{I \cdot S \cdot A_0}{6g} \quad (4.5)$$

En esta ecuación, 'I' representa el coeficiente de importancia, 'A₀' corresponde a la aceleración efectiva del suelo y 'P' representa el peso total del edificio en el nivel basal. El peso total se calcula sumando las cargas permanentes más un 25 % de la sobrecarga de uso, de acuerdo con lo establecido en la norma NCh433.

Si no se cumple con el valor mínimo, simplemente se ajusta el factor que multiplica el espectro elástico (factor de escala) de la siguiente manera para obtener un nuevo espectro reducido:

$$\text{ScaleFactor}_{ajustado} = \frac{1}{R^*} \cdot \frac{Q_{min}}{V_s} \quad (4.6)$$

En esta ecuación, 'V_s' representa el corte basal obtenido antes de aplicar el ajuste por el valor mínimo.

Por su parte, la norma también establece que el corte basal no necesita ser mayor que:

$$Q_{max} = I \cdot C_{max} \cdot P \quad (4.7)$$

En esta ecuación C_{max} viene dada por la siguiente ecuación (para marcos EBF):

$$C_{max} = 0.35 \cdot \frac{S \cdot A_o}{g} \quad (4.8)$$

Si no se cumple con el corte máximo anterior, el factor de escala del espectro elástico se determina de la siguiente manera:

$$\text{ScaleFactor}_{ajustado} = \frac{1}{R^*} \cdot \frac{Q_{max}}{V_s} \quad (4.9)$$

Finalmente, cabe mencionar que el reajuste por corte máximo solo se aplica a los esfuerzos y no a los desplazamientos, de acuerdo con lo que establece la norma.

4.5.3. Deformaciones sísmicas

La norma NCh433 establece que el valor máximo del desplazamiento relativo entre dos pisos contiguos, evaluado en el centro de masas en todas las direcciones de análisis, no debe superar el producto de la altura del entrepiso por 0,002. Además, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0,001 veces la altura del entrepiso en comparación con el desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas.

Para una mejor comprensión, lo anterior se representa en la siguiente tabla.

Tabla 4.7: Control de derivas NCh433

Parámetro de Medición	Límite
Desplazamiento entre pisos	Altura del entrepiso \times 0.002
Desplazamiento en cualquier punto	Altura del entrepiso \times (0.002 + 0.001)

4.6. Análisis y diseño estructural

Para el análisis estructural de cada arquetipo se utiliza el software SAP2000, donde se asignan las cargas gravitacionales previamente especificadas junto con el espectro sísmico correspondiente, con el fin de obtener las solicitaciones en los distintos elementos.

Siguiendo la metodología de diseño por capacidad previamente especificada, se lleva a cabo un proceso iterativo hasta llegar a las dimensiones finales, buscando agrupar los diseños para simplificar.

En los enlaces de los EBF se obtiene el corte requerido V_u acorde con el diseño por capacidad antes especificado y luego se compara con la resistencia de diseño $\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_{I2}$, cumpliendo la condición $V_u \leq \phi V_n$. Además, se verifica que el enlace cumple con la condición de enlace corto, es decir, que se cumple $e \leq 1.6 M_p / V_p$. En cada uno de los diseños, se cambia la sección en cada uno de los pisos, en la medida de lo posible.

Al considerar enlaces reemplazables, la viga fuera del enlace y el enlace no son elementos continuos; por lo tanto, se permite la elección de secciones moderadamente dúctiles, como lo indica el AISC 341 [9]. En este caso, estos elementos se diseñaron como elementos viga-columna, es decir, se compara la flexo compresión. Para el diseño de estos elementos se consideran las fuerzas horizontales, incluyendo la sobrerresistencia, como 0.88, tal como se detalla en la sección 3.1.1. Debido a que la sección de la viga fuera del enlace es diferente a la del enlace, se determina la resistencia de estos elementos sin considerar las propiedades

esperadas del material, tal como lo indica el AISC 341 [9]. Por último, el diseño de estos elementos se varió cada 3 pisos, en la medida de lo posible.

Las columnas, por simplicidad, fueron diseñadas solo por compresión, y deben resistir la suma de las acciones gravitacionales y axiales generadas por la resistencia al corte ajustada del enlace. Este procedimiento de diseño asume que todos los enlaces fluirán y alcanzarán su máxima resistencia simultáneamente. El diseño de estos elementos se varió cada 3 pisos, y se eligieron secciones altamente dúctiles, como lo indica el AISC 341 [9].

Las diagonales, al estar restringidas a momentos, fueron diseñadas para flexocompresión. Las fuerzas requeridas en estos elementos se determinaron de acuerdo con lo establecido en la sección 3.2.4. Se varió el diseño cada 3 pisos y se escogieron secciones que cumplieran con relaciones de ancho-espesor para elementos moderadamente dúctiles, tal como lo indica el AISC 341 [9].

Se muestran los resultados de estos diseños en el anexo A, específicamente en las siguientes secciones:

- Sección A.1 para los enlaces.
- Sección A.2 para las vigas fuera del enlace.
- Sección A.3 para las columnas.
- Sección A.4 para las riostras.

En estas secciones, se presentan tablas que contienen información sobre las secciones escogidas, los esfuerzos y solicitaciones, las resistencias de diseño, los factores de utilización y la longitud de los elementos. Además, en el caso de los enlaces, se verifica el cumplimiento de la relación de enlace corto ($e \leq 1.6M_p/V_p$).

También se llevó a cabo un control de derivas, el cual se detalla en la sección A.5 del anexo A. Se observa que en todos los casos se cumple con lo especificado en la normativa NCh433.

4.6.1. Propiedades de los sistemas resistentes (EBF)

En la siguiente tabla se muestran las propiedades de cada uno de los modelos estructurales para todos los casos del espacio de diseño.

Tabla 4.8: Propiedades del diseño estructural

Modelo	Arquetipo	P [Tonf]	Qo [tonf]	VE [Tonf]	R*	R**	T [seg]
M1	A3_Z3D	294,08	49,37	306,44	3,79	6,21	0,29
	A3_Z3C	294,08	43,17	276,03	5,20	6,39	0,29
M2	A3_Z3B	291,26	41,03	257,91	6,24	6,29	0,33
	A3_Z3A	291,26	21,87	172,23	7,88	7,88	0,33
	A3_Z2D	291,26	36,58	243,70	4,06	6,66	0,33
	A3_Z2C	291,26	32,16	213,32	5,52	6,63	0,33
	A3_Z2B	291,26	30,39	193,34	6,24	6,36	0,33
M3	A3_Z2A	289,00	19,85	160,53	8,09	8,09	0,37
	A3_Z1D	289,00	23,83	166,50	4,27	6,99	0,37
	A3_Z1C	289,00	21,27	143,66	5,77	6,75	0,37
	A3_Z1B	289,00	18,97	123,10	6,49	6,49	0,37
	A3_Z1A	289,00	9,92	80,25	8,09	8,09	0,37
M4	A9_Z3D	971,90	137,00	852,55	6,22	6,22	0,82
	A9_Z2D	971,90	103,39	642,05	6,21	6,21	0,82
M5	A9_Z3C	942,81	63,82	365,31	8,37	5,72	1,13
	A9_Z3B	942,81	62,72	249,88	8,87	3,98	1,13
	A9_Z3A	942,81	62,47	189,28	9,81	3,03	1,13
	A9_Z1D	942,81	44,23	308,19	6,97	6,97	1,13
M6	A9_Z2C	938,80	47,24	265,02	8,44	5,61	1,16
	A9_Z2B	938,80	46,70	178,86	8,95	3,83	1,16
	A9_Z2A	938,80	46,77	136,57	9,86	2,92	1,16
M7	A9_Z1C	934,14	31,05	170,65	8,50	5,50	1,20
	A9_Z1B	934,14	31,14	117,46	9,00	3,77	1,20
	A9_Z1A	934,14	31,15	89,74	9,89	2,88	1,20
M8	A15_Z3D	1641,95	109,53	662,99	8,12	6,05	1,85
	A15_Z3C	1641,95	109,99	441,06	9,22	4,01	1,85
	A15_Z3B	1641,95	109,57	300,99	9,61	2,75	1,85
	A15_Z3A	1641,95	108,94	231,72	10,25	2,13	1,85
M9	A15_Z2D	1622,95	81,24	467,37	8,26	5,75	1,99
	A15_Z2C	1622,95	81,46	306,78	9,33	3,77	1,99
	A15_Z2B	1622,95	81,40	207,33	9,69	2,55	1,99
	A15_Z2A	1622,95	81,21	161,45	10,30	1,99	1,99
M10	A15_Z1D	1602,22	53,29	293,84	8,41	5,51	2,14
	A15_Z1C	1602,22	53,51	188,57	9,43	3,52	2,14
	A15_Z1B	1602,22	53,60	124,62	9,77	2,33	2,14
	A15_Z1A	1602,22	53,05	98,35	10,35	1,85	2,14

Pe = Peso sísmico, Qo = Corte basal de diseño, V_E = Corte de diseño elástico,

R^* = factor de reducción de respuesta estructural, R^{**} = Factor de reducción efectivo,

T = Periodo del modo con mayor masa traslacional

No obstante, en el diseño se contemplaron 5 vanos utilizando el Software SAP2000, de los cuales dos fueron diseñados con marcos arriostrados excéntricamente de acero (EBF). Sin embargo, para la modelación posterior, se considerará únicamente un vano de EBF (equivalente a la mitad del diseño original). Por consiguiente, los valores de P y Qo utilizados para comparación deben ser la mitad de los determinados anteriormente.

Capítulo 5: Modelamiento computacional

Para el análisis no lineal se elabora un esquema que contiene las diferentes consideraciones para el uso del programa OpenSees en los diversos análisis. Entre las consideraciones incluidas en este esquema se encuentran:

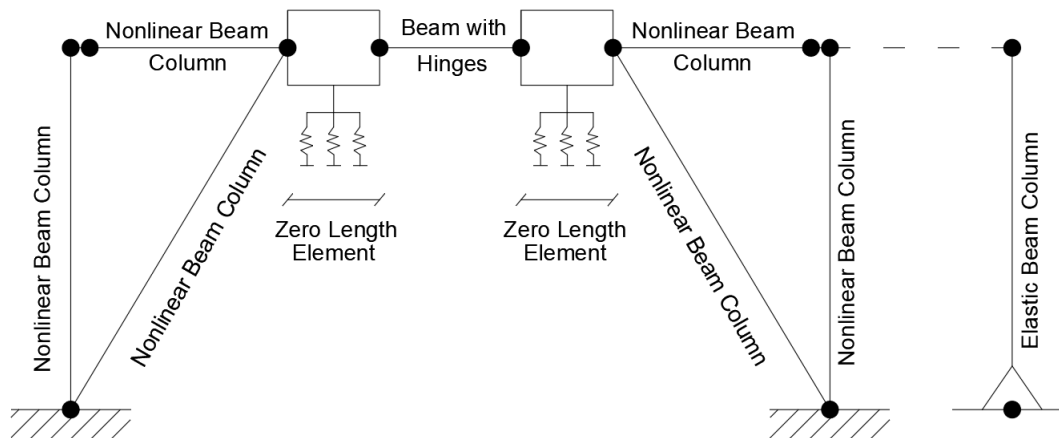


Figura 5.1: Esquema de arquetipos en 2D para Opensees (fuente: elaboración propia)

- Elementos viga-columna no lineales con secciones de fibras inelásticas para modelar vigas fuera del enlace, columnas y diagonales.
- Bases empotradas para las columnas.
- Modelamiento a corte de los enlaces utilizando un modelo establecido en Ramadan y Ghoborah [12], modificado por Richards [13].
- Para considerar el efecto P-delta, se conecta una columna gravitacional rígida continua al marco con articulación en su base. La rigidez y resistencia de esta columna son iguales a la suma de las columnas gravitacionales individuales.
- Por último, las masas de los pisos se consideran concentradas en los nodos de la columna gravitacional.

5.1. Modelamiento OpenSees

El modelamiento en OpenSees se basa principalmente en el trabajo previo realizado por Calo [4], el cual se fundamenta a su vez en la investigación desarrollada por Prinz [10], en la cual se estudia el comportamiento de marcos excéntricos usando arriostramientos con y sin diagonales de pandeo restringido.

a) Configuración Inicial del Modelo

En el modelo, primeramente, mediante el comando `BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3` se especifica que este modelo está en 2 dimensiones (`-ndm 2`) y tiene 3 grados de libertad por nodo (`-ndf 3`).

b) Definición de nudos

Mediante el comando `node`, se definen los nodos de cada modelo estructural, siguiendo la convención de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha. En la figura 5.2 se puede observar un ejemplo para el caso de 3 pisos. Según esta figura, en los extremos de los enlaces se ubican dos nodos adicionales para colocar elementos `zeroLength` donde se emplazan resortes traslacionales (curva esqueleto).

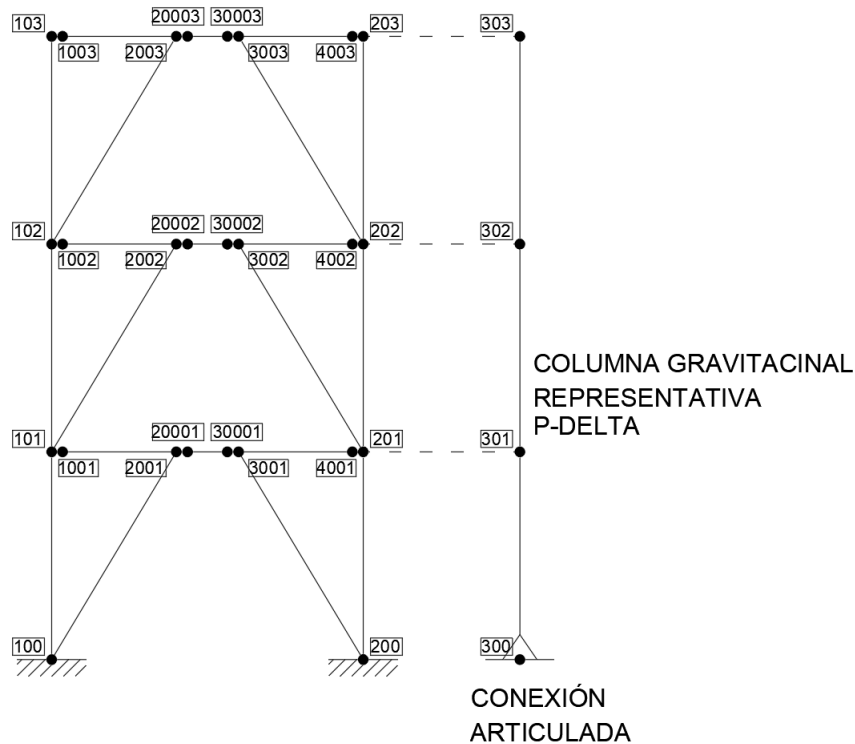


Figura 5.2: Representación de nodos (Fuente: elaboración propia)

c) Restricciones

A través del comando `fix`, se establecen bases empotradas para las columnas, mientras que para la columna gravitacional se emplea una base articulada.

Las vigas fuera del enlace se modelan como rotuladas al llegar a la columna. Para esto, se definieron dos nodos en este lugar y se igualaron el primero (x) y segundo (y) grado de libertad mediante el comando `equalDOF`.

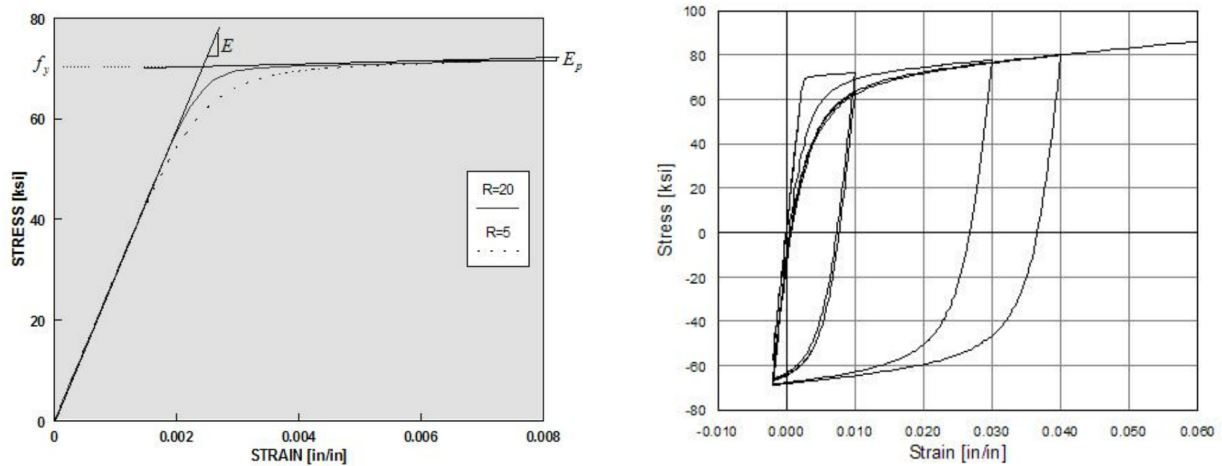
Mediante el comando `equalDOF`, se imponen restricciones en los nodos adicionales del enlace, igualando los grados de libertad primero (x) y tercero (y).

Por último, para definir el diafragma rígido en un piso, se iguala el nodo de la columna gravitacional de un piso con el resto de nodos pertenecientes al mismo piso en el primer grado

de libertad (x).

d) Definición de material

Para las vigas fuera del enlace, columnas y arriostramientos, se utiliza el material Steel02, que corresponde al Modelo Giuffr -Menegotto-Pinto sin endurecimiento por deformación isotrópica. Esto se crea mediante el comando `uniaxialMaterial Steel02`, en el cual se añaden las propiedades del acero A36. Además, se deben especificar parámetros que controlan la transición de ramas elásticas a plásticas, que son $R0$, $CR1$, y $CR2$, con valores fijos de 20, 0.925 y 0.15, respectivamente, según las recomendaciones de Opensees Wiki [11]. Este material se representa gráficamente en la figura 5.3.b, donde se puede observar el comportamiento hist erico del modelo sin endurecimiento isotrópico.



(a) Parámetros del material de la envolvente monótona (b) comportamiento hist erico del modelo sin endurecimiento isotrópico

Figura 5.3: Material steel02 (fuente: OpenSees wiki [11])

El comportamiento del material del enlace se especifica como un comportamiento trilineal en términos de corte (figura 5.5.b). Esta especificación detallada se presenta en la sección 5.3, donde se describe en profundidad el modelo de enlace utilizado.

e) Creación de secciones con fibra

Mediante la subrutina `Wsection`, creada por Remo M. de Souza en el año 1999 [17] y utilizada para secciones tipo W en combinación con elementos `nonlinearBeamColumn`, se discretizan las secciones en 32 y 64 fibras para las alas y el alma, respectivamente. En la figura 5.4 se puede observar una representación gráfica de la discretización.

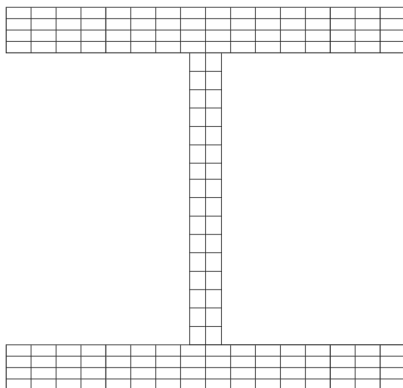


Figura 5.4: Discretización de la sección (fuente: elaboración propia)

f) definición de elementos

Para modelar las vigas fuera del enlace, las columnas y los arriostramientos se utiliza el comando `element nonlinearBeamColumn`, ya que se modelan como elementos no lineales.

Por su parte, Para modelar la columna gravitacional ($P - \Delta$) como elástica se hace uso del comando `element elasticBeamColumn`.

e) definición de masas y cargas

Se utilizan los comandos `mass` y `load` para definir las masas y las cargas sobre los nodos ubicados en la columna gravitacional.

Las masas y cargas añadidas se detallan en la tabla 4.2. En esta tabla se especifican las cargas distribuidas por longitud. Para este caso se considera una longitud de 2.5 vanos, ya que se está analizando solo un EBF en OpenSees. Estas masas y cargas se ubican en cada nodo de la columna gravitacional, tal como se indica en la figura 5.2.

En el anexo D se especifica el modelo en Opensees a mayor detalle para el caso del modelo 1 (3 pisos).

5.2. Descripción modelo del enlace

El elemento de enlace a cortante utilizado en el modelo es el propuesto por Richards [13], el cual a su vez se basa en el elemento propuesto por Ramadan y Globorah [12], con una corrección para remediar un error en la rigidez al cortante de dicho elemento.

El elemento de enlace de corte propuesto, ilustrado en la figura 5.5.a, consta de resortes de traslación verticales en ambos lados de una viga con rótulas de flexión incorporadas. Los nodos en los extremos de la viga se llaman nodos internos y están vinculados a nodos externos del marco. La rigidez al corte y la fluencia se modelan con resortes de traslación entre nodos internos y externos. Tres resortes operan en paralelo en cada extremo de la viga para lograr una relación de deformación de fuerza multilínea.

Las propiedades de los resortes se calcularon para que coincidan con las relaciones fuerza-deformación indicadas en la figura 5.5.b, utilizando datos de ensayos de enlaces cortos. Se corrigió la rigidez del resorte combinado en cada extremo de la viga a $2GA_{shear}/e$ en lugar de GA_{shear}/e debido a la operación en serie de los resortes.

Las rótulas de flexión en el enlace ceden a la capacidad de flexión plástica calculada y tienen una rigidez posterior a la fluencia del 5% de la rigidez elástica. Las deformaciones elásticas e inelásticas por corte y flexión contribuyen a la rotación del enlace, que se calcula como la distancia vertical entre los nodos externos dividida por la longitud del enlace.

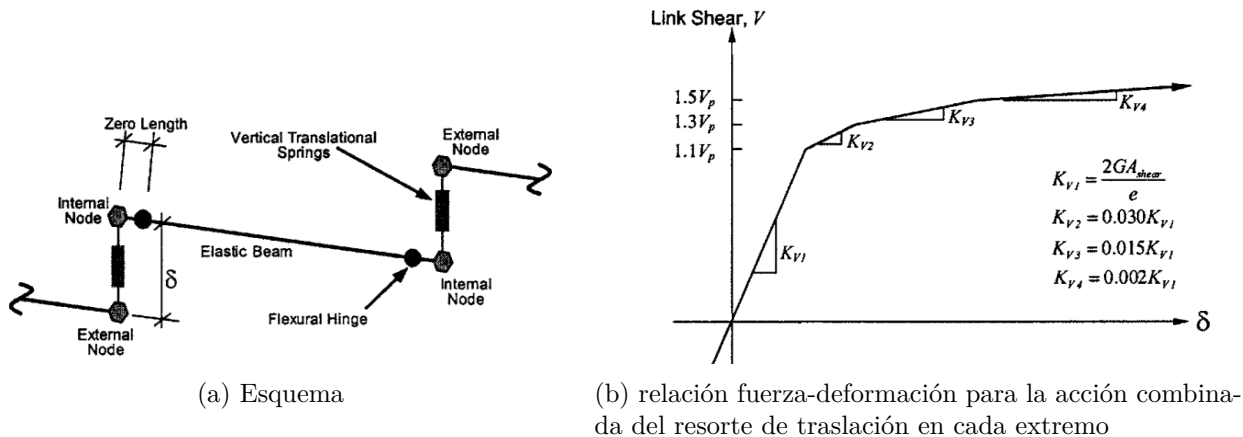


Figura 5.5: Elemento de enlace cortante (fuente: Richards [13])

En OpenSees, en primer lugar, para definir los resortes traslacionales, cada resorte se modela como un objeto de material uniaxial elástico perfectamente plástico mediante el comando `uniaxialMaterial ElasticPP`, y luego, mediante el comando `uniaxialMaterial Parallel`, se construye un objeto material paralelo formado por los objetos `UniaxialMaterial` previamente construidos, lo que se representa gráficamente en la figura 5.6. Este modelo material se ubica en un elemento `zeroLength`, creando los nodos internos y externos, con GDL idénticos excepto en la dirección perpendicular (corte enlace).

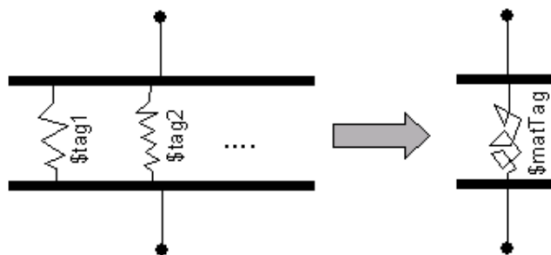


Figura 5.6: Representación gráfica material paralelo (fuente: OpenSees wiki [11])

Luego, se utiliza el comando `forceBeamColumn`, al que se le añade la palabra clave `HingeRadau` que define el comportamiento de rótula de la viga, con el objetivo de crear la viga con las rótulas de flexión incorporadas. Este código se representa gráficamente en la figura 5.7, en

la cual, en este caso, se definen las longitudes de las rótulas (Lp_i y Lp_j) como cero. Además, se especifica un material lineal elástico al interior utilizando el comando `section Elastic` y se emplean las propiedades del acero A36.

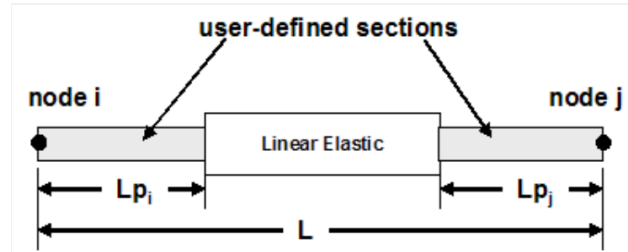


Figura 5.7: Viga con rótulas (fuente: OpenSees wiki [11])

Las rótulas de flexión se modelan utilizando un objeto de material de acero bilineal uniaxial con endurecimiento cinemático y sin endurecimiento isotrópico. Esto se logra mediante el comando `uniaxialMaterial Steel01`, en el que se utiliza el esfuerzo de fluencia esperado ($M_p = R_y F_y Z$) y una rigidez de flexión post-fluencia igual al 5% (como lo define Richards [13]). Este material bilinear se representa gráficamente en la figura 5.8.

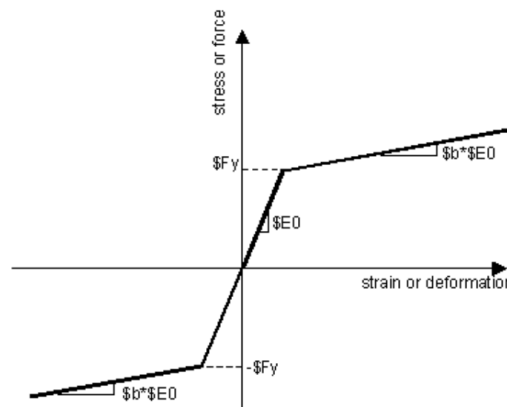


Figura 5.8: Bilinear - steel01 (fuente: OpenSees wiki [11])

Dado que las coordenadas y grados de libertad de cada nodo interno deben ser iguales a las de un nodo externo, excepto en la dirección perpendicular al enlace de corte en la configuración no deformada, se utiliza el comando `equalDOF`. Al hacer uso de este comando se restringe los grados de libertad primero y tercero, pero no el segundo.

5.3. Validación del modelo del enlace

En el trabajo previo de Calo [4], se lleva a cabo una calibración del modelo ya que este se crea con un acero A992, a diferencia del acero A36 que se está empleando en este caso.

En esta calibración se realiza una comparación entre ensayos experimentales de acero A992 y A36 utilizando Opensees para simular cargas cíclicas estáticas reversas. Esta se basa en ajustar la resistencia al corte del enlace debido a la sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación.

De esta calibración se obtienen histéresis de fuerza versus desplazamiento, en donde obtiene un comportamiento similar en ambos casos (acero A992 y A36), alcanzando el valor $1.5V_n$. Y por último, en general los desplazamientos, rotaciones y cortes esperados por fluencia a corte en el enlace se ajustan bien.

5.4. Modos de colapso no simulados

En esta investigación, se asume que los enlaces a corte son los elementos que primero fluyen, mientras que los demás elementos (vigas fuera del enlace, riostras y columnas) permanecen elásticos. Por lo tanto, no se simula explícitamente un modelo de colapso para los elementos que permanecen elásticos; en su lugar, se evalúan los estados límites de los componentes estructurales utilizando un comportamiento elasto-plástico y se aplican criterios de aceptación establecidos en el ASCE/SEI 41-13

Capítulo 6: Análisis no lineal estático (pushover)

Este análisis se realiza con el objetivo de validar el modelo y proporcionar datos estadísticos sobre la resistencia excesiva del sistema Ω y la ductilidad basada en períodos μ_T . Para este análisis se utiliza el procedimiento establecido en el capítulo 6 del FEMA P695 [5], que aborda el análisis no lineal, junto con criterios establecidos en la norma ASCE/SEI 41-13 [15].

Las cargas gravitacionales para el análisis son diferentes de las cargas gravitacionales de diseño y están dadas por la combinación de carga que se presenta en la ecuación 6.1, donde D representa la carga permanente y L representa la carga de uso.

$$1.05D + 0.25L \quad (6.1)$$

posteriormente, se deben aplicar cargas laterales estáticas incrementales sobre cada uno de los pisos de la estructura, tal como se observa en la siguiente figura:

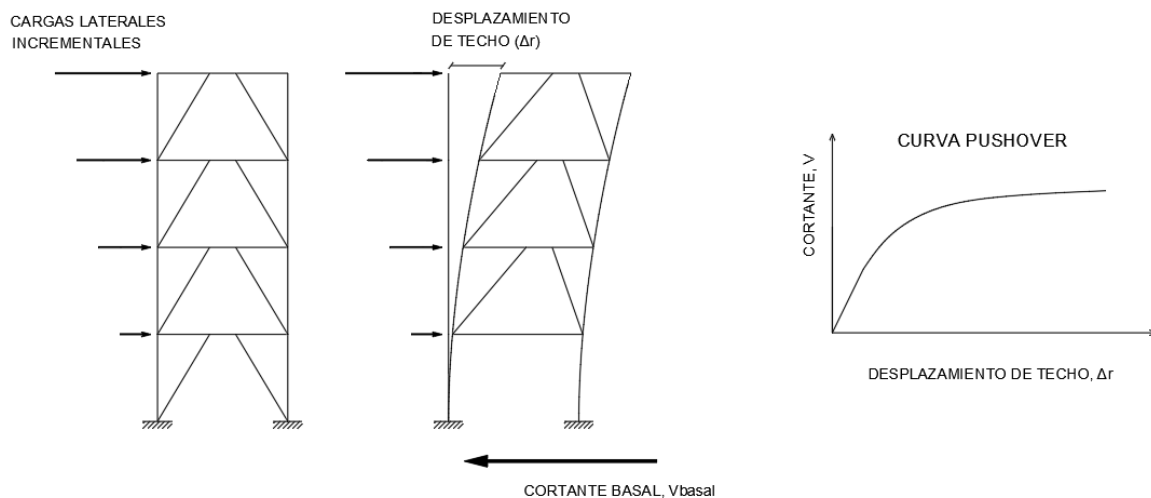


Figura 6.1: Esquema pushover (fuente: Elaboración propia)

La distribución de estas fuerzas laterales incrementales en cada nivel (F_x) debe ser proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura. Esto se ejemplifica con lo presentado en la ecuación 6.2, donde m_x es la masa del nivel x, y $\phi_{1,x}$ es la ordenada del modo fundamental en el nivel x.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (6.2)$$

Luego, utilizando lo mencionado anteriormente, es posible generar la curva pushover. Esta curva representa la capacidad de la estructura para resistir el movimiento lateral en relación con el desplazamiento que experimenta. En la siguiente figura se muestra una curva pushover

idealizada:

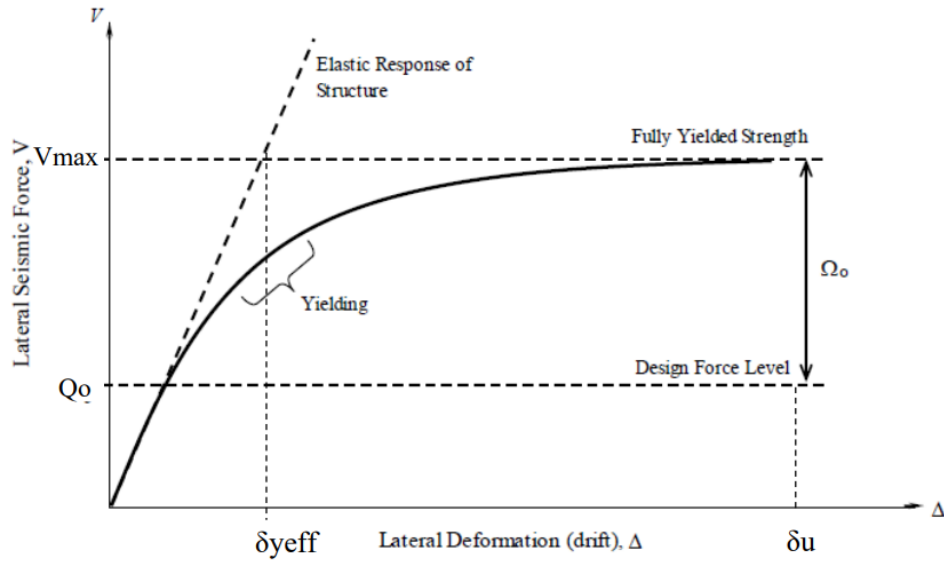


Figura 6.2: Curva pushover estática no lineal idealizada (fuente: modificada de Prinz [10])

De la curva anterior, es posible determinar el factor de sobrerresistencia (Ω) y la ductilidad basada en el periodo (μ_T). Para ello, se define inicialmente V_{\max} como la máxima resistencia de corte basal desarrollada en la curva pushover, y δ_u como el desplazamiento último del techo registrado en el análisis o como el desplazamiento del techo en el punto donde se produce una pérdida del 20 % de la resistencia ($0.8 V_{\max}$). Es importante señalar que, en este caso, los análisis se realizarán hasta alcanzar una deriva del techo del 2 % o hasta que falle el enlace, es decir, cuando se presenten rotaciones mayores a 0.08 [rad].

El factor de sobrerresistencia (Ω) de un arquetipo determinado se define como la relación entre el máximo cortante basal (V_{\max}) y el cortante basal de diseño (Q_o), tal como se observa en la siguiente ecuación:

$$\Omega = \frac{V_{\max}}{Q_o} \quad (6.3)$$

La ductilidad basada en períodos (μ_T) se define como la relación entre el desplazamiento último de techo (δ_u) y el desplazamiento de fluencia efectivo ($\delta_{y,\text{eff}}$). Esto se representa con la siguiente ecuación:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,\text{eff}}} \quad (6.4)$$

De lo anterior, el desplazamiento de fluencia efectivo se determina con la siguiente fórmula:

$$\delta_{y,\text{eff}} = C_o \frac{V_{\max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad (6.5)$$

Donde el coeficiente C_o relaciona el desplazamiento del modo fundamental con el desplaza-

miento de techo, V_{\max}/W es el corte basal máximo normalizado por el peso del edificio y T es el período fundamental de la estructura.

El coeficiente C_o se calcula según la siguiente expresión:

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (6.6)$$

Donde m_x es la masa en el nivel x , $\phi_{1,x}$ ($\phi_{1,r}$) es la ordenada del modo fundamental en el nivel x (techo), y N es el número de niveles.

Adicionalmente, se determina un parámetro denominado desplazamiento objetivo (δ_t), el cual está establecido en la norma ASCE/SEI 41-13 [15]. Para calcularlo, se emplea la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (6.7)$$

Donde:

- C_o = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema de un solo grado de libertad equivalente (SDOF) con el desplazamiento del techo del sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) del edificio. (determinado con la ecuación 6.6).

- C_1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos máximos inelásticos esperados con los desplazamientos calculados para una respuesta elástica lineal. Este factor se determina con la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a \cdot T_e^2} \quad (6.8)$$

Donde:

- a = Factor de clase de sitio, donde:

- = 130 Suelo tipo A o B;
- = 90 Suelo tipo C;
- = 60 Suelo tipo D, E o F;

- T_e = Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, en segundos, el cual para este caso será considerado igual al periodo fundamental de la estructura.

- $\mu_{strength}$ = razón de la demanda de resistencia elástica al coeficiente de resistencia al cedimiento calculado de acuerdo con siguiente ecuación:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot Cm \quad (6.9)$$

Donde:

- S_a = Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo.
- V_y = Cortante basal máximo obtenido de la curva pushover (V_{max})
- C_m = Factor de masa efectiva, donde
 - = 1.0 para estructuras de 1 y 2 pisos
 - = 0.9 para estructuras de 3 o mas pisos
- W = Peso de la estructura.

Este factor no puede ser mayor que el siguiente factor

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (6.10)$$

Donde Δ_d es el desplazamiento último de techo y Δ_y es el desplazamiento efectivo de fluencia. Si se supera este máximo, indica que el análisis es poco representativo y se debe realizar un análisis más sofisticado (Análisis de Procedimiento Dinámico No Lineal).

- C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis restringida, degradación cíclica de la rigidez y deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo. Este se determina con la siguiente ecuación:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{\mu_{strength}-1}{T_e} \right)^2 \quad (6.11)$$

- Finalmente, T es el periodo fundamente de la estructura y g es la aceleración de gravedad.

Capítulo 7: Análisis dinámico no lineal

A continuación se presentan las directrices para realizar análisis dinámicos no lineales, extraídas del capítulo 6 del FEMA P695, con el fin de calcular los parámetros de evaluación de colapso.

7.1. Registros de movimientos del suelo

La respuesta dinámica no lineal de los arquetipos se evalúa mediante un conjunto de registros sísmicos escalados hasta alcanzar el colapso. La relación entre la intensidad media del colapso, \hat{SCT} , y la máxima intensidad del movimiento sísmico (MCE), SMT , define el margen de colapso (CMR), un parámetro fundamental para la seguridad estructural.

7.1.1. Intensidad del Movimiento del Suelo del MCE

La capacidad de colapso se evalúa en relación con la intensidad del movimiento del suelo asociado al terremoto máximo considerado (MCE). Para ello, se utiliza el espectro de diseño establecido en la norma NCh2745 [14], el cual se encuentra definido en la figura 7.1. Este debe ser debidamente escalado por un factor Z (tabla 7.1), mientras que los parámetros asociados se detallan en la tabla 7.2.

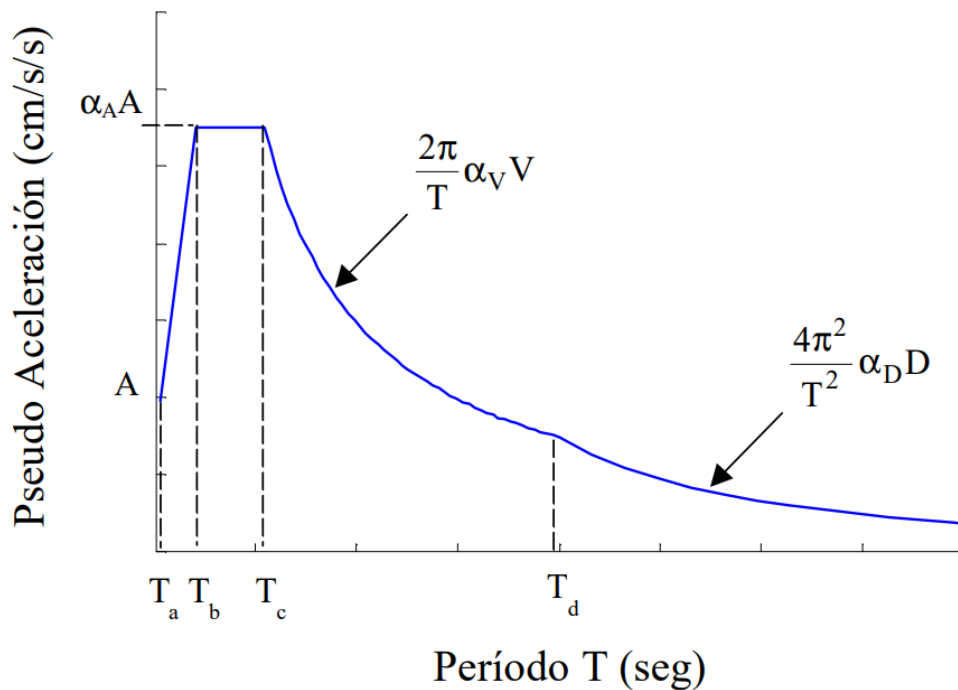


Figura 7.1: Definición del espectro de diseño de pseudo-aceleración (fuente: NCh2745 [14])

Tabla 7.1: Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433 (fuente: NCh2745 [14])

Zona sísmica	Z
1	3/4
2	1
3	5/4

Tabla 7.2: Parámetros espectro de diseño (fuente: NCh2745 [14])

Suelo	Ta [s]	Tb [s]	Tc [s]	Td [s]	Te [s]	Tf [s]	$\alpha_A A$ [cm/s ²]	$\alpha_V V$ [cm/s]	$\alpha_D D$ [cm]
I	0,03	0,11	0,29	2,51	10	33	1085	50	20
II	0,03	0,20	0,54	2,00	10	33	1100	94	30
III	0,03	0,38	0,68	1,58	10	33	1212	131	33

De acuerdo con lo anterior, la norma NCh2745 [14] establece 3 tipos de suelo (I, II y III), los cuales equivalen (suelos de la norma NCh433) a suelo I como suelo A, suelo II como suelo B y suelo III como suelo A y B.

Además, en este caso, dado que se busca considerar el sismo máximo posible, la norma proporciona un factor de amplificación para esto (probabilidad de excedencia del PGA igual a 10% en 100 años) que varía según la zona sísmica. Este factor se detalla en la tabla 7.3.

Tabla 7.3: Factor de amplificación para el sismo máximo posible (fuente: NCh2745 [14])

Zona sísmica	M_M
1	1,2
2	1,2
3	1,2

7.1.2. Conjuntos de registros sísmicos

En el FEMA P965 se establecen dos tipos de registros para la evaluación de colapsos mediante análisis dinámico no lineal denominados:

- Conjunto de registros de campo lejano: Conjunto de registros sísmicos provenientes de sitios ubicados a más de 10 km de la falla.
- Conjunto de registros de campo cercano: Conjunto de registros sísmicos registrados en sitios situados a menos de 10 km de la falla.

En este caso, se emplean exclusivamente registros sísmicos de campo lejano correspondientes a la zona de subducción de Chile (interplaca e intraplaca) con magnitud superior a 7.5 Mw ocurridos en los últimos 20 años. La función principal de estos registros de campo lejano es proporcionar un conjunto completamente definido para evaluar de manera consistente el colapso en todas las categorías de diseño sísmico aplicables, independientemente de la región

sísmica y la clasificación del sitio de suelo.

En el FEMA P965 se hace referencia al uso de 22 pares de registros, sin embargo, en este caso se emplearán únicamente 9 pares de registros correspondientes a la dirección horizontal. Se excluye la dirección vertical al no ser crucial para evaluar el colapso según la metodología del análisis dinámico no lineal, por lo que no se necesita.

Los registros utilizados se presentan en la tabla 7.4. En esta se muestran 18 registros con algunas características importantes y se les añade una denominación. Estos registros se han utilizado para todos los fines de evaluación de desempeño en el departamento de ingeniería civil de la Universidad de Chile.

Tabla 7.4: Registros y características de terremotos empleados (fuente: Elaborado en base a Calo[4])

Nro	Epicentro	Fecha	Estación	Duración [s]	Δt [s]	f [Hz]	Mecanismo	Magnitud [M_w]	PGA [g]	Denominación	
1	Tarapacá	13-06-2005	Pica	252	0,005	200	Intraplaca	7,8	0,735	PIC5_EW	
2									0,544	PIC5_NS	
3			Iquique	196	0,005	200			0,227	IQUI5_EW	
4									0,217	IQUI5_NS	
5	Tocopilla	14-11-2007	Mejillones	218	0,005	200	Interplaca	7,7	0,414	MEJI_EW	
6											
7	Cobquecura	27-02-2010	La Florida	208	0,005	200	Interplaca	8,8	0,133	FLO_EW	
8										0,186	FLO_NS
9			Puente Alto	147	0,01	100			0,268	PALT_EW	
10									0,266	PALT_NS	
11			Hospital Curicó	180	0,01	100			0,414	HCU_EW	
12									0,475	HCU_NS	
13	Iquique	01-04-2014	Iquique	297	0,005	200	Interplaca	8,2	0,316	IQUI14_EW	
14										0,202	IQUI14_NS
15			Pica	286	0,005	200			0,335	PIC14_EW	
16									0,279	PIC14_NS	
17	Illapel	16-09-2015	Monte Patria	471	0,005	200	Interplaca	8,4	0,830	MPA_EW	
18											

7.1.3. Acortado de registro por duración de movimiento fuerte

Para simplificar el análisis y debido a la gran cantidad de datos que se tenían en algunos de los registros sísmicos, se aplicó una reducción de registros según la duración del movimiento fuerte. Específicamente, se empleó la duración del movimiento fuerte por *bracketed duration*, donde se fijó el intervalo de registros entre el 5% más temprano y el 5% más tardío de g de cada registro. El resultado de este proceso se muestra en la figura 7.2.

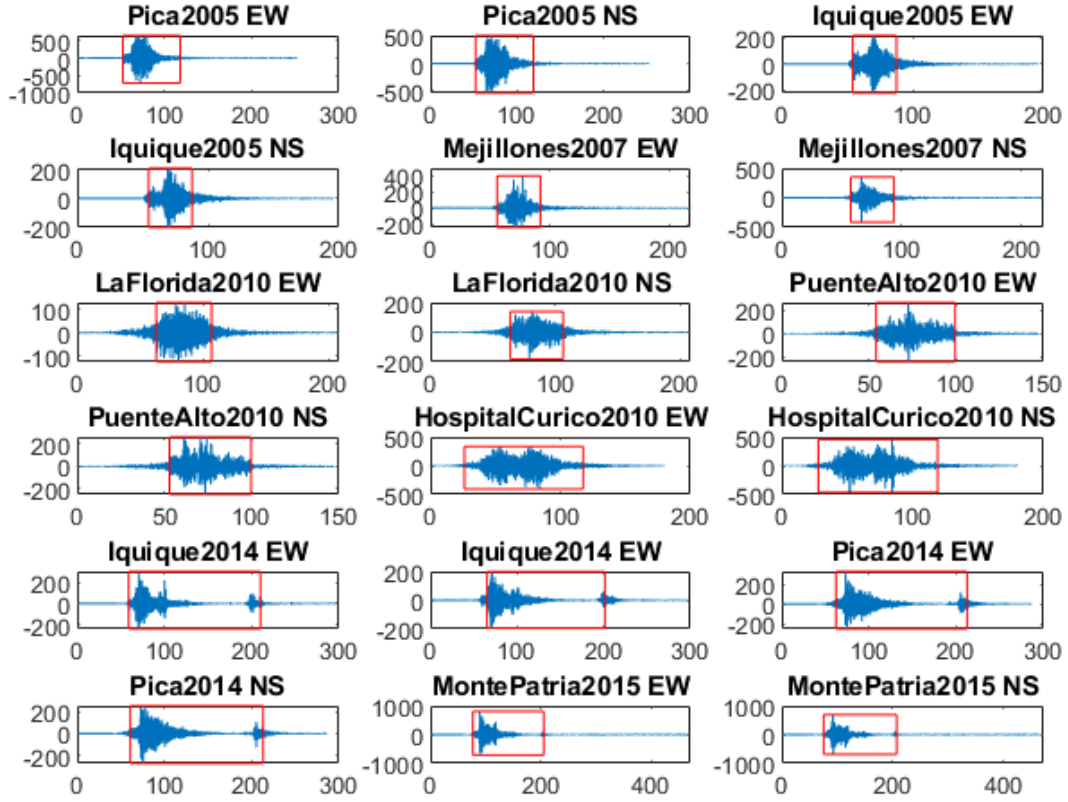


Figura 7.2: Acortado de registros (fuente: Elaboración propia)

7.1.4. Escalado de registros sísmicos

Los registros de movimiento se escalan para representar una intensidad específica, por ejemplo, la intensidad de colapso de los arquetipos índice de interés. Según el FEMA P695, el escalado de registros implica los siguientes dos pasos:

Normalización de registros individuales: Los registros se ajustan según sus velocidades máximas del suelo para eliminar diferencias injustificadas entre ellos debido a varias condiciones, manteniendo la variabilidad general. Esta normalización se realiza de la siguiente manera:

$$NM_i = \text{Mediana}(PGV_{PEER,i}) / PGV_{PEER,i} \quad (7.1)$$

$$NTH_{1,i} = NM_i \cdot TH_{1,i} \quad (7.2)$$

$$NTH_{2,i} = NM_i \cdot TH_{2,i} \quad (7.3)$$

En que:

- NM_i : Factor de normalización de ambas componentes horizontales del i -ésimo registro.
- $PGV_{PEER,i}$: Media geométrica del PGV de las dos componentes horizontales del i -ésimo registro.
- $Mediana(PGV_{PEER,i})$: Mediana de los valores de $PGV_{PEER,i}$ del conjunto de registros.
- $NTH_{1,i}$ y $NTH_{2,i}$: Registro i normalizado en la componente 1 y 2.
- $TH_{1,i}$ y $TH_{2,i}$: Componentes 1 y 2 del registro i .

Escalado colectivo de movimientos del suelo: Los movimientos normalizados se ajustan a una intensidad específica de movimiento del suelo para que la aceleración espectral media coincida con la aceleración espectral (MCE) en el período fundamental del arquetipo índice bajo análisis.

El resultado de la normalización de registros individuales por velocidades máximas se muestra en la figura 7.3. Específicamente, en la figura 7.3.a se presentan los registros iniciales sin normalizar, mientras que en la figura 7.3.b se muestran los registros ya normalizados. En esta última figura, se puede observar la diferencia en la medida, la cual se acentúa para períodos menores a 0.5 [s].

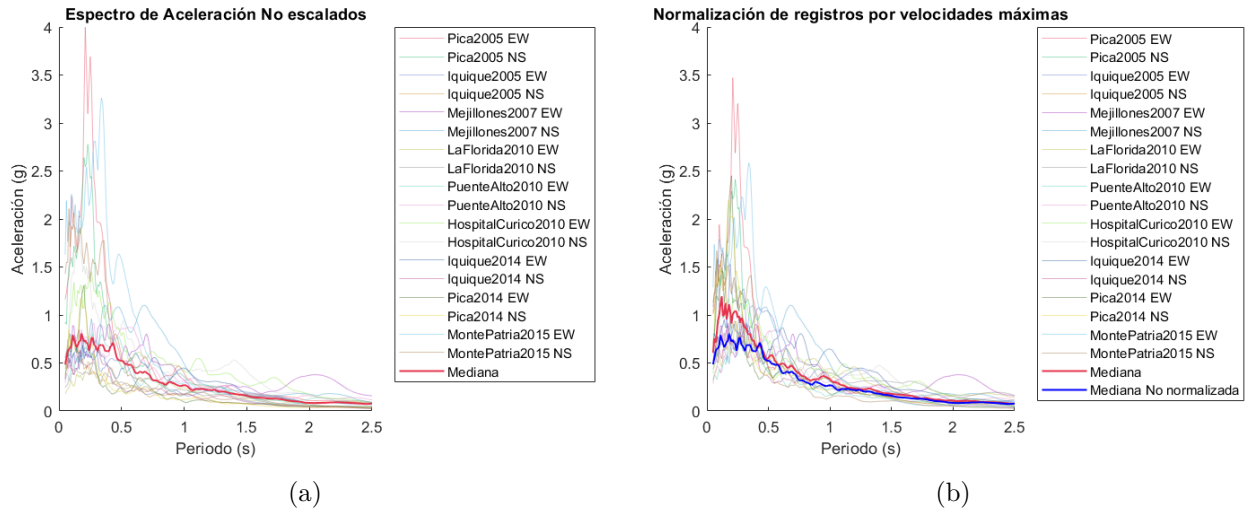


Figura 7.3: Normalización de registros individuales: a) Sin escalar; y b) Escalados según sus velocidades máximas (Fuente: elaboración propia)

En la figura 7.4 se muestra un ejemplo del escalado de registros para el Modelo 1 con suelos tipo C y D en la Zona 3. En este caso, el período fundamental del modelo es $T = 0.27$ s. En la figura 7.4.a, se observa el conjunto de espectros no escalados asociados al sismo, y en la figura 7.4.b se observa el escalado correspondiente, donde el período fundamental cruza la aceleración espectral media del conjunto de registros y la aceleración espectral MCE. Este proceso se lleva a cabo para todos los casos de análisis.

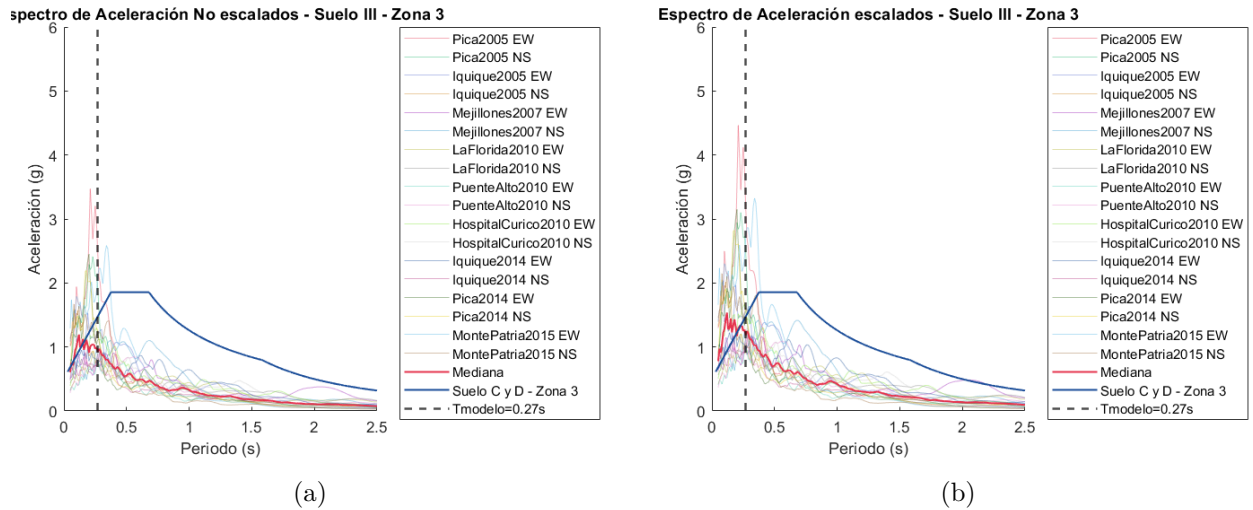


Figura 7.4: Pseudoespectros de aceleración: a) Sin escalar; y b) Escalados a una intensidad específica (Fuente: elaboración propia)

7.2. Análisis dinámicos no lineales (tiempo historia)

Los análisis no lineales se realizan bajo la combinación de carga gravitacional factorizada de la ecuación 6.1 y registros de diferentes eventos sísmicos. Los análisis dinámicos no lineales se utilizan para establecer la capacidad media de colapso, \hat{S}_{CT} , y la razón de margen de colapso, CMR, para cada uno de los modelos estructurales del espacio de diseño. La intensidad de movimiento del suelo, S_T , se define en función de la intensidad espectral media del conjunto de registros (registros de campo lejano), medido en el período fundamental de la estructura. Se espera que la determinación de la relación de margen de colapso, CMR, para cada arquetipo requiera 108 análisis de historia de respuesta no lineal (aproximadamente 6 análisis de intensidad variable para cada componente de los 9 pares de registros).

Las siguientes secciones presentan la evaluación de colapsos seguida de pautas específicas para realizar análisis dinámicos no lineales para calcular los parámetros \hat{S}_{CT} y CMR para modelos de arquetipos índice.

7.2.1. Antecedentes de la evaluación de la capacidad de colapso

La idea de la intensidad media de colapso se ilustra mediante el concepto de Análisis Dinámico Incremental (IDA), en el cual los movimientos sísmicos individuales se escalan gradualmente hacia intensidades crecientes hasta que la estructura alcanza el punto de colapso. En la Figura 7.5 se muestra un ejemplo, donde cada punto de la figura corresponde a los resultados de un análisis dinámico no lineal del caso del modelo 1 A3Z3D (tres pisos, zona 3 y suelo tipo D), sujeto a registros de movimiento de suelo escalados a niveles diferentes de intensidad.

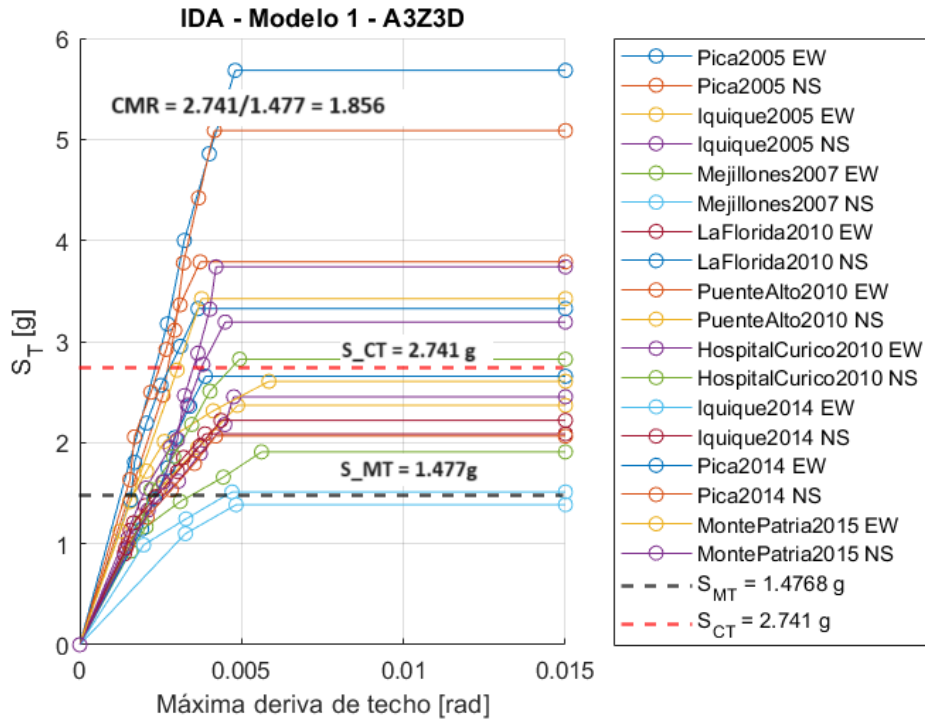


Figura 7.5: Gráfico de respuesta de análisis dinámico incremental de aceleración espectral versus relación máxima de deriva de la historia. (fuente: Elaboración propia)

En la figura anterior, los resultados de cada análisis se representan en términos de intensidad espectral versus tasa máxima de deriva de techo. Cada línea de la figura conecta los resultados de un registro en escala creciente. En este gráfico se muestra la razón de margen de colapso (CMR), la intensidad media de colapso (S_{CT}) y la intensidad MCE (S_{MT}).

Como criterio de colapso se considera cuando se tienen rotaciones del enlace mayores a 0.08 [rad], derivas de piso excesivas (mayores al 4%), o rotaciones excesivas de los diferentes elementos. En la figura, la intensidad media de colapso (S_{CT}) se define como la intensidad espectral cuando la mitad de los registros provocan colapso en la estructura.

7.2.2. Cálculo de la capacidad de colapso mediana y CMR

Como ya se mencionó anteriormente, la intensidad media de colapso (S_{CT}) se obtiene como la intensidad en la que la mitad de los registros provocan colapso.

Por otro lado, la intensidad del MCE (S_{MT}) se obtiene del espectro de diseño de la norma NCh2745 amplificados para llevarlos al sismo máximo posible.

Finalmente, la razón de margen de colapso se determina de la siguiente manera:

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (7.4)$$

Capítulo 8: Evaluación del Desempeño

8.1. Descripción general del proceso de evaluación del desempeño

El proceso de evaluación del desempeño utiliza resultados de análisis estáticos no lineales (pushover) para determinar un valor apropiado del factor de sobrerresistencia del sistema (Ω_0) y resultados de análisis estáticos no lineales y dinámicos no lineales para evaluar la aceptabilidad del factor de modificación de respuesta R , establecido en la norma NCh433. Adicionalmente, se determina un factor de amplificación de desplazamientos (C_d), derivado de un valor aceptable de R .

Luego, se evalúa la aceptabilidad del valor de prueba del coeficiente de modificación de respuesta, R , utilizado en el diseño de arquetipos, en función de la razón la de margen de colapso (CMR). La aceptabilidad se determina al comparar la relación del margen de colapso ajustado por los efectos de la forma espectral con valores aceptables, los cuales dependen de la calidad de la información del sistema, la incertidumbre total y los límites establecidos sobre la probabilidad de colapso.

8.2. Probabilidad aceptable de colapso

La premisa clave del proceso de evaluación del desempeño es establecer una probabilidad de colapso razonablemente baja como criterio para evaluar sistemas. En esta metodología, se sugiere limitar la probabilidad de colapso debido al Máximo Terremoto Considerado (MCE) al 10 %. Cada grupo de desempeño debe cumplir en promedio con este límite, permitiendo cierta flexibilidad para arquetipos individuales. Se propone un límite del 20 % para evaluar posibles valores atípicos dentro de un grupo. Estos límites son ajustables según las consideraciones de las autoridades que aplican la metodología para establecer requisitos de diseño y factores de desempeño sísmico.

8.3. Relación de margen de colapso ajustado

La capacidad de colapso y el cálculo de la relación del margen de colapso pueden verse influenciados por la forma espectral del conjunto de registros de movimiento del suelo. Para considerar estos efectos, la relación del margen de colapso (CMR) se ajusta, obteniendo una relación de margen de colapso ajustada (ACMR) para cada arquetipo, calculada de la siguiente manera:

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \quad (8.1)$$

Los factores de forma espectral (SFF) se obtienen de las tablas 7-1a y 7-1b del FEMA P695 basada en la normativa norteamericana para diferentes categorías sísmicas. Adaptar estos datos a la realidad chilena es complicado debido a diferencias en la fuente sísmica, duración de los terremotos y características de suelos y zonas sísmicas entre las normativas NCh433 y ASCE/SEI 7-10. A pesar de estas limitaciones y la falta de un procedimiento local alternativo, se utiliza este criterio.

8.4. Incertidumbre del colapso total del sistema

De acuerdo con el FEMA P695, La variabilidad en la capacidad de colapso, derivada de múltiples fuentes de incertidumbre, requiere márgenes de seguridad amplios para prevenir colapsos durante eventos sísmicos. La evaluación precisa debe considerar todas las fuentes de incertidumbre para mantener una probabilidad de colapso aceptable.

8.4.1. Fuentes de incertidumbre

En el proceso de evaluación del colapso se consideran las siguientes fuentes de incertidumbre:

Incertidumbre entre registros (RTR): La incertidumbre entre registros surge de la variabilidad en la respuesta de los arquetipos a diversos registros de movimiento del suelo. Esta variabilidad se evidencia en los gráficos incrementales de respuesta dinámica. Se atribuye a la combinación de variaciones en el contenido de frecuencia, características dinámicas de registros diferentes y además de su fuente sísmica.

De acuerdo con el FEMAP695, los valores de la variabilidad de registro a registro, β_{RTR} , oscilan entre 0.35 y 0.45 para una amplia variedad de edificios típicos. Además, según investigaciones y estudios disponibles, el FEMA P695 establece el valor $\beta_{RTR} = 0.40$ para sistemas con un período significativo de deformación (es decir, ductilidad basada en períodos, $\mu_T \geq 3$). En sistemas donde μ_T no cumple con esta condición, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$0.20 \leq [\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1 \cdot \mu_T] \leq 0.40 \quad (8.2)$$

Incertidumbre de los requisitos de diseño (DR): La incertidumbre en los requisitos de diseño se vincula con la integridad y robustez de dichos requisitos, así como con su capacidad para brindar protección contra modos de falla imprevistos. Los requisitos de diseño se clasifican de (A) Superior a (D) Pobre según la Tabla 8.1. La elección de la clasificación considera la solidez de los requisitos y la confianza en las ecuaciones de diseño.

Tabla 8.1: Calidad de los requerimientos de diseño (Fuente: Modificado FEMA P695 [5])

Integridad y robustez	Confianza en los requerimientos de diseño		
	Alta	Media	Baja
Alto. Amplias garantías contra modos de falla no anticipados. Se abordan todos los problemas importantes de diseño y aseguramiento de la calidad.	(A) Superior $\beta_{DR} = 0, 10$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0, 20$	(C) Justa $\beta_{DR} = 0, 35$
Medio. Garantías razonables contra modos de falla no anticipados. Se abordan la mayoría de los problemas importantes de diseño y aseguramiento de la calidad.	(B) Buena $\beta_{DR} = 0, 20$	(C) Justa $\beta_{DR} = 0, 35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0, 50$
Bajo. Garantías cuestionables contra modos de falla no anticipados. Muchos problemas importantes de diseño y aseguramiento de la calidad no se abordan	(C) Justa $\beta_{DR} = 0, 35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0, 50$	

Incertidumbre de los datos de ensayos (DT): La incertidumbre de los datos de ensayos se vincula con la integridad y solidez de la información utilizada para definir el sistema. Esta incertidumbre está estrechamente relacionada con la incertidumbre del modelado, pero

es distinta de ella. En la siguiente tabla se especifica la integridad y robustez de los datos respecto a la confianza de estos.

Tabla 8.2: Calidad de los datos de la investigación experimental (Fuente: Modificado Fema P695 [5])

Integridad y robustez	Confianza en los resultados experimentales		
	Alta	Media	Baja
Alto. Comportamiento de materiales, componentes, conexiones, ensamblajes y sistemas bien comprendido y tenido en cuenta. Se abordan todos o casi todos los problemas importantes relacionados con las pruebas.	(A) Superior $\beta_{TD} = 0, 10$	(B) Buena $\beta_{TD} = 0, 20$	(C) Justa $\beta_{TD} = 0, 35$
Medio. Comportamiento de materiales, componentes, conexiones, ensamblajes y sistemas generalmente comprendido y tenido en cuenta. Se abordan la mayoría de los problemas importantes relacionados con las pruebas.	(B) Buena $\beta_{TD} = 0, 20$	(C) Justa $\beta_{TD} = 0, 35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0, 50$
Bajo. Comportamiento de materiales, componentes, conexiones, ensamblajes y sistemas comprendido y tenido en cuenta de manera limitada. No se abordan varios problemas importantes relacionados con las pruebas.	(C) Justa $\beta_{TD} = 0, 35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0, 50$	

Incertidumbre de la calidad de los modelos de arquetipos índice (MDL): se refiere a la precisión con la que los modelos de arquetipos índice representan las características de respuesta estructural y los parámetros de diseño en el espacio de diseño del arquetipo. Además, evalúa la capacidad de los modelos de análisis para capturar el comportamiento de colapso estructural mediante simulación directa o verificaciones de componentes no simuladas. La incertidumbre del modelado se mide según la calidad de los modelos de arquetipos de índice, evaluados conforme a los requisitos de la siguiente tabla:

Tabla 8.3: Calidad de los modelos de arquetipos índice (Fuente: Modificado Fema P695 [5])

Representación de Características de Colapso	Precisión y robustez de los Modelos		
	Alta	Media	Baja
Alto. CLos modelos de índice capturan toda la gama del espacio de diseño del arquetipo y los efectos estructurales que contribuyen al colapso.	(A) Superior $\beta_{MDL} = 0, 10$	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0, 20$	(C) Justa $\beta_{MDL} = 0, 35$
Medio. Los modelos de índice son generalmente completos y representativos del espacio de diseño y los efectos estructurales que contribuyen al colapso.	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0, 20$	(C) Justa $\beta_{MDL} = 0, 35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0, 50$
Bajo. Aspectos significativos del espacio de diseño y/o del comportamiento de colapso no se capturan en los modelos de índice.	(C) Justa $\beta_{MDL} = 0, 35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0, 50$	

8.4.2. Combinación de incertidumbres en la evaluación del colapso

La incertidumbre total se obtiene por la combinación de las incertidumbres β_{RTR} , β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL} , las cuales son variables aleatorias asumidas estadísticamente independientes. Así, la incertidumbre total de colapso está dada por la siguiente expresión:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (8.3)$$

Donde, β_{TOT} es la incertidumbre total de colapso del sistema, la cual se encuentra en valores de 0.275 a 0.950 (FEMA P695) y es la base para determinar el criterio de aceptación que se analizará en la siguiente sección. β_{RTR} , β_{DR} , β_{TD} , β_{MDL} son las incertidumbres de colapso de registro a registro, incertidumbres relacionadas con los requisitos de diseño, incertidumbres relacionadas a los datos experimentales e incertidumbres relacionadas a la calidad de los modelos, respectivamente.

8.5. Valores aceptables del índice de margen de colapso ajustado

Los valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada (ACMR) se determinan considerando la incertidumbre total de colapso del sistema (β_{TOT}) y las probabilidades aceptables de colapso. Estos valores se basan en la suposición de una distribución logarítmica de las intensidades espectrales del nivel de colapso, con un valor mediano (S_{CT}) y una desviación estándar logarítmica igual a la incertidumbre total de colapso del sistema (β_{TOT}).

En la siguiente tabla se presentan valores aceptables de índice de margen de colapso ajustado, ACMR10% y ACMR20%, según la incertidumbre total del colapso del sistema y probabilidades aceptables de colapso del 10% y 20%, respectivamente. También se incluyen otros valores de probabilidad de colapso entre el 5% y el 25% para fines de comparación y referencia. Menores probabilidades de colapso aceptable y mayores niveles de incertidumbre resultan en valores más altos requeridos de la relación de margen de colapso ajustado.

Tabla 8.4: Valores aceptables de la razón de margen de colapso ACMR (Fuente: Modificado Fema P695 [5])

Incertidumbre total de colapso (β_{TOT})	Probabilidad de colapso				
	25 %	10 % ($ACMR_{10\%}$)	15 %	20 % ($ACMR_{20\%}$)	25 %
0.400	1,93	1,67	1,51	1,40	1,1
0.425	2,01	1,72	1,55	1,43	1,33
0.450	2,1	1,78	1,59	1,46	1,35
0,475	2,18	1,84	1,64	1,49	1,38
0.500	2,28	1,90	1,68	1,52	1,40
0.525	2,37	1,96	1,72	1,56	1,42
0.550	2,47	2,02	1,77	1,59	1,45
0.575	2,57	2,09	1,81	1,62	1,47
0.600	2,68	2,16	1,86	1,66	1,50
0,625	2,80	2,23	1,91	1,69	1,52
0.650	2,91	2,3	1,96	1,73	1,55

8.6. Evaluación del Coeficiente de Modificación de Respuesta, R

El desempeño aceptable está definido por los siguientes dos condiciones:

- La probabilidad de colapso para los movimientos del suelo MCE es aproximadamente del 10 %, o menos, en promedio en todo un grupo de desempeño.
- La probabilidad de colapso de los movimientos del suelo MCE es aproximadamente del 20 %, o menos, para cada arquetipo de índice dentro de un grupo de desempeño.

Es decir, el desempeño es aceptable cuando para cada grupo se desempeño se cumple,

$$\overline{ACMR}_i \geq ACMR_{10\%} \quad (8.4)$$

y para cada arquetipo dentro de un grupo es:

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} \quad (8.5)$$

8.7. Evaluación del Factor de Sobrerresistencia, Ω

Para la evaluación de desempeño, se debe determinar el valor promedio de la sobrerresistencia para cada grupo de desempeño (Ω). El valor de sobrerresistencia (Ω) para uso en diseño debe ser tomado como mínimo como el mayor valor promedio ($\bar{\Omega}$) de algún grupo de desempeño.

Según las recomendaciones del FEMA P695, se menciona que el factor de sobrerresistencia (Ω) no debe exceder 1.5 veces el coeficiente de modificación de respuesta (R). Además, se indica que un límite práctico para Ω es aproximadamente 3.

8.8. Evaluación del factor de amplificación de la desplazamientos, C_d

El factor de amplificación de la deflexión, C_d , se basa en el valor aceptable del factor de modificación de respuesta, R , reducido por el factor de amortiguación, B_I , correspondiente al amortiguamiento inherente del sistema de interés:

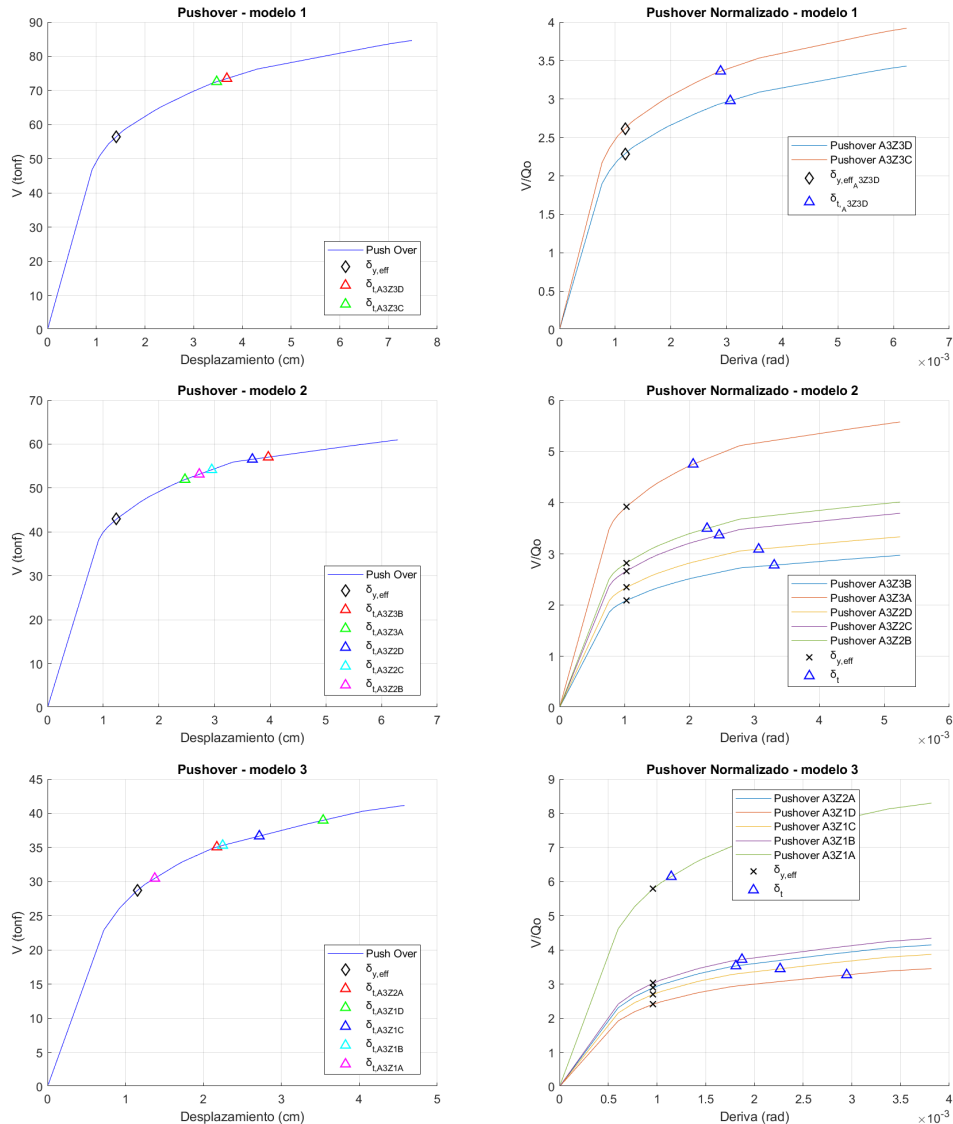
$$C_d = R/B_I \quad (8.6)$$

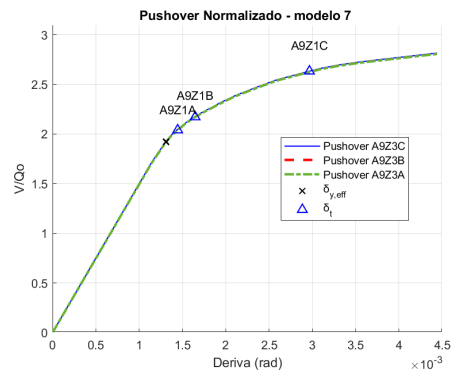
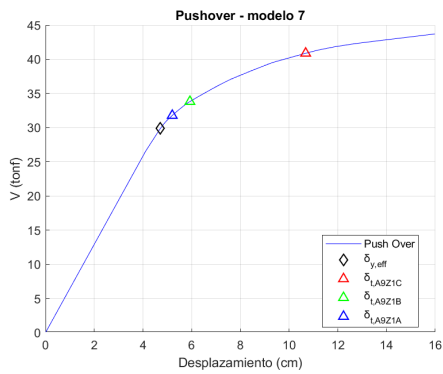
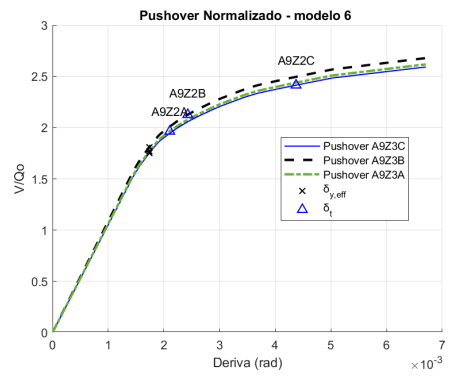
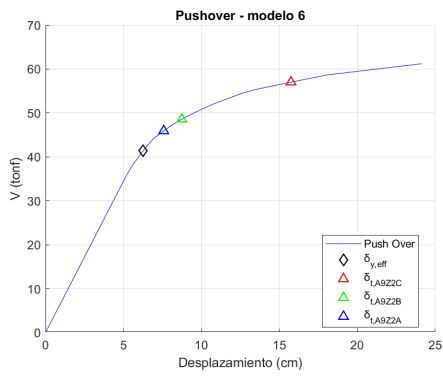
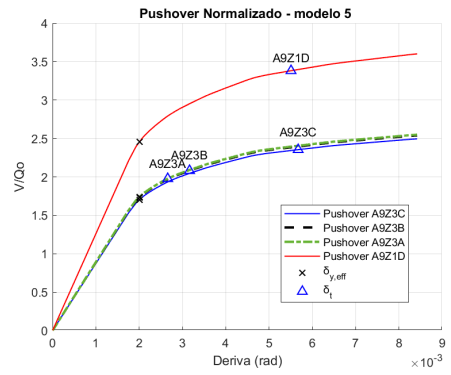
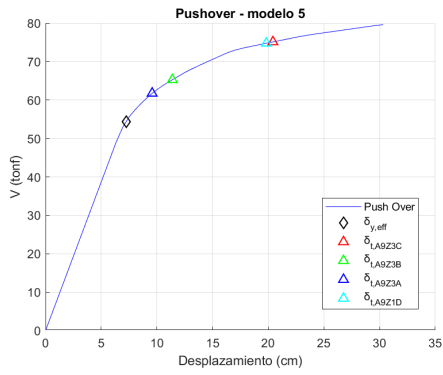
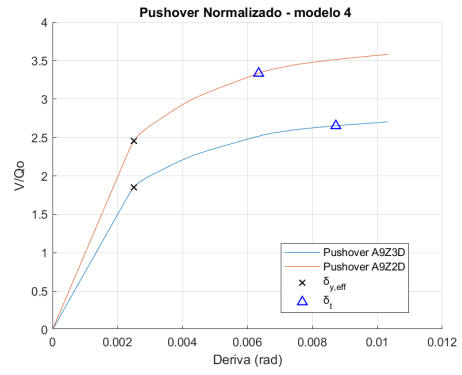
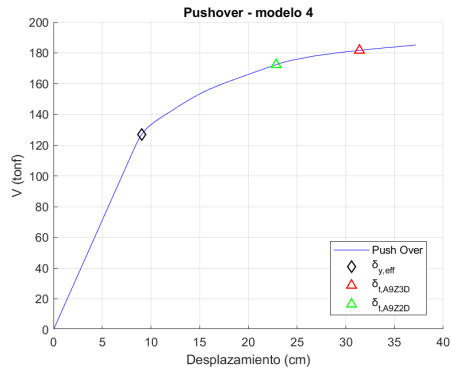
De acuerdo con el FEMA P695, En general, se puede asumir que el amortiguamiento inherente es el 5 por ciento del crítico, y un valor correspondiente del coeficiente de amortiguamiento, $B_I = 1.0$ (Tabla 18.6-1, ASCE/SEI 7-05). Por lo tanto, para la mayoría de los sistemas, el valor de C_d será igual al valor de R .

Capítulo 9: Resultados y comparaciones

9.1. Resultados análisis estático no lineal (pushover)

Los resultados de este análisis se presentan para cada modelo estructural elaborado en la etapa de diseño. En la figura 9.3 se muestra la curva pushover obtenida a partir de los modelos elaborados en Opensees. En estas figuras, a la izquierda se muestran las curvas de capacidad en corte basal (V) vs desplazamiento máximo de techo, y a la derecha se presentan las curvas de capacidad en corte basal normalizado (V/Q_0) vs deriva máxima de techo.





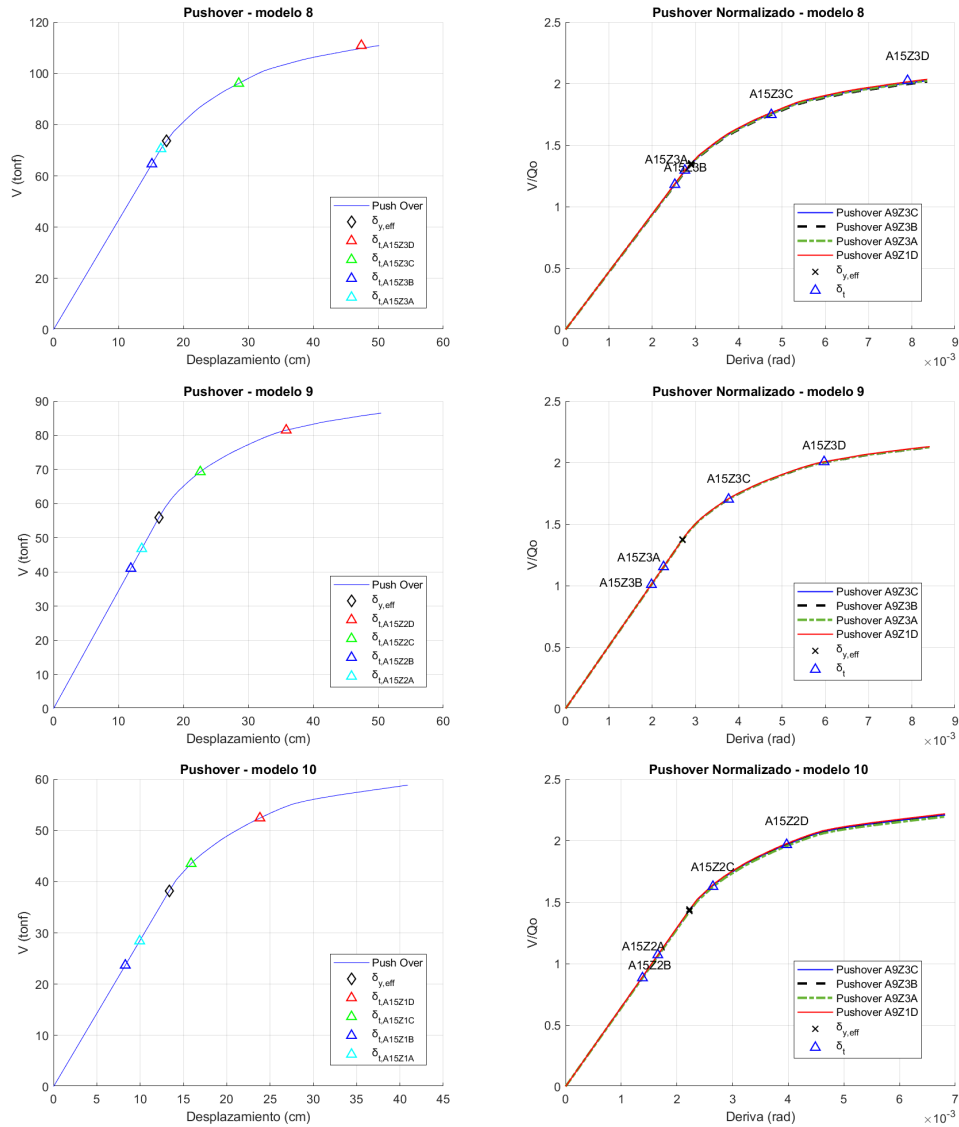


Figura 9.3: Resultados del análisis estático no lineal (pushover) para cada modelo estructural (Fuente: Elaboración propia)

En cada una de estas curvas se muestra el desplazamiento efectivo de fluencia ($\delta_{y,eff}$) determinado en cada modelo, el cual es ligeramente superior al desplazamiento en donde se produce el primer cambio de rigidez. Asimismo, se gráfica el desplazamiento objetivo (δ_t), el cual es, en general, superior al desplazamiento de fluencia, excepto para los suelos A y B en los modelos de 15 pisos (modelos 8, 9 y 10).

Cabe mencionar que en la determinación del desplazamiento objetivo, se requeriría la determinación de un parámetro $\mu_{strength}$ (ecuación 6.9), el cual no podía ser mayor que a un máximo establecido (ecuación 6.10). Respecto a lo anterior, se tuvieron 2 casos donde no se cumplió la relación anterior, estos son los casos del Modelo 8 - A15Z3D y el Modelo 9 - A15Z2D. En estos casos, el FEMA P695 menciona que estos análisis estáticos no lineales son poco representativos y se debe realizar un análisis más sofisticado, es decir, un análisis dinámico no lineal.

Como se mencionó anteriormente, se definieron criterios de falla para rotaciones excesivas del enlace (0.08 rad) y derivas de techo excesivas (2%). En todos los casos, la falla ocurrió debido a que se alcanzaron rotaciones del enlace mayores a 0.08 rad, mientras que a ese nivel de rotaciones se llegaba a derivas que estaban entre el 0.5% y el 1.8%.

Debido a que las curvas de capacidad no presentan una caída de resistencia, debido a como se confeccionaron los modelos, se definió el corta máximo (V_{max}) y desplazamiento máximo (δ_u) al último punto de la curva de capacidad, es decir cuando se alcanzaron las rotaciones límites de 0.08 [rad].

Con respecto al resto de los elementos, vigas, columnas y riostras, estos se mantuvieron elásticos (con factores de utilización menores a 1) y con rotaciones bajas (en la mayoría de los casos menores al 0.5% y en algunos casos se llegó al 1%). Por lo tanto, no fue necesario presentar las gráficas asociadas a estos elementos, ya que en ninguno de los casos se llegó a la incursión inelástica para saber la secuencia de inicio de rótulas plásticas.

Como se mencionó, los enlaces son los elementos que presentan mayores deformaciones, por lo tanto, son los elementos que llevan al colapso estructural. Estas mayores deformaciones máximas de los enlaces se logran de manera general en los pisos centrales de la estructura. Para el caso de los modelos de 3 pisos, esto se logra en torno a los pisos 1 y 2; para los modelos de 9 pisos, en los pisos 5 y 4; y para el caso de 15 pisos, en torno al piso 8. Todo lo anterior se puede observar en la sección B.1 del anexo. Dado lo anterior, se observa que, de manera general, el resto de los pisos son menos exigidos inelásticamente.

Los resultados de los parámetros de desempeño sísmico se presentan en la tabla 9.1. En esta tabla se muestran los cortes obtenidos: corte basal de diseño (Q0), el corte elástico (VE) obtenido de la norma Nch2745 y el corte máximo (Vmax). Asimismo, se presentan los desplazamientos: último (δ_u), de fluencia (δ_{yeff}) y objetivo (δ_t). Con los parámetros anteriormente extraídos de los modelos, se procedió al cálculo del factor de sobrerresistencia (Ω_o), la ductilidad basada en el periodo (μ_T), el factor de reducción por ductilidad (R_u), el factor de reducción de aceleración espectral (R^*) y el factor de amplificación de desplazamientos (Cd), los cuales se muestran en la tabla.

Tabla 9.1: Factores de desempeño sísmico para cada uno de los modelos

(3 pisos)		Qo	VE	Vmax	δu			δy eff	δt			δE	$\delta E/R$	δ	(NCh433)	
Modelo	Arquetipo	[Tonf]	Ω_o	μT	$R\mu$	R^*	[cm]	μT	$R\mu$	R^*	[cm]	Cd	R^{**}			
M1	A3_Z3D	24,69	247,64	84,63	3,43	7,48	1,41	3,68	5,30	2,93	10,03	4,84	0,48	1,41	2,92	6,21
	A3_Z3C	21,59	247,64	84,63	3,92	7,48	1,41	3,47	5,30	2,93	11,47	4,84	0,42	1,41	3,34	6,39
M2	A3_Z3B	20,52	242,66	60,96	2,97	6,29	1,24	3,97	5,07	3,98	11,83	5,30	0,45	1,24	2,77	6,29
	A3_Z3A	10,94	194,68	60,96	5,57	6,29	1,24	2,47	5,07	3,19	17,80	3,54	0,20	1,24	6,24	7,88
	A3_Z2D	18,29	213,90	60,96	3,33	6,29	1,24	3,68	5,07	3,51	11,69	5,16	0,44	1,24	2,81	6,66
	A3_Z2C	16,08	213,90	60,96	3,79	6,29	1,24	2,95	5,07	3,51	13,30	5,16	0,39	1,24	3,20	6,63
	A3_Z2B	15,20	194,13	60,96	4,01	6,29	1,24	2,73	5,07	3,18	12,78	4,24	0,33	1,24	3,74	6,36
M3	A3_Z2A	9,93	144,01	41,16	4,15	4,58	1,15	2,17	3,98	3,50	14,51	3,06	0,21	1,15	5,45	8,09
	A3_Z1D	11,92	160,42	41,16	3,45	4,58	1,15	3,54	3,98	3,90	13,46	5,07	0,38	1,15	3,05	6,99
	A3_Z1C	10,64	160,42	41,16	3,87	4,58	1,15	2,72	3,98	3,90	15,08	5,07	0,34	1,15	3,42	6,75
	A3_Z1B	9,49	145,60	41,16	4,34	4,58	1,15	2,25	3,98	3,54	15,35	4,18	0,27	1,15	4,22	6,49
	A3_Z1A	4,96	108,01	41,16	8,30	4,58	1,15	1,38	3,98	2,62	21,78	2,30	0,11	1,15	10,89	8,09
(9 pisos)		Qo	VE	Vmax	δu			δy eff	δt			δE	$\delta E/R$	δ		
Modelo	Arquetipo	[Tonf]	Ω_o	μT	$R\mu$	R^*	[cm]	μT	$R\mu$	R^*	[cm]	Cd				
M4	A9_Z3D	68,50	464,05	185,12	2,70	37,17	9,04	31,40	4,11	2,51	6,77	32,63	4,82	9,04	1,88	6,22
	A9_Z2D	51,70	371,24	185,20	3,58	37,17	9,04	22,85	4,11	2,00	7,18	26,10	3,63	9,04	2,49	6,21
M5	A9_Z3C	31,91	318,95	79,62	2,50	30,31	7,24	20,42	4,19	4,01	10,00	41,25	4,13	7,24	1,75	5,72
	A9_Z3B	31,36	289,71	79,62	2,54	30,31	7,24	11,39	4,19	3,64	9,24	26,91	2,91	7,24	2,49	3,98
	A9_Z3A	31,24	211,39	79,62	2,55	30,31	7,24	9,58	4,19	2,65	6,77	10,43	1,54	7,24	4,70	3,03
	A9_Z1D	22,12	191,37	79,62	3,60	30,31	7,24	19,83	4,19	2,40	8,65	24,75	2,86	7,24	2,53	6,97
M6	A9_Z2C	23,62	227,31	61,19	2,59	24,14	6,26	15,75	3,86	3,71	9,62	33,00	3,43	6,26	1,83	6,61
	A9_Z2B	23,35	218,84	61,19	2,62	24,14	6,26	8,74	3,86	3,58	9,37	22,79	2,43	6,26	2,57	3,83
	A9_Z2A	23,39	159,68	61,19	2,62	24,14	6,26	7,58	3,86	2,61	6,83	8,84	1,29	6,26	4,84	2,92
M7	A9_Z1C	15,53	159,83	43,71	2,82	15,98	4,72	10,68	3,39	3,66	10,30	24,75	2,40	4,72	1,96	5,50
	A9_Z1B	15,57	158,92	43,71	2,81	15,98	4,72	5,93	3,39	3,64	10,21	17,66	1,73	4,72	2,73	3,77
	A9_Z1A	15,58	115,90	43,71	2,81	15,98	4,72	5,20	3,39	2,65	7,44	6,85	0,92	4,72	5,13	2,88
(15 pisos)		Qo	VE	Vmax	δu			δy eff	δt			δE	$\delta E/R$	δ		
Modelo	Arquetipo	[Tonf]	Ω_o	μT	$R\mu$	R^*	[cm]	μT	$R\mu$	R^*	[cm]	Cd				
M8	A15_Z3D	54,77	176,04	110,87	2,02	50,12	17,40	47,39	2,88	1,59	3,21	41,25	12,83	17,40	1,36	6,05
	A15_Z3C	55,00	176,04	110,87	2,02	50,12	17,40	28,51	2,88	1,59	3,20	41,25	12,89	17,40	1,35	4,01
	A15_Z3B	54,79	176,02	110,87	2,02	50,12	17,40	15,14	2,88	1,59	3,21	37,50	11,67	17,40	1,49	2,75
	A15_Z3A	54,47	176,01	110,87	2,04	50,12	17,40	16,53	2,88	1,59	3,23	21,15	6,55	17,40	2,66	2,13
M9	A15_Z2D	40,62	113,72	86,50	2,13	50,45	16,22	35,82	3,11	1,31	2,80	33,00	11,79	16,22	1,38	5,75
	A15_Z2C	40,73	113,72	86,50	2,12	50,45	16,22	22,59	3,11	1,31	2,79	33,00	11,82	16,22	1,37	3,77
	A15_Z2B	40,70	113,67	86,50	2,13	50,45	16,22	11,90	3,11	1,31	2,79	30,00	10,74	16,22	1,51	2,55
	A15_Z2A	40,61	113,73	86,50	2,13	50,45	16,22	13,58	3,11	1,31	2,80	20,00	7,14	16,22	2,27	1,99
M10	A15_Z1D	26,65	70,68	58,84	2,21	40,90	13,38	23,82	3,06	1,20	2,65	24,75	9,33	13,38	1,43	5,51
	A15_Z1C	26,76	70,68	58,84	2,20	40,90	13,38	15,88	3,06	1,20	2,64	24,75	9,37	13,38	1,43	3,52
	A15_Z1B	26,80	70,70	58,84	2,20	40,90	13,38	8,28	3,06	1,20	2,64	22,50	8,53	13,38	1,57	2,33
	A15_Z1A	26,53	70,71	58,84	2,22	40,90	13,38	9,94	3,06	1,20	2,67	15,00	5,63	13,38	2,38	1,85

Respecto a los resultados anteriores, en primer lugar, con respecto a los valores de sobrerresistencia obtenidos, se observa que:

- Para el caso de 3 pisos, los valores, de manera general, oscilan entre 3 y 5, excepto para el caso Modelo 3 - A3Z1A donde llega a un valor de 8.3. Dado lo anterior, se obtienen valores de factores de reducción en torno a 10 y 15, excepto para los casos Modelo 3 - A3Z1A y Modelo 2 - A3Z3A, donde se llegan a valores de 17.8 y 21.80, respectivamente. Esto se debe a las sobrerresistencias más altas y no al factor de reducción por ductilidad ($R\mu$), ya que este se mantiene en todos los casos en valores cercanos a 2 y 4.
- Para el caso de 9 pisos se observa que los valores de Ω_o oscilan entre 2 y 3. Dado esto, se obtienen valores de reducción de respuestas (R^*) en torno a 6 y 10. En este caso se observa que el factor R^* disminuye debido a que se tiene una menor sobrerresistencia en comparación con el modelo de 3 pisos, ya que el factor de reducción por ductilidad ($R\mu$) también oscila entre 2 y 4.
- Para el caso de 9 pisos se observa que los valores de Ω_o están cercanos a 2. De esto se obtienen valores de R^* entre 2 y 4. La baja de R se debe a que se tienen menores valores

de sobrerresistencia y a que se tienen menores valores de $R\mu$, los cuales oscilan entre 1 y 2.

Comparando los valores obtenidos por Calo [4] en donde se evaluaron los marcos EBF con enlaces cortos (sin considerar el uso de enlaces reemplazables), en primer lugar, en este trabajo se obtuvieron valores de sobrerresistencia entre 3 y 4 en la mayoría de los casos, lo cual se asemeja con los valores obtenidos en este caso. Calo [4] encontró valores de factores de reducción de respuesta (R^*) entre 5.5 y 6.5, los cuales difieren de los valores obtenidos en este estudio. Específicamente, para los casos de edificios de 3 y 9 pisos, los valores aquí obtenidos están en el rango de 10 a 15 y de 6 a 10, respectivamente. Esto, según se observa, se debe a que en este caso se obtienen mayores factores de reducción por ductilidad ($R\mu$), lo que implica mayores ductilidades. En el caso de edificios de 15 pisos, se observan valores más bajos de R^* en comparación con los de Calo [4]. Esto se debe a que, aunque los factores de reducción de ductilidad ($R\mu$) son similares, los factores de sobrerresistencia son menores en este estudio.

Estas diferencias anteriores se deben principalmente a que Calo [4] no utiliza enlaces reemplazables; por lo tanto, la viga fuera del enlace y el enlace son elementos continuos. Esto último implica, de acuerdo con lo observado en la AISC 341 [9], la elección de enlaces más robustos en comparación con los enlaces escogidos en este caso. Este es el motivo de las diferencias mencionadas anteriormente, como las diferencias en la ductilidad y las diferencias en el factor de reducción de respuesta (R^*).

Comparando los factores de reducción (R^*) con los obtenidos del diseño R^{**} (NCh433), se puede afirmar lo siguiente:

- En el caso de los modelos de 3 pisos, se observa que, en general, los factores de reducción R^{**} (NCh433) son menores que los R^* obtenidos del análisis. Esto sugiere que la norma NCh433 es conservadora, ya que las edificaciones aún tienen capacidad para incursionar inelásticamente.
- Para edificaciones de 9 pisos, los factores de reducción del análisis estático están más cercanos a los del diseño (NCh433). Sin embargo, los del análisis aún son menores, lo que sugiere que la norma NCh433 también es conservadora para esta cantidad de pisos. Este hallazgo coincide con lo indicado por Calo [4], quien observó un fenómeno similar para edificaciones de hasta 8 pisos.
- En el caso de edificaciones de 9 pisos en suelos D y C, se observa lo contrario a los casos anteriores, es decir, $R^* < R^{**}$ (NCh433). Esto sugiere que la norma NCh433 sobreestima la capacidad de las estructuras para estos casos.

Respecto a la ductilidad basada en período (μ_T), se obtiene un valor promedio de 4.7, 3.9 y 3.0 para arquetipos de 3, 9 y 15 pisos, resultando en un promedio total de 3.9. Comparando con los resultados de Calo [4], este obtiene un valor promedio de μ_T de 4, lo cual se asemeja bastante a lo obtenido en este caso. En comparación con lo indicado por el FEMA P695, estas ductilidades se consideran adecuadas, ya que en este indica un límite de $\mu \geq 3.0$.

9.2. Resultados análisis dinámico no lineal

9.2.1. Análisis dinámico incremental

Siguiendo la metodología de la sección 7.1.4, que trata sobre el escalado de registros, en primer lugar, se llevó a cabo la normalización de los registros individuales, como se muestra en la tabla 9.2. En esta tabla, se presentan la velocidad máxima por registros (PGV), el promedio geométrico por estación ($PGV_{PEER,i}$) en ambas direcciones horizontales, la mediana obtenida de la totalidad de promedios geométricos obtenidos y el factor de escala obtenido en cada uno de los casos (NM). De los factores de escala obtenidos, se observa que varían entre 0.8 y 2, amplificando en algunos casos los registros y reduciéndolos en otros.

Tabla 9.2: 1er proceso de escalado de registros: Normalización por velocidades máximas (PGV)

Nro	Epicentro	Estación	Denominación	PGV	$PGV_{PEER,i}$	Median ($PGV_{PEER,i}$)	NM
				[cm/s]			
1	Tarapacá (13-06-2005)	Pica	PIC5_EW	36,39	30,98	26,88	0,87
2			PIC5_NS	26,37	30,98	26,88	0,87
3		Iquique	IQUI5_EW	17,14	13,66	26,88	1,97
4			IQUI5_NS	10,89	13,66	26,88	1,97
5	Tocopilla (14-11-2007)	Mejillones	MEJI_EW	31,55	26,89	26,88	1,00
6			MEJI_NS	22,91	26,89	26,88	1,00
7	Cobquecura (27-02-2010)	La Florida	FLO_EW	14,22	14,76	26,88	1,82
8			FLO_NS	15,32	14,76	26,88	1,82
9		Puente Alto	PALT_EW	31,45	27,80	26,88	0,97
10			PALT_NS	24,57	27,80	26,88	0,97
11		Hospital Curicó	HCU_EW	32,64	30,07	26,88	0,89
12			HCU_NS	27,71	30,07	26,88	0,89
13	Iquique (01-04-2014)	Iquique	IQUI14_EW	22,71	18,63	26,88	1,44
14			IQUI14_NS	15,28	18,63	26,88	1,44
15		Pica	PIC14_EW	12,69	14,36	26,88	1,87
16	Illapel (16-09-2015)	Monte Patria	PIC14_NS	16,25	14,36	26,88	1,87
17			MPA_EW	36,56	33,92	26,88	0,79
18			MPA_NS	31,47	33,92	26,88	0,79

En segundo lugar, se procede al escalado colectivo de registros a nivel de MCE, como se observa en la tabla 9.3. En esta tabla se muestran los parámetros necesarios para escalar el conjunto de registros. Específicamente, se presenta el periodo (T) de cada modelo estructural, con el cual se calcula una intensidad media espectral (Sa_M) y la intensidad del terremoto máximo considerado (Sa_{MCE}). Luego, a través de la relación entre ambas intensidades, se obtiene el factor de escala respectivo (FE).

Tabla 9.3: Intensidades sísmicas y factores de escalamiento (fuente: Elaboración propia)

Modelo (3 pisos)	Arquetipo	T [s]	Sa_M [cm/s ²]	Sa_{MCE} [Tonf]	FE
M1	A3_Z3D	0,27	747,86	1447,25	1,94
	A3_Z3C	0,27	747,86	1447,25	1,94
M2	A3_Z3B	0,30	637,41	1650,00	2,59
	A3_Z3A	0,30	637,41	1570,75	2,46
	A3_Z2D	0,30	637,41	1242,60	1,95
	A3_Z2C	0,30	637,41	1242,60	1,95
	A3_Z2B	0,30	637,41	1320,00	2,07
M3	A3_Z2A	0,35	676,27	1077,10	1,59
	A3_Z1D	0,35	676,27	1037,85	1,53
	A3_Z1C	0,35	676,27	1037,85	1,53
	A3_Z1B	0,35	676,27	990,00	1,46
	A3_Z1A	0,35	676,27	807,83	1,19
Modelo (9 pisos)	Arquetipo	T [s]	Sa_M [cm/s ²]	Sa_{MCE} [Tonf]	FE
M4	A9_Z3D	0,78	311,03	1582,88	5,09
	A9_Z2D	0,78	311,03	1266,30	4,07
M5	A9_Z3C	1,07	212,03	1153,88	5,44
	A9_Z3B	1,07	212,03	827,98	3,90
	A9_Z3A	1,07	212,03	440,41	2,08
	A9_Z1D	1,07	212,03	692,33	3,27
M6	A9_Z2C	1,14	225,07	866,42	3,85
	A9_Z2B	1,14	225,07	621,70	2,76
	A9_Z2A	1,14	225,07	330,69	1,47
M7	A9_Z1C	1,17	217,18	633,15	2,92
	A9_Z1B	1,17	217,18	454,32	2,09
	A9_Z1A	1,17	217,18	241,66	1,11
Modelo (15 pisos)	Arquetipo	T [s]	Sa_M [cm/s ²]	Sa_{MCE} [Tonf]	FE
M8	A15_Z3D	1,80	110,72	602,48	5,44
	A15_Z3C	1,80	110,72	602,48	5,44
	A15_Z3B	1,80	110,72	491,91	4,44
	A15_Z3A	1,80	110,72	261,65	2,36
M9	A15_Z2D	1,96	85,93	406,95	4,74
	A15_Z2C	1,96	85,93	406,95	4,74
	A15_Z2B	1,96	85,93	361,60	4,21
	A15_Z2A	1,96	85,93	192,34	2,24
M10	A15_Z1D	2,16	86,84	251,31	2,89
	A15_Z1C	2,16	86,84	251,31	2,89
	A15_Z1B	2,16	86,84	228,47	2,63
	A15_Z1A	2,16	86,84	130,90	1,51

Los análisis no lineales de respuesta en el tiempo se realizan en Opensees, al igual que los análisis no lineales estáticos. El modelo utilizado es el mismo que se detalló en la sección

5, con la única diferencia de que, en lugar de llevar a cabo el análisis pushover, se realiza un análisis de respuesta en el tiempo. El detalle del de código utilizado se muestra en la sección D.11 del anexo.

De manera global, se tienen 36 casos diferentes, los cuales se agruparon en 10 modelos distintos, requiriendo un total de 216 análisis para las 6 diferentes intensidades. Los gráficos IDA obtenidos para cada uno de los casos se muestran en la sección C.1 del anexo.

En la tabla 9.4 se resumen los valores de las razones de margen de colapso alcanzadas en cada uno de los modelos. En esta tabla se muestra la intensidad media de colapso ($\overline{S_{CT}}$) definida por cada uno de los gráficos IDA del anexo C.1. También se muestra el factor de sobre resistencia (Ω) y su promedio por modelo ($\overline{\Omega}$), así como la razón de margen de colapso (CMR) y su promedio por modelo (\overline{CMR}).

Como se observa en la tabla 9.4, se encuentran valores de CMR más altos en los edificios de menor altura, mientras que en los modelos de 9 y 15 pisos se registran valores de CMR más bajos. Estos últimos se acercan más a la unidad y, en algunos casos, incluso son menores a 1. Este resultado refuerza la idea de que la norma NCh433 es más conservadora para las edificaciones de menor altura, lo cual coincide con lo señalado por Calo [4] en su estudio sobre EBF con enlaces cortos.

Tabla 9.4: Resumen de colapso (CMR's) (Fuente: Elaboración propia)

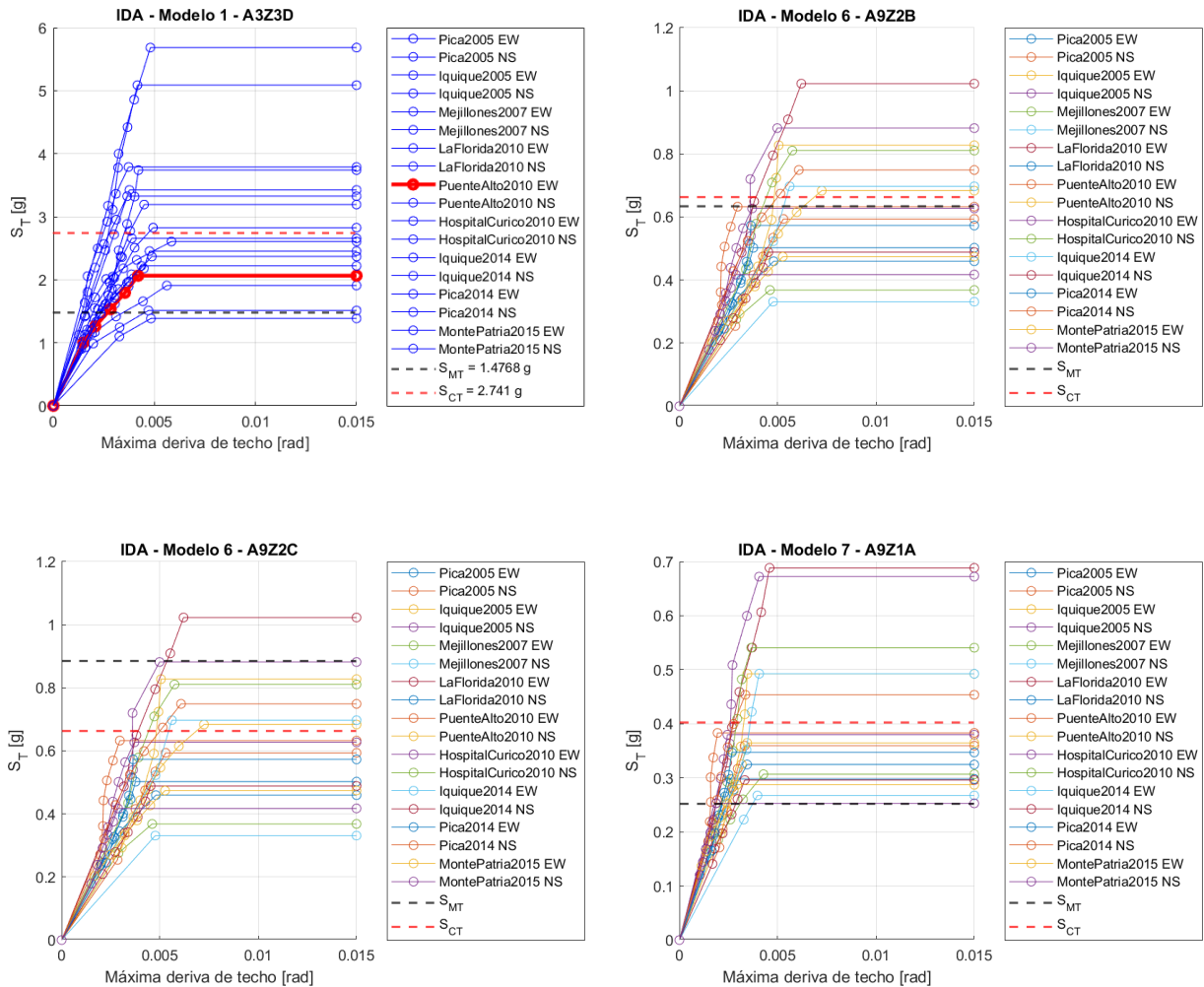
Modelo	Arquetipo	T [s]	Sa_{MCE} [g]	Sa_{MCE} [g]	Ω	$\bar{\Omega}$	CMR	\overline{CMR}
M1	A3_Z3D	0,27	1,47	2,74	3,43	4,26	1,86	1,45
	A3_Z3C	0,27	1,47	2,74	3,92		1,86	
M2	A3_Z3B	0,30	1,68	2,02	2,97		1,20	
	A3_Z3A	0,30	1,60	2,02	5,57		1,26	
	A3_Z2D	0,30	1,27	2,02	3,33		1,59	
	A3_Z2C	0,30	1,27	2,02	3,79		1,59	
	A3_Z2B	0,30	1,35	2,02	4,01		1,50	
M3	A3_Z2A	0,35	1,10	1,30	4,15		1,18	
	A3_Z1D	0,35	1,06	1,30	3,45		1,23	
	A3_Z1C	0,35	1,06	1,30	3,87		1,23	
	A3_Z1B	0,35	1,01	1,30	4,34	1,29		
	A3_Z1A	0,35	0,82	1,30	8,30	1,58		
M4	A9_Z3D	0,78	1,62	1,65	2,70	2,74	1,02	1,16
	A9_Z2D	0,78	1,29	1,65	3,58		1,28	
M5	A9_Z3C	1,07	1,18	0,93	2,50		0,79	
	A9_Z3B	1,07	0,84	0,93	2,54		1,10	
	A9_Z3A	1,07	0,45	0,93	2,55		2,07	
	A9_Z1D	1,07	0,71	0,93	3,60		1,32	
M6	A9_Z2C	1,14	0,88	0,66	2,59		0,75	
	A9_Z2B	1,14	0,63	0,66	2,62		1,05	
	A9_Z2A	1,14	0,34	0,66	2,62		1,97	
M7	A9_Z1C	1,17	0,66	0,40	2,82		0,61	
	A9_Z1B	1,17	0,47	0,40	2,81	0,85		
	A9_Z1A	1,17	0,25	0,40	2,81	1,60		
M8	A15_Z3D	1,80	0,61	0,55	2,02	2,12	0,89	1,19
	A15_Z3C	1,80	0,61	0,55	2,02		0,89	
	A15_Z3B	1,80	0,50	0,55	2,02		1,10	
	A15_Z3A	1,80	0,27	0,55	2,04		2,06	
M9	A15_Z2D	1,96	0,42	0,38	2,13		0,90	
	A15_Z2C	1,96	0,42	0,38	2,12		0,90	
	A15_Z2B	1,96	0,37	0,38	2,13		1,02	
	A15_Z2A	1,96	0,20	0,38	2,13		1,91	
M10	A15_Z1D	2,16	0,26	0,28	2,21		1,10	
	A15_Z1C	2,16	0,26	0,28	2,20		1,10	
	A15_Z1B	2,16	0,23	0,28	2,20	1,21		
	A15_Z1A	2,16	0,13	0,28	2,22	2,11		

9.2.2. Respuesta no lineal EBF

Para ilustrar el desempeño sísmico obtenido en los EBF, donde se emplean enlaces reemplazables, se presentan algunos resultados importantes, tales como: gráficos de corte-rotación de enlaces, gráficos de cortes en bases/derivas/desplazamientos frente al número de piso. Estos gráficos fueron determinados únicamente para un sismo, en lugar de los 18 que se tienen en la totalidad del análisis, seleccionando el sismo en el cual la aceleración espectral esté más

cercana a la aceleración espectral mediana en el periodo del modelo.

En este caso, a modo de ejemplo, se muestra solo el caso del modelo 1 y sismo 9 (Puente Alto 2010 EW). Para mayor simplicidad, se indica el sismo por su número tal como se presenta en la tabla 7.4 de registros.



Las gráficas resultantes se encuentran en el capítulo C.2 del anexo, de lo cual se puede extraer lo siguiente:

- a) Derivas de piso: A la intensidad de colapso, se obtienen derivas de piso que están entre el 0.7 % y el 1.5 %, siendo los valores mínimos obtenidos en edificaciones de 3 alturas y los valores máximos en edificaciones de 15 pisos. Además, se observa que las máximas derivas se concentran en el piso 1 para el caso de 3 pisos, y entre los pisos 2 y 4 para los modelos de 9 y 15 pisos.
- b) Cortantes por piso: De manera general, se observa un comportamiento simétrico en los cortantes por piso, excepto en algunos modelos donde se evidencia una carga mayor en un lado que en el otro. En los modelos 1, 2 y 3 se registran cortantes basales de 85, 70 y 45 tonf respectivamente; mientras que los modelos 4, 5, 6 y 7 exhiben cortantes de 230,

140, 110 y 70 tonf respectivamente. En cuanto a los modelos 8, 9 y 10, muestran cortantes de 220, 150 y 135 tonf respectivamente. Esto se asemeja a los cortantes obtenidos en el análisis estático para los modelos de 3 pisos (m1, m2 y m3), mientras que para los modelos de 9 y 15 pisos, se obtienen valores mayores a los obtenidos en el análisis estático.

- c) Desplazamiento por piso: En los modelos de 3 pisos, se observa un comportamiento simétrico, excepto en el modelo 3; en los de 9 pisos, únicamente los modelos 4 y 5 muestran simetría, mientras que en los de 15 pisos, los tres modelos exhiben asimetría.
- d) Rotaciones del enlace: Se observa que para los modelos de 3 pisos, las deformaciones se concentran en el primer piso; por su parte, en los modelos de 9 pisos se ve que las máximas deformaciones se tienen en torno al piso 3 y 4; por último, en los modelos de 15 pisos se observa que las máximas deformaciones se tienen en torno a los pisos 4 y 6, salvo en el modelo 10 donde se producen en torno al piso 2 y 3.

Respecto respecto al resto de elementos (vigas fuera del enlace, columnas y riostras), se observa que solo incursionan en el rango elástico, siendo solo los enlaces los elementos que experimentan deformaciones inelásticas.

9.2.3. Resultados de evaluación de desempeño

La relación del margen de colapso puede verse influenciada por la forma espectral del conjunto de registros de movimiento del suelo. Por esta razón, se calcula la razón de margen ajustado (ACMR), como se mencionó en la sección 8.3. Los resultados de este procedimiento se presentan en la tabla 9.5, donde se muestran los parámetros necesarios para el cálculo de ACMR, junto con los resultados obtenidos. En estos resultados se determinan resultados promedios para el grupo definido por los arquetipos de la misma altura.

Tabla 9.5: Cálculo Razón de margen de colapso ajustado (ACMR) (fuente: Elaboración propia)

Modelo	Arquetipo	T [s]	CMR	\overline{CMR}	μ_T	SFF	ACMR	\overline{ACMR}		
M1 (3 pisos)	A3_Z3D	0,27	1,86	1,45	5,30	1,12	2,09	1,60		
	A3_Z3C	0,27	1,86		5,30	1,12	2,09			
M2	A3_Z3B	0,30	1,20		5,07	1,12	1,34			
	A3_Z3A	0,30	1,26		5,07	1,12	1,41			
	A3_Z2D	0,30	1,59		5,07	1,12	1,78			
	A3_Z2C	0,30	1,59		5,07	1,12	1,78			
	A3_Z2B	0,30	1,50		5,07	1,12	1,68			
M3	A3_Z2A	0,35	1,18		3,98	1,09	1,29			
	A3_Z1D	0,35	1,23		3,98	1,09	1,34			
	A3_Z1C	0,35	1,23		3,98	1,09	1,34			
	A3_Z1B	0,35	1,29		3,98	1,09	1,40			
	A3_Z1A	0,35	1,58		3,98	1,09	1,72			
M4 (9 pisos)	A9_Z3D	0,78	1,02		1,16	4,11	1,12		1,14	1,40
	A9_Z2D	0,78	1,28			4,11	1,12		1,43	
M5	A9_Z3C	1,07	0,79	4,19		1,18	0,93			
	A9_Z3B	1,07	1,10	4,19		1,18	1,30			
	A9_Z3A	1,07	2,07	4,19		1,18	2,45			
M6	A9_Z1D	1,07	1,32	4,19		1,18	1,56			
	A9_Z2C	1,14	0,75	3,86		1,18	0,89			
	A9_Z2B	1,14	1,05	3,86		1,18	1,23			
	A9_Z2A	1,14	1,97	3,86		1,18	2,32			
M7	A9_Z1C	1,17	0,61	3,39		1,17	0,71			
	A9_Z1B	1,17	0,85	3,39		1,17	1,00			
	A9_Z1A	1,17	1,60	3,39		1,17	1,87			
M8 (15 pisos)	A15_Z3D	1,80	0,89	1,19		2,88	1,21	1,08	1,53	
	A15_Z3C	1,80	0,89			2,88	1,21	1,08		
	A15_Z3B	1,80	1,10		2,88	1,21	1,33			
	A15_Z3A	1,80	2,06		2,88	1,21	2,49			
M9	A15_Z2D	1,96	0,90		3,11	1,21	1,09			
	A15_Z2C	1,96	0,90		3,11	1,21	1,09			
	A15_Z2B	1,96	1,02		3,11	1,21	1,23			
	A15_Z2A	1,96	1,91		3,11	1,21	2,31			
M10	A15_Z1D	2,16	1,10		3,06	1,21	1,33			
	A15_Z1C	2,16	1,10		3,06	1,21	1,33			
	A15_Z1B	2,16	1,21		3,06	1,21	1,46			
	A15_Z1A	2,16	2,11		3,06	1,21	2,55			

Luego, también es necesario determinar la incertidumbre total de colapso del sistema, β_{TOT} . Esto se determina de acuerdo con lo especificado en la sección 8.4 y para ello se especifican las incertidumbres compuesta como:

Tabla 9.6: Cálculo de incertidumbres compuestas (fuente: Elaboración propia)

Incertidumbre	Factor	Motivo
Entre registros	$\beta_{RTR} = \begin{cases} 0.4 \\ 0.388 \end{cases}$	si $u_T \geq 3$ si $u_T = 2.88$ (ecuación 8.4.1)
De los requisitos de diseño	$\beta_{DR} = 0.1$	Se clasifica como superior (A) ya que se basa en los estándares AISC 341 [9], AISC 360 [8] y la norma NCh433, que reflejan una extensa trayectoria de desarrollo y absorben valiosas enseñanzas de importantes eventos sísmicos.
De los datos de prueba	$\beta_{TD} = 0.2$	Se clasifica como bueno (B), ya que el principal elemento del EBF, el enlace, está calibrado a estudios experimentales de alta confianza. Sin embargo, en cuanto a la integridad y robustez, se califica como medio, ya que no aborda todos o casi todos los problemas importantes relacionados con las pruebas.
De la calidad de los modelos de arquetipos índice	$\beta_{TD} = 0.2$	Se clasifica como bueno (B) debido a que no se emplea una alta cantidad de modelos estructurales. Sin embargo, no se consideran modelos explícitos de degradación y, por lo tanto, no se simulan otros modos de fallas.

Posteriormente, la incertidumbre total, β_{TOT} , se calcula de acuerdo con la ecuación 8.4.2, y a su vez, con este factor se determinan los valores aceptables de la razón de margen de colapso ($ACMR_{10\%}$ y $ACMR_{20\%}$) referidos en la tabla 8.4 de la sección anterior. El resultado de lo anterior se muestra en la tabla 9.7, en donde se muestran los valores obtenidos para cada arquetipo y para el promedio definido por los arquetipos de la misma altura de pisos y Además se especifica si se cumple o no el criterio de aceptación definido en la sección 8.6.

Tabla 9.7: Razones de márgenes de colapso ajustadas y criterios de aceptación para EBF

Modelo	Arquetipo	ACMR	\overline{ACMR}	β_{RTR}	β_{DR}	β_{TD}	β_{MDL}	β_{TOT}	$ACMR_{10\%}$	Cumple?	$ACMR_{20\%}$	Cumple?
M1	A3_Z3D	2.09	1,60	0,4	0,1	0,2	0,2	0,5	1,9	No	1,52	Si
	A3_Z3C	2.09		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
M2	A3_Z3B	1.34		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A3_Z3A	1.41		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A3_Z2D	1.78		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
	A3_Z2C	1.78		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
	A3_Z2B	1.68		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
M3	A3_Z2A	1.29		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A3_Z1D	1.34		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A3_Z1C	1.34		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A3_Z1B	1.40		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A3_Z1A	1.72		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
M4	A9_Z3D	1.14	1,40	0,4	0,1	0,2	0,2	0,5	1,9	No	1,52	No
	A9_Z2D	1.43		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
M5	A9_Z3C	0.93		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A9_Z3B	1.30		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A9_Z3A	2.45		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
	A9_Z1D	1.56		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
M6	A9_Z2C	0.89		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A9_Z2B	1.23		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A9_Z2A	2.32		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
M7	A9_Z1C	0.71		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A9_Z1B	1.00		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A9_Z1A	1.87		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
M8	A15_Z3D	1.08	1,53	0,39	0,1	0,2	0,2	0,5	1,9	No	1,52	No
	A15_Z3C	1.08		0,39	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A15_Z3B	1.33		0,39	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A15_Z3A	2.49		0,39	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
M9	A15_Z2D	1.09		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A15_Z2C	1.09		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A15_Z2B	1.23		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A15_Z2A	2.31		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si
M10	A15_Z1D	1.33		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A15_Z1C	1.33		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A15_Z1B	1.46		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	No
	A15_Z1A	2.55		0,4	0,1	0,2	0,2	0,5			1,52	Si

De acuerdo con los resultados anteriores, se observa que para los grupos (arquetipos del mismo nivel) no se cumple la condición de probabilidad de colapso del 20% ($ACMR_{20\%}$) y, al analizar lo obtenido en cada arquetipo, solo 13 casos (6 casos de 3 pisos, 4 casos de 6 pisos y 3 casos de 9 pisos) cumplen la condición de probabilidad de colapso del 10% ($ACMR_{10\%}$). De lo anterior, se nota que el no cumplimiento de los criterios es mayor a medida que la cantidad de pisos aumenta. Este incumplimiento de los criterios implica, de acuerdo con el FEMA P695, que no se posee un desempeño aceptable.

De acuerdo con estos resultados, en general, se puede afirmar que los factores de modificación de respuesta estructural ($R_o = 10$ para EBF), proporcionados por la NCh433, no presentan un desempeño aceptable para los EBF que utilizan enlaces reemplazables. Por lo tanto, se requiere una mayor sobrerresistencia para la utilización de este tipo de elementos. De acuerdo con lo especificado en el FEMAP695, se debe adoptar un nuevo valor de modificación de respuesta estructural (R_o), más conservador (menor) en este caso, y realizar nuevamente toda la evaluación de forma iterativa hasta que se cumplan los criterios.

Al comparar con la tesis de Calo [4], donde se evaluaron los EBF diseñados según la norma NCh433, en este trabajo se cumplen los criterios de aceptación en su mayoría. Solo el 20 % de los grupos definidos no cumple el criterio por grupos ($ACMR_{20\%}$), y solo el 2 % de los casos no cumple el criterio por arquetipo ($ACMR_{10\%}$). En contraste, en este caso, el criterio de los grupos ($ACMR_{20\%}$) no se cumple para el 100 % de los casos, y el criterio por arquetipo $ACMR_{10\%}$ no se cumple en el 64 % de los casos.

Esta diferencia se debe al método de diseño AISC341 [9], como se mencionó anteriormente. Cuando se utilizan enlaces reemplazables, la viga fuera del enlace y el enlace son secciones diferentes, y la norma permite utilizar vigas con secciones moderadamente dúctiles. En contraste, al no utilizar enlaces reemplazables, la viga y el enlace son un mismo elemento, por lo que se debe cumplir con el requisito de sección de alta ductilidad. Se observó que este último requisito provoca que se escojan secciones más robustas de enlaces en comparación con las que se utilizan en los enlaces reemplazables en este caso, pudiendo ser esta la principal diferencia entre el trabajo de Calo [4] y este trabajo.

Otra posible causa de este incumplimiento de estas dos condiciones es el uso de la norma NCh2745 para determinar la intensidad del máximo terremoto considerado (MCE), el cual no puede ser extraído de la norma NCh433, ya que esta última no considera este nivel de demanda sísmica. Por tal motivo, se recurre a la norma "Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh2745 - 2003". Por esta razón, al utilizar el espectro indicado por la norma NCh433, se podría estar empleando un espectro más conservador en la determinación de la intensidad MCE, lo cual podría ser la causa de este incumplimiento.

9.2.4. Evaluación final de los factores de desempeño

Otra manera de evaluar el factor de modificación de respuesta es mediante el procedimiento aplicado para el análisis no lineal estático, donde se utiliza la siguiente ecuación:

$$R = R_u \Omega_0 \quad (9.1)$$

El factor R_u se determina como el cociente entre el corte basal elástico (V_E) y el corte basal máximo (V_{max}) obtenido del promedio de los registros considerados a la intensidad de colapso. Por su parte, la sobrerresistencia utilizada corresponde a la obtenida del análisis estático no lineal (tabla 9.4). De lo anterior se obtienen los resultados que se muestran en la tabla 9.8.

Tabla 9.8: Factores de reducción de respuestas obtenidos del análisis

Modelo	Arquetipo	VE [tonf]	Vmax DIM[Tonf]	Ω [-]	R_u	R_D	R^{**} (NCh433)
M1	A3_Z3D	247,64	86,72	3,43	2,86	9,79	6,21
	A3_Z3C	247,64	86,72	3,92	2,86	11,20	6,39
M2	A3_Z3B	242,66	61,90	2,97	3,92	11,65	6,29
	A3_Z3A	194,68	61,90	5,57	3,15	17,53	7,88
	A3_Z2D	213,90	61,90	3,33	3,46	11,52	6,66
	A3_Z2C	213,90	61,90	3,79	3,46	13,10	6,63
	A3_Z2B	194,13	61,90	4,01	3,14	12,58	6,36
M3	A3_Z2A	144,01	38,80	4,15	3,71	15,39	8,09
	A3_Z1D	160,42	38,80	3,45	4,13	14,28	6,99
	A3_Z1C	160,42	38,80	3,87	4,13	16,00	6,75
	A3_Z1B	145,60	38,80	4,34	3,75	16,28	6,49
	A3_Z1A	108,01	38,80	8,30	2,78	23,10	8,09
M4	A9_Z3D	464,05	231,47	2,70	2,00	5,42	6,22
	A9_Z2D	371,24	231,47	3,58	1,60	5,75	6,21
M5	A9_Z3C	318,95	108,15	2,50	2,95	7,36	5,72
	A9_Z3B	289,71	108,15	2,54	2,68	6,80	3,98
	A9_Z3A	211,39	108,15	2,55	1,95	4,98	3,03
	A9_Z1D	191,37	108,15	3,60	1,77	6,37	6,97
M6	A9_Z2C	227,31	91,05	2,59	2,50	6,47	5,61
	A9_Z2B	218,84	91,05	2,62	2,40	6,30	3,83
	A9_Z2A	159,68	91,05	2,62	1,75	4,59	2,92
M7	A9_Z1C	159,83	58,74	2,82	2,72	7,66	5,50
	A9_Z1B	158,92	58,74	2,81	2,71	7,60	3,77
	A9_Z1A	115,90	58,74	2,81	1,97	5,54	2,88
M8	A15_Z3D	176,04	197,66	2,02	0,89	1,80	6,05
	A15_Z3C	176,04	197,66	2,02	0,89	1,80	4,01
	A15_Z3B	176,02	197,66	2,02	0,89	1,80	2,75
	A15_Z3A	176,01	197,66	2,04	0,89	1,81	2,13
M9	A15_Z2D	113,72	136,64	2,13	0,83	1,77	5,75
	A15_Z2C	113,72	136,64	2,12	0,83	1,77	3,77
	A15_Z2B	113,67	136,64	2,13	0,83	1,77	2,55
	A15_Z2A	113,73	136,64	2,13	0,83	1,77	1,99
M10	A15_Z1D	70,68	102,73	2,21	0,69	1,52	5,51
	A15_Z1C	70,68	102,73	2,20	0,69	1,51	3,52
	A15_Z1B	70,70	102,73	2,20	0,69	1,51	2,33
	A15_Z1A	70,71	102,73	2,22	0,69	1,53	1,85

De los resultados anteriores, se puede observar, en primer lugar, que los factores de reducción por ductilidad (R_u) son mayores que 1 en los modelos de 3 y 9 pisos, lo cual implica un comportamiento inelástico ante la demanda sísmica de la norma NCh433. Por el contrario, para los modelos de 15 pisos se ve que el R_u es menor que 1, lo cual implica un comportamiento elástico ante la norma NCh433.

Comparando los factores de reducción de respuesta, para los modelos de 3 y 9 pisos, se observa que el factor obtenido del análisis dinámico (R_D) es mayor que el obtenido del diseño (R_{NCh433}^{**}), lo cual implica que la demanda sísmica según la norma NCh433 es conservadora para edificaciones de hasta 9 pisos. Este resultado coincide con las conclusiones de Calo [4]. Sin embargo, debido a que no cumple con los dos criterios mencionados en la sección anterior, el desempeño no es aceptable. Por otro lado, para el caso de 15 pisos, se observa lo contrario, es decir, $R_D < R_{NCh433}^{**}$, lo cual coincide con lo concluido en la sección anterior, donde se establece que la demanda de la NCh433 sobreestima la capacidad.

Capítulo 10: Conclusiones

10.1. Resumen y conclusiones

Los marcos arriostrados excéntricamente (EBF) son sistemas estructurales diseñados para resistir cargas laterales, como viento o terremotos. Utilizan una disposición excéntrica de columnas y vigas interconectadas por diagonales. En estos marcos, los enlaces actúan como fusibles estructurales para disipar la energía generada durante eventos sísmicos. Este tipo de marco combina las características de resistencia y rigidez de un marco arriostrado concéntricamente (CBF) con la capacidad de disipar energía de un marco a momento (MRF). En la práctica, se observa que el potencial de uso de este sistema se encuentra mayormente en las estructuras industriales, que suelen ser de acero, mientras que en Chile los edificios son predominantemente de hormigón. La preferencia por diagonales en estructuras industriales, particularmente los chevrones, se debe a su capacidad para permitir la pasada por debajo, una necesidad común en entornos industriales donde la circulación de personas y equipos es esencial.

Tradicionalmente, el enlace y la viga fuera del enlace se diseñan como un miembro continuo, utilizando la misma sección transversal. Sin embargo, con el avance en la comprensión de la respuesta estructural ante eventos sísmicos significativos, ha surgido la necesidad de desarrollar soluciones más adaptables y resilientes. En este contexto, los enlaces reemplazables han emergido como una innovación crucial en el diseño de sistemas estructurales, especialmente en el caso de marcos arriostrados excéntricamente (EBF). Los enlaces reemplazables ofrecen la posibilidad de una rápida recuperación después de eventos extremos, permitiendo la sustitución eficiente de componentes dañados sin comprometer la integridad estructural. Este enfoque desafía la noción tradicional de diseño continuo, abriendo nuevas posibilidades para la optimización de la resistencia y la capacidad de disipación de energía de las estructuras.

En este sentido, en el diseño estructural, se busca principalmente resistir el sismo de diseño con mínimo daño, asegurando que cualquier daño sea localizado, inspeccionable y fácilmente reparable, incluso ante sismos más fuertes de lo previsto. Este enfoque garantiza la seguridad de los ocupantes y la protección del medio ambiente. Para lograrlo con marcos EBF, se enfoca en localizar zonas específicas para disipar energía durante el sismo (enlace en este caso), asegurando que estas zonas sean accesibles y los elementos dañables sean reparables o reemplazables de manera sencilla. Es crucial considerar cuidadosamente la ubicación de los EBF para garantizar su accesibilidad y evitar interferencias con equipos u otras estructuras. Por ejemplo, es importante seleccionar materiales y ubicaciones para elementos como diagonales o chevrones que sean fácilmente accesibles y de peso mediano, preferiblemente apernados, para facilitar su reemplazo en caso de daño.

Este trabajo tiene como objetivo estudiar el desempeño sísmico de los marcos excéntricos (EBF) con disposición tipo chevrón, en los cuales se emplean enlaces cortos ($\gamma < 0.08$) reemplazables, en el contexto de edificios y la normativa NCh433. Esto se realiza mediante la evaluación de los factores de desempeño sísmico, tales como el factor de reducción de respuesta (R), el factor de sobrerresistencia (Ω_o) y la ductilidad (R_u).

Para cumplir con este objetivo, se consideraron marcos de acero en 2D, conformados por 5 vanos, de los cuales 2 vanos centrales contienen EBF. Estos marcos se diseñaron en arquetipos de 3, 9 y 15 pisos, ubicados en todas las zonas sísmicas (I, II y III), y cuatro tipos de suelo (A, B, C y D) definidos en la NCh433. Esto resultó en un total de 36 casos para analizar. Luego, para dimensionar los elementos, se empleó la demanda sísmica de la NCh433, la filosofía de diseño de capacidad de la norma AISC341 y la verificación de la capacidad de los elementos según la AISC360. Como resultado, se obtuvieron 10 modelos diferentes, agrupando los casos con factores de utilización similares.

Luego, para evaluar el desempeño sísmico de los modelos estructurales, se utilizó la metodología indicada en el FEMA P695, la cual permite cuantificar de manera confiable el desempeño sísmico de los modelos resistentes a fuerzas. Esta metodología contempla análisis no lineales estáticos (pushover) y análisis no lineales dinámicos (Tiempo historia).

Para el desarrollo de los modelos no lineales se emplea la plataforma OpenSees, en los cuales se hace énfasis en el comportamiento del enlace. Se utiliza el modelo de enlace a cortante propuesto por Richards [13], basado en el modelo propuesto por Ramadan y Globalrah [12]. Este modelo de enlace fue calibrado por Calo [4], dado que originalmente se creó para acero A992, mientras que en este caso se utiliza acero A36.

Posteriormente, se realizaron los análisis no lineales estáticos y dinámicos, de los cuales se determinaron los factores de desempeño sísmico y se evaluó la aceptabilidad del factor de reducción de respuesta (R). Esta metodología indica la confianza del factor de reducción en términos de margen de colapso (CMR), el cual se define en función del sismo máximo considerado (MCE) y la intensidad media de colapso (\hat{S}_{CT}) obtenida de los análisis dinámicos no lineales.

Como se mencionó en los objetivos, para comparar los resultados obtenidos con marcos arriostados excéntricamente que emplean enlaces convencionales, se utiliza el trabajo de Calo [4], el cual estudia el desempeño sísmico de EBF donde se emplean enlaces cortos.

Después de haber resumido este trabajo, se presentan a continuación las principales conclusiones obtenidas:

1. Se logró cumplir el objetivo de evaluar los diferentes tipos de enlaces reemplazables para modelos estructurales y seleccionar el enlace más adecuado. Se investigaron dos tipos de enlaces reemplazables provenientes de la bibliografía existente. El primero de ellos fueron enlaces reemplazables con placa gusset, los cuales tenían como objetivo evitar el uso de oxicorte y gato hidráulico post evento sísmico, lo cual es más común en los enlaces reemplazables anteriormente propuestos. El segundo de ellos es un enlace con conexión de empalme en la mitad, el cual permite derivas residuales de menos de 0.5 %, en comparación con el convencional, que es de 0.1 % y 0.2 %. De lo anterior, un tema fundamental en los enlaces reemplazables son las derivas de piso y la facilidad del reemplazo, donde la mayoría de los estudios buscan nuevas tipologías que faciliten este recambio y soluciones que permitan menores derivas de pisos o enlaces que permitan el reemplazo a mayores derivas de piso.

Sin embargo, en la evaluación del desempeño sísmico, no se emplearon los detalles propuestos en estas dos tipologías de enlaces reemplazables. Esto se debe a que en este trabajo no se profundizó en aspectos detallados de los enlaces, como sus geometrías específicas. En su lugar, se abordó el enlace reemplazable cuando la viga fuera del enlace y el enlace fueran considerados elementos diferentes. Esta fue la principal consideración en el análisis de los enlaces reemplazables en este trabajo.

2. Respecto al diseño estructural, se puede decir que se cumplió con el segundo objetivo de este trabajo, ya que se logró realizar el diseño estructural de los 36 modelos establecidos inicialmente. Estos modelos consideran diferentes tipos de suelo y zonas establecidas en la NCh433. Se cumplió con los criterios sísmicos de la NCh433, el diseño por capacidad indicado en la AISC341, y las verificaciones de elementos según la AISC360.

Dentro de los límites de derivas de piso establecidos por la NCh433 (< 0.002 , rad), se puede afirmar que se cumplieron en todos los casos, alcanzando valores menores a 0.0009 rad para los arquetipos de 3 pisos, menores a 0.018 rad en los arquetipos de 9 pisos y menores a 0.02 rad en los arquetipos de 15 pisos. Se observó que a medida que aumentaba la cantidad de pisos, la demanda de desplazamiento era mayor y se acercaba más al límite establecido por la NCh433.

De acuerdo con la AISC 341, la mayoría de los elementos fueron condicionados por el requerimiento de elementos de alta ductilidad, excepto para las vigas donde solo se requerían elementos de moderada ductilidad. Según menciona Calo [4], en su trabajo solo se tenían requisitos de alta ductilidad, dado que la viga fuera del enlace y el enlace eran un mismo elemento. Esto se tradujo en secciones más grandes de los enlaces para cumplir con estos requisitos, y a su vez se reflejó en secciones más grandes en el resto de elementos, ya que las solicitaciones de diseño del resto de elementos provienen del enlace. Esta fue una diferencia radical en los enlaces reemplazables, la cual se notó durante el diseño.

Otro aspecto condicionante fueron las rotaciones del enlace y la longitud del enlace ($e \leq 1.6M_p/V_p$) para ser considerado cortos. En general, se cumplió con la longitud del enlace, y además se observó que para el caso de 15 pisos fue más restrictivo en términos de rotaciones del enlace, donde se alcanzaron rotaciones muy cercanas al límite de 0.08 rad.

Por último, se puede decir que se obtuvieron períodos que rondaban los 0.3 segundos en arquetipos de tres pisos, períodos entre 1.1 y 1.2 segundos en estructuras de 9 pisos, y períodos entre 1.8 y 2.14 segundos en estructuras de 15 pisos.

3. De los análisis no lineales estáticos, en primer lugar, las sobrerresistencias (Ω) tienen un promedio de 4.3, 2.74 y 2.12 para arquetipos de 3, 9 y 15 pisos, respectivamente. Esto indica que a medida que se aumenta el número de pisos, la sobrerresistencia obtenida es menor. Este comportamiento también es observado por Calo [4], sin embargo, presenta diferentes rangos, con valores de 3.5 para alturas de 5 a 16 pisos y valores de $5 < \Omega < 15$ para las alturas inferiores.

Con respecto a los factores de reducción de respuesta (R^*) obtenidos del análisis, se observó que para los modelos de 3 y 9 pisos, los valores son mayores que los factores de diseño (R_{NCh433}^{**}), lo que sugiere que la norma NCh433 es conservadora. En contraste, para los modelos de 15 pisos, se encontró lo opuesto ($R^* < R_{NCh433}^{**}$), lo que indica que la NCh433 sobrestima la capacidad para este tipo de estructuras más altas. Este resultado coincide con lo obtenido por Calo [4].

Se obtuvieron valores promedio de ductilidad basada en período (μ_T) de 4.7, 3.9 y 3.0 para edificaciones de 3, 9 y 15 pisos, respectivamente, con un promedio total de 3.9. Estos resultados se asemejan al estudio de Calo [4], quien reportó un valor promedio de μ_T de 4. Según las recomendaciones del FEMA P695, estas ductilidades son adecuadas, ya que cumplen con el límite establecido de $\mu \geq 3.0$.

De los factores de amplificación de desplazamiento (C_d) se obtuvieron valores de 4.3, 2.9 y 1.7 para edificaciones de tres, nueve y quince pisos, respectivamente, con un promedio total de 3.0. Se observa una disminución en el valor a medida que aumenta la altura de la estructura. Este comportamiento es similar al reportado por Calo [4]; sin embargo, este estudio obtiene un valor promedio de $C_d = 5.5$ para edificios de hasta 5 pisos y $C_d = 2.5$ para estructuras de mayor altura.

Respecto a las curvas de capacidad obtenidas del análisis pushover, se observa que se alcanza el rango no lineal en la mayoría de los casos, excepto para los suelos A y B en los modelos de 15 pisos, lo que sugiere una mayor sobrerresistencia. Además, se identificaron dos casos donde el desplazamiento objetivo no se cumple (A15Z3D y A15Z2D), indicando la necesidad de un análisis más sofisticado.

Finalmente, respecto al resto de elementos (vigas, columnas y riostras), se observa que solo incursionan en el rango elástico, siendo solo los enlaces los elementos que experimentan deformaciones inelásticas. Lo anterior responde a lo que se busca en el diseño estructural, ya que el daño que se presenta es localizado en elementos destinados a ellos y pensados a ser reemplazados.

4. De los resultados del análisis no lineal dinámico, se obtuvo un valor promedio de CMR de 1.60, 1.40 y 1.53 para los modelos de 3, 9 y 15 pisos, respectivamente. Estos valores no cumplen con los criterios de desempeño aceptable del FEMA P695, ya que el criterio $ACMR_{20\%} = 1.9$ no se cumple en un 100 % de los casos y el criterio $ACMR_{10\%} = 1.52$ no se cumple en un 64 % de los casos. En comparación con los resultados de Calo [4], donde este solo obtiene el 20 % de incumplimiento del criterio por grupos ($ACMR_{20\%}$) y solo el 2 % de incumplimiento por arquetipo ($ACMR_{10\%}$), se observa un mayor cumplimiento de estos criterios, atribuido principalmente al método de diseño de la AISC341, que permite seleccionar secciones de enlaces mucho más pequeñas al considerar la viga fuera del enlace y el enlace como elementos diferentes, a diferencia de lo considerado por Calo [4], donde ambos elementos son tratados como uno solo. Específicamente, Calo [4] obtiene CMR de 4 a 7 para estructuras de hasta 3 pisos y CMR cercanos a 1 para modelos de 12 y 16 niveles.

De acuerdo a estos resultados obtenidos, estos indican que los factores de modificación de respuesta estructural ($R_o = 10$ para EBF) de la NCh433 no son adecuados para EBF con enlaces reemplazables, mostrando un desempeño deficiente. Según lo mencionado por el FEMA P695, se recomienda ajustar el valor de R_o y repetir la evaluación, esto, de forma iterativa hasta cumplir con los criterios establecidos, lo cual no se realizó en este caso.

El incumplimiento de estas condiciones podría atribuirse al uso de la norma NCh2745 para determinar la intensidad del máximo terremoto considerado (MCE), ya que la norma NCh433 no aborda este nivel de demanda sísmica. Esto obliga a recurrir a la norma Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh2745 - 2003”, lo que podría resultar en la aplicación de un espectro más conservador para la determinación de la intensidad MCE, potencialmente causando dicho incumplimiento.

En cuanto a las vigas fuera del enlace, las columnas y las riostras, se destaca que permanecen dentro del rango elástico, mientras que únicamente los enlaces experimentan deformaciones inelásticas. Esta característica refleja nuevamente el objetivo del diseño estructural, donde el daño se limita a zonas localizadas, facilitando su reparación y/o reemplazo.

Respecto a las derivas de piso obtenidas, se puede mencionar que están entre el 0.7 % y el 1.5 % a la intensidad de colapso, siendo los valores mínimos obtenidos en edificaciones de 3 alturas y los valores máximos en edificaciones de 15 pisos. Además, se observa que las máximas derivas se concentran en el piso 1 para el caso de 3 pisos, y entre los pisos 2 y 4 para los modelos de 9 y 15 pisos. Dado que las vigas fuera del enlace, las columnas y riostras solo incursionan en el rango elástico, las columnas no presentan deformaciones residuales y, por lo tanto, no se tienen derivas residuales. Este aspecto es importante, ya que según la literatura consultada, se permiten derivas residuales de 0.1 % y 0.2 % para el reemplazo de enlaces sin problemas y sin el requerimiento de oxicorte ni de gatos hidráulicos.

5. Finalmente, se observa que los enlaces reemplazables en EBF diseñados según la norma NCh433 no muestran un desempeño adecuado. Sin embargo, los resultados podrían estar sobreestimados debido al uso del espectro de la norma NCh2745. Esto contrasta con Calo [4], quien restringe los marcos EBF a 10 niveles para garantizar un desempeño adecuado.

10.2. Recomendaciones y trabajos futuros

- El uso de marcos arriostrados excéntricamente no se ha desarrollado ampliamente en Chile, donde predominan los edificios de hormigón. Sería apropiado promover la construcción de edificios de acero con sistemas de EBF. Esta recomendación se basa en la experiencia observada en Nueva Zelanda durante los terremotos de 2010 y 2011, donde los edificios de acero demostraron un rendimiento destacado. Estos edificios exhibieron umbrales de daño más altos de lo esperado en comparación con el

hormigón. Además, los edificios de acero afectados mostraron tiempos de reparación más cortos en comparación con los casos donde se empleó el hormigón.

- Realizar ensayos con enlaces reemplazables, donde se observen las derivas residuales presentadas y se verifique la facilidad con la que pueden ser reemplazados. Esto, ya que el adecuado reemplazo depende en gran medida de las derivas residuales del marco, las cuales no deben ser mayores al 0.1 % o 0.2 %, según las recomendaciones de la literatura consultada.
- se puede mencionar el estudio de una mayor cantidad de casos, en los cuales se apliquen diversas configuraciones, cargas gravitatorias, demandas sísmicas (MCE) y materiales.
- Debido a que una hipótesis sobre el incumplimiento de los factores de desempeño sísmico fue el uso de la norma NCh2745 para la determinación del sismo máximo considerado (MCE), se recomienda realizar comparaciones con otras normas, como la norma NCh2369, para observar las diferencias entre estas normas.
- Se menciona que Calo [4] realizó una calibración del modelo utilizado en el enlace (Modelo propuesto por Richards [13]); sin embargo, esta solo calibró arquetipos de 3 pisos. Por lo tanto, se recomienda realizar calibraciones del modelo en diferentes cantidades de pisos, en pisos de 3, 9 y 15 para este caso.

Bibliografía

- [1] Bruneau, M., Ming, Ch., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*, 2d Edition. McGraw-Hill.
- [2] Bozkurt, M. B., & Topkaya, C. (2018). Replaceable links with gusseted brace joints for eccentrically braced frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 305–318. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.08.035>
- [3] Özkılıç, Y. O., Bozkurt, M. B., & Topkaya, C. (2021). Mid-spliced end-plated replaceable links for eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 237, 112225. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112225>
- [4] Calo Catota, B. P. (2018). Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCh433 [Tesis de magíster, Universidad de Chile]. Mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica.
- [5] ATC (2009), “Quantification of Buildings Seismic Performance Factor”, FEMA P695, Applied Technology Council, Redwood City, C.A.
- [6] INN (2010), “Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas”, NCh3171 Of. 2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [7] INN (2012). Diseño Sísmico de Edificios, NCh433 of. 96, Modificada en 2012. Instituto Nacional de Normalización.
- [8] AISC (2022), “Specification for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 360-22, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [9] AISC (2022), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 341-22, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [10] Prinz, G. S. (2010). *Using Buckling-Restrained Braces in Eccentric Configurations*. Brigham Young University, Utah, Estados Unidos.
- [11] OpenSees. (s.f.). Página principal de OpenSees Wiki. Recuperado de https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page
- [12] T. Ramadan y A. Ghobarah, Analytical model for shear-link behavior, *Journal of structural engineering*, n° 121, 1995.
- [13] P. Richards y C. Ming Uang, Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, n° 8, 2006.
- [14] INN (2003), Norma Chilena NCh 2745: “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica Santiago”, Santiago Chile.
- [15] American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE/SEI 41-13*. Virginia.
- [16] American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10*, Virginia: ASCE, 2010.
- [17] Wsection.tcl. (s/f). Berkeley.edu. Recuperado el 25 de abril de 2024, de <https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/752.htm>
- [18] Macrae, G., & Bruneau, M. (2017). *Reconstructing christchurch: a seismic shift in building*

structural systems. Quakecentre Report.

- [19] Ioan, A., Stratan, A., Dubină, D., Poljanšek, M., Molina, F. J., Taucer, F., ... & Sabău, G. (2016). Experimental validation of re-centring capability of eccentrically braced frames with removable links. *Engineering Structures*, 113, 335-346.
- [20] EN 1090-2, Execution of steel structures and aluminium structures: Part 2: Technical requirements for the execution of steel structures, Brussels: European Committee for Standardization; 2008

Anexos

Anexo A. Resultados Diseño Estructural

A.1. Enlaces

Tabla A.1: Diseño sísmico enlace EBF - Arquetipos de 3 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu	
G1	A3_Z3D	1	W10x39	54,048	0,023	0,856	24,12	24,9	0,969	
		2	W10x30	54,048	0,026	1,098	20,29	24,99	0,812	
		3	W10x26	54,048	0,018	1,108	10,71	21,57	0,497	
	A3_Z3C	1	W10x39	54,048	0,023	0,856	21,36	24,899	0,858	
		2	W10x30	54,048	0,026	1,098	18,22	24,992	0,729	
		3	W10x26	54,048	0,018	1,108	9,48	21,568	0,440	
G2	A3_Z3B	1	W10x19	44,185	0,036	1,275	20,38	20,545	0,992	
		2	W8X28	44,185	0,041	0,901	17,42	18,289	0,952	
		3	W6x16	44,185	0,032	1,432	9,23	12,506	0,738	
	A3_Z3A	1	W10x19	44,185	0,02	1,275	11,86	20,545	0,577	
		2	W8X28	44,185	0,027	0,901	9,97	18,289	0,545	
		3	W6x16	44,185	0,012	1,432	5,59	12,506	0,447	
	A3_Z2D	1	W10x19	44,185	0,031	1,275	18,39	20,545	0,895	
		2	W8X28	44,185	0,036	0,901	15,75	18,289	0,861	
		3	W6x16	44,185	0,027	1,432	8,28	12,506	0,662	
	A3_Z2C	1	W10x19	44,185	0,03	1,275	16,43	20,545	0,800	
		2	W8X28	44,185	0,034	0,901	14,06	18,289	0,769	
		3	W6x16	44,185	0,026	1,432	7,41	12,506	0,593	
	A3_Z2B	1	W10x19	44,185	0,058	1,275	15,64	20,545	0,761	
		2	W8X28	44,185	0,031	0,901	13,35	18,289	0,730	
		3	W6x16	44,185	0,024	1,432	7,12	12,506	0,569	
	G3	A3_Z2A	1	W6x16	41,526	0,032	1,432	9,43	12,506	0,754
			2	W6x16	41,526	0,034	1,432	8,55	12,506	0,684
			3	W6x16	41,526	0,023	1,432	4,99	12,506	0,399
A3_Z1D		1	W6x16	41,526	0,022	1,432	12,48	12,506	0,998	
		2	W6x16	41,526	0,033	1,432	10,54	12,506	0,843	
		3	W6x16	41,526	0,03	1,432	5,54	12,506	0,443	
A3_Z1C		1	W6x16	41,526	0,04	1,432	11,35	12,506	0,908	
		2	W6x16	41,526	0,044	1,432	9,56	12,506	0,764	
		3	W6x16	41,526	0,024	1,432	5,05	12,506	0,404	
A3_Z1B		1	W6x16	41,526	0,024	1,432	10,33	12,506	0,826	
		2	W6x16	41,526	0,026	1,432	8,65	12,506	0,692	
		3	W6x16	41,526	0,017	1,432	4,65	12,506	0,372	
A3_Z1A		1	W6x16	41,526	0,016	1,432	6,33	12,506	0,506	
		2	W6x16	41,526	0,017	1,432	5,17	12,506	0,413	
		3	W6x16	41,526	0,012	1,432	2,98	12,506	0,238	

Tabla A.2: Diseño sísmico enlace EBF - Arquetipos de 9 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu
G4	A9_Z3D	1	W16x57	74,123	0,027	1,155	56,59	56,59	1,000
		2	W16x89	74,123	0,041	0,863	65,69	70,44	0,933
		3	W16x89	74,123	0,048	0,863	61,43	70,44	0,872
		4	W16x77	79,726	0,052	0,869	57,13	60,82	0,939
		5	W16x57	79,726	0,06	1,155	52,06	56,59	0,920
		6	W16x50	79,726	0,064	1,18	46,31	50,62	0,915
		7	W14x53	75,018	0,074	1,01	37,4	41,03	0,912
		8	W14x26	75,018	0,074	1,595	27,53	29,91	0,920
		9	W8x28	75,018	0,067	1,442	13,43	18,29	0,734
	A9_Z2D	1	W16x57	74,123	0,02	1,155	43,35	56,59	0,766
		2	W16x89	74,123	0,031	0,863	50,17	70,44	0,712
		3	W16x89	74,123	0,036	0,863	46,91	70,44	0,666
		4	W16x77	79,726	0,039	0,869	43,64	60,82	0,718
		5	W16x57	79,726	0,045	1,155	39,81	56,59	0,703
		6	W16x50	79,726	0,048	1,18	35,48	50,62	0,701
		7	W14x53	75,018	0,05	1,01	28,82	41,03	0,702
		8	W14x26	75,018	0,055	1,595	21,32	29,91	0,713
		9	W8x28	75,018	0,055	1,442	10,67	18,29	0,583
G5	A9_Z3C	1	W12x35	75,078	0,021	1,266	27,12	30,23	0,897
		2	W12x50	75,078	0,029	1,062	30,76	35,61	0,864
		3	W12x35	75,078	0,033	1,266	27,63	30,23	0,914
		4	W10x39	77,074	0,038	1,141	23,73	24,9	0,953
		5	W10x39	77,074	0,038	1,141	21,75	24,9	0,873
		6	W10x26	77,074	0,042	1,477	19,48	21,57	0,903
		7	W8x28	78,713	0,022	1,442	17,59	18,3	0,961
		8	W8x28	78,713	0,042	1,442	14,59	18,3	0,797
		9	W8x28	78,713	0,037	1,442	8,06	18,3	0,440
	A9_Z3B	1	W12x35	75,078	0,013	1,266	26,73	30,23	0,884
		2	W12x50	75,078	0,017	1,062	29,71	35,61	0,834
		3	W12x35	75,078	0,017	1,266	25,39	30,23	0,840
		4	W10x39	77,074	0,019	1,141	21,01	24,9	0,844
		5	W10x39	77,074	0,019	1,141	18,75	24,9	0,753
		6	W10x26	77,074	0,02	1,477	17,57	21,57	0,815
		7	W8x28	78,713	0,022	1,442	16,98	18,3	0,928
		8	W8x28	78,713	0,022	1,442	15,28	18,3	0,835
		9	W8x28	78,713	0,02	1,442	9,05	18,3	0,495
	A9_Z3A	1	W12x35	75,078	0,009	1,266	26,76	30,23	0,885
		2	W12x50	75,078	0,012	1,062	29,73	35,61	0,835
		3	W12x35	75,078	0,013	1,266	26,19	30,23	0,866
		4	W10x39	77,074	0,015	1,141	22,83	24,9	0,917
		5	W10x39	77,074	0,016	1,141	20,95	24,9	0,841
		6	W10x26	77,074	0,017	1,477	18,95	21,57	0,879
		7	W8x28	78,713	0,017	1,442	17,07	18,3	0,933
		8	W8x28	78,713	0,017	1,442	14,78	18,3	0,808
		9	W8x28	78,713	0,015	1,442	8,89	18,3	0,486

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu
	A9_Z1D	1	W12x35	75,078	0,019	1,266	19,92	30,23	0,659
		2	W12x50	75,078	0,028	1,062	22,65	35,61	0,636
		3	W12x35	75,078	0,032	1,266	21,04	30,23	0,696
		4	W10x39	77,074	0,039	1,141	18,96	24,9	0,761
		5	W10x39	77,074	0,042	1,141	17,5	24,9	0,703
		6	W10x26	77,074	0,044	1,477	15,54	21,57	0,720
		7	W8x28	78,713	0,045	1,442	13,2	18,3	0,721
		8	W8x28	78,713	0,042	1,442	10,43	18,3	0,570
		9	W8x28	78,713	0,036	1,442	5,49	18,3	0,300
G6	A9_Z2C	1	W10x30	62,646	0,02	1,281	20,87	24,99	0,835
		2	W10x39	62,646	0,028	0,998	23,1	24,9	0,928
		3	W10x30	62,646	0,031	1,281	20,7	24,99	0,828
		4	W8x28	68,959	0,033	1,261	18,01	18,289	0,985
		5	W8x28	68,959	0,035	1,261	16,24	18,289	0,888
		6	W8x28	68,959	0,036	1,261	14,92	18,289	0,816
		7	W8x21	68,880	0,03	1,5	13,4	16,34	0,820
		8	W6x25	68,880	0,038	1,52	11,29	15,35	0,736
		9	W6x25	68,880	0,04	1,52	6,33	15,35	0,412
	A9_Z2B	1	W10x30	62,646	0,012	1,281	20,49	24,99	0,820
		2	W10x39	62,646	0,016	0,998	22,21	24,9	0,892
		3	W10x30	62,646	0,016	1,281	18,99	24,99	0,760
		4	W8x28	68,959	0,016	1,261	15,82	18,289	0,865
		5	W8x28	68,959	0,016	1,261	14,1	18,289	0,771
		6	W8x28	68,959	0,016	1,261	13,38	18,289	0,732
		7	W8x21	68,880	0,02	1,5	12,92	16,34	0,791
		8	W6x25	68,880	0,019	1,52	11,74	15,35	0,765
		9	W6x25	68,880	0,02	1,52	7,04	15,35	0,459
	A9_Z2A	1	W10x30	62,646	0,008	1,281	20,61	24,99	0,825
		2	W10x39	62,646	0,011	0,998	22,37	24,9	0,898
		3	W10x30	62,646	0,012	1,281	19,79	24,99	0,792
		4	W8x28	68,959	0,013	1,261	17,41	18,289	0,952
		5	W8x28	68,959	0,013	1,261	15,93	18,289	0,871
		6	W8x28	68,959	0,014	1,261	14,56	18,289	0,796
		7	W8x21	68,880	0,01	1,5	13,05	16,34	0,799
		8	W6x25	68,880	0,015	1,52	11,39	15,35	0,742
		9	W6x25	68,880	0,01	1,52	6,91	15,35	0,450
G7	A9_Z1C	1	W8x21	39,500	0,021	1,074	14,19	16,345	0,868
		2	W8x28	39,500	0,03	0,901	15,4	18,289	0,842
		3	W8x21	39,500	0,032	1,074	13,54	16,345	0,828
		4	W8x21	45,960	0,032	1,074	11,88	16,345	0,727
		5	W6x16	45,960	0,035	1,432	10,54	12,506	0,843
		6	W6x16	45,960	0,037	1,432	9,75	12,506	0,780
		7	W6x16	41,526	0,042	1,432	8,91	12,506	0,712
		8	W5x16	41,526	0,043	1,265	7,57	9,092	0,833
		9	W5x16	41,526	0,038	1,265	4,32	9,092	0,475

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu
	A9_Z1B	1	W8x21	39,500	0,013	1,074	14,12	16,345	0,864
		2	W8x28	39,500	0,017	0,901	15,01	18,289	0,821
		3	W8x21	39,500	0,017	1,074	12,59	16,345	0,770
		4	W8x21	45,960	0,015	1,074	10,55	16,345	0,645
		5	W6x16	45,960	0,016	1,432	9,23	12,506	0,738
		6	W6x16	45,960	0,017	1,432	8,81	12,506	0,704
		7	W6x16	41,526	0,02	1,432	8,64	12,506	0,691
		8	W5x16	41,526	0,022	1,265	7,93	9,092	0,872
		9	W5x16	41,526	0,021	1,265	4,83	9,092	0,531
	A9_Z1A	1	W8x21	39,500	0,009	1,074	14,19	16,345	0,868
		2	W8x28	39,500	0,012	0,901	15,1	18,289	0,826
		3	W8x21	39,500	0,013	1,074	13,14	16,345	0,804
		4	W8x21	45,960	0,013	1,074	11,68	16,345	0,715
		5	W6x16	45,960	0,014	1,432	10,52	12,506	0,841
		6	W6x16	45,960	0,015	1,432	9,69	12,506	0,775
		7	W6x16	41,526	0,017	1,432	8,79	12,506	0,703
		8	W5x16	41,526	0,017	1,265	7,69	9,092	0,846
		9	W5x16	41,526	0,015	1,265	4,73	9,092	0,520

Tabla A.3: Diseño sísmico enlace EBF - Arquetipos de 15 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu
G8	A15_Z3D	1	W16x45	77,25	0,021	1,162	41,81	46,193	0,905
		2	W18x55	77,25	0,31	1,069	52,4	57,848	0,906
		3	W18x55	77,25	0,35	1,069	49,58	57,848	0,857
		4	W16x45	79,694	0,038	1,199	43,77	46,193	0,948
		5	W16x45	79,694	0,041	1,199	40,89	46,193	0,885
		6	W16x40	79,694	0,043	1,201	35,26	41,056	0,859
		7	W14x34	79,641	0,049	1,313	31,09	33,585	0,926
		8	W14x34	79,641	0,052	1,313	29,01	33,585	0,864
		9	W14x26	79,641	0,054	1,588	28,16	29,909	0,942
		10	W14x26	75,05	0,062	1,496	26,78	29,909	0,895
		11	W14x26	75,05	0,066	1,496	26,65	29,909	0,891
		12	W14x26	75,05	0,07	1,496	26,23	29,909	0,877
		13	W12x30	79,683	0,068	1,296	23,99	26,149	0,917
		14	W10x26	79,683	0,079	1,472	18,82	21,568	0,873
		15	W8x24	79,683	0,068	1,44	9,98	15,579	0,641

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu
A15_Z3C		1	W16x45	77,25	0,013	1,162	41,83	46,193	0,906
		2	W18x55	77,25	0,018	1,069	52,31	57,848	0,904
		3	W18x55	77,25	0,02	1,069	49,02	57,848	0,847
		4	W16x45	79,694	0,022	1,199	43,58	46,193	0,943
		5	W16x45	79,694	0,023	1,199	39,67	46,193	0,859
		6	W16x40	79,694	0,024	1,201	35,76	41,056	0,871
		7	W14x34	79,641	0,021	1,313	30,24	33,585	0,900
		8	W14x34	79,641	0,028	1,313	28,43	33,585	0,847
		9	W14x26	79,641	0,029	1,588	27,61	29,909	0,923
		10	W14x26	75,05	0,036	1,496	26,23	29,909	0,877
		11	W14x26	75,05	0,036	1,496	26,03	29,909	0,870
		12	W14x26	75,05	0,038	1,496	25,87	29,909	0,865
		13	W12x30	79,683	0,038	1,296	24,15	26,149	0,924
		14	W10x26	79,683	0,039	1,472	19,44	21,568	0,901
		15	W8x24	79,683	0,038	1,44	10,58	15,579	0,679
A15_Z3B		1	W16x45	77,25	0,007	1,162	41,3	46,193	0,894
		2	W18x55	77,25	0,01	1,069	51,25	57,848	0,886
		3	W18x55	77,25	0,01	1,069	46,74	57,848	0,808
		4	W16x45	79,694	0,011	1,199	40,35	46,193	0,874
		5	W16x45	79,694	0,01	1,199	36,02	46,193	0,780
		6	W16x40	79,694	0,01	1,201	32,32	41,056	0,787
		7	W14x34	79,641	0,012	1,313	27,64	33,585	0,823
		8	W14x34	79,641	0,012	1,313	26,42	33,585	0,787
		9	W14x26	79,641	0,012	1,588	25,74	29,909	0,861
		10	W14x26	75,05	0,014	1,496	24,62	29,909	0,823
		11	W14x26	75,05	0,015	1,496	24,33	29,909	0,813
		12	W14x26	75,05	0,017	1,496	24,75	29,909	0,828
		13	W12x30	79,683	0,017	1,296	24,21	26,149	0,926
		14	W10x26	79,683	0,018	1,472	20,69	21,568	0,959
		15	W8x24	79,683	0,018	1,44	11,99	15,579	0,770
A15_Z3A		1	W16x45	77,25	0,005	1,162	41,51	46,193	0,899
		2	W18x55	77,25	0,007	1,069	51,03	57,848	0,882
		3	W18x55	77,25	0,007	1,069	47,15	57,848	0,815
		4	W16x45	79,694	0,008	1,199	42,37	46,193	0,917
		5	W16x45	79,694	0,009	1,199	39,7	46,193	0,859
		6	W16x40	79,694	0,01	1,201	37,35	41,056	0,910
		7	W14x34	79,641	0,012	1,313	33,15	33,585	0,987
		8	W14x34	79,641	0,012	1,313	32,08	33,585	0,955
		9	W14x26	79,641	0,013	1,588	30,97	29,909	1,035
		10	W14x26	75,05	0,015	1,496	28,59	29,909	0,956
		11	W14x26	75,05	0,016	1,496	26,81	29,909	0,896
		12	W14x26	75,05	0,016	1,496	25,47	29,909	0,852
		13	W12x30	79,683	0,015	1,296	23,47	26,149	0,898
		14	W10x26	79,683	0,015	1,472	19,7	21,568	0,913
		15	W8x24	79,683	0,015	1,44	11,74	15,579	0,754

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu
G9	A15_Z2D	1	W16x31	73,074	0,019	1,342	36,24	37,006	0,979
		2	W16x40	73,074	0,027	1,101	39,42	41,056	0,960
		3	W16x31	73,074	0,03	1,342	32,5	37,006	0,878
		4	W16x31	70,02	0,034	1,286	32,84	37,006	0,887
		5	W14x34	70,02	0,032	1,314	29,29	33,585	0,872
		6	W14x26	70,02	0,033	1,589	25,63	29,909	0,857
		7	W14x26	69,927	0,041	1,394	21,92	29,909	0,733
		8	W14x22	69,927	0,041	1,48	19,56	26,212	0,746
		9	W14x22	69,927	0,044	1,48	18,39	26,212	0,702
		10	W12X30	69,937	0,047	1,137	18,68	26,149	0,714
		11	W10X26	69,937	0,051	1,292	19,25	21,568	0,893
		12	W10x26	69,937	0,055	1,292	18,8	21,568	0,872
		13	W10X26	71,371	0,057	1,318	17,88	21,568	0,829
		14	W8x21	71,371	0,06	1,533	14,11	16,345	0,863
		15	W8X21	71,371	0,057	1,533	7,84	16,345	0,480
	A15_Z2C	1	W16x31	73,074	0,011	1,342	32,53	37,006	0,879
		2	W16x40	73,074	0,016	1,101	39,31	41,056	0,957
		3	W16x31	73,074	0,017	1,342	35,81	37,006	0,968
		4	W16x31	70,02	0,019	1,286	32,21	37,006	0,870
		5	W14x34	70,02	0,018	1,314	28,71	33,585	0,855
		6	W14x26	70,02	0,019	1,589	25,37	29,909	0,848
		7	W14x26	69,927	0,023	1,394	22,13	29,909	0,740
		8	W14x22	69,927	0,024	1,48	20,09	26,212	0,766
		9	W14x22	69,927	0,025	1,48	18,86	26,212	0,720
		10	W12X30	69,937	0,027	1,137	18,74	26,149	0,717
		11	W10X26	69,937	0,029	1,292	18,73	21,568	0,868
		12	W10x26	69,937	0,031	1,292	18,99	21,568	0,880
		13	W10X26	71,371	0,033	1,318	17,91	21,568	0,830
		14	W8x21	71,371	0,034	1,533	14,82	16,345	0,907
		15	W8X21	71,371	0,033	1,533	8,22	16,345	0,503
	A15_Z2B	1	W16x31	73,074	0,006	1,342	32,24	37,006	0,871
		2	W16x40	73,074	0,008	1,101	38,57	41,056	0,939
		3	W16x31	73,074	0,008	1,342	34,12	37,006	0,922
		4	W16x31	70,02	0,009	1,286	29,82	37,006	0,806
		5	W14x34	70,02	0,008	1,314	26,18	33,585	0,780
		6	W14x26	70,02	0,008	1,589	23,25	29,909	0,777
		7	W14x26	69,927	0,009	1,394	20,66	29,909	0,691
		8	W14x22	69,927	0,01	1,48	19,14	26,212	0,730
		9	W14x22	69,927	0,01	1,48	18,05	26,212	0,689
		10	W12X30	69,937	0,011	1,137	17,65	26,149	0,675
		11	W10X26	69,937	0,012	1,292	17,56	21,568	0,814
		12	W10x26	69,937	0,013	1,292	18,17	21,568	0,842
		13	W10X26	71,371	0,014	1,318	17,97	21,568	0,833
		14	W8x21	71,371	0,016	1,533	15,79	16,345	0,966
		15	W8X21	71,371	0,015	1,533	9,24	16,345	0,565

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu
	A15_Z2A	1	W16x31	73,074	0,004	1,342	32,5	37,006	0,878
		2	W16x40	73,074	0,006	1,101	38,54	41,056	0,939
		3	W16x31	73,074	0,006	1,342	34,7	37,006	0,938
		4	W16x31	70,02	0,007	1,286	31,7	37,006	0,857
		5	W14x34	70,02	0,007	1,314	29,22	33,585	0,870
		6	W14x26	70,02	0,008	1,589	27,07	29,909	0,905
		7	W14x26	69,927	0,01	1,394	24,8	29,909	0,829
		8	W14x22	69,927	0,011	1,48	23,22	26,212	0,886
		9	W14x22	69,927	0,011	1,48	21,8	26,212	0,832
		10	W12X30	69,937	0,012	1,137	20,8	26,149	0,795
		11	W10X26	69,937	0,012	1,292	19,57	21,568	0,907
		12	W10x26	69,937	0,013	1,292	18,8	21,568	0,872
		13	W10X26	71,371	0,013	1,318	17,39	21,568	0,806
		14	W8x21	71,371	0,013	1,533	14,95	16,345	0,915
		15	W8X21	71,371	0,013	1,533	8,94	16,345	0,547
G10	A15_Z1D	1	W12x30	55,568	0,019	0,904	21,32	26,149	0,815
		2	W12x35	55,568	0,027	0,879	26,08	30,225	0,863
		3	W12x35	55,568	0,028	0,879	23,95	30,225	0,792
		4	W12x30	61,579	0,026	1,001	21,66	26,149	0,828
		5	W10x26	61,579	0,028	1,137	18,8	21,568	0,872
		6	W10x26	61,579	0,028	1,137	16,53	21,568	0,766
		7	W10x19	61,541	0,29	1,569	13,83	20,545	0,673
		8	W8x28	61,541	0,03	1,109	12,35	18,289	0,675
		9	W8x28	61,541	0,031	1,109	11,85	18,289	0,648
		10	W8x21	59,112	0,036	1,269	12,02	16,345	0,735
		11	W8x21	59,112	0,039	1,269	12,7	16,345	0,777
		12	W8x21	59,112	0,043	1,269	12,91	16,345	0,790
		13	W6X20	59,146	0,046	1,404	12,01	12,506	0,960
		14	W6X20	59,146	0,047	1,404	9,88	12,506	0,790
		15	W6X20	59,146	0,045	1,404	4,82	12,506	0,385
	A15_Z1C	1	W12x30	55,568	0,011	0,904	21,4	26,149	0,818
		2	W12x35	55,568	0,015	0,879	26,03	30,225	0,861
		3	W12x35	55,568	0,016	0,879	23,73	30,225	0,785
		4	W12x30	61,579	0,015	1,001	21,41	26,149	0,819
		5	W10x26	61,579	0,016	1,137	18,73	21,568	0,868
		6	W10x26	61,579	0,016	1,137	16,86	21,568	0,782
		7	W10x19	61,541	0,017	1,569	14,63	20,545	0,712
		8	W8x28	61,541	0,018	1,109	13,41	18,289	0,733
		9	W8x28	61,541	0,019	1,109	12,77	18,289	0,698
		10	W8x21	59,112	0,022	1,269	12,45	16,345	0,762
		11	W8x21	59,112	0,023	1,269	12,72	16,345	0,778
		12	W8x21	59,112	0,025	1,269	12,81	16,345	0,784
		13	W6X20	59,146	0,027	1,404	12,03	12,506	0,962
		14	W6X20	59,146	0,027	1,404	10,13	12,506	0,810
		15	W6X20	59,146	0,026	1,404	5,5	12,506	0,440

Grupo	Arquetipo	Nivel	Enlace	e [cm]	γ_p [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	ϕV_n [Tonf]	Fu
	A15_Z1B	1	W12x30	55,568	0,006	0,904	21,28	26,149	0,814
		2	W12x35	55,568	0,008	0,879	25,57	30,225	0,846
		3	W12x35	55,568	0,007	0,879	22,64	30,225	0,749
		4	W12x30	61,579	0,007	1,001	19,9	26,149	0,761
		5	W10x26	61,579	0,007	1,137	17,28	21,568	0,801
		6	W10x26	61,579	0,006	1,137	15,72	21,568	0,729
		7	W10x19	61,541	0,007	1,569	13,97	20,545	0,680
		8	W8x28	61,541	0,007	1,109	13,05	18,289	0,714
		9	W8x28	61,541	0,007	1,109	12,43	18,289	0,680
		10	W8x21	59,112	0,008	1,269	11,94	16,345	0,730
		11	W8x21	59,112	0,009	1,269	12,1	16,345	0,740
		12	W8x21	59,112	0,01	1,269	12,39	16,345	0,758
		13	W6X20	59,146	0,011	1,404	12,16	12,506	0,972
		14	W6X20	59,146	0,012	1,404	10,83	12,506	0,866
		15	W6X20	59,146	0,012	1,404	6,22	12,506	0,497
	A15_Z1A	1	W12x30	55,568	0,004	0,904	21,34	26,149	0,816
		2	W12x35	55,568	0,005	0,879	25,51	30,225	0,844
		3	W12x35	55,568	0,005	0,879	23,1	30,225	0,764
		4	W12x30	61,579	0,005	1,001	21,33	26,149	0,816
		5	W10x26	61,579	0,006	1,137	19,39	21,568	0,899
		6	W10x26	61,579	0,007	1,137	18,29	21,568	0,848
		7	W10x19	61,541	0,007	1,569	16,58	20,545	0,807
		8	W8x28	61,541	0,008	1,109	15,61	18,289	0,854
		9	W8x28	61,541	0,008	1,109	14,8	18,289	0,809
		10	W8x21	59,112	0,009	1,269	13,87	16,345	0,849
		11	W8x21	59,112	0,01	1,269	13,36	16,345	0,817
		12	W8x21	59,112	0,01	1,269	12,76	16,345	0,781
		13	W6X20	59,146	0,01	1,404	11,71	12,506	0,936
		14	W6X20	59,146	0,01	1,404	10,13	12,506	0,810
		15	W6X20	59,146	0,01	1,404	5,91	12,506	0,473

A.2. Vigas fuera del enlace

Tabla A.4: Diseño sísmico vigas fuera del enlace - Arquetipos de 3 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Viga	L [m]	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	ΦM_{nx} [Tonf -m]	ΦP_n [Tonf]	Fu
G1	A3_Z3D	1 a 3	W10x39	2,7	9,89	35,28	17,35	145,76	0,749
	A3_Z3C	1 a 3	W10x39	2,7	9,89	32,28	145,76	17,35	0,749
G2	A3_Z3B	1 a 3	W10x33	2,75	9,68	34,27	14,29	121,97	0,884
	A3_Z3A	1 a 3	W10x33	2,75	9,68	34,27	14,29	121,97	0,884
	A3_Z2D	1 a 3	W10x33	2,75	9,7	34,27	14,29	121,97	0,885
	A3_Z2C	1 a 3	W10x33	2,75	9,69	34,29	14,29	121,97	0,885
	A3_Z2B	1 a 3	W10x33	2,75	9,69	34,29	14,29	121,97	0,885
G3	A3_Z2A	1 a 3	W8x24	2,75	6,13	22,87	8,28	82,5	0,935
	A3_Z1D	1 a 3	W8x24	2,75	6,10	22,95	8,28	82,5	0,933
	A3_Z1C	1 a 3	W8x24	2,75	6,12	22,97	8,28	82,5	0,935
	A3_Z1B	1 a 3	W8x24	2,75	6,10	22,94	8,28	82,5	0,933
	A3_Z1A	1 a 3	W8x24	2,75	6,10	22,89	8,28	82,5	0,932

Tabla A.5: Diseño sísmico vigas fuera del enlace - Arquetipos de 9 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Viga	L [m]	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	ΦM_{nx} [Tonf -m]	ΦP_n [Tonf]	Fu
G4	A9_Z3D	1 a 3	W16x89	2,6	41,8	104,79	65,3	353,148	0,866
		4 a 6	W16x77	2,6	37,96	91,68	55,87	304,14	0,904
		7 a 9	W14x53	2,6	23,64	62,34	32,29	198,28	0,965
	A9_Z2D	1 a 3	W16x89	2,6	41,8	104,79	65,3	353,148	0,866
		4 a 6	W16x77	2,6	37,96	91,68	55,87	304,14	0,904
		7 a 9	W14x53	2,6	23,64	62,34	32,29	198,28	0,965
G5	A9_Z3C	1 a 3	W14x53	2,6	22,77	55,81	32,29	198,28	0,908
		4 a 6	W16x77	2,6	16,3	40,62	21,15	149,113	0,958
		7 a 9	W12x35	2,6	12,6	31,1	18,22	120,814	0,872
	A9_Z3B	1 a 3	W14x53	2,6	22,77	55,81	32,29	198,28	0,908
		4 a 6	W16x77	2,6	16,3	40,62	21,15	149,113	0,958
		7 a 9	W12x35	2,6	12,6	31,1	18,22	120,814	0,872
	A9_Z3A	1 a 3	W14x53	2,6	22,77	55,81	32,29	198,28	0,908
		4 a 6	W16x77	2,6	16,3	40,62	21,15	149,113	0,958
		7 a 9	W12x35	2,6	12,6	31,1	18,22	120,814	0,872
	A9_Z1D	1 a 3	W14x53	2,6	22,77	55,81	32,29	198,28	0,908
		4 a 6	W16x77	2,6	16,3	40,62	21,15	149,113	0,958
		7 a 9	W12x35	2,6	12,6	31,1	18,22	120,814	0,872
G6	A9_Z2C	1 a 3	W12x40	2,65	13,31	40,96	21,09	148,293	0,837
		4 a 6	W12x35	2,65	11,29	31,5	18,15	119,763	0,816
		7 a 9	W12x30	2,65	10,35	28,39	15,12	101,49	0,89
	A9_Z2B	1 a 3	W12x40	2,65	13,31	40,96	21,09	148,293	0,837
		4 a 6	W12x35	2,65	11,29	31,5	18,15	119,763	0,816
		7 a 9	W12x30	2,65	10,35	28,39	15,12	101,49	0,89
	A9_Z2A	1 a 3	W12x40	2,65	13,31	40,96	21,09	148,293	0,837
		4 a 6	W12x35	2,65	11,29	31,5	18,15	119,763	0,816
		7 a 9	W12x30	2,65	10,35	28,39	15,12	101,49	0,89
G7	A9_Z1C	1 a 3	W10x33	2,75	8,2	31,72	14,29	121,696	0,771
		4 a 6	W10x30	2,75	8,58	28,87	12,7	94,579	0,906
		7 a 9	W8x28	2,75	6,51	23,3	9,82	96,424	0,831
	A9_Z1B	1 a 3	W10x33	2,75	8,2	31,72	14,29	121,696	0,771
		4 a 6	W10x30	2,75	8,58	28,87	12,7	94,579	0,906
		7 a 9	W8x28	2,75	6,51	23,3	9,82	96,424	0,831
	A9_Z1A	1 a 3	W10x33	2,75	8,2	31,72	14,29	121,696	0,771
		4 a 6	W10x30	2,75	8,58	28,87	12,7	94,579	0,906
		7 a 9	W8x28	2,75	6,51	23,3	9,82	96,424	0,831

Tabla A.6: Diseño sísmico vigas fuera del enlace - Arquetipos de 15 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Viga	L [m]	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	ΦM_{nx} [Tonf -m]	ΦP_n [Tonf]	Fu
G8	A15_Z3D	1 a 3	W18x65	2,6	32,97	86,98	48,18	232,372	0,983
		4 a 6	W16x57	2,6	26,61	70,26	37,76	200,271	0,977
		7 a 9	W16x45	2,6	20,68	52,12	29,24	157,215	0,96
		10 a 12	W14x48	2,6	19,26	49,45	29,98	178,345	0,868
		13 a 15	W14x43	2,6	17,71	43,37	25,71	159,408	0,885
	A15_Z3C	1 a 3	W18x65	2,6	32,97	86,98	48,18	232,372	0,983
		4 a 6	W16x57	2,6	26,61	70,26	37,76	200,271	0,977
		7 a 9	W16x45	2,6	20,68	52,12	29,24	157,215	0,96
		10 a 12	W14x48	2,6	19,26	49,45	29,98	178,345	0,868
		13 a 15	W14x43	2,6	17,71	43,37	25,71	159,408	0,885
	A15_Z3B	1 a 3	W18x65	2,6	32,97	86,98	48,18	232,372	0,983
		4 a 6	W16x57	2,6	26,61	70,26	37,76	200,271	0,977
		7 a 9	W16x45	2,6	20,68	52,12	29,24	157,215	0,96
		10 a 12	W14x48	2,6	19,26	49,45	29,98	178,345	0,868
		13 a 15	W14x43	2,6	17,71	43,37	25,71	159,408	0,885
	A15_Z3A	1 a 3	W18x65	2,6	32,97	86,98	48,18	232,372	0,983
		4 a 6	W16x57	2,6	26,61	70,26	37,76	200,271	0,977
		7 a 9	W16x45	2,6	20,68	52,12	29,24	157,215	0,96
		10 a 12	W14x48	2,6	19,26	49,45	29,98	178,345	0,868
		13 a 15	W14x43	2,6	17,71	43,37	25,71	159,408	0,885
G9	A15_Z2D	1 a 3	W18x50	2,65	23,28	63,53	36,07	176,538	0,934
		4 a 6	W16x50	2,65	20,86	57,79	32,77	173,348	0,899
		7 a 9	W16x40	2,65	17,27	47,73	25,68	138,126	0,943
		10 a 12	W14x43	2,65	16,06	42,7	25,63	158,51	0,826
		13 a 15	W14x34	2,65	13,07	35,81	19,14	115,859	0,916
	A15_Z2C	1 a 3	W18x50	2,65	23,28	63,53	36,07	176,538	0,934
		4 a 6	W16x50	2,65	20,86	57,79	32,77	173,348	0,899
		7 a 9	W16x40	2,65	17,27	47,73	25,68	138,126	0,943
		10 a 12	W14x43	2,65	16,06	42,7	25,63	158,51	0,826
		13 a 15	W14x34	2,65	13,07	35,81	19,14	115,859	0,916
	A15_Z2B	1 a 3	W18x50	2,65	23,28	63,53	36,07	176,538	0,934
		4 a 6	W16x50	2,65	20,86	57,79	32,77	173,348	0,899
		7 a 9	W16x40	2,65	17,27	47,73	25,68	138,126	0,943
		10 a 12	W14x43	2,65	16,06	42,7	25,63	158,51	0,826
		13 a 15	W14x34	2,65	13,07	35,81	19,14	115,859	0,916
	A15_Z2A	1 a 3	W18x50	2,65	23,28	63,53	36,07	176,538	0,934
		4 a 6	W16x50	2,65	20,86	57,79	32,77	173,348	0,899
		7 a 9	W16x40	2,65	17,27	47,73	25,68	138,126	0,943
		10 a 12	W14x43	2,65	16,06	42,7	25,63	158,51	0,826
		13 a 15	W14x34	2,65	13,07	35,81	19,14	115,859	0,916

Grupo	Arquetipo	Nivel	Viga	L	Mu	Pu	ΦM_{nx}	ΦP_n	Fu
				[m]	[Tonf-m]	[Tonf]	[Tonf -m]	[Tonf]	
G10	A15_Z3D	1 a 3	W14x43	2,7	15,01	48,57	25,51	157,165	0,832
		4 a 6	W14x38	2,7	14,22	42,56	21,63	129,33	0,914
		7 a 9	W14x30	2,7	11,08	34,57	16,29	100,329	0,949
		10 a 12	W12x30	2,7	9,46	25	15,05	100,485	0,808
		13 a 15	W12x26	2,7	8,55	26,75	12,86	86,984	0,899
	A15_Z3C	1 a 3	W14x43	2,7	15,01	48,57	25,51	157,165	0,832
		4 a 6	W14x38	2,7	14,22	42,56	21,63	129,33	0,914
		7 a 9	W14x30	2,7	11,08	34,57	16,29	100,329	0,949
		10 a 12	W12x30	2,7	9,46	25	15,05	100,485	0,808
		13 a 15	W12x26	2,7	8,55	26,75	12,86	86,984	0,899
	A15_Z3B	1 a 3	W14x43	2,7	15,01	48,57	25,51	157,165	0,832
		4 a 6	W14x38	2,7	14,22	42,56	21,63	129,33	0,914
		7 a 9	W14x30	2,7	11,08	34,57	16,29	100,329	0,949
		10 a 12	W12x30	2,7	9,46	25	15,05	100,485	0,808
		13 a 15	W12x26	2,7	8,55	26,75	12,86	86,984	0,899
A15_Z3A	1 a 3	W14x43	2,7	15,01	48,57	25,51	157,165	0,832	
	4 a 6	W14x38	2,7	14,22	42,56	21,63	129,33	0,914	
	7 a 9	W14x30	2,7	11,08	34,57	16,29	100,329	0,949	
	10 a 12	W12x30	2,7	9,46	25	15,05	100,485	0,808	
	13 a 15	W12x26	2,7	8,55	26,75	12,86	86,984	0,899	

A.3. Columnas

Tabla A.7: Diseño sísmico columnas - Arquetipos de 3 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Columna	Pu [Tonf]	ΦP_n [Tonf]	Fu
G1	A3_Z3D	1 a 3	W10x60	219,93	242,19	0,908
	A3_Z3C	1 a 3	W10x60	219,93	242,19	0,908
G2	A3_Z3B	1 a 3	W8x48	177,54	187,97	0,945
	A3_Z3A	1 a 3	W8x48	177,54	187,97	0,945
	A3_Z2D	1 a 3	W8x48	177,54	187,97	0,945
	A3_Z2C	1 a 3	W8x48	177,54	187,97	0,945
	A3_Z2B	1 a 3	W8x48	177,54	187,97	0,945
G3	A3_Z2A	1 a 3	W8x40	148,42	187,97	0,956
	A3_Z1D	1 a 3	W8x40	148,42	187,97	0,956
	A3_Z1C	1 a 3	W8x40	148,42	187,97	0,956
	A3_Z1B	1 a 3	W8x40	148,42	187,97	0,956
	A3_Z1A	1 a 3	W8x40	148,42	187,97	0,956

Tabla A.8: Diseño sísmico columnas - Arquetipos de 9 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Columna	Pu [Tonf]	ΦP_n [Tonf]	Fu
G4	A9_Z3D	1 a 3	W14x311	1220,89	1307,27	0,934
		4 a 6	W14x176	706,24	737,97	0,957
		7 a 9	W10x68	256,93	275,5	0,933
	A9_Z2D	1 a 3	W14x311	1220,89	1307,27	0,934
		4 a 6	W14x176	706,24	737,97	0,957
		7 a 9	W10x68	256,93	275,5	0,933
G5	A9_Z3C	1 a 3	W14x176	728,31	737,97	0,987
		4 a 6	W12x106	429,68	439,32	0,978
		7 a 9	W8x48	184,73	187,97	0,983
	A9_Z3B	1 a 3	W14x176	728,31	737,97	0,987
		4 a 6	W12x106	429,68	439,32	0,978
		7 a 9	W8x48	184,73	187,97	0,983
	A9_Z3A	1 a 3	W14x176	728,31	737,97	0,987
		4 a 6	W12x106	429,68	439,32	0,978
		7 a 9	W8x48	184,73	187,97	0,983
	A9_Z1D	1 a 3	W14x176	728,31	737,97	0,987
		4 a 6	W12x106	429,68	439,32	0,978
		7 a 9	W8x48	184,73	187,97	0,983
G6	A9_Z2C	1 a 3	W14x159	632,62	665	0,951
		4 a 6	W12x96	378,82	396,88	0,954
		7 a 9	W8x48	168,42	187,97	0,896
	A9_Z2B	1 a 3	W14x159	632,62	665	0,951
		4 a 6	W12x96	378,82	396,88	0,954
		7 a 9	W8x48	168,42	187,97	0,896
	A9_Z2A	1 a 3	W14x159	632,62	665	0,951
		4 a 6	W12x96	378,82	396,88	0,954
		7 a 9	W8x48	168,42	187,97	0,896
G7	A9_Z1C	1 a 3	W14x145	519,62	607,73	0,855
		4 a 6	W12x87	316,06	359,94	0,878
		7 a 9	W8x40	134,2	155,27	0,864
	A9_Z1B	1 a 3	W14x145	519,62	607,73	0,855
		4 a 6	W12x87	316,06	359,94	0,878
		7 a 9	W8x40	134,2	155,27	0,864
	A9_Z1A	1 a 3	W14x145	519,62	607,73	0,855
		4 a 6	W12x87	316,06	359,94	0,878
		7 a 9	W8x40	134,2	155,27	0,864

Tabla A.9: Diseño sísmico columnas - Arquetipos de 15 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Columna	Pu [Tonf]	ΦP_n [Tonf]	Fu
G8	A15_Z3D	1 a 3	W14x426	1611,56	1792,74	0,899
		4 a 6	W14x311	1170,25	1307,27	0,895
		7 a 9	W14x211	795,36	884,29	0,899
		10 a 12	W12x136	494,05	562,73	0,878
		13 a 15	W8x58	204,4	228,43	0,895
	A15_Z3C	1 a 3	W14x426	1611,56	1792,74	0,899
		4 a 6	W14x311	1170,25	1307,27	0,895
		7 a 9	W14x211	795,36	884,29	0,899
		10 a 12	W12x136	494,05	562,73	0,878
		13 a 15	W8x58	204,4	228,43	0,895
	A15_Z3B	1 a 3	W14x426	1611,56	1792,74	0,899
		4 a 6	W14x311	1170,25	1307,27	0,895
		7 a 9	W14x211	795,36	884,29	0,899
		10 a 12	W12x136	494,05	562,73	0,878
		13 a 15	W8x58	204,4	228,43	0,895
	A15_Z3A	1 a 3	W14x426	1611,56	1792,74	0,899
		4 a 6	W14x311	1170,25	1307,27	0,895
		7 a 9	W14x211	795,36	884,29	0,899
		10 a 12	W12x136	494,05	562,73	0,878
		13 a 15	W8x58	204,4	228,43	0,895
G9	A15_Z2D	1 a 3	W14x342	1346,58	1445,47	0,932
		4 a 6	W14x257	1004,14	1079,73	0,930
		7 a 9	W14x176	694,55	737,97	0,941
		10 a 12	W12x106	424,76	439,32	0,967
		13 a 15	W8X48	183,78	187,97	0,978
	A15_Z2C	1 a 3	W14x342	1346,58	1445,47	0,932
		4 a 6	W14x257	1004,14	1079,73	0,930
		7 a 9	W14x176	694,55	737,97	0,941
		10 a 12	W12x106	424,76	439,32	0,967
		13 a 15	W8X48	183,78	187,97	0,978
	A15_Z2B	1 a 3	W14x342	1346,58	1445,47	0,932
		4 a 6	W14x257	1004,14	1079,73	0,930
		7 a 9	W14x176	694,55	737,97	0,941
		10 a 12	W12x106	424,76	439,32	0,967
		13 a 15	W8X48	183,78	187,97	0,978
	A15_Z2A	1 a 3	W14x342	1346,58	1445,47	0,932
		4 a 6	W14x257	1004,14	1079,73	0,930
		7 a 9	W14x176	694,55	737,97	0,941
		10 a 12	W12x106	424,76	439,32	0,967
		13 a 15	W8X48	183,78	187,97	0,978

Grupo	Arquetipo	Nivel	Columna	Pu [Tonf]	ΦP_n [Tonf]	Fu
G10	A15_Z1D	1 a 3	W14x283	1104,28	1190,53	0,928
		4 a 6	W14x211	822,31	884,29	0,930
		7 a 9	W14x159	579,24	665	0,871
		10 a 12	W12x96	362,75	396,88	0,914
		13 a 15	W8x48	164,51	187,97	0,875
	A15_Z1C	1 a 3	W14x283	1104,28	1190,53	0,928
		4 a 6	W14x211	822,31	884,29	0,930
		7 a 9	W14x159	579,24	665	0,871
		10 a 12	W12x96	362,75	396,88	0,914
		13 a 15	W8x48	164,51	187,97	0,875
	A15_Z1B	1 a 3	W14x283	1104,28	1190,53	0,928
		4 a 6	W14x211	822,31	884,29	0,930
		7 a 9	W14x159	579,24	665	0,871
		10 a 12	W12x96	362,75	396,88	0,914
		13 a 15	W8x48	164,51	187,97	0,875
A15_Z1A	1 a 3	W14x283	1104,28	1190,53	0,928	
	4 a 6	W14x211	822,31	884,29	0,930	
	7 a 9	W14x159	579,24	665	0,871	
	10 a 12	W12x96	362,75	396,88	0,914	
	13 a 15	W8x48	164,51	187,97	0,875	

A.4. Riostras

Tabla A.10: Diseño sísmico riostras - Arquetipos de 3 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Riostra	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	ΦM_{nx} [Tonf -m]	ΦP_n [Tonf]	eff
G1	A3_Z3D	1 a 3	W8x67	9,04	77,57	25,07	192,04	0,724
	A3_Z3C	1 a 3	W8x67	9,02	80,25	25,07	192,04	0,737
G2	A3_Z3B	1 a 3	W8x48	7,23	68,17	17,2	134,47	0,881
	A3_Z3A	1 a 3	W8x48	7,23	68,17	17,2	134,47	0,881
	A3_Z2D	1 a 3	W8x48	7,23	68,17	17,2	134,47	0,881
	A3_Z2C	1 a 3	W8x48	7,25	68,18	17,2	134,47	0,882
	A3_Z2B	1 a 3	W8x48	7,23	68,18	17,2	134,47	0,881
G3	A3_Z2A	1 a 3	W8x40	5,6	45,72	13,76	110,18	0,777
	A3_Z1D	1 a 3	W8x40	5,59	45,77	13,76	110,18	0,777
	A3_Z1C	1 a 3	W8x40	5,57	45,8	13,76	110,18	0,776
	A3_Z1B	1 a 3	W8x40	5,57	45,76	13,76	110,18	0,775
	A3_Z1A	1 a 3	W8x40	5,55	45,71	13,76	110,18	0,773

Tabla A.11: Diseño sísmico riostras - Arquetipos de 9 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Riostra	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	ΦM_{nx} [Tonf -m]	ΦP_n [Tonf]	eff
G4	A9_Z3D	1 a 3	W12x96	19,93	211,17	53,94	343,19	0,944
		4 a 6	W10x88	13,93	184,34	41,08	293,14	0,93
		7 a 9	W10x68	12,67	127,28	30,73	224,5	0,933
	A9_Z2D	1 a 3	W12x96	19,93	211,17	53,94	343,19	0,944
		4 a 6	W10x88	13,93	184,34	41,08	293,14	0,93
		7 a 9	W10x68	12,67	127,28	30,73	224,5	0,933
G5	A9_Z3C	1 a 3	W10x60	10,63	112,53	26,73	196,69	0,926
		4 a 6	W8x48	7,23	82,09	17,24	136,47	0,974
		7 a 9	W8x40	5,09	63,06	13,8	111,86	0,892
	A9_Z3B	1 a 3	W10x60	10,63	112,53	26,73	196,69	0,926
		4 a 6	W8x48	7,23	82,09	17,24	136,47	0,974
		7 a 9	W8x40	5,09	63,06	13,8	111,86	0,892
	A9_Z3A	1 a 3	W10x60	10,63	112,53	26,73	196,69	0,926
		4 a 6	W8x48	7,23	82,09	17,24	136,47	0,974
		7 a 9	W8x40	5,09	63,06	13,8	111,86	0,892
	A9_Z1D	1 a 3	W10x60	10,63	112,53	26,73	196,69	0,926
		4 a 6	W8x48	7,23	82,09	17,24	136,47	0,974
		7 a 9	W8x40	5,09	63,06	13,8	111,86	0,892
G6	A9_Z2C	1 a 3	W10x54	8,72	80,88	23,71	175,49	0,788
		4 a 6	W8x48	5,45	62,69	17,23	135,81	0,743
		7 a 9	W8x35	4,35	56,98	11,88	97,37	0,91
	A9_Z2B	1 a 3	W10x54	8,72	80,88	23,71	175,49	0,788
		4 a 6	W8x48	5,45	62,69	17,23	135,81	0,743
		7 a 9	W8x35	4,35	56,98	11,88	97,37	0,91
	A9_Z2A	1 a 3	W10x54	8,72	80,88	23,71	175,49	0,788
		4 a 6	W8x48	5,45	62,69	17,23	135,81	0,743
		7 a 9	W8x35	4,35	56,98	11,88	97,37	0,91
G7	A9_Z1C	1 a 3	W10x45	6,32	61,43	18,73	122,76	0,801
		4 a 6	W8x35	4,09	56,24	11,86	96,37	0,89
		7 a 9	W8x35	4,72	45,29	11,86	96,37	0,824
	A9_Z1B	1 a 3	W10x45	6,32	61,43	18,73	122,76	0,801
		4 a 6	W8x35	4,09	56,24	11,86	96,37	0,89
		7 a 9	W8x35	4,72	45,29	11,86	96,37	0,824
	A9_Z1A	1 a 3	W10x45	6,32	61,43	18,73	122,76	0,801
		4 a 6	W8x35	4,09	56,24	11,86	96,37	0,89
		7 a 9	W8x35	4,72	45,29	11,86	96,37	0,824

Tabla A.12: Diseño sísmico riostras - Arquetipos de 15 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	Riostra	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	Φ Mnx [Tonf -m]	Φ Pn [Tonf]	eff
G8	A15_Z3D	1 a 3	W12x87	17,77	174,58	48,31	310,35	0,889
		4 a 6	W10x88	14,65	141,31	41,08	293,11	0,799
		7 a 9	W10x60	9,87	105,38	26,73	196,67	0,864
		10 a 12	W10x54	8,92	99,06	23,73	175,77	0,898
		13 a 15	W8x58	6,73	87,52	21,26	166,62	0,806
	A15_Z3D	1 a 3	W12x87	17,77	174,58	48,31	310,35	0,889
		4 a 6	W10x88	14,65	141,31	41,08	293,11	0,799
		7 a 9	W10x60	9,87	105,38	26,73	196,67	0,864
		10 a 12	W10x54	8,92	99,06	23,73	175,77	0,898
		13 a 15	W8x58	6,73	87,52	21,26	166,62	0,806
	A15_Z3D	1 a 3	W12x87	17,77	174,58	48,31	310,35	0,889
		4 a 6	W10x88	14,65	141,31	41,08	293,11	0,799
		7 a 9	W10x60	9,87	105,38	26,73	196,67	0,864
		10 a 12	W10x54	8,92	99,06	23,73	175,77	0,898
		13 a 15	W8x58	6,73	87,52	21,26	166,62	0,806
	A15_Z3D	1 a 3	W12x87	17,77	174,58	48,31	310,35	0,889
		4 a 6	W10x88	14,65	141,31	41,08	293,11	0,799
		7 a 9	W10x60	9,87	105,38	26,73	196,67	0,864
		10 a 12	W10x54	8,92	99,06	23,73	175,77	0,898
		13 a 15	W8x58	6,73	87,52	21,26	166,62	0,806
G9	A15_Z2D	1 a 3	W10x77	10,01	126,89	35,32	254,31	0,751
		4 a 6	W10x68	9,56	115,09	30,71	223,81	0,791
		7 a 9	W10x54	7,88	95,12	23,71	175,48	0,837
		10 a 12	W8x58	6,26	84,77	21,25	165,85	0,773
		13 a 15	W8x48	5,4	71,73	17,23	135,9	0,806
	A15_Z2C	1 a 3	W10x77	10,01	126,89	35,32	254,31	0,751
		4 a 6	W10x68	9,56	115,09	30,71	223,81	0,791
		7 a 9	W10x54	7,88	95,12	23,71	175,48	0,837
		10 a 12	W8x58	6,26	84,77	21,25	165,85	0,773
		13 a 15	W8x48	5,4	71,73	17,23	135,9	0,806
	A15_Z2B	1 a 3	W10x77	10,01	126,89	35,32	254,31	0,751
		4 a 6	W10x68	9,56	115,09	30,71	223,81	0,791
		7 a 9	W10x54	7,88	95,12	23,71	175,48	0,837
		10 a 12	W8x58	6,26	84,77	21,25	165,85	0,773
		13 a 15	W8x48	5,4	71,73	17,23	135,9	0,806
	A15_Z2A	1 a 3	W10x77	10,01	126,89	35,32	254,31	0,751
		4 a 6	W10x68	9,56	115,09	30,71	223,81	0,791
		7 a 9	W10x54	7,88	95,12	23,71	175,48	0,837
		10 a 12	W8x58	6,26	84,77	21,25	165,85	0,773
		13 a 15	W8x48	5,4	71,73	17,23	135,9	0,806

Grupo	Arquetipo	Nivel	Riostra	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	Φ Mnx [Tonf -m]	Φ Pn [Tonf]	eff
G10	A15_Z1D	1 a 3	W10x54	7,69	95,33	23,68	174,66	0,834
		4 a 6	W8x58	6,05	84,22	21,24	165,18	0,763
		7 a 9	W8x48	5,36	68,32	17,21	135,25	0,782
		10 a 12	W8x40	4,27	56,59	13,77	110,7	0,787
		13 a 15	W8x40	4,37	52,92	13,77	110,7	0,76
	A15_Z1C	1 a 3	W10x54	7,69	95,33	23,68	174,66	0,834
		4 a 6	W8x58	6,05	84,22	21,24	165,18	0,763
		7 a 9	W8x48	5,36	68,32	17,21	135,25	0,782
		10 a 12	W8x40	4,27	56,59	13,77	110,7	0,787
		13 a 15	W8x40	4,37	52,92	13,77	110,7	0,76
	A15_Z1B	1 a 3	W10x54	7,69	95,33	23,68	174,66	0,834
		4 a 6	W8x58	6,05	84,22	21,24	165,18	0,763
		7 a 9	W8x48	5,36	68,32	17,21	135,25	0,782
		10 a 12	W8x40	4,27	56,59	13,77	110,7	0,787
		13 a 15	W8x40	4,37	52,92	13,77	110,7	0,76
	A15_Z1A	1 a 3	W10x54	7,69	95,33	23,68	174,66	0,834
		4 a 6	W8x58	6,05	84,22	21,24	165,18	0,763
		7 a 9	W8x48	5,36	68,32	17,21	135,25	0,782
		10 a 12	W8x40	4,27	56,59	13,77	110,7	0,787
		13 a 15	W8x40	4,37	52,92	13,77	110,7	0,76

A.5. Control de derivas

Tabla A.13: Control de derivas para los modelos de 3 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	δ [mm]	Δ [mm]	Δ/h [-]	¿Cumple ?	
G1	A3_Z3D	1	2,96	2,96	0,0007	Cumple	
		2	6,38	3,42	0,0009	Cumple	
		3	8,76	2,38	0,0006	Cumple	
	A3_Z3C	1	1,94	1,94	0,0005	Cumple	
		2	4,19	2,25	0,0006	Cumple	
		3	5,76	1,57	0,0004	Cumple	
G2	A3_Z3B	1	2,03	2,03	0,0005	Cumple	
		2	4,33	2,3	0,0006	Cumple	
		3	6,11	1,78	0,0004	Cumple	
	A3_Z3A	1	1,1	1,1	0,0003	Cumple	
		2	2,61	1,51	0,0004	Cumple	
		3	3,26	0,65	0,0002	Cumple	
	A3_Z2D	1	3,02	3,02	0,0008	Cumple	
		2	6,46	3,44	0,0009	Cumple	
		3	9,11	2,65	0,0007	Cumple	
	A3_Z2C	1	1,93	1,93	0,0005	Cumple	
		2	4,13	2,2	0,0006	Cumple	
		3	5,83	1,7	0,0004	Cumple	
	A3_Z2B	1	1,56	1,56	0,0004	Cumple	
		2	3,33	1,77	0,0004	Cumple	
		3	4,7	1,37	0,0003	Cumple	
	G3	A3_Z2A	1	1,25	1,25	0,0003	Cumple
			2	2,59	1,34	0,0003	Cumple
			3	3,49	0,9	0,0002	Cumple
A3_Z1D		1	2,51	2,51	0,0006	Cumple	
		2	5,3	2,79	0,0007	Cumple	
		3	7,13	1,83	0,0005	Cumple	
A3_Z1C		1	1,57	1,57	0,0004	Cumple	
		2	3,31	1,74	0,0004	Cumple	
		3	4,45	1,14	0,0003	Cumple	
A3_Z1B		1	1,2	1,2	0,0003	Cumple	
		2	2,51	1,31	0,0003	Cumple	
		3	3,38	0,87	0,0002	Cumple	
A3_Z1A		1	0,63	0,63	0,0002	Cumple	
		2	1,29	0,66	0,0002	Cumple	
		3	1,74	0,45	0,0001	Cumple	

Tabla A.14: Control de derivas para los modelos de 9 pisos

Grupo	Arquetipo	Nivel	δ [mm]	Δ [mm]	Δ/h [-]	ζ Cumple ?	Grupo	Arquetipo	Nivel	δ [mm]	Δ [mm]	Δ/h [-]	ζ Cumple ?
G4	A9_Z3D	1	2,57	2,57	0,0006	Cumple	G6	A9_Z2C	1	1,82	1,82	0,0005	Cumple
		2	6,48	3,91	0,0010	Cumple			2	4,40	2,58	0,0006	Cumple
		3	11,04	4,56	0,0011	Cumple			3	7,21	2,81	0,0007	Cumple
		4	16,36	5,32	0,0013	Cumple			4	10,48	3,27	0,0008	Cumple
		5	22,40	6,04	0,0015	Cumple			5	13,93	3,45	0,0009	Cumple
		6	28,84	6,44	0,0016	Cumple			6	17,48	3,55	0,0009	Cumple
		7	35,86	7,02	0,0018	Cumple			7	21,30	3,82	0,0010	Cumple
		8	42,89	7,03	0,0018	Cumple			8	25,08	3,78	0,0009	Cumple
		9	49,28	6,39	0,0016	Cumple			9	28,43	3,35	0,0008	Cumple
	A9_Z2D	1	1,94	1,94	0,0005	Cumple		A9_Z2B	1	1,79	1,79	0,0004	Cumple
		2	4,89	2,95	0,0007	Cumple			2	4,14	2,35	0,0006	Cumple
		3	8,33	3,44	0,0009	Cumple			3	6,48	2,34	0,0006	Cumple
		4	12,35	4,02	0,0010	Cumple			4	9,04	2,56	0,0006	Cumple
		5	16,91	4,56	0,0011	Cumple			5	11,63	2,59	0,0006	Cumple
		6	21,77	4,86	0,0012	Cumple			6	14,30	2,67	0,0007	Cumple
		7	27,06	5,29	0,0013	Cumple			7	17,31	3,01	0,0008	Cumple
		8	32,37	5,31	0,0013	Cumple			8	20,46	3,15	0,0008	Cumple
		9	37,19	4,82	0,0012	Cumple			9	23,35	2,89	0,0007	Cumple
G5	A9_Z3C	1	2,23	2,23	0,0006	Cumple	G7	A9_Z2A	1	1,79	1,79	0,0004	Cumple
		2	5,33	3,10	0,0008	Cumple			2	4,25	2,46	0,0006	Cumple
		3	8,82	3,49	0,0009	Cumple			3	6,85	2,60	0,0007	Cumple
		4	12,97	4,15	0,0010	Cumple			4	9,86	3,01	0,0008	Cumple
		5	17,13	4,16	0,0010	Cumple			5	13,05	3,19	0,0008	Cumple
		6	21,72	4,59	0,0011	Cumple			6	16,34	3,29	0,0008	Cumple
		7	26,57	4,85	0,0012	Cumple			7	19,90	3,56	0,0009	Cumple
		8	31,29	4,72	0,0012	Cumple			8	23,43	3,53	0,0009	Cumple
		9	35,41	4,12	0,0010	Cumple			9	26,59	3,16	0,0008	Cumple
	A9_Z3B	1	2,21	2,21	0,0006	Cumple		A9_Z1C	1	1,25	1,25	0,0003	Cumple
		2	5,04	2,83	0,0007	Cumple			2	2,99	1,74	0,0004	Cumple
		3	7,97	2,93	0,0007	Cumple			3	4,89	1,90	0,0005	Cumple
		4	11,27	3,30	0,0008	Cumple			4	7,07	2,18	0,0005	Cumple
		5	14,59	3,32	0,0008	Cumple			5	9,48	2,41	0,0006	Cumple
		6	18,08	3,49	0,0009	Cumple			6	12,00	2,52	0,0006	Cumple
		7	21,91	3,83	0,0010	Cumple			7	14,57	2,57	0,0006	Cumple
		8	25,83	3,92	0,0010	Cumple			8	17,20	2,63	0,0007	Cumple
		9	29,40	3,57	0,0009	Cumple			9	19,57	2,37	0,0006	Cumple
A9_Z3A	1	2,20	2,20	0,0006	Cumple	A9_Z1B	1	1,24	1,24	0,0003	Cumple		
	2	5,13	2,93	0,0007	Cumple		2	2,84	1,60	0,0004	Cumple		
	3	8,31	3,18	0,0008	Cumple		3	4,44	1,60	0,0004	Cumple		
	4	12,10	3,79	0,0009	Cumple		4	6,15	1,71	0,0004	Cumple		
	5	16,08	3,98	0,0010	Cumple		5	7,96	1,81	0,0005	Cumple		
	6	20,27	4,19	0,0010	Cumple		6	9,86	1,90	0,0005	Cumple		
	7	24,72	4,45	0,0011	Cumple		7	11,88	2,02	0,0005	Cumple		
	8	29,04	4,32	0,0011	Cumple		8	14,07	2,19	0,0005	Cumple		
	9	32,88	3,84	0,0010	Cumple		9	16,15	2,08	0,0005	Cumple		
A9_Z1D	1	1,56	1,56	0,0004	Cumple	A9_Z1A	1	1,25	1,25	0,0003	Cumple		
	2	3,87	2,31	0,0006	Cumple		2	2,92	1,67	0,0004	Cumple		
	3	6,59	2,72	0,0007	Cumple		3	4,72	1,80	0,0005	Cumple		
	4	9,96	3,37	0,0008	Cumple		4	6,77	2,05	0,0005	Cumple		
	5	13,58	3,62	0,0009	Cumple		5	9,05	2,28	0,0006	Cumple		
	6	17,39	3,81	0,0010	Cumple		6	11,44	2,39	0,0006	Cumple		
	7	21,31	3,92	0,0010	Cumple		7	13,88	2,44	0,0006	Cumple		
	8	24,98	3,67	0,0009	Cumple		8	16,39	2,51	0,0006	Cumple		
	9	28,14	3,16	0,0008	Cumple		9	18,67	2,28	0,0006	Cumple		

Tabla A.15: Control de derivas para los modelos de 15 pisos

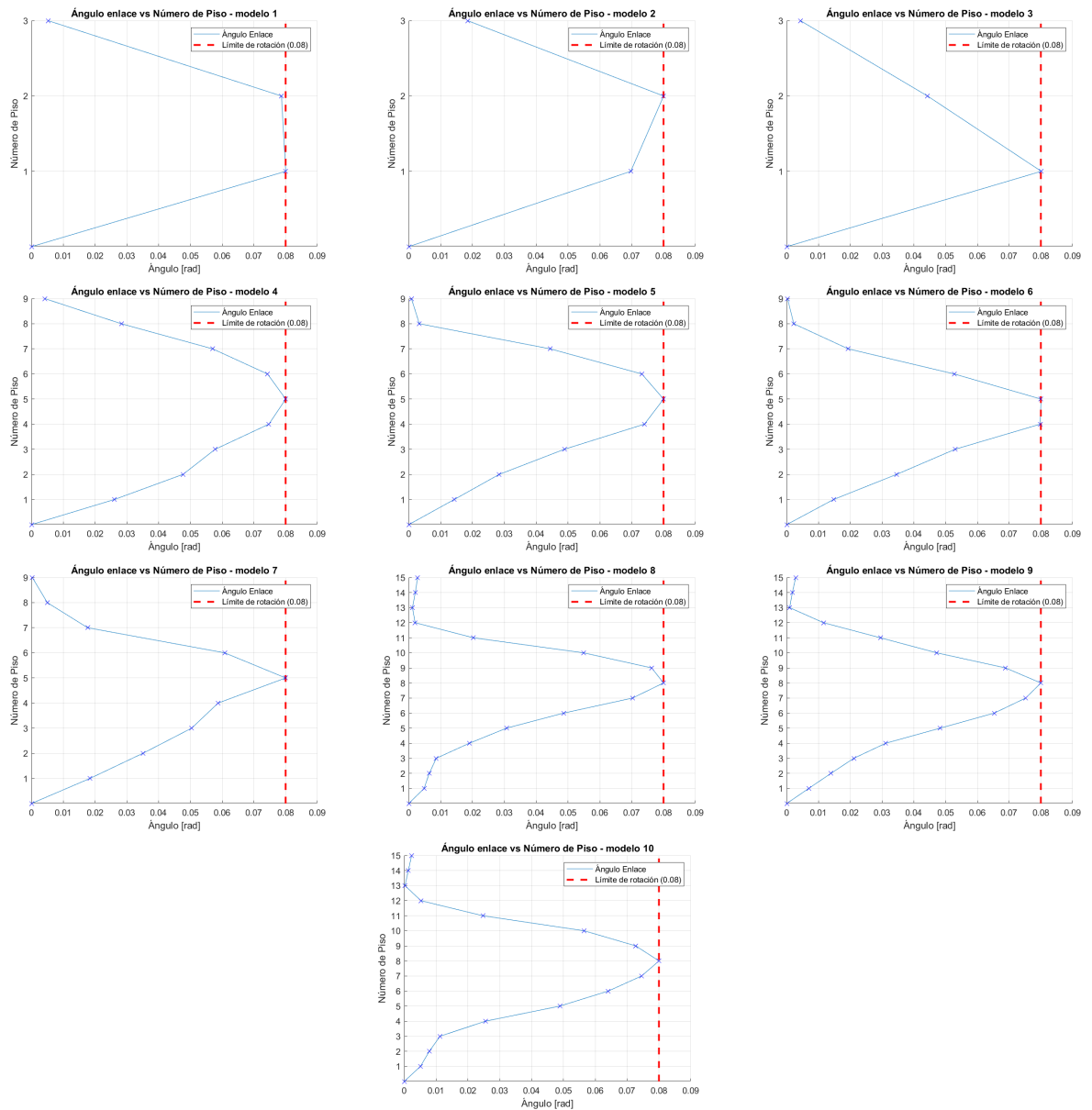
Grupo	Arquetipo	Nivel	δ [mm]	Δ [mm]	Δ/h [-]	ζ Cumple ?	Grupo	Arquetipo	Nivel	δ [mm]	Δ [mm]	Δ/h [-]	ζ Cumple ?
G8	A15_Z3D	1	2,19	2,19	0,0005	Cumple		A15_Z3A	1	2,17	2,17	0,0005	Cumple
		2	5,39	3,20	0,0008	Cumple			2	5,29	3,12	0,0008	Cumple
		3	8,91	3,52	0,0009	Cumple			3	8,68	3,39	0,0008	Cumple
		4	12,93	4,02	0,0010	Cumple			4	12,56	3,88	0,0010	Cumple
		5	17,21	4,28	0,0011	Cumple			5	16,79	4,23	0,0011	Cumple
		6	21,75	4,54	0,0011	Cumple			6	21,41	4,62	0,0012	Cumple
		7	26,94	5,19	0,0013	Cumple			7	26,83	5,42	0,0014	Cumple
		8	32,37	5,43	0,0014	Cumple			8	32,62	5,79	0,0014	Cumple
		9	38,04	5,67	0,0014	Cumple			9	38,75	6,13	0,0015	Cumple
		10	44,21	6,17	0,0015	Cumple			10	45,41	6,66	0,0017	Cumple
		11	50,77	6,56	0,0016	Cumple			11	52,35	6,94	0,0017	Cumple
		12	57,66	6,89	0,0017	Cumple			12	59,48	7,13	0,0018	Cumple
		13	64,77	7,11	0,0018	Cumple			13	66,71	7,23	0,0018	Cumple
		14	73,03	8,26	0,0021	Cumple			14	74,01	7,30	0,0018	Cumple
		15	79,09	6,06	0,0015	Cumple			15	81,10	7,09	0,0018	Cumple
	A15_Z3C	1	2,19	2,19	0,0005	Cumple	G9	A15_Z2D	1	1,90	1,90	0,0005	Cumple
		2	5,34	3,15	0,0008	Cumple			2	4,66	2,76	0,0007	Cumple
		3	8,74	3,40	0,0009	Cumple			3	7,72	3,06	0,0008	Cumple
		4	12,56	3,82	0,0010	Cumple			4	11,06	3,34	0,0008	Cumple
		5	16,56	4,00	0,0010	Cumple			5	14,59	3,53	0,0009	Cumple
		6	20,75	4,19	0,0010	Cumple			6	18,30	3,71	0,0009	Cumple
		7	25,53	4,78	0,0012	Cumple			7	22,28	3,98	0,0010	Cumple
		8	30,50	4,97	0,0012	Cumple			8	26,46	4,18	0,0010	Cumple
		9	35,70	5,20	0,0013	Cumple			9	30,81	4,35	0,0011	Cumple
		10	41,35	5,65	0,0014	Cumple			10	35,39	4,58	0,0011	Cumple
		11	47,39	6,04	0,0015	Cumple			11	40,41	5,02	0,0013	Cumple
		12	53,79	6,40	0,0016	Cumple			12	45,8	5,39	0,0013	Cumple
		13	60,44	6,65	0,0017	Cumple			13	51,54	5,74	0,0014	Cumple
		14	67,3	6,86	0,0017	Cumple			14	57,5	5,96	0,0015	Cumple
		15	73,99	6,69	0,0017	Cumple			15	63,24	5,74	0,0014	Cumple
	A15_Z3B	1	2,17	2,17	0,0005	Cumple		A15_Z2C	1	1,90	1,90	0,0005	Cumple
		2	5,14	2,97	0,0007	Cumple			2	4,64	2,74	0,0007	Cumple
		3	8,16	3,02	0,0008	Cumple			3	7,64	3,00	0,0008	Cumple
		4	11,37	3,21	0,0008	Cumple			4	10,89	3,25	0,0008	Cumple
		5	14,53	3,16	0,0008	Cumple			5	14,31	3,42	0,0009	Cumple
		6	17,67	3,14	0,0008	Cumple			6	17,90	3,59	0,0009	Cumple
		7	21,17	3,50	0,0009	Cumple			7	21,77	3,87	0,0010	Cumple
		8	24,73	3,56	0,0009	Cumple			8	25,85	4,08	0,0010	Cumple
		9	28,41	3,68	0,0009	Cumple			9	30,13	4,28	0,0011	Cumple
		10	32,42	4,01	0,0010	Cumple			10	34,62	4,49	0,0011	Cumple
		11	36,82	4,40	0,0011	Cumple			11	39,53	4,91	0,0012	Cumple
		12	41,66	4,84	0,0012	Cumple			12	44,79	5,26	0,0013	Cumple
		13	46,91	5,25	0,0013	Cumple			13	50,39	5,60	0,0014	Cumple
		14	52,51	5,60	0,0014	Cumple			14	56,21	5,82	0,0015	Cumple
		15	58,10	5,59	0,0014	Cumple			15	61,83	5,62	0,0014	Cumple

Grupo	Arquetipo	Nivel	δ [mm]	Δ [mm]	Δ/h [-]	\geq Cumple ?	Grupo	Arquetipo	Nivel	δ [mm]	Δ [mm]	Δ/h [-]	\geq Cumple ?		
G9	A15_Z2B	1	1,90	1,90	0,0005	Cumple		A15_Z1C	1	1,57	1,57	0,0004	Cumple		
		2	4,48	2,58	0,0006	Cumple			2	3,79	2,22	0,0006	Cumple		
		3	7,13	2,65	0,0007	Cumple			3	6,11	2,32	0,0006	Cumple		
		4	9,84	2,71	0,0007	Cumple			4	8,52	2,41	0,0006	Cumple		
		5	12,52	2,68	0,0007	Cumple			5	11,07	2,55	0,0006	Cumple		
		6	15,22	2,70	0,0007	Cumple			6	13,69	2,62	0,0007	Cumple		
		7	18,06	2,84	0,0007	Cumple			7	16,53	2,84	0,0007	Cumple		
		8	20,99	2,93	0,0007	Cumple			8	19,50	2,97	0,0007	Cumple		
		9	24,05	3,06	0,0008	Cumple			9	22,61	3,11	0,0008	Cumple		
		10	27,3	3,25	0,0008	Cumple			10	26,01	3,40	0,0009	Cumple		
		11	30,91	3,61	0,0009	Cumple			11	29,67	3,66	0,0009	Cumple		
		12	34,92	4,01	0,0010	Cumple			12	33,59	3,92	0,0010	Cumple		
		13	39,36	4,44	0,0011	Cumple			13	37,73	4,14	0,0010	Cumple		
		14	44,14	4,78	0,0012	Cumple			14	41,93	4,20	0,0011	Cumple		
		15	48,84	4,70	0,0012	Cumple			15	46	4,07	0,0010	Cumple		
		A15_Z2A	1	1,90	1,90	0,0005		Cumple		A15_Z1B	1	1,56	1,56	0,0004	Cumple
			2	4,64	2,74	0,0007		Cumple			2	3,67	2,11	0,0005	Cumple
			3	7,69	3,05	0,0008		Cumple			3	5,74	2,07	0,0005	Cumple
			4	11,10	3,41	0,0009		Cumple			4	7,77	2,03	0,0005	Cumple
			5	14,86	3,76	0,0009		Cumple			5	9,80	2,03	0,0005	Cumple
			6	18,99	4,13	0,0010		Cumple			6	11,78	1,98	0,0005	Cumple
			7	23,60	4,61	0,0012		Cumple			7	13,89	2,11	0,0005	Cumple
			8	28,61	5,01	0,0013		Cumple			8	16,06	2,17	0,0005	Cumple
			9	33,89	5,28	0,0013		Cumple			9	18,33	2,27	0,0006	Cumple
			10	39,37	5,48	0,0014		Cumple			10	20,83	2,50	0,0006	Cumple
			11	45,24	5,87	0,0015		Cumple			11	23,59	2,76	0,0007	Cumple
			12	51,33	6,09	0,0015		Cumple			12	26,64	3,05	0,0008	Cumple
			13	57,64	6,31	0,0016		Cumple			13	29,97	3,33	0,0008	Cumple
			14	64,04	6,40	0,0016		Cumple			14	33,48	3,51	0,0009	Cumple
			15	70,16	6,12	0,0015		Cumple			15	36,92	3,44	0,0009	Cumple
G10	A15_Z1D	1	1,56	1,56	0,0004	Cumple		A15_Z1A	1	1,56	1,56	0,0004	Cumple		
		2	3,79	2,23	0,0006	Cumple			2	3,80	2,24	0,0006	Cumple		
		3	6,10	2,31	0,0006	Cumple			3	6,17	2,37	0,0006	Cumple		
		4	8,50	2,40	0,0006	Cumple			4	8,76	2,59	0,0006	Cumple		
		5	11,01	2,51	0,0006	Cumple			5	11,66	2,90	0,0007	Cumple		
		6	13,54	2,53	0,0006	Cumple			6	14,81	3,15	0,0008	Cumple		
		7	16,22	2,68	0,0007	Cumple			7	18,36	3,55	0,0009	Cumple		
		8	18,98	2,76	0,0007	Cumple			8	22,18	3,82	0,0010	Cumple		
		9	21,84	2,86	0,0007	Cumple			9	26,21	4,03	0,0010	Cumple		
		10	24,99	3,15	0,0008	Cumple			10	30,55	4,34	0,0011	Cumple		
		11	28,43	3,44	0,0009	Cumple			11	35,11	4,56	0,0011	Cumple		
		12	32,19	3,76	0,0009	Cumple			12	39,79	4,68	0,0012	Cumple		
		13	36,19	4,00	0,0010	Cumple			13	44,57	4,78	0,0012	Cumple		
		14	40,3	4,11	0,0010	Cumple			14	49,32	4,75	0,0012	Cumple		
		15	44,27	3,97	0,0010	Cumple			15	53,87	4,55	0,0011	Cumple		

Anexo B. Resultados análisis estático no lineal

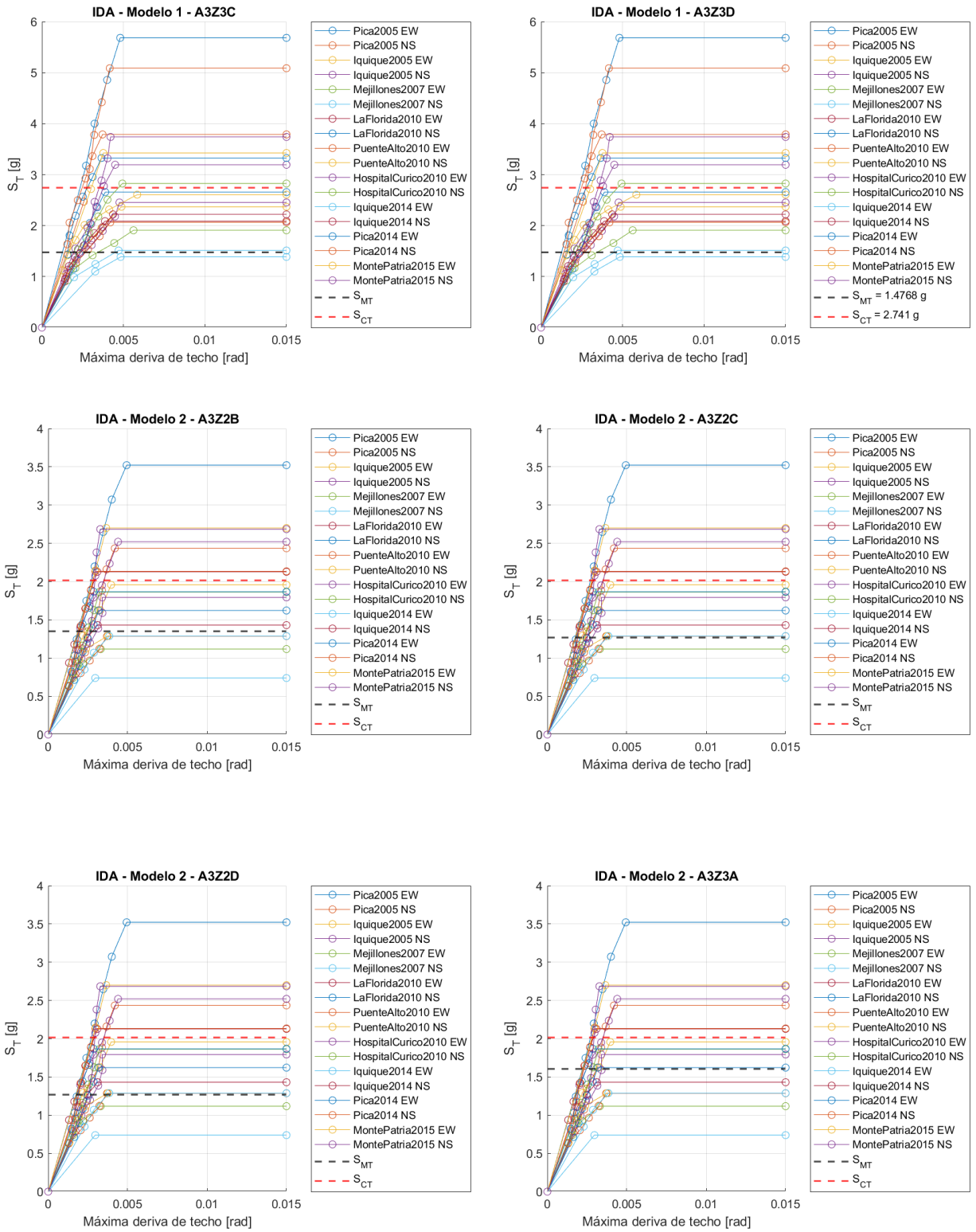
B.1. Rotaciones del enlace

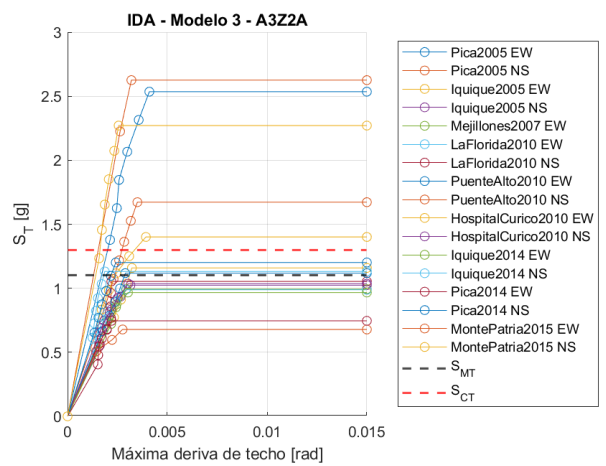
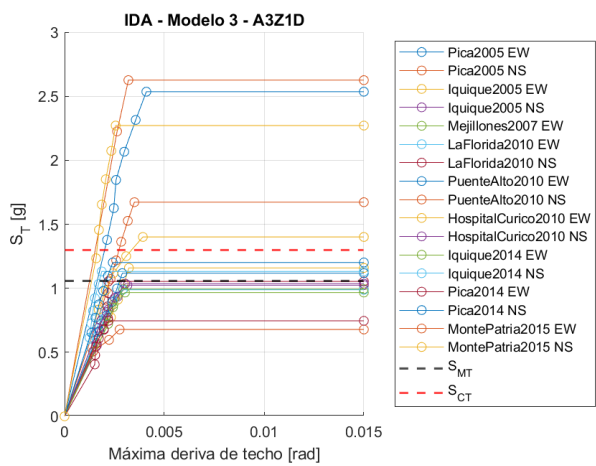
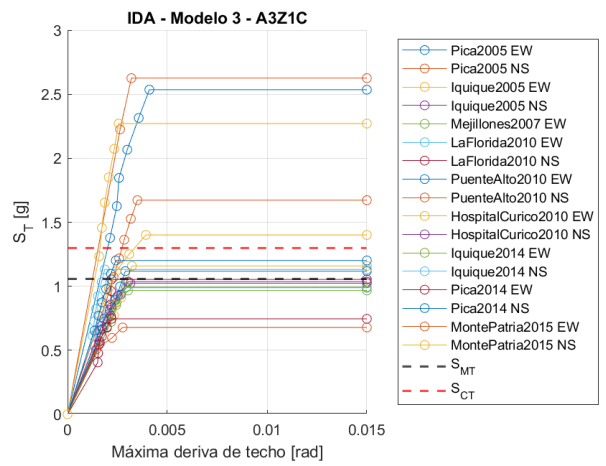
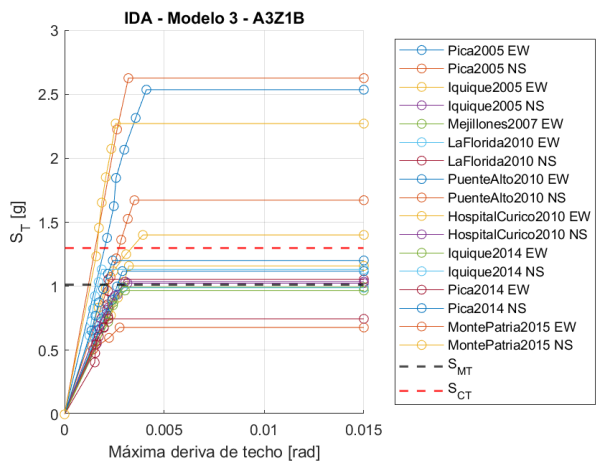
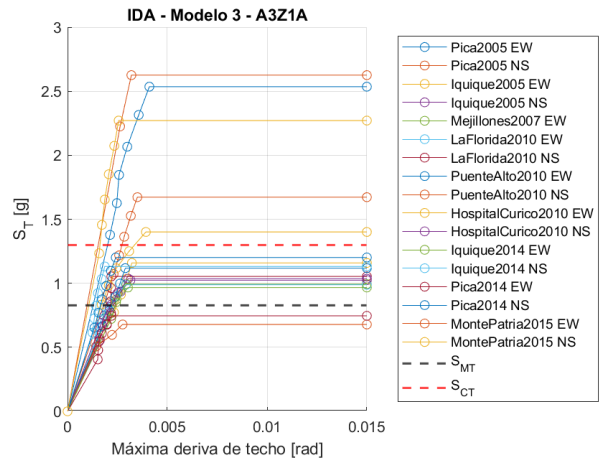
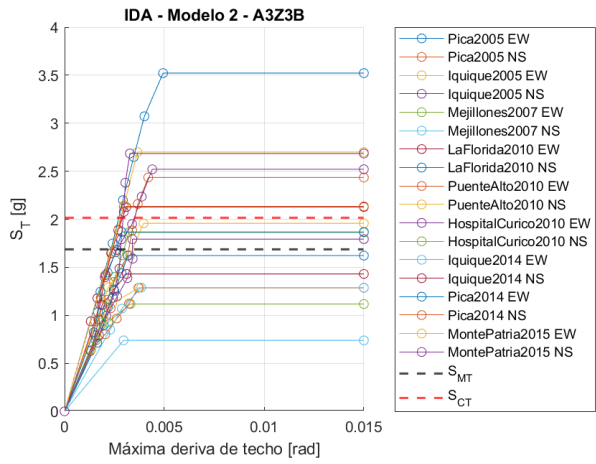
Figura B.1: Rotaciones del enlace en función del número de pisos

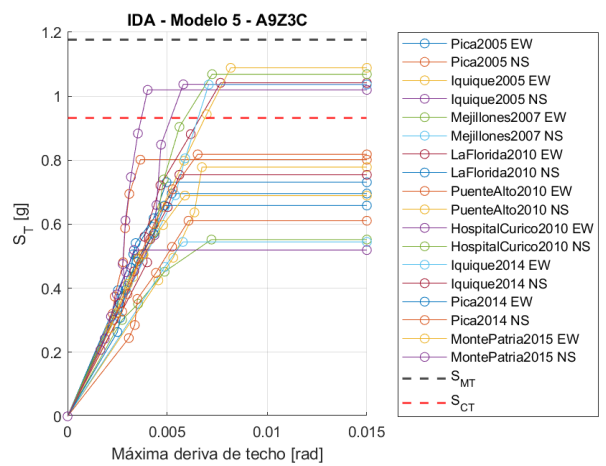
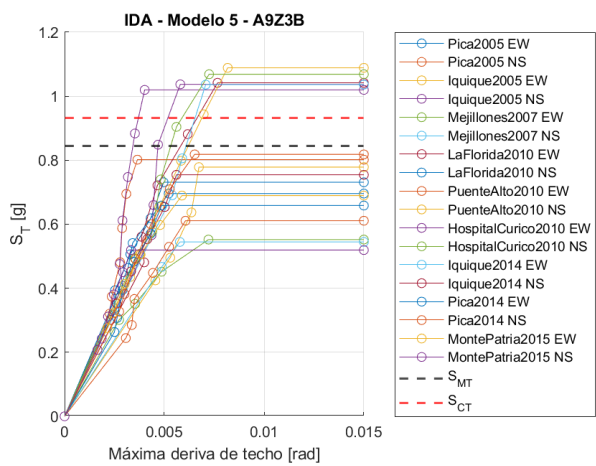
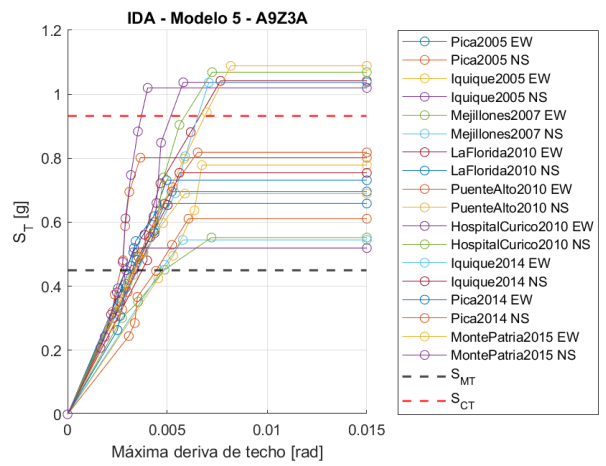
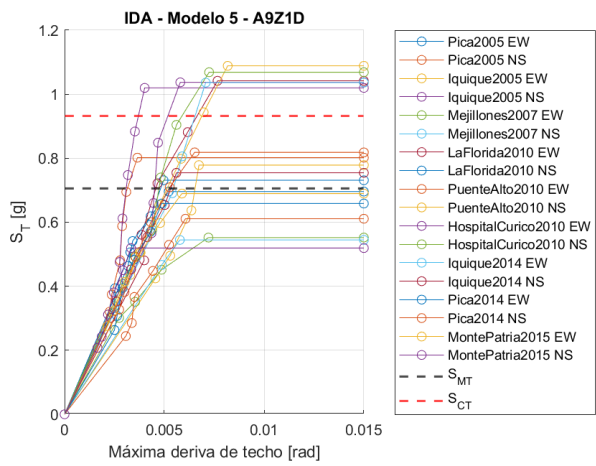
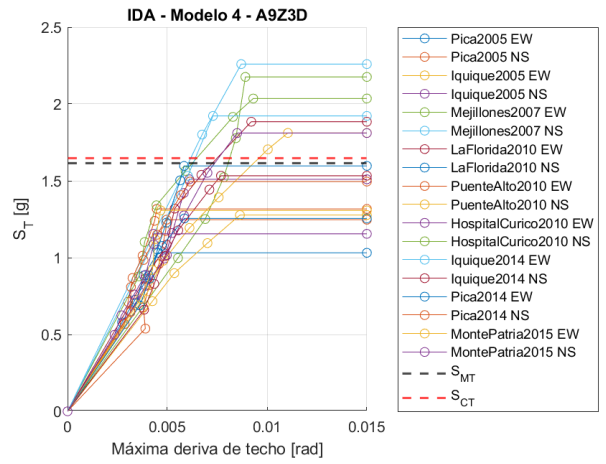
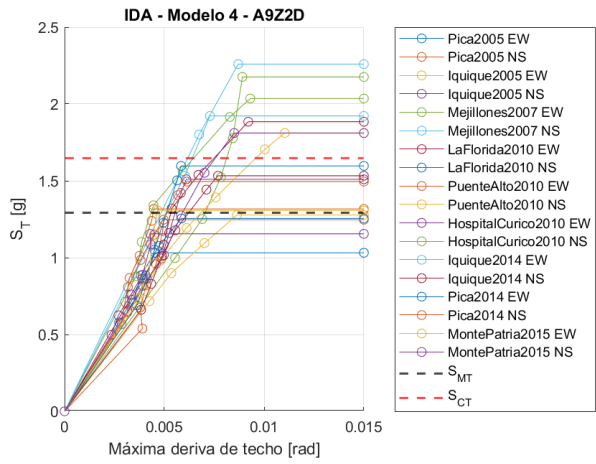


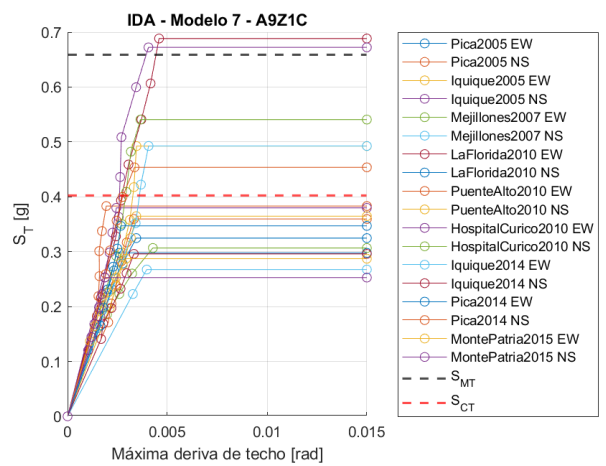
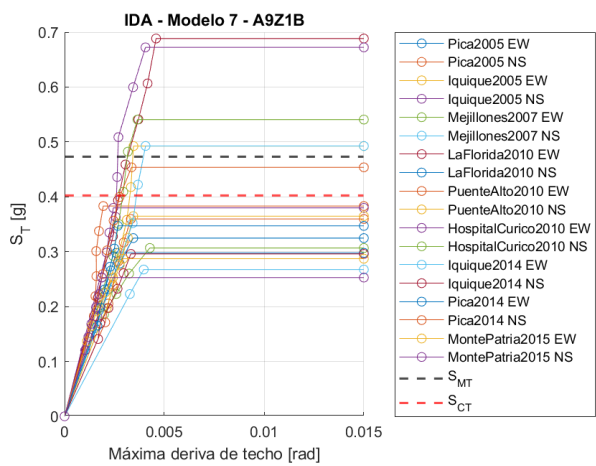
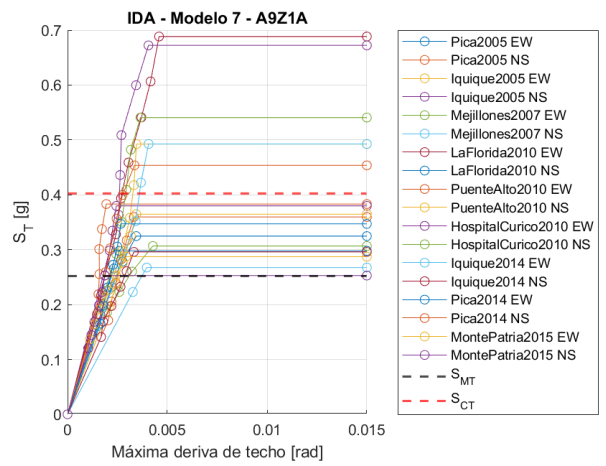
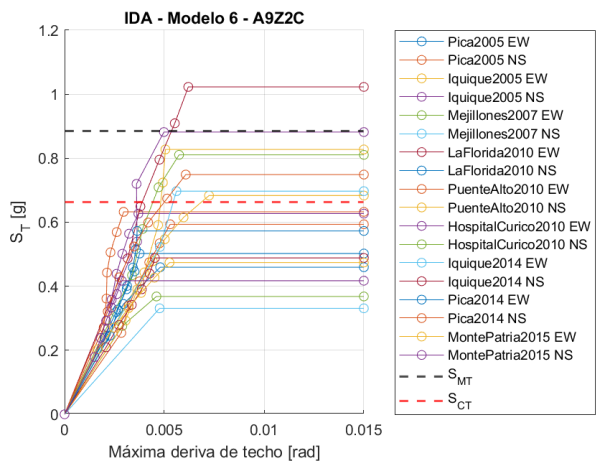
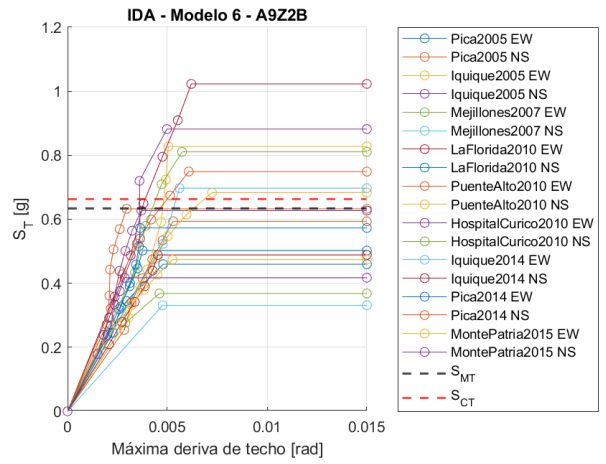
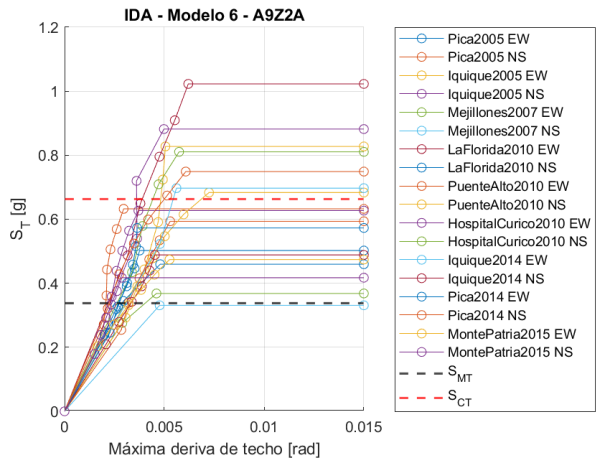
Anexo C. Resultados análisis dinámico no lineal

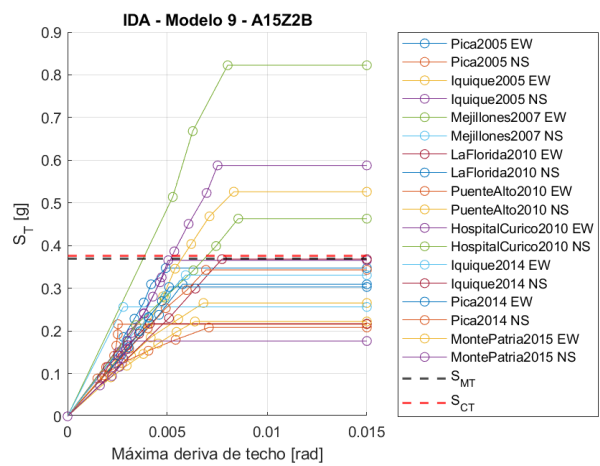
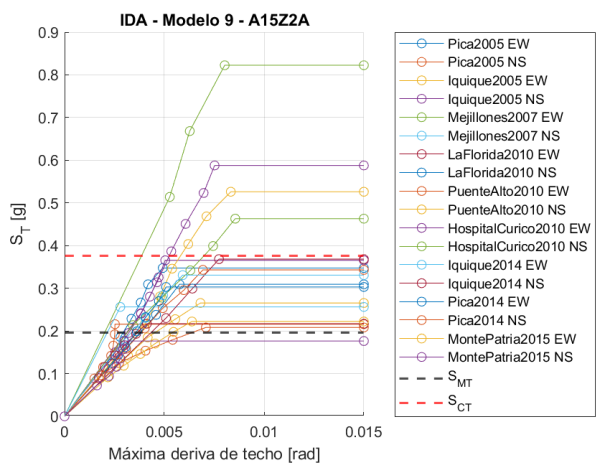
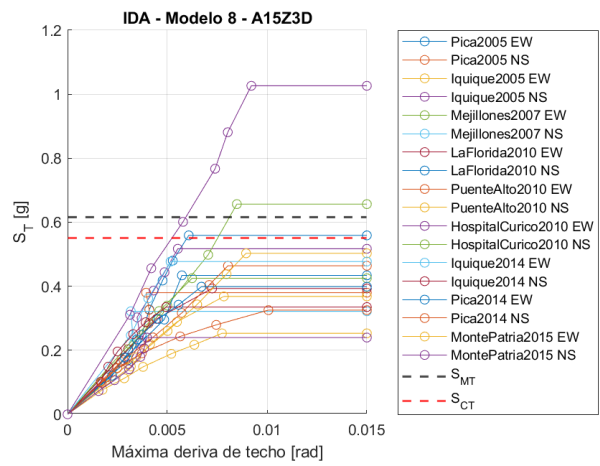
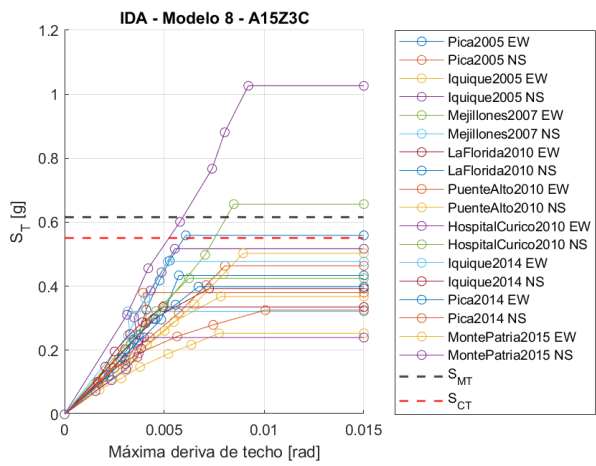
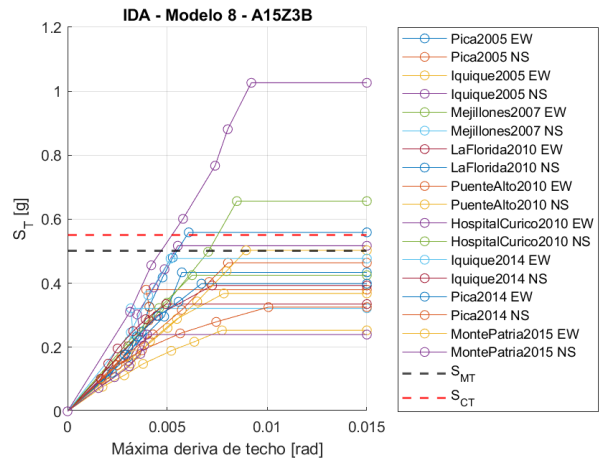
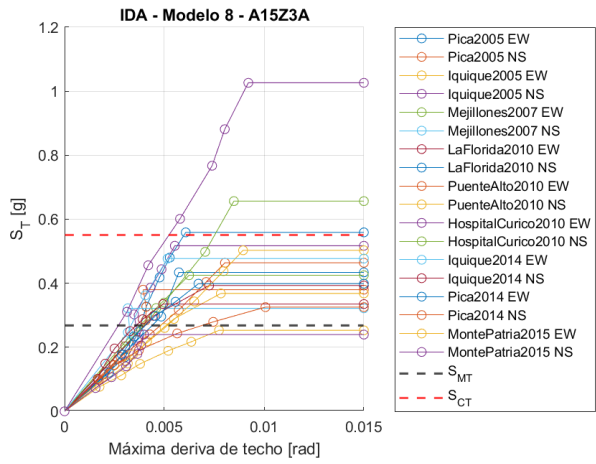
C.1. Gráficos IDA obtenidos

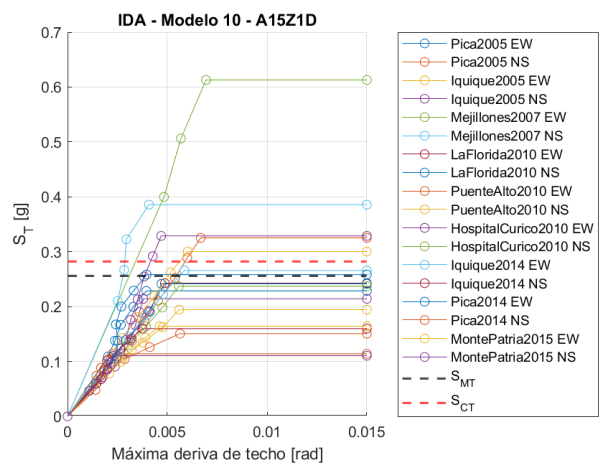
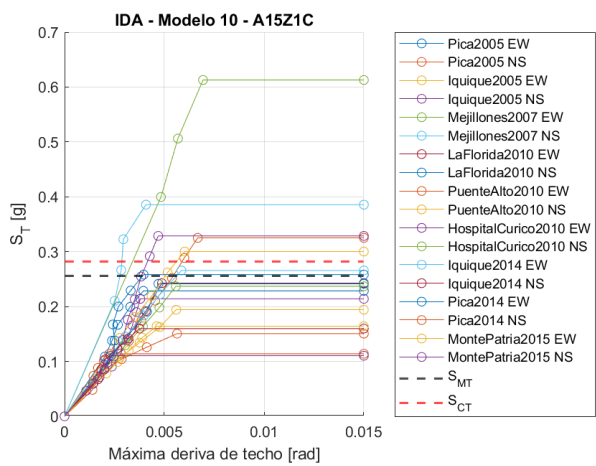
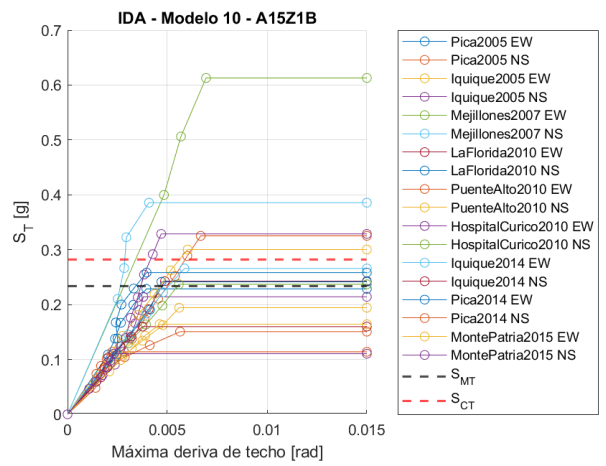
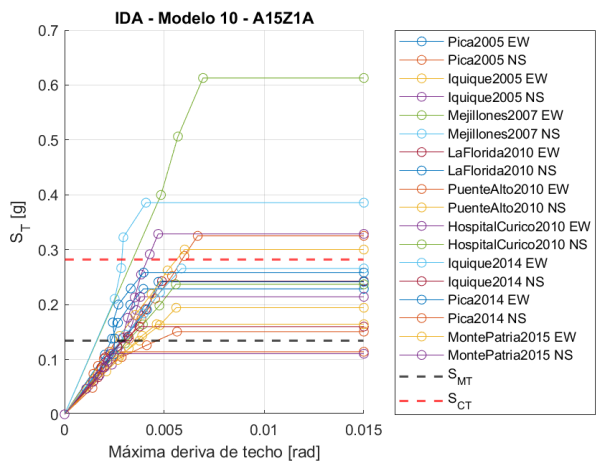
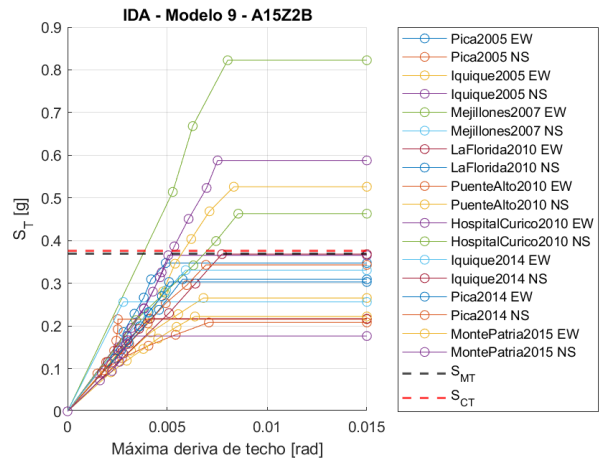
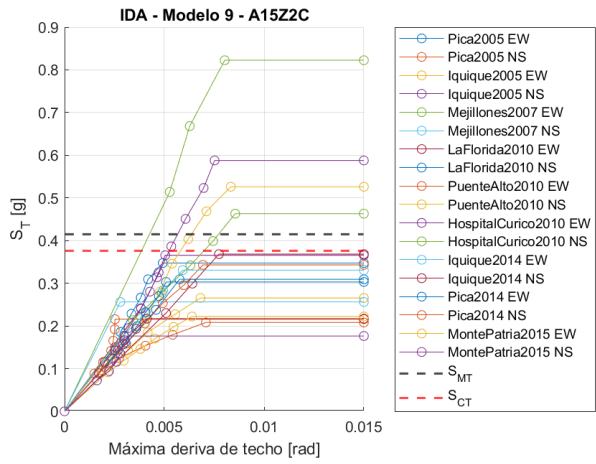












C.2. Gráficos Elementos

C.2.1. Enlaces gráficos rotación vs corte

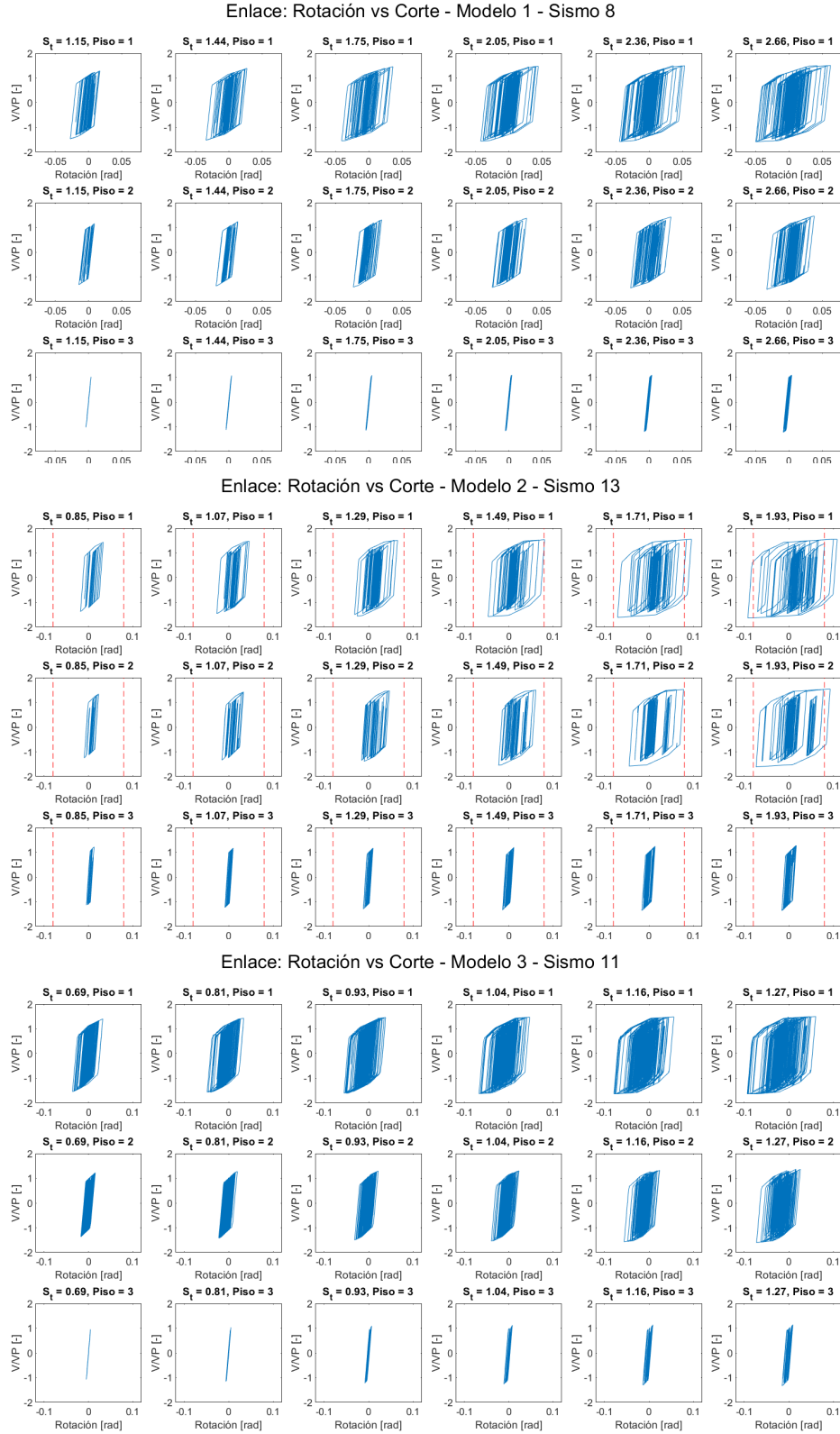


Figura C.1: Corte - Rotación Enlace Modelo 1, 2 y 3 (Fuente: Elaboración propia)

Enlace: Rotación vs Corte - Modelo 4 - Sismo 5

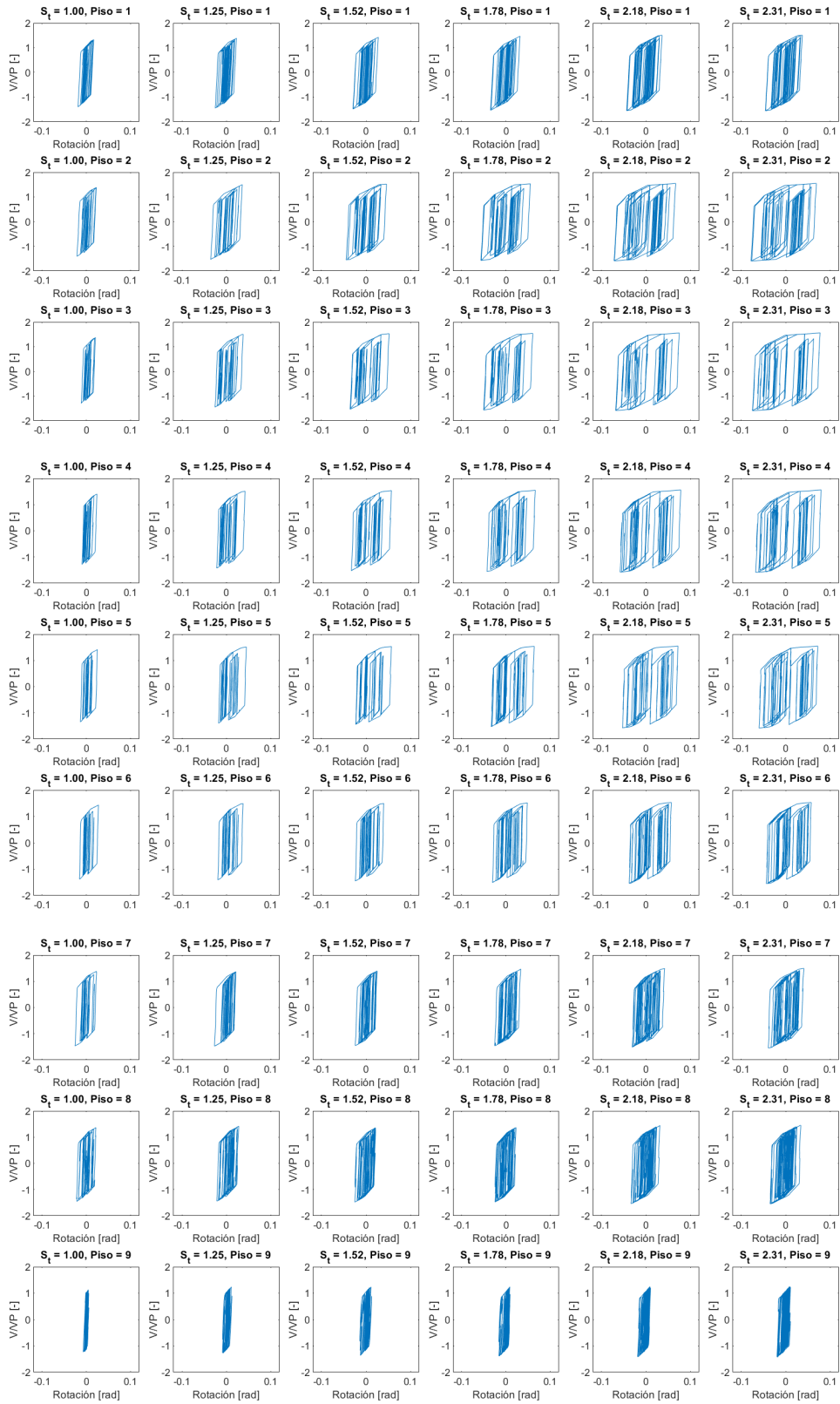


Figura C.2: Corte - Rotación Enlace Modelo 4 (Fuente: Elaboración propia)

Enlace: Rotación vs Corte - Modelo 5 - Sismo 3

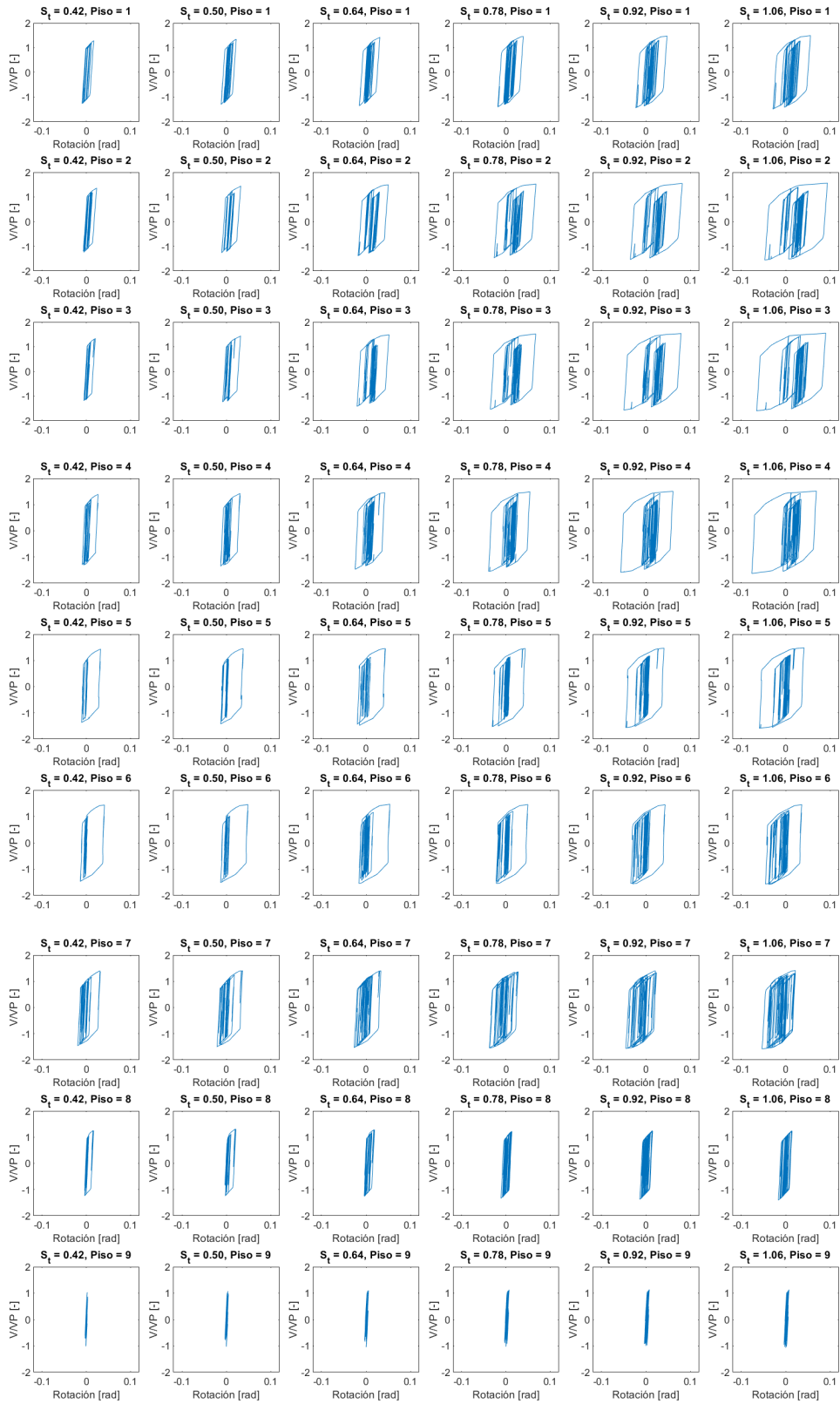


Figura C.3: Corte - Rotación Enlace Modelo 5 (Fuente: Elaboración propia)

Enlace: Rotación vs Corte - Modelo 6 - Sismo 3

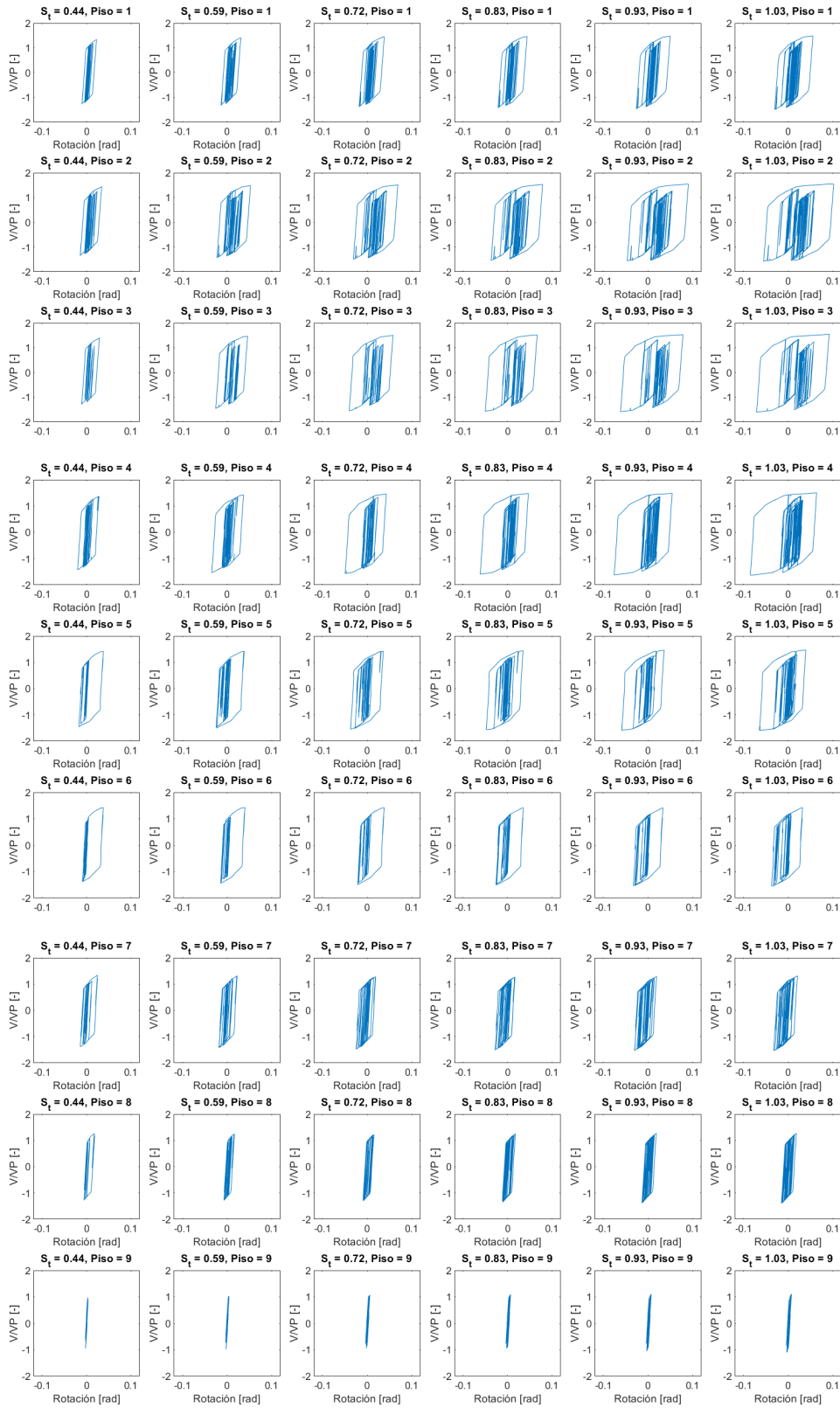


Figura C.4: Corte - Rotación Enlace Modelo 6 (Fuente: Elaboración propia)

Enlace: Rotación vs Corte - Modelo 7 - Sismo 1

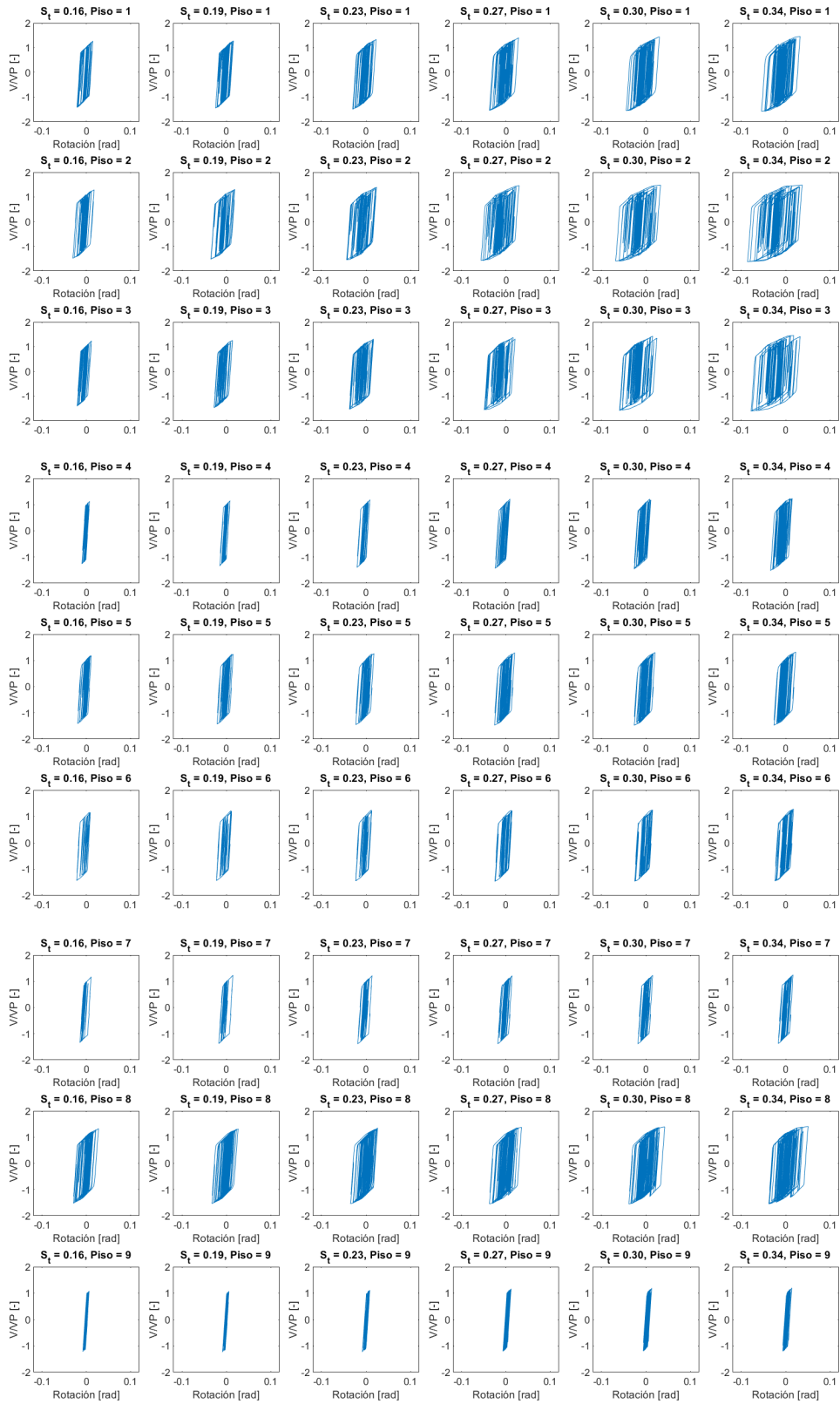


Figura C.5: Corte - Rotación Enlace Modelo 7 (Fuente: Elaboración propia)

Enlace: Rotación vs Corte - Modelo 8 - Sismo 9

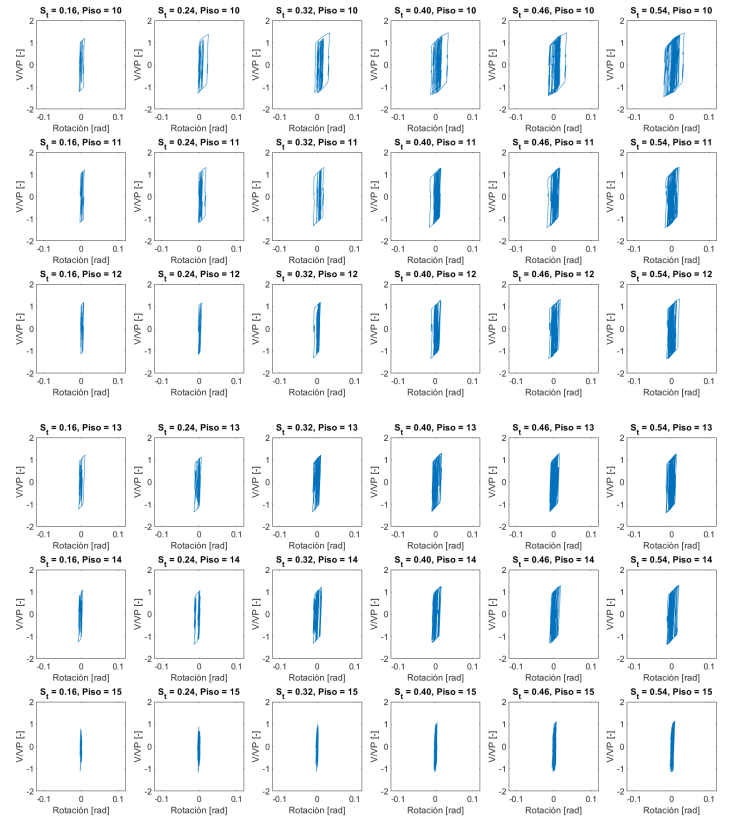
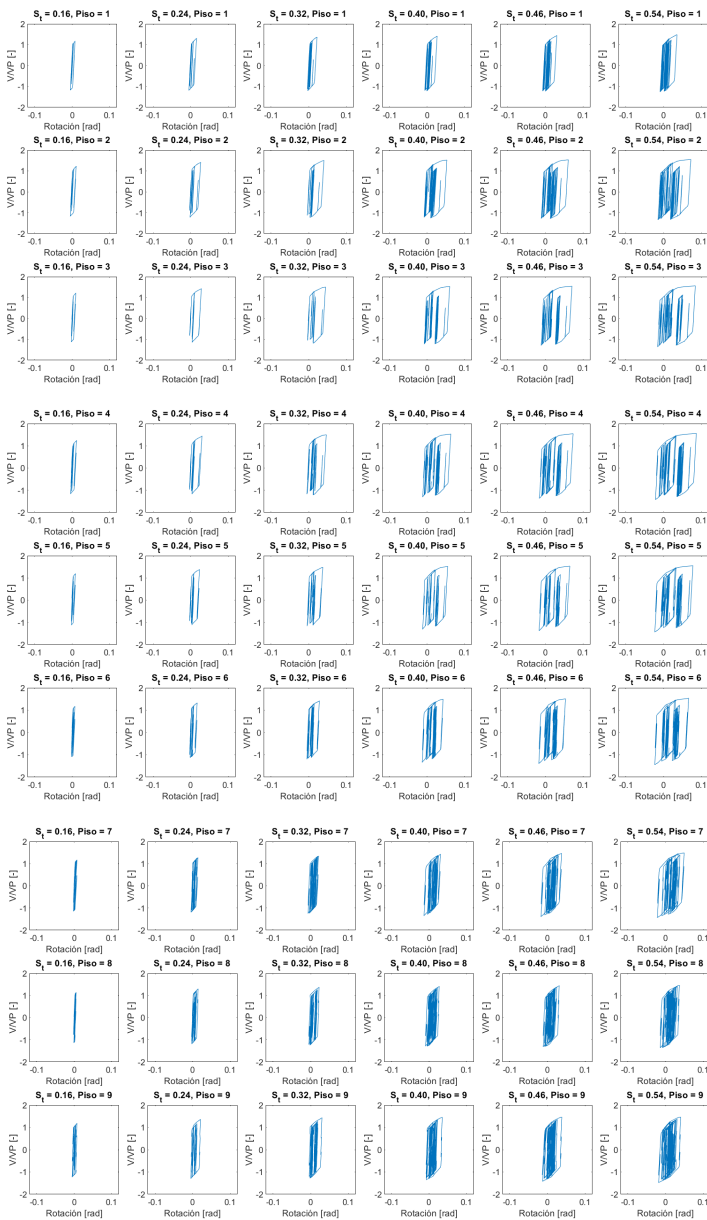


Figura C.6: Corte - Rotación Enlace Modelo 8 (Fuente: Elaboración propia)

Enlace: Rotación vs Corte - Modelo 9 - Sismo 9

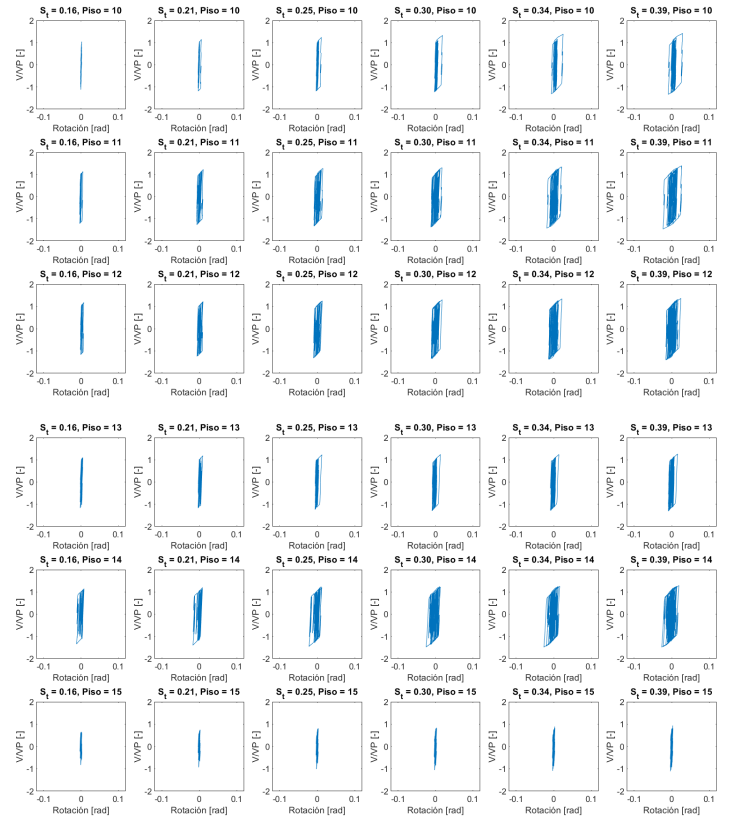


Figura C.7: Corte - Rotación Enlace Modelo 9 (Fuente: Elaboración propia)

Enlace: Rotación vs Corte - Modelo 10 - Sismo 1

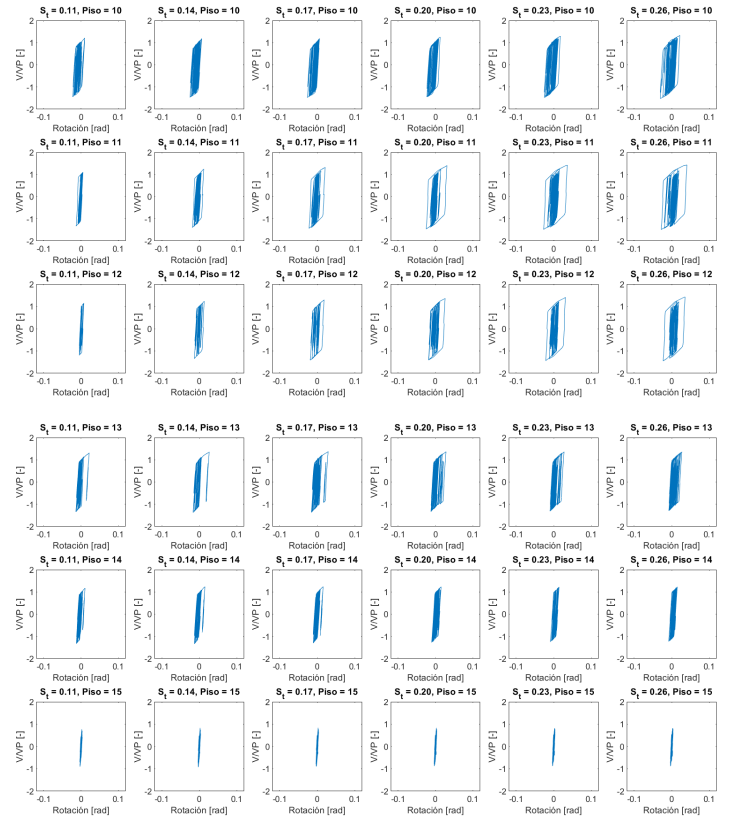
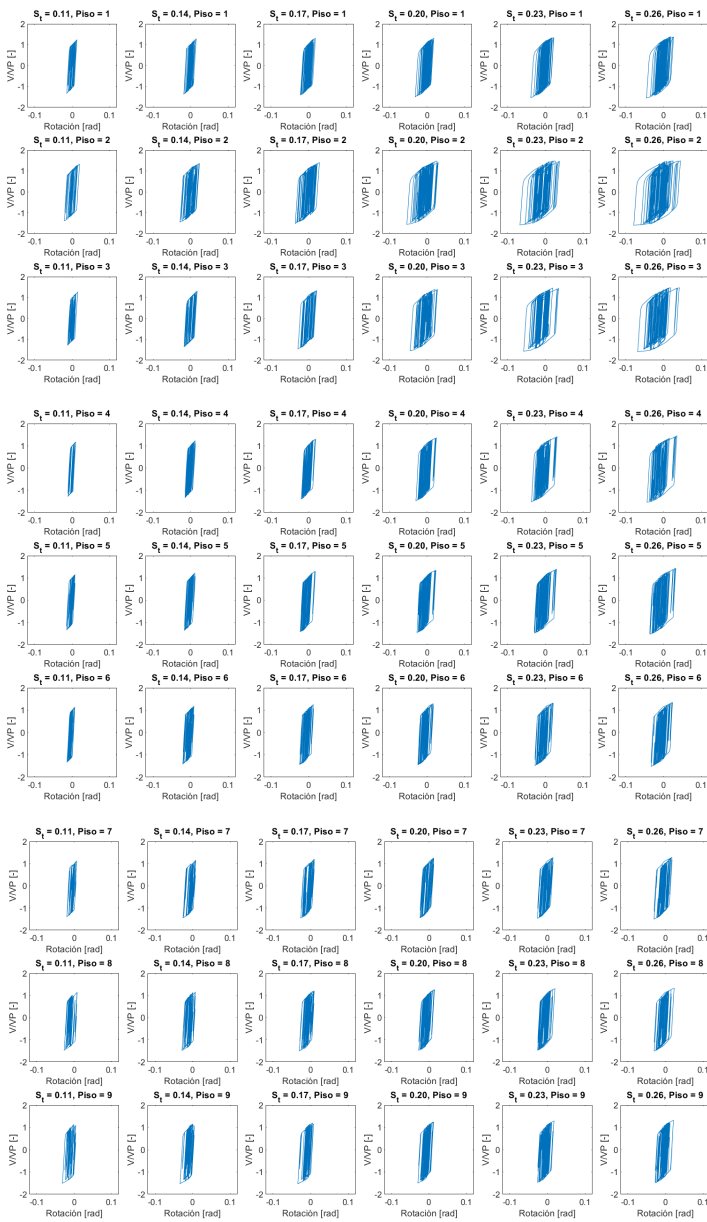
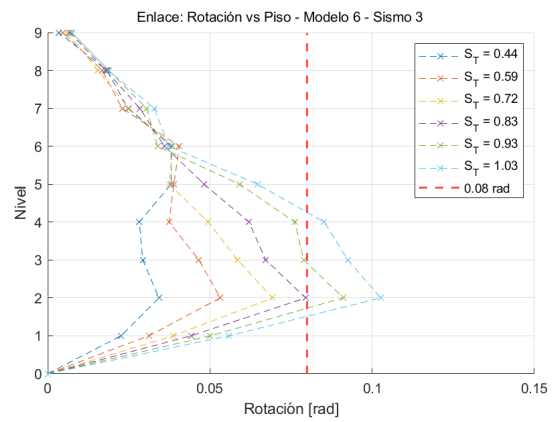
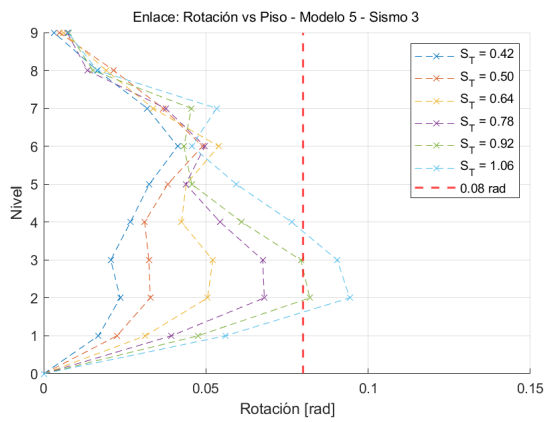
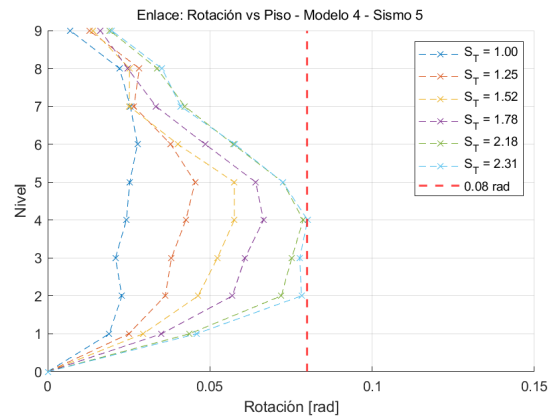
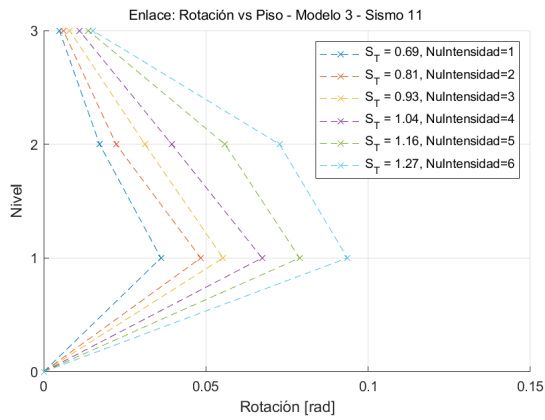
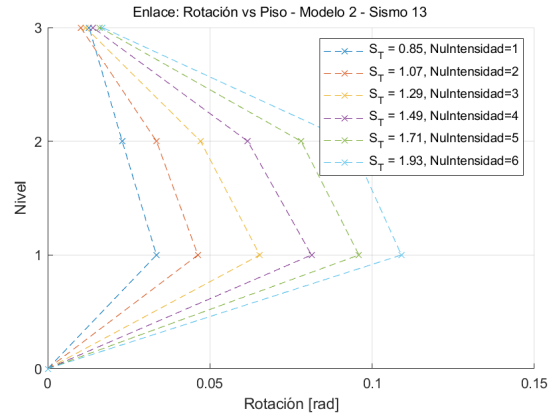
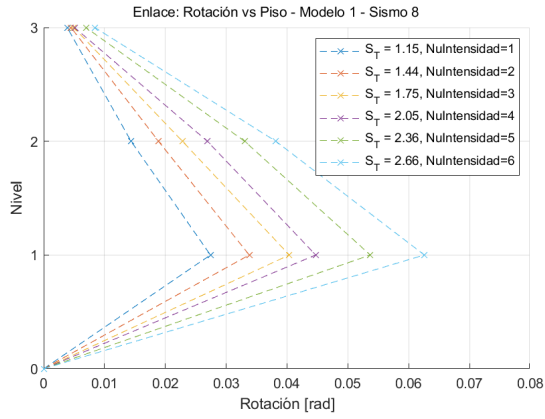


Figura C.8: Corte - Rotación Enlace Modelo 10 (Fuente: Elaboración propia)

C.2.2. Gráficos rotación vs piso - Enlaces



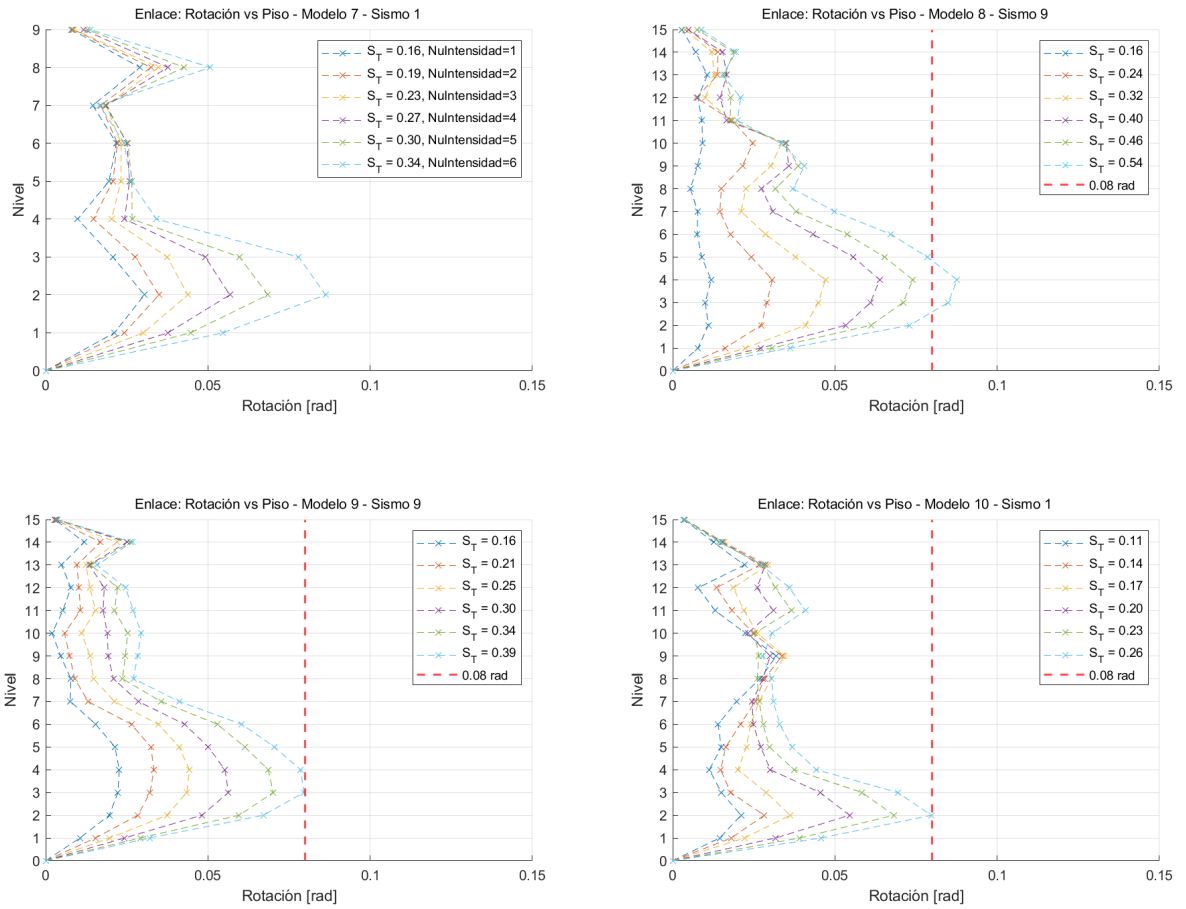
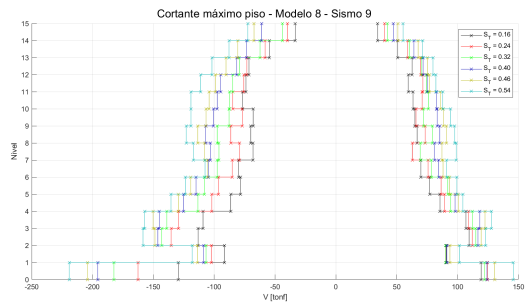
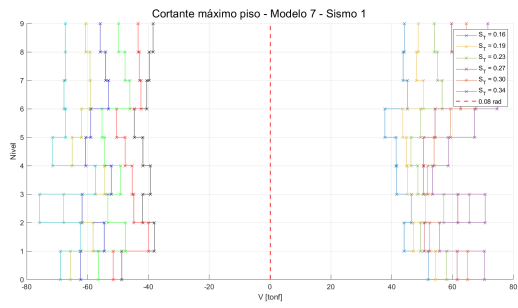
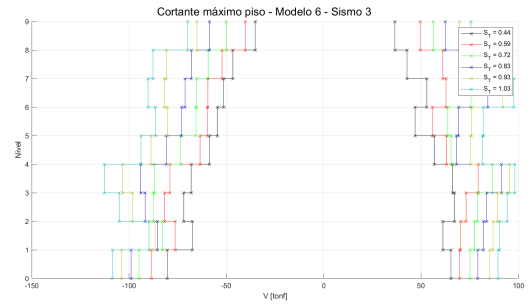
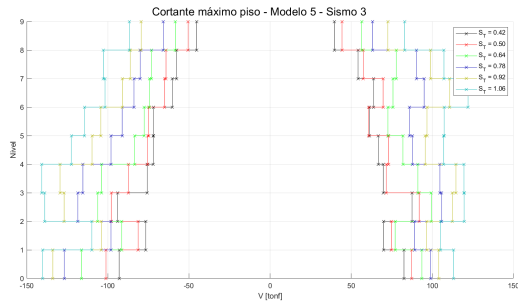
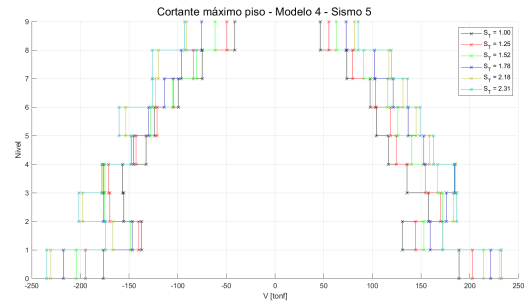
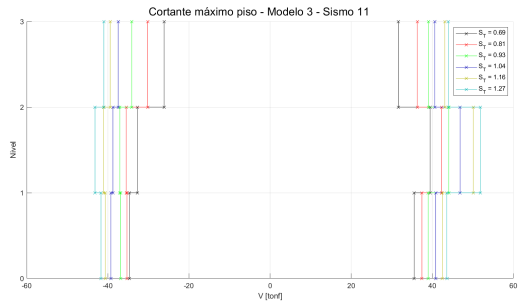
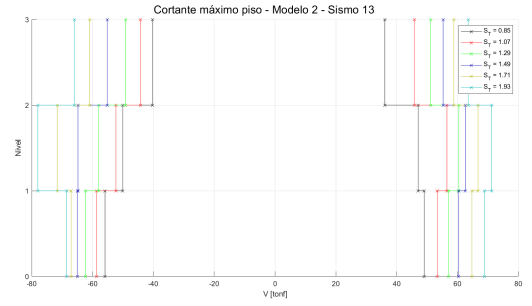
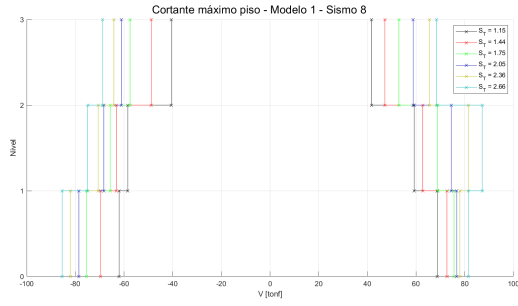


Figura C.9: Gráficos Rotación enlace vs número de piso de todos los modelos (Fuente: Elaboración propia)

C.2.3. Gráficos Cortante vs Piso



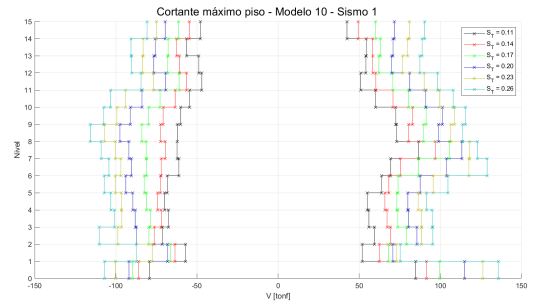
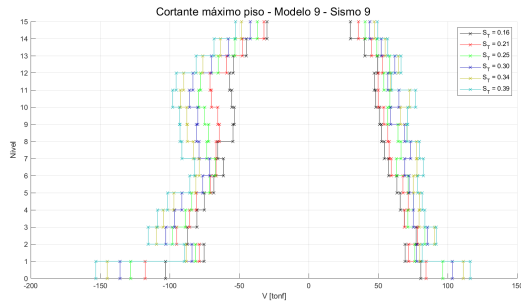
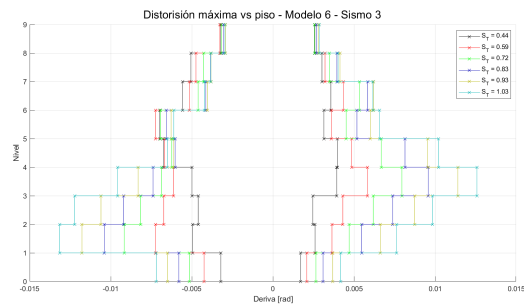
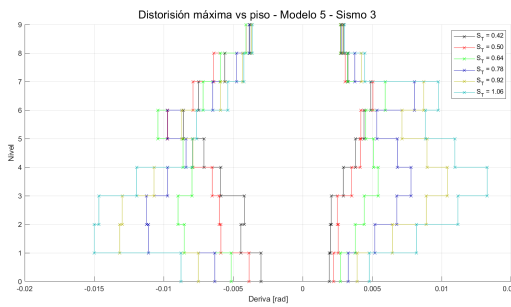
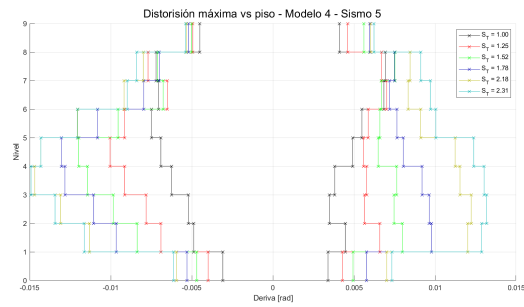
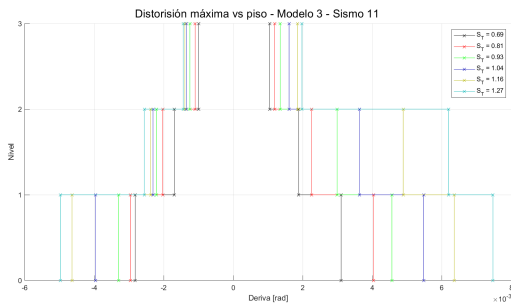
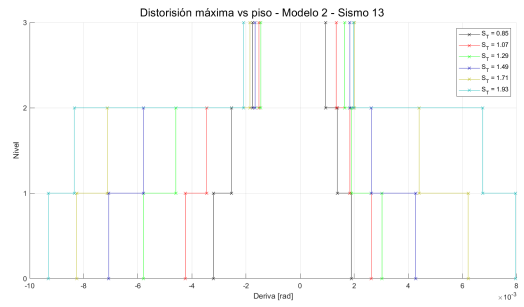
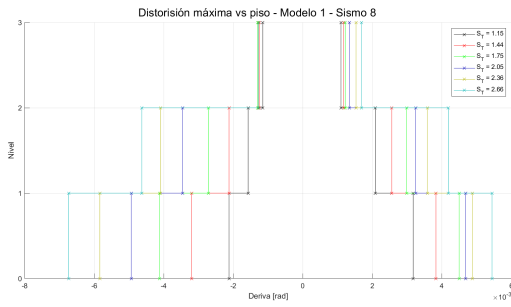


Figura C.10: Gráficos de cortante máximo vs número de piso de todos los modelos (Fuente: Elaboración propia)

C.2.4. Gráficos de Distorsión máxima vs piso



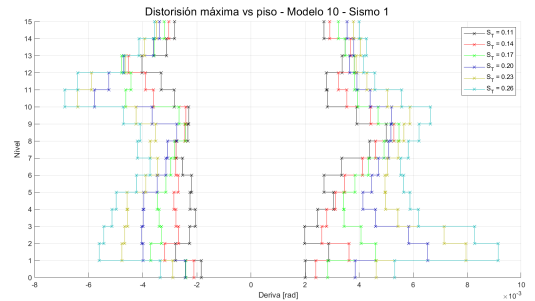
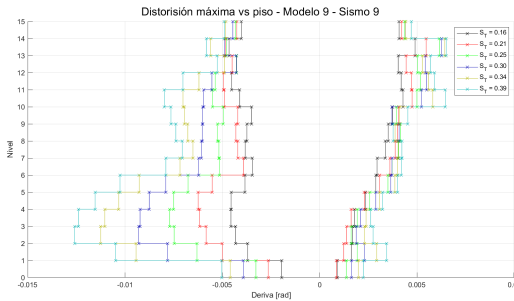
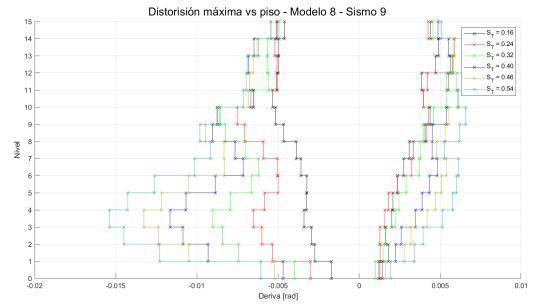
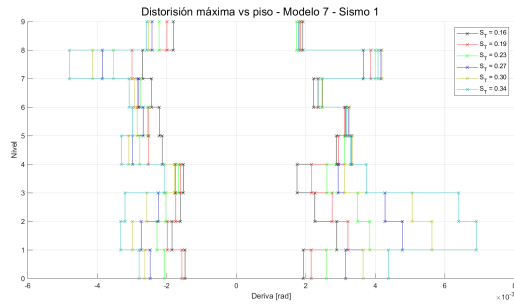
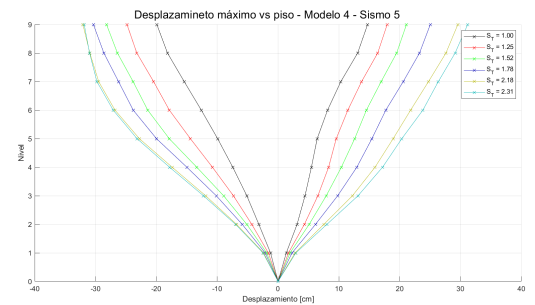
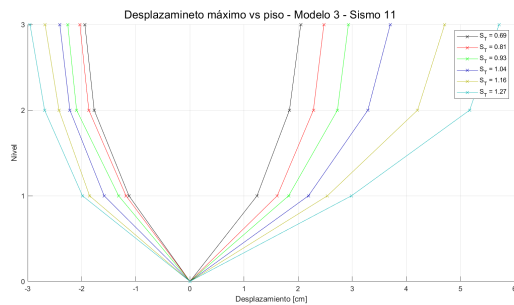
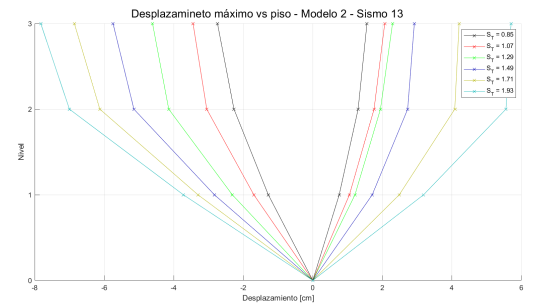
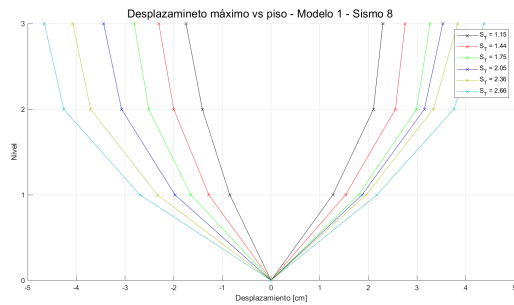


Figura C.11: Gráficos de deriva máxima vs número de piso de todos los modelos (Fuente: Elaboración propia)

C.2.5. Gráficos de Desplazamiento máximo vs piso



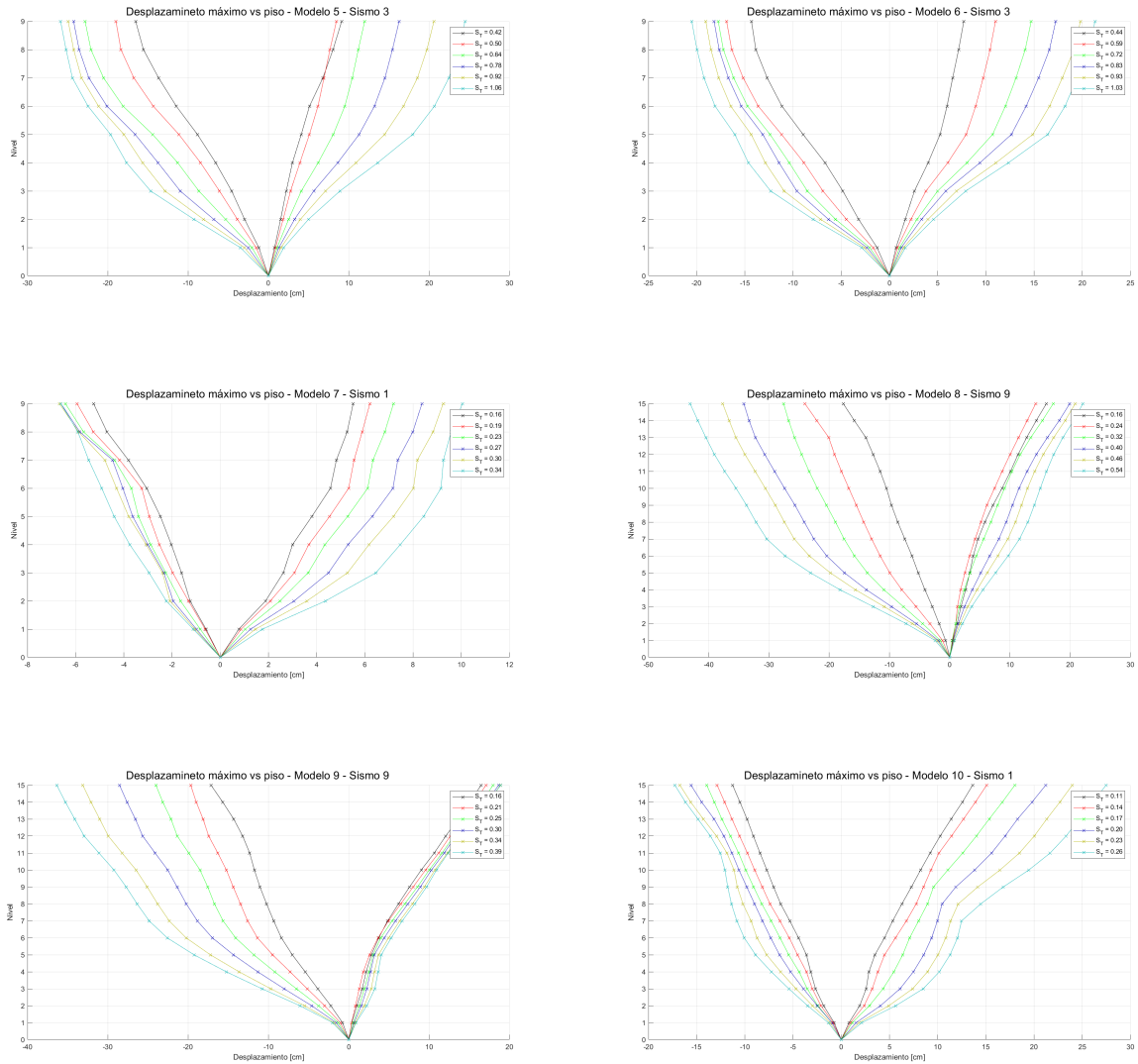


Figura C.12: Gráficos de desplazamiento máximo vs número de piso de todos los modelos (Fuente: Elaboración propia)

Anexo D. Código de Opensees de ejemplo (modelo 1)

D.1. Parámetros iniciales

```

1 wipe; # clear memory of all past model definitions
2 model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3; # Define the model builder, ndm=#dimension, ndf=#dofs
3 source LibUnits.tcl; # define units
4 source DisplayPlane.tcl; # procedure for displaying a plane in model
5 source DisplayModel2D.tcl; # procedure for displaying 2D perspective of model
6 source Wsection.tcl; # procedure to define fiber W section

```

D.2. Nodos

```

1 # 1) PARÁMETROS PARTICULARES -----
2 set NStory 3;      # número de pisos sobre el nivel del suelo
3 set NBay 1;       # número de vanos
4 set HBuilding 1200.0; # altura total del edificio
5 set H 400.0;     # altura de piso [cm]
6 set L 600.0;     # ancho de vano [cm]
7 set x 60.0;      # distancia entre los puntos de intersección de las líneas centrales
8                 # de las riostras con la línea central de la viga [cm]
9
10 # 2) DEFINICIÓN DE NODOS COLUMNAS-----
11 # NODOS - node | numeroDeNudo | coordX coordY;
12 for {set i 0} {$i <= 3} {incr i} {
13   set nodeID [expr 100 + $i]
14   set xCoord [expr 0.0 * $L]
15   set zCoord [expr 1.0 * $i * $H]
16   node $nodeID $xCoord $zCoord
17 }
18 for {set i 0} {$i <= 3} {incr i} {
19   set nodeID [expr 200 + $i]
20   set xCoord [expr 1.0 * $L]
21   set zCoord [expr 1.0 * $i * $H]
22   node $nodeID $xCoord $zCoord
23 }
24
25 # 3) DEFINICIÓN DE NODOS COLUMNA GRAVITACIONAL-----
26 for {set i 0} {$i <= 3} {incr i} {
27   set nodeID [expr 300 + $i]
28   set xCoord [expr 1.0 * $L + 100.0]
29   set zCoord [expr 1.0 * $i * $H]
30   node $nodeID $xCoord $zCoord
31 }
32
33 # 4) DEFINICIÓN DE NODOS VIGA DEL ENLACE-----
34 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
35   set nodeID1 [expr 1000 + $i]
36   set nodeID2 [expr 2000 + $i]
37   set nodeID3 [expr 3000 + $i]
38   set nodeID4 [expr 4000 + $i]
39
40   set xCoord1 [expr 0.0 * $L]
41   set xCoord2 [expr 0.5 * $L - 0.5 * $x]
42   set xCoord3 [expr 0.5 * $L + 0.5 * $x]
43   set xCoord4 [expr 1.0 * $L]
44
45   set zCoord [expr 1.0 * $i * $H]
46
47   node $nodeID1 $xCoord1 $zCoord
48   node $nodeID2 $xCoord2 $zCoord
49   node $nodeID3 $xCoord3 $zCoord
50   node $nodeID4 $xCoord4 $zCoord
51 }
52
53 # 5) DEFINICIÓN DE NODOS ADICIONLES ENLACE-----
54 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
55   set nodeID [expr 20000 + $i]
56   set xCoord [expr 0.5 * $L - 0.5 * $x]

```

```

57 set zCoord [expr 1.0 * $i * $H]
58 node $nodeID $xCoord $zCoord
59 }
60 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
61 set nodeID [expr 30000 + $i]
62 set xCoord [expr 0.5 * $L + 0.5 * $x]
63 set zCoord [expr 1.0 * $i * $H]
64 node $nodeID $xCoord $zCoord
65 }

```

D.3. Restricciones

```

1 # 1) RESTRICCIONES (1 restringido - 0 no restringido) -----
2 fix 100 1 1 1; # Empotrado
3 fix 200 1 1 1;
4 fix 300 1 1 0; # Articulado
5 # 2) COMPATIBILIDAD NODO EXTERNO E INTERNO-----
6 #equalDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
7 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
8 equalDOF [expr 2000 + $i] [expr 20000 + $i] 3
9 equalDOF [expr 3000 + $i] [expr 30000 + $i] 3
10 }
11 # 3) COMPATIBILIDAD VIGA-COLUMNAS (CREACIÓN DE ROTULAS)----- (ok:1)
12 #equalDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
13 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
14 equalDOF [expr 100 + $i] [expr 1000 + $i] 2
15 equalDOF [expr 200 + $i] [expr 4000 + $i] 2
16 }
17 # 4) DEFINICION DE DIAFRAGMA RIGIDO
18 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
19 equalDOF [expr 300 + $i] [expr 100 + $i] 1
20 equalDOF [expr 300 + $i] [expr 1000 + $i] 1
21 equalDOF [expr 300 + $i] [expr 2000 + $i] 1
22 equalDOF [expr 300 + $i] [expr 20000 + $i] 1
23 equalDOF [expr 300 + $i] [expr 30000 + $i] 1
24 equalDOF [expr 300 + $i] [expr 3000 + $i] 1
25 equalDOF [expr 300 + $i] [expr 4000 + $i] 1
26 equalDOF [expr 300 + $i] [expr 200 + $i] 1
27 }

```

D.4. Materiales

```

1 # DEFINICION DE PROPIEDADES DE MATERIALES
2 # steal A36
3 # 1) MATERIALES DE VIGA - COLUMNA - RIOSTRA (Steel02) -----
4 set BCMat 10; # etiqueta que identifica el material
5 set Fy 2531.09; # resistencia de fluencia [kgf/cm2]
6 set Es 2038934.90; # Módulo de Young del acero [kgf/cm2]
7 set b_BC 0.01; # Relación de endurecimiento por deformación / pendiente de endurecimiento
8 # ↪ después de la fluencia
9 set R0_BC 20.0; # Parámetros recomendados por OpenSees - Steel02
10 set cR1_BC 0.925;
11 set cR2_BC 0.15;

```



```

11 uniaxialMaterial Steel02 $BCMat $Fy $Es $b_BC $R0_BC $cR1_BC $cR2_BC
12 # 2) MATERIAL DE ROTULA FLEXIONAL EN ENLACE (Momento-curvatura) -----
13 set Ry 1.5
14 set b 0.05
15 set E0 2038934.90
16 set FyList {2911573.815 2277026.805 1947300.78}; #W10X39-W10X30-W10X26 (Mp=Ry*Fy*Z)
17 set LinkMatList {150 160 170}
18
19 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
20   # Crear material de enlace Steel01 para el piso actual
21   uniaxialMaterial Steel01 [lindex $LinkMatList [expr $i - 1]] [lindex $FyList [expr $i - 1]] $E0 $b
22 }
23
24 set LinkMat1 150
25 set LinkMat2 160
26 set LinkMat3 170
27
28
29 # 3) MATERIAL DE CORTE TRI-RESORTES TRASLACIONALES EN ENLACE-----
30 # Define una función para crear materiales lineales
31 set G 784205.7308
32 set eList {54.048 54.048 54.048}
33
34 # Crear listas para los valores específicos de cada piso
35 set AshearList {18.225 18.293 15.787}
36 set VpList {27665.55 27780.054 23974.442}
37
38 # Iterar a través de los pisos
39 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
40   set Ashear [lindex $AshearList [expr $i - 1]]
41   set Vp [lindex $VpList [expr $i - 1]]
42   set e [lindex $eList [expr $i - 1]]
43   set SpringMat [expr 300 + $i]
44   # Definir valores calculados
45   set s1p [expr 1.1*$Vp]
46   set s2p [expr 1.3*$Vp]
47   set s3p [expr 1.5*$Vp]
48   set E1 [expr 2*$G*$Ashear/$e]
49   set E2 [expr 0.03*$E1]
50   set E3 [expr 0.015*$E1]
51   set E4 [expr 0.002*$E1]
52   set Em1 [expr (1-(0.03-(0.015-0.002)))*2*$G*$Ashear/$e]
53   set Em2 [expr (0.03-(0.015-0.002))*2*$G*$Ashear/$e]
54   set Em3 [expr (0.015-0.002)*2*$G*$Ashear/$e]
55   set Em4 [expr 0.002*2*$G*$Ashear/$e]
56   set e1p [expr $s1p/$E1]
57   set e2p [expr (0.2*$Vp)/$E2]
58   set e3p [expr (0.2*$Vp)/$E3]
59   set s4p [expr 1.55*$Vp]
60   set e4p [expr (0.1*$Vp)/$E4]
61   # Modelo de material para resortes lineales
62   uniaxialMaterial ElasticPP [expr 1000 * $i] $Em1 $e1p
63   uniaxialMaterial ElasticPP [expr 1000 * $i + 1] $Em2 [expr $e2p + $e1p]
64   uniaxialMaterial ElasticPP [expr 1000 * $i + 2] $Em3 [expr $e3p + $e2p + $e1p]
65   uniaxialMaterial ElasticPP [expr 1000 * $i + 3] $Em4 [expr $e4p + $e3p + $e2p + $e1p]

```

```

66 uniaxialMaterial Parallel $SpringMat [expr 1000*$i] [expr 1000*$i + 1] [expr 1000*$i + 2] [expr
    ↪ 1000*$i + 3]
67 }
68
69 set SpringMat1 301
70 set SpringMat2 302
71 set SpringMat3 303

```

D.5. Propiedades de los elementos

```

1 # 1) VIGAS FUERA DEL ENLACE----- (ok:1)
2 # sección: W10X39
3 set d 25.2
4 set bf 20.29
5 set tf 1.35
6 set tw 0.81
7 set nfdw 16; # number of fibers along dw
8 set nftw 2; # number of fibers along tw
9 set nbf 16; # number of fibers along bf
10 set nftf 4; # number of fibers along tf
11 set beamSecTag1 10;
12 Wsection $beamSecTag1 $BCMat $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nbf $nftf
13
14 # 2) COLUMNAS----- (ok:1)
15 # sección: W10X60
16 set d 25.91
17 set bf 25.65
18 set tf 1.73
19 set tw 1.07
20 set nfdw 16; # number of fibers along dw
21 set nftw 2; # number of fibers along tw
22 set nbf 16; # number of fibers along bf
23 set nftf 4; # number of fibers along tf
24 set columnSecTag1 20;
25 Wsection $columnSecTag1 $BCMat $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nbf $nftf; #aplica material Steel02
26
27 # 3) ARRIOSTRAMIENTOS----- (ok:1)
28 # seccion: W8X67
29 set d 22.86
30 set bf 21.03
31 set tf 2.39
32 set tw 1.45
33 set nfdw 16; # number of fibers along dw
34 set nftw 2; # number of fibers along tw
35 set nbf 16; # number of fibers along bf
36 set nftf 4; # number of fibers along tf
37 set braceSecTag1 30;
38 Wsection $braceSecTag1 $BCMat $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nbf $nftf
39
40 # 4) RÓTULAS DE FLEXIÓN ENLACE-----
41 set LinkSecTag1 100
42 section Uniaxial $LinkSecTag1 $LinkMat1 Mz; #Modela Momento-curvatura, en este caso Mz(
    ↪ momento-curvatura)
43 set LinkSecTag2 101
44 section Uniaxial $LinkSecTag2 $LinkMat2 Mz

```

```

45 set LinkSecTag3 102
46 section Uniaxial $LinkSecTag3 $LinkMat3 Mz
47
48 # 5) VIGA ELÁSTICA ENLACE -----
49 # W10x39 - W10x30 - W10x26
50 set A_enl_List {74.19 57.03 49.1}
51 set Ix_enl_List {8699.24 7075.93 5993.73}
52
53 for {set i 1} {$i <= 3} {incr i} {
54   set LinkSecInterior [expr 200 + $i]
55   set A_enl [lindex $A_enl_List [expr $i - 1]]
56   set Ix_enl [lindex $Ix_enl_List [expr $i - 1]]
57   section Elastic $LinkSecInterior $E0 $A_enl $Ix_enl;
58 }
59
60 set LinkSecInterior1 201
61 set LinkSecInterior2 202
62 set LinkSecInterior3 203

```

D.6. Elementos

```

1 # 1) TRANSFORMACIONES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS-----
2 # separar columnas y vigas, en caso de análisis P-Delta para columnas
3
4 set IDColTransf 101;      # todas las columnas
5 set IDBeamTransf 102;    # todas las vigas
6 set IDBraceTransf 103;   # todas las diagonales
7 set ColTransfType Corotational; # opciones: Linear/PDelta/Corotational
8 geomTransf $ColTransfType $IDColTransf ; # solo las columnas pueden tener efectos PDelta (
9   ↪ efectos de gravedad)
9 geomTransf Corotational $IDBeamTransf
10 geomTransf Corotational $IDBraceTransf
11
12 set np 5; # Número de puntos de integración de Gauss para la distribución de curvatura no lineal
13
14 # 2) COLUMNAS -----(ok:1)
15 #element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag
16 element nonlinearBeamColumn 1001 100 101 $np $columnSecTag1 $IDColTransf;
17 element nonlinearBeamColumn 1002 101 102 $np $columnSecTag1 $IDColTransf;
18 element nonlinearBeamColumn 1003 102 103 $np $columnSecTag1 $IDColTransf;
19
20 element nonlinearBeamColumn 2001 200 201 $np $columnSecTag1 $IDColTransf;
21 element nonlinearBeamColumn 2002 201 202 $np $columnSecTag1 $IDColTransf;
22 element nonlinearBeamColumn 2003 202 203 $np $columnSecTag1 $IDColTransf;
23
24 # 3) COLUMNA GRAVITACIONAL (P-D)----- (ok:1)
25 set AA 109.68; #suma de secciones transversales de todas las columnas
26 set II 4453.68; #suma de inercias de columnas (eje débil)
27 #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
28 element elasticBeamColumn 3001 300 301 $AA 2038934.90 $II $IDColTransf;
29 element elasticBeamColumn 3002 301 302 $AA 2038934.90 $II $IDColTransf;
30 element elasticBeamColumn 3003 302 303 $AA 2038934.90 $II $IDColTransf;
31
32 # 4) VIGAS - ENLACES -----(ok)
33 #element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag

```

```

34 #element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ... -dir $dir1 $dir2 ...
35 #element forceBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $transfTag "HingeRadau $secTag1 $LpI $secTagJ
    ↪ $LpJ $secTagInterior"
36
37 # ----- (piso 1)
38 # 1) viga fuera del enlace
39 element nonlinearBeamColumn 1 1001 2001 $np $beamSecTag1 $IDBeamTransf;
40 # 2) resortes traslacionales
41 element zeroLength 2 2001 20001 -mat $SpringMat1 -dir 2; #dir=2(corte)
42 # 3) viga con rotulas de flexión
43 element forceBeamColumn 3 20001 30001 $IDBeamTransf "HingeRadau $LinkSecTag1 0
    ↪ $LinkSecTag1 0 $LinkSecInterior1";
44 # 4) resortes traslacionales
45 element zeroLength 4 30001 3001 -mat $SpringMat1 -dir 2
46 # 5) figura fuera del enlace
47 element nonlinearBeamColumn 5 3001 4001 $np $beamSecTag1 $IDBeamTransf;
48
49 # ----- (piso 2)
50 # 1) viga fuera del enlace
51 element nonlinearBeamColumn 6 1002 2002 $np $beamSecTag1 $IDBeamTransf;
52 # 2) resortes traslacionales
53 element zeroLength 7 2002 20002 -mat $SpringMat2 -dir 2; #dir=2(corte)
54 # 3) viga con rotulas de flexión
55 element forceBeamColumn 8 20002 30002 $IDBeamTransf "HingeRadau $LinkSecTag2 0
    ↪ $LinkSecTag2 0 $LinkSecInterior2";
56 # 4) resortes traslacionales
57 element zeroLength 9 30002 3002 -mat $SpringMat2 -dir 2
58 # 5) figura fuera del enlace
59 element nonlinearBeamColumn 10 3002 4002 $np $beamSecTag1 $IDBeamTransf;
60
61 # ----- (piso 3)
62 # 1) viga fuera del enlace
63 element nonlinearBeamColumn 11 1003 2003 $np $beamSecTag1 $IDBeamTransf;
64 # 2) resortes traslacionales
65 element zeroLength 12 2003 20003 -mat $SpringMat3 -dir 2; #dir=2(corte)
66 # 3) viga con rotulas de flexión
67 element forceBeamColumn 13 20003 30003 $IDBeamTransf "HingeRadau $LinkSecTag3 0
    ↪ $LinkSecTag3 0 $LinkSecInterior3";
68 # 4) resortes traslacionales
69 element zeroLength 14 30003 3003 -mat $SpringMat3 -dir 2
70 # 5) figura fuera del enlace
71 element nonlinearBeamColumn 15 3003 4003 $np $beamSecTag1 $IDBeamTransf;
72
73
74 # 5) ARRIOSTRAMINESTO ----- (ok)
75 # element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag
76 # i) derecha
77 element nonlinearBeamColumn 10001 100 2001 $np $braceSecTag1 $IDBeamTransf;
78 element nonlinearBeamColumn 10002 101 2002 $np $braceSecTag1 $IDBeamTransf;
79 element nonlinearBeamColumn 10003 102 2003 $np $braceSecTag1 $IDBeamTransf;
80 # ii) izquierda
81 element nonlinearBeamColumn 20001 200 3001 $np $braceSecTag1 $IDBeamTransf;
82 element nonlinearBeamColumn 20002 201 3002 $np $braceSecTag1 $IDBeamTransf;
83 element nonlinearBeamColumn 20003 202 3003 $np $braceSecTag1 $IDBeamTransf;

```

D.7. Masa

```
1 # Asignar masas a nodos de la columna gravitacional.
2 # mass $node Tag mx my mz
3 mass 301 53.91749476 1E-10 1E-10;    #[s2*kgf/cm]
4 mass 302 53.91749476 1E-10 1E-10
5 mass 303 39.23358129 1E-10 1E-10
```

D.8. Análisis gravitacional

```
1 #####
2 # GRAVITY LOADS
3 #####
4
5 # 0) Definición de serie de tiempo-----
6 #timeSeries "LinearDefault": tsTag cFactor
7 #timeSeries Linear 1 -factor +1.000000E+00
8
9 # 1) Cargas uniformes sobre elementos vigas-----
10 set cL1 35.25;
11 set cL2 25.65;
12
13 pattern Plain 150 Linear {
14 eleLoad -ele 1 -type -beamUniform $cL1
15 eleLoad -ele 3 -type -beamUniform $cL1
16 eleLoad -ele 5 -type -beamUniform $cL1
17
18 eleLoad -ele 6 -type -beamUniform $cL1
19 eleLoad -ele 8 -type -beamUniform $cL1
20 eleLoad -ele 10 -type -beamUniform $cL1
21
22 eleLoad -ele 11 -type -beamUniform $cL2
23 eleLoad -ele 13 -type -beamUniform $cL2
24 eleLoad -ele 15 -type -beamUniform $cL2
25 }
26
27 # 2) Cargas de gravedad en la representación de la columna -----
28 pattern Plain 1 Linear {
29 load 301 0. -52875 0.; # node#, FX FY MZ --superstructure-weight [Kip]
30 load 302 0. -52875 0.; # node#, FX FY MZ --superstructure-weight
31 load 303 0. -38475 0.; # node#, FX FY MZ --superstructure-weight
32 }
33
34 #####
35 # START GRAVITY ANALYSIS
36 #####
37 initialize
38 puts "7)"
39 puts "ooo Analysis: Gravity ooo"
40
41 #####
42 # SET RECORDERS
43 #####
44 # Node Recorder "Reactions": fileName <nodeTag> dof respType
```

```

45 recorder Node -file $dataDir/Gravity_Reactions.out -time -node 101 201 301 -dof 1 2 3 reaction
46
47
48 #####
49 # ANALYSIS OPTIONS
50 #####
51 # create the system of equation
52 system BandGeneral ;
53 # Create the DOF numberer
54 numberer Plain;
55 # Create the constraint handler
56 constraints Plain ;
57 # Create the convergence test
58 set Tol 1.0e-8;
59 test NormDispIncr $Tol 6 ;
60 # create the ingration cheme
61 set NstepGravity 10;
62 set DGravity [expr 1./$NstepGravity];
63 integrator LoadControl $DGravity;
64 # create the solution alngorithm
65 algorithm Newton;
66 # create de analysis object
67 analysis Static;
68 # Record initial state of model
69 record
70 # Analyze model
71 analyze $NstepGravity;
72 # -----maintain constant gravity loads and reset time to zero
73 loadConst -time 0.0
74 puts "Model Built"

```

D.9. Análisis modal

```

1 #####
2 # START ANALYSIS
3 #####
4 initialize
5 puts "8)"
6 puts "ooo Analysis: ModalAnalysis ooo"
7
8 #####
9 # SET RECORDERS
10 #####
11 # Node Recorder "EigenVectors": fileName <nodeTag> dof respType
12 recorder Node -file $dataDir/FormaModal1.out -node 300 301 302 303 -dof 1 eigen1
13 recorder Node -file $dataDir/FormaModal2.out -node 300 301 302 303 -dof 1 eigen2
14
15 #####
16 # ANALYSIS
17 #####
18 set pi [expr 2.0*asin(1.0)]; # Definition of pi
19 set nEigenI 1; # mode i = 1
20 set nEigenJ 2; # mode j = 2
21 set lambdaN [eigen [expr $nEigenJ]]; # eigenvalue analysis for nEigenJ modes
22 set lambdaI [lindex $lambdaN [expr $nEigenI-1]]; # eigenvalue mode i = 1

```

```

23 set lambdaJ [lindex $lambdaN [expr $nEigenJ-1]]; # eigenvalue mode j = 2
24 set w1 [expr pow($lambdaI,0.5)]; # w1 (1st mode circular frequency)
25 set w2 [expr pow($lambdaJ,0.5)]; # w2 (2nd mode circular frequency)
26 set omegaI [expr pow($lambdaI,0.5)];
27 set omegaJ [expr pow($lambdaJ,0.5)];
28 set T1 [expr 2.0*$pi/$w1]; # 1st mode period of the structure
29 set T2 [expr 2.0*$pi/$w2]; # 2nd mode period of the structure
30 puts "T1 = $T1 s"; # display the first mode period in the command window
31 puts "w1 = $w1";
32 # Record eigenvectors
33 record
34 # Reset for next analysis case
35 # -----
36 setTime 0.0
37 loadConst
38 remove recorders
39 #wipeAnalysis
40
41 #####
42 # Rayleigh damping and Parameters
43 #####
44 puts "ooo Rayleigh damping ooo"
45 # D=$alphaM*M + $betaKcurr*Kcurrent + $betaKcomm*KlastCommit + $beatKinit*$Kinitial
46 set xDamp 0.05; # damping ratio
47 set alphaM [expr $xDamp*(2*$w1*$w2)/($w1+$w2)]; # factor applied to elements or nodes mass
48 # matrix
49 set betaKinit [expr 2.*$xDamp/($w1+$w2)]; # factor applied to elements initial stiffness matrix.
50 rayleigh $alphaM $betaKinit 0.0 0.0; # rayleigh $alphaM $betaK $betaKinit $betaKcomm
51 puts "Rayleigh $alphaM $betaKinit 0.0 0.0"

```

D.10. Pushover

```

1 #####
2 # START ANALYSIS
3 #####
4 puts "9)"
5 puts "ooo Analysis: Pushover ooo"
6
7 #####
8 # SET RECORDERS
9 #####
10 # 1) curva pushover corte basal vs desp de techo
11 recorder Node -file $dataDir/Vbase.out -time -node 100 200 300 -dof 1 reaction;
12 recorder Node -file $dataDir/Disp_Roof.out -time -node 302 303 -dof 1 disp
13 # 2) curva pushover corte basal normalizado (V/Q0) vs deriva de techo
14 recorder Drift -file $dataDir/Drift_Roof.out -time -iNode 300 -jNode 303 -dof 1 -perpDirn 2;
15 # 3) Angulo de rotación del enlace
16 recorder Node -file $dataDir/Link_Angle_1.out -time -node 2001 3001 -dof 2 disp
17 recorder Node -file $dataDir/Link_Angle_2.out -time -node 2002 3002 -dof 2 disp
18 recorder Node -file $dataDir/Link_Angle_3.out -time -node 2003 3003 -dof 2 disp
19 # 4) Angulo de rotación viga fuera del enlace vs Momento
20 # Deformaciones
21 recorder Element -file $dataDir/beam_Deformation_1_izq.out -time -ele 1 basicDeformation
22 recorder Element -file $dataDir/beam_Deformation_2_izq.out -time -ele 6 basicDeformation
23 recorder Element -file $dataDir/beam_Deformation_3_izq.out -time -ele 11 basicDeformation

```

```

24 recorder Element -file $dataDir/beam_Deformation_1_der.out -time -ele 5 basicDeformation
25 recorder Element -file $dataDir/beam_Deformation_2_der.out -time -ele 10 basicDeformation
26 recorder Element -file $dataDir/beam_Deformation_3_der.out -time -ele 15 basicDeformation
27 # Momento
28 recorder Element -file $dataDir/beam_Momento_1_izq.out -time -ele 1 basicForce
29 recorder Element -file $dataDir/beam_Momento_2_izq.out -time -ele 6 basicForce
30 recorder Element -file $dataDir/beam_Momento_3_izq.out -time -ele 11 basicForce
31 recorder Element -file $dataDir/beam_Momento_1_der.out -time -ele 5 basicForce
32 recorder Element -file $dataDir/beam_Momento_2_der.out -time -ele 10 basicForce
33 recorder Element -file $dataDir/beam_Momento_3_der.out -time -ele 15 basicForce
34 #5) Angulo de rotación columnas vs Momento
35 # Deformaciones
36 recorder Element -file $dataDir/column_Deformation_1_izq.out -time -ele 1001
   ↪ basicDeformation
37 recorder Element -file $dataDir/column_Deformation_2_izq.out -time -ele 1002
   ↪ basicDeformation
38 recorder Element -file $dataDir/column_Deformation_3_izq.out -time -ele 1003
   ↪ basicDeformation
39 recorder Element -file $dataDir/column_Deformation_1_der.out -time -ele 2001
   ↪ basicDeformation
40 recorder Element -file $dataDir/column_Deformation_2_der.out -time -ele 2002
   ↪ basicDeformation
41 recorder Element -file $dataDir/column_Deformation_3_der.out -time -ele 2003
   ↪ basicDeformation
42 # Momento
43 recorder Element -file $dataDir/column_Momento_1_izq.out -time -ele 1001 basicForce
44 recorder Element -file $dataDir/column_Momento_2_izq.out -time -ele 1002 basicForce
45 recorder Element -file $dataDir/column_Momento_3_izq.out -time -ele 1003 basicForce
46 recorder Element -file $dataDir/column_Momento_1_der.out -time -ele 2001 basicForce
47 recorder Element -file $dataDir/column_Momento_2_der.out -time -ele 2002 basicForce
48 recorder Element -file $dataDir/column_Momento_3_der.out -time -ele 2003 basicForce
49 #6) Angulo de rotación riostras vs Momento
50 # Deformaciones
51 recorder Element -file $dataDir/brace_Deformation_1_izq.out -time -ele 10001
   ↪ basicDeformation
52 recorder Element -file $dataDir/brace_Deformation_2_izq.out -time -ele 10002
   ↪ basicDeformation
53 recorder Element -file $dataDir/brace_Deformation_3_izq.out -time -ele 10003
   ↪ basicDeformation
54 recorder Element -file $dataDir/brace_Deformation_1_der.out -time -ele 20001
   ↪ basicDeformation
55 recorder Element -file $dataDir/brace_Deformation_2_der.out -time -ele 20002
   ↪ basicDeformation
56 recorder Element -file $dataDir/brace_Deformation_3_der.out -time -ele 20003
   ↪ basicDeformation
57 # Momento
58 recorder Element -file $dataDir/brace_Momento_1_izq.out -time -ele 10001 basicForce
59 recorder Element -file $dataDir/brace_Momento_2_izq.out -time -ele 10002 basicForce
60 recorder Element -file $dataDir/brace_Momento_3_izq.out -time -ele 10003 basicForce
61 recorder Element -file $dataDir/brace_Momento_1_der.out -time -ele 20001 basicForce
62 recorder Element -file $dataDir/brace_Momento_2_der.out -time -ele 20002 basicForce
63 recorder Element -file $dataDir/brace_Momento_3_der.out -time -ele 20003 basicForce
64 #7) Angulo de rotación del enlace vs corte
65 recorder Element -file $dataDir/link_force_1.out -time -ele 3 force
66 recorder Element -file $dataDir/link_force_2.out -time -ele 8 force
67 recorder Element -file $dataDir/link_force_3.out -time -ele 13 force

```



```

68 #####
69 # ANALYSIS
70 #####
71 # 1) Para contar el tiempo
72 set tStart [clock clicks -milliseconds]
73 # 2) Apply lateral load based on first mode shape in x direction
74 set phi1 [expr 0.0385657]; # piso 1
75 set phi2 [expr 0.0843138]; # piso 2
76 set phi3 [expr 0.11694]; # piso 3
77
78 # 3) pattern PatternType $PatternID TimeSeriesType
79 pattern Plain 200 Linear {
80 # load $nodeTag (ndf $LoadValues)
81 load 301 [expr 53.91749476*$phi1] 0.0 0.0
82 load 302 [expr 53.91749476*$phi2] 0.0 0.0
83 load 303 [expr 39.23358129*$phi3] 0.0 0.0
84 };
85 # 4) displacement parameters
86 set IDctrlNode 303; # node where disp is read for disp control
87 set IDctrlDOF 1; # degree of freedom (1) of disp read for disp control
88 set Dmax [expr 0.02*$HBuilding]; # maximum displacement of pushover: 2 % roof drift
89 set Dincr [expr 0.01]; # displacement increment
90 # 5) analysis commands
91 constraints Plain;
92 numberer RCM;
93 system BandGeneral;
94 test NormUnbalance 1.0e-5 1000; #tolerance, max iterations
95 algorithm Newton;
96 integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr;
97 analysis Static;
98 set Nsteps [expr int($Dmax/$Dincr)]; # number of pushover analysis steps
99 set ok [analyze $Nsteps]; # this will return zero if no convergence problems were
100 ↪ encountered
101 puts "Pushover complete"
102 set tStop [clock clicks -milliseconds]
103 puts "o Time taken: [expr ($tStop-$tStart)/1000.0] sec"

```

D.11. Tiempo Historia

```

1 #####
2 # START ANALYSIS
3 #####
4 #wipeAnalysis #.#.#.# DUDA #.#.#.#
5 puts "10)"
6 puts "ooo Analysis: Non-linear Time History Analysis ooo"
7
8 #####
9 # SET RECORDERS
10 #####
11 set dataDir Resultados_Tiempo_Historia_1; # Nombre del directorio con resultados
12 file mkdir $dataDir; # Creacion del directorio
13 source 10-Recorders.tcl; # cargado de recorders
14
15 #####

```

```

16 # NLTHA PARAMETERS
17 #####
18 source 9-ScaleFactor.tcl; # Factor multiplica al sismo en la difirección x
19 set Ratio_dt 1.0; # Ratio_dt<=1.0 (ratio_dt = dt_analisis/dt_registros). Se define un factor. dt del
    ↳ analisis que no es enecadria ente igual al dt del registros. Esto es para mejorar la convergencia.
    ↳ Disminuytendo el dt del analisis para lo grar convergencia.
20 # Parametros básicos que se modifican en caso de no convergencia:
21 set algorithmBasic [split "KrylovNewton"]; # KrylovNewton Newton Newton -initial -
    ↳ initialThenCurrent
22 set testBasic "NormUnbalance"; #NormUnbalance NormDispIncr EnergyIncr RelativeEnergyIncr
    ↳ RelativeNormUnbalance RelativeNormDispIn
23 set showTestBasic 2; # 2 Muestra como es el proceso iterativo, la norma y la tolerancia, cantidad de
    ↳ iteraicones. 3 muestras mas info.
24 set tolDynBasic 0.1; # Toleracia = 0.1 para N (0.01kgf), ya que se trabaja con testBasic =
    ↳ NormUnbalance (normal desvalence de fuerzas, fuerzas número grande). Diferente es is se
    ↳ trabaja con NormDispIncr, ya que la estructra se deforma mm.
25 set maxNumIterDynBasic 500; # cantidad máxima de iteraciones
26
27 #####
28 # NLTHA FOR NON-CONVERGENCE
29 #####
30 # se define otro tag en caso de no convergencia
31 set showTest 1;
32 set tolDynDisp 1e-6;
33 set tolDynUnb 1e-3;
34 set maxNumIterDyn 2500;
35
36 #####
37 # READ GROUND MOTION INPUT
38 #####
39 set gm_dirctn_L 1; # Variable indique la dirección, 1=x
40
41 #####
42 # set up ground-motion-analysis parameters
43 #####
44 # Importar el registro
45 set gmDataFile_L [open "registro_1.txt" "r"]; # Aceleración en [g]
46 # Código para extraer la data del txt
47 set gmData_L [read $gmDataFile_L]
48 close $gmDataFile_L
49 set npts_L [lindex $gmData_L 0]; # Lee la cantidad de datos
50 set npts $npts_L
51 set dtRec_L [lindex $gmData_L 1]; # Lee el paso del tiempo
52 set dtRec $dtRec_L
53 set dtAnalysis [expr $dtRec*$Ratio_dt]
54 set gmDataInput_L {}
55 for {set i 1} {$i <= $npts} {incr i} {
56     lappend gmDataInput_L [lindex $gmData_L [expr $i + 1]]
57 }
58 # Añade la fórmula o expresión para calcular totalAnalysisTime
59 set totalAnalysisTime [expr $npts * $dtRec]
60
61 #####
62 # Set Load Pattern
63 #####
64 # perform dynmaic ground-motion analisis

```

```

65 set gmLoadTag_L 2; # LoadTag for unifor ground motion excitation
66 set g 980.0; #[cm/s2]
67 set gmFact_L [expr $g * $scaleFac_L]; # Data in input is in units of g #.#.# DUDA CON G
    ↪ #.#.#
68 set tsTag_L $gmLoadTag_L;
69 timeSeries Path $tsTag_L -dt $dtRec -values $gmDataInput_L -factor $gmFact_L; # Se carga el
    ↪ registros
70 pattern UniformExcitation $gmLoadTag_L $gm_dirctn_L -accel $tsTag_L; # Create uniform
    ↪ excitation. Mismo registro para todos los apoyos. Se define exitación uniforme
71
72 #####
73 # Set Analysis Parameters
74 #####
75 system BandGeneral
76 numberer Plain
77 constraints Plain
78 set NewmarkGamma 0.50; # Newmark-integrator gamma parameter (also HHT)
79 set NewmarkBeta 0.25; # Newmark-integrator beta parameter
80 test $testBasic $tolDynBasic $maxNumIterDynBasic $showTestBasic;
81 algorithm {*} $algorithmBasic; #.#.# POSIBLE ERROR #.#.# algorithm $algorithmBasic;
82 integrator Newmark $NewmarkGamma $NewmarkBeta
83 analysis Transient
84
85 #####
86 # Run Analysis
87 #####
88 set nSteps [expr int($totalAnalysisTime / $dtAnalysis)]
89 set tCurrent [getTime];
90 set ok 0;
91 while {$ok == 0 && $tCurrent <= $totalAnalysisTime} {
92     set ok [analyze 1 $dtAnalysis];
93     if {$ok == 0} {puts "TIME: $tCurrent ($totalAnalysisTime) >> CONVERGED!"}
94     #####
95     # DISP INCR
96     #####
97     if {$ok != 0} {
98         puts "Try Krylov Newton with DispIncr"
99         test NormDispIncr $tolDynDisp $maxNumIterDyn $showTest
100        algorithm KrylovNewton;
101
102        set ok [analyze 1 $dtAnalysis];
103        if {$ok == 0} {
104            test $testBasic $tolDynBasic $maxNumIterDynBasic $showTestBasic;
105            algorithm {*} $algorithmBasic;
106        }
107
108    };
109    if {$ok != 0} {
110        puts "Try Newton initial with DispIncr"
111        test NormDispIncr $tolDynDisp $maxNumIterDyn $showTest;
112        algorithm Newton -initial
113        set ok [analyze 1 $dtAnalysis];
114        if {$ok == 0} {
115            test $testBasic $tolDynBasic $maxNumIterDynBasic $showTestBasic;
116            algorithm {*} $algorithmBasic
117        }

```

```

118 };
119 #####
120 # UMBALANCE
121 #####
122 if {$ok != 0} {
123     puts "Try Newton -Hall 50-50 with Unbalance"
124     test NormUnbalance $tolDynUnb $maxNumIterDyn $showTest
125     algorithm Newton -Hall 0.5 0.5;
126     set ok [analyze 1 $dtAnalysis];
127     if {$ok == 0} {
128         test $testBasic $tolDynBasic $maxNumIterDynBasic $showTestBasic;
129         algorithm {*} $algorithmBasic;
130     }
131 };
132 if {$ok != 0} {
133     puts "Try NewtonLineSearch With Unbalance"
134     test NormUnbalance $tolDynUnb $maxNumIterDyn $showTest;
135     algorithm NewtonLineSearch
136     set ok [analyze 1 $dtAnalysis];
137     if {$ok == 0} {
138         test $testBasic $tolDynBasic $maxNumIterDynBasic #showTestBasic;
139         algorithm {*} $algorithmBasic;
140     }
141 };
142 set tCurrent [getTime];
143 }
144
145 if {$ok == 0} {
146     puts "Time History Analysis complete!"
147 } else {
148     puts "Time History Analysis Failed!"
149 }
150
151 # Record initial state of model
152 record

```