



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES CON MARCOS ARRIOSTRADOS  
EXCÉNTRICAMENTE CON ENLACES CORTOS DISEÑADOS SEGÚN LA NCH433

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,  
MENCIÓN INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA.

BYRON PATRICIO CALO CATOTA

PROFESOR GUIA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS

FABIÁN ROJAS BARRALES

SANTIAGO DE CHILE

2018

**RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO**  
**DE:** Magíster en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería  
estructural, sísmica y geotécnica  
**POR:** Byron Patricio Calo Catota  
**FECHA:** 20/08/2018  
**PROFESOR GUÍA:** Ricardo Herrera Mardones

## **DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES CON MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE CON ENLACES CORTOS DISEÑADOS SEGÚN LA NCh433**

La presente investigación aborda el estudio de marcos arriostrados excéntricos (EBF) aplicada a la práctica Chilena usando únicamente enlaces (excentricidades) cortas; para ello se usa la metodología del FEMA P695 el cual provee una manera confiable de cuantificar el desempeño sísmico de un sistema estructural aplicando procedimientos no lineales. La investigación considera 9 modelos (arquetipos) que son marcos planos con distintas alturas (1,2,3,4,5,6,8,12,y 16 niveles); a su vez cada arquetipo considera la variabilidad de la demanda sísmica acuerdo a la NCh433, es decir, se tiene en cuenta las zonas sísmicas (I, II y III) y el tipo de suelo (A,B,C,D y E). De lo anterior se derivan 135 casos posibles de análisis, en donde luego del diseño de elementos y cumplir todos los requisitos de resistencia y servicio estipulados en las normas de AISC 360, AISC 341 y NCh433 se seleccionan 55 modelos que son sujetos a análisis no lineal.

Para el desarrollo de los modelos no lineales se usa la plataforma OPENSEES tanto para el análisis no lineal estático (pushover) y dinámico incremental (IDA), asimismo, se hace especial énfasis en el comportamiento del enlace, para ello se usa el modelo de Radaman y Ghoborah que es calibrado a través de ensayos experimentales para el caso de enlaces cortos y materiales ASTM – A36.

De los resultados del análisis pushover se obtienen factores de sobrerresistencia relativamente constantes en altura de  $\Omega=3.5$ , excepto para arquetipos de 1,2 y 3 niveles donde los valores son:  $5<\Omega<15$ . Esto a su vez se evidenció en la variación del factor de modificación de respuesta, R, pues para arquetipos de hasta 8 niveles las estructuras poseen mayor capacidad de incursionar en el rango inelástico, presentando que lo expuesto en la NCh433 genera análisis conservadores (i.e.,  $R^*<R$ ); contrario a lo evidenciado en edificios superiores a esta altura, donde se observa que existe una sobrestimación de su capacidad (i.e.,  $R^*>R$ ). Este comportamiento de los EBF fue corroborado en el análisis dinámico incremental, donde las razones de margen de colapso, CMR, alcanzadas también son ingentes ( $4<CMR<7$ ) para modelos entre 1 y 3 pisos, contrario a modelos de 12 y 16 niveles en el cual los valores son cercanos a la unidad ( $CMR\cong 1$ ).

Estos resultados evidenciaron que los edificios altos diseñados con la NCh433 producen bajos CMR's (i.e., probable riesgo de colapso) que aquellos de menor altura donde prevalece la sobrerresistencia; no obstante, se considera que el factor de modificación de respuesta estructural actual de la NCh433 es el adecuado pues cumple el criterio de aceptación definido por el FEMA P695. Por tanto, es posible que los EBF puedan ser restringidos hasta 10 niveles donde su desempeño está asegurado, sin embargo, para asegurar aquello se deben estudiar más casos en cuanto a configuración, cargas y materiales usados principalmente para EBF superiores a 10 niveles.

## **DEDICATORIA**

*A mis padres, Segundo y María, por ser la base y el apoyo fundamental durante toda mi vida.*

*A mis hermanos, Edwin y Diego por siempre creer en mí.*

*A mi novia Jessy, por su infinito amor e inagotable fe en mí durante estos años difíciles.*

*A ese ser especial, que, aunque no está presente aún sigue cambiando el destino de mi familia.*

*A Dios y la vida por permitirme romper paradigmas familiares en los que he vivido.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a la Universidad de Chile y la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, por permitirme mirar desde un punto más crítico, teórico y profesional la realidad de la ingeniería.

A los profesores del departamento de Ingeniería civil por todos los conocimientos adquiridos.

Un especial agradecimiento al profesor guía y los miembros de la comisión que pese a no conocerme me dieron la oportunidad de trabajar en este proyecto, gracias por sus aportes y comentarios.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>TABLA DE CONTENIDOS</b> .....	<b>iv</b>
<b>INDICE DE TABLAS</b> .....	<b>vii</b>
<b>INDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>viii</b>
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1    Introducción general .....	1
1.2    Objetivo general y específicos .....	2
1.2.1    Objetivo general .....	2
1.2.2    Objetivo específico .....	2
1.3    Metodología .....	2
1.4    Organización de la disertación.....	3
1.5    Limitación de la investigación.....	4
<b>CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES</b> .....	<b>6</b>
2.1    Estudios previos y comportamiento general EBF.....	6
2.1.1    Comportamiento general y mecanismo de plastificación.....	6
2.1.2    Resistencia y rigidez lateral de los EBF's. ....	8
2.1.3    Detallamiento del enlace .....	9
2.2    Estudios sobre factor de modificación de respuesta estructural. ....	10
2.3    Descripción de la metodología FEMA P695. ....	11
2.3.1    Desarrollo conceptual .....	11
2.3.2    Obtener información.....	11
2.3.3    Características de comportamiento.....	11
2.3.4    Desarrollo de modelos .....	12
2.3.5    Análisis de modelos.....	12
2.3.6    Evaluación de desempeño .....	12
2.3.7    Resultados.....	13
<b>CAPÍTULO 3: EVALUACIÓN SÍSMICA</b> .....	<b>14</b>
3.1    Disposiciones sísmicas de AISC 341.....	14
3.1.1    Análisis .....	14
3.1.2    Apoyo lateral del enlace .....	14
3.1.3    Requerimientos básicos de elementos .....	14
3.2    Metodología del diseño por capacidad .....	15

3.2.1	Revisión del enlace .....	15
3.2.2	Viga fuera del enlace .....	17
3.2.3	Diseño de columnas.....	19
3.2.4	Diseño de diagonales de arriostramiento.....	19
3.2.5	Definición de los factores de desempeño sísmico.....	19
<b>CAPITULO 4: DESCRIPCIÓN GENERAL Y DISEÑO DE EDIFICIOS .....</b>		<b>22</b>
4.1	Diseño basado en la práctica nacional .....	22
4.2	Información requerida del sistema.....	22
4.2.1	Materiales .....	22
4.2.2	Estados de carga .....	23
4.2.3	Combinaciones de carga.....	23
4.3	Características y desarrollo de arquetipos. ....	24
4.3.1	Configuración de arquetipos.....	24
4.3.2	Espacio de diseño. ....	25
4.4	Parámetro de diseño sísmico.....	26
4.4.1	Análisis modal espectral.....	28
4.4.2	Limitaciones del esfuerzo de corte basal.....	30
4.4.3	Deformaciones sísmicas .....	30
4.5	Ensamblaje y selección arquetipos .....	30
4.5.1	Selección de grupos de desempeño sujetos análisis. ....	31
4.6	Análisis y diseño estructural .....	32
4.6.1	Enlaces EBF. ....	32
4.6.2	Vigas fuera del enlace.....	36
4.6.3	Columnas .....	39
4.6.4	Diagonales .....	44
4.7	Propiedades de los sistemas resistentes (EBF) .....	47
4.8	Control de derivas .....	48
<b>CAPITULO 5: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....</b>		<b>51</b>
5.1	Modelamiento computacional.....	51
5.1.1	Modelamiento Opensees .....	52
5.1.2	Descripción general del modelo del enlace. ....	53
5.1.3	Validación del modelo del enlace.....	54
5.2	Simulación de modos de colapso.....	55

5.2.1	Modos de colapso no simulados.....	56
5.2.2	Resistencia y criterios de aceptación.....	57
5.3	Análisis no lineal estático (pushover).....	58
	<b>CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....</b>	<b>61</b>
6.1	Análisis no lineal de respuesta en el tiempo.....	61
6.1.1	Intensidad sísmica (MCE).....	61
6.1.2	Conjunto de registros sísmicos.....	62
6.1.3	Escalamiento de registros sísmicos.....	63
6.1.4	Premisas sobre evaluación de colapso.....	63
6.2	Evaluación de desempeño.....	65
6.2.1	Ajuste de la razón de margen de colapso (ACMR).....	65
6.2.2	Incertidumbre de colapso total del sistema.....	66
6.2.3	Combinación de incertidumbres en evaluación de colapso.....	68
6.2.4	Valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada.....	68
6.2.5	Evaluación de los factores de desempeño sísmico (SPF's).....	69
	<b>CAPÍTULO 7: RESULTADOS Y COMPARACIONES.....</b>	<b>70</b>
7.1	Pushover.....	70
7.2	Respuesta en el tiempo (I.D.A).....	80
7.2.1	Análisis dinámico incremental.....	81
7.2.2	Respuesta no lineal EBF.....	86
7.2.3	Resultados de evaluación de desempeño.....	93
7.2.4	Evaluación final de los factores de desempeño sísmico.....	97
7.2.5	Curvas de fragilidad.....	100
	<b>CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>101</b>
8.1	Resumen y conclusiones.....	101
8.2	Recomendaciones y líneas de investigación futuras.....	104
	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>105</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>108</b>
A.	Ejemplo modelo no lineal Opensees (a3_Z3E).....	108
B.	Modelo analítico usado para calibrar enlaces cortos.....	118
C.	Gráficas IDA.....	121
D.	Respuesta no lineal (IDA).....	132

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Razones ancho-espesor elementos a compresión de moderada y alta ductilidad.....	15
<b>Tabla 2.</b> Propiedades del acero A36 .....	22
<b>Tabla 3.</b> Cargas permanentes y de uso. ....	23
<b>Tabla 4.</b> Combinaciones de carga LRFD - NCh3171 .....	23
<b>Tabla 5.</b> Variables consideradas en el espacio diseño EBF.....	25
<b>Tabla 6.</b> Parámetros de diseño sísmico.....	26
<b>Tabla 7.</b> Matriz de arquetipos (espacio de diseño) .....	27
<b>Tabla 8.</b> Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo .....	28
<b>Tabla 9.</b> Grupos de desempeño seleccionados. ....	31
<b>Tabla 10.</b> Diseño sísmico enlace EBF para grupo desempeño seleccionados.....	35
<b>Tabla 11.</b> Diseño sísmico vigas fuera enlace para grupo desempeño seleccionados. ....	39
<b>Tabla 12.</b> Diseño sísmico columnas pertenecientes EBF y grupos desempeño seleccionados. ...	43
<b>Tabla 13.</b> Diseño sísmico diagonales arriostradas para grupo desempeño seleccionado.....	47
<b>Tabla 14.</b> Propiedades del diseño estructural para todos los grupos de desempeño.....	48
<b>Tabla 15.</b> Control derivas para grupos desempeño G23,24,29 y 30.....	50
<b>Tabla 16.</b> Definición de criterios de aceptación para modos de colapso no simulados. ....	57
<b>Tabla 17.</b> Parámetros definición SDI.....	62
<b>Tabla 18.</b> Registros y características de terremotos empleados. ....	62
<b>Tabla 19.</b> Calidad de los requerimientos de diseño. ....	66
<b>Tabla 20.</b> Calidad de los datos de la investigación experimental.....	67
<b>Tabla 21.</b> Calidad de los modelos de arquetipos índices.....	67
<b>Tabla 22.</b> Valores aceptables de la razón de margen de colapso (ACMR). ....	68
<b>Tabla 23.</b> Factores desempeño sísmico para cada grupo.....	79
<b>Tabla 24.</b> Intensidades sísmicas y factores de escalamiento. ....	81
<b>Tabla 25.</b> Resumen de colapso (CMR's).....	85
<b>Tabla 26.</b> Cortes basales promedio.....	91
<b>Tabla 27.</b> Desplazamientos máximos medios de techo. ....	92
<b>Tabla 28.</b> Resumen del margen de colapso ajustado. ....	94
<b>Tabla 29.</b> Ajuste de razones de márgenes de colapso y criterios de aceptación para EBF. ....	96
<b>Tabla 30.</b> Factores de modificación de respuesta estructural R.....	98

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Configuraciones típicas EBF's. ....	6
<b>Figura 2.</b> Mecanismo de fluencia EBF. ....	7
<b>Figura 3.</b> Respuesta cíclica alma no rigidizada (izq.) y rigidizada (der.). ....	7
<b>Figura 4.</b> Espécimen ensayado con gran deformación inelástica. ....	8
<b>Figura 5.</b> Variación de la rigidez lateral con respecto a $e/L$ . ....	8
<b>Figura 6.</b> Capacidad de rotación inelástica. ....	9
<b>Figura 7.</b> Proceso cuantificar los factores de desempeño sísmico. ....	13
<b>Figura 8.</b> Dimensión real del enlace. ....	17
<b>Figura 9.</b> Diagrama cuerpo libre, mecanismo ....	18
<b>Figura 10.</b> Ilustración de los factores de desempeño sísmico. ....	20
<b>Figura 11.</b> Esquema de arquetipos índices para EBF. ....	24
<b>Figura 12.</b> Configuración de EBF para 1,2,3,4,5,6,8,12 y 16 niveles. ....	26
<b>Figura 13.</b> Espectros inelásticos de diseño (espacio de diseño). ....	29
<b>Figura 14.</b> Corte producido por carga sísmica en varios arquetipos. ....	40
<b>Figura 15.</b> Descripción del modelo no lineal usado en Opensees. ....	51
<b>Figura 16.</b> Materiales usados Opensees. ....	52
<b>Figura 17.</b> Esquema modelo enlace Opensees. ....	53
<b>Figura 18.</b> Relación fuerza – deformación por acción combinada de resortes traslacionales. ....	53
<b>Figura 19.</b> Ensayo instalado y esquema de simulación Opensees. ....	54
<b>Figura 20.</b> Comportamiento histerético del enlace para: ....	55
<b>Figura 21.</b> Modelo deterioro modificado ....	56
<b>Figura 22.</b> Curva envolvente con modo de colapso no simulado. ....	56
<b>Figura 23.</b> Ilustración de los criterios de aceptación para comportamiento dúctil. ....	58
<b>Figura 24.</b> Curva estática no lineal idealizada. ....	59
<b>Figura 25.</b> Espectro de respuesta al MCE. ....	61
<b>Figura 26.</b> Pseudos espectros de respuesta ....	63
<b>Figura 27.</b> Ejemplo gráfico análisis dinámico incremental simplificado (IDA) ....	64
<b>Figura 28.</b> Curva de fragilidad de colapso. ....	65
<b>Figura 29.</b> Resultados de análisis pushover por grupo de desempeño. ....	73
<b>Figura 30.</b> Incursión inelástica, arquetipo a3_Z3E. ....	75
<b>Figura 31.</b> Incursión inelástica, arquetipo a6_Z3E. ....	76
<b>Figura 32.</b> Secuencia de inicio de incursión inelástica, arquetipo a8_Z3E. ....	77

<b>Figura 33.</b> Factores desempeño sísmico SPF .....	80
<b>Figura 34.</b> IDA: a) a3_Z3E; b) a6_Z3E; c) a9_Z3E.....	84
<b>Figura 35.</b> Variación promedio CMR.....	86
<b>Figura 36.</b> Ejemplo aplicación IDA. ....	89
<b>Figura 37.</b> Comparación factores de modificación, R.....	99
<b>Figura 38.</b> Curvas de fragilidad: a) aceleración espectral; b) deriva máxima piso .....	100

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

## 1.1 Introducción general

Los importantes avances en la ingeniería Latinoamérica hacen posible hoy día la construcción de sistemas sismo-resistentes cada vez innovadores, en los cuales los métodos de cálculo avanzados ya no son una limitación; además de las ventajas de materiales como el acero estructural nace diferentes configuraciones empleadas hoy en día como los pórticos arriostrados excéntricamente (EBF), los cuales se dieron a conocer en Japón inicialmente. Estos pórticos poseen diagonales que interceptan vigas formando excentricidades, por esto su principal ventaja es que poseen gran rigidez elástica y alta ductilidad a derivas de piso grandes, adicionalmente disipan gran cantidad de energía por fluencia a flexión o corte controlada en el pequeño segmento llamado enlace.

Esta configuración estructural en Chile no se ha desarrollado ampliamente a pesar que el sistema estructural está contemplado en la Norma Chilena NCh433 [1] donde se establecen sus respectivos factores de modificación de la respuesta  $R$ ,  $R_o$  empleados para diseño sísmico; por otro lado, a pesar de existir varios estudios anteriores sobre el tema ([2], [3], [4]) aún existe incertidumbre sobre sus valores pues no se ha desarrollado suficiente información.

Por lo antes mencionado se emplea la metodología definida por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA P695) para de una manera confiable cuantificar el desempeño del sistema resistente a fuerzas sísmicas EBF y obtener factores sísmicos para uso en diseño sísmico. Este desempeño se cuantifica a través de simulación de colapso no lineal de un conjunto de arquetipos y evaluando la incertidumbre de dicho procedimiento.

Ya que los marcos arriostrados excéntricamente pueden clasificarse en función de la longitud de su enlace, este proyecto de investigación está acotado enlaces cortos, con el fin de analizar y observar el comportamiento no lineal a corte y el grado de incertidumbre que se genera durante terremotos severos.

La aplicación de la metodología del FEMA P695 contempla el uso de la normativa ASCE/SEI 7-10 de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles para cuantificar la demanda sísmica, por esta razón para el caso local se han incluido variaciones en la definición de la acción sísmica y la determinación del umbral de colapso. La investigación considera 9 arquetipos que son marcos planos de cinco vanos, dos de los cuales son arriostrados excéntricamente; a su vez cada arquetipo considera la variabilidad espacial en altura (periodo estructural) y diferentes escenarios de demanda sísmica de acuerdo a la NCh433, es decir, se considera tres zonas sísmicas (1,2,3) y los cinco tipos de suelos (A,B,C,D,E). El total de estructuras sujetas a análisis es de 135.

El análisis de los arquetipos se realiza en su mayoría aplicando el diseño por capacidad a fin de considerar la resistencia ajustada a corte del enlace y factores de sobrerresistencia para el diseño de columnas, diagonales y vigas fuera del enlace, los cuales deben permanecer en el rango lineal. Por tanto, como es práctica nacional y a nivel latino americano se emplea la normativa americana AISC por el método por factores de carga y resistencia LRFD para el diseño de elementos.

La metodología considera el desarrollo de modelos no lineales, por una parte los análisis estáticos no lineales ayudan a validar el comportamiento de los arquetipos y proporcionar datos estadísticos

de sobrerresistencia del sistema y su capacidad de ductilidad; mientras los modelos no lineales dinámicos son usados para evaluar la capacidad y margen de colapso.

Debido al comportamiento altamente no lineal del enlace en los EBF se realiza una calibración del comportamiento histerético en base a resultados experimentales obtenidos en la investigación de Richards [5] [6], en base a ensayos cíclicos de enlaces cortos. Esta calibración se basará principalmente en vigas con rútlulas de plasticidad concentrada para obtener una constitutiva del material de modelos desarrollados en el software Open System for Earthquake Engineering Simulation (Opensees). De los resultados de los análisis no lineales estáticos y dinámicos en conjunto con una medida de daño (deriva) se esperan obtener curvas de capacidad (pushover) las cuales permiten estimar y caracterizar el desempeño de la estructura. Finalmente, de acuerdo al capítulo 7 del FEMA P695 se realizará la evaluación del desempeño sísmico donde se define la probabilidad de colapso y la aceptabilidad del factor de respuesta R

## **1.2 Objetivo general y específicos**

### **1.2.1 Objetivo general**

Evaluar el desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente en acero empleando enlaces cortos diseñados según NCh433

### **1.2.2 Objetivo específico**

- Definir un conjunto de arquetipos representativos para diferentes zonas sísmicas y tipos de suelo de acuerdo a la NCh433.
- Diseñar los arquetipos aplicando procedimientos establecidos en normativa vigente nacional e internacional.
- Determinar la respuesta no lineal pseudo estática y dinámica de cada arquetipo.
- Cuantificar los factores empleados en el diseño sísmico de este sistema estructural (EBF).
- Evaluar el desempeño sísmico de sistema estructural y determinar la aceptabilidad de los factores obtenidos.

## **1.3 Metodología**

Para lograr los objetivos precedentes se establecen las siguientes premisas:

Se utilizará la metodología definida por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA) en su informe “Quantification of Building Seismic Performance Factors P695” [7] que en adelante se la denomina como *metodología*. Dicho documento ha sido formulado para cuantificar los parámetros sísmicos de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas de nuevas tipologías o materiales, sin embargo, en la presente tesis se lo emplea dadas las características especiales de los marcos excéntricos y la utilización de perfiles convencionales usados en edificaciones industriales en Chile que se pueden implementar a su vez a nivel residencial.

Al aplicar el procedimiento estándar del FEMA P695 se establecen 9 arquetipos representativos del espacio de diseño con 1,2,3,4,5,6,8,12 y 16 pisos; así mismo para contemplar la variabilidad de

la demanda sísmica local se diseñan estructuras para cada zona y suelo establecido en la NCh433, dando un total de 135 estructuras analizadas como marcos planos proyectados para uso residencial principalmente.

Posteriormente cada pórtico plano es dimensionado aplicando el criterio de diseño por capacidad, donde la resistencia ajustada del enlace en el EBF gobierna el comportamiento y dimensiones de los demás elementos estructurales como diagonales y columnas. Las especificaciones usadas son AISC 341, AISC 360 ([8], [9]).

Para emular el comportamiento histórico del enlace se emplea el modelo de Radaman & Ghobarah [10] el cual fue modificado ligeramente por Richards [5] y calibrado a través ensayos experimentales, este modelo analítico elaborado en Opensees consiste en un elemento viga con plasticidad concentrada y resortes traslacionales en paralelo en los extremos. Estas investigaciones permiten la construcción de la curva histerética de enlaces a corte con la posibilidad de implementarlo en varios modelos para su uso posterior en análisis no lineal estático y dinámico.

Posteriormente se modelan e implementan los parámetros para análisis no lineal (pushover) como se establece en la sección 6.1 de la metodología. Este análisis será realizado bajo cargas factoradas gravitacionales y una distribución lateral de fuerzas en proporción a la forma modal fundamental de la estructura. Aquí se definirá el corte basal máximo ( $V_{max}$ ), el desplazamiento máximo de techo ( $\delta_u$ ), el desplazamiento de fluencia ( $\delta_y$ ) y demás parámetros de interés; a partir de las curvas pushover se obtendrán los factores de desempeño sísmico consistente a la sección 1.2.6 de la metodología.

Seguidamente se realiza el análisis no lineal dinámico usando un conjunto de registros sísmicos de mecanismo de falla intraplaca e interplaca; se consideran 9 pares de registros con sus dos componentes ortogonales, dando un total de 18 registros ocurridos desde el año 2005 en adelante y magnitud  $M_w > 7.7$ . Ya que la metodología considera la elaboración del análisis dinámico incremental (IDA) los registros sísmicos son normalizados a una intensidad específica y luego escalados a una aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental del arquetipo considerado.

Después se establece la capacidad media de colapso ( $S_{ct}$ ) y la razón de margen de colapso (CMR) para cada arquetipo por medio de las gráficas IDA, con estos resultados se construyen curvas de fragilidad para casos específicos a través de una función de distribución para determinar la probabilidad de colapso estructural y a su vez caracterizar su seguridad.

Finalmente se evalúa la aceptabilidad o rechazo del factor de modificación de respuesta inicial usado en el diseño y se dan recomendaciones respecto al valor actual de la NCh433.

#### **1.4 Organización de la disertación**

La presente investigación consta de 8 capítulos incluyendo el actual, estos son explicados brevemente:

- Capítulo 2 (revisión bibliográfica): abarca los antecedentes de investigaciones realizadas tanto analíticas como experimentales del comportamiento mecánico de los EBF con enlaces cortos de los últimos 15 años, así como la metodología establecida en la FEMA P695.

- Capítulo 3 (evaluación sísmica): se plantean las principales premisas del diseño por capacidad y las especificaciones del capítulo F3 del AISC 341 2010 y un aspecto general de la filosofía del diseño sismo-resistente en Chile realizando una explicación detallada de la adopción factor de modificación de la respuesta estructural R y su método de cuantificación en base capítulo 1 de la metodología.
- Capítulo 4 (descripción general y diseño de edificios): hace una descripción general del espacio de diseño a emplear, configuraciones y cargas para el análisis sísmico, seguidamente se establecen los parámetros de la demanda sísmica espectral de acuerdo a la NCh433. Por último se determinan las secciones finales de todos los elementos para cada arquetipo y los grupos de desempeño seleccionados sujetos a análisis no lineal.
- Capítulo 5 (análisis estático no lineal): se realiza una tabulación del patrón de carga para empuje lateral y los modelos empleados para establecer la no linealidad del material y en forma general del arquetipo. Además de una descripción de la curva pushover y la manera de su determinación; asimismo se presenta el modelo adoptado del comportamiento histerético del enlace usando Opensees.
- Capítulo 6 (análisis dinámico no lineal): aquí se realiza el procesamiento de los registros empleados para obtener las curvas IDA, el procedimiento de normalización y escalamiento conforme a los criterios de la metodología; como resultado de este análisis se evalúa la aceptabilidad o rechazo del factor R a través de los criterios de aceptación del FEMA.
- Capítulo 7 (Resultados y comparaciones): se describen los resultados obtenidos en cada una de las fases metodológicas y se realiza un análisis cuantitativo y cualitativo de la respuesta estructural, factores de modificación de la respuesta, curvas pushover, curvas IDA y fragilidad estructural de cada modelo con la ayuda de tablas y gráficas comparativas.
- Capítulo 8 (conclusiones y recomendaciones): se presentan comentarios, limitaciones encontradas, conclusiones respecto a los objetivos planteados y recomendaciones en torno al factor R. Finalmente sugerencias respecto al uso de los EBF para sistemas estructurales y en general del comportamiento del enlace.

### **1.5 Limitación de la investigación**

En la línea de investigación desarrollada por Sepúlveda, 2012 [2] se dieron recomendaciones para futuros estudios, dichas recomendaciones son implementadas en esta tesis de manera paramétrica a 55 casos; no obstante, el universo de posibilidades es mucho más amplio. Aquí se nombran algunas premisas que se podrían tomar en cuenta para análisis más numerosos y enfocados a un diseño automático.

- El dimensionamiento de EBF implica la aplicación del diseño por capacidad, este procedimiento no se encuentra implementado directamente en los softwares de cálculo estructural actualmente, por tanto, abordar gran cantidad de casos respecto a la influencia de: altura de la edificación, longitudes del vano, tipo de acero y diferentes ubicaciones de enlaces es limitada. Por lo antes dicho esta tesis aborda únicamente el estudio de una configuración y se deja pautas para abordar más casos a futuro.

- Los análisis no lineales dinámicos emplean registros sísmicos sin separar el tipo de fuente y falla sísmica, además se usa una menor cantidad de registros que de la fijada por la metodología.
- Los análisis no lineales estáticos consideran un único patrón de carga lateral, por ende, la influencia de la variación de este parámetro no es contemplada.
- El uso del análisis incremental dinámico conlleva gran tiempo de cálculo, por tanto, aquí se usan IDA's simplificados; esta propuesta está considerada en la metodología, no obstante se considera que un IDA completo sería más adecuado.
- Los ensayos experimentales para predecir el comportamiento histórico del enlace se basan en investigaciones internacionales, esto debido a que no existe información experimental a nivel local de este tipo de elemento.
- En esta tesis el método usado para escalar registros sísmicos considera únicamente la amplificación de la intensidad espectral a un periodo considerado, por tanto se podría implementar el método de "Spectrum - Matched" y comparar la influencia en los resultados.

En la sección 8.2 se dan recomendaciones respecto a las limitaciones antes mencionadas, asimismo algunas pautas para futuras investigaciones.

## CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES

En este capítulo se abordan estudios nacionales e internacionales realizados en cuanto a comportamiento de los marcos arriostrados excéntricos (EBF) acorde la práctica ingenieril, varias de estas investigaciones fueron realizadas en países como Estados Unidos, Canadá y España principalmente a enlaces cortos. Adicionalmente se realiza una breve descripción de los marcos arriostrados excéntricos y la manera como caracterizar la respuesta sísmica de una estructura de este tipo; finalmente se realiza una descripción más detallada de la metodología (FEMA P695) enfocada a los objetivos planteados.

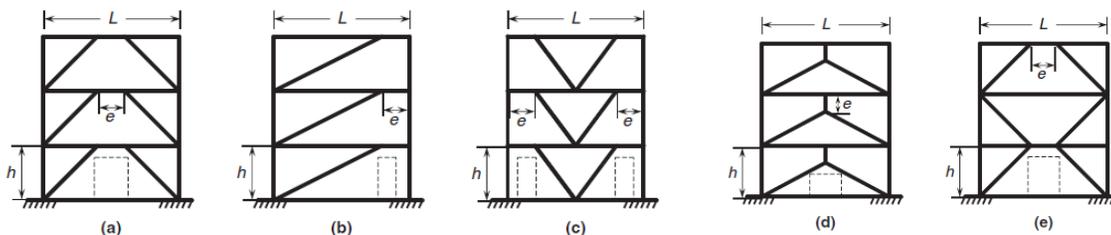
### 2.1 Estudios previos y comportamiento general EBF

En las últimas cuatro décadas se han desarrollado estudios experimentales de modelos a escala real o de miembros aislados (enlaces) de EBF. En esta investigación se presenta los avances realizados en los últimos 15 años a nivel internacional y casos puntuales en Chile.

En los Estados Unidos a finales del siglo XX investigadores como Roeder y Popov, Hjemstad y Yang han estudiado a detalle el comportamiento de enlaces en cuanto a su respuesta cíclica en EBF, estas investigaciones permitieron desarrollar los códigos normativos de diseño sísmico en acero de EBF, contemplados actualmente la norma del AISC 341 [8]. Además, recientemente se han desarrollado y se ha dado énfasis al diseño por capacidad y el concepto de enlace reemplazable ha sido explorado.

#### 2.1.1 Comportamiento general y mecanismo de plastificación

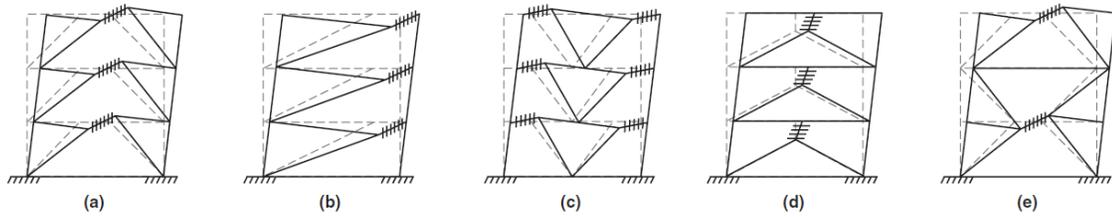
Un pórtico excéntrico arriostrado transfiere fuerzas sea a columnas u otro arriostramiento, a través de corte o flexión a un pequeño segmento de viga (enlace); varias geometrías típicas se han estudiado y muestran en la Figura 1.



**Figura 1.** Configuraciones típicas EBF's.

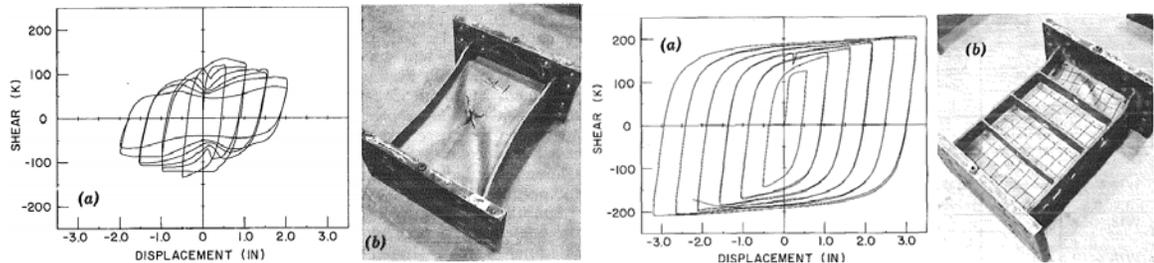
Fuente: Bruneau [11]

Los enlaces de los EBF actúan como fusibles estructurales para disipar la energía inducida por el terremoto en un edificio de manera estable, acuerdo a la filosofía de diseño el mecanismo de plastificación deseable se muestra a continuación.



**Figura 2.** Mecanismo de fluencia EBF.  
Fuente: Bruneau [11]

Debido a la importancia del comportamiento del enlace se han realizado varios estudios experimentales, uno de los cuales se puede destacar es el realizado por Malley y Popov [12] donde los ensayos cíclicos evidenciaron la influencia de las placas rigidizadores de alma, además, se observó que los enlaces que no poseen rigidizadores el pandeo local del alma de vigas W ocurre tempranamente; la figura 3 muestra la influencia de estos rigidizadores en la resistencia al corte y su capacidad de disipación de energía en su respuesta cíclica.

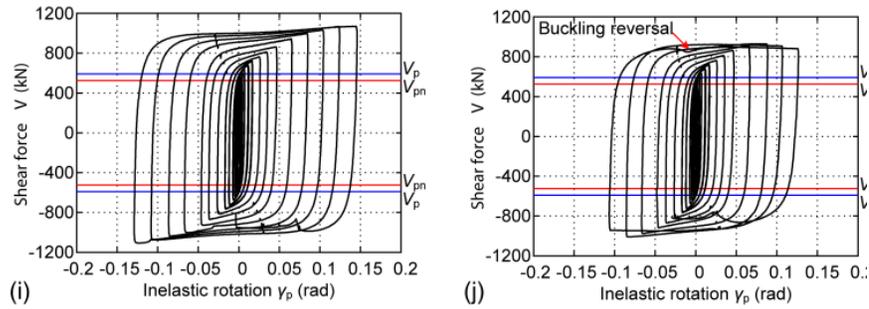


**Figura 3.** Respuesta cíclica alma no rigidizada (izq.) y rigidizada (der.).  
Fuente: Bruneau [11]

Un factor imperativo en el análisis es la longitud del enlace de los EBF y su influencia en la respuesta de la estructura, es decir la interacción entre el momento y corte en este elemento. Los códigos de diseño han establecido un límite de condición de fluencia balanceada cuando la rótula a flexión y corte se forma simultáneamente. Esta longitud es:

$$e_o = \frac{2Mp}{v_p} \quad (\text{Ec. 2- 1})$$

Ya que el objetivo es analizar únicamente EBF's con enlaces cortos se mencionan las investigaciones que se han realizado para este caso en específico. Un estudio reciente realizado por Xiaodong Ji y colaboradores [13] muestran ensayos experimentales de 12 enlaces muy cortos reemplazables, se probaron para varios tipos de acero, relación de longitud, rigidizadores de alma y protocolos de carga; los resultados mostraron que poseían capacidad de rotación inelástica de aproximadamente 0.14 rad, que es significativamente mayor al requerido por la ASCE 341-10 de 0.08 rad. [8]



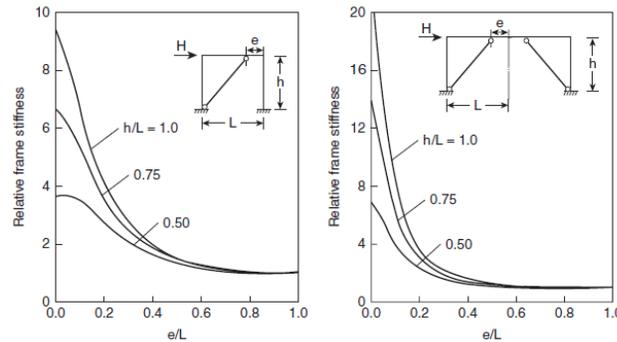
**Figura 4.** Espécimen ensayado con gran deformación inelástica.  
Fuente: Xiadong [13].

En síntesis, este y otros estudios han corroborado que en enlaces cortos la fluencia a corte es más eficiente respecto a la disipación de energía comparada con los largos; además encontraron que el pandeo del alma es fácilmente solucionado con rigidizadores adecuadamente espaciados. Basado en estos términos el diseño y comportamiento estructural de los EBF es preferible usar enlaces cortos.

Finalmente se nombra las investigaciones en cuanto a la sobrerresistencia del enlace, la cual se define como la razón entre la máximo corte desarrollado y la resistencia al corte del enlace, en [12] y [13] obtuvieron factores de sobrerresistencia del enlace entre 1.41 y 1.47, que comprado con el recomendado por el AISC de 1.5 es correctamente aplicable; no obstante dejan claro que este factor tiende a bajar cuando la longitud del enlace aumenta.

### 2.1.2 Resistencia y rigidez lateral de los EBF's.

La variación de la rigidez lateral de un EBF con respecto a la longitud del enlace fue investigada por Hjelmstad y Popov [14], en la figura 5 se muestra la ventaja de usar enlaces cortos para el control de la deriva de piso.



**Figura 5.** Variación de la rigidez lateral con respecto a e/L.  
Fuente: Hjelmstad [14]

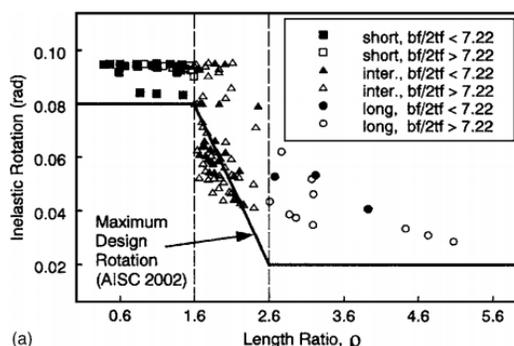
La rotación inelástica del enlace se puede calcular aplicando teoría plástica, en la literatura es muy conocida y empleada la expresión del AISC 341 para calcular este parámetro tan importante, la expresión es:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (\text{Ec. 2- 2})$$

Este mecanismo plástico al interior del link depende de la demanda del ángulo de la deriva de piso, y se puede destacar que  $\gamma p$  se incrementa rápidamente cuando la longitud del link es reducida. La rotación entre el enlace y la viga fuera del enlace no debe exceder los siguientes valores [8]:

- Para enlaces de longitud de  $e < \frac{1.6M_p}{V_p} : 0.08[\text{rad}]$
- Para enlaces de longitud de  $e > \frac{2.6M_p}{V_p} : 0.02[\text{rad}]$

Para enlaces intermedios de debe realizar una interpolación lineal. Paul Richard y Chia-Ming Uang [5] realizaron estudios analíticos para investigar la influencia de la relación ancho - espesor en patines de 112 enlaces, se emplearon modelos de elementos finitos verificados con datos experimentales; la investigación en estos modelos destaca que existe coherencia entre los límites de rotación especificados por el AISC 341 y los determinados con elementos finitos (EF), la figura 6 muestra los resultados obtenidos donde es algo conservador el límite impuesto por el AISC.



**Figura 6.** Capacidad de rotación inelástica.  
Fuente: Richard [5].

### 2.1.3 Detallamiento del enlace

Ya que el estudio considera únicamente el comportamiento de enlaces cortos y el uso de secciones W, se nombra las investigaciones en cuanto al detallamiento de este tipo de elementos.

Rigidizadores transversales deben ser ubicados a ambos lados del alma en enlaces y al final de las diagonales en su intersección con la viga, estos rigidizadores son necesarios para retrasar el inicio del pandeo del alma y prevenir el pandeo local de alas en secciones W. Para el caso de enlaces a corte ( $e \leq 1.6M_p/V_p$ ), el espaciamiento de los rigidizadores puede ser [11]:

$$a = C_B t_w - \frac{d}{5} \quad (\text{Ec. 2- 3})$$

Donde 'd' es el peralte del enlace, 'tw' es espesor del alma y 'CB' es igual a 52 para el caso de enlaces a corte.

Soldadura de filete se debe emplear para la conexión entre el rigidizador y el alma del enlace, la fuerza de diseño será  $A_{st}F_y$ , donde 'Ast' es el área del rigidizador; en el caso de la conexión a sus

alás la fuerza de diseño será  $A_{st}F_y/4$ . Es recomendable que la soldadura del filete vertical se termine a una distancia  $5t_w$  desde la dimensión 'k' en vigas laminadas para retrasar el inicio de la fractura del alma según Okazaki [15].

## 2.2 Estudios sobre factor de modificación de respuesta estructural.

En primer lugar, se hace referencia a la adopción de los valores de modificación de respuesta,  $R_o$  para el caso de análisis modal espectral en la NCh433. Estos valores fueron obtenidos a través de un proceso de calibración con los requisitos de resistencia exigidos por la norma vigente hasta el año 1993; además se menciona que los valores de  $R_o$  para otros tipos de estructuraciones y materiales fueron decididos en 1996 usando valores de la norma del "Uniform Building Code (IBC)". Por otro lado, estos valores de  $R_o$  fueron verificados posteriormente sobre un conjunto amplio de edificios usando como parámetro de comparación el corte basal obtenido de análisis modales espectrales de las normas de 1996 y 1972 [1].

Entre los estudios más recientes realizados sobre los factores de modificación de respuesta estructural se encuentra el realizado por Sepúlveda [2], donde se analizan 4 edificios de 3,6,12 y 20 pisos dimensionados acorde al diseño por capacidad. Estas estructuras fueron sujetas a análisis no lineal estático y dinámico y obteniendo factores  $R$  entre 3.9 y 15.6, donde el autor concluye que los resultados no fueron satisfactorios y que no se obtuvo información suficiente para descartar o ratificar el valor establecido en la norma.

Otras investigaciones (tesis) realizadas por el profesor Carlos Aguirre de la Universidad Técnica Federico Santa María (UTFSM) han tratado este tema, entre ellas tenemos la desarrollada por Cornejo [3] donde estudia edificios de 3 y 6 pisos sujetas a análisis no lineal para posterior comparación de los factores  $R$  para edificios de: marcos a momento, arriostados concéntricos y excéntricos; concluyen que las estimaciones de los coeficientes  $R$  no se definen mayormente para los tres tipos de marcos y se obtienen valores menores a los fijados por la NCh433. De igual manera la investigación desarrollada por Uribe [4], concluye que se debe generar mayor información sobre el desempeño sísmico de los EBF.

Por otro lado la adopción y aplicación de la metodología del FEMA P695 se ha desarrollado en el trabajo de tesis de Urzúa [16] para la comparación de desempeño de dos estructuras industriales, de esta investigación se tomarán algunas directrices para la aplicación de la metodología acorde a la práctica Chilena, como: características de un modelo no lineal, bases de modelación, estimación de la razón de margen de colapso (CMR) y evaluación de la incertidumbre.

Abordando las investigaciones realizadas en otros países, se puede mencionar principalmente las siguientes:

- La realizada por Kuşyılmaz [17] donde se estudia analíticamente el comportamiento de los EBF para una variedad de casos, los factores de sobrerresistencia obtenidos en promedio fueron mayores a los especificados en los códigos de diseño; para este análisis se emplearon algoritmos computacionales donde se estableció que los EBF poseen mayor sobrerresistencia ( $\Omega > 2$ ) para alturas de edificios de bajas a medias.
- En el estudio de Marquez [18] se analiza la respuesta no lineal de estructuras excéntricas y concéntricas, donde se obtienen las curvas de capacidad y curvas de análisis incremental dinámico (IDA) para un total de 24 casos. Los resultados muestran que los factores de

sobrerresistencia ( $\Omega$ ) son altos, con valores  $>5$  y además se menciona que los EBF poseen mayor ductilidad que las otras configuraciones estructurales analizadas.

- Otro estudio que se puede destacar es el realizado por Tande [19] donde analiza marcos planos excéntricos en el rango no lineal para diferentes tipos de configuraciones como: arriostramientos en 'V', chevrón 'V-invertida' y con una sola diagonal en extremos. A través de análisis no lineales estáticos de 4 y 8 pisos concluye el mejor desempeño es el obtenido con diagonales excéntricas en 'V' invertida.

Con estos antecedentes se puede saber que aún no hay información suficiente en torno a la evaluación del factor de modificación de respuesta 'R', principalmente a nivel local. Las relaciones de los factores sísmicos en la respuesta general de una estructura se analizan en capítulos subsiguientes.

## **2.3 Descripción de la metodología FEMA P695.**

En esta sección se introducen los elementos claves de la metodología, que incluye: información requerida, desarrollo de arquetipos, análisis no lineal y evaluación de desempeño. En la figura 7 se describe el proceso de evaluación de desempeño de manera global y a continuación se da una descripción breve de cada paso del FEMA P695 [7]:

### **2.3.1 Desarrollo conceptual**

El proceso empieza con la definición del sistema resistente a fuerzas sísmicas (EBF), material de construcción (acero), configuración estructural, mecanismo disipación energía y el rango de aplicación.

### **2.3.2 Obtener información**

En general se refiere a información de pruebas o ensayos de materiales y componentes del sistema estructural. La información de ensayos incluye las propiedades de los materiales, comportamiento fuerza – deformación y respuesta no lineal.

Ya que la aplicación de la metodología contempla el uso de las provisiones sísmicas del ASCE/SEI 7-05 se realiza una adaptación para el uso con la NCh433.

### **2.3.3 Características de comportamiento**

Contempla el uso de arquetipos como una representación prototipo del sistema resistente a fuerzas sísmicas. Dichos arquetipos deben proveer características significantes para representar aplicaciones típicas, algunas de ellas son: altura de la edificación, periodo fundamental, tamaños de los vanos, magnitud de las cargas gravitacionales; para esta investigación se conforman grupos de desempeño donde se varía la demanda sísmica y la seguridad de colapso se evalúa para cada grupo.

### 2.3.4 Desarrollo de modelos

En esta etapa se desarrollan modelos estructurales para su futura evaluación de colapso, en su elaboración se debe tener en cuenta el nivel de la demanda sísmica, variación en las cargas gravitacionales y características geométricas de la estructura.

En lo posible los modelos no lineales deben incluir explícitamente simulación de mecanismos de deterioro que podrían permitir algún mecanismo de colapso, además de la masa sísmica y efectos P-Δ. Los modelos serán calibrados usando materiales, elementos o ensamblajes de ensayos u otra evidencia que permita simular el comportamiento no lineal esperado.

### 2.3.5 Análisis de modelos

Aquí se requiere el uso de análisis no lineal estático (pushover) y no lineal dinámico (tiempo-historia) usados para proveer una base estadística de la sobrerresistencia, ductilidad del sistema y evaluar la capacidad de colapso.

Para la evaluación de colapso se emplearán registros sísmicos, que en el caso de esta investigación se emplearán 18 registros basados en cualquier condición de sitio o fuente del mecanismo como lo permite la metodología. Seguidamente estos registros son escalados hasta una intensidad sísmica.

Finalmente aplicando 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. En el capítulo 6 se explica y aplica con mayor detalle la evaluación de desempeño.

### 2.3.6 Evaluación de desempeño

Continuando con la metodología, en esta parte se busca determinar los valores del factor de sobrerresistencia ( $\Omega$ ) obtenido del análisis no lineal estático y la aceptabilidad del factor de modificación de respuesta estructural ( $R$ ) empleado en el diseño a través del análisis no lineal dinámico. Adicionalmente de estos análisis se puede obtener el factor de amplificación por deflexión ( $C_d$ ) y la ductilidad basada en periodo ( $\mu_T$ )

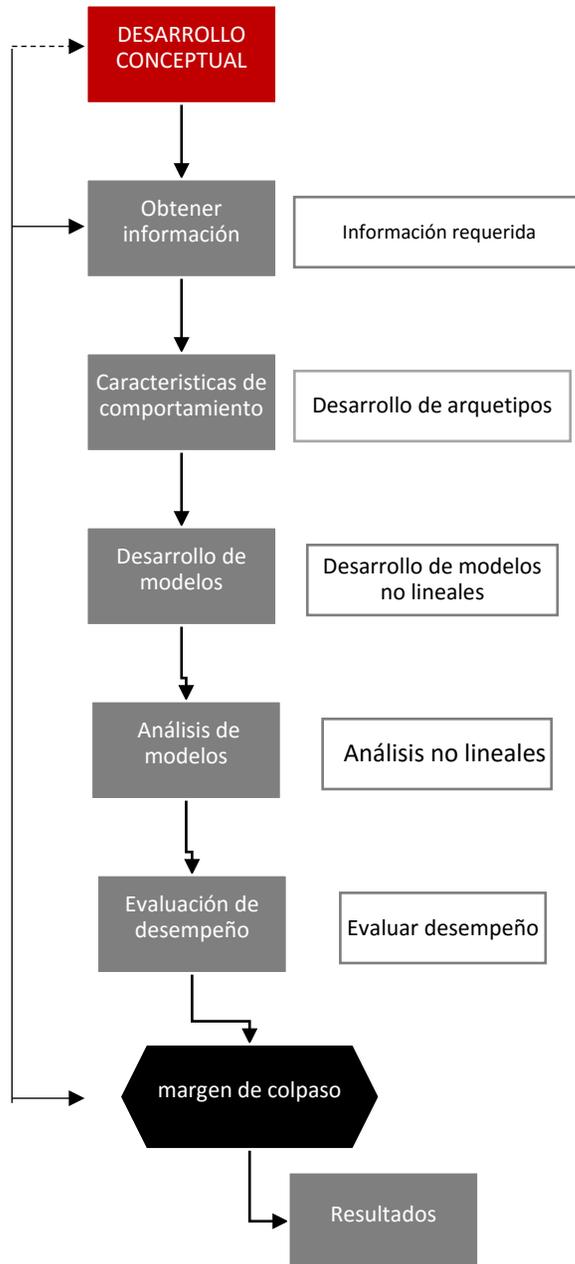
El valor de 'R' es evaluado en términos de la razón de margen de colapso (CMR), el cual a su vez está en función de la intensidad media de colapso ( $S_{CT}$ ) y la intensidad del máximo terremoto considerado MCE del suelo ( $S_{MT}$ ).

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (\text{Ec. 2- 4})$$

Para tomar en cuenta las características extremas de terremotos que conllevan al colapso de edificios la CMR se convierte a la razón de margen de colapso ajustada (ACMR), este parámetro está basado en la forma del espectro del movimiento sísmico, ductilidad y periodo de vibración de la estructura. Valores aceptables de la CMR son definidos en términos de la probabilidad de colapso; si los valores de las CMR's son lo suficientemente grandes para dar bajas probabilidades de colapso entonces el valor adoptado de 'R' es aceptado.

### 2.3.7 Resultados

Debe registrarse la información de cada paso y los resultados obtenidos, suficientemente detallada y con suficiente claridad para permitir la revisión de un ingeniero experto.



**Figura 7.** Proceso cuantificar los factores de desempeño sísmico.  
Fuente: elaboración propia

## CAPÍTULO 3: EVALUACIÓN SÍSMICA

### 3.1 Disposiciones sísmicas de AISC 341

En esta sección se mencionan las bases de diseño de los marcos arriostrados excéntricos en general. Otros puntos importantes se mencionan en la siguiente sección acorde al diseño por capacidad exclusivos para enlaces cortos.

#### 3.1.1 Análisis

La resistencia requerida de las diagonales de arriostramientos y sus conexiones, vigas fuera del enlace y columnas deben estar basadas en las combinaciones de carga de la NCh3171 [20] incluyendo las fuerzas sísmicas amplificadas. Esta amplificación debe ser tomada como la fuerza desarrollada en los extremos de los enlaces correspondientes a la resistencia ajustada a corte del enlace; esta resistencia ajustada a corte es la siguiente:

$$V_{link} = 1.25R_y V_n \rightarrow \text{para secciones } W \quad (\text{Ec. 3- 1})$$

Donde  $V_n$  es la resistencia nominal a corte y  $R_y$  es la razón del esfuerzo esperado de fluencia al esfuerzo de fluencia mínimo especificado ( $F_y$ ) del material; los valores de  $R_y$  se encuentran tabulados en la tabla A3.1 del AISC 341.

#### 3.1.2 Apoyo lateral del enlace

Apoyo lateral debe ser provisto en extremos del enlace tanto en patín superior e inferior para secciones de enlace  $W$ . La resistencia requerida de los arriostramientos laterales de cada patín se menciona en la sección D1.2c del AISC 341 y además deben cumplir con los requerimientos de rigidez del Apéndice 6 del AISC 360.

#### 3.1.3 Requerimientos básicos de elementos

Todos los elementos de los EBF deben cumplir con requerimientos de relaciones ancho espesor de la sección D1.1 las cuales se describen a continuación:

- Arriostramientos (diagonales): deben satisfacer las limitaciones de ancho-espesor para elementos de *moderada ductilidad*.
- Columnas: deben satisfacer las limitaciones de ancho-espesor para elementos de *alta ductilidad*.
- Viga fuera del enlace: si la viga fuera del enlace es de sección diferente del enlace debe satisfacer las limitaciones de ancho-espesor para elementos de *moderada ductilidad*.

Las diagonales y vigas fuera del enlace deben ser diseñadas como un elemento viga-columna pues típicamente están sujetas a una combinación de grandes fuerzas axiales y flexión. Si la viga fuera del enlace y el enlace propiamente son un mismo elemento su resistencia puede ser determinada usando las propiedades esperadas del material ( $R_y$ ).

Respecto al enlace también deben satisfacer las limitaciones de ancho-espesor de la sección D1.1 para elementos de *alta ductilidad*. Para el caso de enlaces con secciones  $W$  con  $e \leq 1.6M_p/V_p$  se permite que los patines satisfagan los requerimientos para elementos de moderada ductilidad.

Ya que esta investigación emplea perfiles W únicamente se resume a continuación las limitaciones acordadas a la sección D1 del AISC 341.

<i>Limitaciones razones ancho-espesor</i>					
	<i>Descripción de elementos</i>	<i>Relaciones ancho-espesor</i>	$\lambda_{hd}$ elementos de alta ductilidad	$\lambda_{md}$ elementos moderada ductilidad	<i>Ejemplos</i>
<i>Elementos no rigidizados</i>	Patines de secciones laminadas o armadas W.	b/t	$0,30\sqrt{E/F_y}$	$0,38\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones laminadas o armadas W usadas como arriostramientos	h/tw	$1,49\sqrt{E/F_y}$	$1,49\sqrt{E/F_y}$	
<i>Elementos rigidizados</i>	Almas de secciones laminadas o armadas W usadas como vigas o columnas	h/tw	$\begin{aligned} & \text{Para } Ca \leq 0,125 \\ & 2,45\sqrt{E/F_y} (1 - 0,93Ca) \end{aligned}$ $\begin{aligned} & \text{Para } Ca > 0,125 \\ & 0,77\sqrt{E/F_y} (2,93 - Ca) \geq 1,49\sqrt{E/F_y} \end{aligned}$ $\text{Para } Ca = \frac{P_u}{\phi_c P_y} (LRFD)$	$\begin{aligned} & \text{Para } Ca \leq 0,125 \\ & 3,76\sqrt{E/F_y} (1 - 2,75Ca) \end{aligned}$ $\begin{aligned} & \text{Para } Ca > 0,125 \\ & 1,12\sqrt{E/F_y} (2,33 - Ca) \geq 1,49\sqrt{E/F_y} \end{aligned}$ $\text{Para } Ca = \frac{P_u}{\phi_c P_y} (LRFD)$	

**Tabla 1.** Razones ancho-espesor elementos a compresión de moderada y alta ductilidad.  
Fuente: modificado AISC 341 [8].

### 3.2 Metodología del diseño por capacidad

A continuación, se señala puntos importantes sobre el diseño de los diferentes elementos estructurales que conforman los EFB, el predimensionamiento y análisis estructural se basaron principalmente en libro de M. Bruneau [11] donde se da un procedimiento ordenado del dimensionado de todos los elementos; para el caso del diseño propiamente una buena guía es el manual de diseño sísmico del AISC [21] donde puntos claves se mencionan aquí.

#### 3.2.1 Revisión del enlace

Luego de obtener las máximas solicitaciones a través de un análisis elástico considerando efectos de segundo orden se procede a determinar la resistencia al corte de diseño; desde la sección del F3.5.b del AISC se deben cumplir las siguientes condiciones [8]:

- Longitud enlace

El enlace debe ser un elemento de alta ductilidad, para perfiles W, longitud del enlace debe ser:

$$\text{si } \rho' \leq 0.5 \quad \rightarrow \quad e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (\text{Ec. 3- 2})$$

$$\text{si } \rho' > 0.5 \quad \rightarrow \quad e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho')$$

Donde:

$M_p$  =momento plástico nominal ( $F_y Z$ )

$V_p$  =corte nominal del enlace

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c}$$

$V_r = V_u$  resistencia al corte requerida (LRFD)

$V_c = V_y$

$V_y = 0.6F_y A_{lw}$

- Resistencia corte de diseño

$$V_n = V_p$$

$$V_p = 0.6F_y A_{lw} \quad \text{si} \quad P_r/P_c \leq 0.15 \quad (\text{Ec. 3- 3})$$

$$V_p = 0.6F_y A_{tw} \sqrt{1 - (P_r/P_c)^2} \quad \text{si} \quad P_r/P_c \geq 0.15$$

Donde:

$A_{lw} = (d - 2t_f)t_w$  para perfiles W.

$P_r = Pu$ (LRFD), resistencia axial requerida

$P_y = F_y A_g$ , resistencia axial a fluencia nominal

Debido a que la investigación está centrada únicamente a enlaces cortos será imperativo que la fluencia a corte se produzca y se buscará este mecanismo de falla, más no el de fluencia a flexión. Por tanto, la condición de resistencia será  $V_u \leq \phi 0.6F_y A_{lw}$ , siendo  $\phi = 0.9$

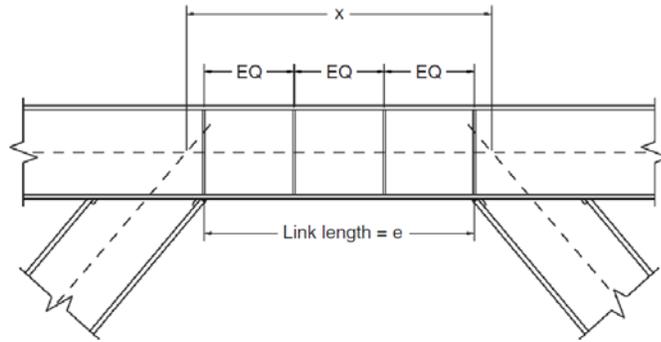
- Angulo de rotación del enlace

Desde las provisiones del AISC 341 la máxima rotación límite del enlace basado en su comportamiento esperado es 0.08 rad para enlaces cortos y la expresión a cumplir es:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$

$$\text{donde} \quad \theta_p = \frac{\Delta_p}{h} \quad (\text{Ec. 3- 4})$$

En este punto se debe distinguir la dimensión de la excentricidad “e” y la distancia “x” que es la longitud entre las intersecciones de ejes en diagonales y vigas que forma parte de cada vano; la figura a continuación se muestra el esquema.



**Figura 8.** Dimensión real del enlace.  
Fuente: Bruneau [11].

Así por geometría y en función de los peraltes de viga y diagonal se puede determinar la excentricidad real “e” como:

$$e = x + \frac{d_{beam}}{\tan\theta} - \frac{b_{brace}}{\sin\theta} \quad (\text{Ec. 3- 5})$$

Donde:

L= longitud del vano

h=altura de piso

$\Delta_p$ =deriva plástica de piso

$\theta_p$ = ángulo de deriva de piso plástica

$\gamma_p$ =ángulo de rotación plástica del enlace

Las especificaciones del AISC 341 definen que la deriva plástica es  $\Delta_p = (C_d - 1)\delta$ , donde  $\delta$  es el desplazamiento elástico relativo de piso, para esto  $C_d$  lo podemos estimar igual a  $R^*$ , para el caso de análisis modal espectral; finalmente siendo conservadores el ángulo de rotación del enlace será:

$$\gamma_p = \frac{L R^* \Delta}{e h} \quad (\text{Ec. 3- 6})$$

### 3.2.2 Viga fuera del enlace

Para el diseño de este elemento la principal característica es que el enlace y la viga fuera del enlace son un elemento continuo y de sección constante, esto con el objetivo de replicar las situaciones que se pueden dar en una en construcción real donde usar una sección distinta en cada tramo sería relativamente costoso.

La sección F3.3 del AISC 341 [8] especifica que para el diseño de vigas fuera del enlace, diagonales y columnas deben ser basados en las combinaciones de carga y se debe considerar el efecto de las fuerzas horizontales incluyendo sobrerresistencia  $Emh$ , es decir emplear la resistencia a corte ajustada del enlace, esto es:

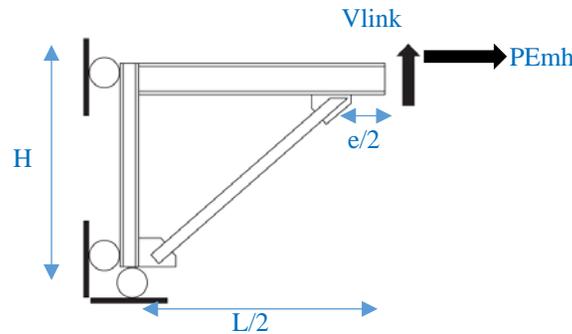
$$V_{link} = 1.25R_yF_y(0.6A_{lw}) \quad (\text{Ec. 3- 7})$$

Donde:

$V_{link}$  = resistencia a corte ajustada del enlace

$R_y$  = razón del esfuerzo de fluencia esperado al esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

Asimismo, la especificación permite que las fuerzas horizontales incluyendo la sobrerresistencia se puedan tomar como el 88% de las determinadas por la expresión anterior. El diseño de estos elementos debe ser realizado para una combinación axial y compresión combinada que llegan desde el enlace, así desde un diagrama de cuerpo libre simplificado la acción de la resistencia ajustada del enlace será:



**Figura 9.** Diagrama cuerpo libre, mecanismo  
Fuente: elaboración propia.

Desde la figura anterior a través de equilibrio la fuerza axial en la viga fuera del enlace será:

$$P_{Emh} = \frac{0.88V_{link}L}{2H} \quad (\text{Ec. 3- 8})$$

además, el momento resultante al extremo del enlace será:

$$M_{link} = \frac{0.88V_{link}e}{2} \quad (\text{Ec. 3- 9})$$

En los modelos a realizar en esta investigación la unión de viga con diagonales de arriostramiento de los EBR se consideran totalmente restringidas, es decir el momento al final del enlace debe ser distribuido entre las diagonales y la viga fuera del enlace. Para determinar la porción del momento resistido por la viga fuera del enlace se puede basar en las rigideces de los elementos, sin embargo,

aquí se emplea otro método basado en un factor de amplificación el cual usa la resistencia ajustada del enlace dividido por el corte requerido por sismo obtenido del análisis estructural ( $V_{link}/V_{QE}$ ), donde  $V_{QE}$  es el corte requerido por fuerzas sísmicas en el enlace. Así:

$$f = \frac{0.88V_{link}}{V_{QE}} \quad (\text{Ec. 3- 10})$$

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

$M_{QE}, P_{QE}, V_{QE}$  son las solicitaciones obtenidas por fuerzas sísmicas en la viga fuera del enlace, de igual manera  $M_{Emh}, P_{Emh}, V_{Emh}$  son las solicitaciones en la viga fuera del enlace debido a la resistencia al corte esperada (diseño por capacidad); finalmente considerando las combinaciones respectivas se procede al diseño a flexo-compresión y corte del elemento.

### 3.2.3 Diseño de columnas

De igual manera que los elementos anteriores el diseño por capacidad de las columnas debe contemplar la influencia de la resistencia ajustada a corte del enlace junto con las fuerzas factoradas por gravedad, no obstante, el AISC 341 permite reducir estos efectos un 12% para el caso de estructuras de más de 3 pisos. Así para una columna ubicada en determinado nivel será:

$$P_i = 0.88(1.25)R_y \Sigma[F_y(0.6A_{lw})] \quad (\text{Ec. 3- 11})$$

En esta reducción el AISC considera la baja probabilidad de deformación por endurecimiento simultánea en los enlaces. Luego de aplicar las combinaciones de carga se procede a realizar el diseño de los elementos por solicitaciones combinadas (flexión-compresión).

### 3.2.4 Diseño de diagonales de arriostramiento.

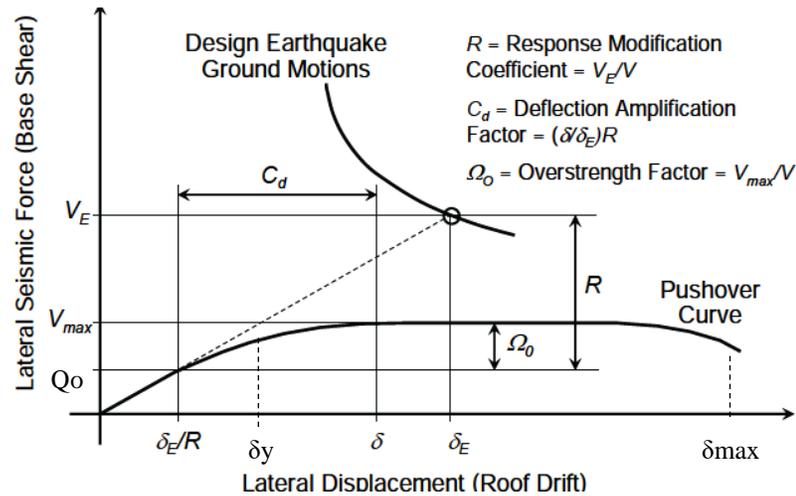
Asumiendo que las conexiones entre diagonales y columnas serán totalmente restringidas, el diseño de estos elementos también debe considerar la resistencia ajustada del enlace ( $V_{link}$ ) acorde con el diseño por capacidad, por tanto, se emplea nuevamente el factor de sobrerresistencia proveniente del enlace, es decir  $f = \frac{V_{link}}{V_{QE}}$ .

Luego a través de las combinaciones se procede al diseño con solicitaciones combinadas, flexión y axial considerando que los extremos conexión a momento.

### 3.2.5 Definición de los factores de desempeño sísmico.

El estudio analítico de los factores de desempeño sísmico de los marcos arriostrados excéntricos (EBF) está enfocado a permitir diseños económicos y eficientes para resistir fuerzas sísmicas. La

metodología establece el uso de los factores dados en el ASCE/SEI 7 [22], estos son: factores de modificación de respuesta (R), factor de sobrerresistencia del sistema ( $\Omega_0$ ) y el factor de amplificación de desplazamientos (Cd); la metodología permite la definición de estos factores en términos de la respuesta inelástica global (curva pushover idealizada) sea en razones de fuerzas, aceleraciones o desplazamientos. Para esta investigación se emplea la respuesta general en términos de fuerzas como ilustra la figura 10.



**Figura 10.** Ilustración de los factores de desempeño sísmico.  
Fuente: modificado FEMA P695 [23].

De la figura anterior el término  $V_E$  representa el corte basal que se desarrollaría en el sistema si este permaneciera completamente elástico para el terremoto de diseño;  $V_{MAX}$  representa el máximo corte basal desarrollado cuando el sistema ha fluido totalmente y  $Q_0$  el corte basal requerido para diseño.

Así  $R$  se define como la razón entre el corte basal que se podría desarrollar si el sistema permanece completamente elástico al corte de diseño:

$$R = \frac{V_E}{Q_0} \tag{Ec. 3- 12}$$

Además, el factor  $\Omega_0$  es la razón del máximo corte basal real desarrollado del sistema en total fluencia al corte basal de diseño.

$$\Omega_0 = \frac{V_{MAX}}{Q_0} \tag{Ec. 3- 13}$$

Por otra parte,  $C_d$  es una fracción del factor  $R$ , típicamente menor a 1. Este factor se usa para amplificar los desplazamientos obtenidos con las fuerzas elásticas reducidas por  $R$  para estimar los desplazamientos reales que tendría el sistema ante el sismo de diseño.

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \tag{Ec. 3- 14}$$

Se puede mencionar que Chile no emplea el factor  $C_d$ , salvo un símil en la NCh2369 donde si se emplea un factor  $R_1$  para corregir los desplazamientos.

Otro factor importante que no es mencionado explícitamente en la figura 10 es la razón entre el corte basal elástico al corte basal real desarrollado del sistema en total fluencia, así:

$$R_u = \frac{V_E}{V_{MAX}} \quad (\text{Ec. 3- 15})$$

A  $R_u$  se lo denomina factor de reducción por ductilidad; en la bibliografía se establecen relaciones entre  $R$ ,  $R_u$  y  $\Omega_0$ , de la siguiente manera:

$$R = \frac{V_E}{Q_0} = R_u \Omega_0 \quad (\text{Ec. 3- 16})$$

Por último, se definen los términos en el eje de las abscisas de la figura anterior:  $\delta_E$  representa la deriva de piso correspondiente al corte basal si el sistema permanece completamente elástico y  $\delta$  representa la deriva de piso correspondiente al sistema en fluencia al sismo de diseño. Por otro lado, un parámetro que igualmente no es especificado es el denominado factor de ductilidad  $\mu_s$ , así:

$$\mu_s = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (\text{Ec. 3- 17})$$

La importancia de estos factores en la curva de capacidad ayuda a entender la forma y secuencia en que las articulaciones plásticas se forman en el sistema hasta alcanzar su máxima capacidad ante cargas laterales. Como premisa final del capítulo se menciona que la norma vigente en Chile el valor del factor de modificación de la respuesta para pórticos excéntricos es  $R_0=10$ , el cual es usado para análisis modal espectral y seleccionado en esta investigación para el diseño de cada arquetipo; por otra parte la especificación del ASCE/SEI 7-10 recomienda valores de  $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$  igual a 8,2 y 4 respectivamente [22].

## CAPITULO 4: DESCRIPCIÓN GENERAL Y DISEÑO DE EDIFICIOS

En el presente capítulo se desarrollan varios puntos de la metodología para las estructuras (arquetipos) específicamente al estudio detallado del diseño basado en la práctica nacional.

### 4.1 Diseño basado en la práctica nacional

La norma nacional que rige el diseño sísmico de edificaciones es la NCh433. Of1996 [1] que tiene como objetivo lograr estructuras que resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada, limitar daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad y si se presentan daños eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

El análisis para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica se basa en el comportamiento lineal y elástico de las estructuras, excepto que para el caso de los EBF el comportamiento del enlace es altamente no lineal.

La NCh433 especifica restricciones en cuanto a regularidad en planta y elevación, por tanto, como es práctica nacional los arquetipos deberán ser estructuras simples y regulares que sean capaces de transmitir las cargas de la superestructura al suelo de fundación de manera rápida y eficiente. En cuanto a la distribución de fuerzas laterales en altura se debe proveer al modelo estructural de diafragmas de piso con rigidez y resistencia acorde al sistema planteado; en el caso de los modelos de EBF los diafragmas de piso se consideran en todos los nudos de la losa excepto en la zona del enlace pues estos trabajan a flexión y compresión combinada.

Una carencia por superar la práctica nacional en cuanto al diseño de los EBF es que no existen edificios con esta configuración y menos ensayos experimentales; por tanto, no se puede identificar aún parámetros relevantes del desempeño sísmico real de estos sistemas ante un terremoto.

### 4.2 Información requerida del sistema.

Siguiendo los pasos requeridos por la metodología nombrados previamente en la sección 2.3 se procede a resumir la información requerida para el modelamiento de los arquetipos como: materiales, estados de carga y diferentes criterios.

#### 4.2.1 Materiales

El acero utilizado para esta investigación es el ASTM A36 que es ampliamente usado a nivel nacional e internacional; a continuación se presentan las propiedades del acero empleado:

<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>	<i>unidades</i>
Fy	2531,09	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
Fu	4077,87	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
E	2100000,00	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
Fye	3796,64	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
Fue	4893,44	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
G	807692,31	[kgf/cm <sup>2</sup> ]

**Tabla 2.** Propiedades del acero A36

Fuente: elaboración propia

## 4.2.2 Estados de carga

Los estados de carga son consistentes con la norma NCh1537. Of2009 “Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso” [24], aquí se realiza un compendio de los estados de carga.

- Carga permanente (D): corresponde al peso propio de los elementos y cualquier equipo que sea permanente en la edificación como peso de tuberías, instalaciones, cielos falsos y acabados. De acuerdo al anexo A y B de la NCh1537 se obtiene una estimación de la carga permanente aplicable a marcos planos de 5KPa (500 kgf/m<sup>2</sup>).
- Cargas de uso (L): son cargas que varían en tiempo y espacio de la estructura. Los arquetipos que serán definidos posteriormente son dimensionados a uso de oficinas, por tanto, acorde a la tabla 3 de la NCh1537 se propone una carga de usos distribuida de 2.5KPa (250 kgf/m<sup>2</sup>).
- Carga sísmica (E): se refiere a la carga sísmica según la NCh433. La definición de la demanda sísmica se verá en detalle en secciones posteriores, no obstante, aquí empelaré únicamente un análisis modal espectral.

En cuanto a la carga de techo de uso ‘Lr’ se emplea 1 KPa (100 kgf/m<sup>2</sup>) y carga permanente muerta de 3.8 KPa (380 kgf/m<sup>2</sup>) acorde a estimaciones de la tabla 3 de la NCh1537.

<i>Descripción</i>	<i>Valor [kgf/m]</i>
CM	3000,00
CMr	2300,00
CV	1500,00
CVr	600,00

**Tabla 3.** Cargas permanentes y de uso.  
Fuente: elaboración propia

La tabla 3 resume los estados de carga equivalentes para su aplicación en marcos planos, es decir fuerzas por unidad de longitud.

## 4.2.3 Combinaciones de carga

En la práctica nacional las combinaciones de carga se realizan acorde a la norma “Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas” NCh 3171. Of2010 [20]. Para el diseño de los diferentes elementos se emplea el método por factores de carga y resistencia (LRFD), por tal razón la sección 9.1.1 de esta norma es empleada.

<i>#</i>	<i>Combo</i>
1	1.4D
2	1.2D+1.6L+0.5Lr
3	1.2D+1.6Lr+L
4	1.2D+L+0.5Lr
4	(1.2±2/3Ao/g)D+1.4E+L
5	(0.9±2/3Ao/g)D+1.4E

**Tabla 4.** Combinaciones de carga LRFD - NCh3171  
Fuente: elaboración propia

Hay que mencionar que las construcciones en acero están basadas originalmente en las normas del AISC y estas a su vez en las normas del ASCE, por ende, conservadoramente se adiciona el efecto del sismo vertical  $E_v$  como se especifica en la sección 12.4.2.2 del ASCE7-10 [22], este efecto se lo puede cuantificar con la siguiente expresión:

$$E_v = 0.2S_{DS}D \quad (\text{Ec. 4- 1})$$

Donde:

$S_{DS}$ = parámetro de aceleración espectral de respuesta.

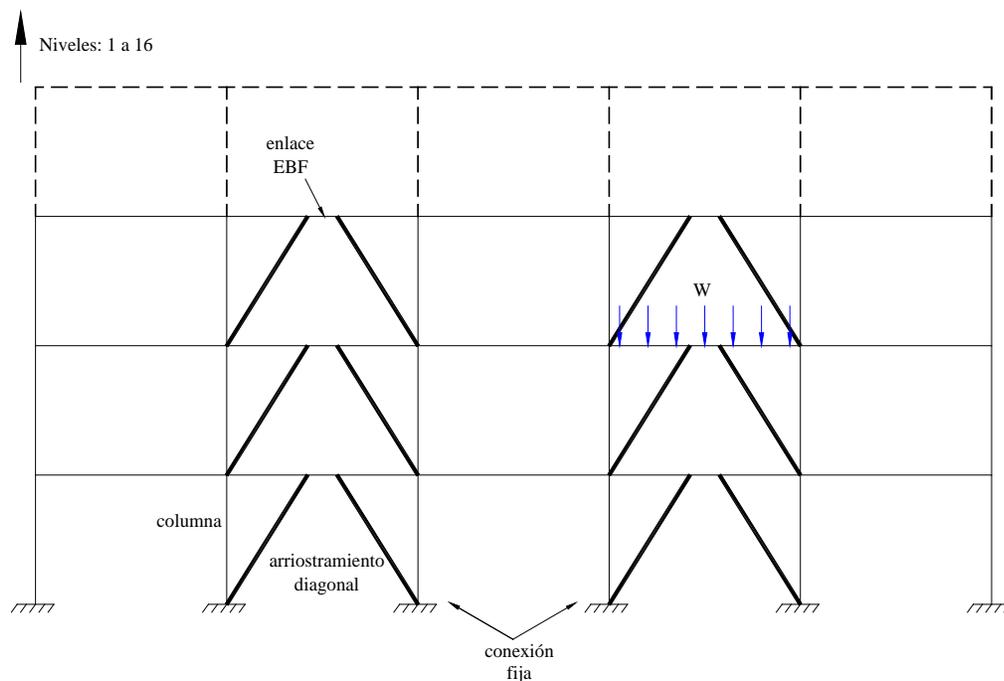
D= efecto de la carga muerta

Para representar este efecto a través de la NCh433 la sección 8.1.3 considera el coeficiente sísmico para acción vertical como  $2/3A_o/g$ , aquí  $A_o$  es la aceleración efectiva máxima horizontal y  $g$  es la aceleración de la gravedad; este criterio a su vez se emplea en la sección 5.5 de la norma Nch2369 [25] para incorporar acciones sísmicas verticales para cualquier estructura.

### 4.3 Características y desarrollo de arquetipos.

#### 4.3.1 Configuración de arquetipos.

Continuando con la metodología se desarrollan modelos 2D de edificios para varios niveles; cada marco de un nivel específico es considerado un arquetipo índice, es decir de este se derivarán otros donde se aplican diferentes demandas sísmicas. La figura 11 ilustra los diferentes elementos que se incluyen.



**Figura 11.** Esquema de arquetipos índices para EBF.

Fuente: elaboración propia

Los modelos de arquetipos incluyen elementos vigas, vigas fuera del enlace, diagonales y columnas; las bases de columnas se consideradas empotradas, las diagonales arriostradas dispuestas en forma de chevrón y restringidas a momento. Se menciona que estos modelos no toman en cuenta los efectos de torsión pues son marcos simétricos, y el objetivo es verificar el desempeño para casos globales de este tipo de estructuración y no para edificios específicos con problemas de torsión.

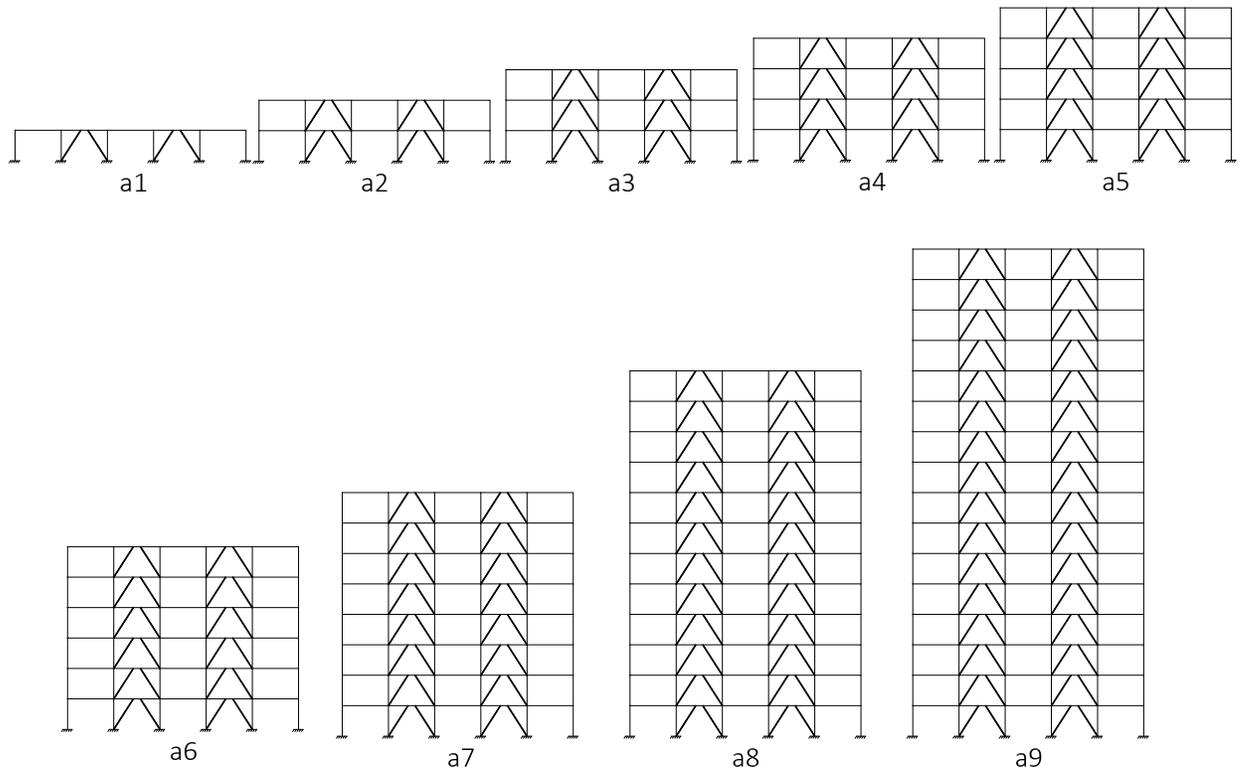
### 4.3.2 Espacio de diseño.

Usando modelos de 1,2,3,4,5,6,8,12 y 16 niveles se establecen un conjunto de arquetipos de diseño y junto con el principal parámetro de variación (demanda sísmica) representan el *espacio de diseño*. El capítulo 4 de la metodología especifica que se debe considerar *grupos de desempeño* mayor a 16, estos grupos se definirán posteriormente no obstante se menciona que las dimensiones de altura, longitud y cargas gravitacionales de cada vano permanecen constantes para cada arquetipo. La tabla a continuación resume propiedades claves de los grupos de desempeño contemplados en el presente estudio.

<i>Parámetro diseño</i>	<i>valor considerado (espacio de diseño)</i>
<b>Sistema estructural</b>	
Muros y sistemas arriostrados (NCh433 - AISC 341)	Todos los diseños cumplen con este requerimiento.
<b>Configuración</b>	
Altura de edificios	1 a 16 niveles
Ancho de vano	6 m
Altura típica de piso	4 m
<b>Diseño de elementos</b>	
Provisiones sísmicas	AISC 341
Fluencia (cedencia) acero	36 Ksi (2531kgf/cm <sup>2</sup> )
Elementos estructurales	AISC 360
longitud enlace EBF 'e'	0,3 a 1,2m
<b>Cargas gravitacionales</b>	
Carga viva / viva techo	1500 / 600 kgf/m
Carga muerta / muerta techo	3000 / 2300 kgf/m

**Tabla 5.** Variables consideradas en el espacio diseño EBF  
Fuente: elaboración propia

La figura 12 ilustra la disposición y geometría adoptada del espacio de diseño de los EBF en el cual se varía su periodo estructural (altura) y la longitud del enlace 'e' de acuerdo a los requerimientos sísmicos y el diseño por capacidad.



**Figura 12.** Configuración de EBF para 1,2,3,4,5,6,8,12 y 16 niveles.  
Fuente: elaboración propia

#### 4.4 Parámetro de diseño sísmico

De acuerdo a la NCh433 [1] y los objetivos planteados se tienen los siguientes parámetros de diseño asignado a cada grupo de desempeño

<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>
Aceleración efectiva del suelo $A_0$	zona 1,2,3 (0,2g 0,3g 0,4g)
Tipo de suelo	suelo A,B,C,D,E
Coefficiente de importancia I	I
Naturaleza de la ocupación	II
Factor de modificación $R_0$	10 (modal espectral)

**Tabla 6.** Parámetros de diseño sísmico  
Fuente: elaboración propia

Para diseño de los grupos de desempeño se emplea únicamente el análisis modal espectral debido limitaciones del análisis estático establecidas en la NCh433 y las ventajas del análisis modal para predecir los esfuerzos que se producirían durante eventos sísmicos. Además, ya que esta investigación está enfocada en edificios urbanos se asume uso orientado a oficinas - residencial.

De la tabla 7 y como se ha planteado anteriormente cada arquetipo contempla variación en su demanda sísmica, es decir se consideran todos los suelos y zonas sísmicas; por tanto, cada arquetipo

índice posee 15 modelos estructurales. El total de modelos estudiados será de 135 y posteriormente serán reducidos a *casos de diseño únicos* como lo permite la metodología.

Nro. niveles: 1				Nro. niveles: 4				Nro. niveles: 8			
Arqt.	Zona	Suelo	Denominación	Arqt.	Zona	Suelo	Denominación	Arqt.	Zona	Suelo	Denominación
1	1	A	a1_Z1A	4	1	A	a4_Z1A	7	1	A	a7_Z1A
		B	a1_Z1B			B	a4_Z1B			B	a7_Z1B
		C	a1_Z1C			C	a4_Z1C			C	a7_Z1C
		D	a1_Z1D			D	a4_Z1D			D	a7_Z1D
		E	a1_Z1E			E	a4_Z1E			E	a7_Z1E
	2	A	a1_Z2A		2	A	a4_Z2A		2	A	a7_Z2A
		B	a1_Z2B			B	a4_Z2B			B	a7_Z2B
		C	a1_Z2C			C	a4_Z2C			C	a7_Z2C
		D	a1_Z2D			D	a4_Z2D			D	a7_Z2D
		E	a1_Z2E			E	a4_Z2E			E	a7_Z2E
	3	A	a1_Z3A		3	A	a4_Z3A		3	A	a7_Z3A
		B	a1_Z3B			B	a4_Z3B			B	a7_Z3B
		C	a1_Z3C			C	a4_Z3C			C	a7_Z3C
		D	a1_Z3D			D	a4_Z3D			D	a7_Z3D
		E	a1_Z3E			E	a4_Z3E			E	a7_Z3E
Nro. niveles: 2				Nro. niveles: 5				Nro. niveles: 12			
Arqt.	Zona	Suelo	Denominación	Arqt.	Zona	Suelo	Denominación	Arqt.	Zona	Suelo	Denominación
2	1	A	a2_Z1A	5	1	A	a5_Z1A	8	1	A	a8_Z1A
		B	a2_Z1B			B	a5_Z1B			B	a8_Z1B
		C	a2_Z1C			C	a5_Z1C			C	a8_Z1C
		D	a2_Z1D			D	a5_Z1D			D	a8_Z1D
		E	a2_Z1E			E	a5_Z1E			E	a8_Z1E
	2	A	a2_Z2A		2	A	a5_Z2A		2	A	a8_Z2A
		B	a2_Z2B			B	a5_Z2B			B	a8_Z2B
		C	a2_Z2C			C	a5_Z2C			C	a8_Z2C
		D	a2_Z2D			D	a5_Z2D			D	a8_Z2D
		E	a2_Z2E			E	a5_Z2E			E	a8_Z2E
	3	A	a2_Z3A		3	A	a5_Z3A		3	A	a8_Z3A
		B	a2_Z3B			B	a5_Z3B			B	a8_Z3B
		C	a2_Z3C			C	a5_Z3C			C	a8_Z3C
		D	a2_Z3D			D	a5_Z3D			D	a8_Z3D
		E	a2_Z3E			E	a5_Z3E			E	a8_Z3E
Nro. niveles: 3				Nro. niveles: 6				Nro. niveles: 16			
Arqt.	Zona	Suelo	Denominación	Arqt.	Zona	Suelo	Denominación	Arqt.	Zona	Suelo	Denominación
3	1	A	a3_Z1A	6	1	A	a6_Z1A	9	1	A	a9_Z1A
		B	a3_Z1B			B	a6_Z1B			B	a9_Z1B
		C	a3_Z1C			C	a6_Z1C			C	a9_Z1C
		D	a3_Z1D			D	a6_Z1D			D	a9_Z1D
		E	a3_Z1E			E	a6_Z1E			E	a9_Z1E
	2	A	a3_Z2A		2	A	a6_Z2A		2	A	a9_Z2A
		B	a3_Z2B			B	a6_Z2B			B	a9_Z2B
		C	a3_Z2C			C	a6_Z2C			C	a9_Z2C
		D	a3_Z2D			D	a6_Z2D			D	a9_Z2D
		E	a3_Z2E			E	a6_Z2E			E	a9_Z2E
	3	A	a3_Z3A		3	A	a6_Z3A		3	A	a9_Z3A
		B	a3_Z3B			B	a6_Z3B			B	a9_Z3B
		C	a3_Z3C			C	a6_Z3C			C	a9_Z3C
		D	a3_Z3D			D	a6_Z3D			D	a9_Z3D
		E	a3_Z3E			E	a6_Z3E			E	a9_Z3E

**Tabla 7.** Matriz de arquetipos (espacio de diseño)

Fuente: elaboración propia

Como se observa en la tabla precedente y de acuerdo a todos los casos de demanda sísmica se puede formar una matriz con la denominación de cada modelo, esta denominación se resume como:

**a(# arquetipo)\_Z(# zona sísmica)(tipo de suelo)**

#### 4.4.1 Análisis modal espectral

Este método se aplica a estructuras que presentan modos normales de vibración, con amortiguamiento modales de 5% del amortiguamiento crítico; los espectros de diseño (DE) establecido en la NCh433 [1] caracterizan la demanda sísmica nacional, donde el pseudo espectro de aceleraciones está dado por la expresión siguiente.

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{R^*/I} \quad (\text{Ec. 4- 2})$$

Donde  $A_0$  e  $I$  se definieron en la tabla 6, los demás parámetros como el factor de amplificación “ $\alpha$ ” se determina para cada modo de vibrar, en este caso para el fundamental.

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{Tn}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{Tn}{T_0}\right)^3} \quad (\text{Ec. 4- 3})$$

De las dos expresiones anteriores  $T_n$  es el periodo de vibración del modo ‘n’ y el factor de reducción  $R^*$  se determina como:

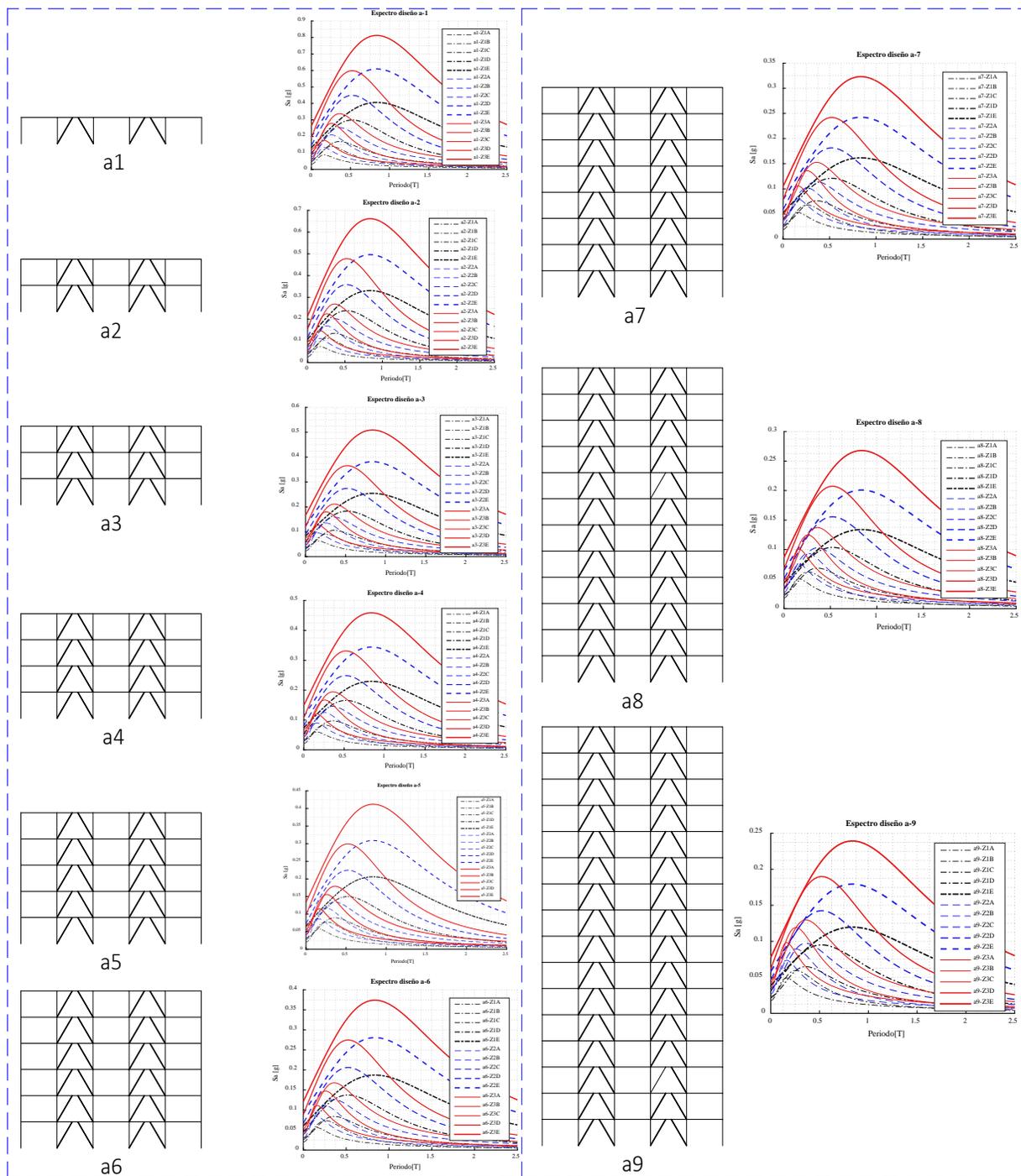
$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (\text{Ec. 4- 4})$$

Además,  $S$ ,  $T_0$  y  $p$  son parámetros relativos al tipo de suelo como se resume en la tabla a continuación.

Tipo de suelo	$S$	$T_0(s)$	$T'(s)$	$n$	$p$
A	0,90	0,15	0,2	1,00	2
B	1,00	0,3	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,4	0,45	1,40	1,6
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1
E	1,30	1,2	1,35	1,80	1

**Tabla 8.** Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo  
Fuente: elaboración propia

Con los parámetros previos es posible elaborar los espectros reducidos empleados para determinar las fuerzas sísmicas que junto las cargas gravitacionales y las respectivas combinaciones de carga son necesarias para el diseño de los diferentes elementos.



**Figura 13.** Espectros inelásticos de diseño (espacio de diseño).

Fuente: elaboración propia

La figura 13 se presenta los espectros inelásticos de diseño ( $S_a[g]/R^*$ ) acorde a la NCh433 para cada arquetipo índice y abarcando todo el espacio de diseño propuesto.

#### 4.4.2 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Acorde a la sección 6.3.7 de la NCh433 la componente del corte basal no debe ser menor que:

$$Q_{o_{min}} = \frac{ISA_0}{6g} P \quad (\text{Ec. 4- 5})$$

Donde P es el peso total del edificio sobre el nivel basal, para el cálculo de este peso (o masa) se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de sobrecarga de uso menor al 25% para el caso donde no existe aglomeración de personas; adicionalmente se puede considerar valor nulo para sobrecarga de uso en techo. En esta investigación se emplea  $CM+0.25CV$  para todos arquetipos.

De igual manera la norma establece que el esfuerzo de corte basal no necesita ser mayor que  $I^*C_{max}$ , donde  $C_{max}$  se tabula conforme al factor de modificación de respuesta, que en el caso de los marcos arriostrados excéntricos  $R=6$ , por tanto, el coeficiente sísmico máximo es:

$$C_{max} = 0.35 \frac{SA_0}{g} \quad (\text{Ec. 4- 6})$$

La disposición de corte basal máximo no rige para el cálculo de desplazamientos (derivadas de piso).

#### 4.4.3 Deformaciones sísmicas

En las provisiones de la NCh433 el desplazamiento máximo entre dos pisos consecutivos medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002; si este desplazamiento se mide en cualquier punto de la planta al límite se adiciona 0.001.

#### 4.5 Ensamblaje y selección arquetipos

Con una idea clara del espacio de diseño se ensamblan los grupos de desempeño sujetos a análisis, los grupos son clasificado de acuerdo a su periodo predominante, tipo de suelo y zona sísmica. El total de grupos es 15, aproximándose al mínimo establecido en la metodología de 16, y donde cada grupo debe tener como mínimo 3 estructuras.

Debido a la gran cantidad de modelos estructurales únicamente se seleccionarán los casos de estudio críticos y similares, estos fueron seleccionados luego de haber concluido todos los diseños.

#### 4.5.1 Selección de grupos de desempeño sujetos análisis.

Luego de establecer y determinar las secciones finales para todo el espacio de diseño de sistema resistente a fuerzas sísmicas (EBF) es imperativo disgregar y encontrar los casos de diseño sísmico similares; el enfoque utilizado aquí no es un requerimiento de la metodología, pero si es aplicado a casos reales como los ejemplos mostrados en el capítulo 9 del FEMA P695 [7].

<i>GRUPO</i>	<i>Id. arqt.</i>						
G10	a6_Z2B	G17	a1_Z3B	G24	a6_Z3D	G28	a6_Z2E
	a8_Z2B		a4_Z3C		a7_Z3D		a7_Z2E
	a9_Z2B		a5_Z3C		a8_Z3D		a8_Z2E
			a5_Z3D		a9_Z3D		a9_Z2E
G14	a6_Z1C	G18	a8_Z3B	G25	a2_Z1E	G29	a1_Z3E
	a7_Z1C		a8_Z3C		a3_Z1E		a2_Z3E
	a8_Z1C		a9_Z3C		a4_Z1E		a3_Z3E
	a9_Z1C						a4_Z3E
							a5_Z3E
G15	a2_Z1C	G20	a6_Z1D	G26	a6_Z1E	G30	a6_Z3E
	a3_Z2D		a7_Z1D		a7_Z1E		a7_Z3E
	a4_Z1D		a8_Z1D		a8_Z1E		a8_Z3E
	a5_Z2C		a9_Z1D		a9_Z1E		a9_Z3E
G16	a6_Z2C	G22	a7_Z2D	G27	a3_Z2E		
	a7_Z2C		a8_Z2D		a4_Z2E		
	a8_Z2C		a9_Z2D		a5_Z2E		

**Tabla 9.** Grupos de desempeño seleccionados.

Fuente: elaboración propia

Para la selección de los casos se toman en cuenta algunas consideraciones:

- Dimensiones finales de elementos: durante la etapa de verificación de elementos se encontró diseños similares para distintos arquetipos, esto a razón que los diseños fueron controlados por cortes máximos – mínimos y/o la diferencia entre cortes basales de cada arquetipo era mínima.
- Categoría sísmica del arquetipo: de los casos similares (secciones finales) tienen prioridad los modelos de tipos suelo D, E y zona sísmica 2 y 3.
- Altura del arquetipo: se determinó que los cortes requeridos para diseño en enlaces eran más considerables en modelos de mayor altura, por tal razón se seleccionan arquetipos de alto periodo estructural.
- Número mínimo de arquetipos: la metodología especifica que el número mínimo de arquetipos por grupo de desempeño es 3; este criterio se asume en varios casos a juicio del autor.
- Limitar modelos: la metodología en secciones posteriores emplea el uso de los análisis incrementales dinámicos (IDA), este procedimiento conlleva gran tiempo de cálculo, por tal razón en lo posible se elimina modelos con diseño similar.

La tabla 9 muestra los grupos de desempeño propuestos con su denominación (Id) individual; el total de grupos de desempeño sujetos a posteriores análisis no lineal estático – dinámico son 15 y

cada grupo incluye 3 arquetipos como mínimo, tal como lo establece la metodología. Los beneficios de usar este enfoque es que se reduce significativamente el número de arquetipos a 55, los cuales serán usados en todos los análisis no lineales posteriores.

#### 4.6 Análisis y diseño estructural

Para el análisis estructural de los arquetipos se crean modelos en el software comercial SAP2000 versión 19, donde se asignan cargas gravitacionales y sísmicas a fin de obtener las solicitaciones en los distintos elementos, principalmente en los enlaces de los marcos arriostrados. Empleando la resistencia a corte ajustada del enlace se mayor y se determinan las resistencias requeridas (esperadas) de elementos columnas, diagonales y vigas fuera del enlace consistente con el diseño por capacidad.

Siguiendo un procedimiento establecido por Bruneau [11] se realiza el pre-diseño de los diferentes elementos y a través de un proceso iterativo se llegan a las dimensiones finales cumpliendo las disposiciones de la norma Chilena en cuanto a derivas, corte basal máximo - mínimo y disposiciones sísmicas de los EFB acorde al AISC 341; a continuación se detalla premisas del diseño y se muestran las secciones finales de cada elemento y para los grupos de desempeño seleccionados.

##### 4.6.1 Enlaces EBF.

En primer lugar, no se considera la acción compuesta de la losa de concreto en la capacidad de resistencia al corte del enlace como lo menciona el AISC341, además, la losa compuesta no se usa como apoyo lateral para enlaces, ya que estas son zonas protegidas y conectores a corte no pueden ser usados.

En el caso del diseño del enlace de los EBF se obtiene el corte requerido  $V_u$  acorde al diseño por capacidad y se compara con la resistencia de diseño  $\phi V_n = (\phi 0.6 F_y A_{tw})$ , cumpliendo la condición de resistencia:  $V_u \leq \phi V_n$ . Para el diseño se asume longitudes de enlace y a través de un proceso iterativo se llega a las secciones finales cumpliendo el requerimiento de  $e \leq 1.6 M_p / V_p$  para producir la fluencia a corte. La tabla a continuación muestra las secciones finales de enlaces y algunas propiedades de los enlaces cortos para los grupos de desempeño seleccionados.

Grupo	Id. arqt.	Nivel	enlace	$e[cm]$	$\gamma_p [rad]$	$e/M_p/V_p$	$V_u[Tonf]$	$\phi V_n [Tonf]$	$V_{link}[Tonf]$
G10	a6_Z2B	1-3	W10X33	66,62	0,008	1,04	14,34	22,66	47,20
		4-6	W10X22	67,07	0,014	1,39	11,50	20,06	41,80
	a8_Z2B	1-3	W12X45	76,16	0,015	1,03	23,96	32,35	67,39
		4-6	W12X26	77,83	0,020	1,30	23,50	23,20	48,34
		7-9	W10X22	69,58	0,022	1,44	17,76	20,06	41,80
		10-12	W10X22	69,58	0,021	1,44	15,52	20,06	41,80
	a9_Z2B	1-3	W14X61	79,07	0,009	0,87	32,31	41,70	86,87
		4-6	W14X43	80,25	0,014	1,05	32,32	34,00	70,82
		7-9	W14X43	80,25	0,013	1,05	24,56	34,00	70,82
		10-12	W12X40	82,16	0,013	1,09	21,71	28,28	58,91
		13-16	W12X40	82,16	0,013	1,09	20,25	28,28	58,91

Grupo	Id. arqt.	Nivel	enlace	e[cm]	$\gamma_p$ [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	$\phi V_n$ [Tonf]	Vlink[Tonf]
G14	a6_Z1C	1-3	W10X22	67,07	0,008	1,39	14,35	20,06	41,80
		4-6	W10X22	67,07	0,016	1,39	11,32	20,06	41,80
	a7_Z1C	1-4	W10X22	50,79	0,009	1,05	13,65	20,06	41,80
		5-8	W10X22	50,79	0,018	1,05	11,78	20,06	41,80
	a8_Z1C	1-3	W10X22	51,09	0,009	1,06	16,84	20,06	41,80
		4-6	W10X22	51,09	0,013	1,06	17,72	20,06	41,80
		7-9	W10X22	51,69	0,014	1,07	14,30	20,06	41,80
		10-12	W10X22	51,69	0,012	1,07	10,75	20,06	41,80
	a9_Z1C	1-3	W14X43	79,65	0,010	1,04	22,73	34,00	70,82
		4-6	W14X34	80,74	0,017	1,30	26,10	32,90	68,53
		7-9	W12X26	82,64	0,018	1,38	22,00	23,20	48,34
		10-12	W10X26	79,57	0,018	1,47	16,07	21,60	44,99
		13-16	W10X26	79,57	0,017	1,47	14,70	21,60	44,99
G15	a2_Z1C	1-2	W12X45	85,96	0,005	1,16	8,40	32,35	67,39
	a3_Z2D	1-3	W10X26	70,92	0,030	1,31	17,05	21,60	44,99
	a4_Z1D	1-2	W12X30	87,78	0,020	1,43	15,73	26,18	54,55
		3-4	W12X30	87,78	0,020	1,43	12,25	26,18	54,55
	a5_Z2C	1-3	W10X39	64,87	0,031	0,91	21,67	24,61	51,27
		4-5	W10X39	64,87	0,030	0,91	13,92	24,61	51,27
G16	a6_Z2C	1-3	W12X45	68,89	0,011	0,93	23,43	32,35	67,39
		4-6	W10X33	73,81	0,019	1,15	18,98	22,66	47,20
	a7_Z2C	1-4	W10X33	46,68	0,011	0,73	17,82	22,66	47,20
		5-8	W10X22	47,16	0,015	0,97	14,98	20,06	41,80
	a8_Z2C	1-3	W14X30	56,62	0,009	0,99	25,41	31,02	64,63
		4-6	W12X35	54,51	0,016	0,86	26,40	30,32	63,16
		7-9	W12X26	54,33	0,019	0,91	19,78	23,20	48,34
		10-12	W12X26	54,93	0,020	0,92	15,00	23,20	48,34
G17	a1_Z3B	1	W10X39	85,20	0,007	1,20	6,36	24,61	51,27
	a4_Z3C	1-2	W12X40	67,54	0,035	0,90	25,35	28,28	58,91
		3-4	W10X39	65,48	0,035	0,92	18,97	24,61	51,27
	a5_Z3C	1-3	W12X40	67,54	0,039	0,90	28,04	28,28	58,91
		4-5	W10X39	64,87	0,039	0,91	17,78	24,61	51,27
	a5_Z3D	1-3	W14X48	70,07	0,045	0,91	37,43	37,81	78,76
		4-5	W10X39	64,87	0,053	0,91	22,11	24,61	51,27
G18	a8_Z3B	1-3	W14X48	78,91	0,014	1,02	31,54	37,81	78,76
		4-6	W14X43	79,65	0,020	1,04	29,94	34,00	70,82
		7-9	W12X26	82,64	0,019	1,38	22,80	23,20	48,34
		10-12	W10X33	78,65	0,020	1,23	18,35	22,66	47,20
	a8_Z3C	1-3	W16X40	82,47	0,014	1,22	33,80	40,32	83,99
		4-6	W14X38	80,30	0,028	1,25	33,80	35,73	74,43
		7-9	W14X30	80,42	0,035	1,41	29,69	31,02	64,63
		10-12	W12X26	82,64	0,035	1,38	17,57	23,20	48,34
	a9_Z3C	1-3	W16X77	86,06	0,013	0,92	45,60	60,10	125,21
		4-6	W16X67	87,24	0,025	0,94	49,11	52,14	108,63
		7-9	W14X53	89,72	0,027	1,13	37,16	41,04	85,51
		10-12	W14X43	89,40	0,029	1,17	30,83	34,00	70,82
		13-16	W14X43	89,40	0,028	1,17	24,46	34,00	70,82

Grupo	Id. arqt.	Nivel	enlace	e[cm]	$\gamma_p$ [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	$\phi V_n$ [Tonf]	Vlink[Tonf]	
G20	a6_Z1D	1-3	W12X40	69,47	0,020	0,92	22,36	28,28	58,91	
		4-6	W10X22	67,07	0,043	1,39	17,30	20,06	41,80	
	a7_Z1D	1-4	W14X43	61,58	0,016	0,81	27,80	34,00	70,82	
		5-8	W10X39	56,96	0,034	0,80	24,10	24,61	51,27	
	a8_Z1D	1-3	W12X40	85,64	0,011	1,14	22,40	28,28	58,91	
		4-6	W12X40	85,64	0,018	1,14	24,70	28,28	58,91	
		7-9	W12X26	87,02	0,019	1,45	19,27	23,20	48,34	
		10-12	W10X26	84,60	0,017	1,56	12,10	21,60	44,99	
	a9_Z1D	1-3	W16X40	82,47	0,015	1,22	25,52	40,32	83,99	
		4-6	W16X40	82,47	0,025	1,22	29,95	40,32	83,99	
		7-9	W14X38	80,30	0,027	1,25	22,47	35,73	74,43	
		10-12	W12X26	78,43	0,032	1,31	18,19	23,20	48,34	
		13-16	W12X26	78,43	0,030	1,31	15,88	23,20	48,34	
G22	a7_Z2D	1-4	W14X74	55,76	0,020	0,59	42,10	50,12	104,41	
		5-8	W14X48	61,74	0,041	0,80	36,10	37,81	78,76	
	a8_Z2D	1-3	W16X67	87,24	0,009	0,94	44,44	52,14	108,63	
		4-6	W14X74	83,90	0,020	0,89	47,30	50,12	104,41	
		7-9	W14X48	88,66	0,026	1,15	36,10	37,81	78,76	
		10-12	W12X30	92,57	0,029	1,51	20,50	26,18	54,55	
	a9_Z2D	1-3	W16X67	82,05	0,024	0,88	33,77	52,14	108,63	
		4-6	W14X53	78,17	0,043	0,99	38,63	41,04	85,51	
		7-9	W14X48	79,81	0,051	1,03	28,92	37,81	78,76	
		10-12	W14X43	80,86	0,054	1,06	24,04	34,00	70,82	
		13-16	W12X40	82,16	0,050	1,09	18,40	28,28	58,91	
	G24	a6_Z3D	1-3	W14X82	64,89	0,022	0,71	43,67	56,62	117,96
			4-6	W14X43	71,43	0,042	0,93	33,99	34,00	70,82
a7_Z3D		1-4	W16X89	67,66	0,019	0,72	60,26	69,67	145,15	
		5-8	W14X74	65,63	0,044	0,70	49,87	50,12	104,41	
a8_Z3D		1-3	W18X97	78,85	0,024	0,80	64,30	79,54	165,71	
		4-6	W18X86	79,43	0,051	0,82	68,32	71,36	148,67	
		7-9	W18X50	84,81	0,063	1,19	51,00	52,78	109,95	
		10-12	W14X38	80,90	0,068	1,26	29,10	35,73	74,43	
a9_Z3D		1-3	W18X86	88,17	0,021	0,91	56,63	71,36	148,67	
		4-6	W18X76	89,65	0,043	0,93	61,92	63,11	131,48	
		7-9	W16X67	91,73	0,049	0,99	50,89	52,14	108,63	
		10-12	W14X53	88,82	0,055	1,12	38,81	41,04	85,51	
		13-16	W14X43	89,40	0,050	1,17	24,12	34,00	70,82	
G25	a2_Z1E	1-2	W12X45	86,86	0,005	1,17	9,78	32,35	67,39	
	a3_Z1E	1-3	W10X22	67,07	0,022	1,39	13,23	20,06	41,80	
	a4_Z1E	1-2	W12X30	87,78	0,018	1,43	16,78	26,18	54,55	
		3-4	W12X30	87,78	0,018	1,43	13,00	26,18	54,55	
G26	a6_Z1E	1-3	W12X45	68,89	0,020	0,93	23,81	32,35	67,39	
		4-6	W10X26	67,23	0,043	1,24	21,55	21,60	44,99	
	a7_Z1E	1-4	W14X48	56,32	0,018	0,73	31,60	37,81	78,76	
		5-8	W12X40	59,57	0,035	0,79	26,73	28,28	58,91	
	a8_Z1E	1-3	W16X77	80,96	0,015	0,87	50,55	60,10	125,21	
		4-6	W16X77	82,16	0,031	0,88	53,10	60,10	125,21	
		7-9	W14X68	79,09	0,039	0,85	41,10	45,96	95,76	
		10-12	W10X39	81,60	0,039	1,15	21,95	24,61	51,27	
	a9_Z1E	1-3	W16X77	67,56	0,026	0,73	44,80	60,10	125,21	
		4-6	W16X77	62,71	0,060	0,67	54,91	60,10	125,21	
		7-9	W14X74	68,91	0,071	0,73	47,23	50,12	104,41	
		10-12	W14X48	68,25	0,082	0,88	35,60	37,81	78,76	
		13-16	W12X40	67,54	0,082	0,90	23,70	28,28	58,91	

Grupo	Id. arqt.	Nivel	enlace	e[cm]	$\gamma_p$ [rad]	e/Mp/Vp	Vu[Tonf]	$\phi V_n$ [Tonf]	Vlink[Tonf]
G27	a3_Z2E	1-3	W10X33	92,77	0,025	1,45	17,33	22,66	47,20
	a4_Z2E	1-2	W10X39	64,87	0,030	0,91	23,84	24,61	51,27
		3-4	W10X39	65,48	0,030	0,92	17,72	24,61	51,27
	a5_Z2E	1-3	W12X45	67,26	0,033	0,91	29,92	32,35	67,39
		4-5	W10X39	64,87	0,038	0,91	18,30	24,61	51,27
G28	a6_Z2E	1-3	W14X53	71,15	0,029	0,90	34,75	41,04	85,51
		4-6	W12X40	76,06	0,056	1,01	26,27	28,28	58,91
	a7_Z2E	1-4	W14X82	55,02	0,028	0,60	46,64	56,62	117,96
		5-8	W14X53	61,30	0,056	0,77	39,78	41,04	85,51
	a8_Z2E	1-3	W18X106	86,55	0,016	0,88	73,74	87,51	182,31
		4-6	W18X97	86,40	0,037	0,87	78,20	79,54	165,71
		7-9	W16X77	86,06	0,052	0,92	60,10	60,10	125,21
		10-12	W14X34	90,47	0,057	1,46	31,40	32,90	68,53
	a9_Z2E	1-3	W18X106	88,65	0,028	0,90	74,00	87,51	182,31
		4-6	W18X106	88,65	0,059	0,90	86,63	87,51	182,31
		7-9	W18X86	89,97	0,077	0,92	72,14	71,36	148,67
		10-12	W18X76	94,75	0,080	0,98	59,30	63,11	131,48
		13-16	W14X61	90,32	0,081	0,99	31,25	41,70	86,87
G29	a1_Z3E	1	W10X39	84,60	0,005	1,19	7,78	24,61	51,27
	a2_Z3E	1-2	W12X40	87,14	0,012	1,16	16,74	28,28	58,91
	a3_Z3E	1-3	W10X39	83,14	0,032	1,17	23,21	24,61	51,27
	a4_Z3E	1-2	W12X45	67,87	0,029	0,92	31,60	32,35	67,39
		3-4	W10X39	65,48	0,037	0,92	22,63	24,61	51,27
	a5_Z3E	1-3	W14X53	70,23	0,033	0,89	40,40	41,04	85,51
		4-5	W10X39	64,87	0,048	0,91	24,02	24,61	51,27
G30	a6_Z3E	1-3	W14X82	64,89	0,037	0,71	45,85	56,62	117,96
		4-6	W14X48	71,59	0,060	0,92	36,89	37,81	78,76
	a7_Z3E	1-4	W16X100	67,08	0,026	0,70	65,97	77,53	161,53
		5-8	W14X82	64,89	0,065	0,71	54,59	56,62	117,96
		10-12	W14X53	70,84	0,075	0,89	40,05	41,04	85,51
	a8_Z3E	1-3	W18X158	77,62	0,025	0,70	99,70	120,14	250,29
		4-6	W18X143	68,57	0,064	0,62	107,66	108,53	226,10
		7-9	W18X97	69,21	0,079	0,70	79,47	79,54	165,71
		10-12	W14X53	70,84	0,075	0,89	40,05	41,04	85,51
	a9_Z3E	1-3	W18X143	119,43	0,026	1,08	107,50	108,53	226,10
4-6		W18X158	120,90	0,054	1,09	119,00	120,14	250,29	
7-9		W18X130	121,19	0,069	1,12	99,00	99,85	208,01	
10-12		W18X86	122,80	0,079	1,26	70,73	71,36	148,67	
13-16		W14X61	122,91	0,075	1,35	39,80	41,70	86,87	

**Tabla 10.** Diseño sísmico enlace EBF para grupo desempeño seleccionados.

Fuente: elaboración propia

Para el diseño de los EBF los enlaces en lo posible se modifican cada 3 niveles, en casos puntuales cada 2 y 4, esto con el fin de recortar la cantidad de perfiles y emular un diseño real en la práctica ingenieril. De la tabla 10 podemos observar algunas características como:

- Como se mencionó en la sección 3.2.1 la excentricidad real del enlace ‘e’ depende del peralte de diagonales y viga-enlace, así como la disposición del ángulo de los arriostramientos; para el caso de los grupos de desempeño de la tabla anterior se observa longitudes de 0.6 a 1.2m, donde mayores longitudes son necesarias en edificios de mayor altura ya que se debe controlar la rotación del enlace. La rotación máxima permisible  $\gamma_p =$

$L\theta_p/e$  para enlaces cortos es 0.08, este límite se cumple en todos los grupos de desempeño, así como la restricción de longitud  $e \frac{V_p}{M_p} \leq 1.6$ .

- Por otra parte, se procuró que la resistencia al corte de diseño ( $\Phi V_n$ ) sea igual o ligeramente mayor a la requerida, con el objetivo de no amplificar exageradamente las fuerzas a los demás elementos.
- Por último, se muestra la resistencia al corte ajustado del enlace ( $\Phi V_{link}$ ), este valor es de suma importancia pues de él se derivan las solicitaciones para el diseño por capacidad.

Los enlaces se diseñaron como elementos viga-columna, aunque las cargas axiales fueron ínfimas, en todos los casos se cumplió la condición de ( $Pr/Pc < 0.15$ ) como lo establece el AISC 341, además, se asume que los enlaces poseen apoyos laterales en sus extremos acorde a la sección 3.1.2.

#### 4.6.2 Vigas fuera del enlace.

En esta parte se resalta la característica principal es que la viga fuera del enlace y el enlace son elementos continuos y de sección constante, por tal razón se aplican y usan las restricciones nombradas en secciones previas del ASIC 341 para su diseño. De igual manera se muestran las secciones y algunos datos de diseño para los grupos de desempeño finales.

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	L[m]	Mu[Tonf-m]	Pu[Tonf]	$\Phi M_{nx}$ [Tonf-m]	$\Phi P_n$ [Tonf]	eff	
G10	a6_Z2B	1-3	W10X33	2,50	11,559	51,06	16,69	142,86	0,93	
		4-6	W10X22	2,50	11,481	39,57	14,42	127,01	1,02	
	a8_Z2B	1-3	W12X45	2,55	10,851	67,91	23,59	165,63	0,82	
		4-6	W12X26	2,55	10,898	46,43	16,43	124,44	0,96	
		7-9	W10X22	2,60	8,988	41,61	13,46	118,92	0,94	
		10-12	W10X22	2,60	10,336	39,96	13,46	118,92	1,02	
	a9_Z2B	1-3	W14X61	2,55	31,900	84,24	44,98	280,09	0,99	
		4-6	W14X43	2,55	26,676	68,41	33,01	224,85	1,02	
		7-9	W14X43	2,55	25,932	69,17	33,01	224,85	1,01	
		10-12	W12X40	2,55	22,578	59,13	27,02	209,31	1,03	
		13-16	W12X40	2,55	24,782	58,07	29,10	224,64	1,02	
	G14	a6_Z1C	1-3	W10X22	2,50	10,651	42,63	14,42	127,01	0,99
			4-6	W10X22	2,50	9,948	39,28	13,46	119,40	0,99
a7_Z1C		1-4	W10X22	2,55	10,026	42,77	14,42	135,08	1,01	
		5-8	W10X22	2,55	10,401	39,81	14,42	127,56	0,95	
a8_Z1C		1-3	W10X22	2,55	9,840	44,22	14,42	126,46	1,02	
		4-6	W10X22	2,55	9,959	40,29	13,46	118,92	1,00	
		7-9	W10X22	2,55	7,725	42,03	11,54	103,46	1,00	
		10-12	W10X22	2,55	8,879	40,13	12,50	111,25	0,99	
a9_Z1C		1-3	W14X43	2,55	23,113	69,73	33,01	224,85	0,99	
		4-6	W14X34	2,55	25,291	66,36	30,13	200,09	1,08	
		7-9	W12X26	2,55	17,862	47,75	20,54	152,87	1,09	
		10-12	W10X26	2,55	14,635	45,29	17,25	149,21	1,06	
		13-16	W10X26	2,55	15,799	44,11	17,25	149,21	1,11	

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	L[m]	Mu[Tonf-m]	Pu[Tonf]	ΦMnx[Tonf-m]	ΦPn [Tonf]	eff
G15	a2_Z1C	1-2	W12X45	2,50	22,415	60,09	28,39	219,12	0,98
	a3_Z2D	1-3	W10X26	2,45	10,792	46,01	14,95	132,54	0,99
	a4_Z1D	1-2	W12X30	2,50	17,063	54,17	22,21	165,97	1,01
		3-4	W12X30	2,50	21,335	47,83	23,80	176,86	1,07
	a5_Z2C	1-3	W10X39	2,60	14,322	44,47	18,87	175,27	0,96
4-5		W10X39	2,60	17,093	50,42	20,58	190,55	0,97	
G16	a6_Z2C	1-3	W12X45	2,50	16,074	67,89	23,66	183,81	0,97
		4-6	W10X33	2,50	14,475	43,98	17,93	152,73	1,01
	a7_Z2C	1-4	W10X33	2,60	10,873	48,20	17,85	151,67	0,94
		5-8	W10X22	2,60	10,967	39,84	14,42	126,46	0,99
	a8_Z2C	1-3	W14X30	2,55	14,009	65,94	22,43	153,96	0,98
		4-6	W12X35	2,55	16,126	57,41	28,40	208,77	1,10
		7-9	W12X26	2,55	10,004	47,99	20,54	153,38	1,10
		10-12	W12X26	2,55	11,946	45,71	20,54	153,38	1,09
G17	a1_Z3B	1	W10X39	2,50	20,502	32,52	24,01	221,58	0,99
	a4_Z3C	1-2	W12X40	2,60	16,474	57,22	22,50	158,22	1,01
		3-4	W10X39	2,60	17,069	44,66	20,58	190,55	0,97
	a5_Z3C	1-3	W12X40	2,60	15,966	44,38	22,50	158,22	1,00
		4-5	W10X39	2,60	17,123	57,83	20,58	190,55	0,97
	a5_Z3D	1-3	W14X48	2,60	21,887	44,38	33,35	204,26	0,96
4-5		W10X39	2,60	16,847	76,91	20,22	168,32	1,00	
G18	a8_Z3B	1-3	W14X48	2,55	24,891	77,27	35,38	211,60	1,11
		4-6	W14X43	2,55	23,934	68,50	25,88	175,57	1,12
		7-9	W12X26	2,55	16,922	48,33	20,54	152,87	1,05
		10-12	W10X33	2,55	19,281	45,46	20,54	152,87	1,13
	a8_Z3C	1-3	W16X40	2,55	31,616	82,99	40,26	236,88	1,09
		4-6	W14X38	2,55	29,525	72,46	33,93	223,85	1,10
		7-9	W14X30	2,55	22,575	64,02	25,88	175,57	1,14
		10-12	W12X26	2,55	19,651	45,96	33,93	152,87	1,15
	a9_Z3C	1-3	W16X77	2,50	47,330	122,07	66,63	358,86	0,97
		4-6	W16X67	2,50	46,965	103,99	57,42	310,44	1,06
		7-9	W14X53	2,50	39,138	83,42	47,63	320,47	0,99
		10-12	W14X43	2,50	26,570	70,10	35,55	241,75	0,95
	13-16	W14X43	2,50	27,675	68,90	35,55	241,75	0,98	
	G20	a6_Z1D	1-3	W12X40	2,50	12,957	60,23	20,77	147,50
4-6			W10X22	2,50	10,793	39,31	13,46	119,40	1,04
a7_Z1D		1-4	W14X43	2,55	13,974	72,06	27,43	170,09	0,94
		5-8	W10X39	2,55	13,034	48,34	17,14	144,95	1,01
a8_Z1D		1-3	W12X40	2,50	14,775	62,24	25,88	176,17	0,99
		4-6	W12X40	2,50	13,579	57,57	22,43	154,42	0,97
		7-9	W12X26	2,50	8,676	48,38	13,69	105,14	0,89
		10-12	W10X26	2,50	12,341	42,84	16,10	140,79	0,99
a9_Z1D		1-3	W16X40	2,55	27,044	82,73	40,26	236,88	1,02
		4-6	W16X40	2,55	30,580	81,68	40,26	236,88	1,02
		7-9	W14X38	2,55	25,671	73,00	33,93	223,85	1,00
		10-12	W12X26	2,55	16,062	48,75	20,54	152,87	1,01
		13-16	W12X26	2,55	16,358	47,28	20,54	152,87	1,02

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	L[m]	Mu[Tonf-m]	Pu[Tonf]	ΦMnx[Tonf-m]	ΦPn [Tonf]	eff
G22	a7_Z2D	1-4	W14X74	2,55	22,058	105,17	46,40	290,86	0,78
		5-8	W14X48	2,55	19,675	73,79	28,60	196,31	0,99
	a8_Z2D	1-3	W16X67	2,50	40,289	106,64	57,42	310,44	1,01
		4-6	W14X74	2,50	40,591	99,76	55,68	344,52	0,94
		7-9	W14X48	2,50	30,011	76,39	37,18	252,93	1,02
		10-12	W12X30	2,50	21,032	51,32	23,80	176,86	0,98
	a9_Z2D	1-3	W16X67	2,55	41,769	105,22	62,20	332,01	0,97
		4-6	W14X53	2,55	36,977	82,46	44,46	299,55	1,01
		7-9	W14X48	2,55	31,381	77,14	40,04	270,93	0,98
		10-12	W14X43	2,55	26,314	70,28	33,01	224,85	1,02
13-16		W12X40	2,55	24,846	56,83	29,10	224,64	1,01	
G24	a6_Z3D	1-3	W14X82	2,50	24,333	118,25	50,89	320,71	0,79
		4-6	W14X43	2,50	18,418	65,32	25,27	157,76	0,87
	a7_Z3D	1-4	W16X89	2,50	37,139	148,90	65,19	353,73	0,97
		5-8	W14X74	2,50	25,688	99,69	46,40	291,81	0,82
	a8_Z3D	1-3	W18X97	2,55	59,679	163,71	85,92	448,62	0,98
		4-6	W18X86	2,55	43,567	104,52	55,85	298,16	1,05
		7-9	W18X50	2,55	48,466	120,88	61,89	329,64	1,01
		10-12	W14X38	2,55	28,470	69,41	33,93	223,85	1,06
	a9_Z3D	1-3	W18X86	2,50	63,820	147,07	96,58	467,80	0,99
		4-6	W18X76	2,50	65,314	127,49	84,23	409,86	1,00
		7-9	W16X67	2,50	52,931	106,58	66,99	356,12	1,00
		10-12	W14X53	2,50	35,057	82,87	45,42	267,99	1,09
		13-16	W14X43	2,50	30,385	67,89	38,09	258,12	0,97
G25	a2_Z1E	1-2	W12X45	2,50	23,743	59,68	30,76	236,60	0,94
	a3_Z1E	1-3	W10X22	2,50	11,802	41,30	14,42	127,01	1,05
	a4_Z1E	1-2	W12X30	2,50	16,949	54,13	22,21	165,97	1,01
		3-4	W12X30	2,50	21,138	47,75	23,80	176,86	1,07
G26	a6_Z1E	1-3	W12X45	2,50	16,731	69,25	25,83	180,77	0,96
		4-6	W10X26	2,50	13,894	41,75	17,93	152,73	1,00
	a7_Z1E	1-4	W14X48	2,55	13,760	80,88	28,40	176,35	0,89
		5-8	W12X40	2,55	10,409	54,81	20,70	146,71	0,82
	a8_Z1E	1-3	W16X77	2,50	37,614	127,24	61,08	331,69	0,98
		4-6	W16X77	2,50	38,361	119,86	54,32	319,20	0,95
		7-9	W14X68	2,50	23,948	91,78	41,80	265,20	0,86
		10-12	W10X39	2,50	14,724	47,49	18,87	178,00	0,96
	a9_Z1E	1-3	W16X77	2,60	51,067	124,07	72,18	383,89	0,99
		4-6	W16X77	2,60	46,299	122,01	66,63	357,42	0,96
		7-9	W14X74	2,60	33,783	102,41	55,68	343,16	0,84
		10-12	W14X48	2,60	15,706	77,91	24,89	167,80	0,98
		13-16	W12X40	2,60	20,260	56,88	23,80	176,27	1,01
G27	a3_Z2E	1-3	W10X33	2,40	11,042	48,19	14,14	123,51	1,08
	a4_Z2E	1-2	W10X39	2,60	14,708	49,87	20,22	168,32	0,94
		3-4	W10X39	2,60	17,753	44,57	20,58	190,55	1,00
	a5_Z2E	1-3	W12X45	2,60	19,224	44,39	26,03	200,93	0,98
		4-5	W10X39	2,60	16,896	65,90	20,58	190,55	0,97

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	L[m]	Mu[Tonf-m]	Pu[Tonf]	$\Phi M_{nx}$ [Tonf-m]	$\Phi P_n$ [Tonf]	eff
G28	a6_Z2E	1-3	W14X53	2,50	17,449	84,41	31,69	196,32	0,92
		4-6	W12X40	2,50	13,465	54,85	20,77	147,50	0,95
	a7_Z2E	1-4	W14X82	2,55	20,225	119,46	50,89	319,65	0,79
		5-8	W14X53	2,55	18,781	80,19	31,76	217,00	0,90
	a8_Z2E	1-3	W18X106	2,50	49,501	183,04	85,37	423,80	0,99
		4-6	W18X97	2,50	49,409	160,08	78,11	387,18	0,98
		7-9	W16X77	2,50	36,822	121,44	55,52	304,04	0,99
		10-12	W14X34	2,50	25,217	63,82	30,13	200,74	0,98
	a9_Z2E	1-3	W18X106	2,50	74,458	176,63	110,99	539,22	0,97
		4-6	W18X106	2,50	80,013	174,99	110,99	539,22	0,97
		7-9	W18X86	2,50	70,367	142,89	89,68	437,57	1,02
		10-12	W18X76	2,50	58,358	124,15	78,22	383,44	0,99
		13-16	W14X61	2,50	44,394	80,89	48,72	302,13	1,08
	G29	a1_Z3E	1	W10X39	2,50	16,957	34,39	20,35	170,44
a2_Z3E		1-2	W12X40	2,50	20,555	48,78	27,02	209,67	0,96
a3_Z3E		1-3	W10X39	2,45	13,068	50,64	17,15	161,10	0,99
a4_Z3E		1-2	W12X45	2,60	20,461	65,09	26,03	200,93	1,02
		3-4	W10X39	2,60	17,528	44,62	20,58	190,55	0,99
a5_Z3E		1-3	W14X53	2,60	26,096	44,41	37,16	226,28	0,99
		4-5	W10X39	2,60	16,684	82,94	20,22	168,32	1,00
G30	a6_Z3E	1-3	W14X82	2,50	24,425	118,17	50,89	320,71	0,80
		4-6	W14X48	2,50	19,817	72,50	28,49	177,33	1,03
	a7_Z3E	1-4	W16X100	2,50	39,915	164,38	73,57	396,94	0,90
		5-8	W14X82	2,50	26,436	110,90	50,89	320,71	0,81
	a8_Z3E	1-3	W18X158	2,55	84,383	241,36	132,30	632,27	0,99
		4-6	W18X143	2,60	72,121	211,89	119,70	571,19	0,91
		7-9	W18X97	2,60	50,533	159,01	78,11	384,89	0,99
		10-12	W14X53	2,60	28,356	83,05	39,90	241,58	0,98
	a9_Z3E	1-3	W18X143	2,33	117,960	227,62	167,58	792,29	0,96
		4-6	W18X158	2,33	148,509	244,86	185,22	874,70	0,99
		7-9	W18X130	2,33	118,419	204,14	152,13	722,57	0,97
10-12		W18X86	2,33	65,529	120,44	82,78	411,60	1,00	
13-16		W14X61	2,33	46,186	83,21	52,47	327,66	1,04	

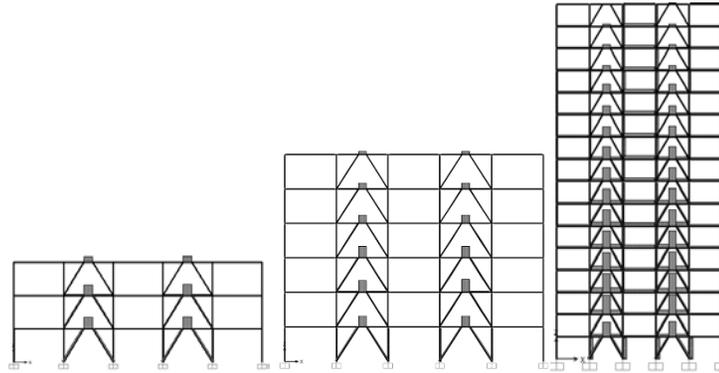
**Tabla 11.** Diseño sísmico vigas fuera enlace para grupo desempeño seleccionados.  
Fuente: elaboración propia

La tabla anterior muestra el diseño de los grupos de desempeño de vigas fuera del enlace, los cuales se dimensionaron como elementos viga-columna debido a que la conexión viga-enlace y diagonales se considera a momento (restringida). Para el diseño de este elemento los efectos de las fuerzas horizontales incluyendo sobrerresistencia se toma como 88%, como se detalló en la sección 3.2.2; de igual manera como lo permite la sección 5a del AISC 341 [8] para el diseño se consideró el uso de propiedades esperadas del material,  $R_y=1.5$  (A36) ya que el enlace y la viga fuera del enlace son el mismo elemento. La última columna de la tabla muestra la eficiencia de cada sección, en todos los casos se cumple el criterio ( $\leq 1$ ) acorde al AISC 360 [9], capítulo H.

### 4.6.3 Columnas

Usando el enfoque de diseño por capacidad las columnas que pertenecen a marcos arriostrados deben tener suficiente capacidad de resistir la suma de las acciones gravitacionales y los momentos y axiales generados por la resistencia al corte ajustada del enlace; este procedimiento de diseño

asume que todos los enlaces fluirán y alcanzarán su máxima resistencia simultáneamente; la figura 14 muestra que esto no siempre ocurre ante carga lateral y su diseño sería algo conservador.



**Figura 14.** Corte producido por carga sísmica en varios arquetipos.  
Fuente: elaboración propia

Al igual que en los casos anteriores se muestra un resumen de las dimensiones finales y algunos parámetros acorde al diseño por capacidad para los grupos seleccionados.

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	$P_u$ [Tonf]	$M_u$ [Tonf-m]	$\phi M_{nx}$	$\phi P_n$	eff
G10	a6_Z2B	1-3	W18X143	476,35	8,110	117,73	515,82	0,99
		4-6	W14X74	240,73	5,880	44,85	257,00	1,05
	a8_Z2B	1-3	W14X311	1108,27	20,530	223,64	1241,45	0,98
		4-6	W14X233	826,83	10,430	161,53	927,04	0,95
		7-9	W12X152	522,40	9,140	90,00	575,63	1,00
		10-12	W12X136	248,13	9,000	79,06	511,16	0,59
	a9_Z2B	1-3	W14X500	1854,36	35,260	390,04	2015,78	1,00
		4-6	W14X398	1531,55	14,920	299,08	1602,08	1,00
		7-9	W14X311	1144,79	14,300	223,64	1241,45	0,98
		10-12	W14X233	763,03	14,250	161,53	927,04	0,90
13-16		W14X233	426,30	13,850	161,53	927,04	0,54	
G14	a6_Z1C	1-3	W18X130	463,77	7,880	106,68	470,26	1,05
		4-6	W16X77	241,90	6,800	53,26	267,23	1,02
	a7_Z1C	1-4	W18X192	630,84	10,430	164,11	703,21	0,95
		5-8	W16X100	297,40	6,910	71,30	349,96	0,94
	a8_Z1C	1-3	W12X279	1038,75	15,260	179,37	1112,87	1,01
		4-6	W12X279	815,24	9,740	179,37	1067,92	0,81
		7-9	W12X152	536,24	8,600	90,00	575,63	1,02
		10-12	W12X152	256,43	9,200	90,00	575,63	0,53
	a9_Z1C	1-3	W14X426	1563,14	27,900	324,72	1718,02	0,99
		4-6	W14X342	1283,99	11,400	249,95	1372,46	0,98
7-9		W14X257	913,68	11,550	181,33	1026,47	0,95	
10-12		W14X233	621,03	11,200	161,53	927,04	0,73	
13-16		W14X233	344,73	11,260	161,53	927,04	0,43	

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	Pu [Tonf]	Mu [Tonf-m]	$\phi M_{nx}$	$\phi P_n$	eff
G15	a2_Z1C	1-2	W12X50	123,67	3,150	24,31	151,44	0,93
	a3_Z2D	1-3	W14X61	190,57	5,070	35,90	209,17	1,03
	a4_Z1D	1-2	W14X90	304,09	5,710	57,57	349,32	0,96
		3-4	W14X82	179,90	6,140	49,29	282,10	0,75
	a5_Z2C	1-3	W12X120	402,01	7,060	68,92	450,84	0,98
4-5		W12X106	174,33	6,340	60,43	396,03	0,53	
G16	a6_Z2C	1-3	W18X158	542,52	12,640	130,44	570,33	1,04
		4-6	W14X82	261,88	6,670	49,29	282,10	1,05
	a7_Z2C	1-4	W18X192	662,32	14,410	164,11	703,21	1,02
		5-8	W18X106	333,64	10,310	83,23	378,96	0,99
	a8_Z2C	1-3	W14X311	1208,37	19,130	223,64	1241,45	1,04
		4-6	W14X257	929,95	10,400	181,33	1026,47	0,96
		7-9	W12X170	570,74	10,490	101,88	645,52	0,97
		10-12	W12X136	272,30	9,700	79,06	511,16	0,64
G17	a1_Z3B	1	W12X40	6,12	4,930	18,76	119,98	0,49
	a4_Z3C	1-2	W14X109	316,52	8,960	70,75	424,82	0,86
		3-4	W14X109	177,49	7,500	70,75	424,82	0,51
	a5_Z3C	1-3	W12X120	425,78	8,950	68,92	450,84	1,06
		4-5	W12X106	176,85	7,080	60,43	396,03	0,55
	a5_Z3D	1-3	W12X136	471,07	9,700	79,06	511,16	1,03
4-5		W12X106	176,85	7,760	60,43	396,03	0,56	
G18	a8_Z3B	1-3	W14X342	1267,25	28,310	249,95	1372,46	1,01
		4-6	W14X257	955,87	13,430	181,33	1026,47	0,97
		7-9	W12X170	567,11	12,230	101,88	645,52	0,99
		10-12	W12X120	268,46	12,250	68,92	450,84	0,75
	a8_Z3C	1-3	W14X370	1356,09	27,420	274,21	1487,43	1,04
		4-6	W14X283	1033,63	14,070	201,00	1129,70	1,00
		7-9	W12X190	631,53	13,400	116,23	725,26	0,97
		10-12	W12X136	272,65	11,750	79,06	511,16	0,67
	a9_Z3C	1-3	W14X605	2267,01	48,100	490,72	2448,75	1,01
		4-6	W14X455	1849,31	19,700	347,70	1829,18	1,06
		7-9	W14X342	1315,82	17,810	249,95	1372,46	1,02
		10-12	W14X283	873,78	17,060	201,00	1129,70	0,85
		13-16	W14X283	488,02	17,120	201,00	1129,70	0,51
G20	a6_Z1D	1-3	W18X143	502,91	9,000	117,73	515,82	1,04
		4-6	W16X89	241,90	7,600	53,26	267,23	1,03
	a7_Z1D	1-4	W18x234	779,59	20,210	204,51	864,24	0,99
		5-8	W18X106	344,08	7,600	83,23	378,96	0,99
	a8_Z1D	1-3	W14X311	1172,85	18,930	223,64	1241,45	1,00
		4-6	W14X233	914,47	10,370	161,53	927,04	1,07
		7-9	W12X170	572,22	9,280	101,88	645,52	0,97
		10-12	W12X170	268,25	11,450	101,88	645,52	0,52
	a9_Z1D	1-3	W14X500	1848,85	32,100	390,04	2015,78	0,99
		4-6	W14X426	1525,39	11,500	324,72	1718,02	0,92
		7-9	W14X311	1080,96	12,100	223,64	1241,45	0,92
10-12		W12X210	676,86	11,870	129,29	801,15	0,93	
13-16		W12X210	374,21	12,750	129,29	801,15	0,56	

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	Pu [Tonf]	Mu [Tonf-m]	$\phi Mnx$	$\phi Pn$	eff	
G22	a7_Z2D	1-4	W18X311	1047,66	26,500	279,25	1155,05	0,99	
		5-8	W18X158	515,80	9,840	130,44	570,33	0,97	
	a8_Z2D	1-3	W14X426	1590,18	26,190	324,72	1718,02	1,00	
		4-6	W14X311	1217,82	12,220	223,64	1241,45	1,03	
		7-9	W12X252	706,14	11,100	116,23	725,26	1,06	
		10-12	W12X136	295,25	12,000	79,06	511,16	0,71	
	a9_Z2D	1-3	W14X550	2026,67	41,960	436,79	2222,01	1,05	
		4-6	W14X455	1653,21	16,600	347,70	1829,18	1,01	
		7-9	W14X311	1212,17	18,210	223,64	1241,45	1,07	
		10-12	W14X283	800,06	18,970	201,00	1129,70	0,79	
		13-16	W14X283	421,30	19,530	201,00	1129,70	0,46	
	G24	a6_Z3D	1-3	W18x211	747,56	19,680	182,11	776,78	1,06
4-6			W16X89	349,18	8,010	83,23	378,96	1,01	
a7_Z3D		1-4	W14X370	1328,39	27,030	274,21	1487,43	0,98	
		5-8	W12X190	650,31	7,630	116,23	725,26	0,96	
a8_Z3D		1-3	W14X550	2081,40	48,830	436,79	2222,01	1,04	
		4-6	W14X398	1571,99	17,850	299,08	1602,08	1,03	
		7-9	W12X252	895,50	16,320	159,11	964,78	1,02	
		10-12	W12X136	369,10	16,240	79,06	511,16	0,90	
a9_Z3D		1-3	W14X665	2570,27	43,560	551,76	2704,51	1,03	
		4-6	W14X550	2093,50	37,080	436,79	2222,01	1,03	
		7-9	W14X398	1470,55	30,440	299,08	1602,08	1,03	
		10-12	W14X311	941,06	20,510	223,64	1241,45	0,87	
		13-16	W14X311	497,02	12,230	223,64	1241,45	0,45	
G25		a2_Z1E	1-2	W12X50	123,47	3,150	24,31	151,44	0,93
		a3_Z1E	1-3	W14X61	182,20	4,920	35,90	209,17	0,99
	a4_Z1E	1-2	W14X90	304,09	5,710	57,57	349,32	0,96	
		3-4	W14X82	179,90	6,140	49,29	282,10	0,75	
G26	a6_Z1E	1-3	W18X119	534,35	11,410	130,44	570,33	1,01	
		4-6	W16X89	253,72	8,300	62,93	311,72	0,93	
	a7_Z1E	1-4	W18X258	846,50	21,130	227,40	953,91	0,97	
		5-8	W18X119	381,72	9,410	95,59	430,21	0,97	
		10-12	W12X210	291,45	14,960	129,29	801,15	0,45	
	a8_Z1E	1-3	W14X426	1767,77	24,950	324,72	1718,02	1,08	
		4-6	W14X342	1357,99	13,160	249,95	1372,46	1,01	
		7-9	W12X210	770,68	12,350	129,29	801,15	1,03	
		10-12	W12X210	291,45	14,960	129,29	801,15	0,45	
	a9_Z1E	1-3	W14X605	2375,05	29,300	490,72	2448,75	1,01	
		4-6	W14X500	1953,10	18,280	390,04	2015,78	0,99	
		7-9	W14X342	1356,31	15,310	249,95	1372,46	1,01	
10-12		W14X233	841,41	15,470	161,53	927,04	0,95		
13-16		W14X233	426,30	13,700	79,06	511,16	0,94		
G27	a3_Z2E	1-3	W14X68	191,37	5,840	40,22	232,88	0,95	
	a4_Z2E	1-2	W14X109	302,64	8,540	70,75	424,82	0,82	
		3-4	W14X109	174,73	7,550	70,75	424,82	0,50	
	a5_Z2E	1-3	W12X136	438,90	8,110	79,06	511,16	0,95	
		4-5	W12X106	174,33	7,060	60,43	396,03	0,54	

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	$P_u$ [Tonf]	$M_u$ [Tonf-m]	$\phi M_{nx}$	$\phi P_n$	eff
G28	a6_Z2E	1-3	W18X192	627,03	13,400	164,11	703,21	0,96
		4-6	W16X100	305,15	8,930	71,30	349,96	0,98
	a7_Z2E	1-4	W18X311	1129,47	32,950	252,76	1217,52	1,04
		5-8	W18X158	549,05	8,640	279,25	1155,05	1,08
	a8_Z2E	1-3	W14X550	2206,56	35,750	436,79	2222,01	1,07
		4-6	W14X398	1667,75	12,280	299,08	1602,08	1,08
		7-9	W12X252	929,52	11,130	159,11	964,78	1,03
		10-12	W12X170	346,96	15,700	101,88	645,52	0,67
	a9_Z2E	1-3	W14X730	3168,62	76,320	619,16	2969,65	1,08
		4-6	W14X605	2631,35	23,400	490,72	2448,75	1,02
		7-9	W14X426	1832,54	26,100	324,72	1718,02	1,04
		10-12	W14X426	1162,05	22,210	324,72	1718,02	0,74
		13-16	W14X426	559,10	26,400	324,72	1718,02	0,40
	G29	a1_Z3E	1	W12X45	6,22	4,930	18,76	119,98
a2_Z3E		1-2	W12X45	117,81	3,730	21,55	135,57	1,02
a3_Z3E		1-3	W16X67	201,97	7,550	45,59	230,65	1,02
a4_Z3E		1-2	W14X109	325,59	9,000	70,75	424,82	0,88
		3-4	W14X109	177,49	7,400	70,75	424,82	0,51
a5_Z3E		1-3	W12X136	486,56	9,690	79,06	511,16	1,06
	4-5	W12X106	176,85	8,030	54,41	359,35	0,62	
G30	a6_Z3E	1-3	W18X234	776,91	23,470	204,51	864,24	1,00
		4-6	W16X100	378,53	8,000	83,23	378,96	1,08
	a7_Z3E	1-4	W14X398	1453,34	48,420	299,08	1602,08	1,05
		5-8	W14X193	717,07	12,790	131,89	766,36	1,02
	a8_Z3E	1-3	W14X730	2808,06	55,000	619,16	2969,65	1,02
		4-6	W14X500	2105,17	14,870	390,04	2015,78	1,08
		7-9	W12X305	1142,49	15,860	199,48	1173,32	0,98
		10-12	W12X170	410,04	17,100	101,88	645,52	0,69
	a9_Z3E	1-3	W14X730	3791,00	103,000	859,94	4030,55	1,03
		4-6	W14X605	3055,61	28,700	681,56	3318,58	0,96
		7-9	W14X426	2035,34	30,340	451,00	2322,87	0,96
10-12		W14X426	1183,23	31,260	451,00	2322,87	0,59	
13-16		W14X426	559,10	31,390	451,00	2322,87	0,30	

**Tabla 12.** Diseño sísmico columnas pertenecientes EBF y grupos desempeño seleccionados.  
Fuente: elaboración propia

Se observa que los arquetipos de mayor altura poseen columnas más robustas en los primeros niveles; en lo posible se evitó el cambio de sección en columnas a pesar que en ciertos arquetipos si fue necesario, cuando fue necesario se lo realizó cada 3 niveles. Las solicitaciones axiales son altamente demandantes debido a fluencia a corte de los enlaces, sin embargo, para el caso de modelos superiores a 3 niveles se puede reducir este efecto en un 12%. Finalmente se menciona que todos los elementos satisfacen las limitaciones ancho-espesor para miembros de alta ductilidad.

#### 4.6.4 Diagonales

Estos elementos al ser conectados a la viga-enlace como una conexión restringida pueden participar en la resistencia a momento generado en el enlace como se vio en la sección 3.2.4, así el diseño se lo realiza como elementos viga-columna. Debido a que las diagonales de arriostamiento deben permanecer elásticas mientras el enlace se deforma inelásticamente se emplea el criterio definido en la sección 3.2.4 para determinar fuerzas requeridas y estos elementos deben cumplir relaciones ancho-espesor para elementos de moderada ductilidad. Se muestra una tabla resumen de las secciones finales de diagonales para grupos de desempeño seleccionados.

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	Lb[m]	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	$\phi M_{nx}$	$\phi P_n$	eff
G10	a6_Z2B	1-3	W16X67	4,72	26,54	106,49	43,75	211,89	0,98
		4-6	W16X57	4,72	20,51	89,77	30,91	204,99	1,03
	a8_Z2B	1-3	W10X100	4,74	37,06	135,29	46,70	354,08	1,09
		4-6	W10X77	4,74	24,55	101,26	34,85	271,94	1,00
		7-9	W8X67	4,77	23,10	88,09	24,80	251,59	1,18
	a9_Z2B	10-12	W8X67	4,77	22,94	87,44	24,80	251,59	1,17
		1-3	W10X100	4,74	25,62	178,76	46,70	354,08	0,99
		4-6	W10X77	4,74	20,68	149,37	34,85	271,94	1,08
		7-9	W10X77	4,74	20,09	148,32	34,85	271,94	1,06
		10-12	W8X67	4,74	14,23	124,35	24,80	214,46	1,09
		13-16	W8X67	4,74	14,47	124,47	24,80	214,46	1,10
	G14	a6_Z1C	1-3	W16X57	4,72	20,80	90,74	30,91	181,65
4-6			W16X57	4,72	22,16	89,24	30,91	181,65	1,13
a7_Z1C		1-4	W18X71	4,74	22,88	90,88	44,15	162,35	1,02
		5-8	W18X71	4,74	22,13	89,35	44,15	162,35	1,00
a8_Z1C		1-3	W18X65	4,74	27,39	94,09	39,89	186,46	1,00
		4-6	W18X65	4,74	26,06	91,16	39,89	186,46	0,96
		7-9	W18X60	4,74	24,89	88,67	36,02	171,28	1,06
		10-12	W18X60	4,74	24,13	86,78	36,02	171,28	1,06
a9_Z1C		1-3	W10X88	4,74	24,13	146,26	40,50	313,07	1,00
		4-6	W10X77	4,74	20,23	144,31	34,85	271,94	1,05
		7-9	W8X67	4,74	15,53	104,55	24,80	214,46	1,04
		10-12	W8X67	4,74	16,93	96,09	24,80	214,46	1,05
	13-16	W8X67	4,74	16,66	95,55	24,80	214,46	1,04	
G15	a2_Z1C	1-2	W10X100	4,72	28,16	135,32	46,72	330,04	0,94
	a3_Z2D	1-3	W18X71	4,69	27,70	95,75	44,30	205,03	1,02
	a4_Z1D	1-2	W10X77	4,72	23,71	115,51	34,87	253,07	1,06
		3-4	W10X77	4,72	21,65	116,37	34,87	253,07	1,01
	a5_Z2C	1-3	W10X68	4,77	17,86	107,32	30,08	237,28	0,98
4-5		W10X68	4,77	16,59	107,90	30,08	237,28	0,95	
G16	a6_Z2C	1-3	W16X89	4,72	32,17	138,41	60,94	287,34	0,95
		4-6	W14X61	4,72	20,82	100,30	34,60	192,33	1,06
	a7_Z2C	1-4	W16X67	4,77	24,93	100,46	43,70	211,35	0,98
		5-8	W16X57	4,77	20,88	89,92	30,76	180,51	1,10
	a8_Z2C	1-3	W18X71	4,74	20,95	132,72	44,15	193,34	1,07
		4-6	W18X71	4,74	20,10	130,97	44,15	193,34	1,13
		7-9	W18X65	4,74	18,09	99,05	39,82	176,34	1,03
		10-12	W18X60	4,74	13,29	91,57	35,95	161,92	1,04

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	Lb[m]	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	$\phi M_{nx}$	$\phi P_n$	eff
G17	a1_Z3B	1	W10X60	4,72	20,96	95,36	26,20	215,53	1,04
	a4_Z3C	1-2	W10X77	4,77	20,52	121,54	34,82	277,40	0,96
		3-4	W10X60	4,77	16,62	108,00	26,16	214,74	1,07
	a5_Z3C	1-3	W10X77	4,77	20,34	122,12	34,82	271,27	0,97
		4-5	W10X68	4,77	16,59	108,39	30,08	237,28	0,95
	a5_Z3D	1-3	W10X88	4,77	24,59	159,88	40,48	312,32	1,05
4-5		W10X68	4,77	16,74	108,32	30,08	237,28	0,95	
G18	a8_Z3B	1-3	W10X100	4,74	26,66	162,27	46,70	354,08	0,97
		4-6	W10X88	4,74	22,33	148,95	40,50	313,07	0,97
		7-9	W8X67	4,74	16,61	104,44	24,80	214,46	1,08
		10-12	W8X67	4,74	14,71	102,03	24,80	214,46	1,00
	a8_Z3C	1-3	W10X100	4,74	28,19	193,42	47,38	373,85	1,05
		4-6	W10X88	4,74	23,51	178,00	40,50	313,07	1,04
		7-9	W10X77	4,74	22,90	153,15	34,85	271,94	1,04
		10-12	W8X67	4,74	16,34	111,46	24,80	214,46	1,04
	a9_Z3C	1-3	W12X136	4,72	43,42	252,68	78,10	510,76	0,99
		4-6	W12X106	4,72	30,61	225,20	59,45	395,71	1,03
		7-9	W10X88	4,72	22,55	181,89	40,52	313,57	1,07
		10-12	W10X88	4,72	22,08	149,87	40,52	313,57	0,96
		13-16	W10X88	4,72	23,65	149,28	40,52	313,57	1,00
	G20	a6_Z1D	1-3	W16X77	4,72	28,96	122,90	51,33	245,92
4-6			W16X57	4,72	21,16	89,65	34,60	192,33	1,01
a7_Z1D		1-4	W16X89	4,74	36,73	144,23	60,88	286,64	1,04
		5-8	W16X67	4,74	25,23	107,24	43,70	211,35	1,02
a8_Z1D		1-3	W10X100	4,72	36,68	127,30	46,72	362,30	1,05
		4-6	W10X100	4,72	36,82	123,88	46,72	362,30	1,04
		7-9	W10X88	4,72	31,29	101,25	40,52	320,34	1,00
		10-12	W10X77	4,72	25,48	94,90	34,87	278,40	0,99
a9_Z1D		1-3	W10X100	4,74	28,28	172,30	46,70	354,08	1,04
		4-6	W10X100	4,74	24,58	175,23	46,70	354,08	0,96
		7-9	W10X88	4,74	23,36	155,94	40,50	313,07	1,01
		10-12	W10X68	4,74	18,11	103,49	30,11	237,87	0,97
		13-16	W10X68	4,74	17,91	102,87	30,11	237,87	0,96
G22		a7_Z2D	1-4	W18X119	4,74	48,36	206,34	92,95	400,17
	5-8		W16X89	4,74	34,45	158,95	60,88	286,64	1,06
	a8_Z2D	1-3	W12X106	4,72	33,05	222,69	59,45	395,71	1,06
		4-6	W12X106	4,72	30,59	215,93	59,45	395,71	1,00
		7-9	W10X100	4,72	26,95	163,61	46,72	354,64	0,97
		10-12	W8X67	4,72	18,55	115,81	24,81	242,49	1,14
	a9_Z2D	1-3	W10X112	4,74	37,26	273,80	53,59	399,78	1,04
		4-6	W10X112	4,74	25,68	222,15	53,59	399,78	0,98
		7-9	W10X88	4,74	24,83	216,80	40,50	313,07	1,01
		10-12	W10X68	4,74	18,74	192,63	30,11	237,87	1,05
		13-16	W8X67	4,74	16,48	142,90	24,80	214,46	1,09

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	Lb[m]	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	$\phi M_{nx}$	$\phi P_n$	eff
G24	a6_Z3D	1-3	W18X130	4,72	57,31	243,66	104,10	438,67	0,99
		4-6	W16X89	4,72	32,97	153,31	60,94	287,34	1,05
	a7_Z3D	1-4	W18X158	4,72	73,93	286,87	130,44	570,33	0,99
		5-8	W18X119	4,72	52,23	208,86	95,59	430,21	0,96
	a8_Z3D	1-3	W12X152	4,74	47,49	328,62	89,06	583,09	1,04
		4-6	W12X136	4,74	35,76	300,95	78,07	517,94	0,99
		7-9	W10X112	4,74	30,41	226,37	53,59	408,30	1,06
		10-12	W10X77	4,74	22,53	156,43	34,85	294,63	1,11
	a9_Z3D	1-3	W12X152	4,72	46,35	308,35	89,09	575,19	1,00
		4-6	W12X120	4,72	33,47	277,87	67,94	450,48	1,05
		7-9	W10X112	4,72	30,15	230,81	53,61	400,40	1,08
		10-12	W10X100	4,72	24,63	177,54	46,72	354,64	0,97
		13-16	W10X88	4,72	21,60	149,53	40,52	313,57	0,95
	G25	a2_Z1E	1-2	W10X88	4,72	26,80	136,23	40,52	320,34
a3_Z1E		1-3	W16X57	4,72	21,25	88,82	30,91	173,26	1,02
a4_Z1E		1-2	W10X77	4,72	22,03	107,84	34,87	253,07	1,06
		3-4	W10X77	4,72	20,20	108,47	34,87	253,07	1,01
G26	a6_Z1E	1-3	W16X89	4,72	30,47	141,89	60,94	287,34	0,94
		4-6	W16X57	4,72	19,29	96,92	30,91	181,65	1,09
	a7_Z1E	1-4	W18X97	4,74	41,98	158,89	73,34	320,54	1,00
		5-8	W16X77	4,74	32,93	119,01	51,28	245,30	1,06
	a8_Z1E	1-3	W12X230	4,72	94,84	433,89	143,58	892,99	1,07
		4-6	W12X210	4,72	90,29	409,90	128,50	811,74	1,07
		7-9	W12X190	4,72	74,25	317,53	115,41	734,98	1,00
		10-12	W10X112	4,72	44,88	193,89	53,61	408,86	1,15
	a9_Z1E	1-3	W12X120	4,77	34,71	261,45	67,92	449,97	1,03
		4-6	W12X210	4,77	37,64	256,68	67,92	449,97	1,06
		7-9	W10X112	4,77	37,14	213,03	53,59	399,78	1,15
		10-12	W10X112	4,77	39,04	158,39	53,59	399,78	0,95
		13-16	W10X77	4,77	21,34	123,59	34,85	271,94	1,00
G27	a3_Z2E	1-3	W14X74	4,66	31,51	99,27	43,60	238,55	1,06
	a4_Z2E	1-2	W10X68	4,77	17,96	107,11	30,08	242,76	0,97
		3-4	W10X60	4,77	15,99	107,95	30,08	242,76	0,92
	a5_Z2E	1-3	W10X88	4,77	21,18	138,05	40,48	290,20	0,94
		4-5	W10X68	4,77	16,65	107,89	30,08	219,74	0,98
G28	a6_Z2E	1-3	W16X100	4,72	41,87	172,85	69,29	322,69	1,07
		4-6	W14X82	4,72	29,09	121,15	47,92	259,74	1,01
	a7_Z2E	1-4	W18X130	4,74	58,91	230,09	104,03	437,75	1,03
		5-8	W16X100	4,74	39,61	170,80	69,23	321,90	1,04
	a8_Z2E	1-3	W12X190	4,72	69,11	362,04	115,41	724,72	1,03
		4-6	W12X190	4,72	58,68	331,18	115,41	724,72	0,91
		7-9	W12X136	4,72	48,33	251,34	78,10	510,76	1,04
		10-12	W10X77	4,72	22,31	143,78	34,87	272,38	1,10
	a9_Z2E	1-3	W12X152	4,72	52,15	364,47	89,09	575,19	1,05
		4-6	W12X152	4,72	42,87	375,00	89,09	575,19	1,08
		7-9	W12X120	4,72	29,35	309,13	67,94	450,48	1,07
		10-12	W10X112	4,72	27,56	266,77	53,61	400,40	1,12
		13-16	W10X77	4,72	16,30	185,08	34,87	272,38	1,09

Grupo	Id. arqt.	Nivel	Sección	Lb[m]	Mu [Tonf-m]	Pu [Tonf]	$\phi Mnx$	$\phi Pn$	eff
G29	a1_Z3E	1	W10X68	4,72	16,83	78,66	30,12	243,66	1,00
	a2_Z3E	1-2	W10X77	4,72	21,71	113,76	34,87	278,40	1,03
	a3_Z3E	1-3	W14X74	4,69	28,48	107,12	43,55	237,68	1,03
	a4_Z3E	1-2	W10X77	4,77	20,12	138,24	34,82	277,40	1,01
		3-4	W10X60	4,77	15,82	108,14	26,16	214,74	1,04
	a5_Z3E	1-3	W10X88	4,77	23,52	173,07	40,48	312,32	1,07
	4-5	W10X68	4,77	16,95	108,07	30,08	237,28	0,96	
G30	a6_Z3E	1-3	W18X130	4,72	54,50	231,92	104,10	438,67	0,99
		4-6	W16X89	4,72	34,22	159,05	60,94	287,34	1,05
	a7_Z3E	1-4	W18X175	4,72	78,35	319,11	143,76	594,19	1,02
		5-8	W18X130	4,72	58,87	231,81	104,10	438,67	1,03
	a8_Z3E	1-3	W12X210	4,74	70,82	484,91	128,47	799,75	1,10
		4-6	W12X190	4,77	53,86	436,64	115,38	723,97	1,02
		7-9	W12X152	4,77	46,66	329,49	89,06	574,56	1,01
		10-12	W10X77	4,77	26,44	183,75	34,85	271,94	1,04
	a9_Z3E	1-3	W12X230	4,63	57,92	430,11	143,70	884,44	1,10
		4-6	W12X210	4,63	58,90	488,84	128,61	803,84	1,01
		7-9	W12X190	4,63	48,15	400,53	115,52	727,73	1,03
		10-12	W12X136	4,63	29,77	253,08	78,21	513,01	1,06
		13-16	W10X100	4,63	27,87	189,68	46,79	356,88	1,09

**Tabla 13.** Diseño sísmico diagonales arriostradas para grupo desempeño seleccionado.

Fuente: elaboración propia

En el diseño de diagonales de EBF se procuró que el ángulo de inclinación sea mayor a 40°, esto para evitar grandes cargas axiales; por tanto, se observa en la tabla precedente longitudes de diagonales similares para todos los arquetipos; además las resistencias requeridas y de diseño, así como la eficiencia de la sección en la última columna de la tabla.

Como comentario final de este ítem se menciona que pequeñas variaciones en las dimensiones de los enlaces cambian totalmente las resistencias requeridas en todos los elementos de los EBF, principalmente en cuanto al espesor del alma; por esto se recomienda el uso de secciones armadas para la viga-enlace, principalmente en el espesor del alma.

#### 4.7 Propiedades de los sistemas resistentes (EBF)

Luego de haber determinado las secciones finales para cada arquetipo se muestran las propiedades del diseño estructural de los 15 grupos de desempeño propuestos.

Grupo	Id. arqt.	P[T]	Qo[Tonf]	VE [Tonf]	R*	R**	T [seg]	Grupo	Id. arqt.	P[T]	Qo[Tonf]	VE [Tonf]	R*	R**	T [seg]
G10	a6_Z2B	641.1	32.1	214.2	7.84	6.68	0.65	G24	a6_Z3D	641.1	107.7	699.9	4.82	6.50	0.46
	a8_Z2B	1303.7	65.2	208.8	9.18	3.20	1.35		a7_Z3D	893.5	150.1	959.1	5.44	6.39	0.60
	a9_Z2B	1809.0	90.5	217.5	9.48	2.40	1.67		a8_Z3D	1381.0	165.0	1078.4	6.54	6.54	0.93
G14	a6_Z1C	632.1	28.0	205.2	7.33	7.33	0.69	G25	a9_Z3D	1890.0	151.2	915.9	7.52	6.06	1.41
	a7_Z1C	844.2	29.5	200.9	7.95	6.80	0.91		a2_Z1E	186.9	17.0	77.4	2.37	4.55	0.19
	a8_Z1C	1316.0	46.1	193.6	8.78	4.20	1.40		a3_Z1E	294.0	26.8	149.3	3.28	5.58	0.35
	a9_Z1C	1785.7	62.5	201.6	9.25	3.22	1.88		a4_Z1E	403.3	36.7	220.8	3.59	6.02	0.42
G15	a2_Z1C	187.5	13.8	76.7	4.22	5.56	0.19	G26	a6_Z1E	632.1	57.5	353.9	4.33	6.15	0.60
	a3_Z2D	294.0	37.0	258.2	4.12	6.97	0.34		a7_Z1E	903.8	82.2	507.6	4.78	6.17	0.73
	a4_Z1D	403.3	33.9	247.6	4.64	7.31	0.43		a8_Z1E	1375.0	125.1	761.1	5.62	6.08	1.03
	a5_Z2C	514.0	49.8	329.0	6.60	6.60	0.51		a9_Z1E	1832.0	117.0	762.7	6.52	6.52	1.48
G16	a6_Z2C	641.1	51.3	352.9	6.88	6.88	0.57	G27	a3_Z2E	294.0	40.1	223.6	3.26	5.57	0.35
	a7_Z2C	851.4	44.7	334.0	7.76	7.47	0.84		a4_Z2E	404.5	55.2	322.5	3.45	5.84	0.39
	a8_Z2C	1303.7	68.4	321.9	8.65	4.70	1.30		a5_Z2E	515.2	70.3	425.6	3.77	6.05	0.46
G17	a1_Z3B	78.0	10.9	62.9	3.86	5.76	0.12	G28	a6_Z2E	641.1	87.5	522.2	4.06	5.97	0.53
	a4_Z3C	404.5	59.5	392.4	5.87	6.60	0.38		a7_Z2E	879.4	120.0	736.8	4.44	6.14	0.63
	a5_Z3C	515.9	70.0	451.6	6.45	6.45	0.48		a8_Z2E	1376.9	188.0	1120.6	5.39	5.96	0.94
	a5_Z3D	518.4	87.1	597.3	4.70	6.86	0.44		a9_Z2E	1910.0	206.5	1303.3	6.31	6.31	1.36
G18	a8_Z3B	1320.5	88.0	311.6	9.00	3.54	1.20	G29	a1_Z3E	78.2	14.2	56.6	1.91	3.98	0.12
	a8_Z3C	1327.0	92.9	485.9	8.44	5.23	1.16		a2_Z3E	185.8	33.8	159.0	2.43	5.82	0.20
	a9_Z3C	1855.0	129.9	520.7	8.92	4.01	1.52		a3_Z3E	293.7	53.4	284.8	3.14	5.33	0.33
G20	a6_Z1D	632.1	53.1	347.1	5.44	6.54	0.60		a4_Z3E	406.1	73.9	400.6	3.36	5.42	0.37
	a7_Z1D	903.8	71.8	435.2	6.07	6.07	0.77		a5_Z3E	518.4	94.3	533.8	3.64	5.66	0.43
	a8_Z1D	1375.0	59.1	433.5	7.34	7.34	1.30	G30	a6_Z3E	641.1	116.7	642.5	3.77	5.51	0.46
	a9_Z1D	1804.0	72.2	359.8	7.96	4.99	1.72		a7_Z3E	900.0	163.8	970.2	4.26	5.92	0.58
G22	a7_Z2D	876.6	110.4	698.9	5.60	6.33	0.64		a8_Z3E	1415.0	257.5	1554.1	5.03	6.03	0.81
	a8_Z2D	1376.9	95.3	664.1	6.97	6.97	1.11	a9_Z3E	1961.0	308.0	1897.7	6.16	6.16	1.28	
	a9_Z2D	1836.0	110.2	704.3	7.74	6.39	1.55								

**Tabla 14.** Propiedades del diseño estructural para todos los grupos de desempeño.  
Fuente: elaboración propia

A este punto se deben hacer algunas consideraciones generales, en la tabla 14 se muestra el peso sísmico P, el corte de diseño Qo, corte diseño elástico VE, factor de reducción de respuesta estructural R\*, el factor de reducción efectivo R\*\* y el periodo de modo con mayor masa traslacional T. Además, se nota que los periodos fundamentales aumentan con la altura de los modelos, estos oscilan de 0.12 a 1.88 segundos; en cuanto a los cortes basales de diseño se menciona que para el caso de arquetipos con alturas menores a 5 niveles el corte máximo Qomax controló el diseño, y para niveles mayores 12 el corte mínimo Qomin.

En varios casos principalmente para arquetipos de baja altura el diseño de las vigas fuera del enlace y/o las limitaciones ancho-espesor para elementos de alta ductilidad controló la dimensión final del enlace; debido a esto los enlaces poseen mayor capacidad que la requerida.

#### 4.8 Control de derivas

El control de derivas es uno de los parámetros del análisis sísmico más importantes, la tabla a continuación muestra en resume desplazamientos de piso,  $\delta$ , desplazamientos relativos entre dos

pisos consecutivos,  $\Delta$ , y derivas de entrepiso  $\Delta/h$  para cada grupo de desempeño. Por la extensa cantidad de datos se tabulan derivas máximas cada 3 niveles, a continuación se muestran los resultados.

Grupo	Id. arqt.	Nivel	$\delta$ [cm]	$\Delta$ [cm]	$\Delta/h$	Grupo	Id. arqt.	Nivel	$\delta$ [cm]	$\Delta$ [cm]	$\Delta/h$
G10	a6_Z2B	1-3	0,088	0,088	0,0002	G24	a6_Z3D	1-3	0,235	0,235	0,0006
		4-6	0,496	0,155	0,0004			4-6	1,502	0,503	0,0013
	a8_Z2B	1-3	0,195	0,195	0,0005		a7_Z3D	1-4	0,217	0,217	0,0005
		4-6	0,995	0,254	0,0006		5-8	1,849	0,478	0,0012	
		7-9	1,721	0,250	0,0006		a8_Z3D	1-3	0,191	0,191	0,0005
		10-12	2,472	0,248	0,0006			4-6	1,257	0,414	0,0010
	a9_Z2B	1-3	0,049	0,049	0,0001		7-9	2,729	0,548	0,0014	
		4-6	0,267	0,077	0,0002		10-12	4,365	0,559	0,0014	
		7-9	0,485	0,072	0,0002		a9_Z3D	1-3	0,166	0,166	0,0004
		10-12	0,696	0,073	0,0002			4-6	1,060	0,340	0,0008
		13-16	0,920	0,075	0,0002			7-9	2,194	0,402	0,0010
	a6_Z1C	1-3	0,095	0,095	0,0002			10-12	3,441	0,430	0,0011
		4-6	0,558	0,182	0,0005			13-16	4,670	0,396	0,0010
	G14	a7_Z1C	1-4	0,080	0,080		0,0002	G25	a2_Z1E	1-2	0,110
5-8			0,629	0,155	0,0004	a3_Z1E	1-3		0,247	0,247	0,0006
a8_Z1C		1-3	0,077	0,077	0,0002	a4_Z1E	1-2		0,295	0,295	0,0007
		4-6	0,414	0,112	0,0003	3-4	0,942		0,289	0,0007	
7-9		0,750	0,117	0,0003	G26	a6_Z1E	1-3	0,231	0,231	0,0006	
10-12		1,077	0,104	0,0003		4-6	1,430	0,477	0,0012		
a9_Z1C		1-3	0,059	0,059		0,0001	a7_Z1E	1-4	0,172	0,172	0,0004
		4-6	0,337	0,098		0,0002	5-8	1,453	0,343	0,0009	
7-9		0,637	0,107	0,0003		a8_Z1E	1-3	0,197	0,197	0,0005	
10-12		0,953	0,105	0,0003			4-6	1,319	0,423	0,0011	
13-16	1,257	0,098	0,0002	7-9		2,783	0,516	0,0013			
G15	a2_Z1C	1-2	0,069	0,069		0,0002	10-12	4,368	0,527	0,0013	
	a3_Z2D	1-3	0,358	0,358		0,0009	a9_Z1E	1-3	0,179	0,179	0,0004
	a4_Z1D	1-2	0,256	0,256	0,0006	4-6		1,200	0,384	0,0010	
		3-4	0,818	0,251	0,0006	7-9		2,579	0,502	0,0013	
	a5_Z2C	1-3	0,203	0,203	0,0005	10-12		4,222	0,575	0,0014	
		4-5	0,901	0,197	0,0005	13-16		5,919	0,566	0,0014	

Grupo	Id. arqt.	Nivel $\delta$ [cm]	$\Delta$ [cm]	$\Delta/h$	Grupo	Id. arqt.	Nivel $\delta$ [cm]	$\Delta$ [cm]	$\Delta/h$		
G16	a6_Z2C	1-3	0,126	0,126	0,0003	G27	a3_Z2E	1-3	0,394	0,394	0,0010
		4-6	0,741	0,232	0,0006		a4_Z2E	1-2	0,375	0,375	0,0009
	a7_Z2C	1-4	0,133	0,133	0,0003		3-4	1,200	0,376	0,0009	
		5-8	0,973	0,226	0,0006		a5_Z2E	1-3	0,393	0,393	0,0010
	a8_Z2C	1-3	0,086	0,086	0,0002	4-5	1,825	0,439	0,0011		
		4-6	0,497	0,146	0,0004	a6_Z2E	1-3	0,347	0,347	0,0009	
		7-9	0,980	0,173	0,0004	4-6	2,146	0,715	0,0018		
		10-12	1,506	0,184	0,0005	a7_Z2E	1-4	0,256	0,256	0,0006	
G17	a1_Z3B	1	0,100	0,100	0,0003	5-8	2,212	0,574	0,0014		
	a4_Z3C	1-2	0,270	0,270	0,0007	a8_Z2E	1-3	0,231	0,231	0,0006	
		3-4	0,855	0,262	0,0007	4-6	1,614	0,537	0,0013		
	a5_Z3C	1-3	0,272	0,272	0,0007	7-9	3,610	0,743	0,0019		
		4-5	0,259	0,259	0,0006	10-12	5,975	0,852	0,0021		
	a5_Z3D	1-3	0,444	0,444	0,0011	a9_Z2E	1-3	0,257	0,257	0,0006	
		4-5	0,491	0,491	0,0012	4-6	1,731	0,553	0,0014		
	G18	a8_Z3B	1-3	0,083	0,083	0,0002	7-9	3,724	0,734	0,0018	
4-6			0,433	0,119	0,0003	10-12	6,073	0,799	0,0020		
7-9			0,774	0,115	0,0003	13-16	8,404	0,777	0,0019		
10-12			1,110	0,114	0,0003	a1_Z3E	1	0,100	0,100	0,0003	
a8_Z3C		1-3	0,091	0,091	0,0002	a2_Z3E	1-2	0,290	0,290	0,0007	
		4-6	0,561	0,176	0,0004	a3_Z3E	1-3	0,440	0,440	0,0011	
		7-9	1,163	0,222	0,0006	a4_Z3E	1-2	0,393	0,393	0,0010	
		10-12	1,825	0,226	0,0006	3-4	1,362	0,485	0,0012		
a9_Z3C		1-3	0,087	0,087	0,0002	a5_Z3E	1-3	0,423	0,423	0,0011	
		4-6	0,532	0,165	0,0004	4-5	0,569	0,569	0,0014		
		7-9	1,058	0,183	0,0005	a6_Z3E	1-3	0,398	0,398	0,0010	
		10-12	1,618	0,193	0,0005	4-6	2,330	0,719	0,0018		
13-16	2,185	0,186	0,0005	a7_Z3E	1-4	0,287	0,287	0,0007			
G20	a6_Z1D	1-3	0,231	0,231	0,0006	5-8	2,686	0,705	0,0018		
		4-6	1,430	0,477	0,0012	a8_Z3E	1-3	0,259	0,259	0,0006	
	a7_Z1D	1-4	0,162	0,162	0,0004	4-6	1,770	0,579	0,0014		
		5-8	1,311	0,324	0,0008	7-9	3,841	0,725	0,0018		
	a8_Z1D	1-3	0,161	0,161	0,0004	10-12	6,016	0,706	0,0018		
		4-6	0,906	0,256	0,0006	a9_Z3E	1-3	0,336	0,336	0,0008	
		7-9	1,699	0,279	0,0007	4-6	2,169	0,706	0,0018		
		10-12	2,454	0,235	0,0006	7-9	4,699	0,909	0,0023		
	a9_Z1D	1-3	0,106	0,106	0,0003	10-12	7,685	1,045	0,0026		
		4-6	0,617	0,176	0,0004	13-16	10,727	1,002	0,0025		
		7-9	1,154	0,184	0,0005						
		10-12	1,731	0,208	0,0005						
13-16	2,340	0,195	0,0005								
G22	a7_Z2D	1-4	0,189	0,189	0,0005						
		5-8	1,619	0,420	0,0010						
	a8_Z2D	1-3	0,126	0,126	0,0003						
		4-6	0,857	0,282	0,0007						
		7-9	1,894	0,279	0,0010						
		10-12	2,454	0,446	0,0011						
	a9_Z2D	1-3	0,168	0,168	0,0004						
		4-6	0,994	0,291	0,0007						
		7-9	1,954	0,349	0,0009						
		10-12	3,040	0,374	0,0009						
13-16	4,121	0,351	0,0009								

**Tabla 15.** Control derivas para grupos desempeño G23,24,29 y 30.

Fuente: elaboración propia

La NCh433 restringe las derivas a 0.002 rad, este límite se cumple en todos los casos; además arquetipos de mayor altura presentan considerables desplazamientos laterales por sismo.

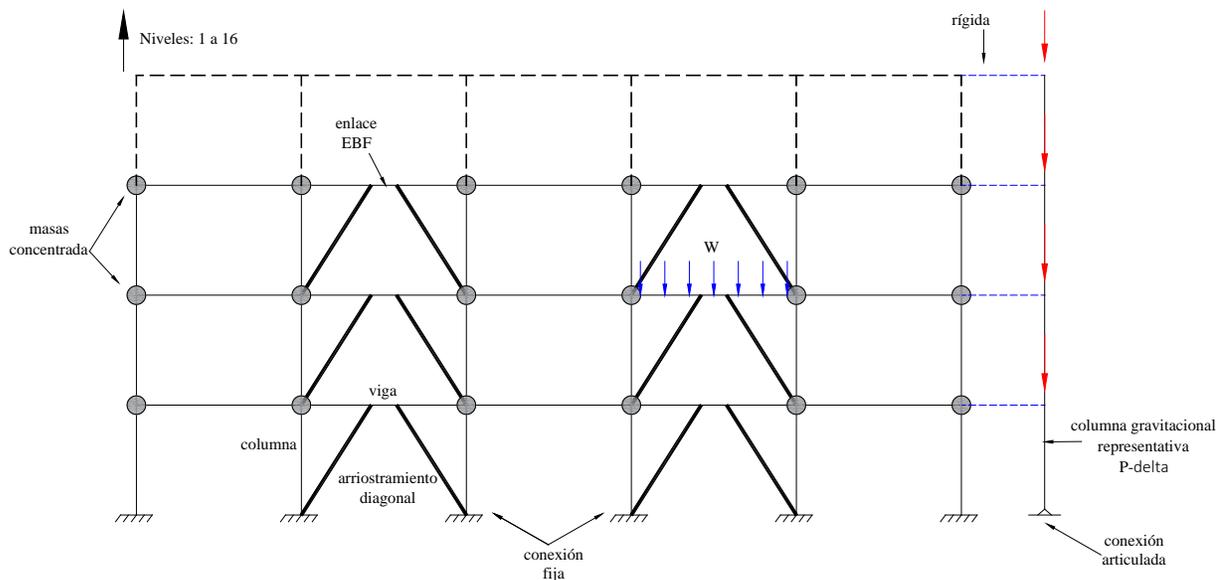
## CAPITULO 5: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Este capítulo describe el desarrollo de modelos analíticos para evaluación de colapso del sistema resistente a fuerzas sísmicas propuesto, además se define la configuración del sistema estructural usado comúnmente en la bibliografía para modelos no lineales en conjunto con el desarrollo de propiedades, criterios de estados límites, calibración con datos y pruebas para distintos elementos, en el desarrollo se hace especial énfasis en el comportamiento no lineal del enlace.

### 5.1 Modelamiento computacional

Similar al esquema de arquetipo para el caso de análisis modal espectral se elabora el no lineal para su uso en Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) [26]; los cuales incorporan:

- Elementos viga-columna no-lineales con secciones de fibras inelásticas usadas para modelar vigas fuera del enlace, columnas y diagonales en todos los modelos.
- Bases de columnas empotradas.
- Las masas de pisos fueron concentradas en nodos (cabezas de columnas) para cada nivel considerado.
- El modelamiento a corte del enlace para EBF aplica la técnica propuesta por Radaman y Ghorrah [10] y modificado ligeramente por Richards [6].
- Para considerar el efecto P-delta una columna gravitacional rígida continua fue conectada al marco con articulación en su base. La rigidez y resistencia de esta columna es igual a la suma de las columnas gravitacionales individuales.



**Figura 15.** Descripción del modelo no lineal usado en Opensees.

Fuente: elaboración propia

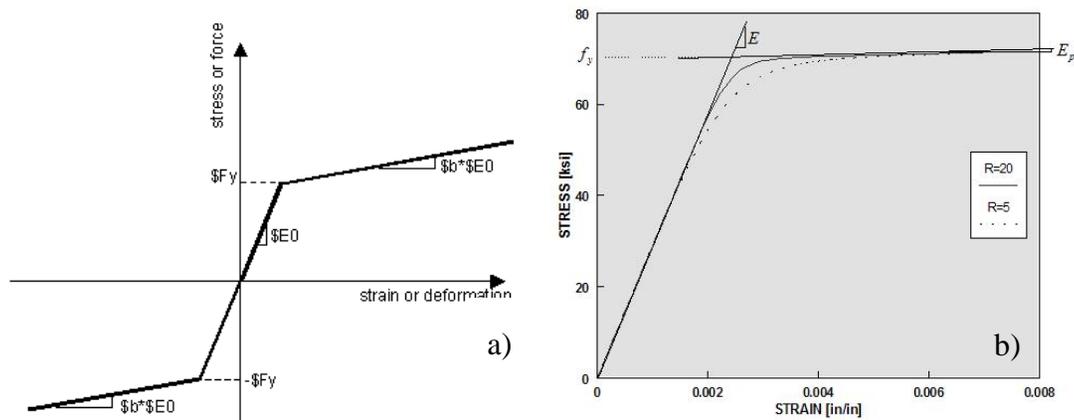
Esta técnica de modelamiento es similar a la usada en otros estudios de análisis dinámicos ([27], [2] [23]) para diferentes tipos de sistemas resistentes, la figura 15 bosqueja esta representación.

### 5.1.1 Modelamiento Opensees

Aquí se hace una breve descripción del proceso de modelamiento de marcos arriostrados excéntricos (EBF) basado principalmente en la investigación desarrollada por Gary Prinz [28] en la cual se estudia el comportamiento de marcos excéntricos usando arriostramientos con y sin diagonales de pandeo restringido (BRB).

En primer lugar se especifica al programa que se trabaja con modelos 2D y 3 grados de libertad a través del comando *BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3*, seguidamente se define la geometría de cada modelo acorde al diseño definitivo y las condiciones de borde pertinentes.

En cuanto al comportamiento del material para columnas, diagonales y vigas fuera del enlace fue usando el modelo de Giuffre-Menegotto-Pinto (Steel 02) con endurecimiento isotrópico por deformación y fluencia de 36 Ksi (A36), ver figura 16. Seguidamente se configura el comportamiento tri-lineal a corte del enlace (curva esqueleto) que se analiza en la siguiente sección.



**Figura 16.** Materiales usados Opensees: a) Bilinear (steel01); b) Giuffré-Menegotto-Pinto (Steel 02).  
Fuente: Opensees wiki [26].

Para crear secciones con fibras, opensees posee una sub-rutina denominada “Wsections”, que es empleada para secciones W únicamente en conjunto con elementos de tipo ‘*nonlinearBeamColumn*’; la discretización de la sección fue para patines y alma de 32 y 64 fibras respectivamente.

En cuanto a la configuración del enlace fue necesario crear nodos adicionales para ubicar elementos *zeroLength* donde se emplaza la curva esqueleto. La columna gravitacional representativa fue modelada mediante elementos ‘*elasticBeamColumn*’.

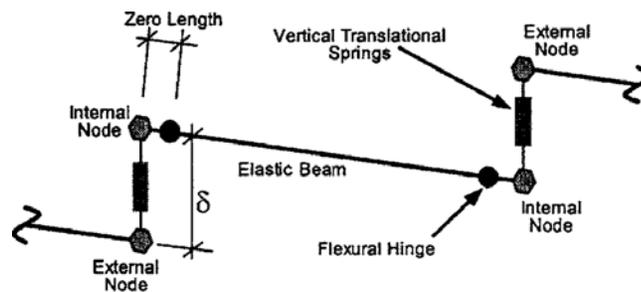
Para establecer la compatibilidad del comportamiento entre enlace y viga fuera del enlace se usó elementos *zeroLength* en conjunto con el comando *EqualDOF* donde el DOF 2 no se restringe; un criterio similar fue necesario para unir la columna representativa (P- $\Delta$ ) y el marco. Finalmente se asignan masas y cargas con el uso de los comandos *mass* y *load* en los nodos correspondientes.

El **anexo A** adjunta el código fuente para el caso del modelo a3\_Z3E como ejemplo; el modelo no lineal del enlace se trata a detalle a continuación.

### 5.1.2 Descripción general del modelo del enlace.

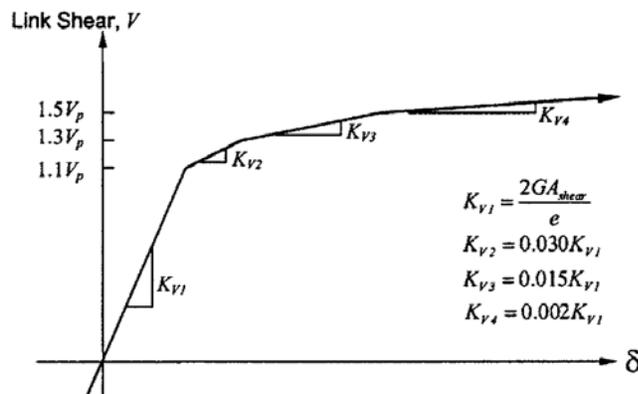
El comportamiento a corte de enlaces en EBF fue modelado usando la técnica propuesta por Radaman y Ghoborah [10] y modificado ligeramente por Richards [6], esta modificación corresponde a un error en la rigidez a corte del elemento. A continuación, se hace una breve descripción del elemento “enlace”.

El elemento a corte del enlace presentado en la figura 17 consiste en resortes verticales traslacionales en ambos extremos de un elemento viga con rótulas de plasticidad concentrada, en Opensees se usa el comando *beamWithHinges*. Para lograr el comportamiento combinado de los resortes traslacionales, individualmente cada resorte se modela usando un material perfectamente plástico (Steel 01) y luego combinado en uno a través del comando *uniaxialMaterial Parallel*; el modelo de material paralelo fue ubicado a un elemento *zeroLength* creando nodos internos y externos, los GDL de estos nodos son idénticos excepto en la dirección perpendicular (corte enlace).



**Figura 17.** Esquema modelo enlace Opensees.  
Fuente: Richards [6].

Ya que la rigidez a corte es considerada en los resortes, deformaciones a corte no son incluidas en el elemento viga. La combinación de los resortes individuales resulta en una relación fuerza deformación en ambos extremos como la curva envolvente mostrada a continuación.



**Figura 18.** Relación fuerza – deformación por acción combinada de resortes traslacionales.  
Fuente: Richards [6]

En la investigación de Richards [6] y acorde a la figura 18 se menciona que la rigidez elástica por la acción de los resortes combinados en cualquier extremo de viga es  $2GA_{shear}/e$  y no  $GA_{shear}/e$

como sugería Ramadan y Ghoborah [10], esto porque los resortes traslacionales en cualquier extremo actúan en serie el uno con el otro.

Las rótulas a flexión se definen usando el esfuerzo de fluencia esperado y usando un modelo de histéresis rígido-plástico, la rigidez a flexión post-fluencia es igual al 5% de su rigidez elástica; en Opensees se emplea *uniaxialMaterial (Steel01)*, ver figura 16.

Además, se menciona que la rotación de los enlaces es calculada como la distancia vertical entre los nodos externos divididos por la longitud de enlace ( $e$ ), la cual deberá ser inferior a 0.08rad para enlaces cortos.

### 5.1.3 Validación del modelo del enlace

La descripción del modelo como “enlace” para uso en Opensees es usada ampliamente, no obstante, su calibración fue basada en resultados de enlaces a corte con acero A992, y la presente investigación emplea acero A36 por su uso más general en Chile y América Latina. Por tal razón se hace una comparación respecto a ensayos experimentales con el uso de estos dos materiales.

Para esta comparación se emplean los ensayos experimentales realizados por Okazaki [15] para el caso de acero A992 y el realizado por Hjelmstad [29] para acero A36. De igual manera, se usa la plataforma Opensees para simular ensayos cíclicos con diferentes protocolos de carga; a continuación se presenta el esquema de ensayo experimental y su modelo de simulación.

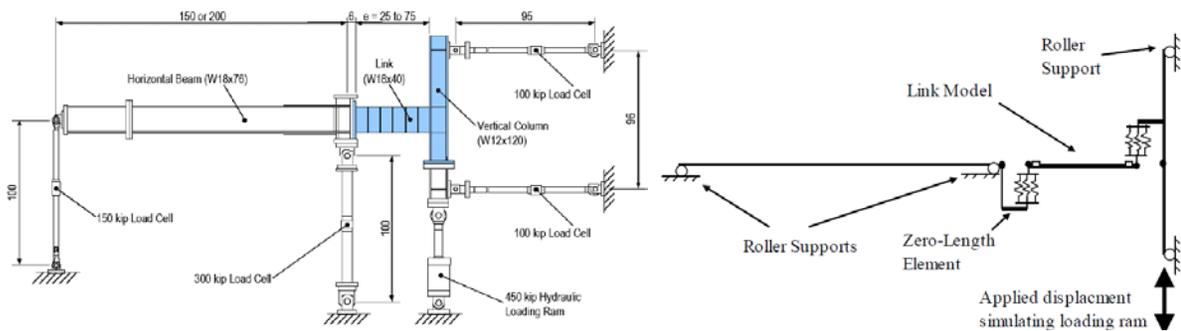


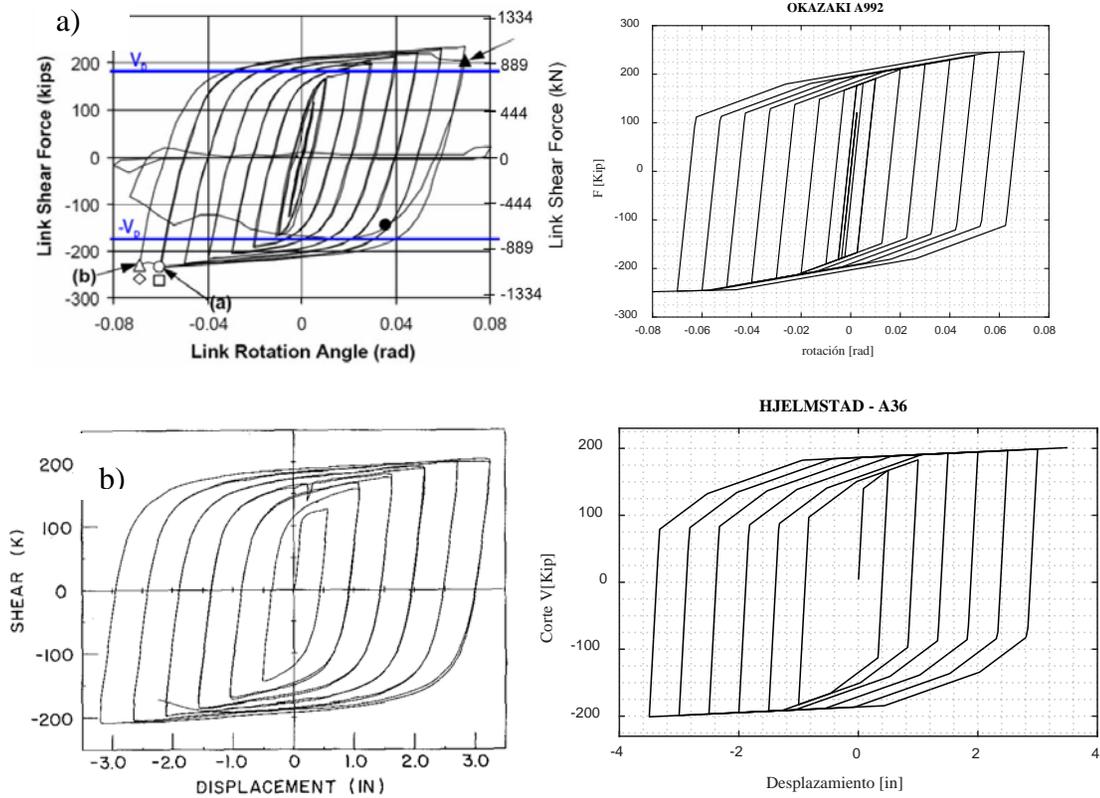
Figura 19. Ensayo instalado y esquema de simulación Opensees.

Fuente: Prinz [28]

Ambos experimentos consisten en cargas cíclicas estáticas reversas con amplitudes variantes, los protocolos de carga están basados principalmente en lo estipulado en el capítulo K del ASIC 341 [8] y en protocolos de la época de cada ensayo, para mayor detalle respecto a materiales, dimensiones y protocolos se recomienda revisar las referencias a dichos ensayos.

La histéresis graficada corresponde a fuerza versus desplazamiento para ambos experimentos respecto al simulado en Opensees y es mostrado en la figura 20. Desde esta gráfica se observa comportamiento similar en ambos experimentos y el modelo propuesto en Opensees en general alcanza 1.5Vn como lo menciona el AISC y varios estudios ([13], [15] [29]) donde la resistencia

al corte del enlace es ajustada debido en primer lugar a la sobrerresistencia del material ( $R_y$ ) y el endurecimiento por deformación.



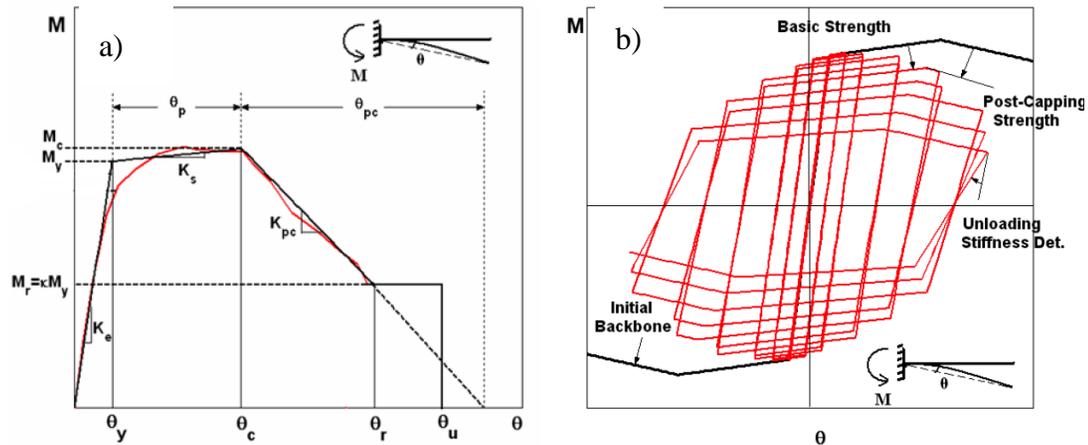
**Figura 20.** Comportamiento histerético del enlace para: a) A992; y b) A36  
Fuente: elaboración propia y modificada de [29], [15].

En general los desplazamientos, rotaciones y cortes esperados por fluencia a corte en el enlace se ajustan bastante bien, por tanto, la relación corte versus desplazamiento de la figura 20 es usada para todos los análisis no lineales posteriores. El **anexo B** presenta el código usado para calibrar el comportamiento no lineal en Opensees.

## 5.2 Simulación de modos de colapso.

La sección 5.4 de la metodología menciona que los arquetipos deberían simular directamente todos los modos que aportan al colapso cuando sea posible; esto se logra a través de modelos con comportamiento estructural que simulan rigidez, resistencia y deformaciones inelásticas bajo cargas cíclicas reversas [7]. Los principales parámetros que influyen el colapso son la fluencia del material,  $M_y$ , resistencia máxima,  $M_c$ , capacidad de deformación plástica,  $\theta_p$ , rigidez tangente luego de máxima capacidad,  $K_{pc}$ , y resistencia residual  $F_r$ ; a priori Lignos y Krawinkler [30]

definieron un modelo de deterioro mostrado en la figura 21 el cual es uno de los más usados principalmente para su uso en Opensees.



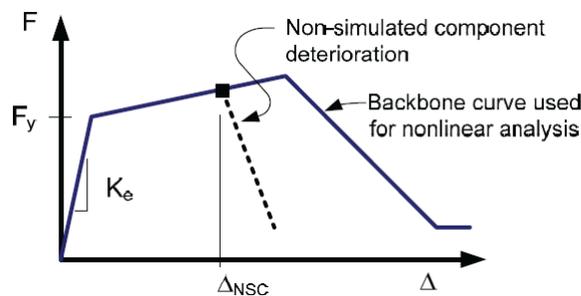
**Figura 21.** Modelo deterioro modificado: a) Curva monotónica; b) Deterioro cíclico básico.  
Fuente: Lignos y Krawinkler [30].

Los parámetros de entrada en la figura previa definen las relaciones momento rotación (curva envolvente), y son empleados principalmente para modelar marcos resistentes a momento de acero estructural, que no es el caso de esta investigación.

Por otra parte, el deterioro cíclico reduce los valores de rigidez y los límites de capacidad de desplazamiento establecido por la curva monotónica, la figura 21 ilustra esta degradación; la caracterización de los componentes puede tener varios grados de sofisticación, asimismo, estos son basados en pruebas de laboratorio y calibrados con modelos analíticos.

### 5.2.1 Modos de colapso no simulados.

Para el caso de esta investigación debido a que se asume que los enlaces a corte fluyen primero y los demás elementos de la estructura permanecen elásticos, no se simula un modelo de colapso explícito para elementos que permanecen elásticos; únicamente se evalúan los estados límites de los componentes estructurales usando un comportamiento elasto-plástico y estableciendo los criterios de aceptación de definidos en el ASCE/SEI 41-13 [31] tanto para enlaces como para los demás elementos.



**Figura 22.** Curva envolvente con modo de colapso no simulado.  
Fuente: FEMA P695 [7].

La figura 22 muestra un esquema de la definición de colapso no simulado, este procedimiento emplea el criterio de aceptación para evaluar el colapso; el uso de este enfoque incrementa la incertidumbre y tiende a proveer resultados conservadores, sin embargo, es un criterio práctico.

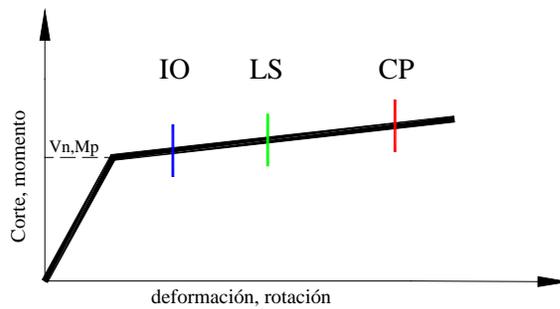
### 5.2.2 Resistencia y criterios de aceptación.

La definición de relaciones momento – rotación son los parámetros más usados para definir los criterios de aceptación en varios tipos de elementos estructurales controlados por deformación (i.e., elementos dúctiles), el documento del ASCE/SEI 41-13 [31] definen estos criterios para procedimientos no lineales; se mencionan los valores para vigas, columnas, diagonales y enlaces.

Componentes	Criterios de aceptación ángulo de rotación plástica [rad]		
	IO	LS	CP
<b>Vigas enlace EBF</b>			
$e \leq 1,6 \frac{Mp}{Vp}$	0,005	0,14	0,16
<b>Vigas-flexión</b>			
a. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{tw} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	10y	90y	110y
b. $\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ ó } \frac{h}{tw} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	0,250y	30y	40y
<b>Columnas o diagonales</b>			
Para $P/Pcl < 0,2$			
a. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{tw} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	10y	90y	110y
b. $\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ ó } \frac{h}{tw} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	0,250y	30y	40y
Para $0,2 \leq P/Pcl \leq 0,5$			
a. $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{tw} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	0,250y	$14(1 - 5/3 \cdot P/Pcl)\theta y$	$17(1 - 5/3 \cdot P/Pcl)\theta y$
b. $\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ ó } \frac{h}{tw} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	0,250y	1,20y	1,20y

**Tabla 16.** Definición de criterios de aceptación para modos de colapso no simulados.  
Fuente: modificado ASCE 41-13 [31].

La tabla 16 presenta los criterios de aceptación acorde a los objetivos de desempeño, es decir: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP); estos niveles también se muestran en la figura 23 para ilustrar su aplicación.



**Figura 23.** Ilustración de los criterios de aceptación para comportamiento dúctil.  
Fuente: elaboración propia

Como criterio general las rotaciones en enlaces cortos superiores a 0.08 rad es un claro indicativo de daño; a pesar que los valores del ASCE 41-13 son más conservadores principalmente a nivel de colapso; además como se verá en el capítulo 7 la hipótesis planteada que vigas fuera del enlace, diagonales y columnas permanecen elásticas también será confirmada.

### 5.3 Análisis no lineal estático (pushover).

Para este análisis se emplea el procedimiento establecido en la FEMAP695 [7] y varios criterios del ASCE/SEI 41-13 [31], los cuales se resumen a continuación.

Este análisis debe ser realizado bajo cargas gravitacionales factoradas acorde a la siguiente expresión.

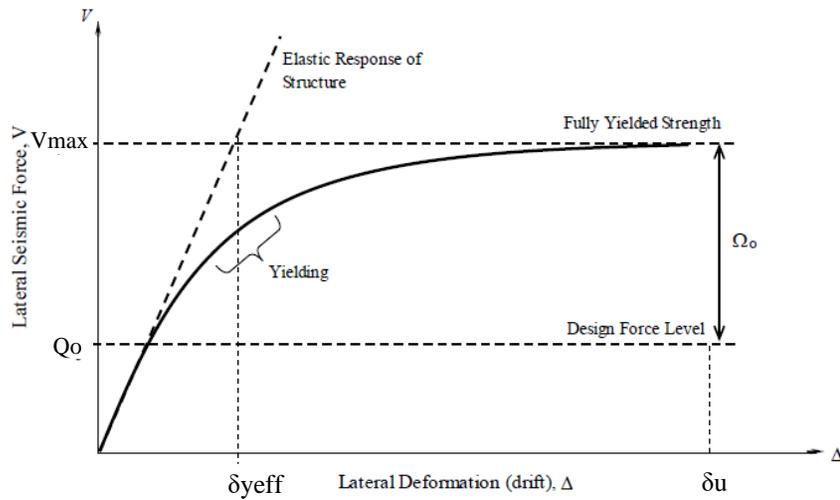
$$1.05D + 0.25L \quad (\text{Ec. 5-1})$$

Donde D es la carga muerta de la estructura y L carga viva; posteriormente se aplican cargas laterales estáticas, la distribución de estas cargas ' $F_x$ ' en cada nivel de piso ' $x$ ' debe ser proporcional a forma modal fundamental del arquetipo considerado.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (\text{Ec. 5-2})$$

Donde  $m_x$  es la masa del nivel  $x$ , y  $\phi_{1,x}$  es la ordenada del modo fundamental al nivel  $x$ .

Para determinar el factor de sobresistencia ( $\Omega$ ) de cada estructura, así como su ductilidad basada en periodo ( $\mu_T$ ) se emplea una curva idealizada pushover ilustrada en la Figura 24 donde  $V_{max}$  es tomada como el máximo corte basal desarrollado en la curva pushover, y  $\delta_u$  es considerado como último desplazamiento registrado en el análisis o cuando el desplazamiento al cual se pierde un 20% de la capacidad del corte basal ( $0.8V_{max}$ ).



**Figura 24.** Curva estática no lineal idealizada.

Fuente: modificada de Prindz [28].

En general los análisis se realizan hasta una deriva de techo del 2% de la altura total o hasta que esta colapse, este criterio se toma FEMA 356 [32] donde el desempeño estructural y niveles de daño para marcos arriostrados de acero llegarían al colapso (CP) a este nivel de distorsión.

Como se vio en capítulos anteriores el factor de sobrerresistencia ( $\Omega$ ) y ductilidad ( $\mu_T$ ) queda definido por:

$$\Omega = \frac{V_{MAX}}{Q_o} \quad (\text{Ec. 5- 3})$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (\text{Ec. 5- 4})$$

Asimismo, el desplazamiento efectivo de fluencia  $\delta_{y,eff}$  como:

$$\delta_{y,eff} = C_o \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad (\text{Ec. 5- 5})$$

Donde  $C_o$  está relacionada al modo fundamental del desplazamiento de techo,  $V_{max}/V$  es el corte máximo normalizado respecto al peso del edificio,  $g$  es la constante de gravedad y  $T$  es el periodo fundamental del modelo.

El coeficiente  $C_o$  se define como:

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2}$$

(Ec. 5- 6)

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

Como parámetro adicional se determina desplazamiento objetivo ( $\delta_t$ ) acorde al ASCE 41-13 [31], el cual intenta representar el máximo desplazamiento probable que será experimentado al nivel de peligro sísmico seleccionado (sismo diseño). Además, señala que la relación entre el corte basal y el desplazamiento lateral de techo (nodo de control) deberá ser establecido hasta un rango de 0 a 150% el desplazamiento objetivo. En síntesis, se busca que los análisis se lleven como mínimo hasta este desplazamiento ( $\delta_t$ ), su expresión es la siguiente:

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

(Ec. 5- 7)

Donde  $S_a$  es la aceleración espectral al periodo fundamental en la dirección considerada del edificio, ( $C_o, T$  y  $g$ ) se definieron previamente,  $C_1$  y  $C_2$  son coeficientes relacionados al desplazamiento espectral equivalente de un sistema de DOF-MDOF (i.e., uno a varios grados de libertad) y los desplazamientos inelásticos respectivamente; la aplicación de este método se encuentra en detalle en el ASCE 41-13 sección 7.4.3.3.2.

## CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

En esta sección se establecen todos los parámetros necesarios para realizar análisis no lineales de respuesta en el tiempo acorde a la metodología del FEMA P695 [7], además de algunas adaptaciones en cuanto a la práctica Chilena.

### 6.1 Análisis no lineal de respuesta en el tiempo.

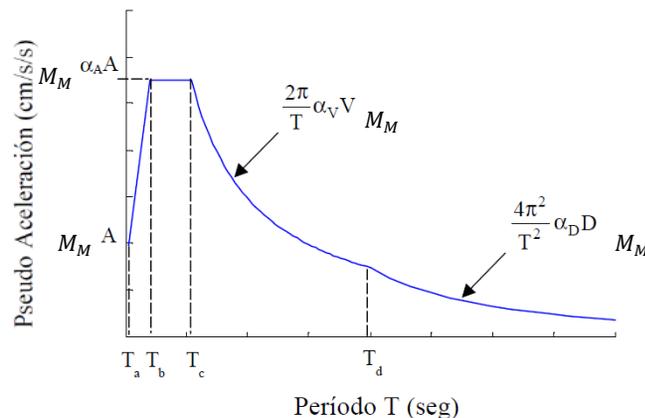
Los análisis no lineales dinámicos son realizados bajo la combinación de cargas gravitacionales factoradas de la Ec. 5-1 y desde registros en diferentes eventos sísmicos. Estos análisis se usan para establecer la *capacidad media de colapso*,  $\bar{S}_{CT}$ , y la *razón de margen de colapso*,  $CMR$ , para cada modelo (arquetipo) del espacio de diseño. Según la metodología la *intensidad de movimiento del suelo*,  $S_T$ , se define en base a la intensidad media espectral del conjunto de registros, medido en el periodo fundamental de la estructura. Para determinar la capacidad media de colapso se requiere escalar cada registro, como mínimo a 6 intensidades distintas hasta el colapso. A continuación, se presentan los principales parámetros de evaluación de colapso.

#### 6.1.1 Intensidad sísmica (MCE).

La respuesta no lineal dinámica de los arquetipos índices es evaluada para un conjunto de registros que son escalados esquemáticamente hasta establecer la intensidad media de colapso. La razón entre intensidad media de colapso,  $\bar{S}_{CT}$ , a la intensidad del *máximo terremoto considerado*,  $S_{MT}$ , es definida como la razón de margen de colapso,  $CMR$ , el cual es el principal parámetro para caracterizar la seguridad contra el colapso de una estructura.

$$CMR = \frac{\bar{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (\text{Ec. 6 - 1})$$

Para este fin, la intensidad al máximo terremoto considerado (Maximun Considered Earthquake), MCE, por sus siglas en inglés debe evaluarse, sin embargo, la NCh433 no considera este nivel de demanda sísmica, por tal motivo se hace uso de la norma “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh2745 - 2003” [33], donde el nivel de movimiento sísmico del suelo tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 100 años, este espectro está definido en la figura 25 y sus parámetros en la tabla 17.



**Figura 25.** Espectro de respuesta al MCE.

Fuente: Modificado NCh2745 [33].

Suelo	$Ta'$ [s]	$Tb'$ [s]	$Tc'$ [s]	$Td'$ [s]	$Te'$ [s]	$Tf'$ [s]	$\alpha_A A$ [cm/s <sup>2</sup> ]	$\alpha_V V$ [cm/s <sup>2</sup> ]	$\alpha_D D$ [cm/s <sup>2</sup> ]
I	0.03	0.11	0.29	2.51	10	33	1085	50	20
II	0.03	0.2	0.54	2	10	33	1100	94	20
III	0.03	0.375	0.68	1.58	10	33	1212	131	33

**Tabla 17.** Parámetros definición SDI.  
Fuente: elaboración propia

Para definir el MCE la NCh2745 considera el factor de amplificación  $M_M$ , definido como la relación entre el MCE y el sismo de diseño (SDI) que es igual 1.2 para todas las zonas sísmicas. Una limitación del uso de este espectro es que está concebido únicamente para suelos A, B,C y D ya que incorporar aislación en suelos blandos no es una práctica idónea; a pesar de esta limitación se usan los parámetros del suelo D para definir los espectros en suelos tipo E de la NCh433 pues se observó escalamientos relativamente constantes al procesar los registros sísmicos.

### 6.1.2 Conjunto de registros sísmicos

Para llevar a cabo los análisis de respuesta en el tiempo la metodología nombra 2 maneras de hacerlo, sea por registros de campo cercano o lejano. Para esta investigación se usan registros sísmicos de campo lejano únicamente correspondientes a la zona de subducción de Chile (i.e., interplaca e intraplaca) con magnitud superior a 7.5 Mw ocurridos los últimos 15 años.

La función principal del conjunto de registros sísmicos de campo lejano es definir de manera coherente la evaluación de colapso en todas las categorías de diseño sísmico, cualquier región y fundada en cualquier tipo de suelo; no obstante, la metodología menciona el uso de 22 componentes de pares de registros, para esta investigación se emplean 9 pares (18 registros) que no incluyen la componente vertical del sismo.

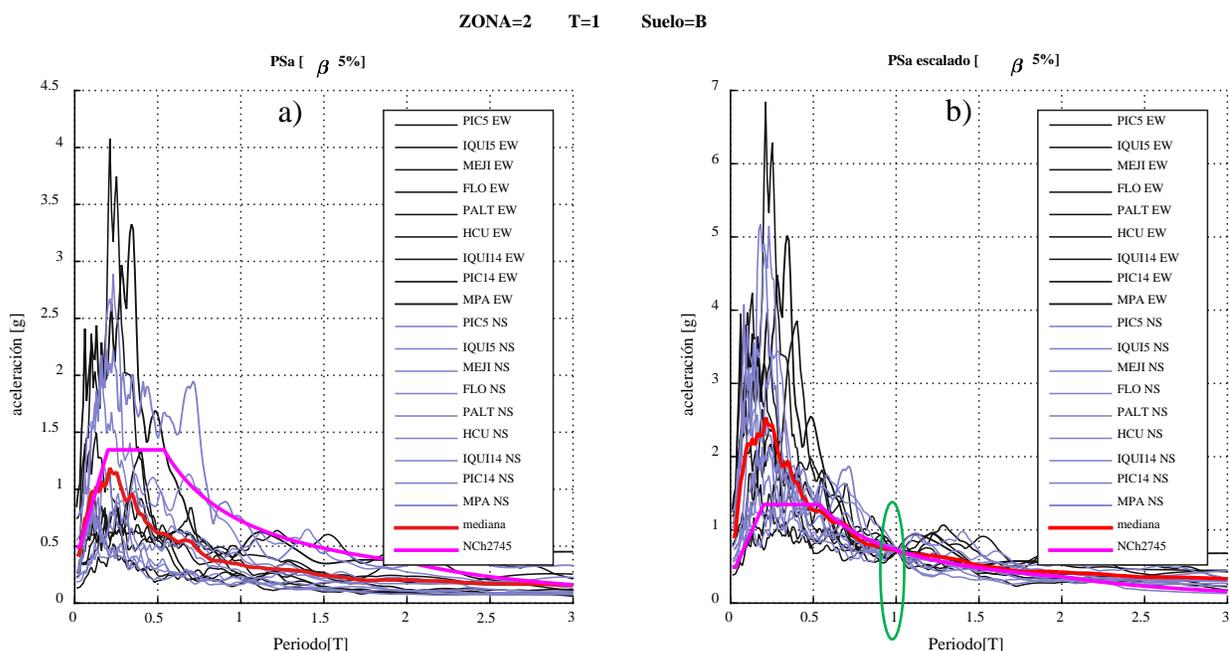
Nro.	Epicentro	Fecha	Estación	Duración [s]	$\Delta t$ [s]	$f$ [Hz]	Mecanismo	Magnitud [Mw]	PGA [g]	Denominación
1	Tarapacá	13-06-2005	Pica	252	0.005	200	Intraplaca	7.8	0.735	PIC5_EW
2									0.544	PIC5_NS
3			Iquique	196	0.005	200			0.227	IQUI5_EW
4									0.217	IQUI5_NS
5	Tococpilla	14-11-2007	Mejillones	218	0.005	200	Interplaca	7.7	0.414	MEJI_EW
6									0.42	MEJI_NS
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										
15			Pica	286	0.005	200			0.335	PIC14_EW
16									0.279	PIC14_NS
17	Illapel	16-09-2014	Monte Patria	470	0.005	200	Interplaca	8.4	0.831	MPA_EW
18										

**Tabla 18.** Registros y características de terremotos empleados.  
Fuente: elaboración propia

La tabla precedente muestra los 18 registros con algunas características importantes y su denominación individual; estos registros se han usado para todos los fines de evaluación de desempeño en el departamento de ingeniería civil de la Universidad de Chile.

### 6.1.3 Escalamiento de registros sísmicos.

El escalamiento de registros es un paso importante para representar una intensidad específica (e.g., intensidad de colapso de un arquetipo específico). Este proceso consiste en escalar colectivamente los registros a una intensidad específica tal que la aceleración media espectral del conjunto de registros cruce por esa aceleración espectral (MCE) al periodo fundamental del arquetipo considerado.

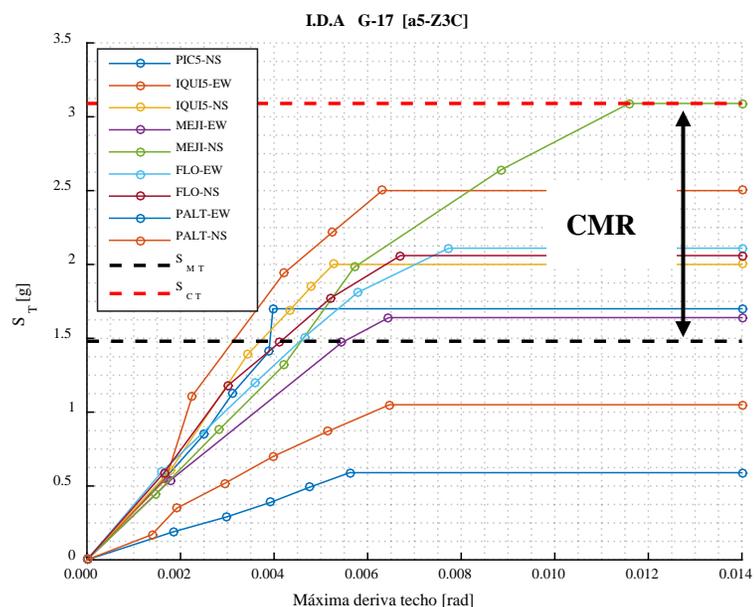


**Figura 26.** Pseudos espectros de respuesta: a) Sin escalar; y b) Escalado a una intensidad específica  
Fuente: elaboración propia

A modo de ejemplo se muestra el resultado de escalar el conjunto de registros a la intensidad espectral del MCE para un arquetipo de periodo fundamental,  $T=1s$ , zona sísmica 2 y suelo tipo B, acorde a la NCh433. La Figura 26 (b) muestra claramente como el promedio de aceleraciones cruza la ordenada espectral al MCE en el periodo fundamental; un valor importante es el factor de escala ( $FE = Sa_{MCE}/Sa_M$ ), que en este caso es 1.5. Este procedimiento se realiza para todos los arquetipos del espacio de diseño sujetos a análisis no lineal dinámico.

### 6.1.4 Premisas sobre evaluación de colapso.

La metodología de evaluación de colapso requiere calcular los parámetros,  $\bar{S}_{CT}$  y  $CMR$ , para cada arquetipo, estos parámetros se pueden visualizar a través del concepto del *análisis dinámico incremental (IDA)* en el cual los registros sísmicos son escalados para incrementar la intensidad espectral hasta que la estructura alcance el punto de colapso.



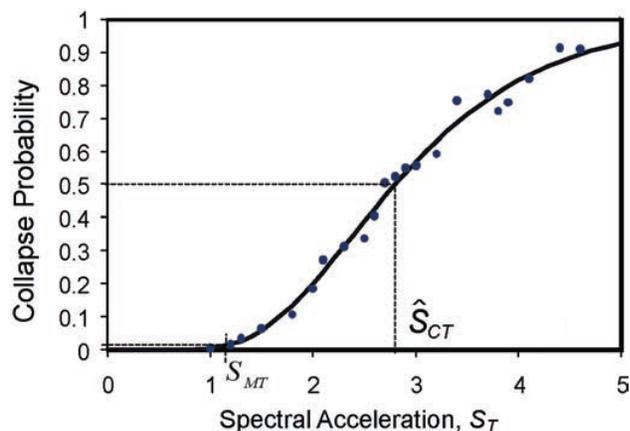
**Figura 27.** Ejemplo gráfico análisis dinámico incremental simplificado (IDA)  
Fuente: elaboración propia

A modo de ejemplo la figura 27 ilustra un análisis dinámico incremental para el arquetipo de 5 niveles, zona 3 y suelo C (a5\_Z3C); aquí cada punto en la figura representa un análisis no lineal de respuesta en el tiempo a un nivel de intensidad de escala definido; además, esta figura muestra claramente la determinación de la *razón de margen de colapso (CMR)*, la *intensidad media de colapso*,  $\bar{S}_{CT}$  (intensidad a la cual la mitad de los registros han causado colapso), y la intensidad al MCE,  $S_{MT}$  (obtenida del espectro del MCE) al periodo considerado. El gráfico está en términos de la intensidad espectral de los registros sísmicos (eje vertical) respecto a la máxima deriva de piso registrado en el análisis (eje horizontal).

El criterio de ‘colapso’ es juzgado ya sea por excesivos desplazamientos laterales como resultados de los análisis no lineales o por evaluación indirecta a través del criterio de estados límites (i.e., criterios de aceptación) en diferentes elementos de los EBF (ver sección 5.2).

Debido a que la metodología únicamente requiere la identificación de la intensidad media de colapso,  $\bar{S}_{CT}$ , la cual puede determinarse con pocos análisis no lineales (50% del total de registros), en esta investigación se usa un I.D.A simplificado para todos los arquetipos de espacio de diseño; asimismo debido a los números arquetipos como mínimo se realizan 6 análisis por registro, es decir aproximadamente 50 análisis tiempo historia por arquetipo.

Usando datos obtenidos del I.D.A’s se pueden graficar curvas de fragilidad de colapso definidas a través de una función de distribución acumulada, la cual relaciona la intensidad del movimiento sísmico a la probabilidad de colapso. La figura 28 es un ejemplo de una gráfica de distribución acumulada ajustada por una distribución lognormal mediante los datos generados del IDA.



**Figura 28.** Curva de fragilidad de colapso.  
Fuente: modificada de FEMA P695 [7].

La fragilidad de colapso lognormal se define por dos parámetros, los cuales son la intensidad media de colapso,  $\bar{S}_{CT}$ , y la desviación estándar,  $\beta_{RTR}$  (i.e., incertidumbre de la variabilidad registro a registro); aquí  $\bar{S}_{CT}$  es calculada y  $\beta_{RTR}$  será definida en la sección siguiente.

En esta tesis las curvas de fragilidad serán obtenidas para casos puntuales, debido a que se requiere análisis dinámicos incrementales totales, es decir se necesita llevar al colapso al 100% del conjunto de registros.

## 6.2 Evaluación de desempeño

Siguiendo el orden establecido en la metodología y en base a los resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico y estático se evalúa la aceptabilidad del factor de modificación de respuesta estructural ‘R’ establecido en la NCh433; adicionalmente se busca determinar el factor de sobrerresistencia del sistema ‘ $\Omega$ ’ y el factor de amplificación de desplazamientos ‘Cd’.

El valor del factor de modificación de respuesta estructural ‘R’ usado para el diseño de los arquetipos índices es evaluado en términos de la razón de margen de colapso (CMR); la aceptabilidad de este valor es comparada con valores que dependen de la calidad de la información usada para definir el sistema, la incertidumbre total del sistema y los límites de probabilidad de colapso.

### 6.2.1 Ajuste de la razón de margen de colapso (ACMR).

La metodología menciona que el CMR puede verse influenciada por el contenido de frecuencias (forma espectral) del conjunto de registros sísmicos. Los movimientos sísmicos tales como al correspondiente MCE tienen una forma espectral distinta a la forma del espectro de diseño, haciendo alusión a la normativa estadounidense y el código del ASCE/SEI 7-10; en esencia, se menciona que la forma del espectro de movimientos sísmicos raros son puntiagudos al periodo de interés y cae más rápidamente (y tiene menos energía) a periodos menores o mayores, esto causa que sean menos dañinos que los espectros con forma estándar [7]

Para tomar en cuenta este efecto la metodología modifica la CMR a una *razón media de colapso ajustada (ACMR)* a través del *factor de forma espectral (SSF)*, el cual depende a su vez del periodo

fundamental de la estructura y la ductilidad basada en periodo definidos en secciones previas; la expresión es la siguiente.

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \quad (\text{Ec. 6 - 2})$$

Los factores de forma espectral, SFF, se obtienen de las tablas 7-1a y 7-1b de la metodología especificados para diferentes categorías sísmicas acorde a la normativa norteamericana. A este punto se menciona que lo señalado anteriormente es aplicable a Estados Unidos y su adaptación a la realidad Chilena es tanto complicada debido a la fuente sísmica distinta (i.e., producto de la subducción), duración de los terremotos, formas espectrales y la relación de zonas sísmicas y suelos de la NCh433 respecto a la del ASCE/SEI 7-10; pese a estas limitaciones y debido a la falta de otro procedimiento local se emplea este criterio.

### 6.2.2 Incertidumbre de colapso total del sistema.

A continuación, se nombran distintas fuentes de incertidumbres para el proceso de evaluación de colapso.

- **Valuación de calidad para requerimientos de diseño:**

Aquí se establece la calidad de los requerimientos de diseño propuestos que son clasificados entre superior (A) y pobre (D); la integridad y robustez respecto a la confianza de los requerimientos de diseño se muestran en la Tabla 19.

<i>Integridad y robustez</i>	Confianza en requerimientos de diseño.		
	<i>Alta</i>	<i>Media</i>	<i>Baja</i>
<b>Alta:</b> extensa garantía contra modos de falla no anticipados. Se abordan todas las cuestiones importantes relacionadas con el diseño y la garantía de calidad.	(A) superior $\beta_{DR} = 0.10$	(B) buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) justa $\beta_{DR} = 0.35$
<b>Media:</b> razonable garantía contra modos de falla no anticipados. Se abordan la mayoría de cuestiones importantes relacionadas con el diseño y la garantía de calidad.	(B) buena $\beta_{DR} = 0.2$	(C) justa $\beta_{DR} = 0.35$	(D) pobre $\beta_{DR} = 0.5$
<b>Baja:</b> cuestionable garantía contra modos de falla no anticipados. Muchos problemas importantes de diseño y garantía de calidad no se abordan.	(C) justa $\beta_{DR} = 0.35$	(D) pobre $\beta_{DR} = 0.50$	

**Tabla 19.** Calidad de los requerimientos de diseño.  
Fuente: modificado FEMA P695 [7].

- **Valuación de calidad para datos experimentales:**

Esta incertidumbre se evalúa acorde a la calidad del programa experimental y como se especifican los parámetros claves de los ensayos; similar a la tabla anterior se especifica la integridad y robustez de los datos respecto a la confianza de estos.

<i>Integridad y robustez</i>	Confianza en resultados experimentales		
	<i>Alta</i>	<i>Media</i>	<i>Baja</i>
<b>Alta:</b> materiales, conexiones, ensamblaje y comportamiento del sistema son bien entendidos y explicados. Todos, o casi todos, problemas importantes de los ensayos son abordados.	(A) superior $\beta_{TD} = 0.10$	(B) buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) justa $\beta_{TD} = 0.35$
<b>Media:</b> materiales, conexiones, ensamblaje y comportamiento del sistema son entendidos y explicados. Los problemas más importantes de los ensayos son abordados.	(B) buena $\beta_{TD} = 0.2$	(C) justa $\beta_{TD} = 0.35$	(D) pobre $\beta_{TD} = 0.5$
<b>Baja:</b> materiales, conexiones, ensamblaje y comportamiento del sistema bastante no entendidos y explicados. Varios problemas importantes de los ensayos no son abordados.	(C) justa $\beta_{TD} = 0.35$	(D) pobre $\beta_{TD} = 0.50$	

**Tabla 20.** Calidad de los datos de la investigación experimental.  
Fuente: Modificado FEMA P695 [7].

- **Valuación de la calidad de los modelos de arquetipos índices:**

Esta incertidumbre depende principalmente de como los arquetipos índices representan el colapso estructural y los parámetros de diseño; además de que tan bien los modelos de análisis capturan el comportamiento de colapso estructural a través de estados límites simulados o no simulados. La tabla siguiente muestra los valores cuantitativos.

<i>Representación de las características de colapso</i>	Precisión y robustez de los modelos		
	<i>Alta</i>	<i>Media</i>	<i>Baja</i>
<b>Alta:</b> los modelos de arquetipos índices capturan la gama completa del espacio de diseño y el comportamiento estructural que contribuyen al colapso.	(A) superior $\beta_{MDL} = 0.10$	(B) buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) justa $\beta_{MDL} = 0.35$
<b>Media:</b> los modelos de arquetipos índices son generalmente completos y representativos del espacio de diseño, además del comportamiento estructural que contribuye al colapso.	(B) buena $\beta_{MDL} = 0.2$	(C) justa $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) pobre $\beta_{MDL} = 0.5$
<b>Baja:</b> significantes aspectos del espacio de diseño y/o comportamiento contra colapso no son capturados en los modelos índices.	(C) justa $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) pobre $\beta_{MDL} = 0.50$	

**Tabla 21.** Calidad de los modelos de arquetipos índices.  
Fuente: modificado FEMA P695 [7].

- **Incertidumbre registro a registro:**

Esta incertidumbre es debida a la variabilidad en la respuesta de arquetipos índices para diferentes movimientos sísmicos, este efecto se evidencia en análisis dinámicos incrementales originados por el contenido de frecuencia y las características dinámicas de cada registro, además de su fuerte sísmica.

Los valores de la variabilidad registro a registro ( $\beta_{RTR}$ ) van desde 0.35 a 0.45 para gran variedad de edificios típicos [7]; la metodología, basada en estudios de evaluación de arquetipos fija el valor de  $\beta_{RTR} = 0.40$  para sistemas con un significativo periodo de deformación (i.e., ductilidades basadas en periodo  $\mu_T \geq 3$ ). Para sistemas donde  $\mu_T$  no cumpla esta condición se puede usar la expresión siguiente:

$$0.20 \leq [\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T] \leq 0.40 \quad (\text{Ec. 6 - 3})$$

### 6.2.3 Combinación de incertidumbres en evaluación de colapso.

La incertidumbre total es obtenida por la combinación de  $\beta_{RTR}$ ,  $\beta_{DR}$ ,  $\beta_{TD}$  y  $\beta_{MDL}$  que son variables aleatorias asumidas estadísticamente independientes, así, la incertidumbre total de colapso está dada por la expresión.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (\text{Ec. 6 - 4})$$

Donde:

$\beta_{TOT}$ =incertidumbre de colapso total del sistema (0.275 – 0.950).

$\beta_{RTR}$ =incertidumbre de colapso registro a registro (0.20 – 0.40).

$\beta_{DR}$ ,  $\beta_{TD}$ ,  $\beta_{MDL}$ = incertidumbre relacionada a los requerimientos de diseño, datos experimentales y calidad de los modelos respectivamente. (0.10 – 0.50).

La incertidumbre total compuesta  $\beta_{TOT}$ , es la base para determinar el criterio de aceptación que se analizará a detalle en la sección a continuación.

### 6.2.4 Valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada.

Los valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada (ACMR) están basadas en la incertidumbre de colapso del sistema,  $\beta_{TOT}$  y en valores aceptables de probabilidad de colapso establecidos en la metodología. Aquí se asume que el nivel de intensidad espectral de colapso sigue una distribución lognormal con un valor medio,  $\bar{S}_{CT}$ , y una desviación estándar lognormal igual a la incertidumbre total,  $\beta_{TOT}$ . [7].

Incertidumbre total de colapso $\beta_{TOT}$	Probabilidad de colapso				
	5%	10%	15%	20%	25%
		$ACMR_{10\%}$		$ACMR_{20\%}$	
0.4	1.93	1.67	1.51	1.4	1.31
0.425	2.01	1.72	1.55	1.43	1.33
0.45	2.1	1.78	1.59	1.46	1.35
0.475	2.18	1.84	1.64	1.49	1.38
0.5	2.28	1.9	1.68	1.52	1.4
0.525	2.37	1.96	1.72	1.56	1.42
0.55	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.575	2.57	2.09	1.81	1.62	1.47
0.6	2.68	2.16	1.86	1.66	1.5
0.625	2.8	2.23	1.91	1.69	1.52
0.65	2.91	2.3	1.96	1.73	1.55

**Tabla 22.** Valores aceptables de la razón de margen de colapso (ACMR).  
Fuente: modificado FEMA P695 [7].

La tabla 22 provee valores aceptables de la razón de margen de colapso ajustada,  $ACMR_{10\%}$  y  $ACMR_{20\%}$  basados en la incertidumbre total y probabilidades de colapso, respectivamente. La metodología provee otros valores para aceptabilidad de colapso de 5% hasta 25% como referencia.

### 6.2.5 Evaluación de los factores de desempeño sísmico (SPF's).

Como parte final del procedimiento establecido en el FEMA P695 es posible evaluar los factores de desempeño sísmico (SPF's) por sus siglas en inglés.

- **Evaluación del factor de modificación de respuesta estructural, R.**

La aceptabilidad de desempeño es definida por el cumplimiento de dos condiciones:

1. La probabilidad de colapso para terremoto al MCE es aproximadamente 10%, o menor, en promedio para un grupo de desempeño.
2. La probabilidad de colapso para terremoto al MCE es aproximadamente 20%, o menor, para cada arquetipo dentro de un grupo de desempeño.

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

$$\overline{ACMR}_i \geq ACMR_{10\%} \quad (\text{Ec. 6 - 5})$$

y para cada arquetipo dentro de un grupo es:

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} \quad (\text{Ec. 6 - 6})$$

- **Evaluación del factor de sobrerresistencia,  $\Omega$ .**

Para la evaluación se requiere determinar el valor promedio del factor de sobrerresistencia,  $\Omega$ , para cada grupo de desempeño. El valor de sobrerresistencia,  $\Omega$ , para uso en diseño sísmico debe ser tomado al menos como el mayor valor promedio,  $\bar{\Omega}$ , desde algún grupo de desempeño.

Como recomendación se menciona que el factor de sobrerresistencia no debe exceder 1.5 veces el factor de modificación de respuesta, R; además un límite práctico de  $\Omega$  es alrededor de 3 aunque algún arquetipo alcance valores mayores.

- **Evaluación del factor de amplificación de desplazamientos,  $C_d$ .**

La metodología calcula este valor en base al factor de modificación, R, reducido por un factor de amortiguamientos,  $B_I$ , correspondiente al amortiguamiento inherente del sistema:

$$C_d = \frac{R}{B_I} \quad (\text{Ec. 6 - 7})$$

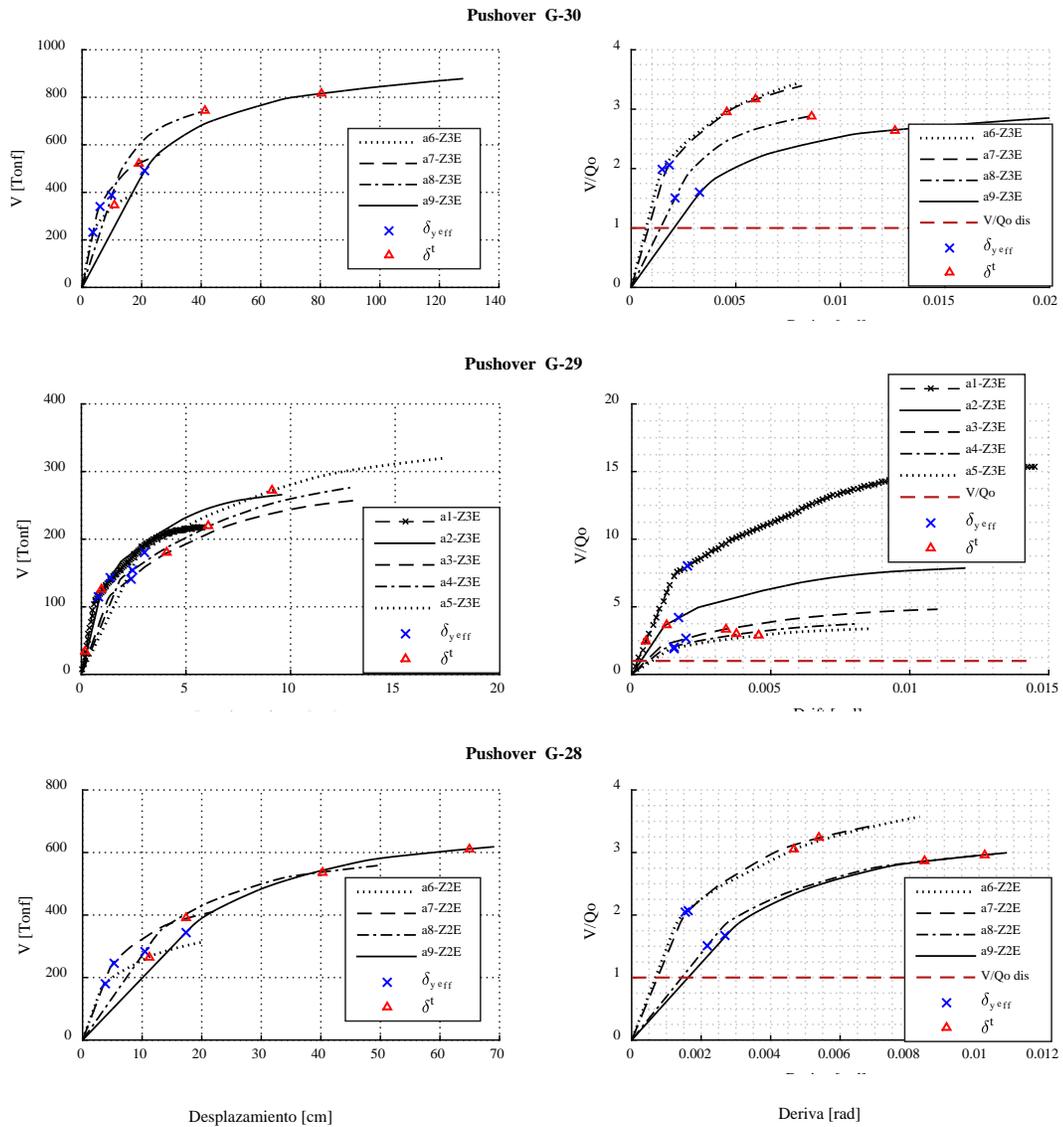
El valor de  $B_I$  es considerado igual a la unidad cuando el amortiguamiento asumido sea igual al 5% del crítico, por tanto,  $C_d$  será igual a R. Otra forma de evaluar  $C_d$  es usando la Ec. 3- 14, donde la relación  $\delta/\delta_E$  típicamente es menor a 1; este criterio final será el empleado en esta investigación.

## CAPÍTULO 7: RESULTADOS Y COMPARACIONES

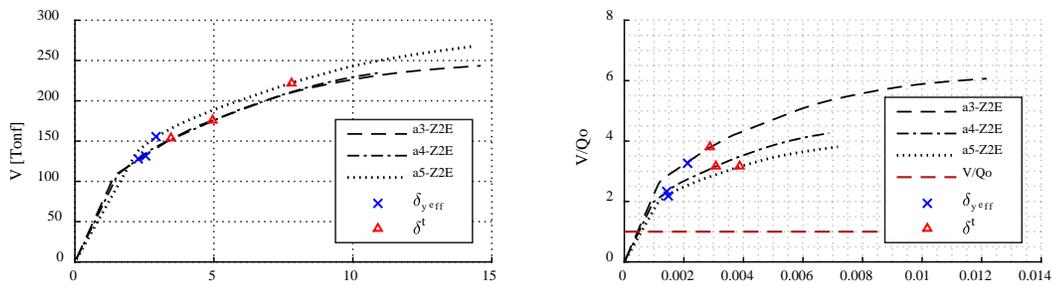
En este capítulo se muestran de manera global los resultados obtenidos consistentes a metodología del FEMA P695, además un análisis cuantitativo y cualitativo de los análisis no lineales estáticos (pushover), análisis dinámicos incrementales y evaluación de colapso con la ayuda de tablas y gráficas.

### 7.1 Pushover

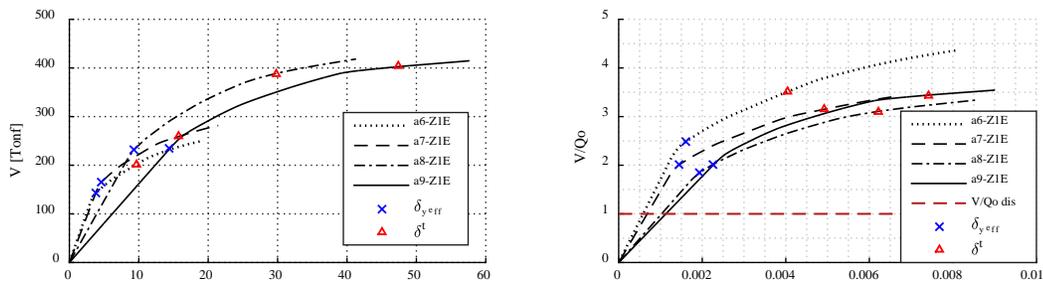
Los resultados del análisis estático no lineal se realizan para los grupos de desempeño definidos en la sección 4.5.1; los modelos elaborados en su totalidad en Opensees se muestran en la figura 29. Las curvas de capacidad están definidas por el corte basal,  $V$ , versus desplazamiento de techo (figuras izquierdas), asimismo, se muestra su normalización respecto al corte de diseño,  $V/Q_0$ , respecto a la máxima deriva de techo (figuras derechas).



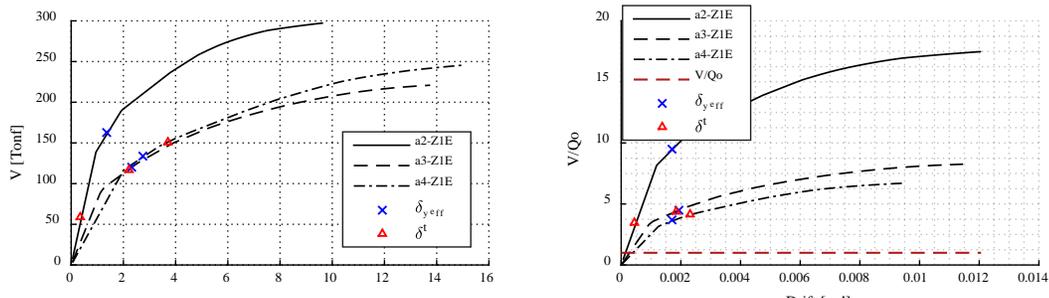
Pushover G-27



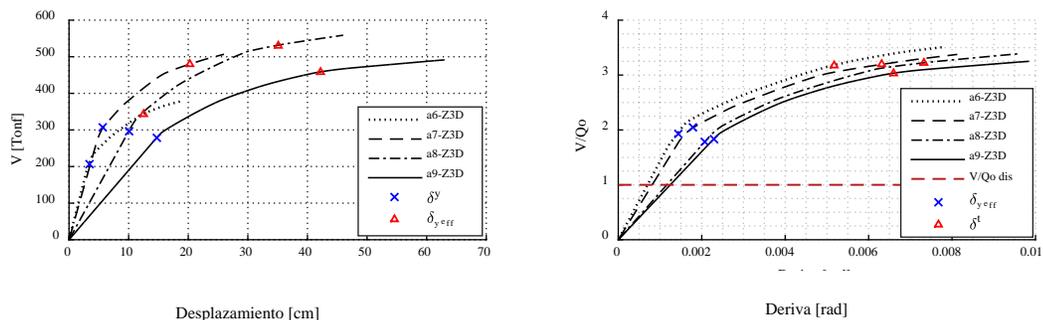
Pushover G-26



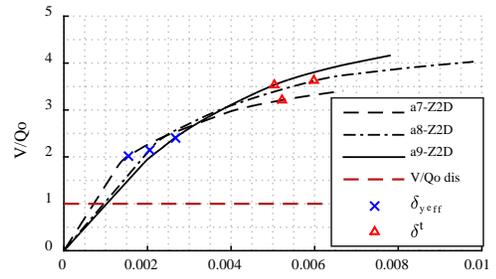
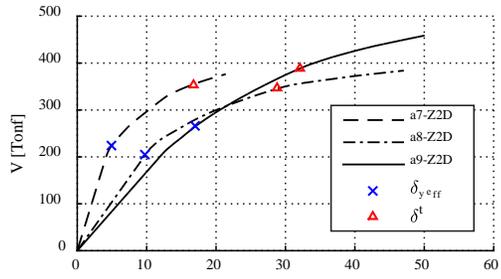
Pushover G-25



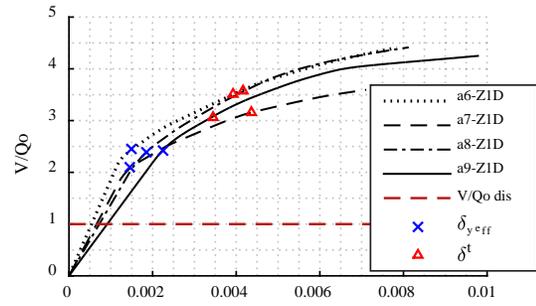
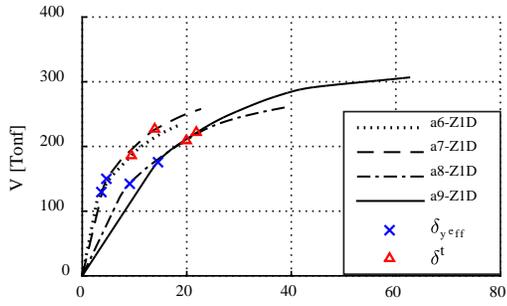
Pushover G-24



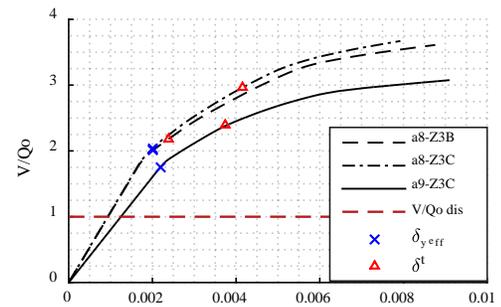
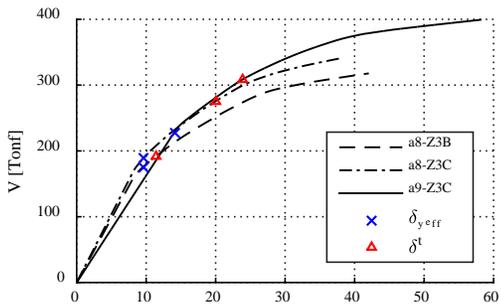
**Pushover G-22**



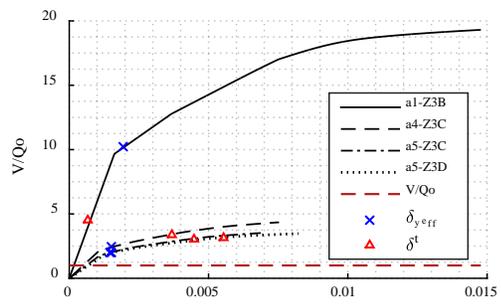
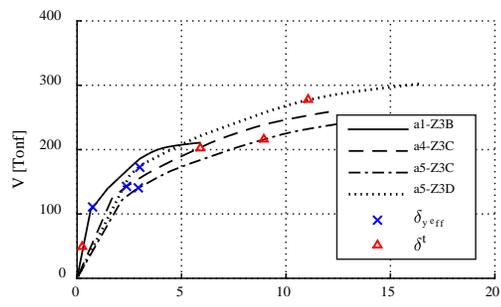
**Pushover G-20**



**Pushover G-18**

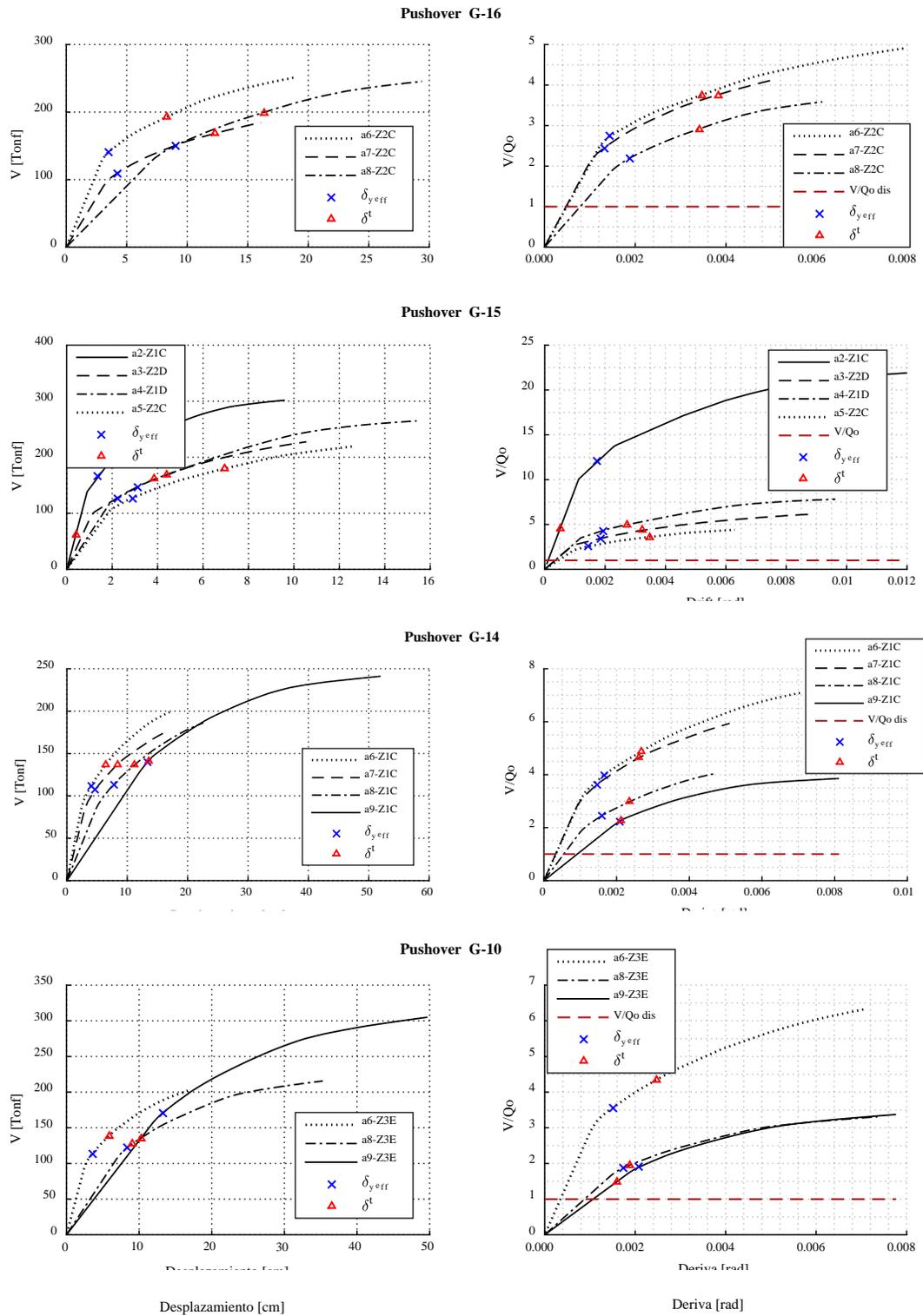


**Pushover G-17**



Desplazamiento [cm]

Deriva [rad]



**Figura 29.** Resultados de análisis pushover por grupo de desempeño.  
Fuente: elaboración propia.

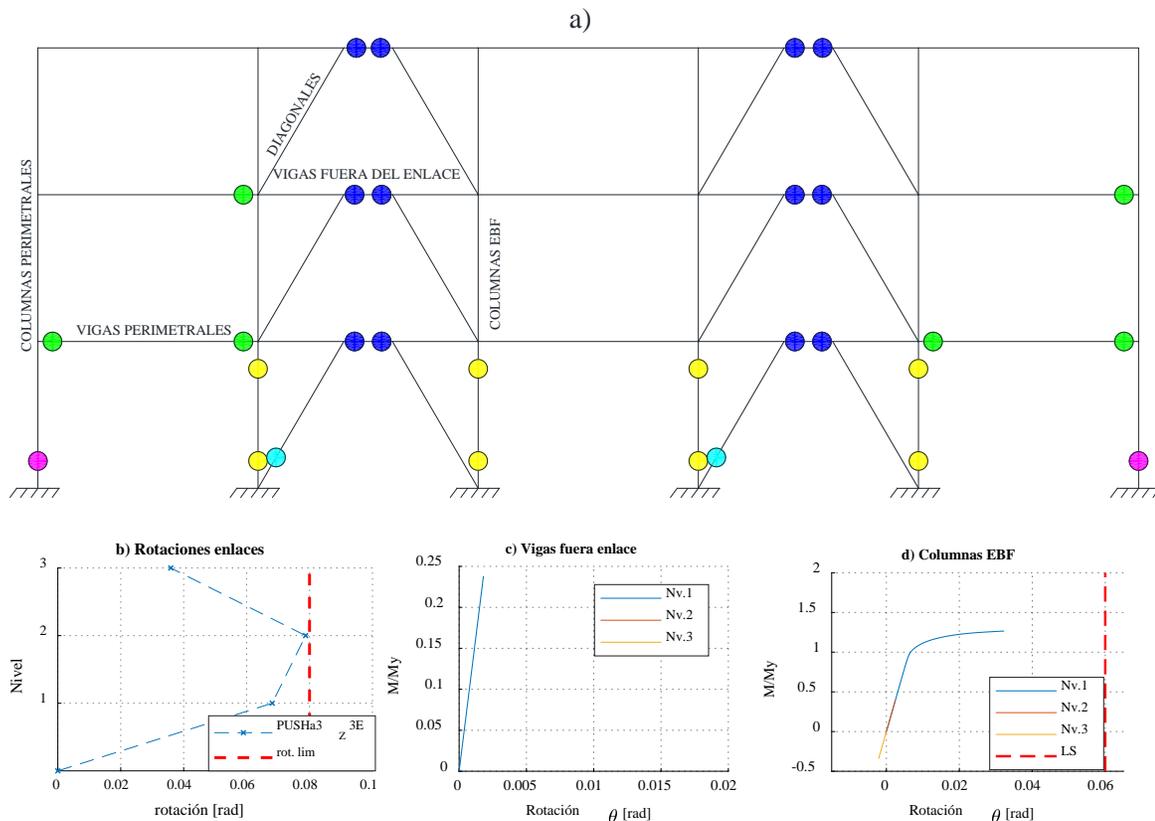
Cada arquetipo muestra el desplazamiento de fluencia efectivo,  $\delta_{y,eff}$ , que es ligeramente superior al desplazamiento donde se produce el primer cambio de rigidez; además, en cada grupo de desempeño se muestra el desplazamiento objetivo,  $\delta_t$ , el cual en general es superior al

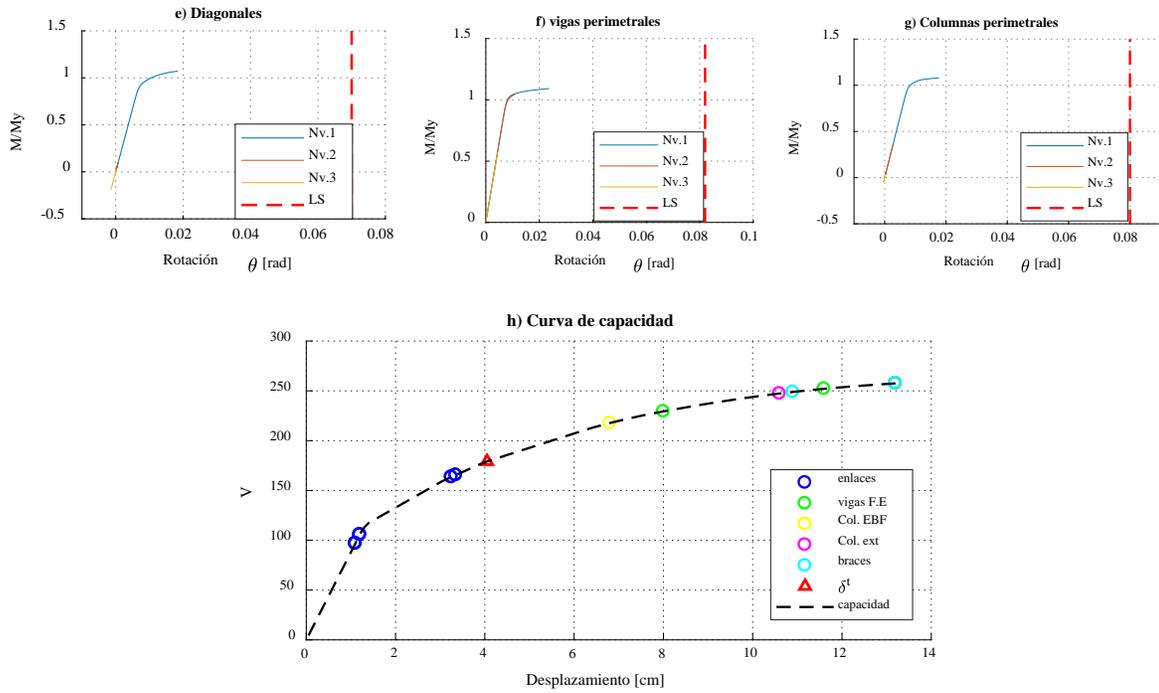
desplazamiento de fluencia. El hecho que  $\delta_t > \delta_{y_{eff}}$  significa que la demanda sísmica acorde a la NCh433 ha llevado a la estructura al rango no lineal, cosa que en casos puntuales no ocurre como los arquetipos a1\_Z3E, a2\_Z1E, a1\_Z3B y a2\_Z1C que corresponden a modelos de 1 a 2 niveles donde se observa elevadas sobrerresistencias ( $>10$ ).

Como se detalló en la sección 5.3 el criterio de colapso puede provenir de diversas causas, en este caso la principal fue superar los límites de rotación en enlaces; las gráficas precedentes muestran que todas las estructuras alcanzan derivas de techo alrededor de 1%, la cual es 5 veces el límite de la NCh433 (i.e., 0.02 [rad]).

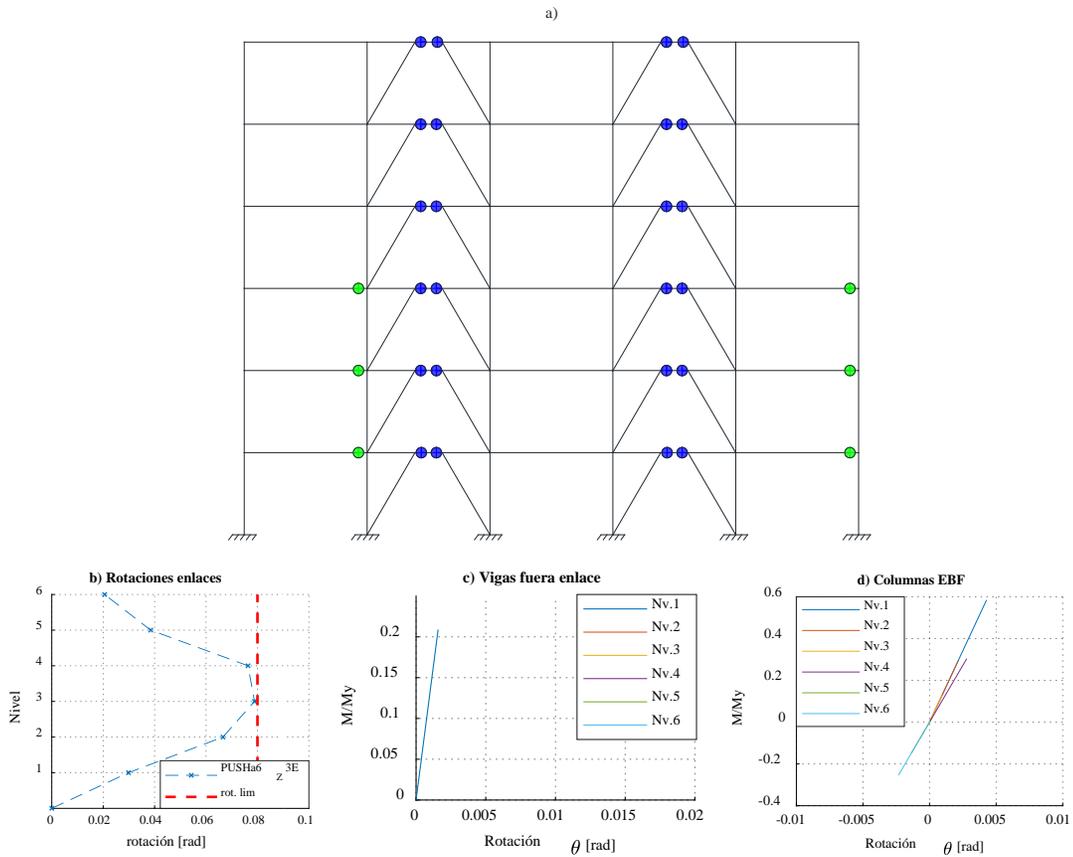
Algo notorio en las curvas de capacidad es que no muestran una caída de resistencia clara, por tanto, el  $V_{max}$  y  $\delta_u$  serán el corte y desplazamiento máximo registrados en el análisis al superarse la rotación límite de enlaces cortos; otro criterio tomado en cuenta para realizar las curvas de capacidad es que el análisis fue realizado como mínimo hasta el desplazamiento objetivo ( $\delta_t$ ), como lo menciona el ASCE 41-13.

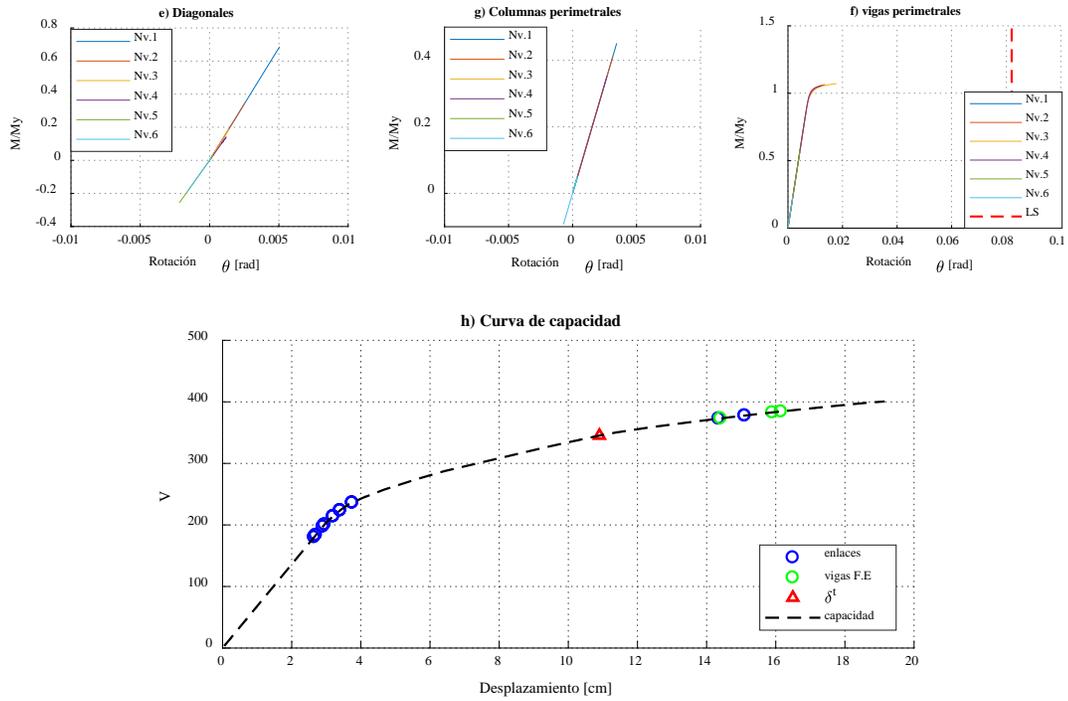
Debido a que la plataforma Opensees no posee una interfaz gráfica la visualización de la incursión inelástica en cada elemento es tanto compleja. Sin embargo, es posible saber la secuencia de inicio de cada rótula; las figuras 30, 31 y 32 muestran casos puntuales de los arquetipos a3\_Z3E, a6\_Z3E y a8\_Z3E respectivamente, código de colores ilustra la secuencia de inicio de rótulas plásticas y las relaciones momento rotación para elementos columnas, braces (diagonales), vigas fuera del enlace y rotaciones en enlaces en altura.



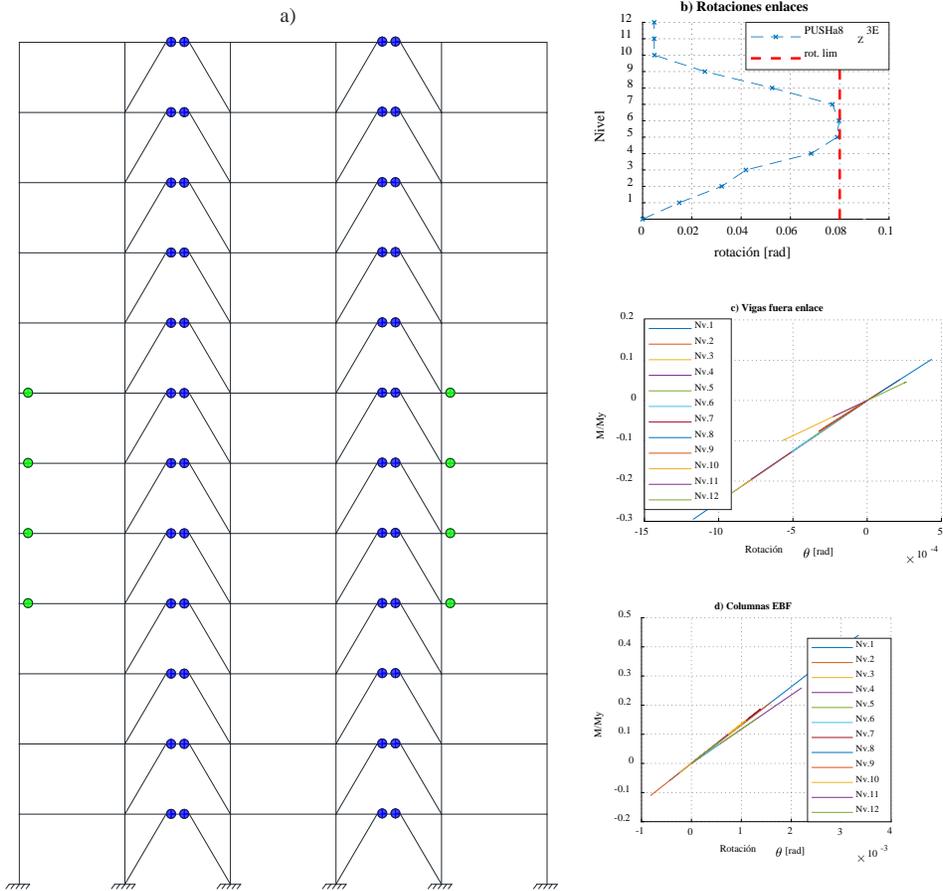


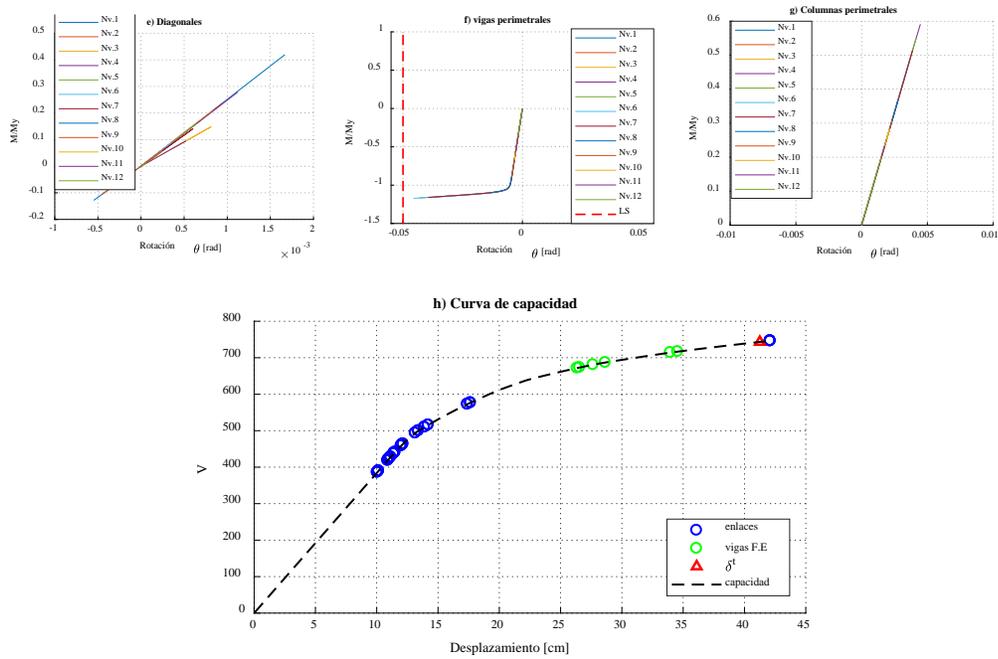
**Figura 30.** Incurción inelástica, arquetipo a3\_Z3E.  
Fuente: elaboración propia.





**Figura 31. Incursión inelástica, arquetipo a6\_Z3E.**  
Fuente: elaboración propia.





**Figura 32.** Secuencia de inicio de incursión inelástica, arquetipo a8\_Z3E.  
Fuente: elaboración propia.

Las figuras precedentes muestran el inicio de las fluencias (rótulas), donde las primeras incursiones son por fluencia a corte en enlaces; para el caso arquetipos menores a 3 niveles el patrón mostrado en la Figura 30 es constante, es decir, la incursión se concentra en enlaces y niveles inferiores, mientras columnas, diagonales y vigas fuera del enlace presentan incursión únicamente en pasos previos al colapso ( $>\delta_t$ ). Así, la suposición que columnas, diagonales y vigas fuera del enlace permanecen elásticas a intensidades como el sismo de diseño es cumplida acorde a la filosofía de diseño sísmico de los EBF y el AISC 341.

Para el caso de estructuras de 5 y 6 niveles la incursión en enlaces se concentra en los niveles 2 y 4, aquí es más evidente que los demás elementos permanecen elásticos excepto en pasos previos al colapso. Asimismo, para arquetipos de 12 niveles como la figura 32 las primeras rótulas se ubican en los niveles 2, 3, 7, 8 y 9; de igual manera que los casos anteriores los elementos restantes permanecen elásticos, salvo en vigas donde ya se observan incursiones, pero no considerables.

De manera general los enlaces son elementos que mayores deformaciones presentan, por tanto, los que llevan al colapso estructural; de igual manera un patrón típico en todos los grupos de desempeño propuesto es que las rotulaciones son ascendentes en altura, es decir los últimos niveles son los menos exigidos inelásticamente. Los resultados obtenidos hasta el momento emplearon un patrón de carga lateral acorde al primer modo de vibración de la estructura, sin embargo, para el caso de edificios altos posiblemente el patrón empleado no sea el adecuado; esto se discutirá y evaluará posteriormente en el análisis no lineal de respuesta en el tiempo.

Los parámetros de desempeño sísmico ilustrados en la figura 24 se muestran resumidos en la tabla 23, aquí  $Q_o$ ,  $V_E$  y  $V_{max}$  son el corte de diseño, elástico y máximo respectivamente; asimismo,  $\delta_u$ ,  $\delta_{yeff}$  y  $\delta_t$  corresponden a desplazamientos últimos, fluencia y objetivo. Con los parámetros descritos es posible determinar el factor de sobrerresistencia,  $\Omega_o$ , ductilidad basada en periodo,  $\mu_T$ ,

, factor de amplificación de desplazamientos,  $C_d$ , factor de reducción por ductilidad,  $R_u$ , y el factor de modificación de respuesta estructural,  $R$ .

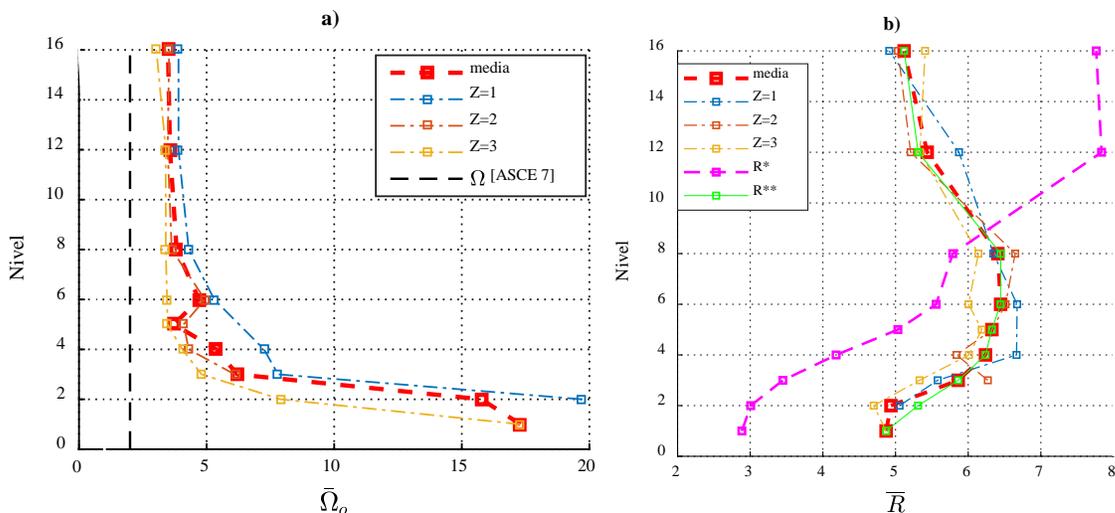
GRUPO	Id. arqt.	$Q_o$	$VE$	$V_{max}$	$\Omega_o$	$\delta u$	$\delta y_{eff}$	$\delta t$	$\mu T$	$R_u$	$R$	$\delta E/R$	$\delta$	$C_d$	$\bar{C}_d$
		[tonf]				[cm]						[rad]			
G10	a6_Z2B	32.1	214.17	203.1	<b>6.3</b>	17.1	3.6	5.9	4.7	1.05	6.69	0.0004	0.0015	4.29	2.79
	a8_Z2B	65.2	208.79	215.6	<b>3.3</b>	35.3	8.4	9.1	4.2	0.97	3.20	0.0009	0.0017	1.89	
	a9_Z2B	90.5	217.50	305.0	<b>3.4</b>	49.7	13.3	10.2	3.7	0.71	2.40	0.0010	0.0022	2.20	
G14	a6_Z1C	28.0	205.25	198.8	<b>7.1</b>	17.0	4.0	6.4	4.3	1.03	7.33	0.0003	0.0016	5.33	3.74
	a7_Z1C	29.5	200.89	175.4	<b>5.9</b>	16.4	4.7	8.4	3.5	1.15	6.80	0.0003	0.0015	4.55	
	a8_Z1C	46.1	193.55	186.1	<b>4.0</b>	22.6	7.7	11.3	2.9	1.04	4.20	0.0006	0.0016	2.81	
	a9_Z1C	62.5	201.55	241.2	<b>3.9</b>	52.0	13.4	13.5	3.9	0.84	3.22	0.0009	0.0021	2.26	
G15	a2_Z1C	13.8	76.68	301.7	<b>21.9</b>	9.6	1.4	0.4	6.9	0.25	5.56	0.0001	0.0011	11.00	5.28
	a3_Z2D	37.0	258.22	227.5	<b>6.1</b>	10.6	2.2	3.9	4.7	1.14	6.97	0.0003	0.0013	4.33	
	a4_Z1D	33.9	247.62	264.8	<b>7.8</b>	15.4	3.1	4.4	4.9	0.94	7.31	0.0004	0.0012	3.00	
	a5_Z2C	49.8	329.03	219.3	<b>4.4</b>	12.6	2.9	6.9	4.4	1.50	6.60	0.0005	0.0014	2.80	
G16	a6_Z2C	51.3	352.89	251.8	<b>4.9</b>	19.1	3.5	8.3	5.5	1.40	6.88	0.0004	0.0014	3.50	2.79
	a7_Z2C	44.7	334.04	184.5	<b>4.1</b>	16.1	4.2	12.2	3.8	1.81	7.47	0.0005	0.0012	2.50	
	a8_Z2C	68.4	321.93	245.4	<b>3.6</b>	29.4	9.0	16.3	3.3	1.31	4.70	0.0008	0.0019	2.38	
G17	a1_Z3B	10.9	62.95	210.8	<b>19.3</b>	5.9	0.8	0.3	7.6	0.30	5.76	0.0001	0.0016	16.00	5.72
	a4_Z3C	59.5	392.41	258.6	<b>4.4</b>	12.1	2.4	5.9	5.0	1.52	6.60	0.0005	0.0013	2.60	
	a5_Z3C	70.0	451.62	246.2	<b>3.5</b>	13.8	2.9	8.9	4.7	1.83	6.45	0.0007	0.0015	2.14	
	a5_Z3D	87.1	597.28	302.4	<b>3.5</b>	16.5	3.0	11.1	5.5	1.97	6.86	0.0008	0.0016	2.13	
G18	a8_Z3B	88.0	311.58	317.8	<b>3.6</b>	42.1	9.6	11.4	4.4	0.98	3.54	0.0009	0.0020	2.22	2.09
	a8_Z3C	92.9	485.91	340.9	<b>3.7</b>	38.1	9.6	19.9	4.0	1.43	5.23	0.0009	0.0020	2.22	
	a9_Z3C	129.9	520.73	400.0	<b>3.1</b>	58.3	14.0	24.0	4.1	1.30	4.00	0.0012	0.0022	1.83	
G20	a6_Z1D	53.1	347.08	233.9	<b>4.4</b>	18.8	3.6	9.4	5.2	1.48	6.54	0.0005	0.0014	2.80	2.54
	a7_Z1D	71.8	435.22	257.9	<b>3.6</b>	22.8	4.7	14.0	4.8	1.69	6.07	0.0006	0.0014	2.33	
	a8_Z1D	59.1	433.51	260.7	<b>4.4</b>	39.0	8.9	20.0	4.4	1.66	7.34	0.0007	0.0018	2.57	
	a9_Z1D	72.2	359.79	306.8	<b>4.3</b>	62.8	14.3	21.9	4.4	1.17	4.99	0.0009	0.0022	2.44	
G22	a7_Z2D	110.4	698.86	376.5	<b>3.4</b>	21.4	4.9	16.7	4.4	1.86	6.33	0.0007	0.0015	2.14	2.25
	a8_Z2D	95.3	664.10	384.0	<b>4.0</b>	47.1	9.8	28.8	4.8	1.73	6.97	0.0010	0.0020	2.00	
	a9_Z2D	110.2	704.26	458.8	<b>4.2</b>	50.1	17.0	32.1	2.9	1.54	6.39	0.0010	0.0026	2.60	

GRUPO	Id. arqt.	Qo	VE	Vmax	$\Omega_0$	$\delta u$	$\delta y_{eff}$	$\delta t$	$\mu T$	Ru	R	$\delta E/R$	$\delta$	Cd	$\bar{C}_d$
		[tonf]				[cm]						[rad]			
G24	a6_Z3D	107.7	699.91	378.4	<b>3.5</b>	18.8	3.4	12.4	5.5	1.85	6.50	0.0007	0.0014	2.00	1.91
	a7_Z3D	150.1	959.15	506.8	<b>3.4</b>	26.0	5.7	20.2	4.6	1.89	6.39	0.0008	0.0016	2.00	
	a8_Z3D	165.0	1078.39	558.9	<b>3.4</b>	46.0	10.0	35.1	4.6	1.93	6.54	0.0011	0.0021	1.91	
	a9_Z3D	151.2	915.90	491.5	<b>3.3</b>	63.0	14.7	42.3	4.3	1.86	6.06	0.0013	0.0022	1.75	
G25	a2_Z1E	17.0	77.40	297.4	<b>17.5</b>	9.7	1.4	0.4	7.1	0.26	4.55	0.0002	0.0012	7.50	5.92
	a3_Z1E	26.8	149.31	208.7	<b>7.8</b>	10.2	2.2	2.2	4.7	0.72	5.58	0.0002	0.0012	6.00	
	a4_Z1E	36.7	220.76	245.7	<b>6.7</b>	15.1	2.8	3.7	5.5	0.90	6.02	0.0004	0.0017	4.25	
G26	a6_Z1E	57.5	353.86	250.7	<b>4.4</b>	19.4	3.9	9.7	5.0	1.41	6.15	0.0005	0.0016	3.20	2.28
	a7_Z1E	82.2	507.55	281.6	<b>3.4</b>	21.5	4.6	15.7	4.6	1.80	6.17	0.0007	0.0014	2.00	
	a8_Z1E	125.1	761.07	418.4	<b>3.3</b>	41.3	9.3	29.8	4.4	1.82	6.08	0.0010	0.0019	1.90	
	a9_Z1E	117.0	762.73	414.8	<b>3.5</b>	57.7	14.5	47.5	4.0	1.84	6.52	0.0010	0.0020	2.00	
G27	a3_Z2E	40.1	223.63	243.5	<b>6.1</b>	14.6	2.5	3.5	5.8	0.92	5.57	0.0005	0.0013	2.60	2.36
	a4_Z2E	55.2	322.53	235.1	<b>4.3</b>	11.0	2.3	5.0	4.8	1.37	5.84	0.0005	0.0014	2.80	
	a5_Z2E	70.3	425.57	267.4	<b>3.8</b>	14.4	2.9	7.8	4.9	1.59	6.06	0.0006	0.0010	1.67	
G28	a6_Z2E	87.5	522.1705	312.5	<b>3.6</b>	19.9	3.7	11.2	5.4	1.67	5.97	0.0007	0.0016	2.29	1.94
	a7_Z2E	120.0	736.7646	410.3	<b>3.4</b>	22.0	5.2	17.3	4.2	1.80	6.14	0.0007	0.0016	2.29	
	a8_Z2E	188.0	1120.566	559.2	<b>3.0</b>	50.0	10.5	40.4	4.8	2.00	5.96	0.0014	0.0022	1.57	
	a9_Z2E	206.5	1303.3	618.5	<b>3.0</b>	69.0	17.3	64.9	4.0	2.11	6.31	0.0016	0.0026	1.63	
G29	a1_Z3E	14.2	56.62364	218.3	<b>15.3</b>	5.8	0.8	0.2	7.3	0.26	3.98	0.0002	0.0010	5.00	3.67
	a2_Z3E	33.8	158.99	265.9	<b>7.9</b>	9.6	1.4	1.0	7.1	0.60	4.70	0.0003	0.0013	4.33	
	a3_Z3E	53.4	284.8204	257.6	<b>4.8</b>	13.2	2.3	4.1	5.6	1.11	5.33	0.0005	0.0020	4.00	
	a4_Z3E	73.9	400.5871	276.2	<b>3.7</b>	12.9	2.4	6.1	5.3	1.45	5.42	0.0005	0.0015	3.00	
	a5_Z3E	94.3	533.8	319.5	<b>3.4</b>	17.3	3.0	9.1	5.7	1.67	5.66	0.0008	0.0015	2.00	
G30	a6_Z3E	116.7	642.4796	400.7	<b>3.4</b>	19.2	3.6	10.9	5.3	1.60	5.51	0.0007	0.0015	2.14	2.07
	a7_Z3E	163.8	970.24	559.5	<b>3.4</b>	26.2	5.9	19.1	4.5	1.73	5.89	0.0008	0.0019	2.38	
	a8_Z3E	257.5	1554.135	746.3	<b>2.9</b>	42.1	10.1	41.3	4.2	2.08	6.03	0.0010	0.0021	2.10	
	a9_Z3E	308.0	1897.677	878.4	<b>2.9</b>	128.0	21.1	80.5	6.1	2.16	6.16	0.0020	0.0033	1.65	

**Tabla 23.** Factores desempeño sísmico para cada grupo.

Fuente: elaboración propia

Los 55 modelos desarrollados para EBF presentan valores de sobrerresistencia,  $\Omega_0$ , comprendidos entre 3 y 4 aproximadamente; excepto para modelos de 1 y 2 niveles donde alcanzan valores superiores a 15; esto se evidencia visualmente en la figura 29, grupos: G29, G25, G17 y G15 donde se observan elevadas sobrerresistencias; por otra parte, los factores de modificación de la respuesta estructural obtenidos oscilan entre 5.5 y 6.5, siendo los arquetipos de 1,2,12 y 16 niveles los que menores valores presentan (5 aproximadamente).



**Figura 33.** Factores desempeño sísmico SPF: a) F. sobrerresistencia; b) F. modificación respuesta estructural.  
Fuente: elaboración propia

Respecto a la ductilidad basada en periodo,  $\mu_T$ , se puede hablar de un patrón constante alrededor de 5, el cual es un valor ligeramente superior al encontrado por Sepúlveda [2] de 4 en promedio. La figura 33 muestra la variación promedio de  $\Omega_o$  y  $R$  del sistema en función de la altura; la Figura 33-a presenta un patrón constante de  $\Omega$  para arquetipos de 4 a 16 niveles, exceptuando niveles de 1, 2 y 3 donde los promedios son de  $\Omega > 15$ ; además, los valores promedios son superiores al establecido por la norma Americana ASCE/SEI 7-10 que es 2 para marcos arriostrados excéntricos. De esto se sabe que los edificios diseñados por la NCh433 producen edificios con mayor sobrerresistencia y su comportamiento para bajas alturas podría ser totalmente elástico.

Un análisis similar fue realizado para el factor de modificación de respuesta estructural,  $R$ , la Figura 33-b ilustra los valores promedios de  $R$  así como su variación respecto a las obtenidas para zonas 1, 2 y 3 acorde a la NCh433, estos factores  $R$  muestran diferencia respecto al factor de reducción empleado en el diseño ( $R^*$ ) y su corrección por corte máximo y mínimo ( $R^{**}$ ) para el caso de análisis modal espectral; aquí, se nota que edificaciones de hasta 8 niveles la NCh433 es conservadora pues las estructuras poseen mayor capacidad de incursionar en el rango no lineal (i.e.,  $R^* < R$ ), contrariamente para edificios mayores a 8 niveles donde se sobreestima la capacidad de las estructuras (i.e.,  $R^* > R$ ); como resultado de este análisis es posible que los cortes basales máximos y mínimos no sean los adecuados para EBF, esta hipótesis se podría ratificar con los resultados del análisis no lineal dinámico de la siguiente sección.

## 7.2 Respuesta en el tiempo (I.D.A)

El desempeño dinámico de los EBF es presentado en dos partes. La primera parte se enfoca en el desarrollo de los análisis dinámicos incrementales y determinación del principal parámetro que es la *razón de margen de colapso*,  $CMR$ ; la siguiente se enfoca en la evaluación del desempeño resultado de los análisis no lineales estáticos y dinámicos. Finalmente se muestran las demandas sísmicas a las que son sometidos los diferentes elementos a distintas intensidades sísmicas hasta su colapso teórico.

## 7.2.1 Análisis dinámico incremental

Siguiendo la metodología y acorde a la sección 6.1, se presenta el primer paso correspondiente al escalamiento de cada arquetipo hasta la intensidad del MCE.

GRUPO	Id. arqt.	T[s]	$Sa_M[g]$	$Sa_{MCE}[g]$	FE
G10	a6_Z2B	0.65	0.55	1.09	1.99
	a8_Z2B	1.35	0.28	0.53	1.88
	a9_Z2B	1.67	0.21	0.43	2.03
G14	a6_Z1C	0.69	0.55	1.46	2.66
	a7_Z1C	0.91	0.36	1.09	3.05
	a8_Z1C	1.40	0.28	0.72	2.61
	a9_Z1C	1.88	0.20	0.45	2.18
G15	a2_Z1C	0.19	1.06	1.00	0.95
	a3_Z2D	0.34	0.96	1.41	1.47
	a4_Z1D	0.43	0.70	1.48	2.10
	a5_Z2C	0.51	0.61	1.48	2.42
G16	a6_Z2C	0.57	0.59	1.48	2.51
	a7_Z2C	0.84	0.37	1.20	3.23
	a8_Z2C	1.30	0.29	0.77	2.65
G17	a1_Z3B	0.12	0.98	0.99	1.01
	a4_Z3C	0.38	0.80	1.48	1.86
	a5_Z3C	0.48	0.65	1.48	2.29
	a5_Z3D	0.44			
	a8_Z3B	1.20	0.30	0.60	2.00
G18	a8_Z3C	1.16	0.30	0.87	2.86
	a9_Z3C	1.52	0.24	0.66	2.74
G20	a6_Z1D	0.60	0.55	1.48	2.68
	a7_Z1D	0.77	0.43	1.29	3.02
	a8_Z1D	1.30	0.29	0.77	2.65
	a9_Z1D	1.72	0.20	0.53	2.64
G22	a7_Z2D	0.64	0.55	1.48	2.71
	a8_Z2D	1.11	0.31	0.90	2.88
	a9_Z2D	1.55	0.24	0.66	2.74
G24	a6_Z3D	0.46	0.66	1.48	2.24
	a7_Z3D	0.60	0.55	1.48	2.68
	a8_Z3D	0.93	0.35	1.07	3.03
	a9_Z3D	1.41	0.27	0.71	2.62
	a2_Z1E	0.19	1.06	1.00	0.95
G25	a3_Z1E	0.35	0.94	1.44	1.53
	a4_Z1E	0.42	0.76	1.48	1.94
G26	a6_Z1E	0.60	0.55	1.48	2.68
	a7_Z1E	0.73	0.48	1.36	2.83
	a8_Z1E	1.03	0.32	0.97	2.99
	a9_Z1E	1.48	0.25	0.68	2.74
G27	a3_Z2E	0.35	0.96	1.41	1.47
	a4_Z2E	0.39	0.78	1.48	1.90
	a5_Z2E	0.46	0.66	1.48	2.24
G28	a6_Z2E	0.53	0.61	1.48	2.42
	a7_Z2E	0.63	0.54	1.48	2.76
	a8_Z2E	0.94	0.35	1.07	3.03
	a9_Z2E	1.36	0.28	0.73	2.61
	a1_Z3E	0.12	0.98	0.81	0.83
G29	a2_Z3E	0.20	1.11	1.03	0.93
	a3_Z3E	0.33	0.91	1.36	1.50
	a4_Z3E	0.37	0.84	1.48	1.77
	a5_Z3E	0.43	0.70	1.48	2.10
G30	a6_Z3E	0.46	0.66	1.48	2.24
	a7_Z3E	0.58	0.58	1.48	2.55
	a8_Z3E	0.81	0.39	1.23	3.17
	a9_Z3E	1.28	0.29	0.78	2.67

**Tabla 24.** Intensidades sísmicas y factores de escalamiento.

Fuente: elaboración propia

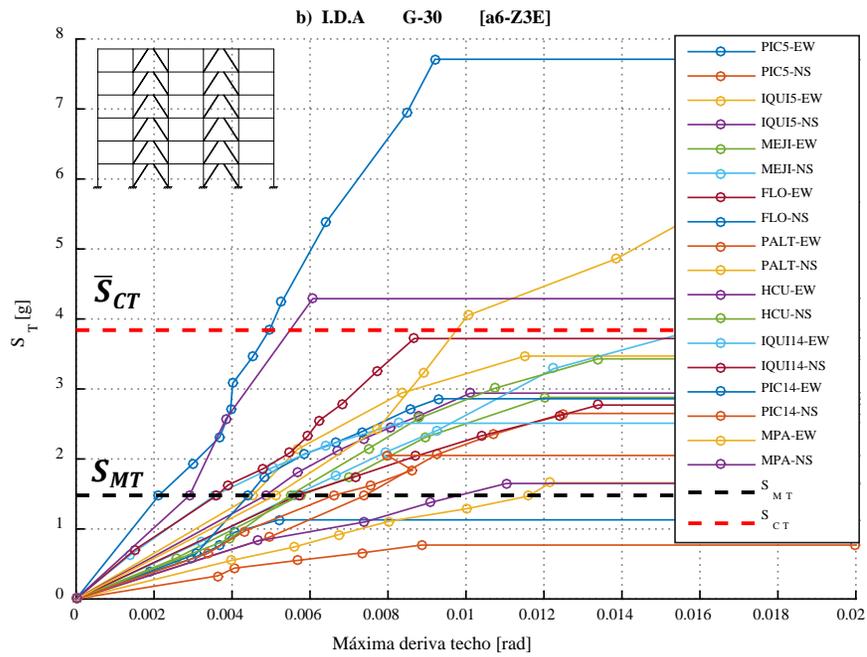
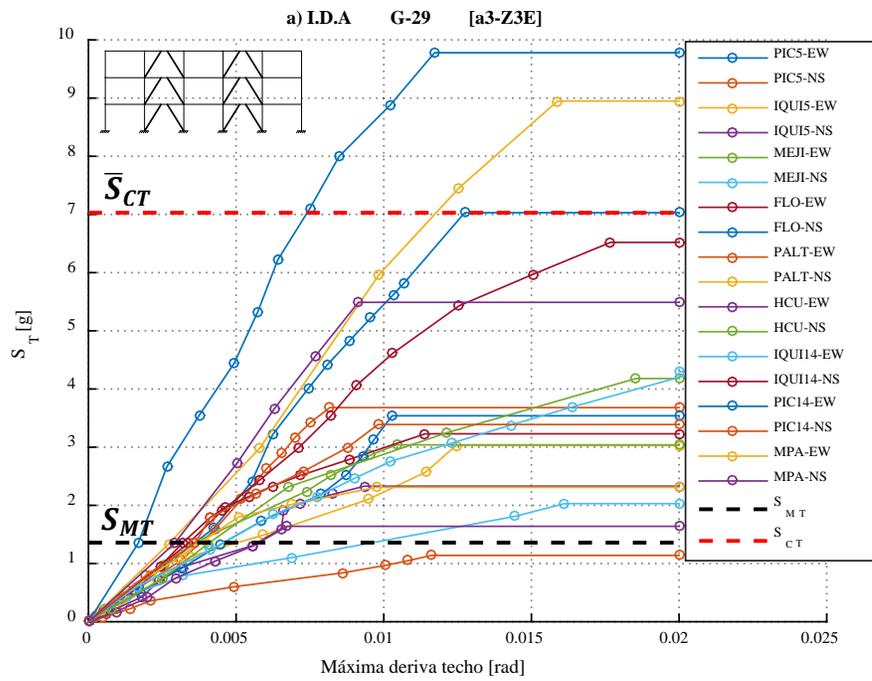
La tabla 24 muestra los parámetros necesarios para escalar el conjunto de registros. Para cada arquetipo conforme su periodo fundamental,  $T$ , se calcula la intensidad media espectral del conjunto de registros y la intensidad al máximo terremoto considerado, denotadas como  $Sa_M$  y  $Sa_{MCE}$  respectivamente; la relación entre estos dos parámetros resulta de un factor de escala respecto la media,  $FE$ . Además, cómo se mencionó en la sección 6.1.1 debido a que la norma de aislación NCh 2745 no considera el espectro para suelo E explícitamente, se empleó el mismo patrón de intensidad para suelos D, este valor oscila en 2.6.

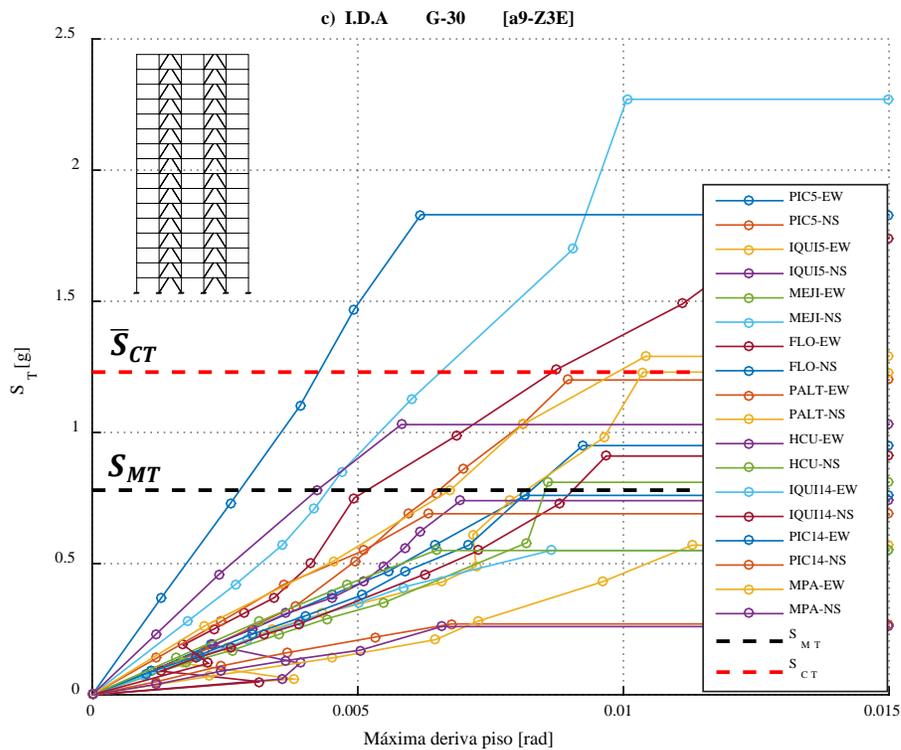
Los análisis no lineales de respuesta en el tiempo de igual manera se realizan en la plataforma: Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) [26], donde el modelo no lineal es análogo al usado para los análisis pushover detallado en la sección 5.1, salvo las siguientes particularidades exclusivas para análisis no lineales dinámicos:

- Se emplea análisis no lineales de integración directa ya que al tratarse de marcos planos el costo computacional no es excesivo en comparación con software comerciales, aunque si genera gran cantidad información.
- Los intervalos de tiempo para el análisis son 0.01 [s], salvo para modelos de 12 y 16 niveles donde se emplea 0.005 [s].
- Se emplearon algoritmos de solución de KrylovNewton el cual es un método modificado de Newton que acelera la convergencia y es más eficiente.
- Debido a que OpenSees es programable en su totalidad a través de editores de texto (e.g., Notepad++) se realiza análisis automáticos a distintas intensidades espectrales y registros.
- A cada registro en general se aplica un intervalo de escalamiento es 0.5g, excepto para ciertos modelos de 16 niveles donde se emplea 1 [g].
- Cada registro posee como mínimo 6 intervalos de escala hasta llegar a su colapso teórico.

De manera global teniendo presente los 55 modelos y los distintos tiempos de análisis en cada arquetipo se han realizado 3000 análisis tiempo historia con integración directa aproximadamente, esto se logra debido a que la automatización es posible. Existen casos donde se presentan problemas de convergencia que se solucionan variando los parámetros propios de cada método, por ello es recomendable graficar el IDA y observar su comportamiento.

La figura 34 presenta los resultados del análisis dinámico incremental (IDA) para arquetipos de 3,6 y 9 niveles (a3\_Z3E, a6\_Z3E y a9\_Z3E), correspondientes a las zonas de máxima demanda sísmica. Únicamente para estos 3 casos se realizan un IDA completo (i.e., considerando todo el conjunto de registros), para los demás arquetipos se realiza un IDA simplificado ya que la metodología únicamente permite llevar al colapso al 50% del conjunto de registros considerados para su posterior evaluación.





**Figura 34.** IDA: a) a3\_Z3E; b) a6\_Z3E; c) a9\_Z3E.  
Fuente: elaboración propia

Como se muestra en la figura 34 las gráficas IDA's representan la intensidad espectral al periodo considerado de la estructura,  $S_T$ , versus la máxima deriva de piso registrada en el análisis. Para determinar la razón de margen del colapso (CMR) se requiere el colapso teórico con al menos el 50% de los registros considerados; no obstante, este valor está condicionado a la elección de los registros sísmicos, por tanto, para fines prácticos y manteniendo la aleatoriedad de los eventos se consideran los primeros 9 eventos de la tabla 18.

La figura precedente se ha realizado para casos de arquetipos de 3,6 y 16 niveles a fin de ilustrar la aplicación de la metodología, para estos arquetipos: a3\_Z3E, a6\_Z3E y a9\_Z3E la razón de margen de colapso (CMR) es 7.04, 3.84 y 1.23 respectivamente, este patrón significa que CMR es inversamente proporcional a la altura de la edificación para el caso de EBF; resultados similares se obtuvieron para los demás grupos de desempeño.

El comportamiento declinante del CMR con la altura de la edificación también se observó en los ejemplos de aplicación en el capítulo 9 de la metodología para otros sistemas y casos estructurales.

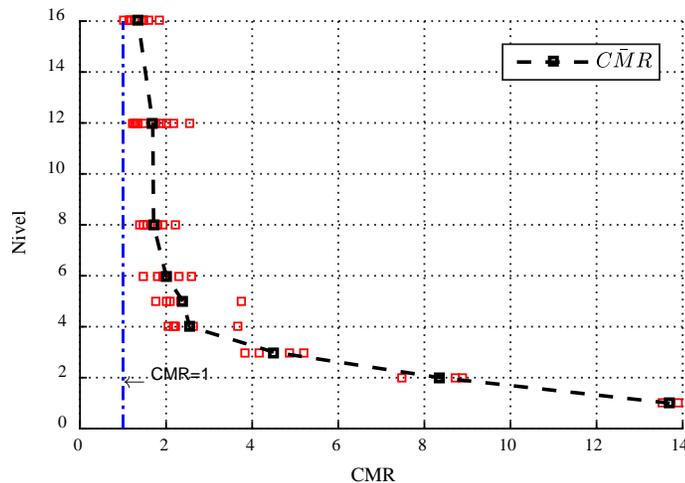
GRUPO	Id. arqt.	T[s]	SaM[g]	S <sub>Mt</sub> [g]	FE	$\bar{S}_{CT}$ [g]	$\Omega$	$\bar{\Omega}$	CMR	$\overline{CMR}$
G10	a6_Z2B	0.65	0.55	1.09	1.99	2.17	6.347		1.98	
	a8_Z2B	1.35	0.28	0.53	1.88	1.15	3.308	4.34	2.16	2.00
	a9_Z2B	1.67	0.21	0.43	2.03	0.8	3.372		1.86	
G14	a6_Z1C	0.69	0.55	1.46	2.66	2.83	7.099		1.94	
	a7_Z1C	0.91	0.36	1.09	3.05	1.96	5.936	5.23	1.79	1.61
	a8_Z1C	1.4	0.28	0.72	2.61	0.87	4.041		1.21	
	a9_Z1C	1.88	0.20	0.45	2.18	0.66	3.859		1.48	
G15	a2_Z1C	0.19	1.06	1.00	0.95	8.76	21.9		8.73	
	a3_Z2D	0.34	0.96	1.41	1.47	5.89	6.142	10.06	4.16	4.22
	a4_Z1D	0.43	0.70	1.48	2.10	3.31	7.818		2.23	
	a5_Z2C	0.51	0.61	1.48	2.42	2.58	4.403		1.74	
G16	a6_Z2C	0.57	0.59	1.48	2.51	2.92	4.907		1.97	
	a7_Z2C	0.84	0.37	1.20	3.23	1.65	4.127	4.21	1.38	1.55
	a8_Z2C	1.3	0.29	0.77	2.65	1	3.586		1.30	
G17	a1_Z3B	0.12	0.98	0.99	1.01	13.43	19.31		13.51	
	a4_Z3C	0.38	0.80	1.48	1.86	3.04	4.35	7.66	2.05	5.00
	a5_Z3C	0.48	0.65	1.48	2.29	3.09	3.52		2.08	
	a5_Z3D	0.44	0.70	1.48	2.12	3.49	3.47		2.35	
G18	a8_Z3B	1.2	0.30	0.60	2.00	1.57	3.61		2.63	
	a8_Z3C	1.16	0.30	0.87	2.86	1.66	3.67	3.45	1.91	1.94
	a9_Z3C	1.52	0.24	0.66	2.74	0.85	3.08		1.29	
G20	a6_Z1D	0.6	0.55	1.48	2.68	2.16	4.40		1.46	
	a7_Z1D	0.77	0.43	1.29	3.02	2.15	3.59	4.17	1.67	1.58
	a8_Z1D	1.3	0.29	0.77	2.65	1.34	4.41		1.74	
	a9_Z1D	1.72	0.20	0.53	2.64	0.78	4.25		1.46	
G22	a7_Z2D	0.64	0.55	1.48	2.71	2.52	3.41		1.70	
	a8_Z2D	1.11	0.31	0.90	2.88	1.21	4.03	3.87	1.35	1.43
	a9_Z2D	1.55	0.24	0.66	2.74	0.82	4.16		1.25	
G24	a6_Z3D	0.463	0.66	1.48	2.24	2.93	3.52		1.98	
	a7_Z3D	0.6	0.55	1.48	2.68	2.83	3.38	3.38	1.91	1.69
	a8_Z3D	0.93	0.35	1.07	3.03	1.8	3.39		1.68	
	a9_Z3D	1.41	0.27	0.71	2.62	0.84	3.25		1.18	
G25	a2_Z1E	0.19	1.06	1.00	0.95	7.51	17.49		7.48	
	a3_Z1E	0.35	0.94	1.44	1.53	5.55	7.80	10.66	3.85	4.65
	a4_Z1E	0.42	0.76	1.48	1.94	3.9	6.69		2.63	
G26	a6_Z1E	0.6	0.55	1.48	2.68	2.7	4.36		1.82	
	a7_Z1E	0.73	0.48	1.36	2.83	2.02	3.42	3.67	1.48	1.72
	a8_Z1E	1.03	0.32	0.97	2.99	1.94	3.34		2.00	
	a9_Z1E	1.48	0.25	0.68	2.74	1.07	3.55		1.57	
G27	a3_Z2E	0.35	0.96	1.41	1.47	6.88	6.07		4.86	
	a4_Z2E	0.39	0.78	1.48	1.90	3.22	4.26	4.71	2.17	3.01
	a5_Z2E	0.46	0.66	1.48	2.24	2.96	3.81		2.00	
G28	a6_Z2E	0.53	0.61	1.48	2.42	3.41	3.57		2.30	
	a7_Z2E	0.63	0.54	1.48	2.76	2.31	3.42	3.24	1.56	1.56
	a8_Z2E	0.94	0.35	1.07	3.03	1.35	2.98		1.26	
	a9_Z2E	1.36	0.28	0.73	2.61	0.83	3.00		1.13	
G29	a1_Z3E	0.12	0.98	0.81	0.83	11.3	15.34		13.90	
	a2_Z3E	0.2	1.11	1.03	0.93	9.15	7.86		8.87	
	a3_Z3E	0.33	0.91	1.36	1.50	7.04	4.82	7.03	5.18	7.07
	a4_Z3E	0.37	0.84	1.48	1.77	5.43	3.74		3.66	
	a5_Z3E	0.43	0.70	1.48	2.10	5.57	3.39		3.76	
G30	a6_Z3E	0.46	0.66	1.48	2.24	3.84	3.43		2.59	
	a7_Z3E	0.58	0.58	1.48	2.55	3.31	3.39	3.14	2.23	2.10
	a8_Z3E	0.811	0.39	1.23	3.17	2.48	2.90		2.02	
	a9_Z3E	1.28	0.29	0.78	2.67	1.23	2.85		1.58	

**Tabla 25.** Resumen de colapso (CMR's).

Fuente: elaboración propia

La tabla 25 resume los valores de las razones de margen de colapso alcanzadas por todos los grupos de desempeño considerados, aquí  $\bar{S}_{CT}$ , es la intensidad media de colapso definida por las IDA's y mostradas en el **anexo C**; asimismo se muestra el factor de sobrerresistencia ( $\Omega$ ) y su promedio de grupo ( $\bar{\Omega}$ ), la razón de margen de colapso (CMR) y su promedio de grupo ( $\bar{CMR}$ ). Estos valores serán usados posteriormente para la etapa final de evaluación de colapso acorde a la metodología.

Los resultados muestran valores de CMR's más elevados para arquetipos de menor altura (e.g., 1,2 y 3 niveles), estos oscilan alrededor de 4 a 7; contrariamente los arquetipos de 12 y 16 niveles presentan valores cercanos a la unidad (CMR  $\approx$  1). Adicionalmente, estos resultados confirman que los edificios altos diseñados con al NCh433 tienen bajos CMR's (i.e., probable riesgo de colapso) que aquellos de menor altura; respecto a la zona sísmica y tipo de suelo no se observa grandes variaciones.



**Figura 35.** Variación promedio CMR.  
Fuente: elaboración propia

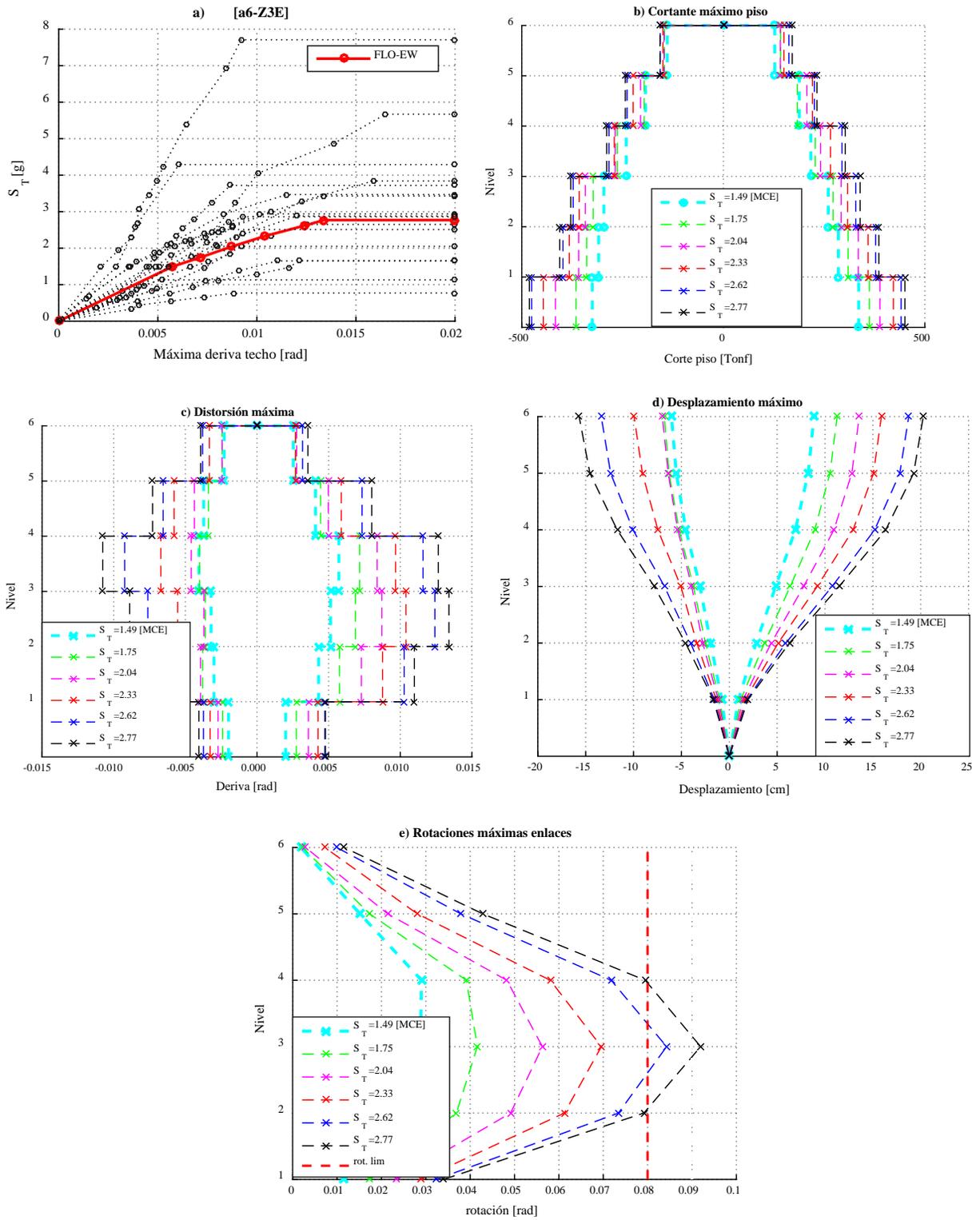
Los resultados de la matriz de arquetipos analizados se muestran en la figura 35, aquí se observa que ningún valor del CMR es menor a la unidad, esto significa que la capacidad de cada arquetipo es mayor o igual a la demanda sísmica correspondiente al máximo terremoto considerado (MCE); además existe un patrón relativamente constante de CMR en altura (periodo estructural) para modelos comprendidos de 8 a 16 niveles. Cabe destacar que estos valores aún no han sido ajustados por los efectos beneficiosos del factor de forma espectral nombrados en la sección 6.2.1, los valores permisibles y criterios de aceptación del CMR serán presentados posteriormente.

### 7.2.2 Respuesta no lineal EBF

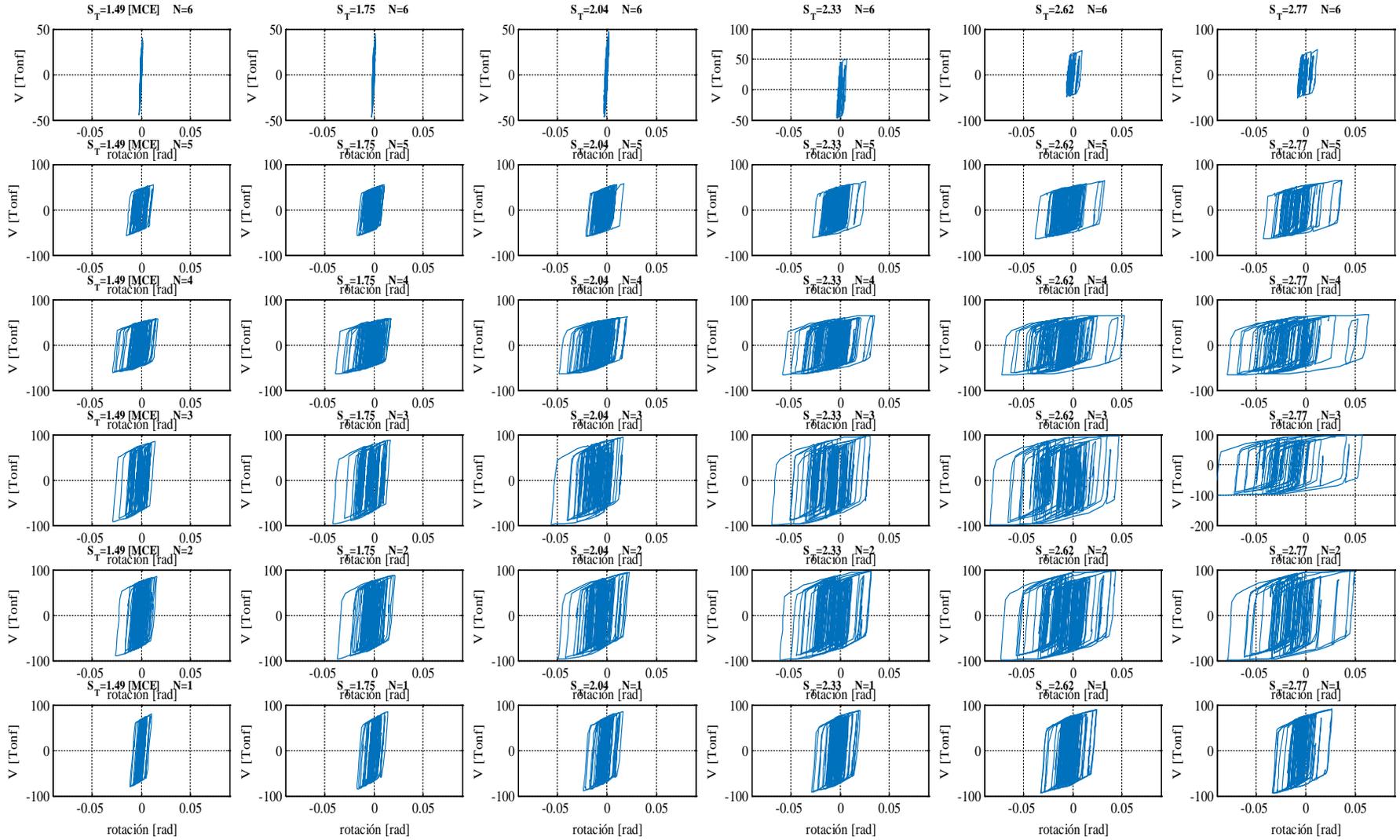
A fin de ilustrar el desempeño sísmico obtenido de los EBF se muestran algunos resultados importantes como cortes de piso/basales, derivas, desplazamientos de piso/techo y nivel de incursión que alcanzaron enlaces, columnas, diagonales y vigas fuera del enlace.

Los análisis dinámicos incrementales producen gran cantidad de información debido a los progresivos incrementos de la demanda sísmica hasta su colapso. Como ejemplo se ilustra el resultado del IDA para el arquetipo de la figura 34-b correspondiente a 6 niveles, suelo E y zona

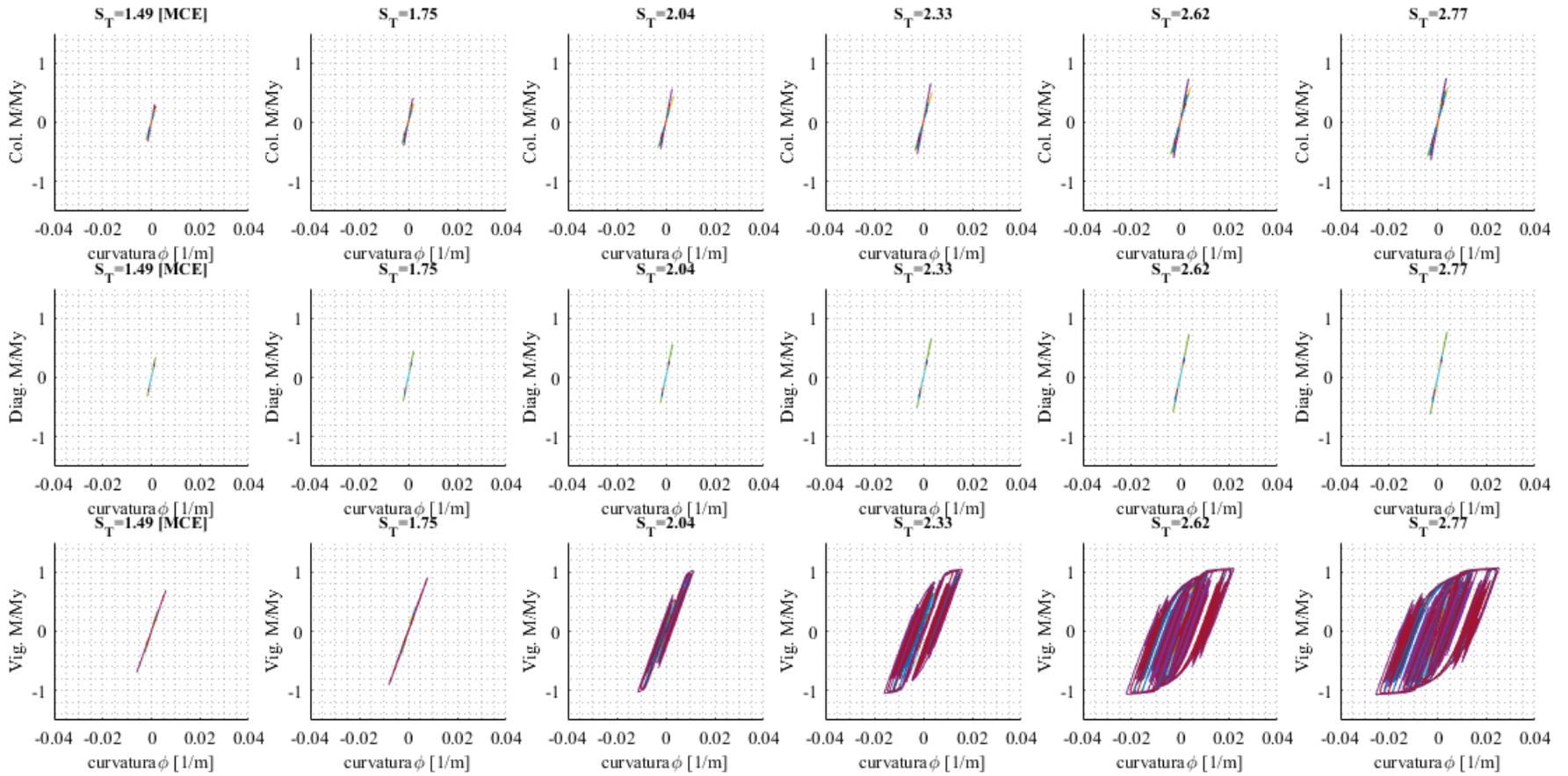
sísmica 3 (a6\_Z3E), usando el registro #7 de la tabla 18 (FLO\_EW) como caso del proceso de información.



f) Corte - rotación



**g) Momento Curvatura**



**Figura 36.** Ejemplo aplicación IDA.  
Fuente: elaboración propia

Las distintas gráficas precedentes muestran la aplicación y evaluación de resultados del IDA para un registro específico; la figura 36-a, muestra el incremento progresivo expresado en intensidad espectral versus la máxima deriva de piso para el registro “La Florida” del terremoto del Maule de 2010, seguidamente la Figura 36-b evidencia los cortes máximos tanto positivos y negativos alcanzados hasta su colapso, aquí el primer factor de escala corresponde al MCE es 1.49g acorde al espectro de la NCh2745 para el suelo, zona y periodo de la estructura. Las derivas máximas positivas y negativas de piso se presentan la Figura 36-c, se observa son algo asimétricas respecto a la altura; además, un factor importante es que derivas igual a 0.002 [rad] se obtienen para intensidades cercanas al MCE, dando un amplio margen adicional de incursión inelástica para este caso; finalmente los desplazamientos máximos positivos y negativos aumentan con la altura (Figura 36-d).

Como se detalló en la sección 5.2 el principal criterio de colapso es que el límite de rotación en enlaces cortos sea mayor a 0.08 [rad], la Figura 36-e ilustra el proceso de escalamiento hasta superar este límite; de manera similar la Figura 36 (f) y (g) evidencia el comportamiento histerético de todos los enlaces y las relaciones momento curvatura (normalizadas respecto a su momento de fluencia,  $M_y$ ) de los demás elementos pertenecientes al sistema sismo-resistente. Estas dos penúltimas figuras ayudan a entender el correcto desempeño de los EBF acorde al AISC 341, dado que a la intensidad del MCE los enlaces ya han incursionado en el rango no lineal acorde al modelo histerético estudiado en la sección 5.1.2, entretanto los demás elementos como columnas, diagonales de arriostramientos y vigas fueran del enlace permanecen lineales a intensidades como el MCE, este comportamiento predomina hasta intensidades espectrales cercanas a 2.33g, luego a partir de este se alcanzan las rotaciones límites y se considera que la estructura ha llegado al colapso

Debido a la amplia cantidad de información no es posible mostrar los resultados para todas las intensidades espectrales escaladas, no obstante, se considera importante los valores medios (i.e., mediana de registros) para el MCE y COLAPSO teórico registrado en el análisis, disgregado por la altura en los 55 modelos estudiados.

Las gráficas resultantes se encuentran en el **anexo D**, aquí únicamente se hace una descripción general de los resultados y el comportamiento sísmico de cada parámetro obtenido.

a) Derivas de piso

Según las gráficas del **anexo D** las derivas registradas presentan dos escalas de intensidad espectral, la primera corresponde al MCE (líneas punteadas) y la segunda al colapso (líneas continuas) para todos arquetipos conforme a su altura. Los resultados muestran que las máximas derivas son alrededor del 1% respecto a la mediana, siendo las estructuras menores a 8 niveles las que presentan mayores valores. En cuanto a la influencia del tipo de suelo como era de esperarse los modelos de suelo tipo D y E son los más demandados sísmicamente; además, pese a que las estructuras estudiadas son simétricas en altura los modelos de 12 y 16 niveles presentan valores de derivas más dispersas, dando cuenta la presencia de posibles modos superiores en la estructura. Asimismo, se puede observar que las derivas se concentran a una altura media, excepto para modelos de 16 niveles donde se mantienen constantes en toda la altura; finalmente como se mencionó previamente distorsiones de piso cercanas al 0.002 [rad] se obtienen a la intensidad del MCE aproximadamente, por tanto, evidencia sobrerresistencia para el conjunto de arquetipos, salvo que es muy acotada para estructuras de 12 y 16 niveles.

b) Cortes de piso

Los cortes de entre piso resultantes son bastante simétricos considerando valores medios; por otro lado, un dato importante son los cortes basales correspondientes a la intensidad de colapso a fin de evaluar el factor de modificación de respuesta, R, similar a lo realizado para el caso de análisis no lineal estático.

GRUPO	Id. arqt.	V [Tonf]		GRUPO	Id. arqt.	V [Tonf]		GRUPO	Id. arqt.	V [Tonf]		GRUPO	Id. arqt.	V [Tonf]	
		MCE	ULT			MCE	ULT			MCE	ULT			MCE	ULT
G10	a6_Z2B	221.4	267.7	G17	a1_Z3B	71.7	206.3	G24	a6_Z3D	351.1	414.2	G28	a6_Z2E	315.9	400.8
	a8_Z2B	248.2	293.1		a4_Z3C	218.8	269.2		a7_Z3D	480.4	580.5		a7_Z2E	445.5	497.8
	a9_Z2B	325.6	351.5		a5_Z3C	243.4	271.7		a8_Z3D	440.5	509.6		a8_Z2E	483.9	485.8
G14	a6_Z1C	245.8	261.9	G18	a8_Z3B	306.6	378.8	G25	a2_Z1E	148.7	304.4	G29	a1_Z3E	62.8	208.9
	a7_Z1C	229.4	264.9		a8_Z3C	382.5	408.5		a3_Z1E	166.1	226.9		a2_Z3E	140.4	264.9
	a8_Z1C	222.5	223.7		a9_Z3C	382.0	398.0		a4_Z1E	210.7	258.2		a3_Z3E	174.0	262.6
	a9_Z1C	266.7	269.6								a4_Z3E		237.7	328.1	a5_Z3E
G15	a2_Z1C	143.0	305.7	G20	a6_Z1D	268.2	289.7	G26	a6_Z1E	287.3	310.7	G30	a6_Z3E	364.0	492.8
	a3_Z2D	180.8	235.8		a7_Z1D	324.2	362.4		a7_Z1E	347.8	350.1		a7_Z3E	534.7	725.9
	a4_Z1D	221.3	258.8		a8_Z1D	276.4	312.0		a8_Z1E	448.3	513.5		a8_Z3E	722.4	774.1
	a5_Z2C	232.4	256.6		a9_Z1D	291.6	298.1		a9_Z1E	428.8	486.9		a9_Z3E	682.8	757.8
G16	a6_Z2C	282.9	314.0	G22	a7_Z2D	431.9	466.8	G27	a3_Z2E	179.4	247.8				
	a7_Z2C	234.7	241.6		a8_Z2D	400.0	399.3		a4_Z2E	215.2	260.4				
	a8_Z2C	282.2	296.0		a9_Z2D	406.7	412.0		a5_Z2E	254.5	294.5				

**Tabla 26.** Cortes basales promedio.

Fuente: elaboración propia

La Tabla 26 resume los cortes promedios derivados de los registros considerados para las intensidades correspondientes al MCE y COLAPSO, los valores de corte basal máximo producto del IDA son algo similares a los determinados del análisis pushover (ver Tabla 23), donde para el caso de modelos de 1 a 8 niveles son superiores, es decir,  $V_{max_{DINÁMICO}} > V_{max_{ESTÁTICO}}$ , distinto para el caso de modelos de 12 y 16 niveles donde los cortes dinámicos son inferiores al obtenido del pushover. Estas diferencias se traducirán en variaciones del factor R, que será evaluado en la sección final de este capítulo.

c) Desplazamiento de piso

En cuanto a los desplazamientos de piso se aprecia son bastante simétricos hasta alturas de 6 niveles, para mayores alturas existe cierta variación en los últimos niveles (ver **anexo D**), asimismo modelos correspondientes a suelo D y E son los más demandados. Un parámetro importante son los máximos desplazamientos de techo (mediana), los cuales también se resumen para la intensidad al MCE y COLAPSO.

GRUPO	Id. arqt.	$\delta$ [cm]		GRUPO	Id. arqt.	$\delta$ [cm]		GRUPO	Id. arqt.	$\delta$ [cm]		GRUPO	Id. arqt.	$\delta$ [cm]	
		MCE	ULT			MCE	ULT			MCE	ULT			MCE	ULT
G10	a6_Z2B	11.3	15.6	G17	a1_Z3B	0.5	4.9	G24	a6_Z3D	8.0	13.1	G28	a6_Z2E	10.6	16.7
	a8_Z2B	17.7	22.7		a4_Z3C	5.6	10.5		a7_Z3D	12.3	16.6		a7_Z2E	12.9	16.8
	a9_Z2B	21.2	25.2		a5_Z3C	9.1	13.4		a8_Z3D	15.5	17.4		a8_Z2E	18.3	18.6
			a5_Z3D		7.9	12.6	a9_Z3D		19.5	19.7	a9_Z2E		23.3	30.3	
G14	a6_Z1C	16.2	18.5	G18	a8_Z3B	18.3	26.5	G25	a2_Z1E	1.1	7.6	G29	a1_Z3E	0.4	4.1
	a7_Z1C	16.0	20.8		a8_Z3C	23.1	25.3		a3_Z1E	4.7	10.8		a2_Z3E	1.3	7.1
	a8_Z1C	18.4	19.2		a9_Z3C	21.9	23.1		a4_Z1E	7.4	12.0		a3_Z3E	3.5	11.1
	a9_Z1C	22.1	21.9						a4_Z3E	5.9	17.4				
													a5_Z3E	8.5	21.1
G15	a2_Z1C	1.1	8.8	G20	a6_Z1D	13.5	16.4	G26	a6_Z1E	13.1	16.7	G30	a6_Z3E	8.1	15.2
	a3_Z2D	4.7	9.9		a7_Z1D	17.9	20.8		a7_Z1E	16.1	16.4		a7_Z3E	12.7	20.9
	a4_Z1D	7.1	12.0		a8_Z1D	21.0	26.4		a8_Z1E	20.4	29.3		a8_Z3E	20.3	23.9
	a5_Z2C	9.7	12.2		a9_Z1D	21.0	22.1		a9_Z1E	24.2	29.8		a9_Z3E	24.2	28.6
G16	a6_Z2C	11.9	17.3	G22	a7_Z2D	13.5	17.4	G27	a3_Z2E	5.0	10.0				
	a7_Z2C	15.3	17.1		a8_Z2D	19.7	20.0		a4_Z2E	7.2	11.7				
	a8_Z2C	18.7	20.0		a9_Z2D	22.06	22.373		a5_Z2E	8.3	12.7				

**Tabla 27.** Desplazamientos máximos medios de techo.

Fuente: elaboración propia

Los desplazamientos medios de techo se presentan en la tabla 27, aquí se observan valores similares en cada altura considerada, lógicamente los arquetipos correspondientes a suelo C, D y E se desplazan mayormente. Haciendo una comparación respecto a los desplazamientos últimos obtenido en el análisis pushover (ver Tabla 23 ) se aprecia son mayores al obtenido del IDA, esto significa que la estructura posee una ductilidad inferior ( $\delta u_{DINÁMICO} < \delta u_{ESTÁTICO}$ ), así, se puede hablar que el análisis pushover provee resultados más conservadores en términos de ductilidad, principalmente para modelos de 8, 12 y 16 niveles.

d) Rotaciones enlaces

Uno de los parámetros más importantes de los EBF es la rotación del enlace, tanto para cuantificación de la energía disipada como para evaluación de colapso. De los resultados presentados en el anexo D se observa que la mayoría de arquetipos a la intensidad del MCE los enlaces alcanzan 0.04 [rad], y en todos los casos alcanzan límite de 0.08 [rad] previo al colapso teórico establecidos por el AISC 341 para enlaces cortos; sin embargo, modelos de 12 y 16 son los que menores rotaciones presentan, lo cual significa que estas pudieran tener mayor capacidad donde el modelo no fue capaz de capturar adecuadamente. Respecto a la eficiencia y distribución de rotaciones en altura se nota mayores concentraciones en pisos intermedios, además los 2 últimos niveles presentan bajas rotaciones (<0.02 [rad]) en todos los casos; por tanto, el criterio asumido en el diseño por capacidad que todos los enlaces fluyen se confirma es altamente conservador y es un factor adicional a la excesiva sobrerresistencia principalmente para arquetipos de periodo corto.

Luego de haber estudiado los resultados del IDA, se puede saber que el margen existente a intensidades como el MCE y COLAPSO en los distintos parámetros de respuesta estructural mostrados son holgados para modelos de alturas inferiores a 8 niveles, contrario a modelos de 12 y 16 niveles donde los márgenes de seguridad estructural parecen ser muy limitados (i.e.,  $S_{MCE} \cong S_{ULT}$ ), tal y como ya se había evidenciado en las razones de márgenes de colapso (CMR) obtenidas en la sección precedente.

### 7.2.3 Resultados de evaluación de desempeño.

En secciones previas se ha discutido como simular el colapso estructural, calcular intensidad media de colapso,  $\bar{S}_{CT}$ , y la razón de margen de colapso,  $CMR$ . Sin embargo, el  $CMR$  obtenido no toma en cuenta la forma espectral discutida en la sección 6.2.2, la influencia de la forma espectral afecta la predicción de la capacidad de colapso y es ajustada a través del factor de forma espectral (SFF).

Usando la Ec. 6-2 se calcula la razón de margen de colapso ajustada,  $ACMR$ , que es la multiplicación del  $CMR$  (ver Tabla 25) y los SFF provistos por la metodología; así la tabla 28 presenta los valores resultantes del  $ACMR$  para marcos arriostrados excéntricos.

GRUPO	Id. arqt.	T[s]	CMR	$\overline{CMR}$	$\mu_T$	SFF	ACRM	$\overline{ACMR}$
G10	a6_Z2B	0.65	1.98		4.74	1.12	2.22	
	a8_Z2B	1.35	2.16	2.00	4.21	1.23	2.66	2.34
	a9_Z2B	1.67	1.86		3.75	1.24	2.31	
G14	a6_Z1C	0.69	1.94		4.28	1.12	2.17	
	a7_Z1C	0.91	1.79	1.61	3.45	1.14	2.04	1.78
	a8_Z1C	1.4	1.21		2.92	1.19	1.44	
	a9_Z1C	1.88	1.48	3.88	1.25	1.85		
G15	a2_Z1C	0.19	8.73		6.95	1.13	9.86	
	a3_Z2D	0.34	4.16	4.22	4.70	1.24	5.16	4.93
	a4_Z1D	0.43	2.23		4.95	1.25	2.79	
	a5_Z2C	0.51	1.74	4.38	1.09	1.90		
G16	a6_Z2C	0.57	1.97		5.49	1.11	2.19	
	a7_Z2C	0.84	1.38	1.55	3.80	1.14	1.57	1.77
	a8_Z2C	1.3	1.30	3.26	1.19	1.55		
G17	a1_Z3B	0.12	13.51		7.64	1.14	15.40	
	a4_Z3C	0.38	2.05	5.00	5.05	1.1	2.26	5.73
	a5_Z3C	0.48	2.08		4.74	1.1	2.29	
	a5_Z3D	0.44	2.35	5.46	1.27	2.99		
G18	a8_Z3B	1.2	2.63		4.36	1.21	3.18	
	a8_Z3C	1.16	1.91	1.94	3.95	1.18	2.26	2.35
	a9_Z3C	1.52	1.29	4.15	1.25	1.61		
G20	a6_Z1D	0.6	1.46		5.22	1.27	1.85	
	a7_Z1D	0.77	1.67	1.58	4.83	1.31	2.18	2.13
	a8_Z1D	1.3	1.74		4.37	1.37	2.39	
	a9_Z1D	1.72	1.46	4.37	1.42	2.08		
G22	a7_Z2D	0.64	1.70		4.36	1.25	2.12	
	a8_Z2D	1.11	1.35	1.43	4.78	1.36	1.83	1.87
	a9_Z2D	1.55	1.25	2.94	1.32	1.65		
G24	a6_Z3D	0.463	1.98		5.48	1.26	2.49	
	a7_Z3D	0.6	1.91	1.69	4.56	1.26	2.41	2.18
	a8_Z3D	0.93	1.68		4.60	1.3	2.18	
	a9_Z3D	1.41	1.18	4.29	1.39	1.64		
G25	a2_Z1E	0.19	7.48		7.07	1.3	9.72	
	a3_Z1E	0.35	3.85	4.65	4.69	1.24	4.77	5.95
	a4_Z1E	0.42	2.63	5.47	1.27	3.34		
G26	a6_Z1E	0.6	1.82		4.98	1.27	2.31	
	a7_Z1E	0.73	1.48	1.72	4.63	1.28	1.90	2.27
	a8_Z1E	1.03	2.00		4.43	1.33	2.67	
	a9_Z1E	1.48	1.57	3.99	1.4	2.20		
G27	a3_Z2E	0.35	4.86		5.77	1.27	6.18	
	a4_Z2E	0.39	2.17	3.01	4.84	1.24	2.69	3.79
	a5_Z2E	0.46	2.00	4.91	1.25	2.50		

GRUPO	Id. arqt.	T[s]	CMR	CMR	$\mu_T$	SFF	ACRM	ACMR
G28	a6_Z2E	0.53	2.30		5.35	1.25	2.88	
	a7_Z2E	0.63	1.56	1.56	4.24	1.25	1.95	2.00
	a8_Z2E	0.94	1.26		4.78	1.3	1.64	
	a9_Z2E	1.36	1.13		4.00	1.36	1.54	
G29	a1_Z3E	0.12	13.90		7.26	1.3	18.06	
	a2_Z3E	0.2	8.87		7.06	1.3	11.53	
	a3_Z3E	0.33	5.18	7.07	5.62	1.26	6.52	9.09
	a4_Z3E	0.37	3.66		5.32	1.25	4.58	
	a5_Z3E	0.43	3.76		5.66	1.26	4.73	
G30	a6_Z3E	0.46	2.59		5.28	1.25	3.24	
	a7_Z3E	0.58	2.23	2.10	4.46	1.26	2.81	2.71
	a8_Z3E	0.811	2.02		4.04	1.27	2.57	
	a9_Z3E	1.28	1.58		4.78	1.4	2.21	

**Tabla 28.** Resumen del margen de colapso ajustado.

Fuente: elaboración propia

Adicionalmente a la cuantificación de  $ACMR$ , la incertidumbre de colapso total del sistema,  $\beta_{TOT}$  es también necesaria. Para ello se calculan las incertidumbres compuestas:

- Calidad de los requerimientos de diseño,  $\beta_{DR}$ : es categorizado como *superior (A)*, ya que se usó para el diseño los requerimientos del código AISC 341, AISC 360 y la norma NCh433 que representan muchos años de desarrollo e incluyen lecciones aprendidas de grandes terremotos. Consecuentemente  $\beta_{DR} = 0.1$  (ver Tabla 19).
- Calidad de los datos experimentales,  $\beta_{TD}$ : la calidad de los datos se consideran *buenos (B)*, porque el principal elementos de los EBF como el enlace está calibrado acorde a estudios experimentales detallados en la sección 5.1.3, por otra parte no se puede otorgar una categoría superior pues los restantes elementos no se han calibrado considerando permanecen lineales y evidenciado en secciones previas . Como resultado  $\beta_{TD} = 0.2$  (ver Tabla 20).
- Calidad de los modelos,  $\beta_{MDL}$ : los modelos no lineales se consideran *buenos (B)*, debido a que no se consideran modelos explícitos de degradación y por tanto no se simular otros posibles modos de falla, sino únicamente modos de falla no simulados. Por tanto, se otorga  $\beta_{MDL} = 0.2$  (ver Tabla 21)
- Incertidumbre registro a registro,  $\beta_{RTR}$ : se define como un valor constante en todos los casos debido a que  $\mu_T \geq 3$ , por tanto, desde la Ec. 6-3,  $\beta_{RTR} = 0.4$ .

Desde la Ec. 6-4 se calcula la incertidumbre total de colapso,  $\beta_{TOT}$  y a través del mismo es posible determinar los valores aceptables de la razón de margen de colapso,  $ACMR_{10\%}$  y  $ACMR_{20\%}$  referido en la Tabla 22.

GRUPO	Id. arqt.	T[s]	CMR	$\overline{CMR}$	$\mu_T$	SFF	ACRM	$\overline{ACMR}$	Combinación de incertidumbres					ACMR <sub>10%</sub>	Criterio aceptación		
									$\beta_{RTR}$	$\beta_{DR}$	$\beta_{TD}$	$\beta_{MDL}$	$\beta_{TOT}$		ACMR <sub>20%</sub>		
G10	a6_Z2B	0.65	1.98		4.74	1.12	2.22		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a8_Z2B	1.35	2.16	2.00	4.21	1.23	2.66	2.34	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a9_Z2B	1.67	1.86		3.75	1.24	2.31		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
G14	a6_Z1C	0.69	1.94		4.28	1.12	2.17		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a7_Z1C	0.91	1.79	1.61	3.45	1.14	2.04	1.78	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	NO CUMPLE	1.52	OK
	a8_Z1C	1.4	1.21		2.92	1.19	1.44		0.39	0.1	0.2	0.2	0.49		1.52	NO CUMPLE	
	a9_Z1C	1.88	1.48		3.88	1.25	1.85		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
G15	a2_Z1C	0.19	8.73		6.95	1.13	9.86		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a3_Z2D	0.34	4.16	4.22	4.70	1.24	5.16	4.93	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a4_Z1D	0.43	2.23		4.95	1.25	2.79		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a5_Z2C	0.51	1.74		4.38	1.09	1.90		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
G16	a6_Z2C	0.57	1.97		5.49	1.11	2.19		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a7_Z2C	0.84	1.38	1.55	3.80	1.14	1.57	1.77	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	NO CUMPLE	1.52	OK
	a8_Z2C	1.3	1.30		3.26	1.19	1.55		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
G17	a1_Z3B	0.12	13.51		7.64	1.14	15.40		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a4_Z3C	0.38	2.05	5.00	5.05	1.1	2.26	5.73	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a5_Z3C	0.48	2.08		4.74	1.1	2.29		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a5_Z3D	0.44	2.35		5.46	1.27	2.99		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
G18	a8_Z3B	1.2	2.63		4.36	1.21	3.18		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a8_Z3C	1.16	1.91	1.94	3.95	1.18	2.26	2.35	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a9_Z3C	1.52	1.29		4.15	1.25	1.61		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
G20	a6_Z1D	0.6	1.46		5.22	1.27	1.85		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a7_Z1D	0.77	1.67	1.58	4.83	1.31	2.18	2.13	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a8_Z1D	1.3	1.74		4.37	1.37	2.39		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a9_Z1D	1.72	1.46		4.37	1.42	2.08		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
G22	a7_Z2D	0.64	1.70		4.36	1.25	2.12		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	
	a8_Z2D	1.11	1.35	1.43	4.78	1.36	1.83	1.87	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	NO CUMPLE	1.52	OK
	a9_Z2D	1.55	1.25		2.94	1.32	1.65		0.39	0.1	0.2	0.2	0.50		1.52	OK	

GRUPO	Id. arqt.	T[s]	CMR	$\overline{CMR}$	$\mu_T$	SFF	ACRM	$\overline{ACMR}$	Combinación de incertidumbres					ACMR <sub>10%</sub>	Criterio aceptación		
									$\beta_{RTR}$	$\beta_{DR}$	$\beta_{TD}$	$\beta_{MDL}$	$\beta_{TOT}$		$\overline{ACMR}_{20\%}$		
G24	a6_Z3D	0.463	1.98	1.69	5.48	1.26	2.49	2.18	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a7_Z3D	0.6	1.91		4.56	1.26	2.41		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a8_Z3D	0.93	1.68		4.60	1.3	2.18		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a9_Z3D	1.41	1.18		4.29	1.39	1.64		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
G25	a2_Z1E	0.19	7.48	4.65	7.07	1.3	9.72	5.95	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a3_Z1E	0.35	3.85		4.69	1.24	4.77		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a4_Z1E	0.42	2.63		5.47	1.27	3.34		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
G26	a6_Z1E	0.6	1.82	1.72	4.98	1.27	2.31	2.27	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a7_Z1E	0.73	1.48		4.63	1.28	1.90		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a8_Z1E	1.03	2.00		4.43	1.33	2.67		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a9_Z1E	1.48	1.57		3.99	1.4	2.20		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
G27	a3_Z2E	0.35	4.86	3.01	5.77	1.27	6.18	3.79	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a4_Z2E	0.39	2.17		4.84	1.24	2.69		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a5_Z2E	0.46	2.00		4.91	1.25	2.50		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
G28	a6_Z2E	0.53	2.30	1.56	5.35	1.25	2.88	2.00	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a7_Z2E	0.63	1.56		4.24	1.25	1.95		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a8_Z2E	0.94	1.26		4.78	1.3	1.64		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a9_Z2E	1.36	1.13		4.00	1.36	1.54		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
G29	a1_Z3E	0.12	13.90	7.07	7.26	1.3	18.06	9.09	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a2_Z3E	0.2	8.87		7.06	1.3	11.53		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a3_Z3E	0.33	5.18		5.62	1.26	6.52		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a4_Z3E	0.37	3.66		5.32	1.25	4.58		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a5_Z3E	0.43	3.76		5.66	1.26	4.73		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
G30	a6_Z3E	0.46	2.59	2.10	5.28	1.25	3.24	2.71	0.4	0.1	0.2	0.2	0.50	1.9	OK	1.52	OK
	a7_Z3E	0.58	2.23		4.46	1.26	2.81		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a8_Z3E	0.811	2.02		4.04	1.27	2.57		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK
	a9_Z3E	1.28	1.58		4.78	1.4	2.21		0.4	0.1	0.2	0.2	0.50			1.52	OK

**Tabla 29.** Ajuste de razones de márgenes de colapso y criterios de aceptación para EBF.  
Fuente: elaboración propia

En la sección 6.2.4 se definió los objetivos de desempeño como: (1) condición de probabilidad de colapso del 20% para cada arquetipo y (2) condición de probabilidad del 10% para cada grupo de desempeño; la tabla 29 resume los parámetros estudiados y si el sistema resistente a fuerzas sísmicas (EBF) cumple las criterios de aceptación del FEMA P695.

De los resultados presentados es evidente que los grupos de desempeño que contienen arquetipos de 1 a 5 niveles presentan mayores márgenes de colapso ( $ACMR > 5$ ) y cumplen el criterio de aceptación tanto para grupo e individual. Por otra parte, hay grupos y arquetipos individuales que no cumplen el criterio, estos pertenecen al grupo G14, G16 y G22, donde los arquetipos de 12 y 16 niveles presentan los CMR's más bajos.

De estos resultados se puede decir que los factores de modificación de respuesta estructural, R, provistos por la NCh433 son altamente conservadores para edificios hasta 5 niveles, pero para el caso de 12 y 16 niveles sería necesario proveer mayor sobrerresistencia. La metodología específica que al no cumplirse sus criterios de aceptación debería seleccionarse otro R, y realizar nuevamente todo el desarrollo, es decir es un proceso iterativo.

Debido a que la adopción y posterior verificación de un nuevo R está fuera del alcance de esta investigación no se lo realizará; desde otra perspectiva la siguiente opción es limitar la altura de este sistema estructural a 12 niveles, pues se tiene certeza que el R adoptado es el correcto. De todo lo antes mencionado a juicio del autor el factor de modificación de respuesta estructural R, adoptado en la NCh433 es el correcto pues únicamente el 2% de la permuta de arquetipos no cumple el criterio.

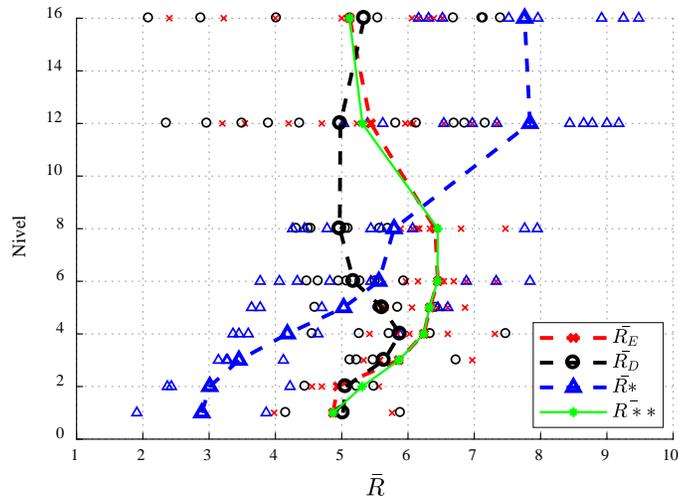
#### **7.2.4 Evaluación final de los factores de desempeño sísmico.**

A este punto, los factores de modificación de respuesta se consideran adecuados ya que se cumplen las dos condiciones: (1)  $\overline{ACMR}_i \geq ACMR_{10\%}$  como criterio de grupo de desempeño y (2)  $ACMR_i \geq ACMR_{20\%}$  para arquetipos individuales, con la excepción de un caso puntual. Otra manera de evaluación del factor de modificación de respuesta es con el procedimiento aplicado para el caso de análisis no lineal estático, es decir el uso de la Ec. 3-16 ( $R = R_u \Omega_0$ ), con la salvedad que  $V_{max}$  es el corte basal máximo (no lineal dinámico) promedio de los registros considerados a la intensidad de colapso.

GRUPO	Id. arqt.	VE		$\Omega$	$R_u$	$R_D$	GRUPO	Id. arqt.	VE		$\Omega$	$R_u$	$R_D$
		[tonf]	$V_{maxDIM}$						[tonf]	$V_{maxDIM}$			
G10	a6_Z2B	214.2	267.7	6.3	0.80	<b>5.08</b>	G17	a1_Z3B	62.9	206.3	19.3	0.31	<b>5.89</b>
	a8_Z2B	208.8	293.1	3.3	0.71	<b>2.36</b>		a4_Z3C	392.4	269.2	4.4	1.46	<b>6.34</b>
	a9_Z2B	217.5	351.5	3.4	0.62	<b>2.09</b>		a5_Z3C	451.6	271.7	3.5	1.66	<b>5.85</b>
G14	a6_Z1C	205.2	261.9	7.1	0.78	<b>5.56</b>	G18	a5_Z3D	597.3	322.9	3.5	1.85	<b>6.42</b>
	a7_Z1C	200.9	264.9	5.9	0.76	<b>4.50</b>		a8_Z3B	311.6	378.8	3.6	0.82	<b>2.97</b>
	a8_Z1C	193.6	223.7	4.0	0.87	<b>3.50</b>		a8_Z3C	485.9	408.5	3.7	1.19	<b>4.37</b>
	a9_Z1C	201.6	269.6	3.9	0.75	<b>2.88</b>		a9_Z3C	520.7	398.0	3.1	1.31	<b>4.02</b>
G15	a2_Z1C	76.68	305.7	21.9	0.25	<b>5.49</b>	G20	a6_Z1D	347.1	289.7	4.4	1.20	<b>5.28</b>
	a3_Z2D	258.2	235.8	6.1	1.10	<b>6.73</b>		a7_Z1D	435.2	362.4	3.6	1.20	<b>4.32</b>
	a4_Z1D	247.6	258.8	7.8	0.96	<b>7.48</b>		a8_Z1D	433.5	312.0	4.4	1.39	<b>6.13</b>
	a5_Z2C	329.0	256.6	4.4	1.3	<b>5.6</b>		a9_Z1D	359.8	298.1	4.3	1.2	<b>5.1</b>
G16	a6_Z2C	352.9	314.0	4.9	1.12	<b>5.51</b>	G22	a7_Z2D	698.9	466.8	3.4	1.50	<b>5.10</b>
	a7_Z2C	334	241.6	4.1	1.38	<b>5.70</b>		a8_Z2D	664.1	399.3	4.0	1.66	<b>6.70</b>
	a8_Z2C	321.9	296.0	3.6	1.09	<b>3.90</b>		a9_Z2D	704.3	412.0	4.2	1.71	<b>7.12</b>
G24	a6_Z3D	699.9	414.2	3.5	1.69	<b>5.94</b>	G28	a6_Z2E	522.1705	400.8	3.6	1.30	<b>4.65</b>
	a7_Z3D	959.1	580.5	3.4	1.65	<b>5.58</b>		a7_Z2E	736.7646	497.8	3.4	1.48	<b>5.06</b>
	a8_Z3D	1078.4	509.6	3.4	2.12	<b>7.17</b>		a8_Z2E	1120.566	485.8	3.0	2.31	<b>6.86</b>
	a9_Z3D	915.9	445.2	3.3	2.06	<b>6.69</b>		a9_Z2E	1303.3	527.7	3.0	2.47	<b>7.40</b>
G25	a2_Z1E	77.4	304.4	17.5	0.25	<b>4.45</b>	G29	a1_Z3E	56.62364	208.9	15.3	0.27	<b>4.16</b>
	a3_Z1E	149.3	226.9	7.8	0.66	<b>5.13</b>		a2_Z3E	158.99	264.9	7.9	0.60	<b>4.72</b>
	a4_Z1E	220.8	258.2	6.7	0.86	<b>5.72</b>		a3_Z3E	284.8204	262.6	4.8	1.08	<b>5.23</b>
G26	a6_Z1E	353.9	310.7	4.4	1.14	<b>4.96</b>		a4_Z3E	400.5871	328.1	3.7	1.22	<b>4.56</b>
	a7_Z1E	507.6	350.1	3.4	1.45	<b>4.96</b>		a5_Z3E	533.8	393.3	3.4	1.36	<b>4.60</b>
	a8_Z1E	761.1	513.5	3.3	1.48	<b>4.96</b>	G30	a6_Z3E	642.4796	492.8	3.4	1.30	<b>4.48</b>
	a9_Z1E	762.7	486.9	3.5	1.57	<b>5.55</b>		a7_Z3E	970.24	725.9	3.4	1.34	<b>4.54</b>
G27	a3_Z2E	223.6	247.8	6.1	0.90	<b>5.48</b>	a8_Z3E	1554.135	774.1	2.9	2.01	<b>5.82</b>	
	a4_Z2E	322.5	260.4	4.3	1.24	<b>5.27</b>	a9_Z3E	1897.68	757.78	2.85	2.50	<b>7.14</b>	
	a5_Z2E	425.6	294.5	3.8	1.45	<b>5.50</b>							

**Tabla 30.** Factores de modificación de respuesta estructural R.  
Fuente: elaboración propia

Los datos obtenidos muestran que existen factores de reducción por ductilidad,  $R_u$ , inferiores a la unidad, esto conlleva a que el corte de diseño elástico es inferior a corte basal dinámico ( $V_E < V_{maxDIM}$ ), y a su vez implica un comportamiento elástico ante la demanda sísmica de la NCh433 principalmente para modelos de 1,2 y 3 niveles.



**Figura 37.** Comparación factores de modificación, R.  
Fuente: elaboración propia

De los resultados del análisis no lineal estático y dinámico se presenta la Figura 37, aquí  $R_E$ ,  $R_D$ ,  $R^*$  y  $R^{**}$  simbolizan los factores de modificación respuesta del análisis no lineal estático, dinámico, factor reducción de NCh433 y su corrección con corte máximo y mínimo respectivamente. Aquí nuevamente se confirma que la norma NCh433 es conservadora para estructuras inferiores a 5 niveles (i.e.,  $R_D > R^*$ ), y los factores dinámicos no varían considerablemente respecto a los estáticos; un punto destacable es que los  $R_D$  obtenidos tienen un patrón constante alrededor de 5.5 y únicamente  $R_D = R^*$  para arquetipos de 6 niveles; por otro lado se observa alta dispersión de valores para edificios de 12 y 16 niveles donde destaca que  $R_D < R^*$  en la mayoría de casos. De estos resultados se evidencia que edificios con alturas superiores a 8 niveles podrían poseer limitada capacidad de incursionar en el rango inelástico contrario a lo establecido en la NCh433, por tanto, para sistemas como EBF a estas alturas se requiere dotar mayor sobrerresistencia. No obstante, al cumplir el criterio del FEMA se considera  $R=10$  usado inicialmente es el correcto.

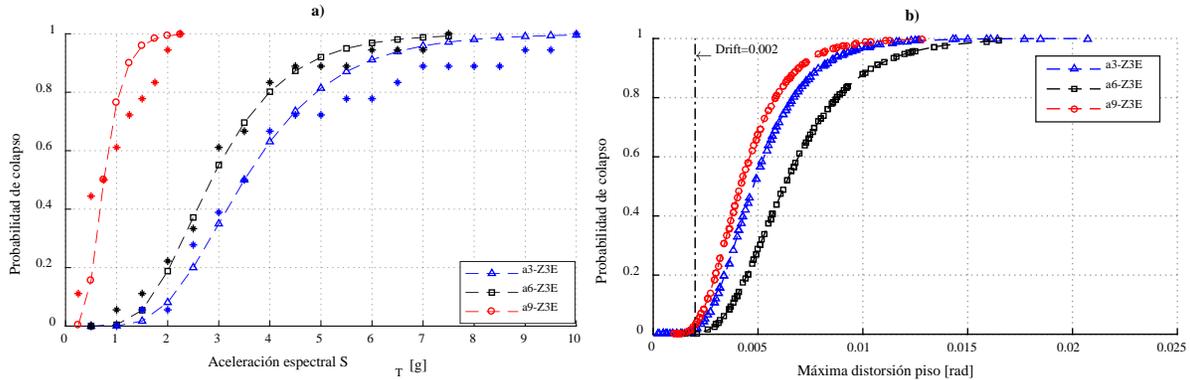
Por otra parte, como se discutió en la sección 6.2.5 la metodología específica que el valor de sobrerresistencia,  $\Omega$ , debe ser tomado al menos como el valor mayor promedio,  $\bar{\Omega}$ , desde algún grupo de desempeño. Desde la Tabla 25 el mayor valor promedio es  $\Omega=10,6$  correspondiente a arquetipos menores 5 niveles, y  $\Omega=5.23$  para arquetipos de 6 a 16 niveles; no obstante, la metodología limita este valor a 3. En consecuencia, el valor final de sobrerresistencia final provisto es  $\Omega=3$ .

Finalmente, respecto al factor de amplificación de desplazamientos,  $C_d$ , se lo determina por el uso de la Ec. 3- 14 y son resumidos en los resultados pushover (ver Tabla 23); la metodología no da un procedimiento claro para obtener su valor al tener varios grupos de desempeño, pero es posible aplicar el mismo criterio usado para el factor de sobrerresistencia, consecuentemente tomando el mayor valor promedio de grupo  $C_d=5.5$  para arquetipos de menores a 5 niveles y  $C_d=2.5$  para más de 6 niveles; finalmente el valor final podría ser  $C_d=5.5$  para el caso de EBF.

### 7.2.5 Curvas de fragilidad.

Como parte final del capítulo se determinan curvas de fragilidad a través de una función de distribución acumulada (lognormal) desde los resultados del análisis dinámico incremental para casos específicos previamente mostrados en la figura 34; es decir, para modelos de 3,6 y 16 niveles y además para zonas de máxima demanda sísmica.

Las curvas de fragilidad son definidas por la intensidad media de colapso,  $\bar{S}_{CT}$ , y la desviación estándar del logaritmo natural,  $\beta_{RTR}$ ; la metodología específica que únicamente  $\bar{S}_{CT}$  es calculada, mientras  $\beta_{RTR}$  es un valor fijo de 0.4.



**Figura 38.** Curvas de fragilidad: a) aceleración espectral; b) deriva máxima piso  
Fuente: elaboración propia

Para determinar las curvas de fragilidad es necesario realizar un IDA completo, es decir con todo el conjunto de registros. Las curvas de fragilidad de estos casos concretos de estudio se muestran en la Figura 38 a) y b): la figura (a) se refiere a la probabilidad de colapso en función de la aceleración espectral, donde los arquetipos de mayor altura son más propensas al colapso teórico, por ejemplo, para un  $S_T = 1$  la probabilidad de colapso es 70, 1 y 0 % para arquetipos de 16, 6 y 3 niveles respectivamente, asimismo edificios inferiores a 6 niveles en teoría podrían soportar daños del 20% para aceleraciones excepcionales de 2 [g]. Por otra parte, la fragilidad estructural en la figura (b) sensible a la máxima distorsión de piso el riesgo de colapso aumenta con la altura, como ejemplo para derivas de 0.002 [rad] la probabilidad de colapso es 3.5, 1.5 y 0.1% para modelos de 9, 3 y 6 niveles, lo cual es ínfimo teniendo presente a este nivel de distorsión corresponde el MCE.

## CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1 Resumen y conclusiones.

Las estructuras de acero han evolucionado por varias décadas derivado de la experiencia del sector de la construcción e investigaciones entorno a su adecuado uso. De esto se han derivados distintos sistemas estructurales en acero como los marcos arriostrados excéntricos, este sistema combina las ventajas de los marcos no arriostrados que son relativamente flexibles (i.e., diseño generalmente controlado por limitaciones de distorsiones de piso) y los marcos arriostrados concéntricos que presentan una situación inversa (i.e., una elevada rigidez lateral).

Esta investigación se concentra en marcos arriostrados excéntricos (EBF) con disposición de arriostramientos tipo chevrón, donde predomina el comportamiento del enlace “corto” ( $\gamma < 0.08$  [rad]); el objetivo de este trabajo es estudiar el desempeño sísmico de este sistema y evaluar los factores de desempeño sísmico ( $R$ ,  $\Omega$  y  $C_d$ ), donde únicamente el factor de modificación de respuesta estructural,  $R$  está preestablecido en la norma Chilena de diseño sísmico (NCh433). Para cumplir con este propósito se realizó el diseño sísmico del sistema estructural considerando todas las zonas sísmicas (I,II, y III), tipos de suelos (A,B,C,D y E) y diferentes alturas (1,2,3,4,5,6,8,12 y 16 niveles), dando una permuta de 135 modelos estructurales. El dimensionamiento de los distintos elementos se basó en las normativas del AISC 360 y AISC 341 empleando el criterio del diseño por capacidad, posteriormente se realizó una selección de casos que son derivados a la siguiente etapa de análisis (i.e., no lineal estático y dinámico); los casos finales disgregados fueron 55, donde los modelos de mayor altura fueron más estudiados.

Asimismo, para cumplir con el objetivo de evaluación de desempeño se emplea la metodología “Quantification of Buildings Seismic Performance Factors” (FEMA P695), el cual permite cuantificar de una manera confiable de desempeño de sistemas resistentes a fuerzas; esta metodología usa procedimientos no lineales aplicados a un conjunto de arquetipos, para ello se conforman 15 grupos de desempeño separados en arquetipos de altura bajos y altos. Para el desarrollo de los modelos no lineales se emplea la plataforma Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) tanto para el análisis no lineal estático y dinámico; en cuanto al modelo no lineal se hace especial énfasis en el comportamiento del enlace, para ello se usa el modelo analítico de Radaman y Ghoborah [10] calibrado exclusivamente para enlaces cortos.

Continuando con la metodología se determinan los factores de desempeño sísmico resultantes del análisis pushover y se define la aceptabilidad del factor de modificación estructural,  $R$ , producto del análisis no lineal dinámico. La adopción de  $R$  es evaluada en términos de la razón de margen de colapso,  $CMR$ , y este a su vez en función de intensidad media de colapso,  $S_{CT}$ , y la intensidad del máximo terremoto, MCE (estimada por la NCh2745). Una vez realizada la investigación se presentan las siguientes conclusiones relevantes.

1. Respecto al diseño estructural de los 135 modelos de EBF se logró cumplir con los criterios sísmicos de la NCh433 y además las disposiciones del capítulo F3 del AISC 341, en donde el principal elemento que condiciona las solicitaciones hacia los demás elementos fue la sección adoptada del enlace.

En lo correspondiente a distorsiones de piso límites ( $< 0.002$  [rad]), se cumplieron en todos los casos, sin embargo, modelos de 1 a 5 niveles alcanzaron distorsiones inferiores a 0.001

[rad] generalmente; contrariamente modelos de 12 y 16 niveles fueron los más demandados y cercanas al límite de la NCh433. El diseño definitivo de los distintos arquetipos en muchos casos fue condicionado por los requerimientos de elementos de alta ductilidad (AISC 341), en especial para arquetipos de 1,2 y 3 niveles, de igual manera en estos casos gobernó el corte basal máximo; contrariamente para el caso de modelos de 12 y 16 pisos el corte basal mínimo controló el diseño debido a su relativo alto periodo ( $T > 1$  [seg]).

Otro aspecto importante fue el comportamiento del enlace pues los criterios sísmicos como rotaciones límites ( $< 0.08$  [rad]) y longitud  $e \leq 1.6M_p/V_p$  para enlaces cortos se cumplieron en todos los casos, no obstante se notó que en la mayoría de casos el diseño no fue óptimo ya que el corte nominal asignado ( $\phi V_n$ ) fue muy superior al corte requerido ( $V_u$ ), esto debido a que el catálogo de elementos (vigas W) no posee gran variedad espesores de alma ( $t_w$ ); como consecuencia el corte ajustado del enlace ( $V_{link}$ ) aumenta y este a su vez incrementa las solicitaciones en los demás elementos acorde al diseño por capacidad, lo cual es negativo en términos económicos

En cuanto a los parámetros estructurales globales se observaron coeficientes sísmicos mínimos del 5% para arquetipos de suelo A, B, C y zonas sísmicas I, para el caso de suelos D, E y zonas 2 y 3 se alcanzaron como máximo 15% del peso sísmico; por otra parte, la variación de periodo mínimo y máximo osciló entre 0.1 y 1.7 [s] respectivamente.

2. La adopción del número final grupos de desempeño obedece al criterio de iguales secciones, es decir se eliminaron los arquetipos que poseen secciones transversales similares, además se dio prioridad arquetipos de alta demanda sísmica; estructuras de 1,2,3,4 y 5 niveles presentaron diseños prácticamente uniforme, en consecuencia se trabajó con 4 y 11 grupos considerados de menor y mayor altura respectivamente.
3. El modelo no lineal del enlace utilizado (i.e., Radaman y Ghoborah) correspondiente a materiales de acero A992 se adaptó favorablemente también para aceros A36; este fue calibrado a través de los ensayos experimentales realizados por Hjelmstad y a través de un modelo analítico desarrollado en Opensees. De esto se concluye que el uso de esta curva envolvente está justificado en análisis no lineales de EBF con enlaces cortos para su uso en Opensees u otro software.
4. Los análisis no lineales estáticos (pushover) realizados evidencian que todos los arquetipos poseen una adecuada ductilidad ( $\mu_T > 3$ ); además, los factores de sobrerresistencia se mantienen constantes ( $\Omega=3.5$ ) para alturas de 5 a 16 niveles en promedio, no obstante, para alturas inferiores a estas se alcanzaron valores considerablemente mayores ( $5 < \Omega < 15$ ). Por otro lado, el factor de modificación de respuesta estructural exhibe que no se ajusta al  $R^*$  provisto por la NCh433, es decir para modelos hasta 8 niveles  $R > R^*$  y para modelos mayor a este número de pisos  $R < R^*$ , lo que implica que la NCh433 subestima la capacidad inelástica de la estructura para periodos cortos y sobrestima la capacidad para periodos altos. Los factores de amplificación de desplazamientos fueron:  $C_d=5.5$  y  $C_d=2.5$  para arquetipos baja y gran altura respectivamente.

Desde las curvas de capacidad se sabe que las demandas sísmicas acorde a la NCh433 llevan a las distintas estructuras al rango no lineal en la mayoría de casos, pues el desplazamiento

objetivo es mayor al de fluencia ( $\delta_t > \delta_{y_{eff}}$ ), sin embargo hay pocos casos como arquetipos de 1 y 2 niveles donde la demanda se ubica en la zona elástica de la curva de capacidad (pushover), danto cuenta la ingente sobrerresistencia a estos niveles.

Desde todos los análisis no lineales se pudo corroborar el correcto desempeño sísmico de los EBF, es decir, se observaron grandes deformaciones inelásticas en enlaces mientras los elementos como columnas, diagonales y vigas fuera del enlace permanecen elásticos, cumpliendo la filosofía del AISC 341.

5. El análisis dinámico incremental confirmó los resultados de análisis pushover, en otras palabras, se obtuvieron valores de CMR de 4 a 7 para arquetipos de hasta 3 niveles y CMR cercanos a 1 para modelos de 12 y 16 niveles; esto confirma que si bien es cierto las estructuras diseñadas con la NCh433 proveen adecuada capacidad de resistir grandes terremotos, producen elevadas sobrerresistencias para modelos de bajo periodo. La variación del factor de modificación de respuesta estructural, R, fue similar al obtenido del análisis pushover, salvo que fue más consistente en altura con un promedio de  $R=5.5$ .

La determinación de la intensidad al máximo terremoto considerado MCE para suelo D y E no están definidos claramente, no obstante, se usó el mismo patrón de escalamiento para otros suelos definidos en la norma de aislación sísmica NCh2745. La incertidumbre de la intensidad al MCE para suelos D y E juega un papel importante en el valor final CMR, por tanto, se deja planteado que los resultados de evaluación de colapso podrían variar si se cambian esas intensidades.

Los IDA realizados fueron simplificados, únicamente se llevaron al colapso (i.e.,  $\gamma > 0.08$  [rad]) 9 de los 18 registros considerados; el hacerlo con esta premisa hace que el valor final del CMR sea altamente condicionado al número y elección de los registros empleados. En esta investigación se usaron únicamente los primeros 9 registros (aleatorios), sin embargo, la metodología contempla 22; por esta razón los valores del CMR obtenidos podrían variar si se cumple a rigor lo antes dicho.

La evaluación de desempeño acorde al FEMA P695 fue satisfactoria, salvo para casos puntuales como el a8\_Z1C donde el criterio de aceptación individual ( $ACMR_{20\%}$ ) no fue satisfecho, asimismo para el caso de grupos de desempeño ( $ACMR_{10\%}$ ): G14, G16 y G22 tampoco fue satisfactorio; pese a estas excepciones y que las razones de margen de colapso ( $ACMR$ ) están muy cercanas a su criterio de aceptación, a juicio del autor el desempeño de los EBF es el apropiado.

Los valores de los factores de desempeño sísmico obtenidos aplicando los criterios del FEMA P695 son:  $\Omega=3$ , que es el máximo valor permitido por la metodología y es superior al establecido por la norma Americana ASCE/SEI 7-10 de  $\Omega=2$ , ratificando la diferencia entre la demanda y restricciones producto de aplicación de la NCh433; asimismo, los factores de modificación de respuesta  $R=10$  se considera correcto, aunque no óptimo para estructuras menores a 5 niveles; finalmente el valor del factor de amplificación de desplazamientos es  $Cd=5.5$  de igual manera superior al valor de la norma americana ( $Cd=4$ ). En consecuencia, todos los factores de desempeño sísmico están controlados por los grupos pertenecientes a bajas alturas.

6. Las curvas de fragilidad construidas para 3 arquetipos (3, 6 y 16 niveles) sujetos a máxima demanda muestran que a intensidades como el MCE las estructuras tienen bajas probabilidades de colapso (<5%), con excepción de estructuras de 16 niveles, donde para aceleraciones inferiores a 0.5 [g] la probabilidad de colapso podría alcanzar hasta un 20%. Resultados similares se evidenciaron respecto a las máximas derivas de piso, en todos los casos para derivas de 0.002 [rad] las probabilidades de colapso son inferiores al 5%, confirmando la resiliencia estructural de las estructuras Chilenas y este sistema estructural en específico.
7. De los resultados obtenidos es posible que este sistema deba ser restringido hasta 10 niveles donde se asegura un adecuado desempeño; sin embargo, no se puede asegurarlo pues aún existe incertidumbre para pisos superiores y se requiere mayores casos de estudio en torno a la configuración, cargas, demandas (MCE) y materiales.

## **8.2 Recomendaciones y líneas de investigación futuras.**

- El uso de marcos arriostrados excéntricos no se ha desarrollado en Chile, principalmente a nivel residencial; por tal motivo sería adecuado iniciar un programa piloto de construcción de este sistema a fin de comparar su desempeño en un futuro terremoto.
- Respecto al dimensionamiento, se recomienda el uso de secciones armadas (soldadas) para elementos del enlace, esto porque se evidenció que pequeños cambios en el espesor ( $t_w$ ) del alma producen cambios considerables en las resistencias requeridas en columnas y diagonales. El uso de secciones diferentes para cada nivel y/o enlaces reemplazables podrían ser opciones para mejorar y optimizar el desempeño de los EBF.
- Así mismo sería adecuado proveer al modelo no lineal modos de colapso explícitos, como el de Lignos y Krawinkler, el cual considera degradación de rigidez y resistencia dado que se encuentra disponible en la librería de Opensees.
- Sería adecuado realizar IDA completos para casos puntuales y considerando todos los pares de registros establecidos en el FEMA P695, con la limitación que se requieren grandes capacidades de cálculo y procesamiento de los ordenadores.
- Respecto al análisis no lineal de respuesta en el tiempo y los problemas de convergencia propios de cada método de solución se da algunas pautas para evitar problemas: (1) los pasos de tiempo mínimos adecuados son 0.01 [s], para el caso de modelos mayor a 12 niveles se recomienda usar 0.005 [s]; (2) el escalar un registro a grandes intensidades ( $ST > 3$ ) genera peaks en el registro (PGA), por tanto, es aconsejable determinar el potencial destructivo y usar los más destructivos; (3) es prudente usar límite de tolerancia de  $1E-5$  con 500 iteraciones como mínimo; (4) para el caso de elementos no lineales se recomienda usar 10 puntos de integración para lograr una adecuada distribución de la plasticidad en el elemento.
- Realizar ensayos experimentales a nivel local y regional de enlaces cortos, principalmente con secciones armadas a fin de producir un modelo numérico que sea aplicable a modelos no lineales y su posterior calibración.
- Pese a que no se recomienda cambiar el factor de modificación de respuesta,  $R$ , si en investigaciones futuras se decide optar por un nuevo valor se recomienda centrarse en los 55 casos aquí presentados.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] Instituto Nacional de Normalización, «Diseño sísmico de edificios Nch433 Of. 96,» Santiago de Chile, 2012.
- [2] J. P. Oyarzún Sepúlveda, Evaluación de los parámetros de diseño para marco excéntrico en Chile, Santiago de Chile: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, 2012.
- [3] A. Cornejo Mauro, «Modelación de fusibles de edificios de marcos de acero arriostrados excentricamente,» UTFSM, Departamento de obras civiles, Valparaíso, 2003.
- [4] R. Uribe, «Coeficientes de modificación de la respuesta sísmica en marcos arriostrados excéntricamente,» UTFSM, Valparaíso, 1999.
- [5] P. Richards y C. Ming Uang, «Effect of Flange Width-Thickness Ratio on Eccentrically Braced Frames Link Cyclic Rotation Capacity,» *Journal of Structural ENGINEERING*, vol. 131, 2005.
- [6] P. Richards y C. Ming Uang, «Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, n° 8, 2006.
- [7] Federal Emergency Management Agency (FEMA), «Quantification of Building Seismic Performance Factors FEMA P695,» Redwood City, California, 2009.
- [8] American Institute of Steel Construction. AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341, Chicago, 2010.
- [9] A. 360, Specification for Structural Steel Buildings, Chicago: ANSI/AISC, 2010.
- [10] T. Radaman y A. Ghobarah, «Analytical model for shear-link behavior,» *Journal of structural engineering*, n° 121, 1995.
- [11] M. Bruneau, C.-M. Uang y R. Sabelli, Ductile Design of Steel Structures, 2da ed., United States: Mc Graw-Hill, 2011.
- [12] J. Malley y E. Popov, «Design Considerations for Shear Links in Eccentrically Braced Frames,» *Engineering Research Center, University of California.*, 1983.

- [13] X. Ji, Y. Wang y Q. Ma, «Cyclic Behavior of Very Short Steel Shear Links,» *American Society of Civil Engineers. ASCE*, 2016.
- [14] K. Hjelmstad y E. Popov, «Characteristics of Eccentrically Braced Frames,» *ASCE*, vol. 110, 1984.
- [15] T. Okazaki, M. Engelhardt y M. Nakashima, «Experimental Performance of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames,» *Journal of Structural Engineering* , vol. 132, n° 1201, 2006.
- [16] C. A. Urzúa Arce, «Comparación de desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones del AISC,» Universidad de Chile FCFM, Santiago, 2015.
- [17] A. Kuşyılmaz, «Design Overstrength of Steel Eccentrically Braced Frames,» *International Journal of Steel Structures*, vol. 13, n° 3, 2013.
- [18] E. Márquez y W. Lobo, «Comportamiento de edificios de acero con diagonales excéntricas y concéntricas,» ResearchGate, Venezuela, 2015.
- [19] S. Tande y A. Sakpal, «Study of Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Frames under Non Linear Range,» *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology (IJLTET)*, vol. 4, n° 1, 2014.
- [20] Instituto Nacional de Normalización , Disposiciones generales y combinaciones de cargas, Santiago Chile: INN, 2010.
- [21] American Institute of Steel Construction AISC, Seismic Desing Manual, vol. 2nd, United States: AISC, 2012.
- [22] American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10, Virginia: ASCE, 2010.
- [23] Federal Emergency Management Agency, Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P695), California: Applied Technology Council, 2009.
- [24] INN-CHILE, «Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso. NCh1537. Of2009,» Instituto Nacional de Normalización, Santiago de Chile, 2009.

- [25] Instituto Nacional de Normalización, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales Nch2369 Of.2003, Santiago Chile, 2003.
- [26] University of California, Berkeley, «Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees),» Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006. [En línea]. Available: <http://opensees.berkeley.edu/>. [Último acceso: 2018].
- [27] S. Kobojevic, J. Rozon y R. Tremblay, «Seismic Performance of Low-to-Moderate Height Eccentrically Braced Steel Frames Designed for North American Seismic Conditions,» *Journal of structural engineering* , vol. 138, nº 12, 2012.
- [28] G. Prinz, «Using Buckling-Restrained Braces in Eccentric Configurations,» Brigham Young University, Utah, EEUU, 2010.
- [29] K. Hjelmstad y E. Popov, «Cyclic behavior and desing of link beams,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 109, nº 10, 1983.
- [30] D. Lignos y H. Krawinkler, «Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading,» *Journal of Structural Engineering.*, vol. 137, nº 11, 2011.
- [31] American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-13, Virginia, 2014.
- [32] Federal Emergency Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 356, Washington, 2000.
- [33] I. N. d. N. (INN), «Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh2745 - 2003,» Santiago Chile, 2003.
- [34] J. C. Vielma y Cando, Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana dela Construcción para estructuras metálicas porticadas. Revista Internacional de Métodos Numéricos para, vol. 33, 2016, pp. :271-279.

## ANEXOS.

### Anexo A: Ejemplo modelo no lineal Opensees (a3\_Z3E).

```
# SET UP -----
# PROGRAMADO: Byron Calo C.
#Unidades kg-cm-s
wipe;                                     # clear memory of all past model definitions
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;         # Define the model builder, ndm=#dimension, ndf=#dofs
source LibUnits.tcl;                     # define units
source DisplayPlane.tcl;                 # procedure for displaying a plane in model
source DisplayModel2D.tcl;              # procedure for displaying 2D perspective of model
source Wsection.tcl;                    # procedure to define fiber W section
#source rotSpring2D.tcl;                 # Rotational spring definition for beam splices

# define GEOMETRY -----
# define NODAL COORDINATES
node 100 0.0 0.0
node 101 0.0 400.0
node 102 0.0 800.0
node 103 0.0 1200.0

node 200 600.0 0.0
node 201 600.0 400.0
node 202 600.0 800.0
node 203 600.0 1200.0

node 300 1200.0 0.0
node 301 1200.0 400.0
node 302 1200.0 800.0
node 303 1200.0 1200.0

node 400 1800.0 0.0
node 401 1800.0 400.0
node 402 1800.0 800.0
node 403 1800.0 1200.0

node 500 2400.0 0.0
node 501 2400.0 400.0
node 502 2400.0 800.0
node 503 2400.0 1200.0

node 600 3000.0 0.0
node 601 3000.0 400.0
node 602 3000.0 800.0
node 603 3000.0 1200.0

# Representative Gravity Column
node 700 3100.0 0.0
node 701 3100.0 400.0
node 702 3100.0 800.0
node 703 3100.0 1200.0

#Braces-----
node 1001 858.50 400.00
node 1002 858.50 800.00
node 1003 858.50 1200.00

node 2001 941.50 400.00
node 2002 941.50 800.00
node 2003 941.50 1200.00
```

```
node 3001 2058.50 400.00
node 3002 2058.50 800.00
node 3003 2058.50 1200.00
```

```
node 4001 2141.50 400.00
node 4002 2141.50 800.00
node 4003 2141.50 1200.00
```

```
# aux braces (EBF)
```

```
node 10001 858.50 400.00
node 10002 858.50 800.00
node 10003 858.50 1200.00
```

```
node 20001 941.50 400.00
node 20002 941.50 800.00
node 20003 941.50 1200.00
```

```
node 30001 2058.50 400.00
node 30002 2058.50 800.00
node 30003 2058.50 1200.00
```

```
node 40001 2141.50 400.00
node 40002 2141.50 800.00
node 40003 2141.50 1200.00
```

```
# Set up parameters that are particular to the model for displacement control
```

```
set NStory 3; # number of stories above ground level
set NBay 5; # number of bays
set LBuilding 1200; # total building height
```

```
# BOUNDARY CONDITIONS
```

```
fix 100 1 1 1; # Fixed support nodes
fix 200 1 1 1
fix 300 1 1 1
fix 400 1 1 1
fix 500 1 1 1
fix 600 1 1 1
fix 700 1 1 0; # pinned support nodes (articulado)
```

```
# calculated MODEL PARAMETERS, particular to this model
```

```
# define MATERIAL properties -----
```

```
# Beam, Brace and Column Materials
```

```
# $R0, $cR1, $cR2 control the transition from elastic to plastic branches.
```

```
# Recommended values:
```

```
# $R0=between 10 and 20, $cR1=0.925, $cR2=0.15 (recomendado por defecto opensees)
```

```
set R0_BC 20
```

```
set cR1_BC 0.925
```

```
set cR2_BC 0.15
```

```
set b_BC 0.01
```

```
set Fy 2531.09
```

```
set Es 2038934.90
```

```
set BCMat 10; #Id
```

```
uniaxialMaterial Steel02 $BCMat $Fy $Es $b_BC $R0_BC $cR1_BC $cR2_BC
```

```
# Link Material Properties
```

```
# Link Flexural-Hinge Material (Momento-curvatura)
```

```
set b 0.05;
```

```
set E0 2038934.90
```

```

set LinkMat1 150
set Fy1 2911696.635;          #W10X39          #(Mp=Ry*Fy*Z)
set LinkMat2 160
set Fy2 2911696.635;          #W10X39
set LinkMat3 170
set Fy3 2911696.635;          #W10X39
uniaxialMaterial Steel01 $LinkMat1 $Fy1 $E0 $b;          #establece forma de la curva
uniaxialMaterial Steel01 $LinkMat2 $Fy2 $E0 $b
uniaxialMaterial Steel01 $LinkMat3 $Fy3 $E0 $b

# Link Tri-Spring Shear Material
set G 784205.7308;          #Shear modulus G=E/2(1+v)
set e 83;          #Link length

# First Story Link
set Ashear 18.00577044;          #Link Shear Area (alma, sin alas)
set Vp 27344.55259;          #Link Shear Capacity Vp=0.6FyAv
set SpringMat1 245

# Backbone Curve for Linear Springs
set s1p [expr 1.1*$Vp];
set s2p [expr 1.3*$Vp]
set s3p [expr 1.5*$Vp]
set E1 [expr 2*$G*$Ashear/$e]
set E2 [expr 0.03*$E1]
set E3 [expr 0.015*$E1]
set E4 [expr 0.002*$E1]
set Em1 [expr (1-(0.03-(0.015-0.002)))*2*$G*$Ashear/$e]; #es una rigidez modificada para los resortes en paralelo
set Em2 [expr (0.03-(0.015-0.002))*2*$G*$Ashear/$e]
set Em3 [expr (0.015-0.002)*2*$G*$Ashear/$e]
set Em4 [expr 0.002*2*$G*$Ashear/$e]

set e1p [expr $s1p/$E1];
set e2p [expr (0.2*$Vp)/$E2]
set e3p [expr (0.2*$Vp)/$E3]
# Límite
set s4p [expr 1.55*$Vp];
set e4p [expr (0.1*$Vp)/$E4];

# Material Model for Linear Springs
uniaxialMaterial ElasticPP 1 $Em1 $e1p;          # Elasto-plástico
uniaxialMaterial ElasticPP 2 $Em2 [expr $e2p+$e1p]
uniaxialMaterial ElasticPP 3 $Em3 [expr $e3p+$e2p+$e1p]
uniaxialMaterial ElasticPP 4 $Em4 [expr $e4p+$e3p+$e2p+$e1p]
uniaxialMaterial Parallel $SpringMat1 1 2 3 4

# Second Story Link
set Ashear2 18.00577044
set Vp2 [expr 27344.55259]
set SpringMat2 246

# Backbone Curve for Linear Springs
set s1p2 [expr 1.1*$Vp2]
set s2p2 [expr 1.3*$Vp2]
set s3p2 [expr 1.5*$Vp2]
set E12 [expr 2*$G*$Ashear2/$e]
set E22 [expr 0.03*$E12]
set E32 [expr 0.015*$E12]
set E42 [expr 0.002*$E12]
set Em12 [expr (1-(0.03-(0.015-0.002)))*2*$G*$Ashear2/$e]
set Em22 [expr (0.03-(0.015-0.002))*2*$G*$Ashear2/$e]
set Em32 [expr (0.015-0.002)*2*$G*$Ashear2/$e]

```

```

set Em42 [expr 0.002*2*$G*$Ashear2/$e]
set e1p2 [expr $s1p2/$E12]
set e2p2 [expr (0.2*$Vp2)/$E22]
set e3p2 [expr (0.2*$Vp2)/$E32]
# Límite
set s4p2 [expr 1.5*$Vp2];
set e4p2 [expr (0.1*$Vp2)/$E42];
# Material Model for Linear Springs
uniaxialMaterial ElasticPP 12 $Em12 $e1p2
uniaxialMaterial ElasticPP 22 $Em22 [expr $e2p2+$e1p2]
uniaxialMaterial ElasticPP 32 $Em32 [expr $e3p2+$e2p2+$e1p2]
uniaxialMaterial ElasticPP 42 $Em42 [expr $e4p2+$e3p2+$e2p2+$e1p2]
uniaxialMaterial Parallel $SpringMat2 12 22 32 42

# Third Story Link
set Ashear3 18.00577044
set Vp3 [expr 27344.55]
set SpringMat3 247
# Backbone Curve for Linear Springs
set s1p3 [expr 1.1*$Vp3]
set s2p3 [expr 1.3*$Vp3]
set s3p3 [expr 1.5*$Vp3]

set E13 [expr 2*$G*$Ashear3/$e]
set E23 [expr 0.03*$E13]
set E33 [expr 0.015*$E13]
set E43 [expr 0.002*$E13]
set Em13 [expr (1-(0.03-(0.015-0.002)))*2*$G*$Ashear3/$e]
set Em23 [expr (0.03-(0.015-0.002))*2*$G*$Ashear3/$e]
set Em33 [expr (0.015-0.002)*2*$G*$Ashear3/$e]
set Em43 [expr 0.002*2*$G*$Ashear3/$e]
set e1p3 [expr $s1p3/$E13]
set e2p3 [expr (0.2*$Vp3)/$E23]
set e3p3 [expr (0.2*$Vp3)/$E33]
# Límite
set s4p3 [expr 1.55*$Vp3];
set e4p3 [expr (0.1*$Vp3)/$E43];
# Material Model for Linear Springs
uniaxialMaterial ElasticPP 13 $Em13 $e1p3
uniaxialMaterial ElasticPP 23 $Em23 [expr $e2p3+$e1p3]
uniaxialMaterial ElasticPP 33 $Em33 [expr $e3p3+$e2p3+$e1p3]
uniaxialMaterial ElasticPP 43 $Em43 [expr $e4p3+$e3p3+$e2p3+$e1p3]
uniaxialMaterial Parallel $SpringMat3 13 23 33 43

# ELEMENT properties -----
# Structural-Steel W-section properties
# COLUMNAS CENTRALES
#set ColSecTag 1
#      W16X67
set      d      41.402
set      bf      25.908
set      tf      1.6891
set      tw      1.0033
set nfdw 16;          # number of fibers along dw
set nftw 2;          # number of fibers along tw
set nbf 16;          # number of fibers along bf
set nftf 4;          # number of fibers along tf
Wsection 1 $BCMat $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nbf $nftf; #aplica material Steel02

# DIAGONALES
#set ColSecTag 2
#      W14X74

```

```

set      d      36.068
set      bf     25.654
set      tf     1.9939
set      tw     1.143
set nfdw 16;          # number of fibers along dw
set nftw 2;          # number of fibers along tw
set nfbf 16;         # number of fibers along bf
set nftf 4;          # number of fibers along tf
Wsection 2 $BCMat $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nfbf $nftf

```

# COLUMNAS EXTERIORES

```

#set ColSecTag 3
#      W12X58
set      d      30.988
set      bf     25.4
set      tf     1.6256
set      tw     0.9144
set nfdw 16;          # number of fibers along dw
set nftw 2;          # number of fibers along tw
set nfbf 16;         # number of fibers along bf
set nftf 4;          # number of fibers along tf
Wsection 3 $BCMat $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nfbf $nftf

```

# VIGA EXTERIOR

```

#set BeamSecTag 4
#      W12X40
set      d      30.226
set      bf     20.3454
set      tf     1.3081
set      tw     0.7493
set nfdw 16;          # number of fibers along dw
set nftw 2;          # number of fibers along tw
set nfbf 16;         # number of fibers along bf
set nftf 4;          # number of fibers along tf
Wsection 4 $BCMat $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nfbf $nftf

```

# VIGA EBF

```

#set BeamSecTag 5
#      W10X39
set      d      25.1968
set      bf     20.2946
set      tf     1.3462
set      tw     0.8001
set nfdw 16;          # number of fibers along dw
set nftw 2;          # number of fibers along tw
set nfbf 16;         # number of fibers along bf
set nftf 4;          # number of fibers along tf
Wsection 5 $BCMat $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nfbf $nftf

```

# Link Hinge Section

```

set LinkSecTag1 12
section Uniaxial $LinkSecTag1 $LinkMat1 Mz; #Modela Momento-curvatura, en este caso Mz(momento-curvatura)
set LinkSecTag2 13
section Uniaxial $LinkSecTag2 $LinkMat2 Mz
set LinkSecTag3 14
section Uniaxial $LinkSecTag3 $LinkMat3 Mz

```

```

# define ELEMENTS -----
## element nonlinearBeamColumn $elemID $nodeI $nodeJ $np $ColSecTag $IDColTransf;
# set up geometric transformations of element
# separate columns and beams, in case of P-Delta analysis for columns

```

```

set IDColTransf 101; # all columns
set IDBeamTransf 102; # all beams
set IDBraceTransf 103; # all braces
set ColTransfType Corotational; # options, Linear PDelta Corotational
geomTransf $ColTransfType $IDColTransf ; # only columns can have PDelta effects (gravity effects)
geomTransf Corotational $IDBeamTransf
geomTransf Corotational $IDBraceTransf

set np 5; # number of Gauss integration points for nonlinear curvature distribution

# COLUMNS
#element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag
element nonlinearBeamColumn 1001 100 101 $np 3 $IDColTransf; #EJE 1
element nonlinearBeamColumn 1002 101 102 $np 3 $IDColTransf;
element nonlinearBeamColumn 1003 102 103 $np 3 $IDColTransf;

element nonlinearBeamColumn 2001 200 201 $np 1 $IDColTransf; #EJE 2
element nonlinearBeamColumn 2002 201 202 $np 1 $IDColTransf;
element nonlinearBeamColumn 2003 202 203 $np 1 $IDColTransf;

element nonlinearBeamColumn 3001 300 301 $np 1 $IDColTransf; #EJE 3
element nonlinearBeamColumn 3002 301 302 $np 1 $IDColTransf;
element nonlinearBeamColumn 3003 302 303 $np 1 $IDColTransf;

element nonlinearBeamColumn 4001 400 401 $np 1 $IDColTransf; #EJE 4
element nonlinearBeamColumn 4002 401 402 $np 1 $IDColTransf;
element nonlinearBeamColumn 4003 402 403 $np 1 $IDColTransf;

element nonlinearBeamColumn 5001 500 501 $np 1 $IDColTransf; #EJE 5
element nonlinearBeamColumn 5002 501 502 $np 1 $IDColTransf;
element nonlinearBeamColumn 5003 502 503 $np 1 $IDColTransf;

element nonlinearBeamColumn 6001 600 601 $np 3 $IDColTransf; #EJE 6
element nonlinearBeamColumn 6002 601 602 $np 3 $IDColTransf;
element nonlinearBeamColumn 6003 602 603 $np 3 $IDColTransf;

# Gravity Column (P-D)
set AA 725.2; #suma de secciones transversales de todas las
columnas
set II 28720.0; #suma de inercias de columnas (eje débil)
#element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 7001 700 701 $AA 2038934.90 $II $IDColTransf;
element elasticBeamColumn 7002 701 702 $AA 2038934.90 $II $IDColTransf
element elasticBeamColumn 7003 702 703 $AA 2038934.90 $II $IDColTransf

# BEAMS
# W10X39
set A_vig1 74.1934
set Ix_vig1 8699.236795
element nonlinearBeamColumn 1 101 201 $np 4 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 2 201 1001 $np 5 $IDBeamTransf;
#Constitutiva construida (Link-corte)
element zeroLength 3 1001 10001 -mat $SpringMat1 -dir 2; #dir=2(corte)
#element beamWithHinges $eleTag $iNode $jNode $secTagI $Lpi $secTagJ $Lpj $E $A $Iz $transfTag
element beamWithHinges 4 10001 20001 $LinkSecTag1 0 $LinkSecTag1 0 2038934.90 $A_vig1 $Ix_vig1 $IDBeamTransf; #Link
1
element zeroLength 5 20001 2001 -mat $SpringMat1 -dir 2
element nonlinearBeamColumn 6 2001 301 $np 5 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 7 301 401 $np 4 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 8 401 3001 $np 5 $IDBeamTransf;
element zeroLength 9 3001 30001 -mat $SpringMat1 -dir 2;

```

```

element beamWithHinges 10 30001 40001 $LinkSecTag1 0 $LinkSecTag1 0 2038934.90 $A_vig1 $Ix_vig1 $IDBeamTransf;
#Link 1
element zeroLength 11 40001 4001 -mat $SpringMat1 -dir 2;
element nonlinearBeamColumn 12 4001 501 $np 5 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 13 501 601 $np 4 $IDBeamTransf;

#      W10X39
set      A_vig2  74.1934
set      Ix_vig2 8699.236795
element nonlinearBeamColumn 14 102 202 $np 4 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 15 202 1002 $np 5 $IDBeamTransf;
element zeroLength 16 1002 10002 -mat $SpringMat2 -dir 2
element beamWithHinges 17 10002 20002 $LinkSecTag2 0 $LinkSecTag2 0 2038934.90 $A_vig2 $Ix_vig2 $IDBeamTransf;
#Link 2
element zeroLength 18 20002 2002 -mat $SpringMat2 -dir 2
element nonlinearBeamColumn 19 2002 302 $np 5 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 20 302 402 $np 4 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 21 402 3002 $np 5 $IDBeamTransf;
element zeroLength 22 3002 30002 -mat $SpringMat2 -dir 2
element beamWithHinges 23 30002 40002 $LinkSecTag2 0 $LinkSecTag2 0 2038934.90 $A_vig2 $Ix_vig2 $IDBeamTransf;
#Link 2
element zeroLength 24 40002 4002 -mat $SpringMat2 -dir 2
element nonlinearBeamColumn 25 4002 502 $np 5 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 26 502 602 $np 4 $IDBeamTransf;

set      A_vig3  74.1934
set      Ix_vig3 8699.236795
element nonlinearBeamColumn 27 103 203 $np 4 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 28 203 1003 $np 5 $IDBeamTransf;
element zeroLength 29 1003 10003 -mat $SpringMat3 -dir 2
element beamWithHinges 30 10003 20003 $LinkSecTag3 0 $LinkSecTag3 0 2038934.90 $A_vig3 $Ix_vig3 $IDBeamTransf;
#Link 2
element zeroLength 31 20003 2003 -mat $SpringMat3 -dir 2
element nonlinearBeamColumn 32 2003 303 $np 5 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 33 303 403 $np 4 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 34 403 3003 $np 5 $IDBeamTransf;
element zeroLength 35 3003 30003 -mat $SpringMat3 -dir 2
element beamWithHinges 36 30003 40003 $LinkSecTag3 0 $LinkSecTag3 0 2038934.90 $A_vig3 $Ix_vig3 $IDBeamTransf;
#Link 2
element zeroLength 37 40003 4003 -mat $SpringMat3 -dir 2
element nonlinearBeamColumn 38 4003 503 $np 5 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 39 503 603 $np 4 $IDBeamTransf;

# BRACES
element nonlinearBeamColumn 10001 200 1001 $np 2 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 10002 201 1002 $np 2 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 10003 202 1003 $np 2 $IDBeamTransf;

element nonlinearBeamColumn 20001 300 2001 $np 2 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 20002 301 2002 $np 2 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 20003 302 2003 $np 2 $IDBeamTransf;

element nonlinearBeamColumn 30001 400 3001 $np 2 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 30002 401 3002 $np 2 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 30003 402 3003 $np 2 $IDBeamTransf;

element nonlinearBeamColumn 40001 500 4001 $np 2 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 40002 501 4002 $np 2 $IDBeamTransf;
element nonlinearBeamColumn 40003 502 4003 $np 2 $IDBeamTransf;

```

```

# Link-End compatability with surrounding beams/columns
#equalDOF $rNodeTag $cNodeTag $dof1 $dof2
equalDOF 1001 10001 1 3;           #libre para 'y' para cuantificar el corte
equalDOF 1002 10002 1 3
equalDOF 1003 10003 1 3

equalDOF 20001 2001 1 3
equalDOF 20002 2002 1 3
equalDOF 20003 2003 1 3

equalDOF 3001 30001 1 3;         #libre para 'y' para cuantificar el corte
equalDOF 3002 30002 1 3
equalDOF 3003 30003 1 3

equalDOF 40001 4001 1 3
equalDOF 40002 4002 1 3
equalDOF 40003 4003 1 3

# Assign masses to nodes
mass 101 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 102 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 103 16.64739229 1E-10 1E-10

mass 201 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 202 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 203 16.64739229 1E-10 1E-10

mass 301 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 302 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 303 16.64739229 1E-10 1E-10

mass 401 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 402 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 403 16.64739229 1E-10 1E-10

mass 501 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 502 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 503 16.64739229 1E-10 1E-10

mass 601 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 602 16.64739229 1E-10 1E-10
mass 603 16.64739229 1E-10 1E-10

# define GRAVITY -----
set cL 32.63;
pattern Plain 150 Linear {
eleLoad -ele 1 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 2 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 4 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 6 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 7 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 8 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 10 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 12 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 13 -type -beamUniform $cL

eleLoad -ele 14 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 15 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 17 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 19 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 20 -type -beamUniform $cL
eleLoad -ele 21 -type -beamUniform $cL

```

```

eleLoad -ele      23      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      25      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      26      -type  -beamUniform  $cL

eleLoad -ele      27      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      28      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      30      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      32      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      33      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      34      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      36      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      38      -type  -beamUniform  $cL
eleLoad -ele      39      -type  -beamUniform  $cL

}

# Attachment of Gravity Column to Frame
equalDOF 601 701 1 3;           #traslación y rotación igual al pórtico
equalDOF 602 702 1 3
equalDOF 603 703 1 3
# Rigid Diaphragm; Forces the horizontal displacement of column nodes to be equal
#equalDOF 2 12 1
#equalDOF 3 13 1
#equalDOF 4 14 1

# define GRAVITY In Representative Column
pattern Plain 1 Linear {
load 701 0. -97886.66 0.;      # node#, FX FY MZ --superstructure-weight [Kip]
load 702 0. -97886.66 0.;      # node#, FX FY MZ --superstructure-weight
load 703 0. -97886.66 0.;      # node#, FX FY MZ --superstructure-weight
}

#DisplayModel2D NodeNumbers

# Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-8;                # convergence tolerance for test
constraints Plain ;            # how it handles boundary conditions
numberer Plain;                # renumber dof's to minimize band-width (optimization), if
you want to
system BandGeneral ;          # how to store and solve the system of equations in the analysis
(large model: try UmfPack)
test NormDispIncr $Tol 6 ;     # determine if convergence has been achieved at the end of an
iteration step
algorithm Newton;              # use Newton's solution algorithm: updates tangent stiffness at
every iteration
set NstepGravity 10;           # apply gravity in 1 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static;               # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity;         # apply gravity
# -----maintain constant gravity loads and reset time to zero
loadConst -time 0.0
puts "Model Built"

recorder display "Displaced shape" 10 10 500 500 -wipe
prp 200. 50. 1;
vup 0 1 0;
vpn 0 0 1;
display 1 5 35

# Define RAYLEIGH Damping
# RAYLEIGH damping parameters, Where to put M/K-prop damping, switches
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/1099.htm)

```

```

# D=$alphaM*M + $betaKcurr*Kcurrent + $betaKcomm*KlastCommit + $beatKinit*$Kinitial
set xDamp 0.05;                                # damping ratio
set nEigenI 1;                                # mode 1
set nEigenJ 2;                                # mode 2
set lambdaN [eigen [expr $nEigenJ]];          # eigenvalue analysis for nEigenJ modes
set lambdaI [lindex $lambdaN [expr $nEigenI-1]]; # eigenvalue mode i
set lambdaJ [lindex $lambdaN [expr $nEigenJ-1]]; # eigenvalue mode j
set omegaI [expr pow($lambdaI,0.5)];
set omegaJ [expr pow($lambdaJ,0.5)];
set alphaM [expr $xDamp*(2*$omegaI*$omegaJ)/($omegaI+$omegaJ)];
set betaKinit [expr 2.*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];
rayleigh $alphaM $betaKinit 0.0 0.0; # rayleigh $alphaM $betaK $betaKinit $betaKcomm
puts "Rayleigh $alphaM $betaKinit 0.0 0.0"
puts "Frecuencia $omegaI"
set TfundA [expr (2.*$PI)/$omegaI];
puts "Periodo fundamental: $TfundA sec"

```

## Anexo B: Modelo analítico usado para calibrar enlaces cortos.

```
# SET UP -----
# PROGRAMADO: Byron Calo C.
wipe; # clear memory of all past model definitions
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3; # Define the model builder, ndm=#dimension, ndf=#dofs
set dataDir RESULTS2; # set up name of data directory (can remove this)
file mkdir $dataDir; # create data directory
set Gmdir "../GMfiles/"; # ground-motion file directory
source LibUnits.tcl; # define units
source DisplayPlane.tcl; # procedure for displaying a plane in model
source DisplayModel2D.tcl; # procedure for displaying 2D perspective of model
source Wsection.tcl; # procedure to define fiber W section
source rotSpring2D.tcl; # Rotational spring definition for beam splices

set EQ ""

# define GEOMETRY -----
# define NODAL COORDINATES
node 1 0.0 0.0; # define nodes for EBF test frame
node 2 200.0 0.0;
node 3 200.0 0.0;
node 4 228.0 0.0;
node 5 228.0 0.0;
node 6 228.0 48.0;
node 7 228.0 -48.0;

# Mass
mass 5 1.0 1e-9 1e-9

# Attachment of Gravity Column to Frame
equalDOF 2 3 1 3; #traslación y rotación igual al pórtico
equalDOF 4 5 1 3

# BOUNDARY CONDITIONS
fix 1 0 1 1; # Fixed support nodes
fix 2 0 1 1; # Fixed support nodes
fix 6 1 0 1; # Fixed support nodes
fix 7 1 0 1; # Fixed support nodes

# MATERIAL DEFINITIONS
# Link Flexural-Hinge Material ($HingeMat)
set Mp 3002.72;
set b 0.05; #Ratio of K-yield to K-elastic
set E0 28300; #Kelastic
set LinkMat 100; #HingeMat Identifier
set Fy $Mp; #Sets Hinges to yield at Mp

uniaxialMaterial Steel01 $LinkMat $Fy $E0 $b

# Link Tri-Spring Shear Material ($SpringMat)
set G 11153; #Shear modulus  $G=E/2(1+\nu)$ 
set e 28; #Link length

set Ashear 5.287; #Link Shear Area
set Vp 125.3; #Link Shear Capacity (assume  $F_y=39.5\text{Ksi}$ )
set SpringMat 245; #SpringMat Identifier

# Backbone Curve for Linear Springs
#carga corte
set s1p [expr 1.1*$Vp];
set s2p [expr 1.3*$Vp];
set s3p [expr 1.5*$Vp];
```

```

#rigideces
set E1 [expr 2*$G*$Ashear/$e]
set E2 [expr 0.03*$E1]
set E3 [expr 0.015*$E1]
set E4 [expr 0.002*$E1]
#De aqui en adelante parámetros por defecto
set e1p [expr $s1p/$E1]
set e2p [expr (0.2*$Vp)/$E2]
set e3p [expr (0.2*$Vp)/$E3]

set Em1 [expr (1-(0.03-(0.015-0.002)))*2*$G*$Ashear/$e]
set Em2 [expr (0.03-(0.015-0.002))*2*$G*$Ashear/$e]
set Em3 [expr (0.015-0.002)*2*$G*$Ashear/$e]
set Em4 [expr 0.002*2*$G*$Ashear/$e]

# Material Model for Individual Elasto-Plastic Springs
uniaxialMaterial ElasticPP 1 $Em1 $e1p; #material
elastoplástico
uniaxialMaterial ElasticPP 2 $Em2 [expr $e2p+$e1p]
uniaxialMaterial ElasticPP 3 $Em3 [expr $e3p+$e2p+$e1p]
uniaxialMaterial ElasticPP 4 $Em4 3

# Material Model for Combined Elasto-Plastic Springs
uniaxialMaterial Parallel $SpringMat 1 2 3 4

# Transformation
geomTransf Corotational 1
# Define Model
#element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag <-mass $massDens> <-cMass>
element elasticBeamColumn 1 1 2 22.3 29000 1330 1;
element elasticBeamColumn 2 5 6 35.2 29000 1070 1;
element elasticBeamColumn 3 5 7 35.2 29000 1070 1;

# Link Hinge Section
set LinkSecTag 12
section Uniaxial $LinkSecTag $LinkMat Mz;

# BEAMS
set IDBeamTransf 102;
geomTransf Corotational $IDBeamTransf
#element beamWithHinges $eleTag $iNode $jNode $secTagI $Lpi $secTagJ $Lpj $E $A $Iz $transfTag
element beamWithHinges 5 3 4 $LinkSecTag 0 $LinkSecTag 0 28300 11.52 605 $IDBeamTransf; #Link 1
#Constitutiva construida (Link-corte)
element zeroLength 4 2 3 -mat $SpringMat -dir 2; #dir=2(corte)
element zeroLength 6 4 5 -mat $SpringMat -dir 2

# Apply the nodal Load
pattern Plain 1 Linear { load 5 0.0 1.0 0.0 }

# Recorder
recorder Node -file $dataDir/Link1disp$EQ.out -time -node 5 -dof 2 disp; # Link 1 displacement
recorder Element -file $dataDir/Spring1force$EQ.out -time -ele 4 force; # Combined Spring force (Link
1)
recorder Element -file $dataDir/Spring1disp$EQ.out -time -ele 4 deformation;

set ViewScale 20;
DisplayModel2D DeformedShape $ViewScale ; # display deformed shape, the scaling factor needs to be
adjusted for each model

# Static Analysis parameters
test EnergyIncr 1.0e-3 300 0

```

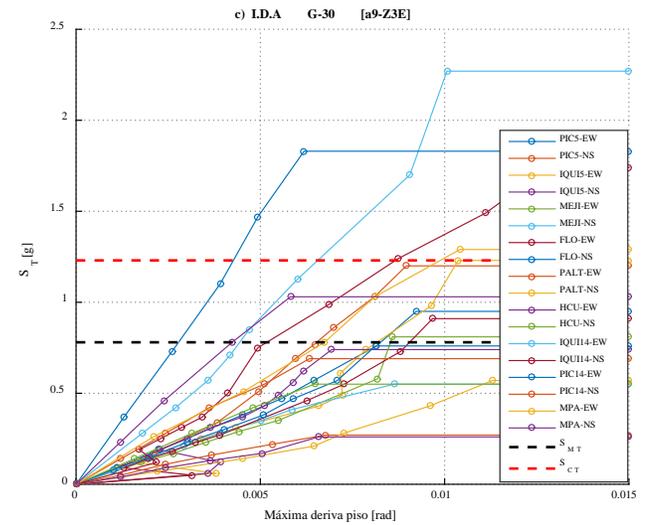
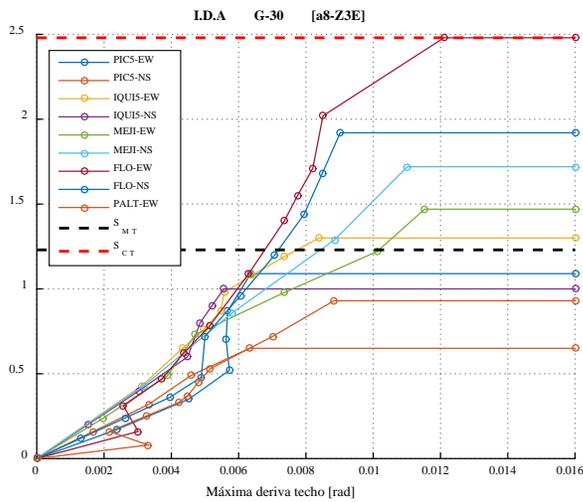
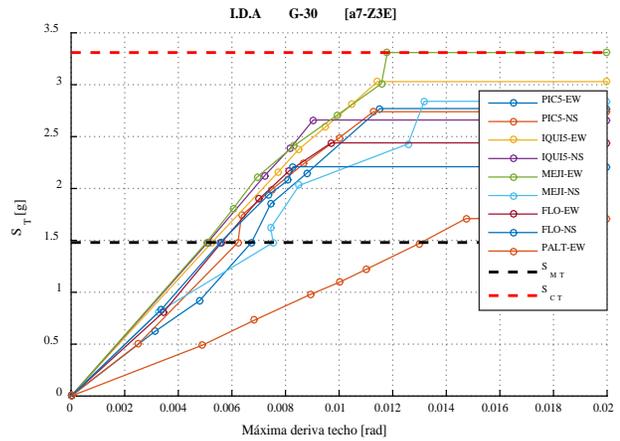
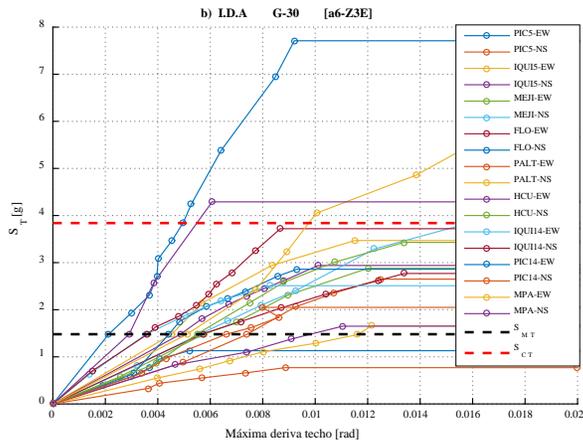
```

algorithm KrylovNewton
system UmfPack
numberer RCM
constraints Plain
#AISC 2002 (29 ciclos)
#set peaks [ list 0.07      0.14   0.125  0.21   0.28   0.28   0.42   0.56   0.56   0.84   1.12
              1.4    1.68   1.96   2.24   2.52   2.8    3.08   3.36   3.64   3.92   4.2    4.48
              4.76   5.04   5.32   5.6    5.88   6.16 ]
#ENSAYO REAL (13 ciclos)
set peaks [ list 0.5  1.5    2      2.5   3      3.5   4      4.5   5      5.5   6      6.5   7]
for {set i 1} { $i <= 13} {incr i} {
set dU [expr -1.0*pow((-1.0),$i)*[lindex $peaks [expr $i-1] ]/200 ]
# integrator DisplacementControl $node $dof $incr <$numIter $ΔUmin $ΔUmax>
integrator DisplacementControl 5 2 $dU 10 $dU $dU
analysis Static
analyze 200
}

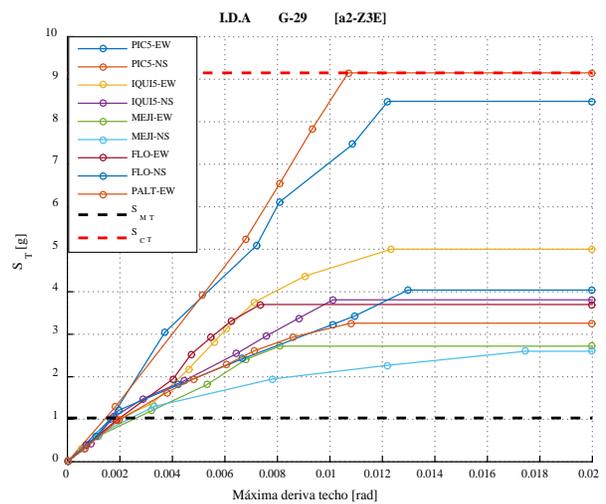
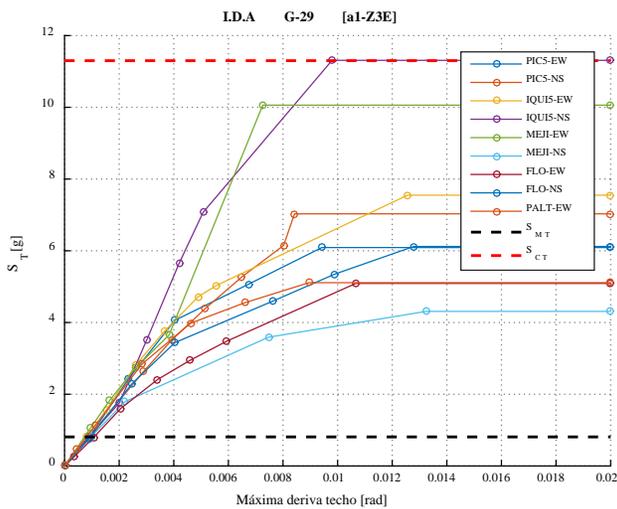
```

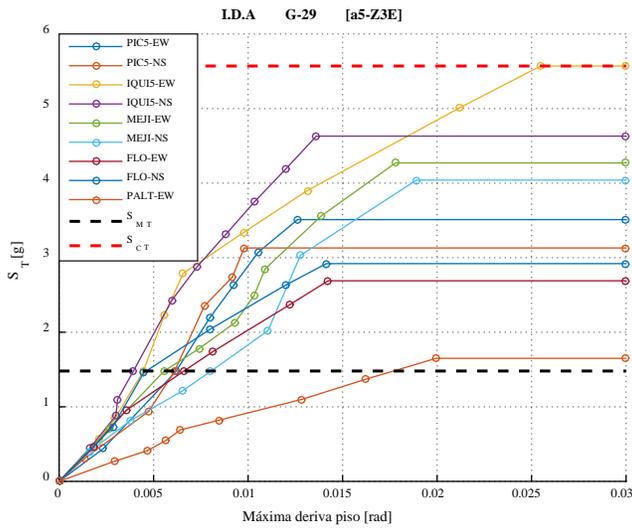
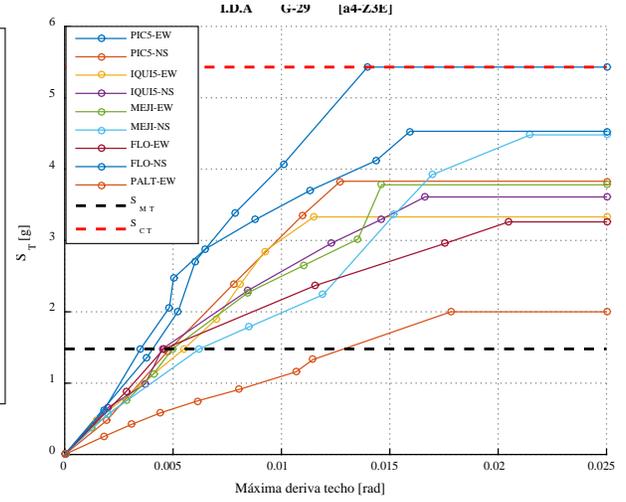
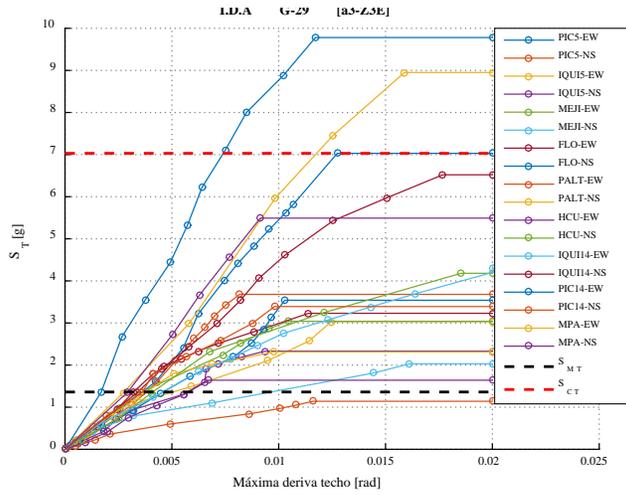
# Anexo C: Gráficas IDA.

## GRUPO 30

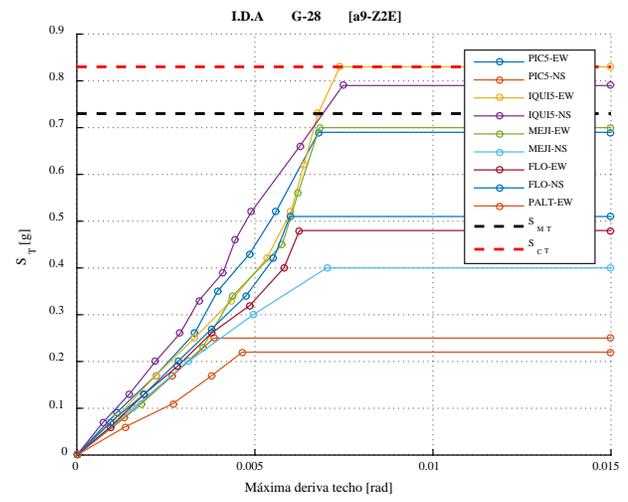
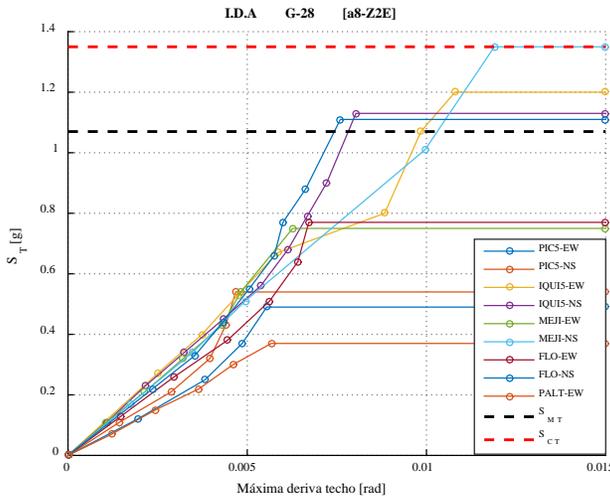
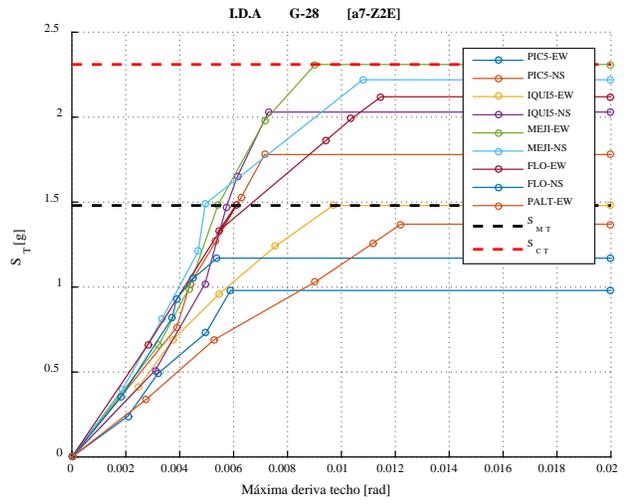
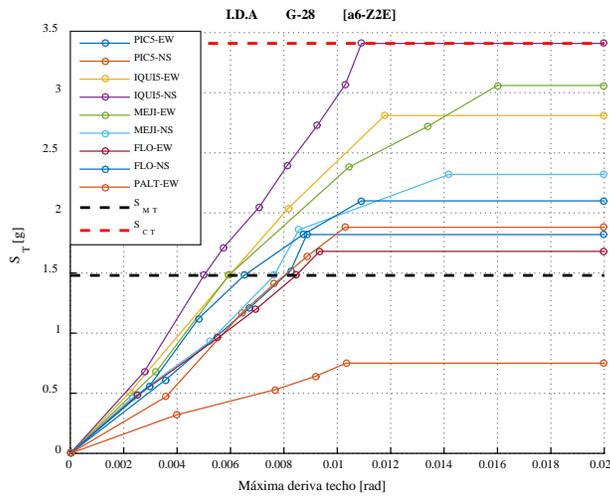


## GRUPO 29

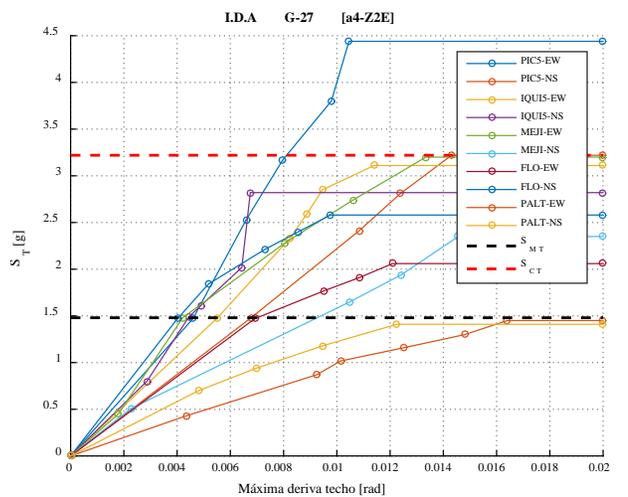
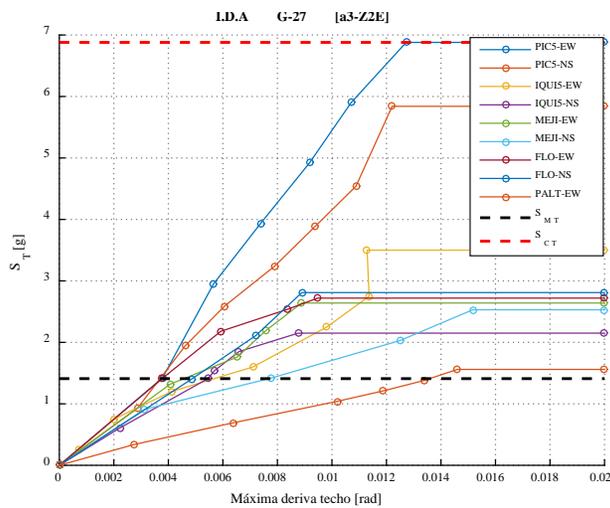


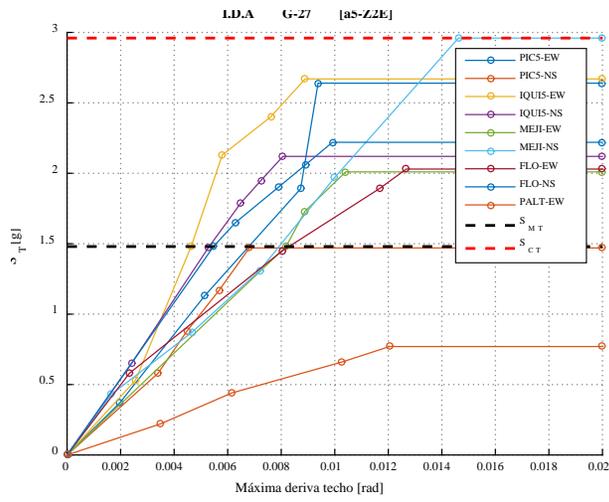


GRUPO 28

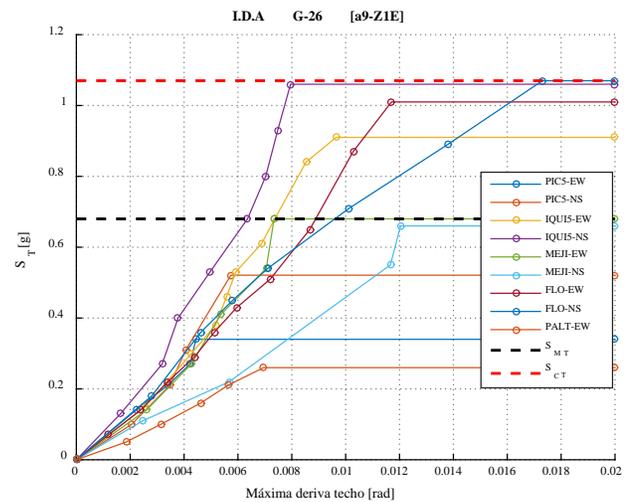
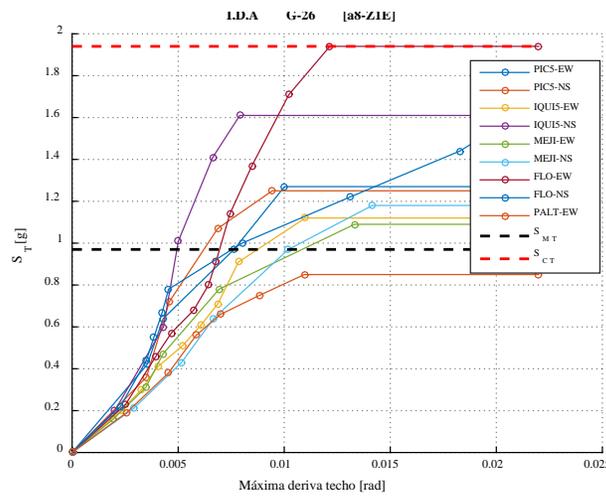
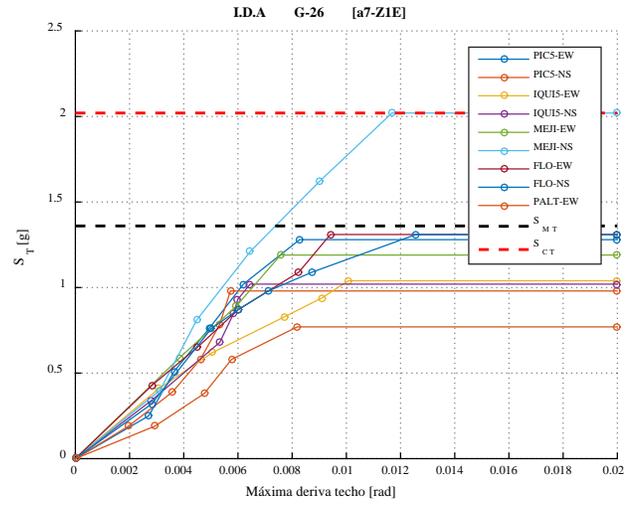
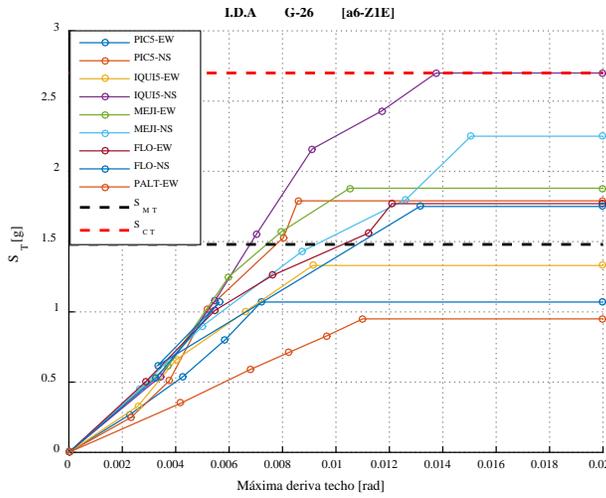


## GRUPO 27

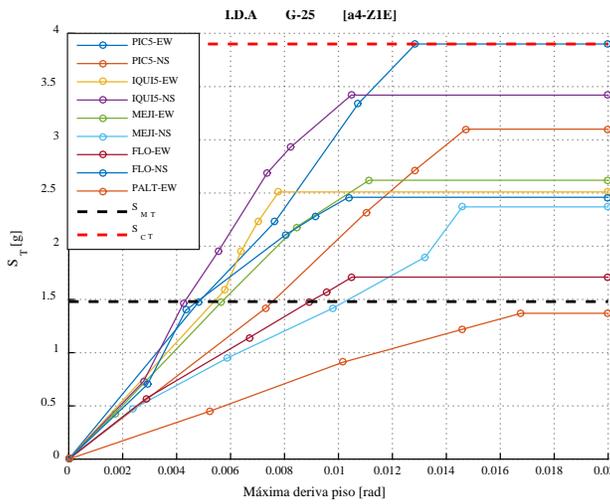
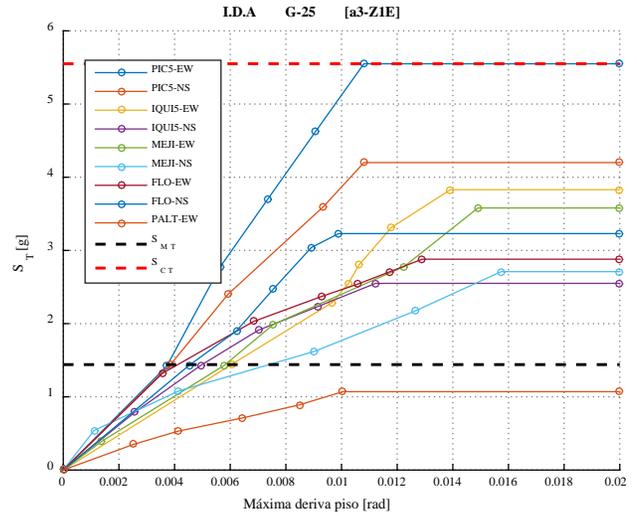
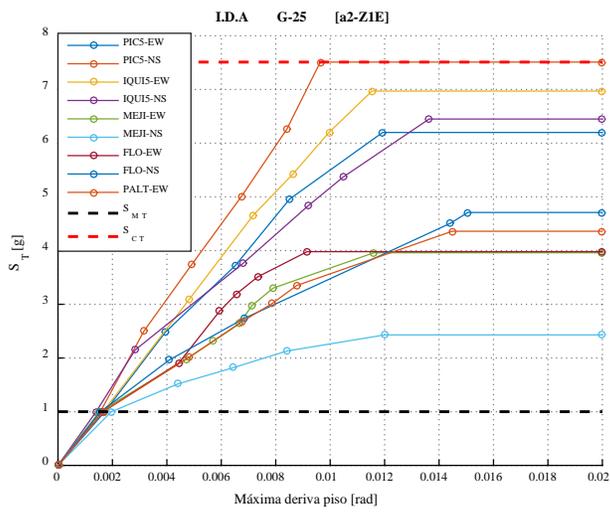




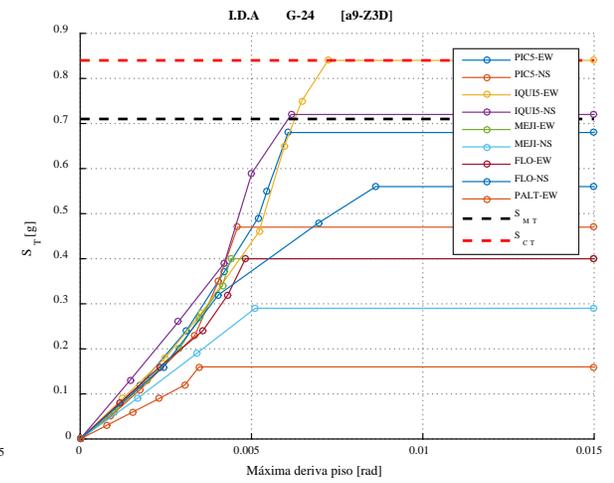
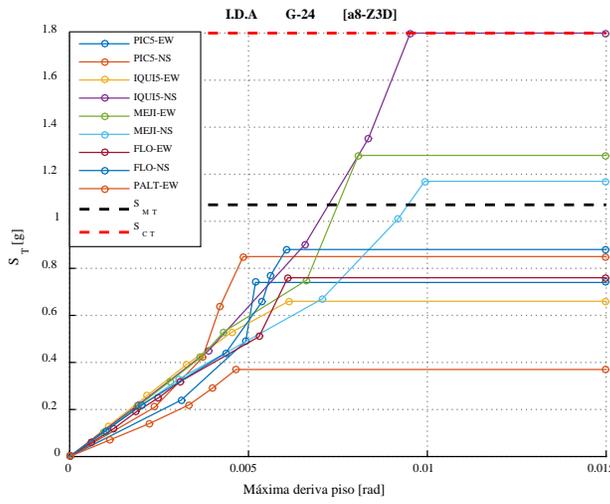
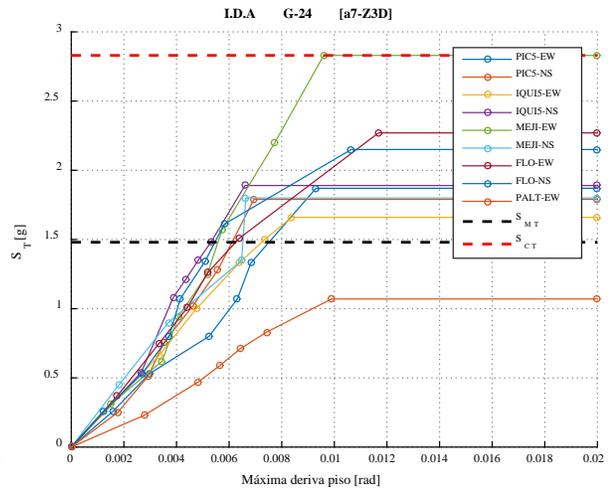
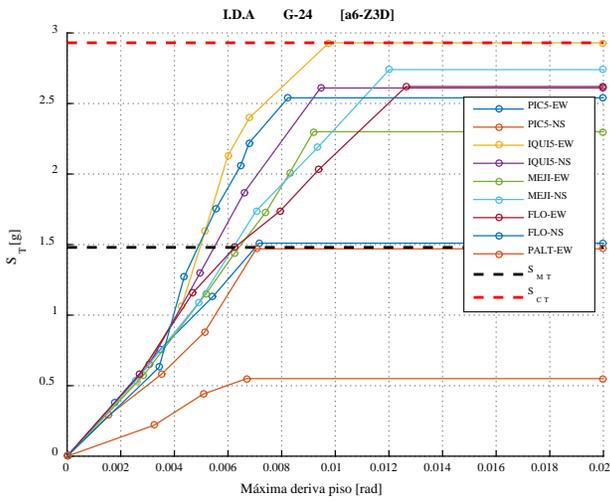
## GRUPO 26



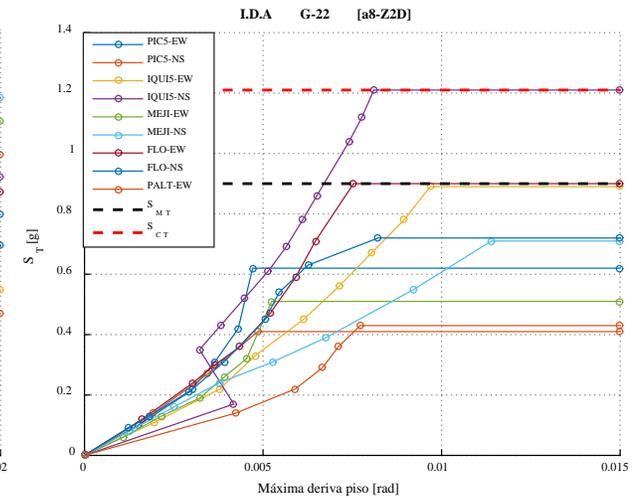
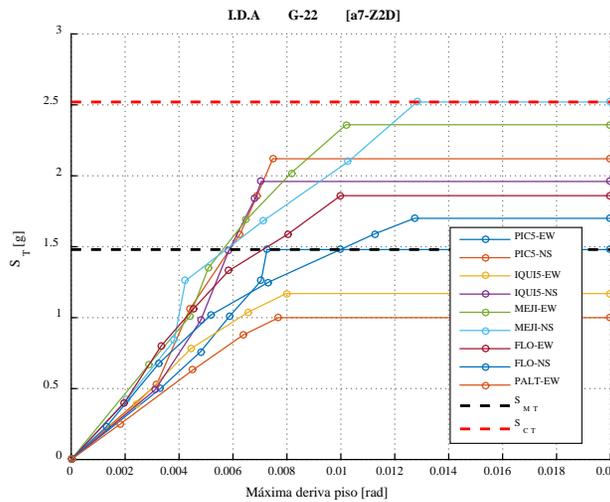
# GRUPO 25

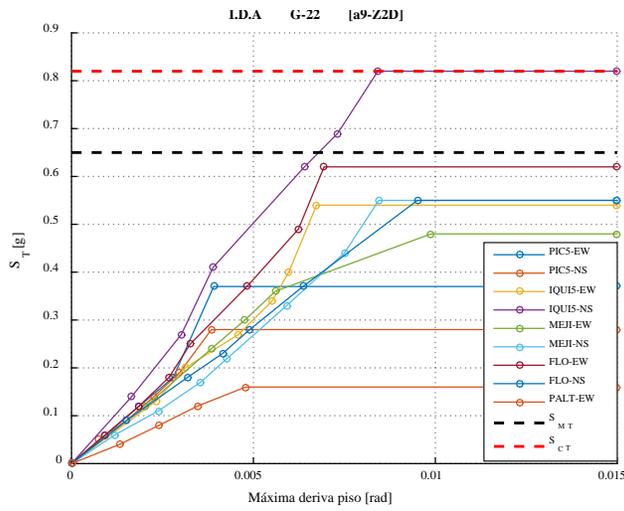


# GRUPO 24

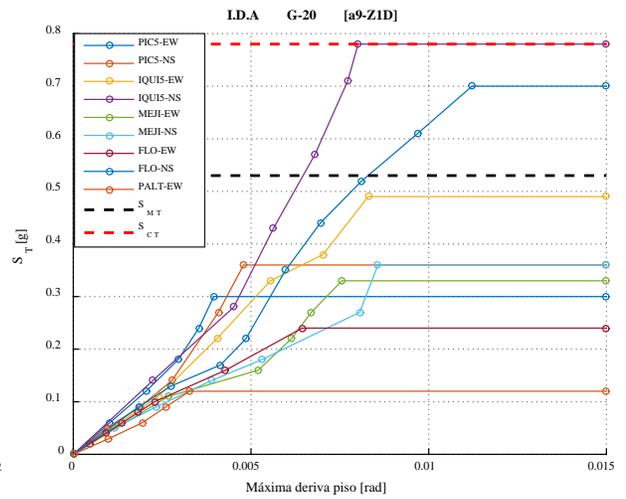
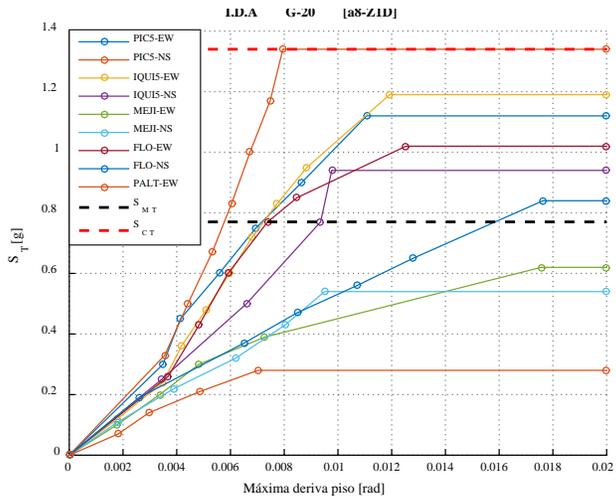
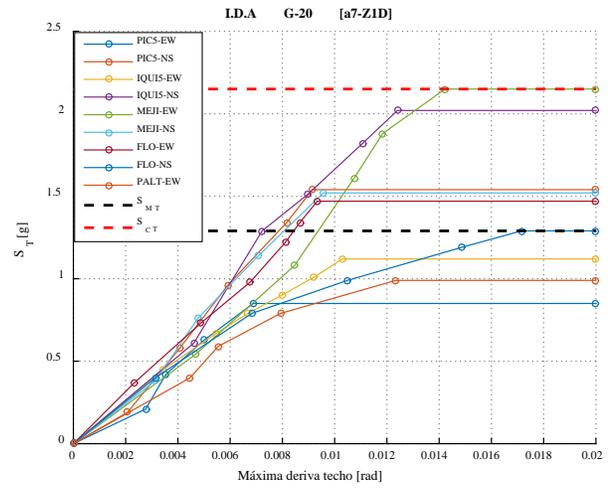
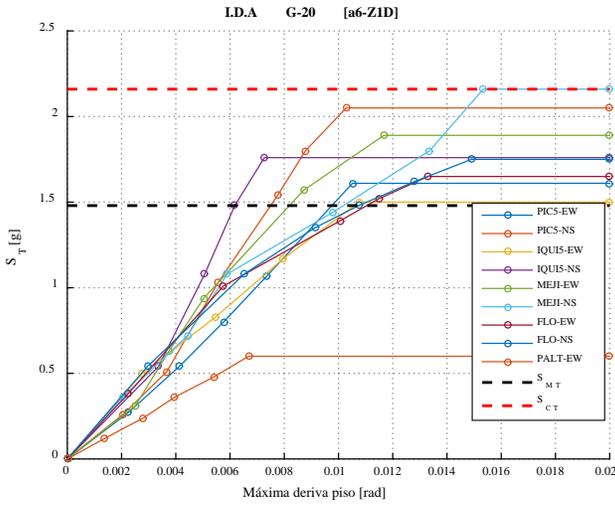


**GRUPO 22**

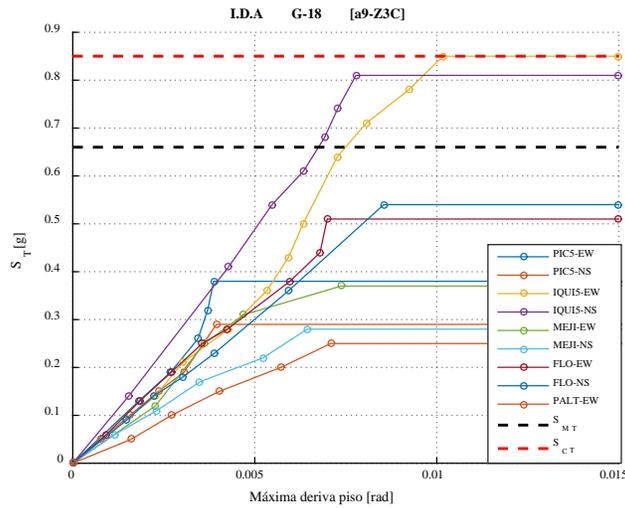
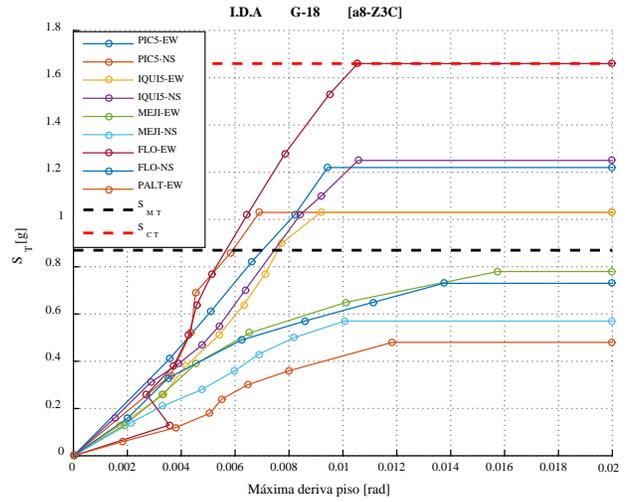
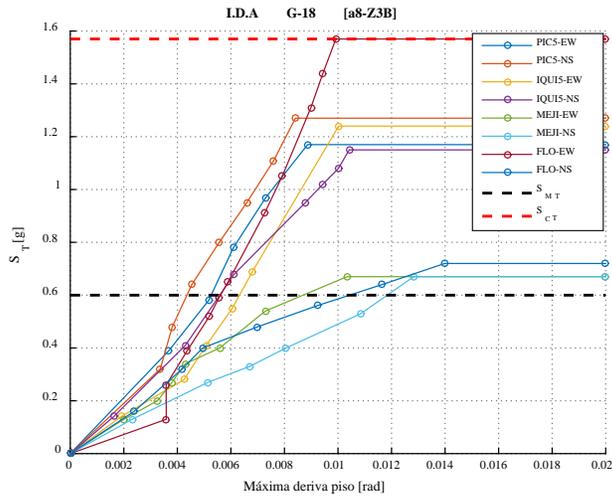




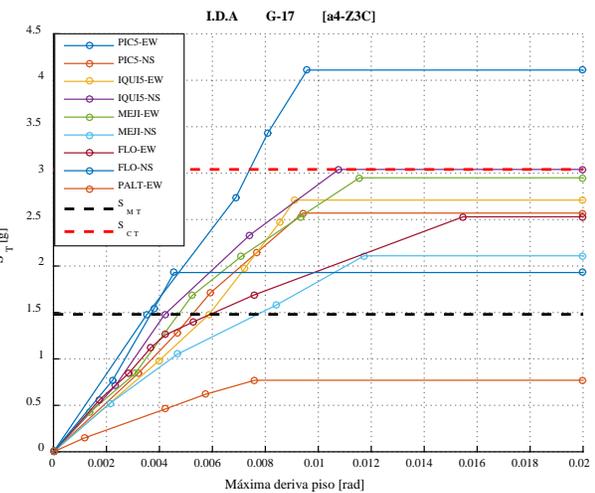
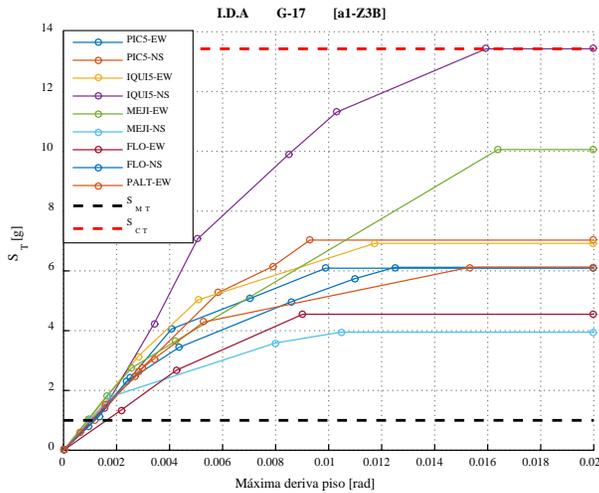
GRUPO 20

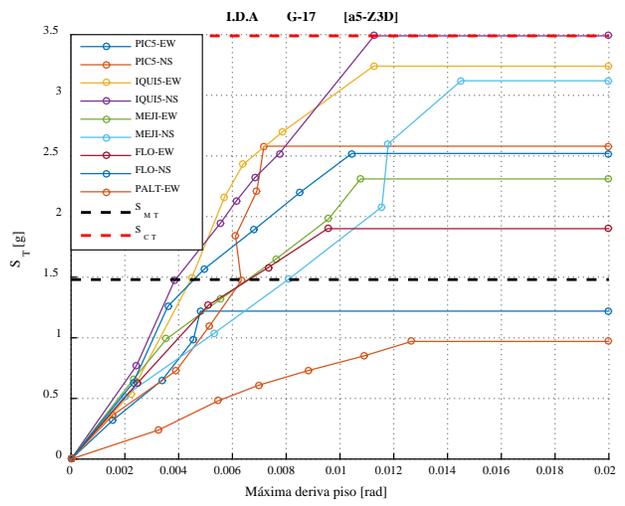
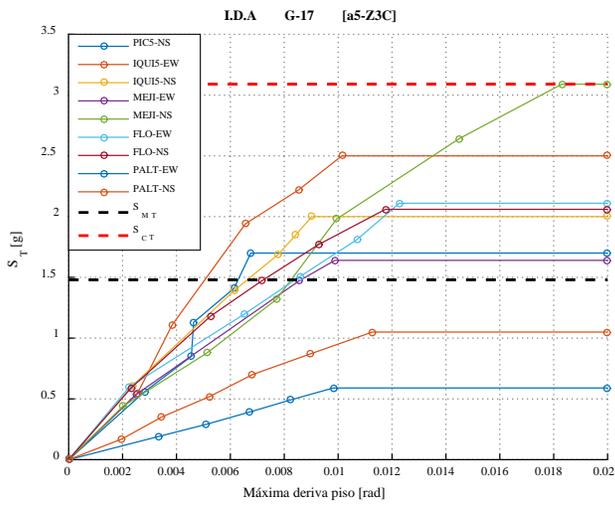


# GRUPO 18

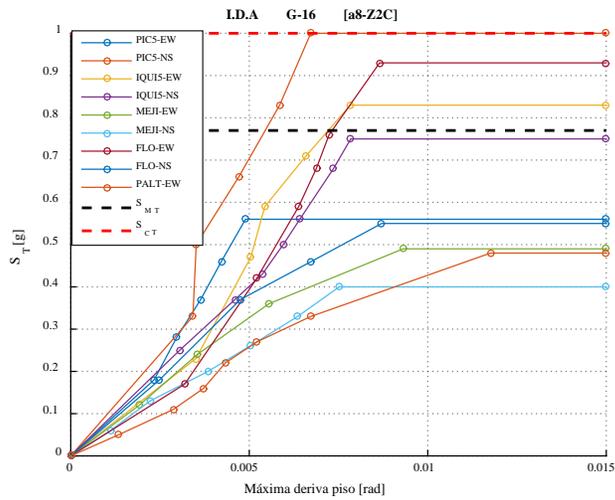
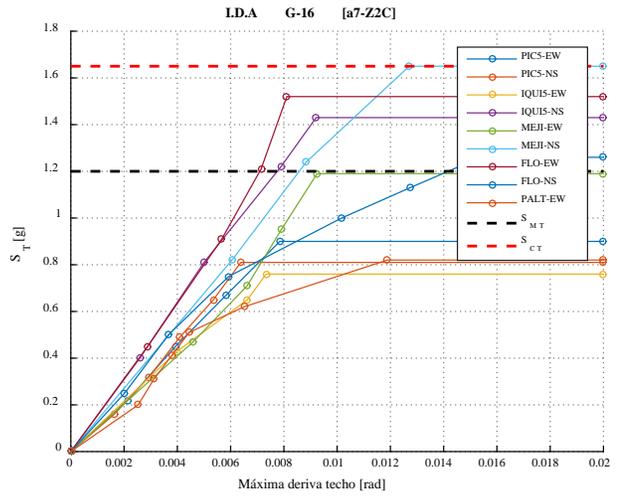
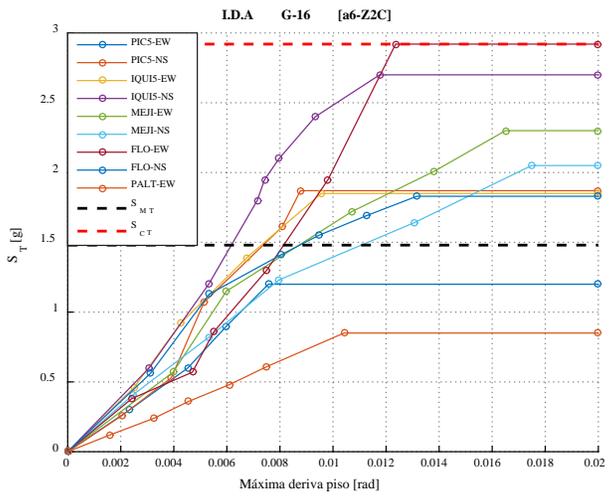


# GRUPO 17

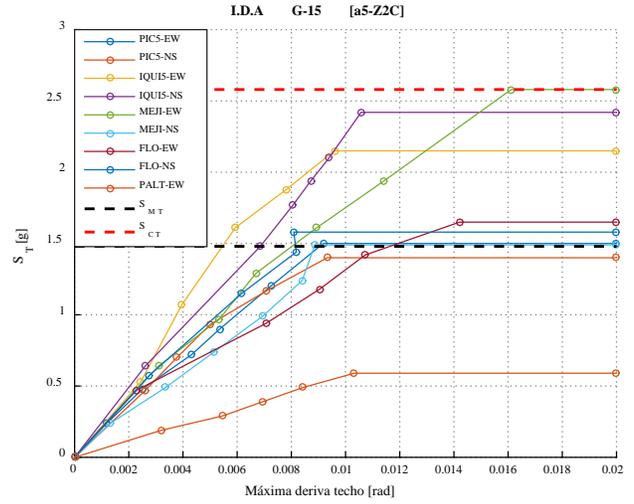
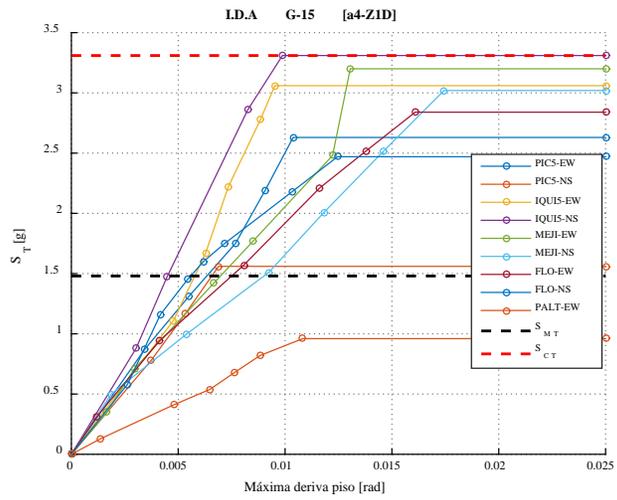
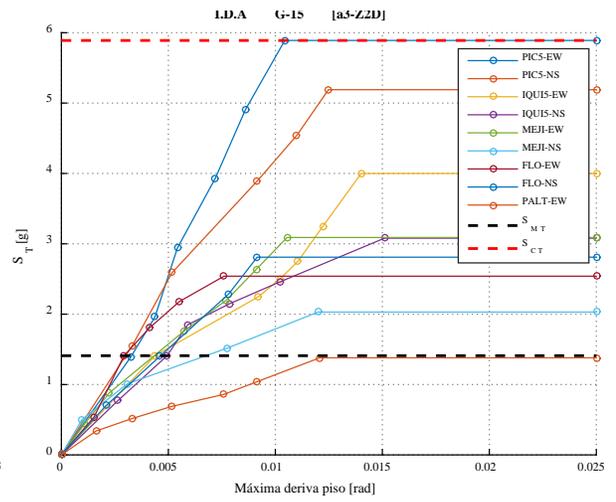
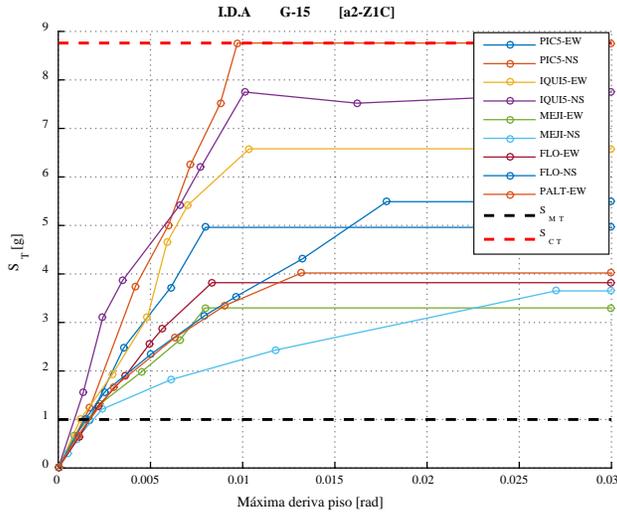




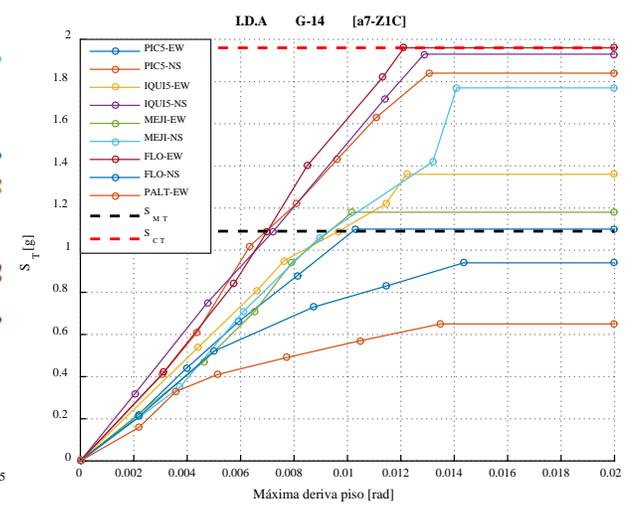
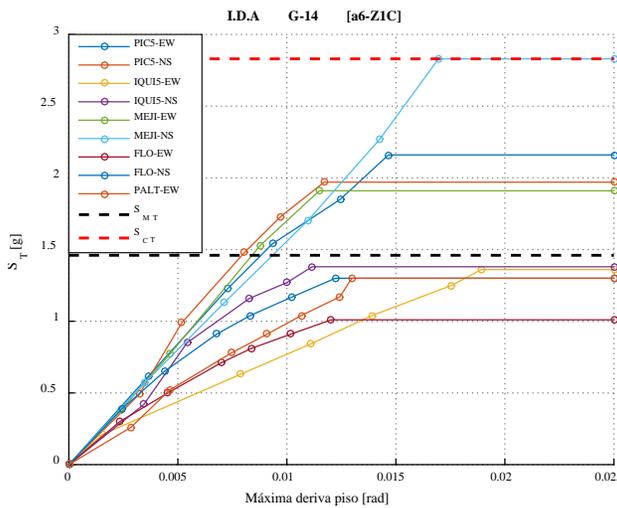
**GRUPO 16**

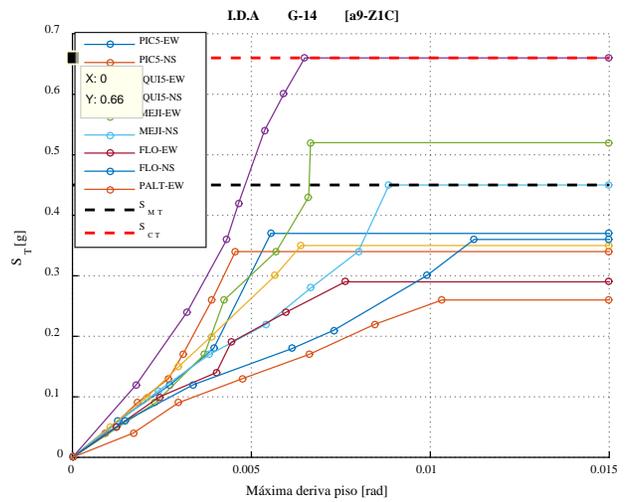
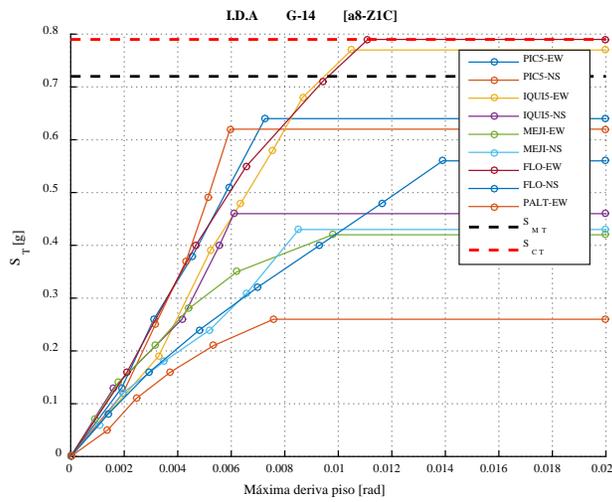


# GRUPO 15

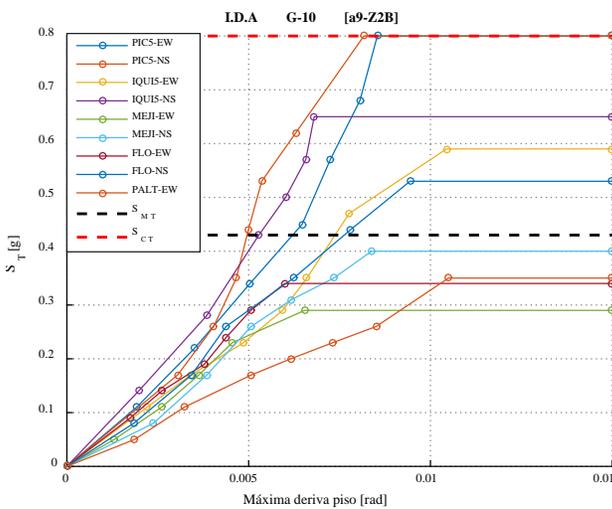
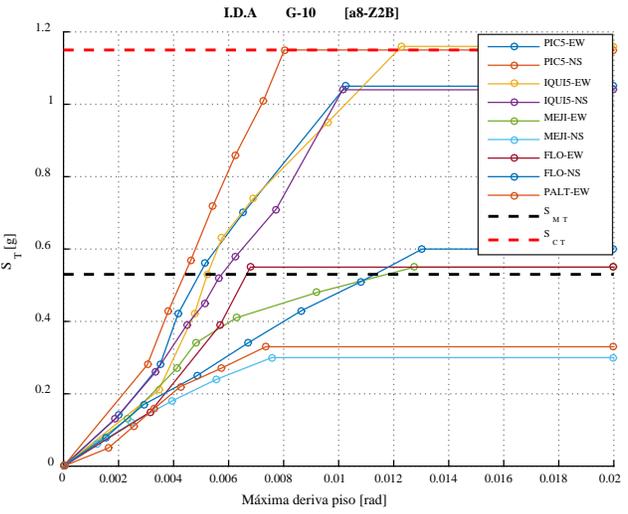
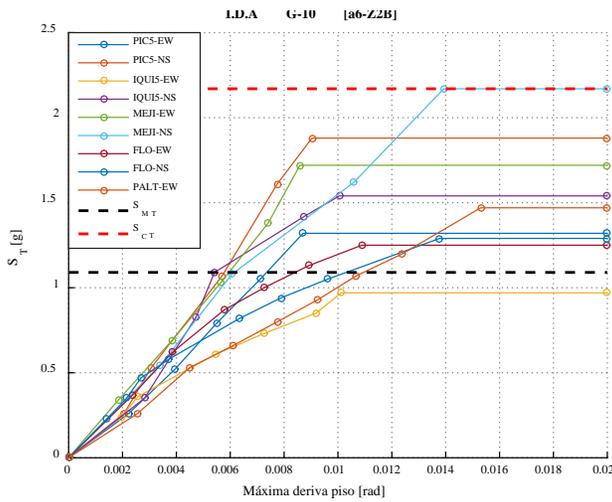


# GRUPO 14

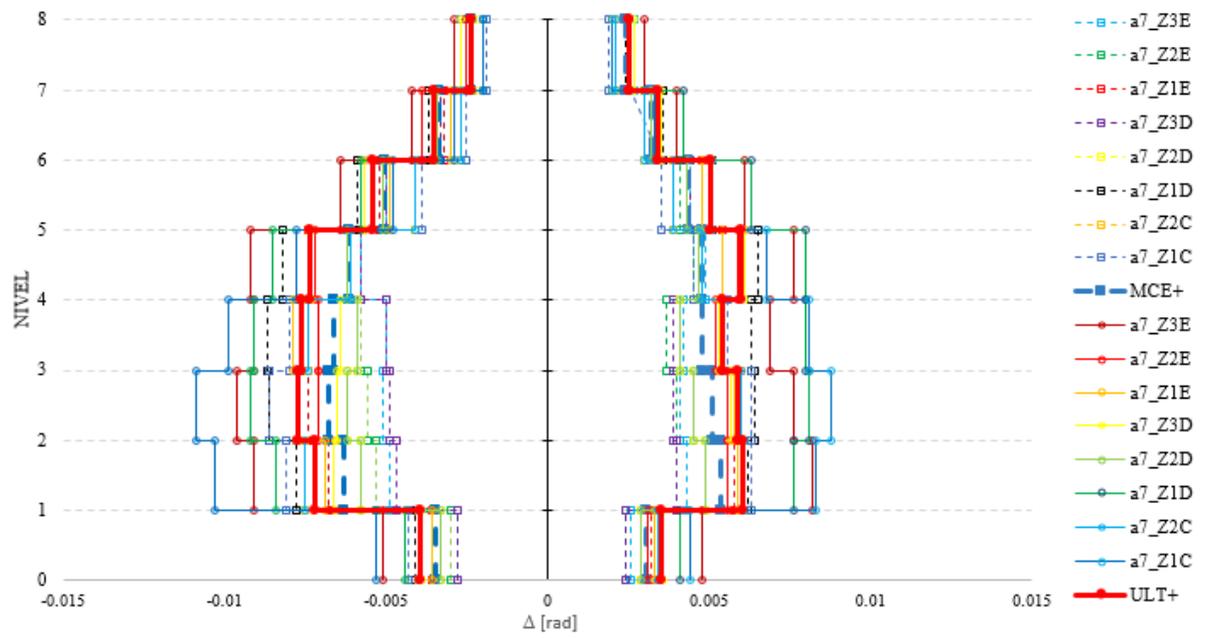
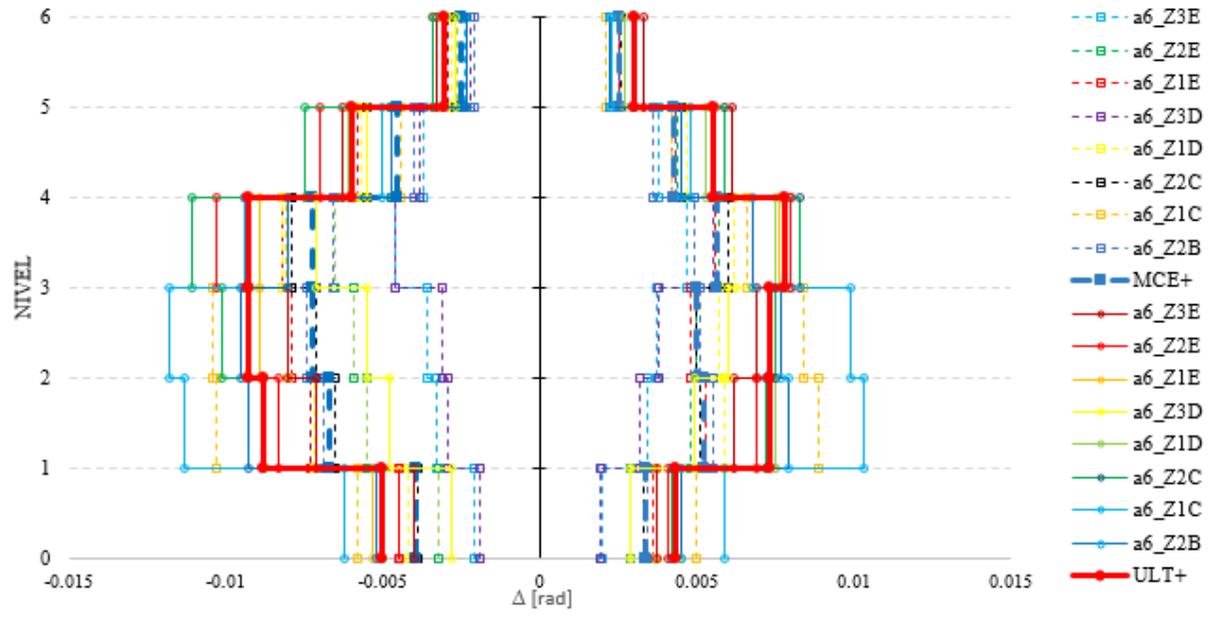


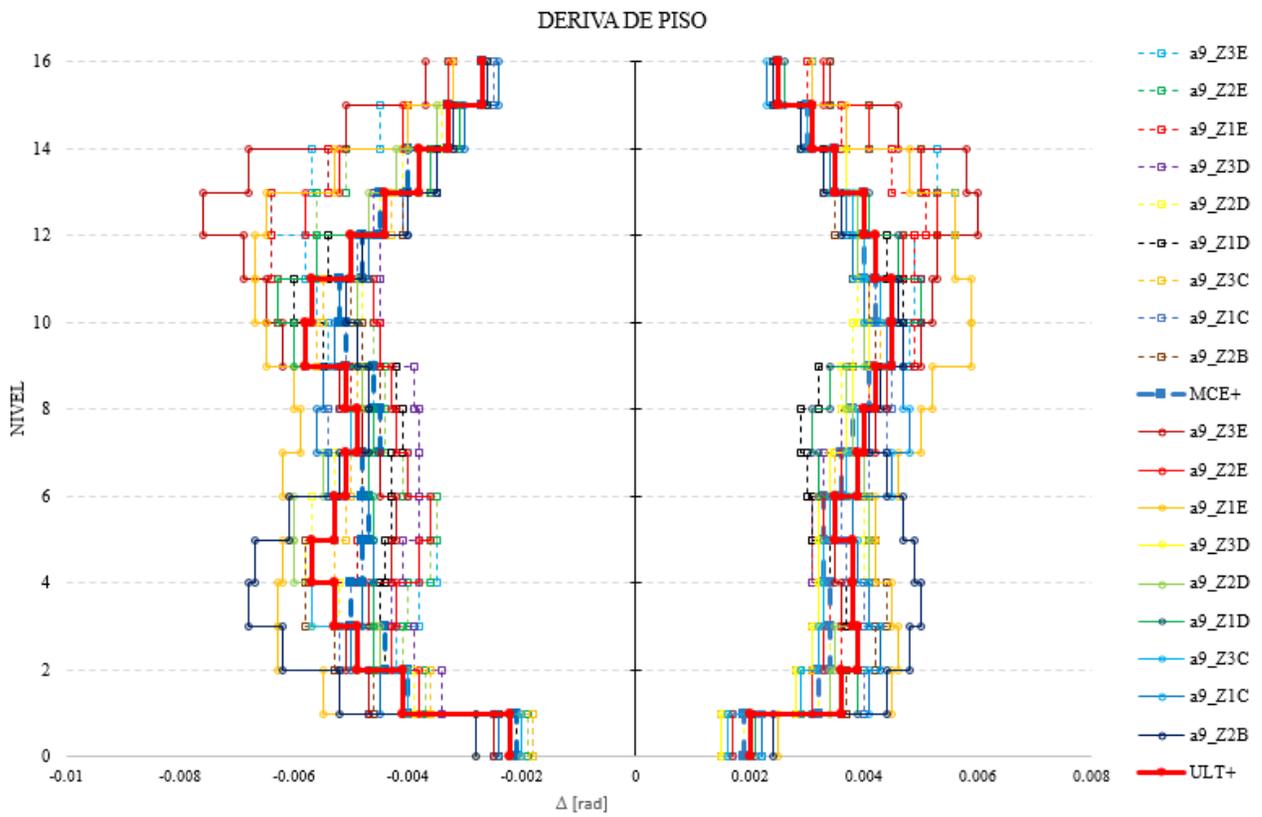
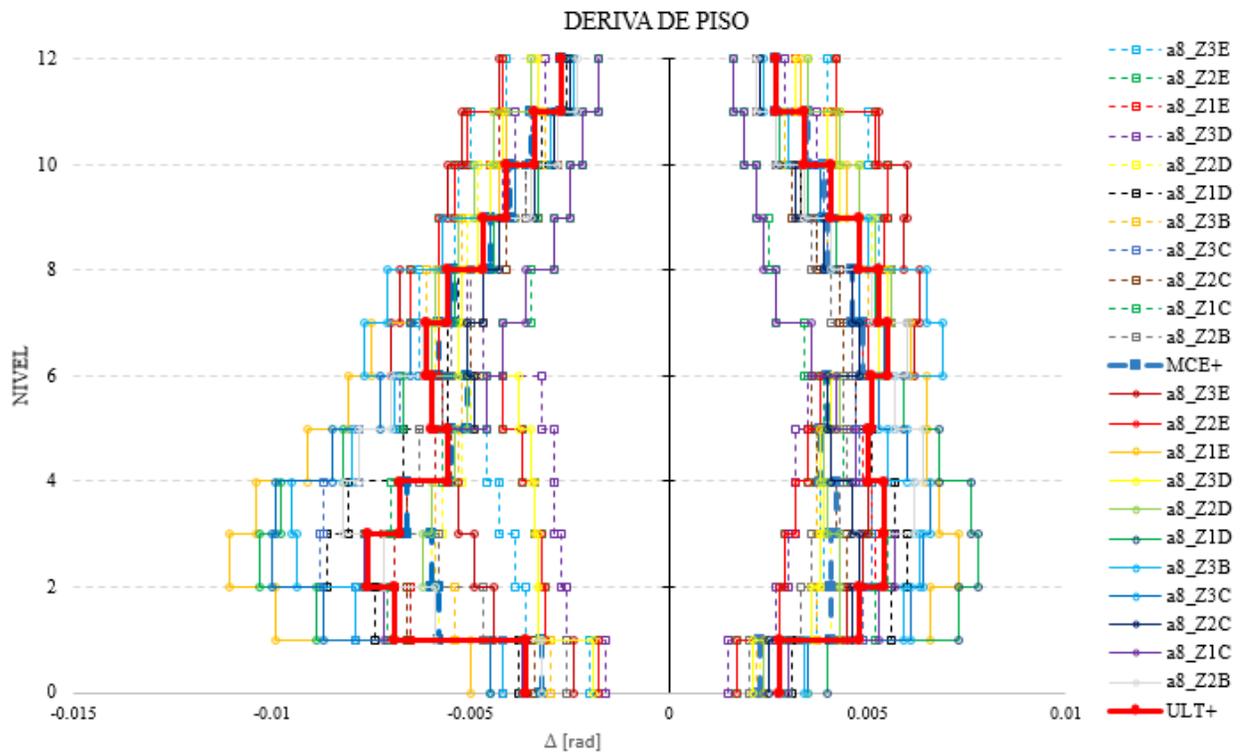


GRUPO 10

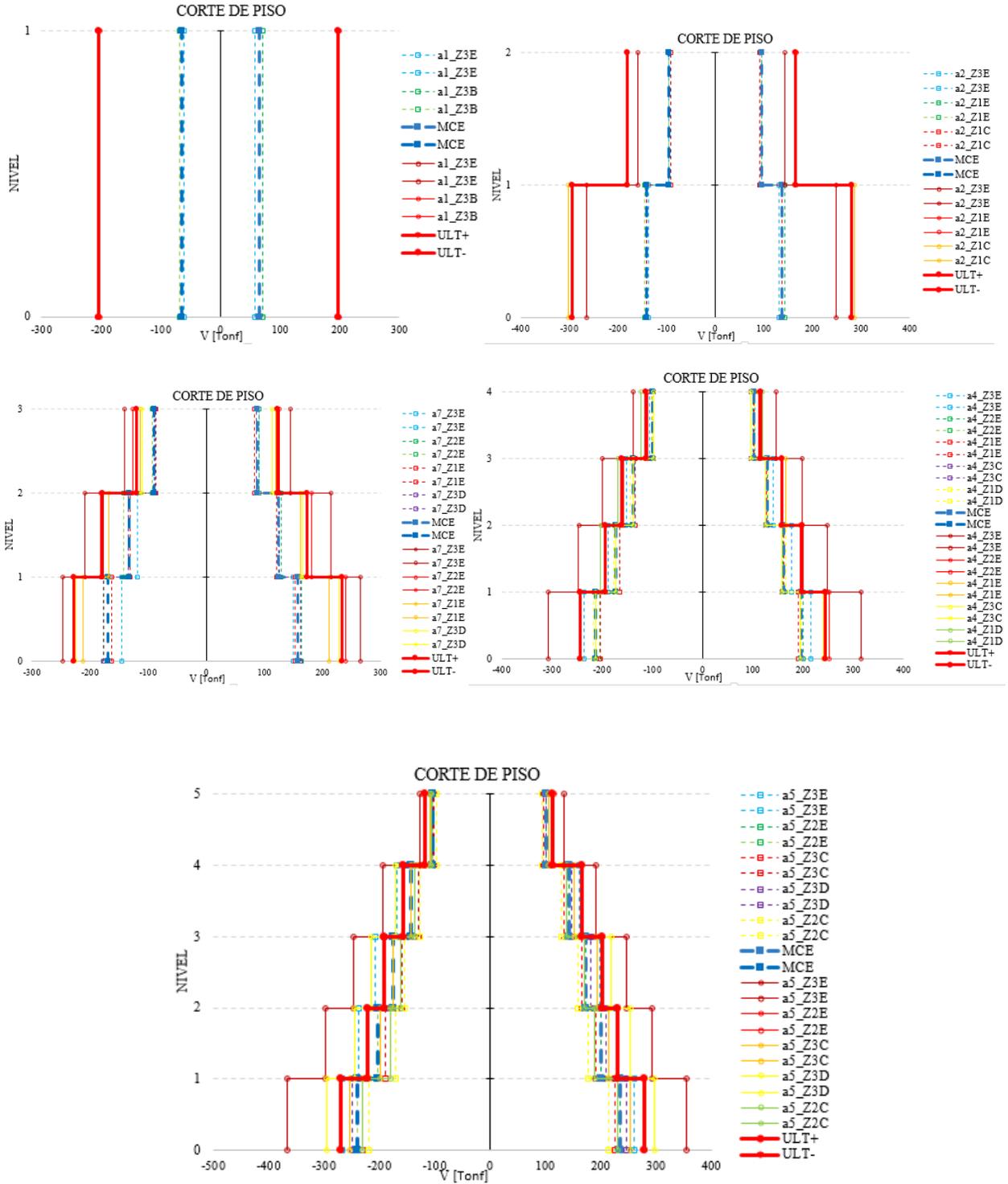


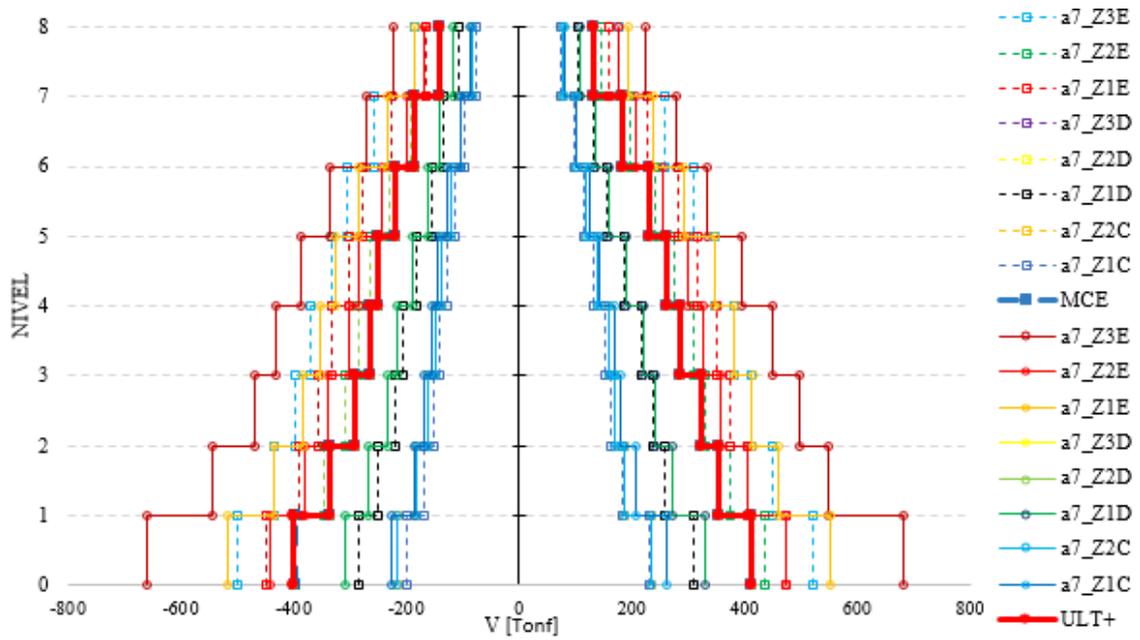
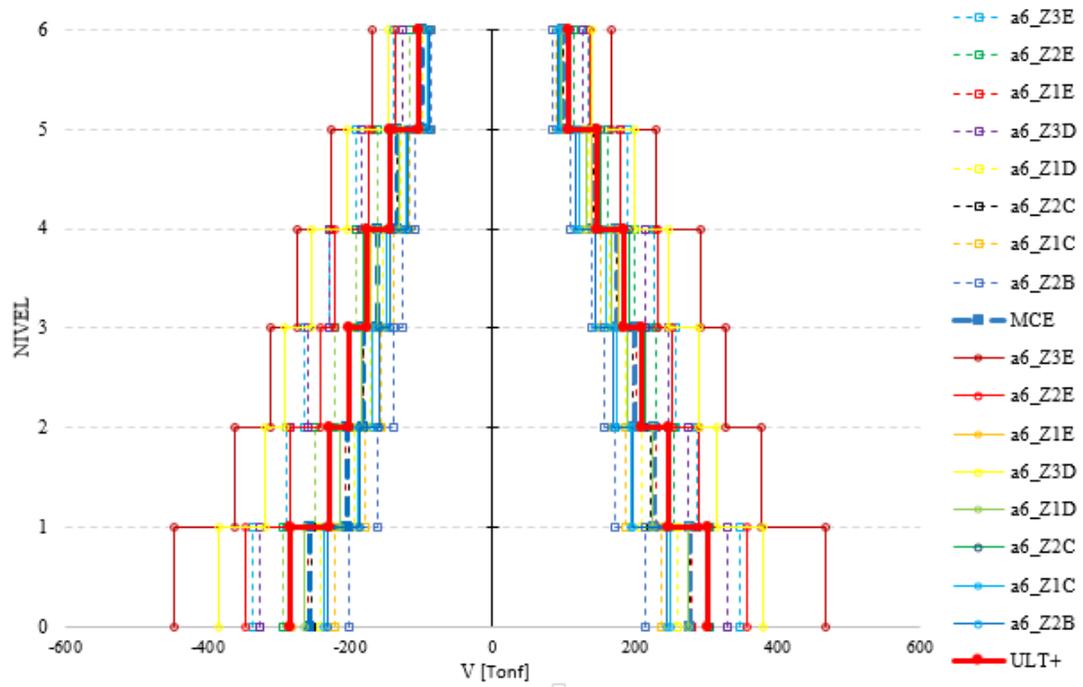


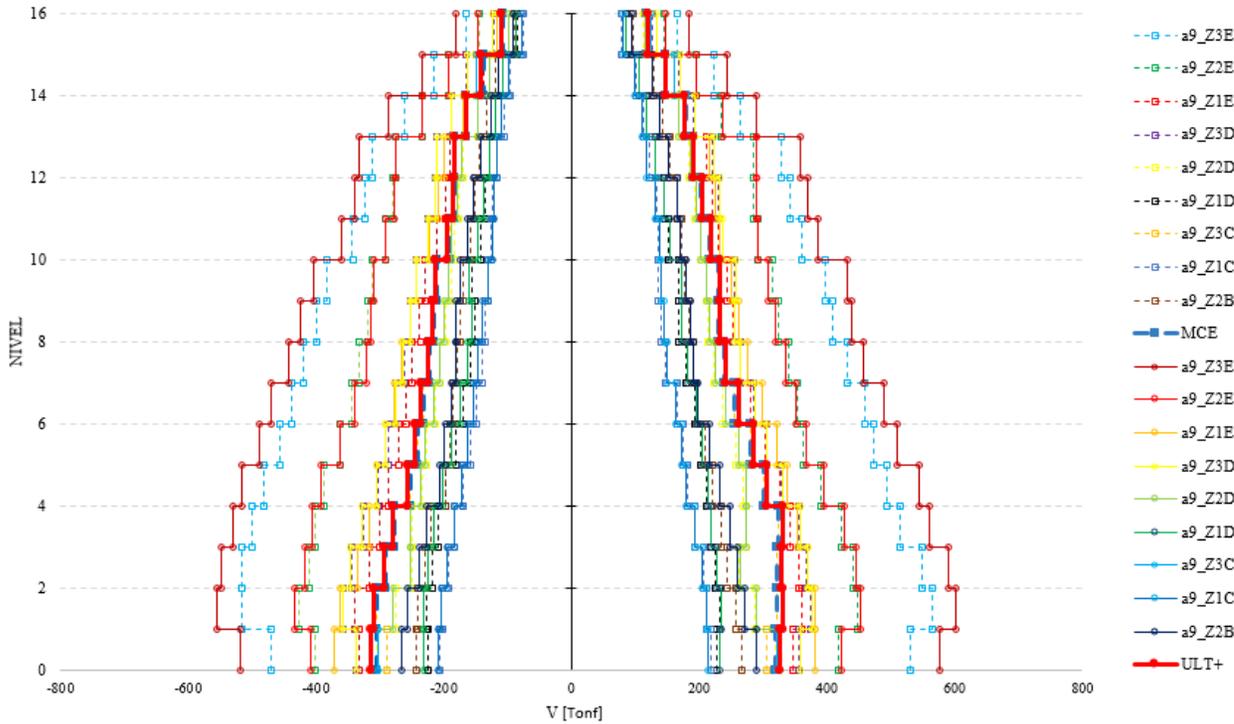
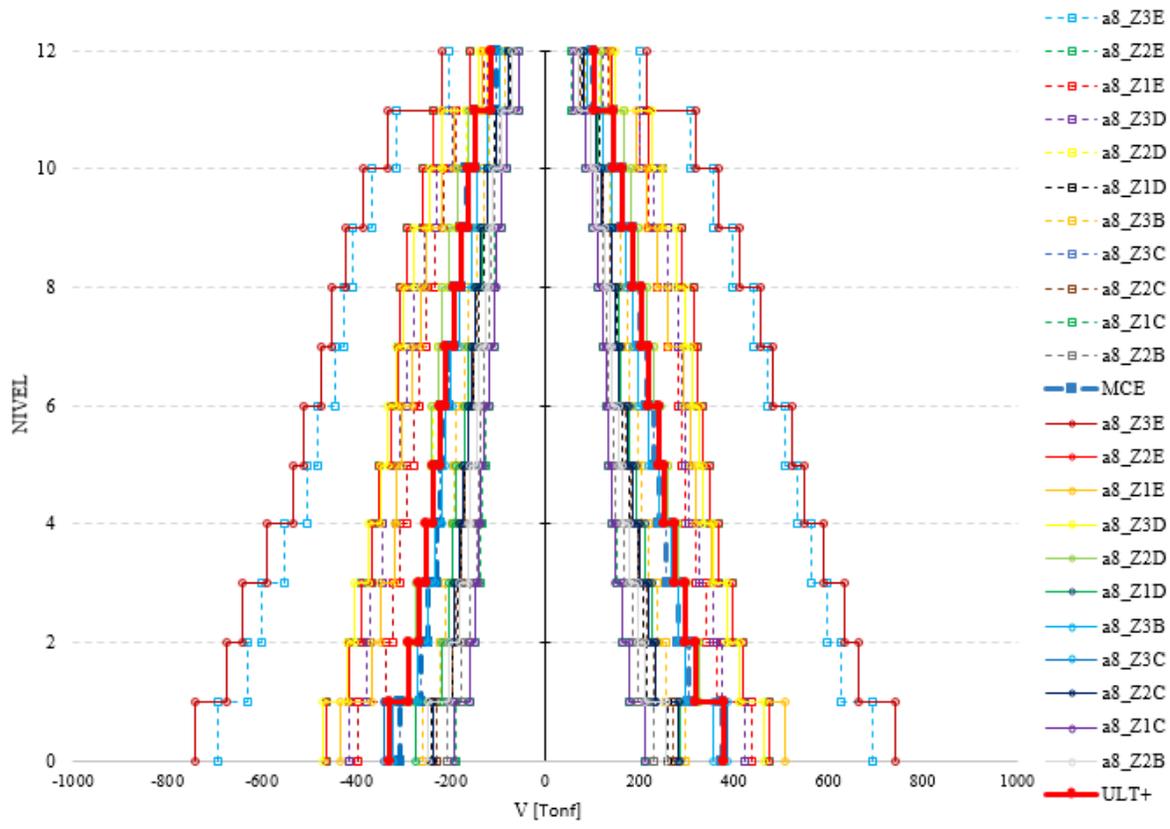




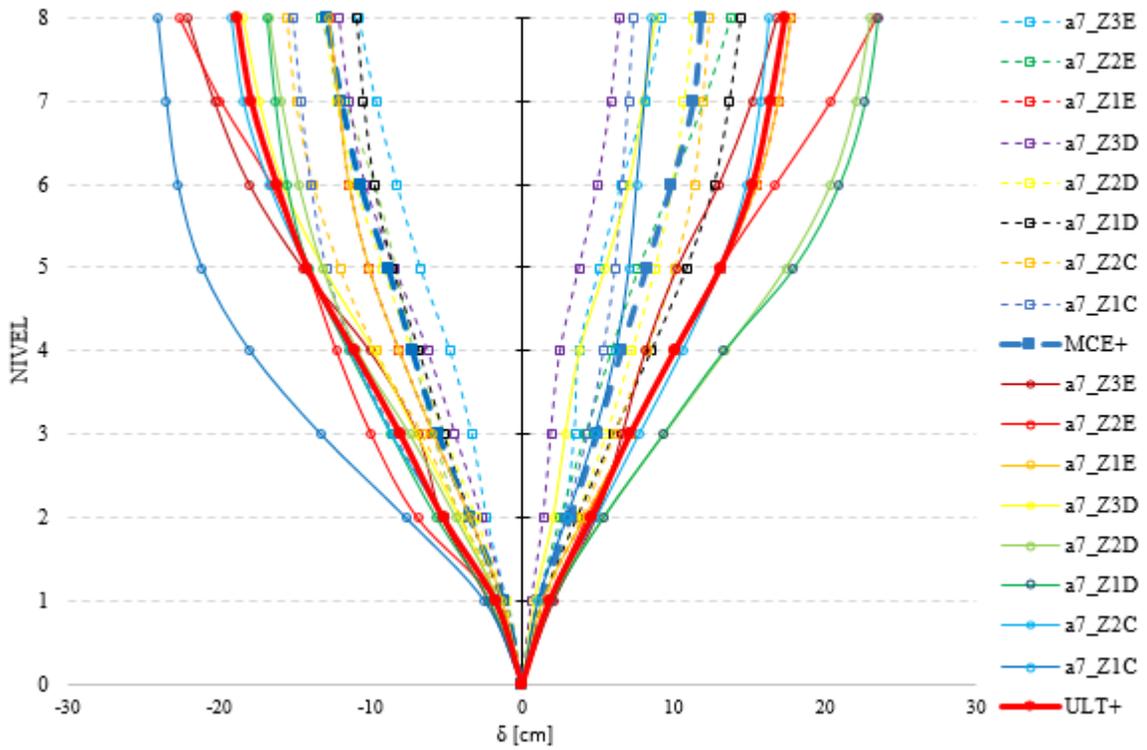
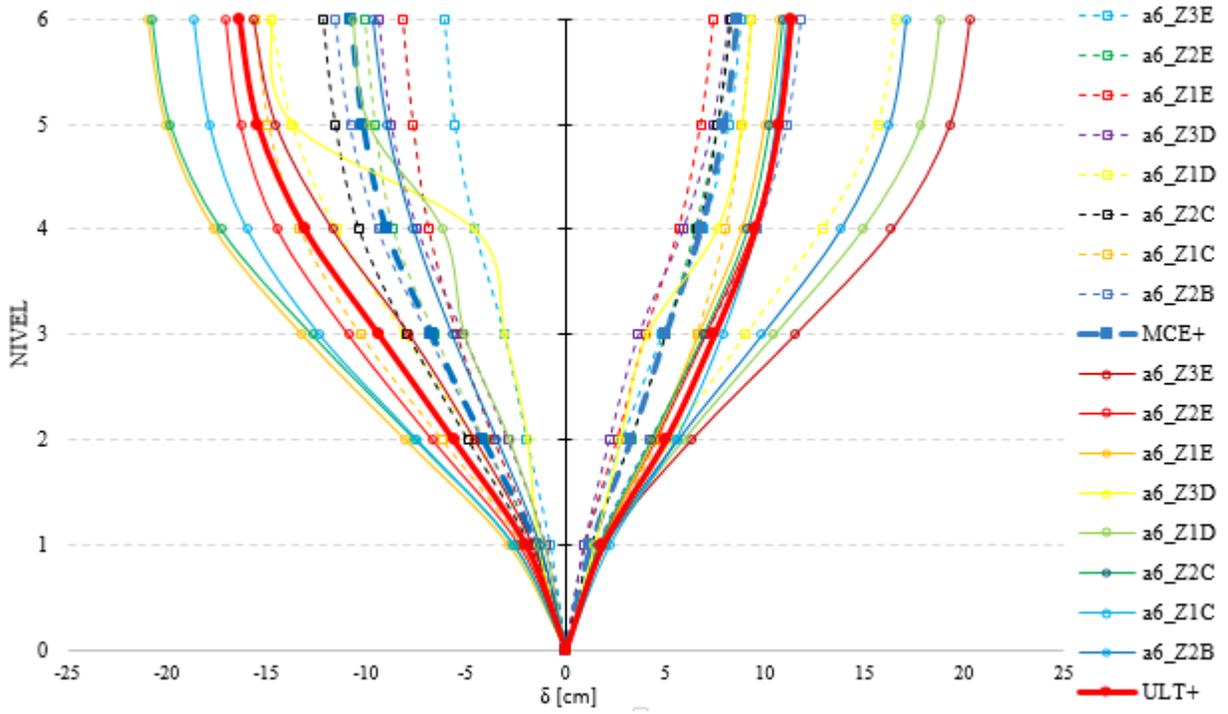
# CORTES DE PISO

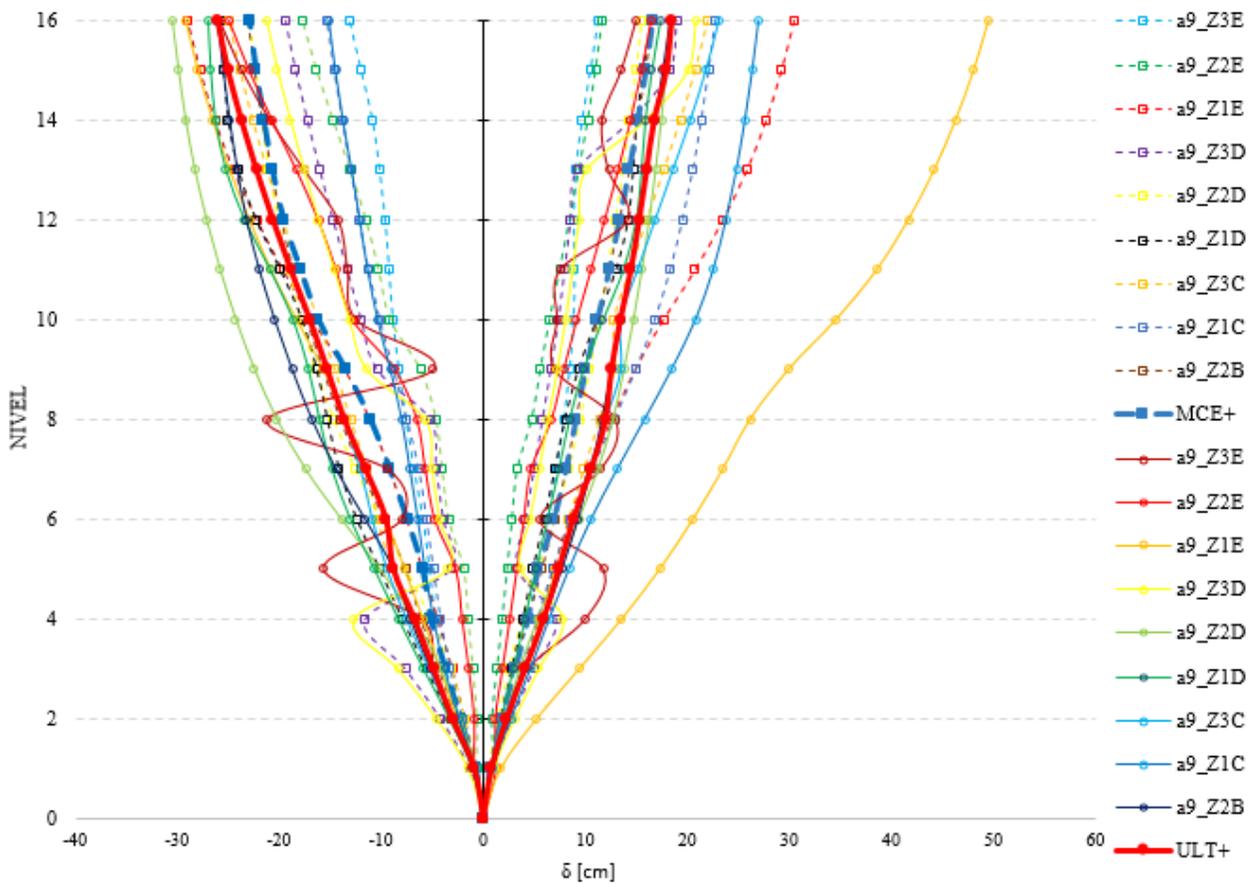
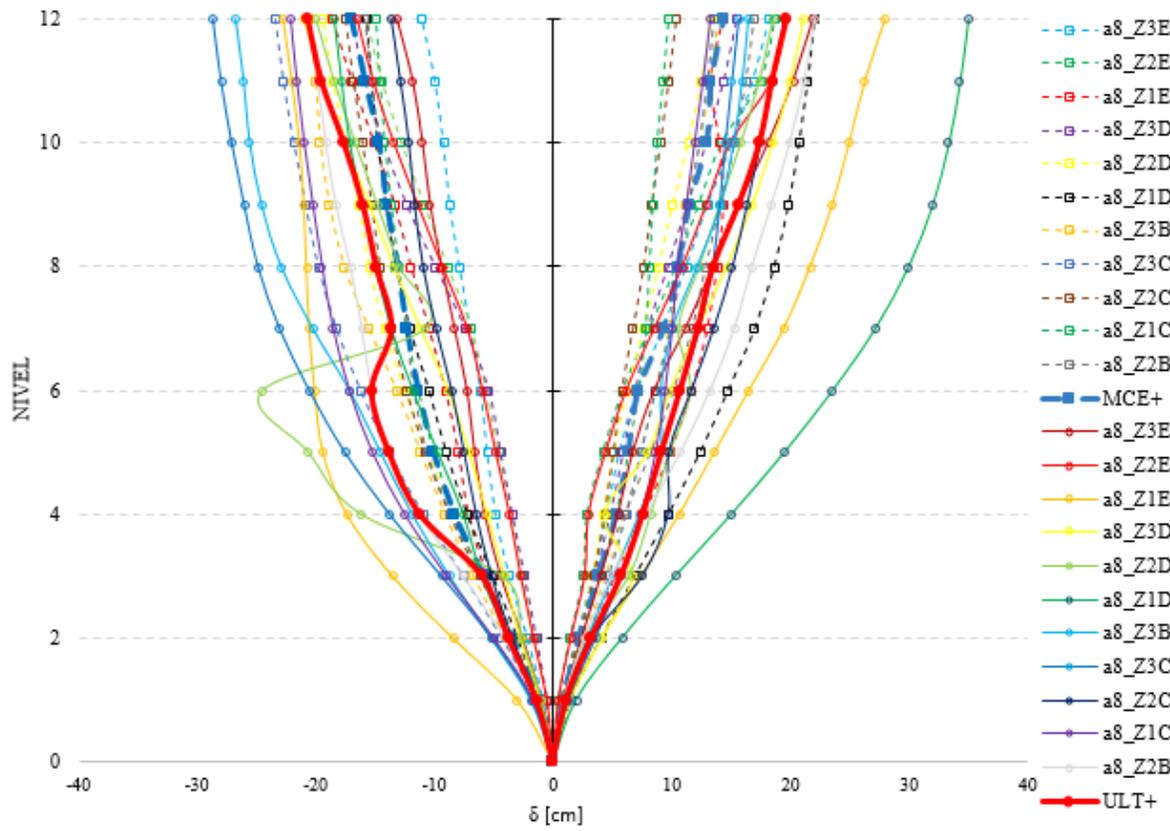












# ROTACIONES ENLACES

