



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

**DESEMPEÑO DE MARCO ARRIOSTRADO EXCÉNTRICAMENTE DE VARIOS
NIVELES SIN LOSA INTERMEDIA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RODRIGO ANDREAS VALENZUELA NUÑEZ

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

EDUARDO NUÑEZ CASTELLANOS

RAMÓN MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE

2019

RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: RODRIGO A. VALENZUELA N.
FECHA: MAYO 2019
PROFESOR GUÍA: SR. RICARDO HERRERA

DESEMPEÑO DE MARCO ARRIOSTRADO EXCÉNTRICAMENTE DE VARIOS NIVELES SIN LOSA INTERMEDIA

El sistema estructural de marcos arriostrados de varios niveles sin losa intermedia (MTBF) posee dos o más niveles arriostrados lateralmente en una estructura con altura única, las cuales están encargada de resistir la carga axial desbalanceada, la cual ocurre luego del pandeo a compresión de los arriostres, con ausencia de diafragmas en la dirección perpendicular. Estos son utilizados en edificaciones industriales de gran altura, en las cuales utilizar un solo arriostramiento genera secciones muy grandes. En general, se utiliza arriostramientos concéntricos de tipo X, chevron o V.

Este trabajo de título tiene como objetivo principal evaluar el desempeño del sistema estructural MTBF utilizando arriostramientos excéntricos en sus niveles, caracterizando el modo de falla que presente, considerando las no linealidades del problema.

Para la realización de esta investigación se consideró una estructura MTBF de dos niveles, compuesta por 5 vanos de 11,65 metros de alto con 10,48 metros de ancho, en los cuales el segundo y cuarto vano corresponden al sistema sismorresistente EBF, utilizando diafragma rígido solamente en el nivel superior, ubicada en un suelo de tipo 2 y zona sísmica III. Además, para las uniones de cada uno de los elementos se considera una conexión de tipo rígida y se utiliza la calidad de acero de ASTM A992 para todos los elementos. Esta estructura es diseñada en base a la norma NCh2369, considerando un diseño por capacidad para marcos EBF según lo estipulado en la norma AISC341 y verificando la resistencia de los perfiles según lo indicado en la norma AISC360.

Posterior al diseño, se consideraron 4 modelos a estudiar; el primero sin imperfecciones en el enlace del nivel inferior, el segundo con una imperfección en los nodos del enlace de 2,8 milímetros en direcciones contrarias, el tercero con una imperfección en los nodos del enlace igual a 7,7 milímetros en la misma dirección y un cuarto modelo incorporando un diafragma rígido en el nivel intermedio. Estos fueron sometidos a un análisis no lineal estático y dinámico utilizando el programa SAP2000 v20.2.

Los resultados obtenidos indican que se obtiene un desempeño sísmico aceptable en base a lo estipulado en el informe FEMA P695. Por lo tanto, las disposiciones de diseño para este sistema estructural, utilizando las normativas vigentes en la actualidad, cumplen con los requisitos establecidos para obtener un desempeño sísmico adecuado.

Además, se cumple con el modo de falla esperado en todos los modelos, ya que la formación de rotulas plásticas solo se presenta en los enlaces de ambos niveles, los cuales corresponden al elemento fusible del sistema estructural, mientras que sus demás elementos presentan un comportamiento lineal durante todo el análisis.

Agradecimientos

En primer lugar, agradezco a mis padres, Rodrigo Valenzuela y Mónica Nuñez, por su confianza y apoyo incondicional que me han dado a lo largo de todos mis años de estudio, y enseñarme que con esfuerzo y perseverancia uno puede lograr todo lo que se proponga. Gracias por todos los sacrificios que han hecho por mí, y sin ustedes no hubiera sido la persona que soy hoy en día.

A mi hermana Alexia Valenzuela, por la paciencia y apoyo que tuvo en los momentos de estrés durante mi carrera.

A mi abuela Venecia Pierattini, por su cariño incondicional y apoyo en todo momento. Gracias por ser un ejemplo de persona en mi vida, y todos los sacrificios que has hecho por mí durante tantos años.

Al profesor Ricardo Herrera, por permitirme trabajar con usted, su ayuda y apoyo en todo momento, y la paciencia para responder cada una de las dudas que me surgieron a lo largo de este proceso.

A Javiera Bustos, por estar dispuesta a prestarme ayuda en todo momento desde que nos conocimos, por los consejos que me has dado a lo largo de la carrera y por toda la paciencia que has tenido para explicarme con enorme voluntad.

A Sergio Jilberto, a quien conocí en la universidad por casualidad y desde entonces forjamos una enorme amistad, brindándonos apoyo mutuo, aconsejándonos, y viviendo muchas experiencias a lo largo de la carrera.

A mis amigos Sebastián Gonzales y Sebastián Carriel, quienes me han apoyado siempre y con quienes he compartido innumerables experiencias a lo largo de mi vida.

Tabla de Contenido

Capítulo 1: Introducción.....	1
1.1 Introducción General	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo General.....	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 Organización del Trabajo	2
Capítulo 2: Marco Teórico	3
2.1 Marcos Excéntricos (EBF)	3
2.2 Estudios Previos	4
2.3 Normativa de diseño.....	5
2.3.1 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales NCh2369	5
2.3.2. Disposiciones generales y combinaciones de cargas.....	7
2.3.3 Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh2745	8
2.3.4 Código de prácticas estándar para edificios de acero y puentes AISC 303.....	9
2.3.5 Especificaciones para edificios de acero estructural AISC 360	9
2.3.6 Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural AISC 341	9
2.4 Metodología FEMA.....	11
2.4.1 Desarrollo Conceptual del sistema	11
2.4.2 Información requerida del sistema	12
2.4.3 Desarrollo de arquetipos.....	12
2.4.4 Desarrollo de modelos no lineales.....	12
2.4.5 Análisis no lineales.....	13
2.4.6 Evaluación del desempeño	13
2.5 Análisis no lineal	13
2.5.1 Análisis no lineal estático o Pushover	13
2.5.2 Análisis no lineal dinámico o Tiempo-Historia.....	14
2.5.3 Modelación de las rótulas plásticas	16
Capítulo 3: Diseño Estructural	17
3.1 Sistema Estructural	17
3.2 Materiales	17
3.3 Cargas Estáticas	18

3.4 Espectro de diseño	18
3.5 Diseño de estructura	19
3.5.1 Análisis sísmico según NCh2369	20
3.5.2 Diseño según AISC 341 y AISC 360	21
Capítulo 4: Análisis no lineal estático	23
4.1 Consideraciones.....	23
4.2 Resultados Obtenidos	25
4.2.1 Curva de capacidad.....	25
4.2.2 Momento versus Rotación del enlace	29
4.2.3 Desplazamiento fuera del plano del enlace	34
4.2.4 Secuencia de formación de las rótulas plásticas.....	39
4.2.5 Factor de modificación de respuesta R y sobrerresistencia Ω_o	41
Capítulo 5: Análisis no lineal dinámico	42
5.1 Consideraciones.....	42
5.2 Resultados obtenidos	42
5.2.1 Razón de margen de colapso	43
5.2.2 Desplazamiento y deriva de niveles	46
5.2.3 Demanda a flexión en la columna	51
5.2.4 Distribución del corte en los elementos.....	53
5.2.5 Desempeño a flexión del enlace	54
Capítulo 6: Análisis de resultados	58
6.1 Análisis no lineal estático.....	58
6.2 Análisis no lineal dinámico	60
Capítulo 7: Conclusiones.....	62
7.1 Resumen y Conclusiones.....	62
7.2 Recomendaciones y trabajos futuros	65
Bibliografía.....	66
Anexos	68
A1. Configuración Análisis Pushover	68
A2. Configuración Análisis Tiempo-Historia	71

Índice de Tablas

Tabla 2 - 1 Valor del coeficiente de importancia NCh2369.....	5
Tabla 2 - 2 Valor de la aceleración efectiva máxima NCh2369.....	6
Tabla 2 - 3 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo NCh2369.	6
Tabla 2 - 4 Parámetros Mm, Z y A de la norma NCh2475 dependientes de la zona sísmica.	8
Tabla 2 - 5 Parámetros de la norma NCh2745 dependientes del tipo de suelo.	8
Tabla 3 - 1 Tipos de cargas gravitacionales	18
Tabla 3 - 2 Tabla de valores de los parámetros para realizar el espectro de diseño de la norma NCh2369.....	18
Tabla 3 - 3 Perfiles seleccionados para cada uno de los elementos por nivel.	19
Tabla 3 - 4 Tabla de los parámetros obtenidos por el análisis sísmico según NCh2369	20
Tabla 3 - 5 Deriva de techo de la estructura.	20
Tabla 3 - 6 Relación ancho/espesor de la columna según los requerimientos de la norma NCh2369.	20
Tabla 3 - 7 Verificación de condición de enlace largo.	21
Tabla 3 - 8 Verificación de rotación plástica del enlace para cada nivel.	21
Tabla 3 - 9 Verificación de resistencia del enlace de cada nivel.	22
Tabla 3 - 10 Verificaciones de resistencia de las diagonales de cada nivel.	22
Tabla 3 - 11 Verificaciones de resistencia para la columna.	22
Tabla 4 - 1 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel superior del modelo 1.	25
Tabla 4 - 2 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel inferior del modelo 1.	26
Tabla 4 - 3 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel superior del modelo 2.	26
Tabla 4 - 4 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel inferior del modelo 2.	26
Tabla 4 - 5 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel superior del modelo 3.	27
Tabla 4 - 6 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel inferior del modelo 3.	27
Tabla 4 - 7 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel superior del modelo 4.	28
Tabla 4 - 8 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel inferior del modelo 4.	28
Tabla 4 - 9 Tabla de valores de puntos importantes de los gráficos momento-rotación del modelo 1.	29
Tabla 4 - 10 Tabla de valores de puntos importantes de los gráficos momento-rotación del modelo 2.	31
Tabla 4 - 11 Tabla de valores de puntos importantes de los gráficos momento-rotación del modelo 3.	32
Tabla 4 - 12 Tabla de valores de puntos importantes del gráfico momento-rotación del modelo 4.	33

Tabla 4 - 13 Tabla comparativa del momento y rotación en el plano (M3-R3) para todos los modelos.....	34
Tabla 4 - 14 Tabla comparativa del momento y rotación fuera del plano (M2-R2) para los modelos M1,M2 y M3.	34
Tabla 4 - 15 Tabla resumen de los desplazamientos fuera del plano en distintas etapas para el modelo 2.	35
Tabla 4 - 16 Tabla resumen de los desplazamientos fuera del plano en distintas etapas para el modelo 3.	37
Tabla 4 - 17 Características de los registros sísmicos utilizados para el análisis tiempo-historia.	42
Tabla 5 - 1 Valores de la razón de margen de colapso CMR para cada modelo.	44
Tabla 5 - 2 Valores de la razón de margen de colapso ajustada ACMR para cada modelo.	44
Tabla 5 - 3 Valor de la incertidumbre para cada termino señalado en la ecuación 2.21.	45
Tabla 5 - 4 Tabla resumen de la evaluación del desempeño del margen de colapso ajustado de cada modelo.	45
Tabla 5 - 5 Mediana del desplazamiento por nivel de cada modelo.....	50
Tabla 5 - 6 Mediana del desplazamiento por nivel normalizado por la altura total de cada modelo.	50
Tabla 5 - 7 Mediana de la deriva entre nivel obtenida para cada modelo.	50
Tabla 5 - 8 Máximo desplazamiento por nivel de cada modelo.	50
Tabla 5 - 9 Máximo desplazamiento por nivel normalizado por la altura total de cada modelo. .	50
Tabla 5 - 10 Máxima deriva entre nivel obtenida para cada modelo.	50
Tabla 5 - 11 Demanda a flexión en los extremos de la columna del panel inferior para cada modelo.	51
Tabla 5 - 12 Demanda a flexión en los extremos de la columna del panel superior para cada modelo.	52
Tabla 5 - 13 Mediana y desempeño de la capacidad de la columna a flexión en el panel inferior para cada modelo.	52
Tabla 5 - 14 Mediana y desempeño de la capacidad de la columna a flexión en el panel superior para cada modelo.	52
Tabla 5 - 15 Valor máximo y desempeño de la capacidad de la columna a flexión en el panel inferior para cada modelo.	53
Tabla 5 - 16 Valor máximo y desempeño de la capacidad de la columna a flexión en el panel superior para cada modelo.	53
Tabla 5 - 17 Valor de la mediana de la distribución del corte total en los elementos para cada modelo.	53
Tabla 5 - 18 Flexión máxima en el plano del enlace en el panel inferior para cada modelo.	54
Tabla 5 - 19 Flexión máxima en el plano del enlace en el panel superior para cada modelo.	55
Tabla 5 - 20 Desempeño de la capacidad a flexión en el plano del enlace en el panel inferior para cada modelo.	55
Tabla 5 - 21 Desempeño de la capacidad a flexión en el plano del enlace en el panel superior para cada modelo.	55
Tabla 5 - 22 Flexión máxima fuera del plano del enlace para ambos modelos.....	56
Tabla 5 - 23 Desempeño de la capacidad a flexión fuera del plano del enlace en el para ambos modelos.....	56

Tabla 5 - 24 Mediana de la flexión en el plano para el enlace del panel inferior y superior.....	56
Tabla 5 - 25 Flexión máxima en el plano para el enlace del panel inferior y superior.	57
Tabla 5 - 26 Mediana de la flexión fuera del plano para el enlace del panel inferior del modelo 2 y 3.	57
Tabla 5 - 27 Flexión máxima fuera del plano para el enlace del panel inferior del modelo 2 y 3.	57

Índice de Ilustraciones

Imagen 2 - 1 Diferentes configuraciones de marcos arriostrados excéntricamente.	3
Imagen 2 - 2 Concentración de demanda inelástica en el nivel 2.....	4
Imagen 2 - 3 Definición del espectro de diseño de pseudo aceleración de la NCh2745.....	8
Imagen 2 - 4 Esquema de imperfección tolerada por la norma AISC303.....	9
Imagen 2 - 5 Mecanismo de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.....	10
Imagen 2 - 6 Curva Pushover idealizada.....	14
Imagen 2 - 7 Control por deformación.....	16
Imagen 2 - 8 Niveles de desempeño en la curva de carga-deformación.....	16
Imagen 3 - 1 Esquema representativo del sistema estructural a diseñar.....	17
Imagen 3 - 2 Espectro de diseño de la norma NCh2369 para suelo tipo 2 y zona sísmica III.....	18
Imagen 4 - 1 Esquema de aplicación de la carga lateral en el modelo.....	23
Imagen 4 - 2 Definición de rótula plástica a flexión M2-M3 en SAP2000v20.2.....	23
Imagen 4 - 3 Configuración rótula plástica según ASCE41-13[10].....	24
Imagen 4 - 4 Definición de rótula plástica a flexocompresión P-M2-M3 en SAP2000v20.2.....	24
Imagen 4 - 5 Curva de capacidad del modelo 1.....	25
Imagen 4 - 6 Curva de capacidad del modelo 2.....	26
Imagen 4 - 7 Curva de capacidad del modelo 3.....	27
Imagen 4 - 8 Curva de capacidad del modelo 4.....	28
Imagen 4 - 9 Gráfico Momento versus Rotación en el plano para el modelo 1.....	29
Imagen 4 - 10 Gráfico Momento versus Rotación en el plano para el modelo 2.....	30
Imagen 4 - 11 Gráfico Momento versus Rotación fuera del plano para el modelo 2.....	30
Imagen 4 - 12 Gráfico Momento versus Rotación en el plano para el modelo 3.....	31
Imagen 4 - 13 Gráfico Momento versus Rotación fuera del plano para el modelo 3.....	32
Imagen 4 - 14 Gráfico Momento versus Rotación en el plano para el modelo 4.....	33
Imagen 4 - 15 Esquema de los nodos a analizar de la estructura.....	34
Imagen 4 - 16 Desplazamiento de los nodos en la etapa de fluencia para el modelo 2.....	35
Imagen 4 - 17 Desplazamiento de los nodos en la etapa del peak de capacidad en la rótula para el modelo 2.....	35
Imagen 4 - 18 Desplazamiento de los nodos en la etapa del 80% del peak de capacidad de la curva Pushover del modelo 2.....	36
Imagen 4 - 19 Desplazamiento de los nodos en la etapa de colapso en la rótula para el modelo 2.....	36
Imagen 4 - 20 Desplazamiento de los nodos en la etapa de fluencia para el modelo 3.....	37
Imagen 4 - 21 Desplazamiento de los nodos en la etapa del peak de capacidad en la rótula para el modelo 3.....	37
Imagen 4 - 22 Desplazamiento de los nodos en la etapa del 80% del peak de capacidad de la curva Pushover del modelo 3.....	38
Imagen 4 - 23 Desplazamiento de los nodos en la etapa de colapso en la rótula para el modelo 3.....	38
Imagen 4 - 24 Secuencia de rotulación para los modelos 1, 2 y 3.....	39

Imagen 4 - 25 Secuencia de rotulación para el modelo 4.	40
Imagen 5 - 1 Espectros de aceleración de respuesta de los registros junto al espectro mediano.	43
Imagen 5 - 2 Espectro de aceleración MCE para un suelo tipo 2 y zona sísmica III.	44
Imagen 5 - 3 Desplazamiento por nivel, normalizado por la altura total, obtenido del análisis tiempo historia para el modelo 1.	46
Imagen 5 - 4 Deriva entre nivel obtenida del análisis tiempo historia para el modelo 1.	46
Imagen 5 - 5 Desplazamiento por nivel, normalizado por la altura total, obtenido del análisis tiempo historia para el modelo 2.	47
Imagen 5 - 6 Deriva entre nivel obtenida del análisis tiempo historia para el modelo 2.	47
Imagen 5 - 7 Desplazamiento por nivel, normalizado por la altura total, obtenido del análisis tiempo historia para el modelo 3.	48
Imagen 5 - 8 Deriva entre nivel obtenida del análisis tiempo historia para el modelo 3.	48
Imagen 5 - 9 Desplazamiento por nivel, normalizado por la altura total, obtenido del análisis tiempo historia para el modelo 4.	49
Imagen 5 - 10 Deriva entre nivel obtenida del análisis tiempo historia para el modelo 4.	49
Imagen 5 - 11 Esquema del panel inferior y superior.	51
Imagen 5 - 12 Numeración considerada en el análisis de la distribución del corte en sus elementos.	53
Imagen A1 - 1 Asignación de rótulas en el elemento a una distancia relativa de su largo.	68
Imagen A1 - 2 Definición de Carga POX CGNL X.	69
Imagen A1 - 3 Definición de carga PUSH X.	69
Imagen A1 - 4 Configuración "Other Parameters" para carga PUSH X.	70
Imagen A2 - 1 Definición de función Time-History.	71
Imagen A2 - 2 Definición de carga Time-History.	71
Imagen A2 - 3 Configuración de parámetro Damping para carga Time-History.	72

Capítulo 1: Introducción

1.1 Introducción General

Las estructuras llamadas marcos arriostrados de varios niveles sin losa intermedia (Multi-Tiered Braced Frames MTBF's) consisten en dos o más niveles arriostrados lateralmente en una estructura con altura única, las cuales, comprenden un puntal entre niveles, encargado de resistir la carga axial desbalanceada desarrollada luego del pandeo a compresión de los arriostres, con ausencia de diafragmas en la dirección perpendicular.

Son empleados generalmente en edificaciones industriales o comerciales altas, donde utilizar un único arriostramiento genera secciones muy grandes e inclinadas, y no representa una solución económica o práctica. Este tipo de estructura también es común en el área industrial, la cual se utiliza en las patas de los transportadores en plantas industriales. Las configuraciones típicas utilizadas en aplicaciones sísmicas para este sistema estructural son arriostramientos concéntricos de tipo X, chevron o V.

Se han realizado investigaciones con respecto a la estabilidad de la viga puntal sin losa y la respuesta dúctil de este sistema estructural con arriostramiento concéntrico, sin embargo, la respuesta con un arriostramiento de tipo excéntrico sigue sin ser investigada.

En la actualidad, no existe una normativa, nacional o internacional, que establezca una metodología de diseño del sistema de marcos arriostrados excéntricamente de varios niveles sin losa intermedia de las estructuras de acero.

Por este motivo, este estudio lleva a cabo una investigación preliminar para verificar las disposiciones actuales de diseño sísmico tanto de la NCh2369.Of2003 [1], como de la AISC360 [2] y AISC341 [3] con respecto a este tipo de sistema estructural. En esta última, se señala que este sistema estructural se evita debido a las dificultades para proporcionar un refuerzo lateral adecuado de la viga de enlace cuando no hay diafragma, siendo de esta manera poco práctico y dando preferencia a la utilización de un arriostramiento concéntrico.

El estudio se centrará en analizar la secuencia de plastificación de la estructura, el desplazamiento y comportamiento fuera del plano, y el desempeño sísmico del sistema estructural de un marco arriostrado excéntricamente con múltiples niveles sin losa intermedia en base a las disposiciones de las normativas actuales, a través de un análisis no lineal tanto estático como dinámico utilizando el software SAP2000 v20.2, con el fin de ayudar a la caracterización y estudio del desempeño del cual se posee poca investigación en la actualidad.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

El presente trabajo tiene por objetivo general evaluar el desempeño de este sistema estructural en la zona del enlace del arriostramiento, caracterizando el modo de falla que presente, considerando las no linealidades del problema.

1.2.2 Objetivos Específicos

El presente trabajo posee tres objetivos específicos, los cuales son descritos a continuación:

- Desarrollo y obtención del modelo detallado para este tipo de sistema estructural utilizando la normativa vigente.
- Caracterización del modo de falla de este tipo de sistema estructural y como varía según la imperfección agregada.
- Evaluar disposiciones de diseño para este tipo de sistema estructural en base a las normas vigentes en la actualidad.

1.3 Organización del Trabajo

Este trabajo se divide en 7 capítulos que se describen brevemente a continuación:

El Capítulo 2 presenta los principales antecedentes recopilados para llevar a cabo la realización de este trabajo, incluyendo estudios previos sobre este sistema estructural, y presentar las disposiciones de la normativa vigente. Además, describe de manera general la metodología FEMAP695 [4] a utilizar para la evaluación del desempeño del caso a estudiar.

El Capítulo 3 aborda aspectos del diseño estructural, detallando los criterios de diseño por capacidad según AISC341 [3], la verificación de cada uno de los elementos según AISC360 [2] y el diseño sísmico de la estructura exigido por la NCh2369.Of.2003 [1].

El Capítulo 4 detalla las consideraciones tomadas para la realización del análisis no lineal estático y se expone los resultados obtenidos para cada caso estudiado.

El Capítulo 5 describe la realización del análisis no lineal dinámico junto con presentar los resultados obtenidos para cada caso estudiado.

El Capítulo 6 presenta el análisis, comparación e interpretación de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores de cada caso estudiado.

El Capítulo 7 indica las conclusiones obtenidas, posterior a la realización y análisis de los resultados obtenidos a partir del estudio del desempeño sísmico del sistema estructural analizado, presentando recomendaciones de diseño y posibles estudios futuros.

Capítulo 2: Marco Teórico

2.1 Marcos Excéntricos (EBF)

Los marcos arriostrados excéntricamente se caracterizan por desarrollar una respuesta dúctil y estable. En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, llamados enlaces o links, donde se disipa energía por fluencia del acero. Los enlaces representan “fusibles estructurales”, y deben detallarse adecuadamente para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta. Los elementos restantes del marco, como las vigas fuera de la zona de enlace, columnas y arriostramientos se deben dimensionar aplicando conceptos del diseño por capacidad para asegurar que permanezcan en rango estático [5].

La rigidez lateral de los marcos arriostrados excéntricamente varía dependiendo de la longitud del enlace. Cuando esta longitud es pequeña en relación a la longitud total de la viga, su comportamiento se asemeja a la de un marco arriostrado concéntricamente y su rigidez lateral es elevada, por otro lado, si la longitud del enlace es grande, su comportamiento es similar a la de un marco a momento y su rigidez lateral disminuye.

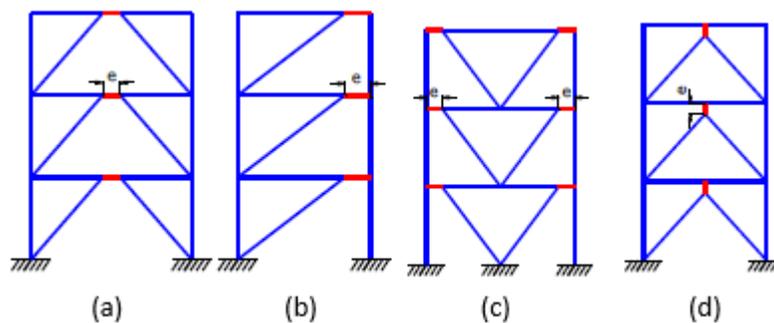


Imagen 2 - 1 Diferentes configuraciones de marcos arriostrados excéntricamente.

El enlace es diseñado para que disipe la mayor cantidad de energía por deformación inelástica y se concentren los daños de la estructura en este elemento ante una eventual sollicitación abrupta. Como el comportamiento de la estructura depende de la longitud del enlace, este debe ser diseñado de tal manera que asegure los requerimientos tanto de rigidez como de ductilidad.

El presente trabajo se centra en el estudio de un marco arriostrado excéntricamente de enlace largo con 2 niveles sin losa intermedia, con la configuración geométrica indicada en la figura (a) de la imagen 2-1, considerando la misma sección de viga para el enlace y la viga fuera de esta zona. Además, el diseño de las conexiones no se contempla como parte de este trabajo.

2.2 Estudios Previos

El estudio realizado por Imanpour [6] presenta una metodología de diseño sísmico para los MT-BF de marcos arriostrados concéntricamente con 1 piso y 2 niveles, con el objetivo de prevenir la inestabilidad en la columna y limitar las demandas de deriva en los niveles. Las conclusiones obtenidas en base a esta investigación son que el marco diseñado de acuerdo con las disposiciones sísmicas de AISC-2010 experimentó una concentración de demanda inelástica en uno de sus niveles (ver Imagen 2-2), el cual es llamado “nivel crítico”, lo que genera demandas a flexión en las columnas que pueden generar fallas por pandeo en las mismas. Además, se aprecia que la diferencia en los cortes por nivel y la no uniformidad de las derivas evidenciadas en altura, causan grandes demandas en las columnas.

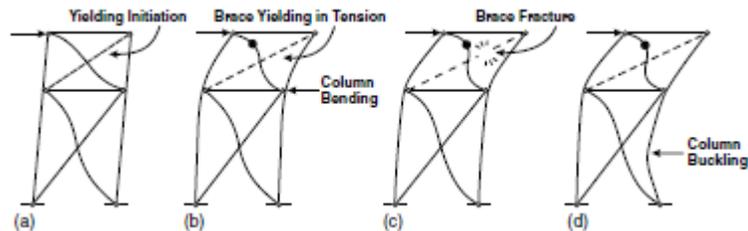


Imagen 2 - 2 Concentración de demanda inelástica en el nivel 2 [6].

El marco diseñado con la metodología planteada por los autores alcanza el comportamiento deseado, en el cual añaden requerimientos mínimos en la resistencia de las columnas para evitar las fallas evidenciadas, resistiendo así el desbalance en las derivas y generando deformaciones más uniformes. Recomiendan continuar con esta línea de investigación, incluyendo estructuras con un número mayor de niveles, para de esta manera generar un procedimiento de diseño que pueda ser utilizado en cualquier cantidad de niveles, y a su vez, conocer el comportamiento de los MT-BF en mayores alturas.

Un estudio independiente fue realizado por Bengash [7], el cual tuvo como fin llevar a cabo una investigación preliminar para verificar las disposiciones actuales de diseño de AISC con respecto a las EBF que se encuentran fuera del plano en los nodos del enlace. En este estudio se utilizaron perfiles I para el diseño de los elementos de la estructura y se agregó imperfecciones en la región de enlace, patrones de seno medio y completo para explorar más a fondo el efecto fuera del plano en los nodos del enlace.

Las conclusiones obtenidas de este estudio fueron que, según los resultados del desplazamiento fuera del plano, la rotación plástica y la respuesta de desplazamiento lateral, no se presentaron problemas graves de estabilidad como se pensaba, siempre que las secciones sean dimensionadas correctamente en base a un diseño por capacidad del enlace. Además, la longitud del enlace no presenta un efecto perjudicial.

2.3 Normativa de diseño

2.3.1 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales NCh2369

Las disposiciones de diseño de esta norma están orientadas a cumplir los objetivos de protección de vida en la industria, y mantener una continuidad de operación de los procesos y servicios esenciales de la industria, reduciendo a un tiempo mínimo la paralización de la operación industrial posterior a un sismo severo.

Estos objetivos se logran a partir de estructuras rígidas, robustas y redundantes, para así asegurar un comportamiento dúctil de los elementos resistentes y sus conexiones, evitando fallas por inestabilidad o fragilidad, limitando las incursiones en el rango no elástico, y de esta manera proveer una buena línea de resistencia para las sollicitaciones sísmicas.

Esta norma establece dos métodos de análisis, uno estático y otro modal espectral. El primero puede ser utilizado en estructuras de hasta 20 metros de altura, siempre que su respuesta sísmica se pueda asimilar a la de un sistema de un grado de libertad. Además, establece criterios para el análisis no lineal limitando su demanda de ductilidad y los desplazamientos no lineales máximos.

2.3.1.1 Análisis modal espectral

El análisis modal espectral debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90% de la masa total de la estructura.

El espectro de diseño está dado por:

$$S_a = \frac{2,75A_oI}{R} \left(\frac{T'}{T}\right)^n \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (2.1)$$

El cual no puede mayor que $IC_{max}g$, donde C_{max} es determinado por la siguiente fórmula:

$$C_{max} = \frac{2,75A_o}{(1+R)g} \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (2.2)$$

Los parámetros para las ecuaciones (2.1) y (2.2) están determinados por la categoría ocupacional, la zona sísmica y el tipo de suelo, y sus valores están dados por las siguientes tablas:

Tabla 2 - 1 Valor del coeficiente de importancia NCh2369.

Categoría	Coeficiente de Importancia I
C1	1,20
C2	1,00
C3	0,80

Tabla 2 - 2 Valor de la aceleración efectiva máxima NCh2369.

Zona Sísmica	A_o
1	0,20g
2	0,30g
3	0,40g

Tabla 2 - 3 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo NCh2369.

Tipo de suelo	T' [seg]	n
I	0,20	1,00
II	0,35	1,33
III	0,62	1,80
IV	1,35	1,80

El valor utilizado de razón de amortiguamiento ξ para este estudio es de 0,03, el cual se obtiene a partir de la tabla 5.5 de la norma NCh2369 [1], el cual corresponde a marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostramiento. El valor del factor de modificación de la respuesta R utilizado en este estudio es de 5, y se obtiene de la tabla 5.6 de la norma NCh2369 [1] del caso de estructuras de marcos arriostrados.

2.3.1.2 Deformaciones sísmicas máximas

La sección 6.3 de la norma NCh2369 [1] establece un límite máximo para las deformaciones sísmicas, lo cual busca evitar daños, tanto estructurales como no estructurales, que puedan comprometer la operación. El valor de deformación máxima utilizado para este estudio corresponde a:

$$d_{max} = 0,015h, \quad (2.3)$$

En donde h corresponde a la altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma línea vertical.

2.3.1.3. Corte basal máximo y mínimo.

El esfuerzo de corte horizontal en la base está dado por la siguiente ecuación:

$$Q_o = CIP \quad (2.4)$$

Donde I se obtiene de la tabla 2-1, P es el peso sísmico de la estructura sobre el nivel basal y C corresponde al coeficiente sísmico calculado como:

$$C = \frac{2,75A_oI}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (2.5)$$

El corte basal no puede ser superior a:

$$Q_{omax} = C_{max}IP \quad (2.6)$$

A su vez, tampoco puede ser menor a:

$$Q_{omin} = C_{min}IP \quad (2.7)$$

En donde el coeficiente sísmico mínimo está dado por:

$$C_{min} = \frac{0.25A_o}{g} \quad (2.8)$$

2.3.2. Disposiciones generales y combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas consideradas son las establecidas por la norma NCh3171 [8], de acuerdo con el diseño por resistencia última LRFD, son las siguientes:

- 1) 1,4D
- 2) 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr o S o R)
- 3) 1,2D + 1,6(Lr o S o R) + L
- 4) 1,2D + 1,6(Lr o S o R) + 0,8W
- 5) 1,2D + 1,2D + 1,6W + L + 0,5(Lr o S o R)
- 6) 1,2D + 1,4E + L + 0,2S
- 7) 0,9D + 1,6W
- 8) 0,9D + 1,4E

Las combinaciones de carga que considera la norma NCh2369 [1], de acuerdo con el diseño por resistencia última LRFD se expresan a continuación:

- 1) 1.2D + L + 1.1E + 1.1Ez
- 2) 0.9D + 1.1E + 0.3Ez

Donde D corresponde a las cargas permanentes, L la sobrecarga de uso, Lr la sobrecarga de uso en el techo y E la carga sísmica. Cabe señalar que en este estudio no se contemplan las cargas de nieve S, la carga de viento W, la carga de lluvia R y la carga sísmica vertical Ez.

2.3.3 Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh2745

Esta norma define el espectro MCE (Maximum Considered Event) como el sismo máximo posible con una probabilidad de excedencia del PGA de un 10% en 100 años.

Este espectro se define de acuerdo a la siguiente imagen:

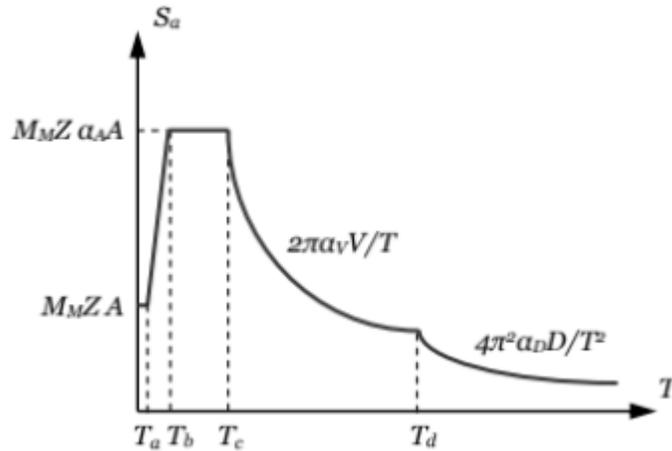


Imagen 2 - 3 Definición del espectro de diseño de pseudo aceleración de la NCh2745.

Los parámetros utilizados en las ecuaciones que definen el espectro de diseño indicado por la NCh2745 [9] dependen tanto del tipo de suelo como de la zona sísmica de la estructura, y se obtienen de las siguientes tablas:

Tabla 2 - 4 Parámetros M_m , Z y A de la norma NCh2745 dependientes de la zona sísmica.

Zona Sísmica	M_m	Z	A
1	1,2	0,75	0,40g
2	1,2	1	0,41g
3	1,2	1,25	0,45g

Tabla 2 - 5 Parámetros de la norma NCh2745 dependientes del tipo de suelo.

Suelo	T_a [s]	T_b [s]	T_c [s]	T_d [s]	T_e [s]	T_f [s]	$\alpha_A A$ [cm/s ²]	$\alpha_V V$ [cm/s ²]	$\alpha_D D$ [cm/s ²]
I	0,03	0,11	0,29	2,51	10	33	1085	50	20
II	0,03	0,20	0,54	2,00	10	33	1100	94	30
III	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1212	131	33

2.3.4 Código de prácticas estándar para edificios de acero y puentes AISC 303

A partir del código de prácticas estándar se determina el valor de la imperfección a incluir en la zona del enlace para generar los modelos que se estudiarán. Esto se obtiene a partir de la siguiente limitación dada por el código:

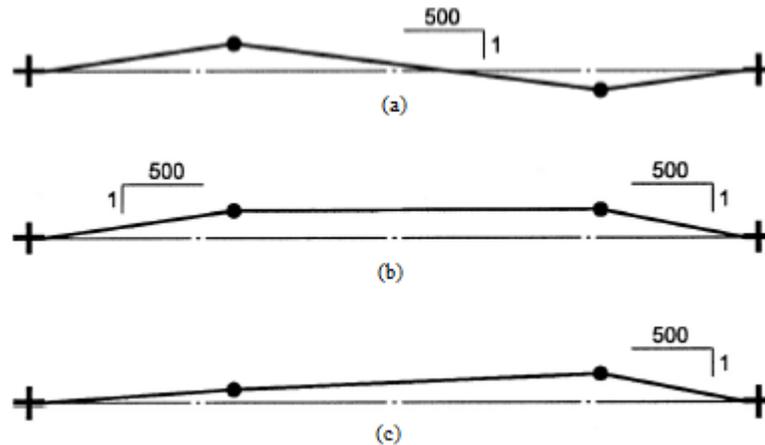


Imagen 2 - 4 Esquema de imperfección tolerada por la norma AISC303.

Siendo la cruz el punto de soporte, y el círculo el nodo con la imperfección de construcción.

2.3.5 Especificaciones para edificios de acero estructural AISC 360

Usando el procedimiento indicado en el código AISC 360 [2] se realiza la verificación de cada uno de los elementos estructurales en base a las solicitaciones generadas por la combinación de cargas más desfavorable señaladas en el punto 2.3.2. Todos los elementos de la estructura son verificados a corte, flexión, compresión y flexo compresión.

2.3.6 Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural AISC 341

Las disposiciones de diseño para marcos excéntricos de la sección F3 de la norma AISC 341 [3] que se consideraron para este trabajo son las indicadas a continuación.

2.3.6.1 Análisis estructural por capacidad

El punto F3.3 de la norma AISC 341 [3] indica que la resistencia requerida para las vigas fuera del enlace, diagonales y columnas se determina suponiendo que el esfuerzo del enlace se encuentra en su máxima capacidad. La resistencia al corte del enlace, para la sección I, es R_y veces la resistencia al corte nominal V_n multiplicado por un factor de 1,25. Además, se indica que, si la viga fuera del enlace es de igual sección que el enlace, esta consideración puede reducirse en 0,88 para la viga externa.

2.3.6.2 Ángulo de rotación del enlace

El punto F3.4a de la norma AISC 341 [3] indica que el ángulo de rotación del enlace γ_p se define como el ángulo inelástico entre el enlace y la viga fuera de este cuando se alcanza la deriva de diseño Δ . Este ángulo γ_p se puede calcular como:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (2.9)$$

Esquemáticamente, esto se observa en la siguiente imagen:

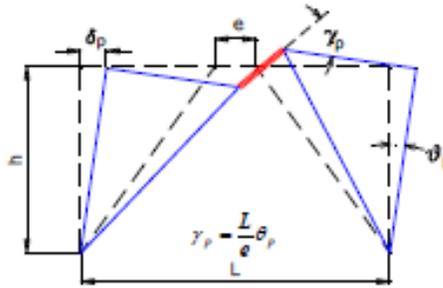


Imagen 2 - 5 Mecanismo de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.

La norma establece valores máximos que no puede exceder γ_p dependiendo si el enlace es corto o largo. Para enlaces cortos γ_p no debe exceder los 0,08 radianes, mientras que para enlaces largos γ_p no debe ser mayor a 0,02 radianes.

2.3.6.3 Requerimientos de ductilidad

El punto F3.5a indica que los requerimientos ancho-espesor indicados en la sección D1.1 de la norma AISC 341 [3] para cada elemento son los siguientes:

- Las diagonales deben ser diseñados como elementos de moderada ductilidad.
- Las columnas deben diseñarse como elementos de alta ductilidad.
- Los enlaces se deben diseñar como elementos de alta ductilidad.

2.3.6.4 Enlace

Para definir la condición de longitud de enlace se debe utilizar las siguientes ecuaciones, en las cuales si la longitud del enlace cumple con la ecuación (2.10) correspondería a un enlace corto, mientras que si cumple con la ecuación (2.11) este corresponde a un enlace largo. Si la longitud del enlace se encuentra entre ambos límites, este se considera de longitud intermedia.

$$e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} \quad (2.10)$$

$$e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p} \quad (2.11)$$

En donde e corresponde a la longitud del enlace, M_p es el momento plástico del enlace y V_p es la resistencia de corte del enlace.

La resistencia al corte del enlace está definida por la sección F3.5b.2 de la norma AISC 341 [3], la cual indica que corresponde al menor valor entre los estados límites de fluencia por corte en el alma y la plastificación por flexión.

Si los esfuerzos axiales en el enlace son despreciables, teniendo que $\frac{P_r}{P_c} \leq 0,15$, la resistencia al corte se calcula como:

$$V_p = 0,6F_y(d - 2t_f)t_w \quad (2.12)$$

$$M_p = F_y Z_x \quad (2.13)$$

Si estos no son despreciables, y se tiene que $\frac{P_r}{P_c} > 0,15$, la resistencia al corte se calcula de la siguiente manera:

$$V_p = 0,6F_y(d - 2t_f)t_w \sqrt{1 - \left(\frac{P_r}{P_c}\right)^2} \quad (2.14)$$

$$M_p = F_y Z_x \frac{\left(1 - \frac{P_r}{P_c}\right)}{0,85} \quad (2.15)$$

En este estudio, el marco arriostrado excéntricamente cumple con la condición de longitud de enlace largo.

2.4 Metodología FEMA

En base a la metodología detallada en el informe FEMA [4] se realiza la evaluación del desempeño sísmico de la estructura. Esta metodología cuenta con distintas etapas, las cuales se detallan brevemente a continuación.

2.4.1 Desarrollo Conceptual del sistema

La primera etapa tiene por objetivo el desarrollo conceptual del sistema, en el cual se define el sistema sismorresistente, la caracterización de los materiales, los mecanismos de disipación de energía y el rango de aplicación del modelo. En esta memoria se utiliza como sistema sismorresistente un marco EBF, en la cual el mecanismo de disipación de energía es el enlace, el cual funciona como su elemento fusible estructural.

2.4.2 Información requerida del sistema

La segunda etapa consiste en la obtención de información de carácter tanto experimental como analítica, para de este modo lograr una predicción confiable de la respuesta del sistema estructural. Dentro de estos parámetros se encuentra la calidad de los materiales, los estados de carga junto a sus combinaciones y los criterios de diseño, entre otros.

En esta memoria se utiliza una calidad de acero de ASTM A992 en todos los elementos estructurales, las combinaciones de carga son las indicadas en el punto 2.3.2. y los criterios de diseños con los estipulados en las normas indicadas en la sección 2.3.

2.4.3 Desarrollo de arquetipos

La tercera etapa contempla el desarrollo de los arquetipos de estudio, en función de su geometría y distribución de carga, para definir las posibles estructuraciones a estudiar.

Para este trabajo, se analiza una estructura específica, la cual es definida previo al estudio. Por este motivo, esta etapa no es realizada. La estructura está compuesta por 5 vanos de 11,65 metros de alto con 10,48 metros de ancho, en los cuales el segundo y cuarto vano corresponden al sistema sismorresistente EBF. Se considera una conexión rígida en la unión de cada uno de los elementos de la estructura.

2.4.4 Desarrollo de modelos no lineales

La cuarta etapa corresponde al desarrollo de los modelos no lineal, en la cual se definen los modelos no lineales a utilizar junto con los modos de falla. De este modo, se realiza la evaluación probabilística de colapso de la estructura.

Para los elementos de diagonales y columnas se estima la formación de rotulas de flexocompresión, mientras que para los elementos de enlace y viga fuera de este, se establece la posible formación de rotulas por flexión. El desarrollo de los modelos se realizó en el programa SAP2000 v20.2, el cual define las rotulas plásticas de los elementos en base al documento de procedimientos no lineales ASCE41-13 [10]. En esta memoria se desarrollaron 4 modelos no lineales, en los cuales el primero corresponde a la estructura sin imperfecciones en su enlace del panel inferior, el segundo modelo posee una imperfección en este enlace de 2,9 milímetros correspondiente al caso (a) de la imagen 2.4, mientras que el tercer modelo corresponde al caso (b) de la imagen 2.4 con una imperfección de 7,7 milímetros en el enlace del panel inferior. Finalmente, el cuarto modelo corresponde a la estructura sin imperfecciones considerando que el nivel inferior posee diafragma rígido.

2.4.5 Análisis no lineales

La quinta etapa corresponde al análisis no lineal de los modelos. En esta memoria se realizan análisis no lineales estáticos (pushover) y dinámicos (tiempo-historia), en la cual se representa la no linealidad del elemento con la formación de rotulas plásticas.

Los métodos de análisis no lineales estáticos tienen como objetivo validar el comportamiento de los modelos no lineales, además de obtener información estadística de la ductilidad y sobrerresistencia. Por otro lado, los métodos de análisis no lineales dinámicos permiten establecer el margen de colapso CMR.

2.4.6 Evaluación del desempeño

La sexta y última etapa corresponde a la evaluación del desempeño de los modelos analizados, mediante la determinación de la incertidumbre total y de la razón de margen de colapso CMR, el que se compara con un valor mínimo determinado por la incertidumbre total, el cual se encuentra tabulado en la tabla 7-3 del informe FEMA [4].

2.5 Análisis no lineal

Como se mencionó en el punto 2.4.5, para el estudio del desempeño sísmico de la estructura modelada se realiza un análisis no lineal estático y dinámico. Para esto, el FEMA [4] considera una combinación de cargas gravitacional no lineal (CGNL) que actúe en los modelos al momento de realizar los análisis no lineales. Además, se ordena incluir los efectos de segundo orden asociados en esta combinación de cargas. La combinación de cargas gravitacional no lineal (CGNL) se indica en la siguiente expresión.

$$1,05D + 0,25L \quad (2.16)$$

2.5.1 Análisis no lineal estático o Pushover

Este análisis consiste en aplicar fuerzas laterales en el centro de masa de cada piso, de manera creciente verticalmente, hasta alcanzar un determinado desplazamiento de techo en base a un punto de control. Estas fuerzas laterales deben ser proporcionales al desplazamiento del modo fundamental de la estructura en el piso analizado, como se indica en la siguiente expresión.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (2.17)$$

Con F_x la fuerza lateral aplicada, m_x la masa del piso y $\phi_{1,x}$ el desplazamiento del modo fundamental de la estructura del piso analizado.

En este trabajo, el punto de control para medir el desplazamiento del techo corresponde al nodo de la esquina superior derecha del último nivel.

Luego de realizar el análisis no lineal estático, se obtiene la curva de capacidad, la cual determina el corte basal en base al desplazamiento de techo de la estructura. A continuación, se muestra la curva pushover idealizada.

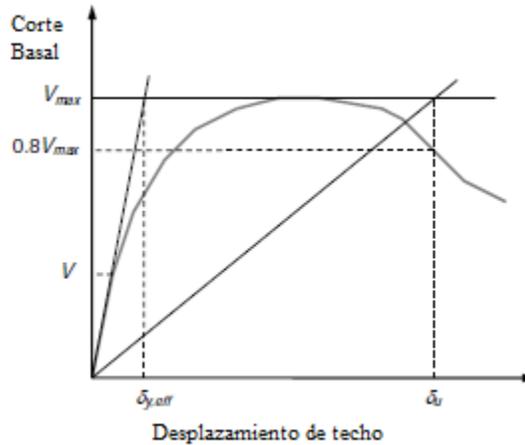


Imagen 2 - 6 Curva Pushover idealizada.

Utilizando los resultados obtenidos de este análisis, se determina el factor de sobrerresistencia Ω_o , el cual corresponde al cociente entre el corte basal máximo obtenido de la curva de capacidad y el corte basal de diseño, como se indica en la ecuación 2.18.

$$\Omega_o = \frac{V_{max}}{V_{diseño}} \quad (2.18)$$

Por otro lado, se determina el factor de modificación de respuesta R a partir de la sobrerresistencia de la estructura Ω_o y el factor de ductilidad R_μ .

$$R = \Omega_o R_\mu \quad (2.19)$$

$$R_\mu = \frac{V_E}{V_{max}} \quad (2.20)$$

Donde V_E corresponde al corte elástico de la estructura.

2.5.2 Análisis no lineal dinámico o Tiempo-Historia

El análisis no lineal dinámico determina la aceptabilidad del desempeño sísmico de la estructura a través de la razón de margen de colapso CMR, la cual necesita la aplicación de registros sísmicos reales para su cálculo. La razón de margen de colapso se calcula con la ecuación:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2.21)$$

Donde S_{MT} es la intensidad espectral del máximo sismo considerado (MCE) evaluado en el periodo fundamental de la estructura, y se calcula a partir de la norma NCh2745 [9]. \hat{S}_{CT} corresponde a la intensidad mediana de colapso, la cual se calcula a partir de la aceleración espectral media de los registros utilizados en el análisis evaluada en el periodo fundamental de la estructura S_{aMED} , multiplicada por el factor de escala FS, el cual corresponde al factor que asegura el colapso de la

estructura en al menos el 50% de los registros utilizados. Este último proceso es llamado análisis dinámico incremental (IDA).

Previo al cálculo del CMR, el informe FEMA [4] indica que cada registro debe ser ajustado por un factor FA antes de realizar el análisis dinámico incremental (IDA) con el cual se logra determinar el factor de escala FS. Este factor FA se calcula para cada registro como:

$$FA_i = \frac{S_{MT}}{S_{aMED,i}} \quad (2.22)$$

Posterior al cálculo del CMR, este debe ajustarse con un factor de forma espectral (FFE), el cual permite incluir efecto de la diferencia de forma espectral del espectro de diseño con el MCE. Este factor depende de la ductilidad del modelo y del periodo fundamental, y se encuentra tabulado en las tablas 7-1a y 7-1b del FEMA [4]. De esta manera, la razón de margen de colapso ajustada queda definida como:

$$ACMR = FFE * CMR \quad (2.23)$$

Una vez obtenido el valor del ACMR para cada modelo, este debe compararse con el valor mínimo aceptable $ACMR_{20\%}$, el cual se encuentra tabulado en la tabla 7.3 del FEMA [4] y depende de la incertidumbre total del sistema.

La incertidumbre total del sistema se calcula con la siguiente ecuación:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (2.24)$$

Donde β_{RTR} corresponde a la incertidumbre asociada a la calidad registro a registro, asociada a la variabilidad en la respuesta de los arquetipos para diferentes movimientos sísmicos. Si la estructura posee una ductilidad mayor o igual a 3, se fija el valor de β_{RTR} igual a 0,40. De no ser así, su valor se determina con la siguiente expresión:

$$0,20 \leq \beta_{RTR} = 0,1 + 0,1\mu_T \leq 0,40 \quad (2.25)$$

El término β_{DR} es la incertidumbre asociada a la calidad para los requerimientos de diseño y las garantías abordadas en contra de los modos de falla no anticipados. Este se encuentra tabulado en la tabla 3-1 del FEMA [4].

El término β_{TD} es la incertidumbre asociada a la calidad de los datos y parámetros claves para la elaboración de los análisis. Su valor está tabulado en la tabla 3-2 del FEMA [4].

El término β_{MDL} es la incertidumbre asociada a la calidad de los modelos, y como estos logran representar tanto el colapso estructural como la totalidad del espacio de diseño. El valor de este término se encuentra tabulado en la tabla 5-3 del FEMA [4].

2.5.3 Modelación de las rótulas plásticas

El comportamiento no lineal de los elementos se modela a partir de las rotulas plásticas, en las cuales se concentra el daño de los elementos provocado por solicitaciones sísmicas severas.

El programa SAP2000v20.2 utiliza el documento ASCE41-13 [10] para definir el comportamiento de las rótulas plásticas que permite asignar. Para definir el comportamiento de estas, se define la curva de carga-deformación, la cual posee un comportamiento elástico en su primer tramo (A-B), luego un comportamiento inelástico en su segundo tramo (B-C) alcanzando la resistencia máxima en el punto C. Luego de alcanzar la resistencia máxima, esta baja abruptamente en su tercer tramo (C-D), llegando al último tramo (D-E) en el que se posee una resistencia residual y que finaliza en el colapso de la estructura. Esta curva de carga deformación puede apreciarse en la imagen 2-7.

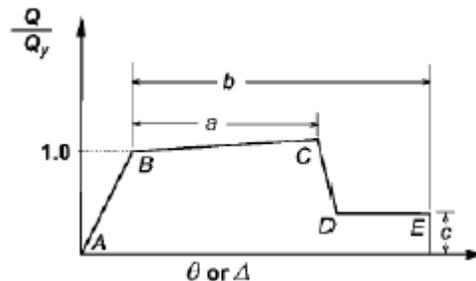


Imagen 2 - 7 Control por deformación.

El parámetro a que aparece en la imagen 2-7 corresponde a la duración del rango plástico, mientras que el parámetro b es el punto de colapso y el parámetro c la capacidad residual de la estructura. Estos parámetros están tabulados en la tabla 9-6 de la norma ASCE41-13 [10] y dependen del diseño de los elementos.

Además, la norma ASCE41-13 [10] define tres niveles de desempeño. El primero corresponde al de Ocupación Inmediata (IO) y significa que la estructura puede ser ocupada y los daños no involucran elementos estructurales, el segundo nivel corresponde al de Seguridad de Vida (LS), en el cual se posee daños estructurales menores que no involucran peligro en la vida de las personas, y el tercer nivel corresponde al de Prevención al Colapso (CP), en el cual la estructura presenta la pérdida de resistencia abrupta, lo que implica que esta se encuentre al borde del colapso. Estos valores se encuentran tabulados en la tabla 9-6 de la norma ASCE41-13 [10].

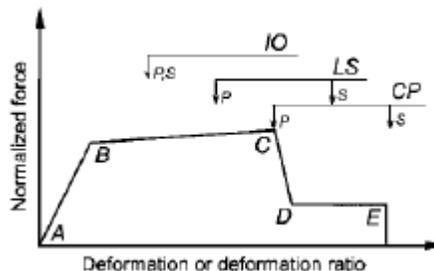


Imagen 2 - 8 Niveles de desempeño en la curva de carga-deformación.

En esta memoria se les asignó rotulas de flexocompresión a los elementos de diagonales y columnas, mientras que para los elementos de enlace y viga fuera de este, se asignó la posible formación de rotulas por flexión. Ambos tipos de rótula se basan en lo establecido por la ASCE41-13 [10].

Capítulo 3: Diseño Estructural

3.1 Sistema Estructural

El sistema estructural a diseñar en esta memoria corresponde a un marco de acero en 2D, el cual posee un sistema sismorresistente EBF, compuesto por 5 vanos de un piso con dos niveles, como se indica en la Imagen 3-1. Este sistema estructural fue determinado a partir de una estructura minera, de la cual se obtuvo las dimensiones de elevación y la distancia entre sus columnas. Cabe mencionar que corresponde a una adaptación de la estructura minera, ya que originalmente correspondía a un MTBF con arriostramiento concéntrico.

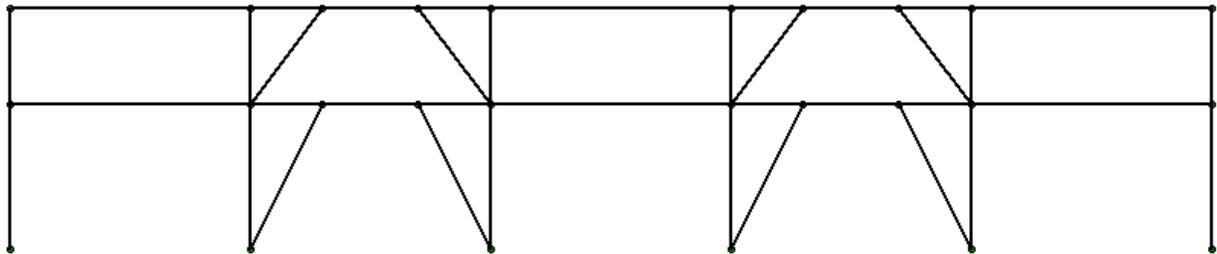


Imagen 3 - 1 Esquema representativo del sistema estructural a diseñar.

El primer nivel de la estructura posee una altura de 7,81 metros, mientras que el segundo nivel posee una altura de 3,84 metros. La distancia entre cada columna es igual a 10,48 metros y la longitud del enlace es de 2,8 metros. Esta longitud debe cumplir la condición de enlace largo, lo cual depende de la geometría del perfil utilizado en ese elemento.

Se utilizó perfiles americanos doble T tipo W soldados para el diseño de todos los elementos de la estructura, debido a la gran variedad de perfiles que posee este catálogo. Todas las columnas son modeladas con apoyo simple. Se considera una conexión de tipo rígida para la unión de todos los elementos de la estructura.

3.2 Materiales

Se utiliza acero ASTM A992 para el diseño de todos los perfiles de los elementos de la estructura. Las propiedades de este tipo de acero son las siguientes:

- Tensión mínima de fluencia (F_y) = 3,51 [tonf/cm²]
- Tensión máxima de fluencia (F_u) = 4,57 [tonf/cm²]
- Factor para la tensión de fluencia esperada (R_y) = 1,1
- Peso específico (γ) = 7,85 [tonf/cm³]

3.3 Cargas Estáticas

Las cargas estáticas utilizadas para el diseño estructural son la carga gravitacional y la sobrecarga de uso, las cuales actúan en el nivel superior de la estructura. Los valores de las cargas utilizadas se especifican a continuación:

Tabla 3 - 1 Tipos de cargas gravitacionales

Tipo de carga gravitacional	Valor [tonf/m]
Carga permanente (D)	1,06
Sobrecarga de uso (L)	0,85

3.4 Espectro de diseño

El espectro de diseño de la estructura se calcula en base a lo indicado en el punto 2.3.1.1. El tipo de suelo para el desarrollo del diseño de la estructura es el tipo 2, mientras que la zona sísmica a considerar para calcular el espectro de diseño es la zona III. A continuación, se muestra el espectro de diseño utilizado en base a la norma NCh2369 [1] junto a la tabla de valores utilizados para su realización.

Tabla 3 - 2 Tabla de valores de los parámetros para realizar el espectro de diseño de la norma NCh2369.

Parámetro	Valor	Supuesto
g [m/s ²]	9,8	-
R [-]	5	Tabla 5.6 - Sistema Resistente 3.3
A_0 [m/s ²]	3,92	Zona sísmica 3. Tabla 5.2 NCh2369
I [-]	1	Categoría C2 Punto 4.3.2 NCh2369
T' [seg]	0,35	Suelo II Tabla 5.4 NCh2369
n [-]	1,33	Suelo II Tabla 5.4 NCh2369
ξ [-]	0,03	Tabla 5.5 NCh2369

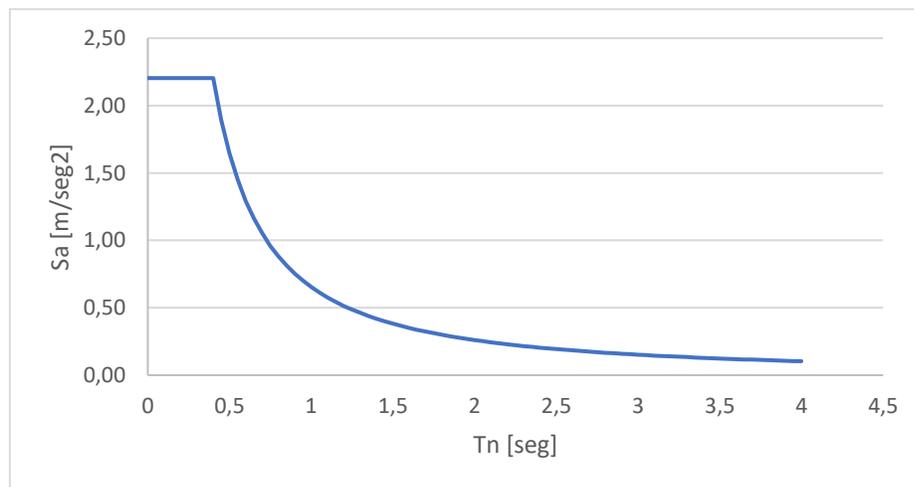


Imagen 3 - 2 Espectro de diseño de la norma NCh2369 para suelo tipo 2 y zona sísmica III.

3.5 Diseño de estructura

Debido a que el diseño estructural es un proceso iterativo, se debió seguir una serie de etapas, las cuales serán descritas a continuación:

En primer lugar, se eligen perfiles preliminares para cada uno de los elementos de la estructura en base a distintos criterios. Para las vigas se comenzó con un perfil de altura de al menos $1/20$ de su luz, y que este tuviera una altura mayor a su ancho. Por otro lado, para las columnas se eligieron perfiles robustos y cuadrados, manteniendo el mismo perfil en ambos niveles. Para las diagonales también se inició con un perfil con un alto similar a su ancho.

Luego de la selección preliminar de perfiles para los elementos, se verifica que el enlace cumpla la condición de enlace largo y que los elementos cumplan con la ductilidad requerida según lo estipulado en el punto 2.3.6.3. De no cumplirse, se deben cambiar los perfiles.

Posterior a esto, se debe verificar tanto la deriva de techo, indicada en el punto 2.3.1.2, como el límite del ángulo de rotación del enlace para enlaces largos indicado en 2.3.6.2. De no cumplirse alguna de las dos verificaciones, se deben cambiar los perfiles utilizados.

La siguiente etapa consiste en verifica los requerimientos de resistencia de cada elemento según lo indicado en el punto 2.3.5 y el punto 2.3.6.1, el cual indica que debe realizarse un diseño por capacidad del elemento fusible de la estructura, que en este caso corresponde al enlace. El valor máximo aceptable del factor de utilización de los elementos es de 1. De no cumplir esta verificación de resistencia, se debe volver a cambiar los perfiles elegidos.

Una vez terminado este procedimiento, los perfiles obtenidos para cada uno de los elementos de la estructura son los siguientes:

Tabla 3 - 3 Perfiles seleccionados para cada uno de los elementos por nivel.

Nivel	Elemento	Perfil
1	Enlace	W10X45
	Viga Externa	W10X45
	Viga Estática	W16x100
	Riostra	W14X109
	Columna	W14X132
2	Enlace	W8X58
	Viga Externa	W8X58
	Viga Estática	W16x100
	Riostra	W12X72
	Columna	W14X132

3.5.1 Análisis sísmico según NCh2369

Utilizando los perfiles seleccionados en la tabla 3-3, se realiza un análisis sísmico en base a la NCh2369, obtenido los valores del periodo fundamental, el peso sísmico, el corte basal considerando el mínimo y el máximo establecido, y la deriva de techo de la estructura, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 3 - 4 Tabla de los parámetros obtenidos por el análisis sísmico según NCh2369

Parámetro	Valor
T* [seg]	0,45
P [tonf]	102,67
Q _o [tonf]	19,84
Q _{omin} [tonf]	10,27
Q _{omax} [tonf]	23,09

Tabla 3 - 5 Deriva de techo de la estructura.

Drift/H [rad]	Deriva límite [rad]	[%]
0,0023	0,015	15,33

Además, se indica que para los elementos de sistemas sismoresistentes verticales que trabajen en compresión para los marcos arriostrados, es decir las columnas, deben tener una relación de ancho/espesor menor que λ_r según la tabla 8.1 de la norma NCh2369 [1]. La relación de ancho/espesor que debe cumplir se muestra a continuación:

Tabla 3 - 6 Relación ancho/espesor de la columna según los requerimientos de la norma NCh2369.

Perfil	λ	λ_r
Alas	b/t	$0,64 \sqrt{Ek_c/F_y}$
	7,48	13,65
Almas	h/t_w	$1,49 \sqrt{E/F_y}$
	17,89	36,45
Almas en flexión compuesta	h/t_w	$5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{0,74P_u}{\phi_b P_y}\right)}$
	17,89	130,96

3.5.2 Diseño según AISC 341 y AISC 360

Dentro de las verificaciones de diseño que deben realizarse según estas normas se encuentran la verificación de la longitud del enlace, para que este cumpla con la condición de enlace largo. Esta verificación se realiza en ambos niveles, obteniendo lo indicado en la siguiente tabla:

Tabla 3 - 7 Verificación de condición de enlace largo.

Nivel	Perfil	M_p [tonf * m]	V_p [tonf]	$2,6M_p/V_p$ [m]	e [m]
1	W10x45	32,05	47,39	1,76	2,8
2	W8x58	33,70	53,66	1,63	2,8

Se debe verificar que la rotación plástica del enlace de ambos niveles no supere el valor máximo establecido en el punto 2.3.6.2. De esta manera, se asegura que la deformación inelástica no supere la capacidad de deformación del elemento. A continuación, se muestran los resultados obtenidos en la tabla 3-8.

Tabla 3 - 8 Verificación de rotación plástica del enlace para cada nivel.

Nivel	Perfil	γ_p [rad]	Limite [rad]
1	W10x45	0,013	0,02
2	W8x58	0,019	0,02

Luego, se debe realizar la verificación de la resistencia de los elementos frente a la combinación de cargas más desfavorable, considerando la filosofía de diseño por capacidad. Para esto, las diagonales, columnas y viga fuera del enlace deben ser diseñadas con una sollicitación sísmica tal que provoque la fluencia de los enlaces, el cual corresponde al elemento fusible del sistema estructural. Debido a esto, se utiliza un coeficiente Ω que se pondera con las sollicitaciones sísmicas de cada uno de los elementos. Este factor se calcula de la siguiente manera:

$$\Omega = \frac{1,25R_y V_n}{V_E} \quad (3.1)$$

Donde V_n corresponde a la resistencia al corte del enlace, que se calcula a partir de lo estipulado en el punto 2.3.6.4. y V_E corresponde al corte por la sollicitación sísmica del enlace. Este factor debe ponderarse con las sollicitaciones sísmicas de cada uno de los elementos, para luego recalcular la combinación de cargas más desfavorable, y así ver si el elemento cumple con la resistencia requerida. Este factor puede disminuirse en 0,88 para la viga fuera del enlace, si es que posee el mismo perfil del enlace.

Las verificaciones a realizar, para la viga fuera del enlace de cada nivel, son la resistencia a la compresión, la resistencia al corte, la resistencia a la flexión y su resistencia a la flexocompresión.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Tabla 3 - 9 Verificación de resistencia del enlace de cada nivel.

Nivel	Perfil	Ω	P_{req}	ϕP_n	FU_P	V_{req}	ϕV_n	FU_V	M_{req}	ϕM_n	FU_M	FU_{FC}
1	W10x45	6,17	34,51	228,60	0,15	7,36	54,12	0,15	18,14	28,88	0,70	0,63
2	W8x58	10,79	0	304,41	0	11,94	65,45	0,21	23,01	28,56	0,81	0,65

Para las diagonales de ambos niveles se realizó la verificación de su resistencia a compresión, a corte, a flexión y flexocompresión según lo indicado por la AISC360 [2]. Los resultados obtenidos de estas verificaciones son los siguientes:

Tabla 3 - 10 Verificaciones de resistencia de las diagonales de cada nivel.

Nivel	Perfil	Ω	P_{req}	ϕP_n	FU_P	V_{req}	ϕV_n	FU_V	M_{req}	ϕM_n	FU_M	FU_{FC}
1	W14x109	7,01	62,94	501,53	0,13	6,48	107,32	0,10	41,75	84,18	0,50	0,45
2	W12x72	12,26	95,12	328,82	0,29	10,27	70,74	0,15	42,01	47,70	0,88	0,97

Finalmente, el diseño por capacidad de las columnas considera la fluencia de todos los enlaces dentro de su sollicitación de carga axial. Considerando esto, las verificaciones realizadas fueron las de su resistencia a compresión, flexión y flexocompresión, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 3 - 11 Verificaciones de resistencia para la columna.

Perfil	Ω	P_{req}	ϕP_n	FU_P	M_{req}	ϕM_n	FU_M	FU_{FC}
W14x109	7,01	64,57	584,84	0,12	19,02	112,02	0,19	0,21

Capítulo 4: Análisis no lineal estático

4.1 Consideraciones

Se utilizó el programa SAP2000V20.2 para la realización del análisis no lineal estático, en el cual hizo uso de las rótulas plásticas indicadas en el punto 2.5.3, además del patrón de cargas gravitacionales estipulada en el punto (2.16) con la incorporación de los efectos $P - \Delta$.

Además, como se mencionó en el punto 2.5.1, se aplica una carga lateral incremental proporcional a la forma modal fundamental, como se señala en la ecuación (2.17), lo cual permite la incursión de la estructura en el rango no lineal. En este caso, como solo se tiene un piso con dos niveles, la carga lateral se aplica en el primer nodo del nivel superior de la estructura, correspondiente al nivel que posee el diafragma rígido o losa en la estructura. Esta carga lateral aplicada para los tres modelos posee un valor de 12 [tonf].

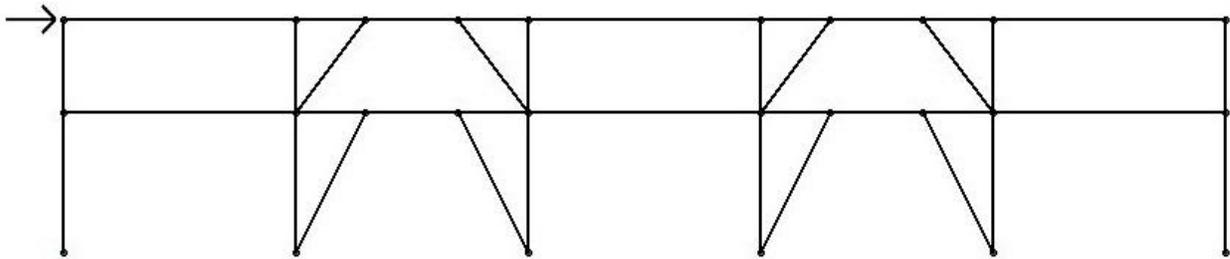


Imagen 4 - 1 Esquema de aplicación de la carga lateral en el modelo.

Debido a que el elemento de enlace cumple con la condición de enlace largo, se espera que este elemento presente sus máximos esfuerzos a flexión en sus extremos, por lo cual las rótulas plásticas se ubicaron a distancias del 10% de su largo en ambos extremos. Las rótulas utilizadas tanto en el elemento de enlace, como en la viga fuera del enlace corresponden a las de flexión M2-M3, la cual permite evaluar estos esfuerzos tanto en el plano como fuera de este. La configuración utilizada para este tipo de rótula se muestra a continuación:

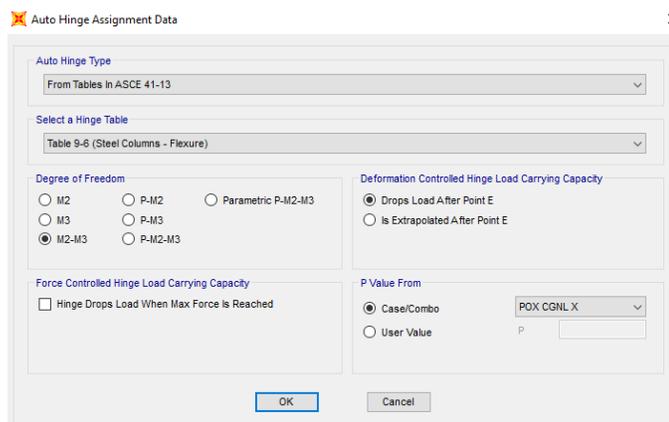


Imagen 4 - 2 Definición de rótula plástica a flexión M2-M3 en SAP2000v20.2.

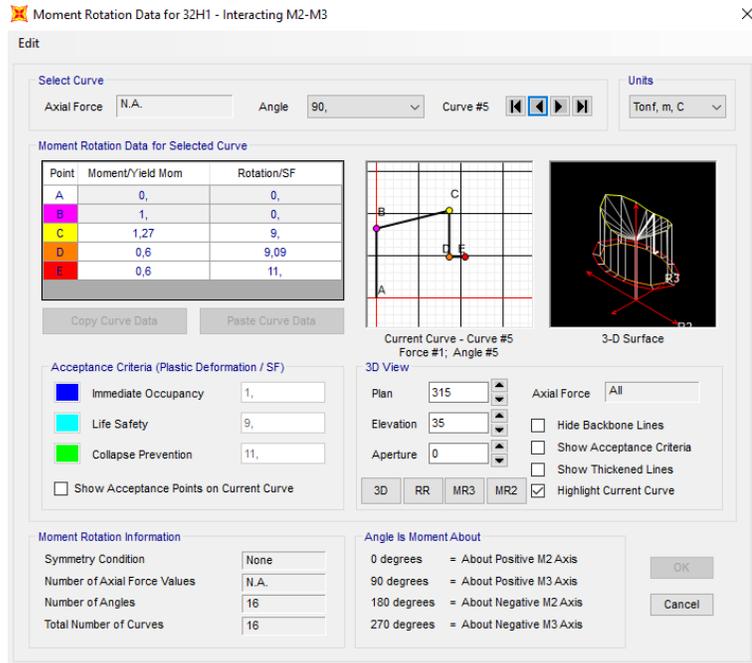


Imagen 4 - 3 Configuración rótula plástica según ASCE41-13[10].

Para las columnas se utilizó las rótulas plásticas de tipo flexocompresión P-M2-M3, las cuales se ubicaron a distancias del 10% de su largo en ambos extremos en cada uno de sus niveles. Al igual que el tipo de rótula plástica asignada en los enlaces, esta configuración permite considerar los efectos que se producen en el elemento fuera del plano. Para las diagonales también se consideraron rótulas plásticas de tipo flexocompresión P-M2-M3, pero a diferencia de la columna, se ubicó una tercera rótula en la mitad del elemento, ya que es un posible punto en el cual puede producirse la plastificación del elemento. La configuración utilizada para este tipo de rótula es la siguiente:

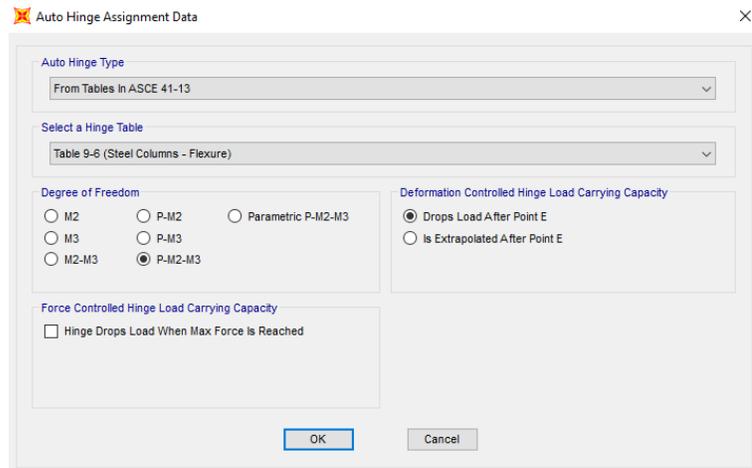


Imagen 4 - 4 Definición de rótula plástica a flexocompresión P-M2-M3 en SAP2000v20.2.

4.2 Resultados Obtenidos

Entre los resultados obtenidos en base al análisis no lineal estático se encuentran las curvas de capacidad de los modelos, las curvas de momento versus rotación del enlace ubicado en el primer nivel, tanto en el plano como fuera de este, el desplazamiento fuera del plano del enlace del nivel sin losa, la secuencia de formación de las rótulas plásticas. A continuación, se muestran los resultados obtenidos en los puntos 4.2.1, 4.2.2, 4.2.3 y 4.2.4.

4.2.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad obtenida para modelo, considerando la deformación en el primer como segundo nivel, además de indicar puntos más importantes, se muestra a continuación:

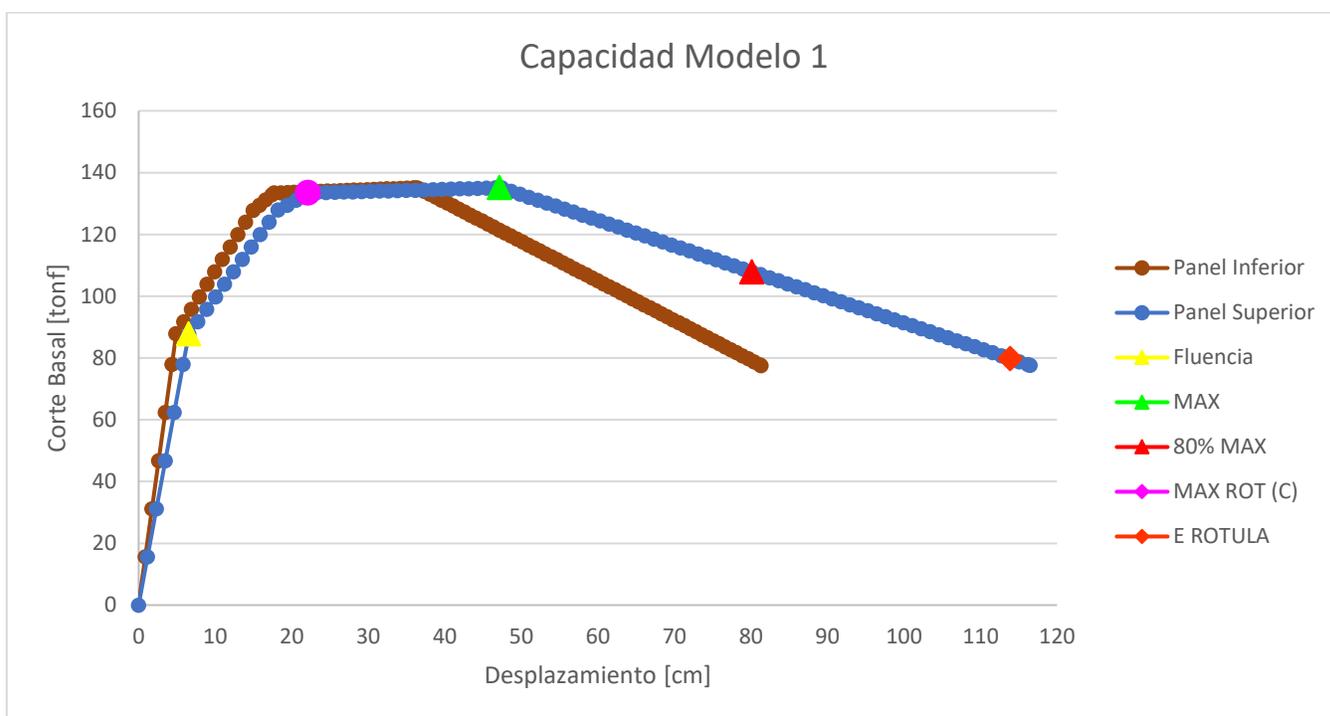


Imagen 4 - 5 Curva de capacidad del modelo 1.

Tabla 4 - 1 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel superior del modelo 1.

PUNTO	Desplazamiento [cm]	Corte Basal [tonf]
Fluencia	6,557	87,739
Máximo	47,162	135,137
80% Máximo	80,115	107,916

Tabla 4 - 2 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel inferior del modelo 1.

PUNTO	Desplazamiento [cm]	Corte Basal [tonf]
Fluencia	4,896	87,740
Máximo	36,331	135,137

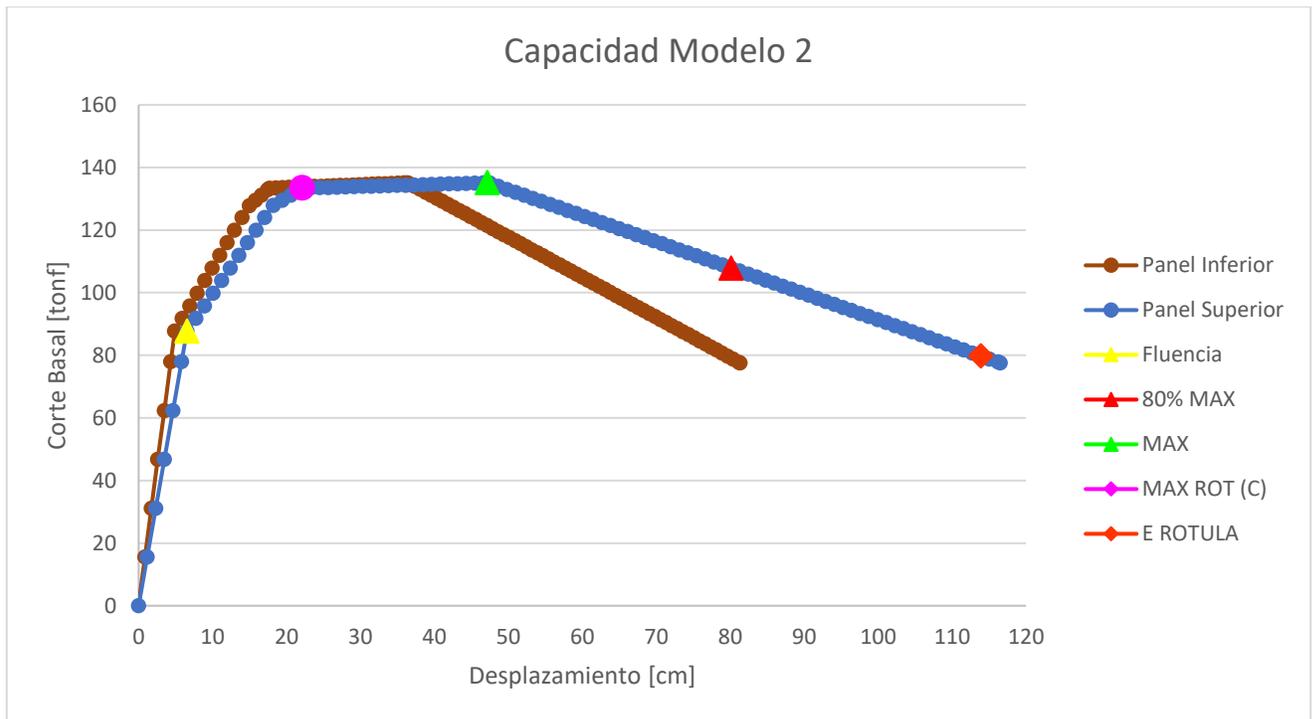


Imagen 4 - 6 Curva de capacidad del modelo 2.

Tabla 4 - 3 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel superior del modelo 2.

PUNTO	Desplazamiento [cm]	Corte Basal [tonf]
Fluencia	6,557	87,739
Máximo	47,163	135,133
80% Máximo	80,116	107,912

Tabla 4 - 4 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel inferior del modelo 2.

PUNTO	Desplazamiento [m]	Corte Basal [tonf]
Fluencia	4,896	87,740
Máximo	36,331	135,133

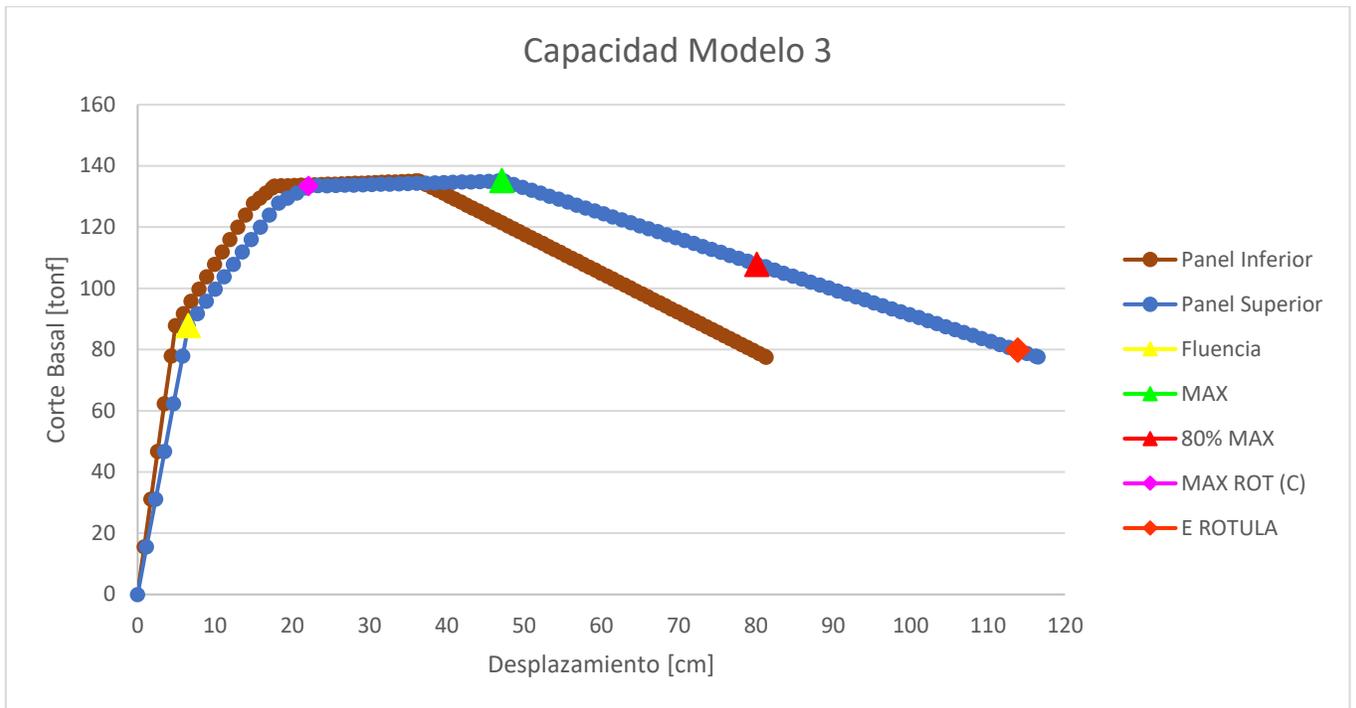


Imagen 4 - 7 Curva de capacidad del modelo 3.

Tabla 4 - 5 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel superior del modelo 3.

PUNTO	Desplazamiento [cm]	Corte Basal [tonf]
Fluencia	6,5568	87,7386
Máximo	47,1622	135,1343
80% Máximo	80,1158	107,9138

Tabla 4 - 6 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel inferior del modelo 3.

PUNTO	Desplazamiento [cm]	Corte Basal [tonf]
Fluencia	4,896	87,73944
Máximo	36,331	135,13478

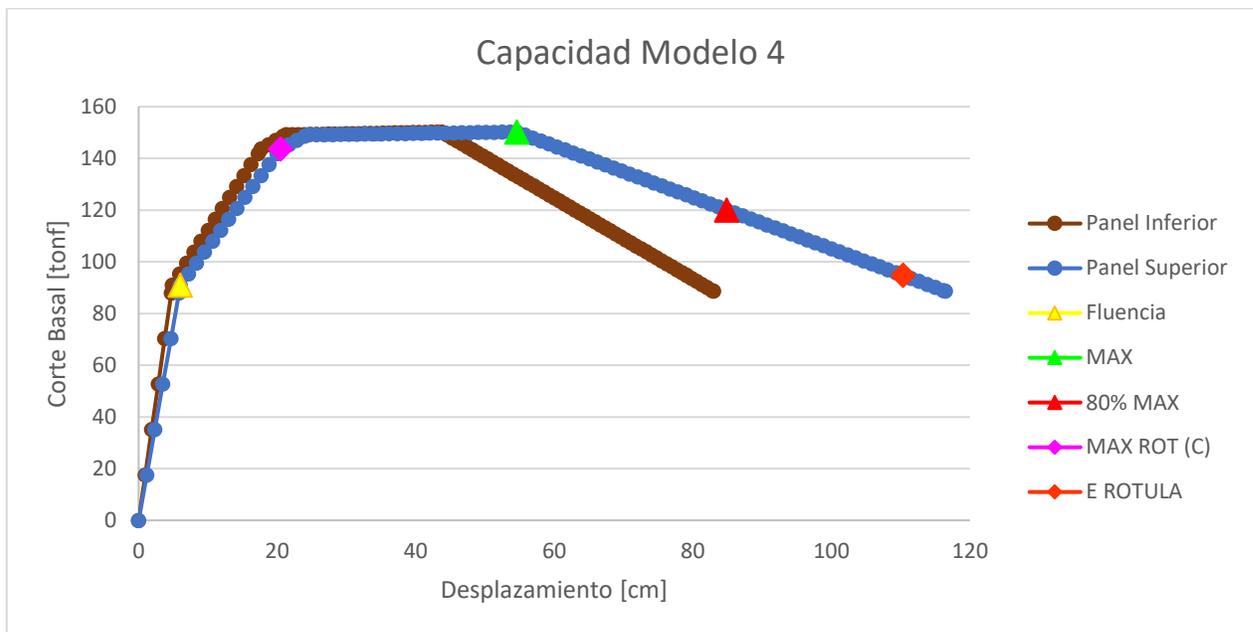


Imagen 4 - 8 Curva de capacidad del modelo 4.

Tabla 4 - 7 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel superior del modelo 4.

PUNTO	Desplazamiento [cm]	Corte Basal [tonf]
Fluencia	6,0304	91,078
Máximo	54,5866	150,2621
80% Máximo	84,8766	120,1249

Tabla 4 - 8 Valores de puntos relevantes de la curva de capacidad del panel inferior del modelo 4.

PUNTO	Desplazamiento [cm]	Corte Basal [tonf]
Fluencia	4,874	91,07863
Máximo	43,791	150,27269

4.2.2 Momento versus Rotación del enlace

En esta sección se presenta los graficas de momento versus rotación de cada modelo, tanto dentro como fuera del plano, obtenidos a partir del enlace ubicado en el nivel inferior de la estructura, el cual no posee un diafragma rígido. En el gráfico de momento-rotación en el plano (R3-M3) se indican los puntos importantes indicados en la sección 2.5.3, como por ejemplo, el inicio de la fluencia o el momento máximo alcanzado.

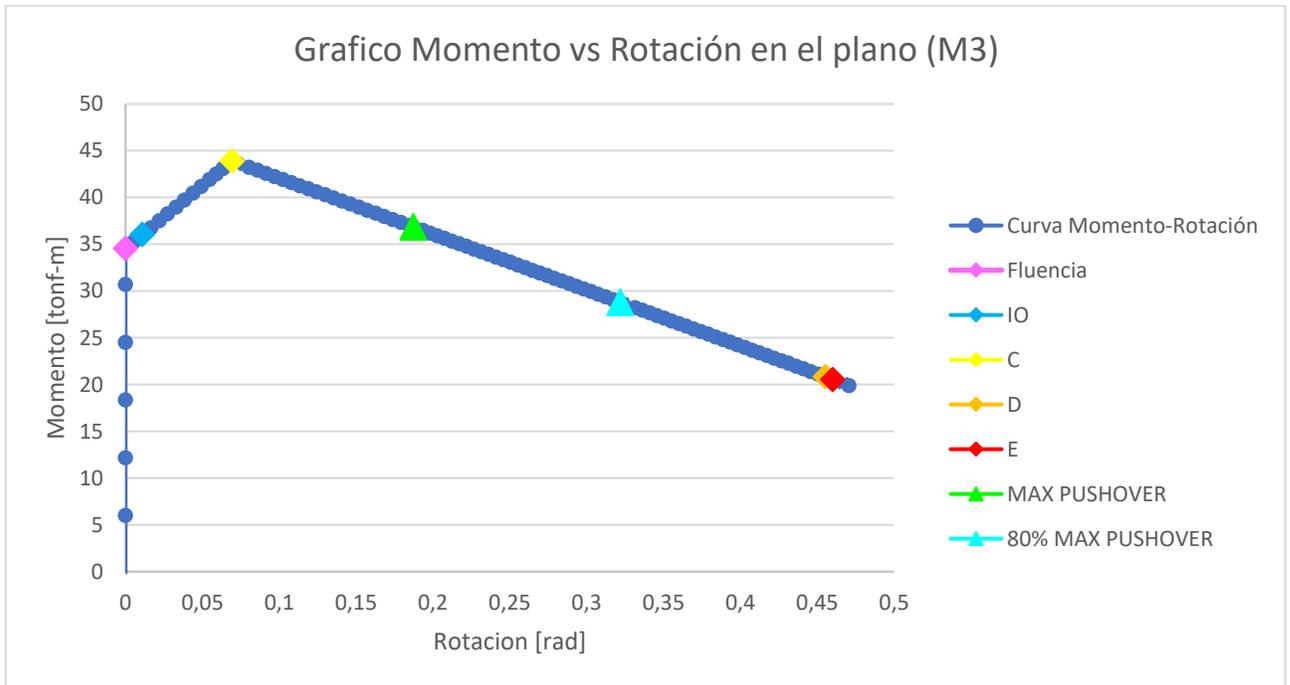


Imagen 4 - 9 Gráfico Momento versus Rotación en el plano para el modelo 1.

Tabla 4 - 9 Tabla de valores de puntos importantes de los gráficos momento-rotación del modelo 1.

PUNTO	M3 [Tonf-m]	R3 [rad]
Fluencia	34,586	0
IO	36,059	0,011
C	43,916	0,069
D	20,850	0,455
E	20,565	0,460
MAX PUSHOVER	36,873	0,187
80%MAX PUSHOVER	28,823	0,322

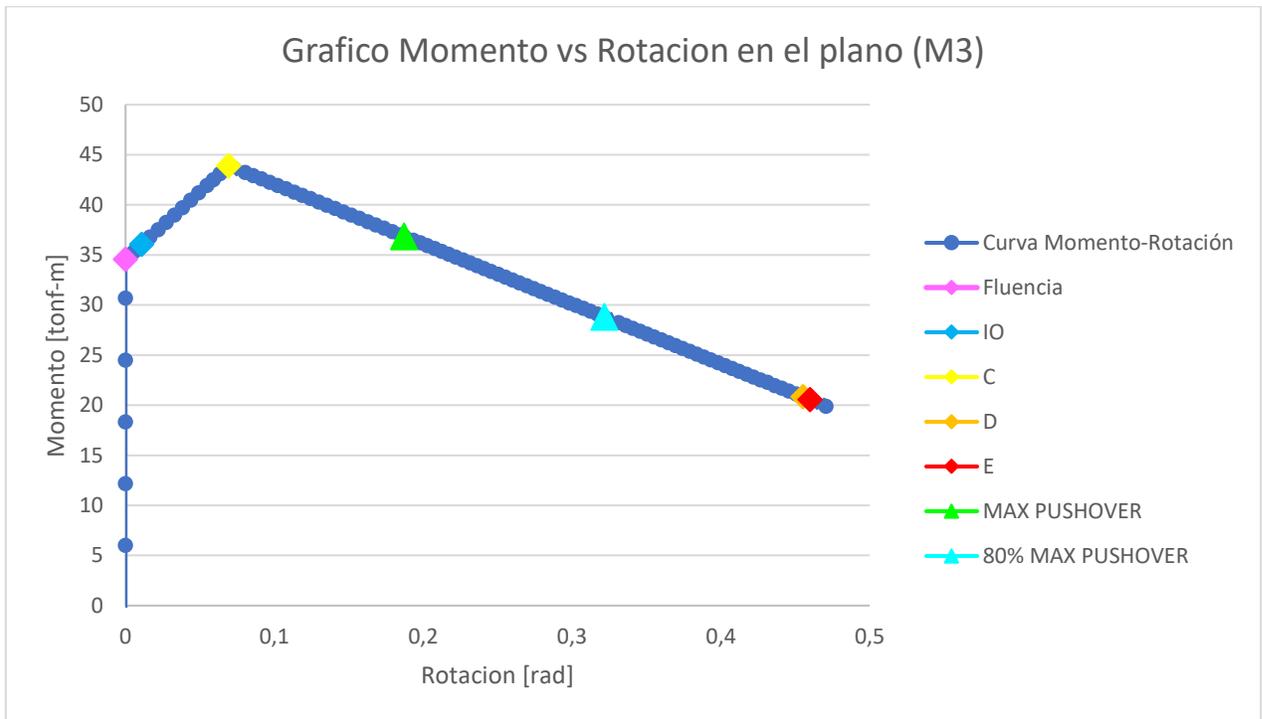


Imagen 4 - 10 Gráfico Momento versus Rotación en el plano para el modelo 2.

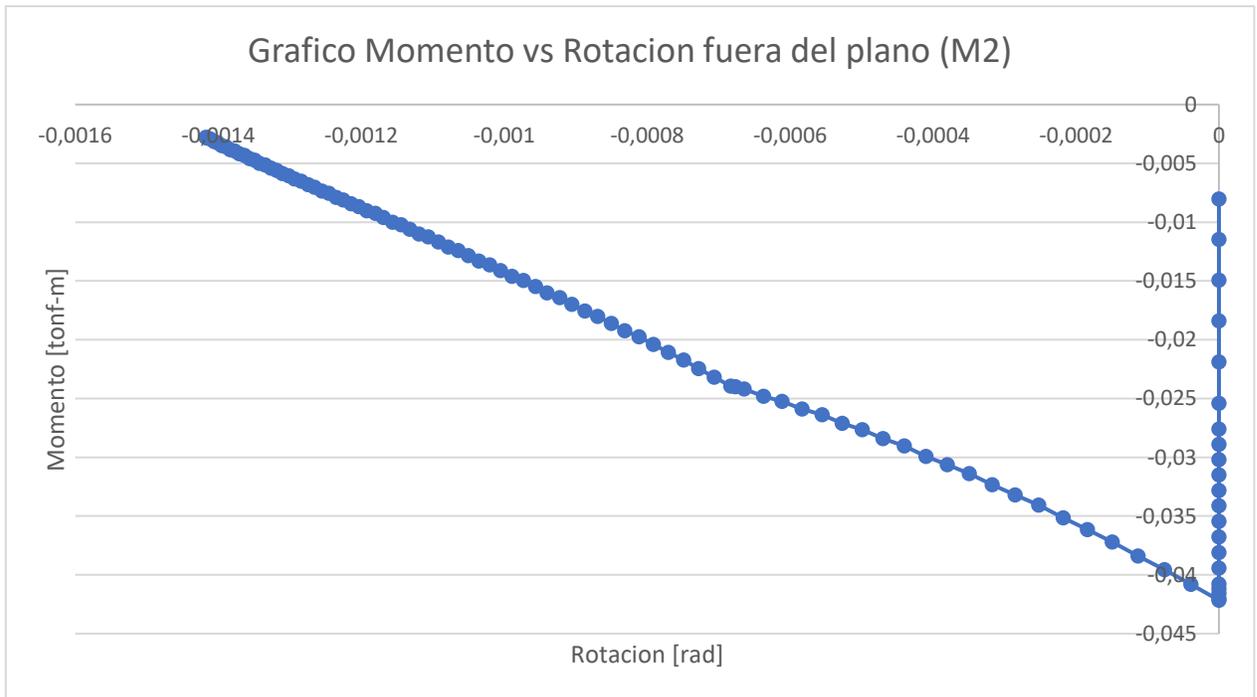


Imagen 4 - 111 Gráfico Momento versus Rotación fuera del plano para el modelo 2.

Tabla 4 - 10 Tabla de valores de puntos importantes de los gráficos momento-rotación del modelo 2.

PUNTO	M2 [Tonf-m]	R2 [rad]	M3 [Tonf-m]	R3 [rad]
Fluencia	-0,0276	0	34,585	0
IO	-0,0302	6,588E-19	36,060	0,011
C	-0,0422	4,169E-18	43,918	0,069
D	-0,0033	-0,0014	20,849	0,455
E	-0,0031	-0,0014	20,564	0,460
MAX PUSHOVER	-0,0240	-0,0007	36,872	0,187
80%MAX PUSHOVER	-0,0100	-0,0012	28,822	0,322

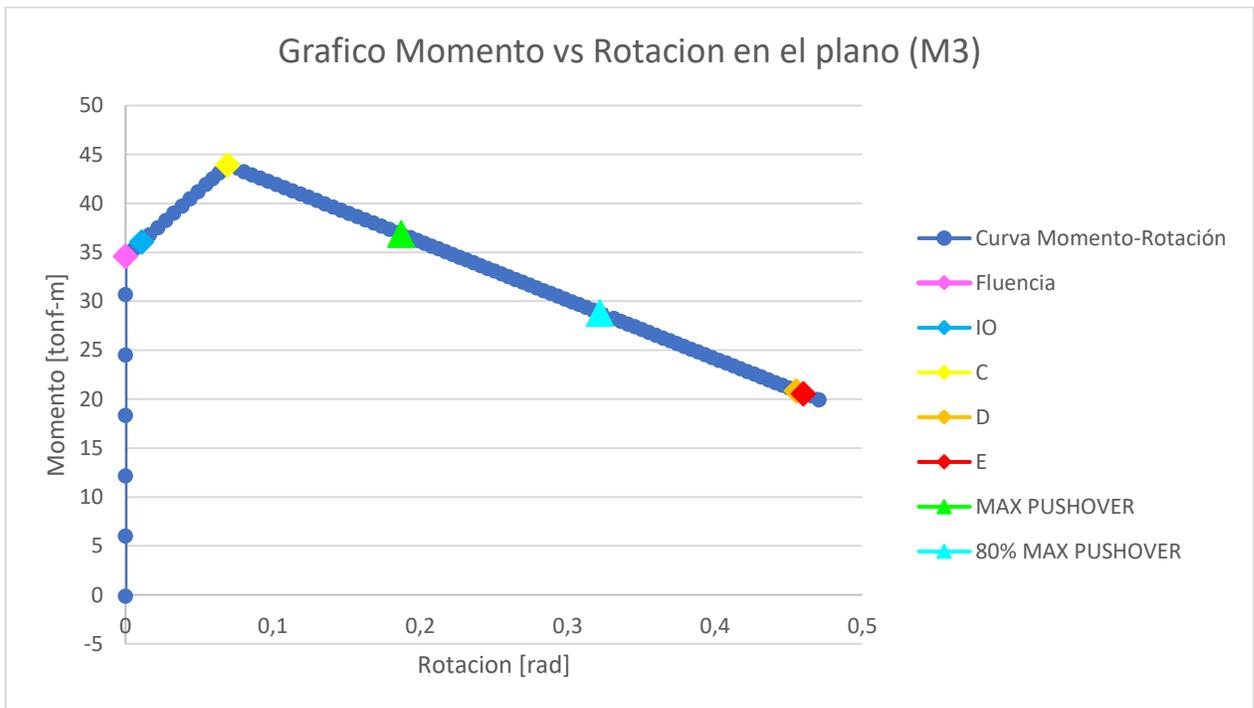


Imagen 4 - 12 Gráfico Momento versus Rotación en el plano para el modelo 3.

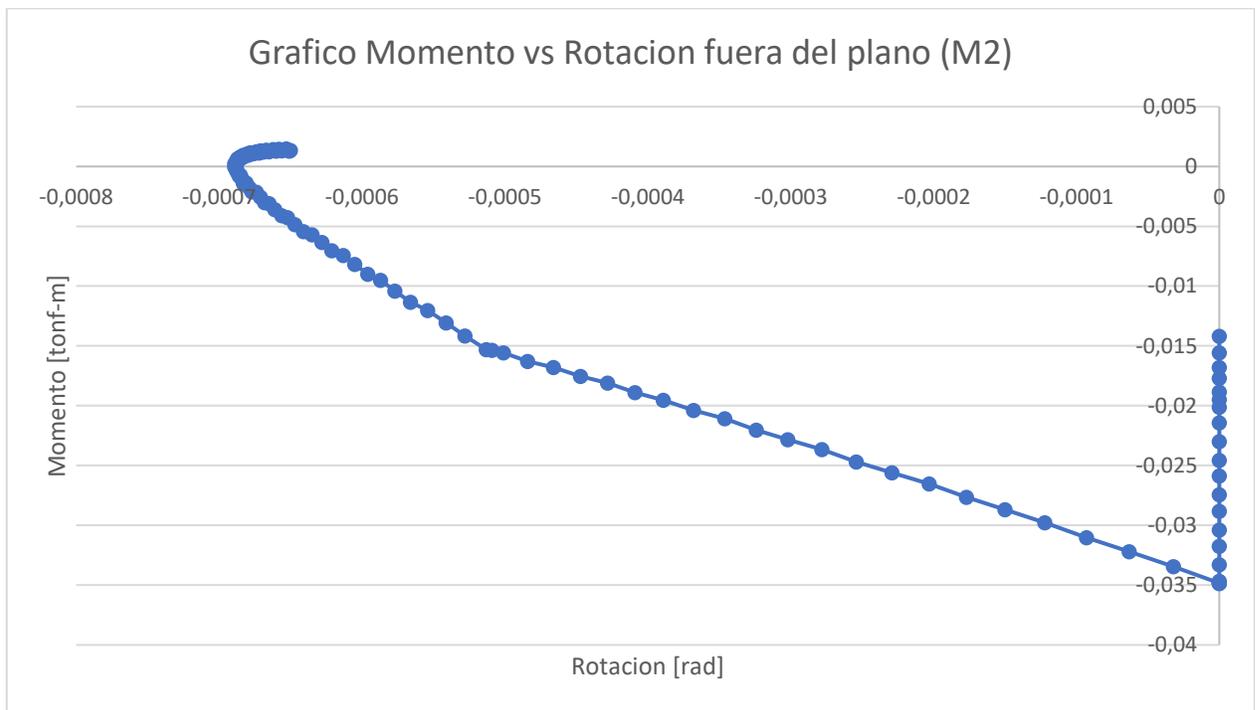


Imagen 4 - 133 Gráfico Momento versus Rotación fuera del plano para el modelo 3.

Tabla 4 - 11 Tabla de valores de puntos importantes de los gráficos momento-rotación del modelo 3.

PUNTO	M2	R2	M3	R3
Fluencia	-0,0201	0	34,585	0
IO	-0,0230	6,588E-19	36,059	0,011
C	-0,0348	4,17E-18	43,917	0,069
D	0,0015	-0,0007	20,850	0,455
E	0,0013	-0,0007	20,564	0,460
MAX PUSH	-0,0154	-0,0005	36,873	0,187
80%MAX	-0,0008	-0,0007	28,823	0,322

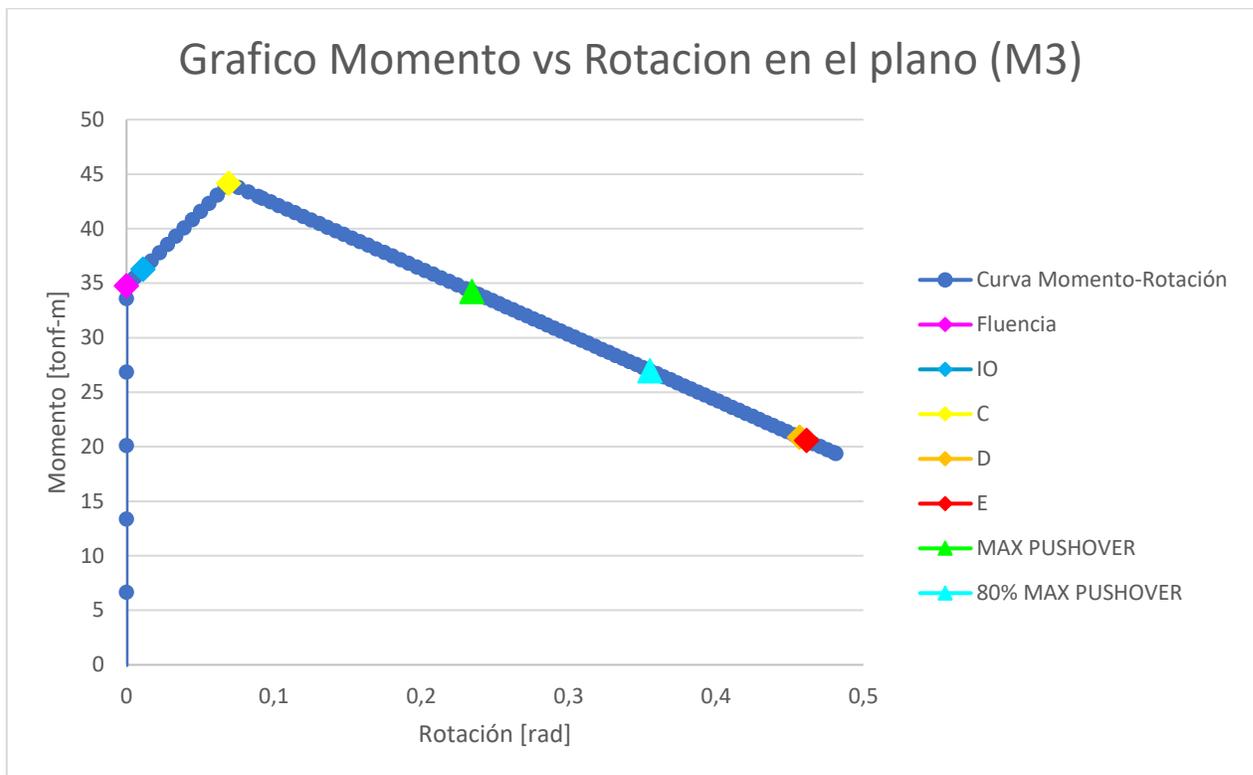


Imagen 4 - 14 Gráfico Momento versus Rotación en el plano para el modelo 4.

Tabla 4 - 12 Tabla de valores de puntos importantes del gráfico momento-rotación del modelo 4.

PUNTO	M3	R3
Fluencia	34,788	0
IO	36,300	0,011
C	44,181	0,069
D	20,873	0,457
E	20,593	0,462
MAX PUSH	34,260	0,234
80% MAX	26,996	0,355

Finalmente, se presenta una tabla comparativa del momento y rotación de ambos planos de los resultados obtenidos para los modelos estudiados. Cabe mencionar que el análisis de momento rotación fuera del plano (M2-R2) para el modelo 1 y 4 no es indicado, ya que, en estos casos los esfuerzos y rotaciones fuera del plano son nulos.

Tabla 4 - 13 Tabla comparativa del momento y rotación en el plano (M3-R3) para todos los modelos.

PUNTO	CASO 1		CASO 2		CASO 3		CASO 4	
	M3 [tonf-m]	R3 [rad]						
Fluencia	34,586	0,000	34,585	0,000	34,585	0,000	34,788	0,000
IO	36,059	0,011	36,060	0,011	36,059	0,011	36,300	0,011
C	43,916	0,069	43,918	0,069	43,917	0,069	44,181	0,069
D	20,850	0,455	20,849	0,455	20,850	0,455	20,873	0,457
E	20,565	0,460	20,564	0,460	20,564	0,460	20,593	0,462
MAX PUSH	36,873	0,187	36,872	0,187	36,873	0,187	34,260	0,234
80%MAX	28,823	0,322	28,822	0,322	28,823	0,322	26,996	0,355

Tabla 4 - 14 Tabla comparativa del momento y rotación fuera del plano (M2-R2) para los modelos M1,M2 y M3.

PUNTO	CASO 2		CASO 3	
	M2 [tonf-m]	R2 [rad]	M2 [tonf-m]	R2 [rad]
Fluencia	-0,02760	0	-0,02012	0
IO	-0,03020	0	-0,02300	0
C	-0,04216	0	-0,03483	0
D	-0,00325	-0,00140	0,00146	-0,00066
E	-0,00313	-0,00141	0,00132	-0,00066
MAX PUSH	-0,02401	-0,00068	-0,01536	-0,00051
80%MAX	-0,01000	-0,00116	-0,00079	-0,00069

4.2.3 Desplazamiento fuera del plano del enlace

Se muestran los resultados obtenidos del desplazamiento que sufren los nodos del enlace fuera del plano, para distintas etapas del análisis no lineal estático, como por ejemplo, el inicio de la fluencia (punto B), al alcanzar el máximo de la capacidad en el enlace (punto C), el instante en el que se alcanza el 80% de la capacidad máxima en la curva de capacidad y el momento en el que se alcanza el colapso total del enlace (punto E), para los modelos 2 y 3. En los modelos 1 y 4, el desplazamiento fuera del plano del enlace indicado es nulo.

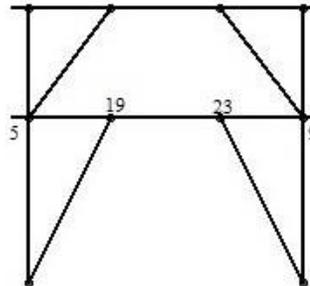


Imagen 4 - 15 Esquema de los nodos a analizar de la estructura.

Tabla 4 - 15 Tabla resumen de los desplazamientos fuera del plano en distintas etapas para el modelo 2.

Nodo	Posición	Etapa			
		Fluencia	Punto C	80%Qmax	Punto E
		U2 [mm]	U2 [mm]	U2 [mm]	U2 [mm]
5	10,48	-0,027	-0,051	-0,023	-0,025
19	14,32	2,892	2,864	1,768	1,615
23	17,12	-2,605	-2,533	-2,31	-2,057
8	20,96	-0,012	-0,024	0,001	0,014

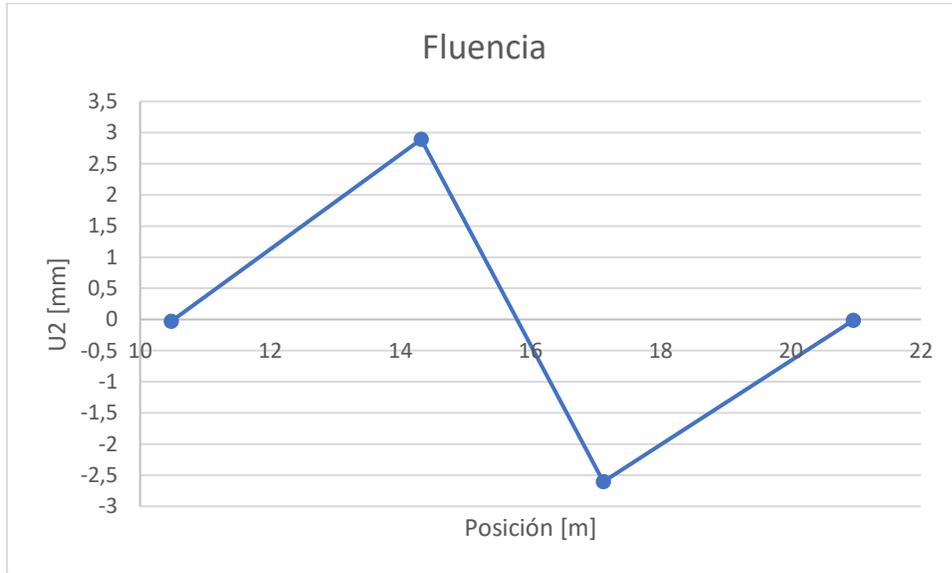


Imagen 4 - 16 Desplazamiento de los nodos en la etapa de fluencia para el modelo 2.

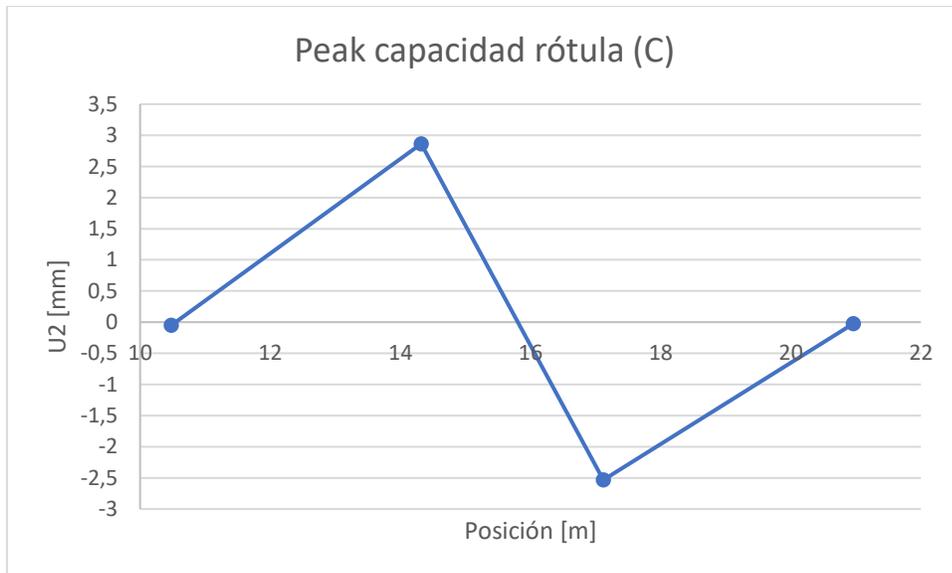


Imagen 4 - 17 Desplazamiento de los nodos en la etapa del peak de capacidad en la rótula para el modelo 2.

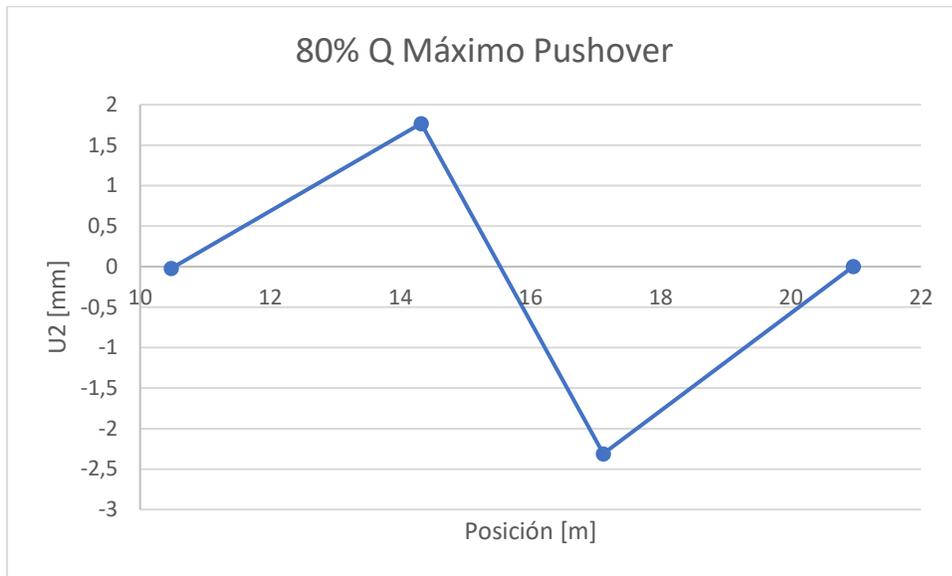


Imagen 4 - 18 Desplazamiento de los nodos en la etapa del 80% del peak de capacidad de la curva Pushover del modelo 2.

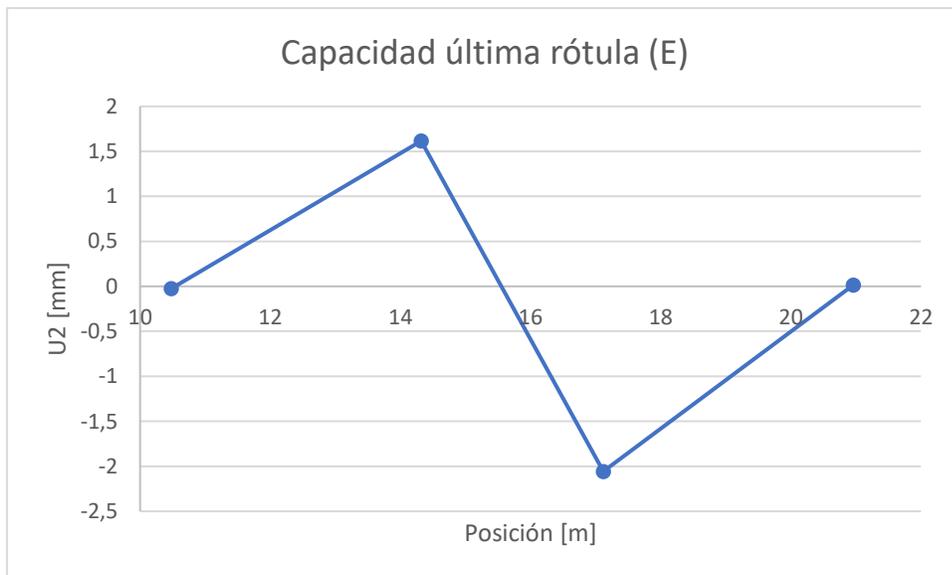


Imagen 4 - 19 Desplazamiento de los nodos en la etapa de colapso en la rótula para el modelo 2.

Tabla 4 - 16 Tabla resumen de los desplazamientos fuera del plano en distintas etapas para el modelo 3.

Nodo	Posición	Etapa			
		Fluencia	Punto C	80%Qmax	Punto E
		U2 [mm]	U2 [mm]	U2 [mm]	U2 [mm]
5	10,48	-0,189	-0,245	-0,149	-0,124
19	14,32	7,437	7,205	6,208	6,366
23	17,12	7,36	7,137	6,451	6,686
8	20,96	0,239	0,367	0,316	0,256

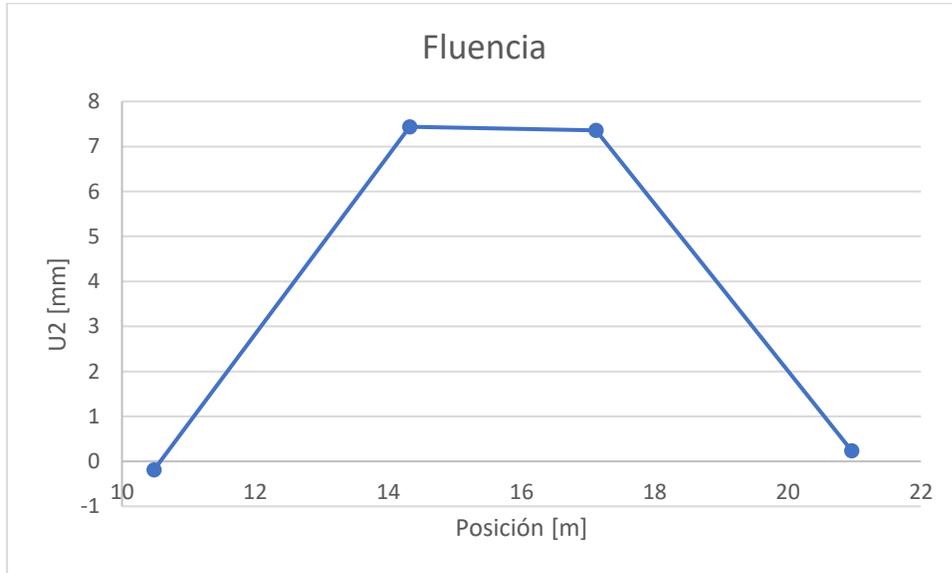


Imagen 4 - 20 Desplazamiento de los nodos en la etapa de fluencia para el modelo 3.

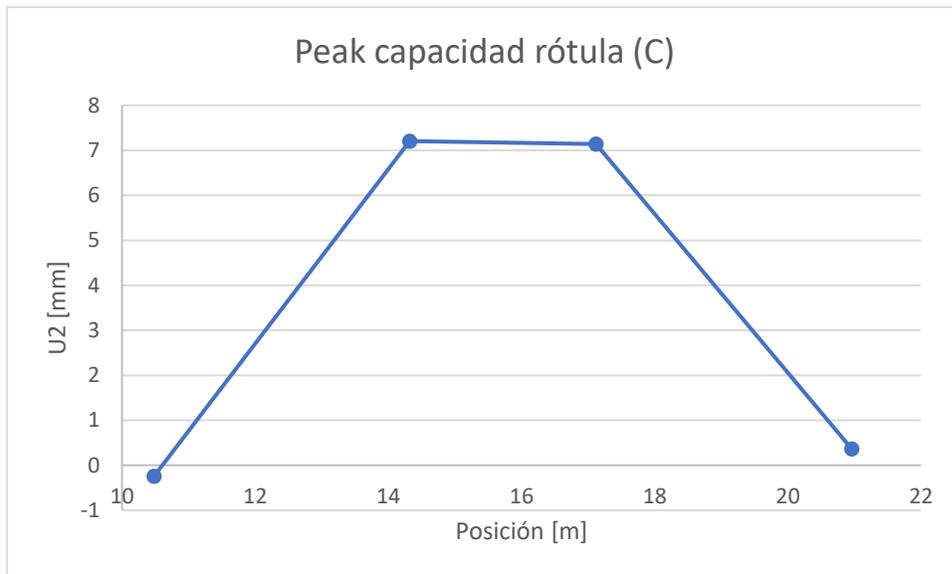


Imagen 4 - 21 Desplazamiento de los nodos en la etapa del peak de capacidad en la rótula para el modelo 3.

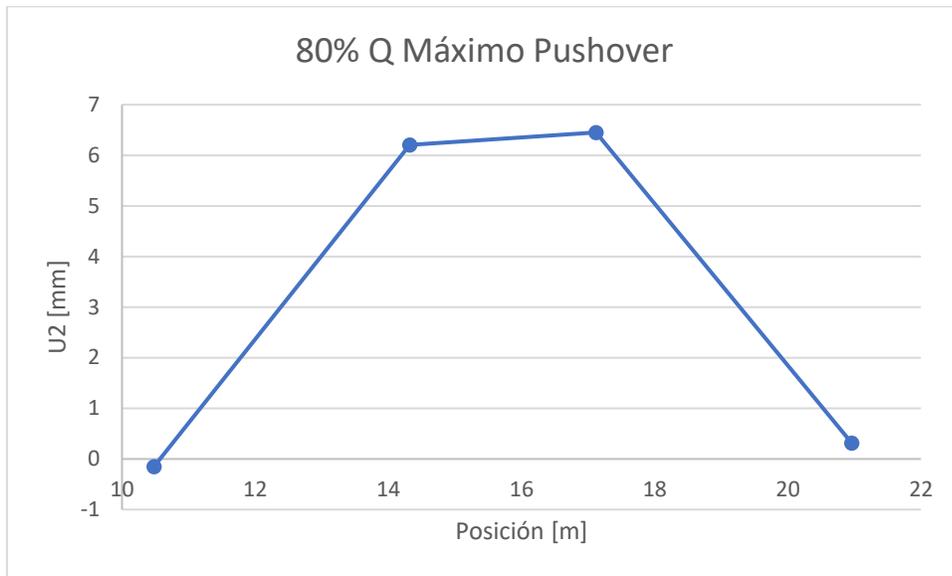


Imagen 4 - 22 Desplazamiento de los nodos en la etapa del 80% del peak de capacidad de la curva Pushover del modelo 3.

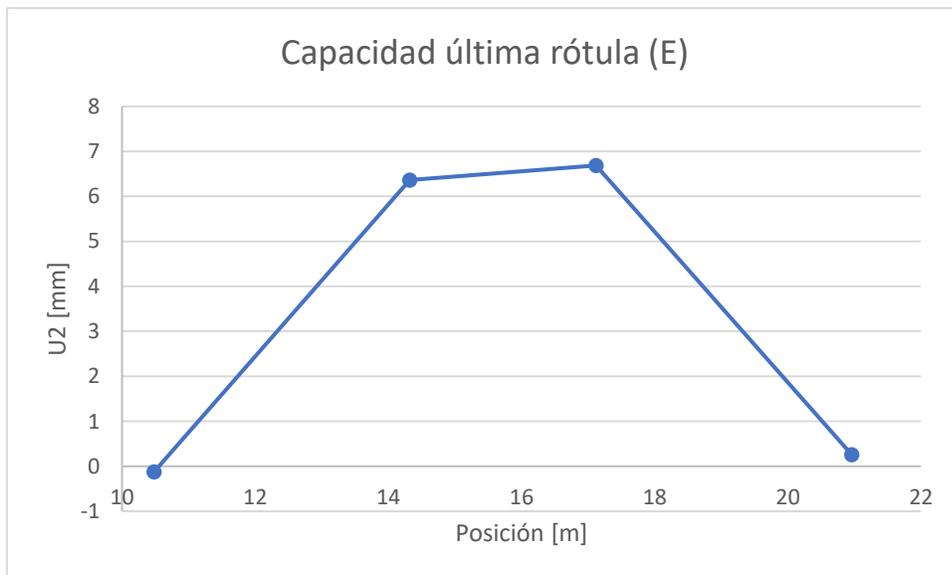


Imagen 4 - 23 Desplazamiento de los nodos en la etapa de colapso en la rótula para el modelo 3.

4.2.4 Secuencia de formación de las rótulas plásticas

A continuación, se presenta la secuencia de formación de las rótulas plásticas obtenida para los cuatro modelos, indicada en las imágenes 4-24 y 4-25.

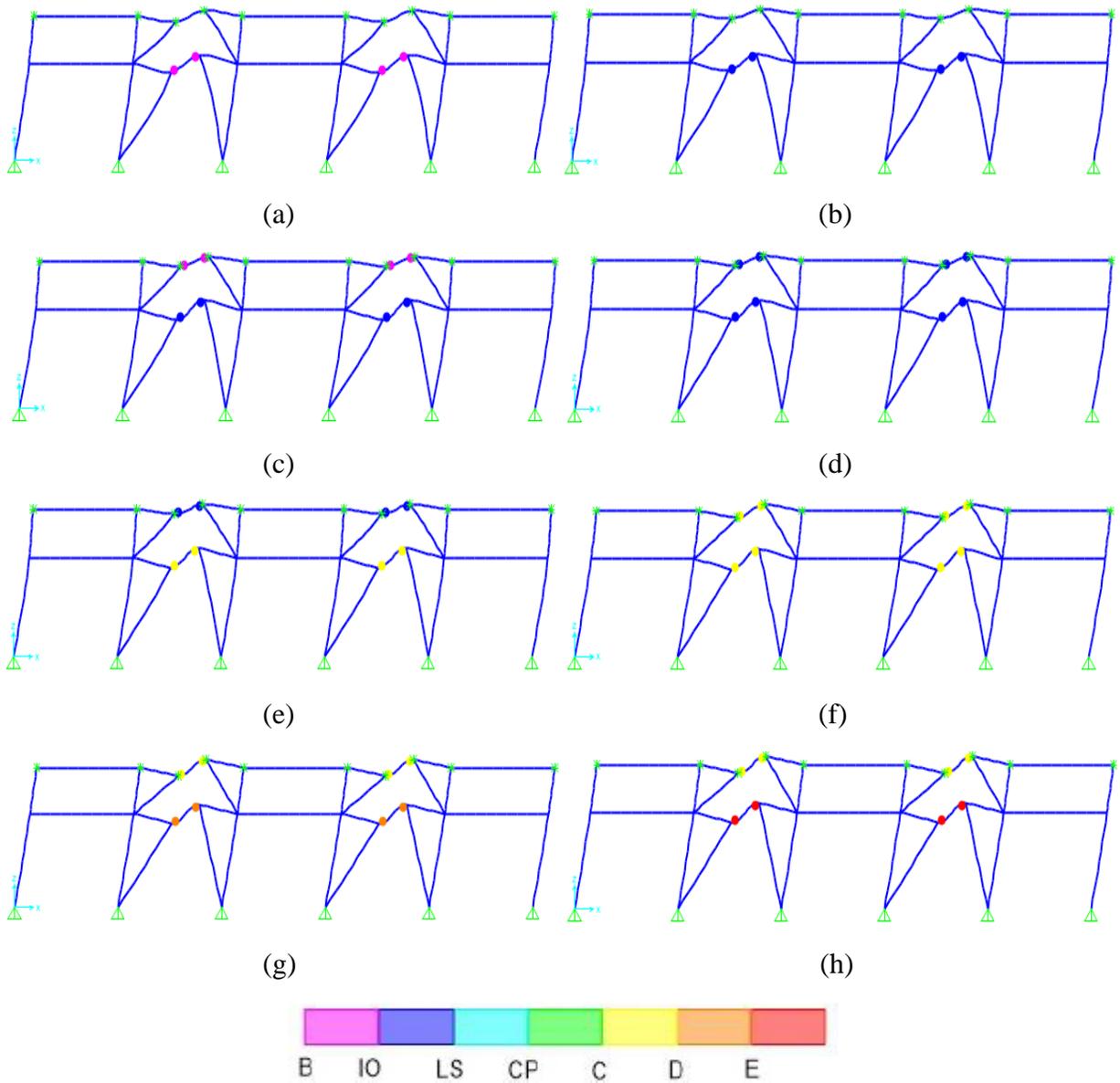


Imagen 4 - 24 Secuencia de rotulación para los modelos 1, 2 y 3.

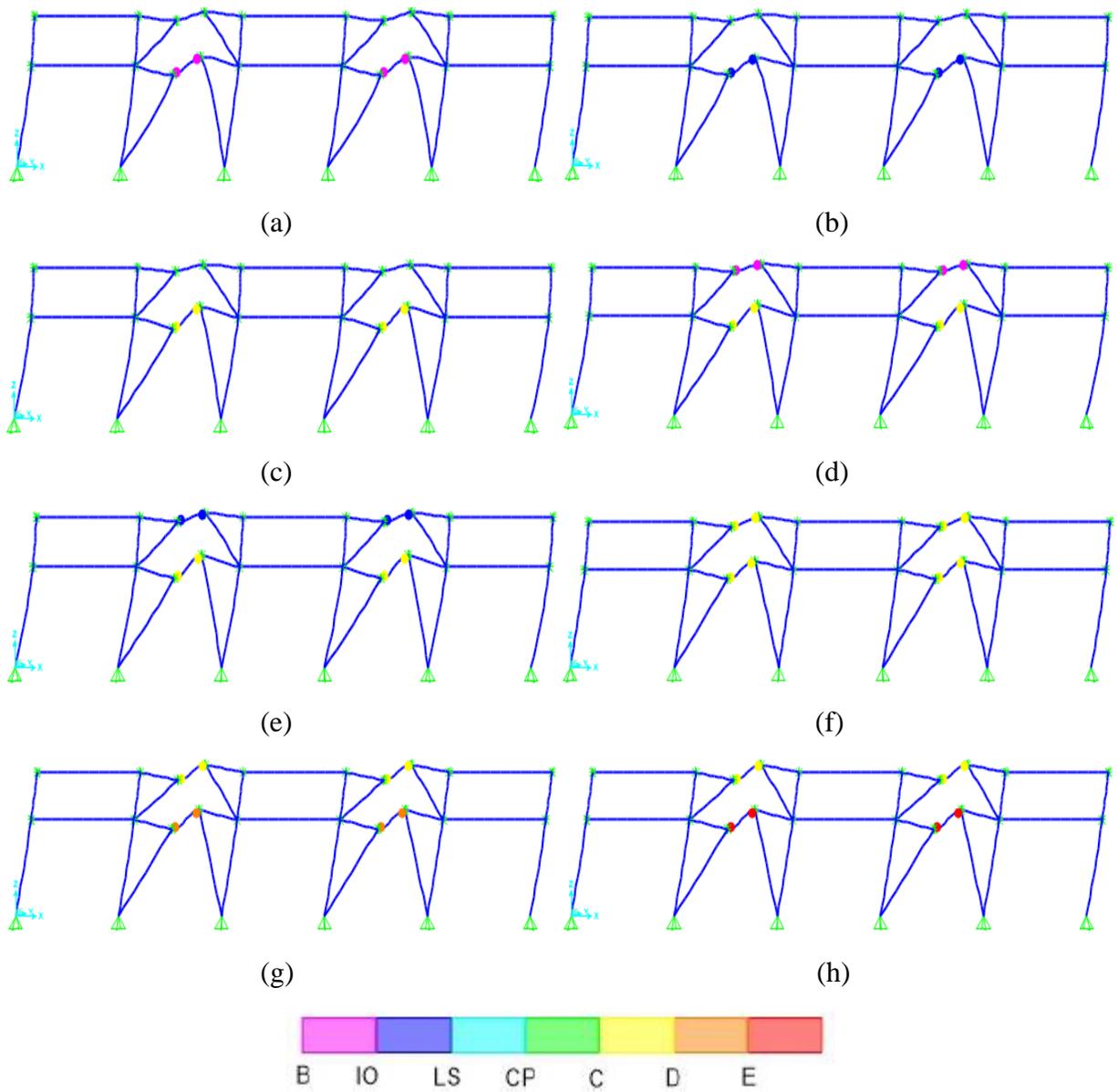


Imagen 4 - 25 Secuencia de rotulación para el modelo 4.

4.2.5 Factor de modificación de respuesta R y sobrerresistencia Ω_o

A partir de los resultados obtenidos en el punto 4.2.1, se determina el valor de la sobrerresistencia y el factor de modificación de respuesta utilizando las ecuaciones 2.18 y 2.19.

Tabla 4 - 17 Valor de la sobrerresistencia y factor de modificación de respuesta obtenida para cada uno de los modelos.

Parámetro	Valor
Ω_{o1}	6,8
Ω_{o2}	7,6
R	3,5

Donde Ω_{o1} corresponde a la sobrerresistencia de los modelos 1, 2 y 3, mientras que Ω_{o2} corresponde a la sobrerresistencia obtenida para el modelo 4.

Capítulo 5: Análisis no lineal dinámico

5.1 Consideraciones

Como se mencionó en el punto 2.4.4, para la realización del análisis no lineal dinámico se consideran los tres modelos utilizados en el análisis no lineal estático, y se agrega un cuarto modelo que incorpora un diafragma rígido en su nivel intermedio. Además, se incorporaron los registros sísmicos utilizados por Zúñiga [11] en su trabajo de título, junto a las mismas consideraciones tanto del patrón de cargas gravitacionales como la disposición de rótulas plásticas utilizadas en el análisis no lineal estático.

El criterio de selección del registro sísmico a utilizar en el análisis tiempo-historia, para cada una de las estaciones, fue elegir la componente con mayor aceleración evaluada en el periodo fundamental de la estructura, sin considerar la componente vertical.

A continuación, se detallan las características de los 10 registros sísmicos utilizados en este trabajo para el análisis no lineal dinámico:

Tabla 4 - 18 Características de los registros sísmicos utilizados para el análisis tiempo-historia.

Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Nro. Registro	Componente	Duración [s]	Δt [s]	A* [g]
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	1	EW	79,3	0,005	1,912
			San Isidro	2	T	100	0,005	1,905
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	3	T	80	0,005	1,060
Sur de Perú	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	4	T	63,3	0,005	0,650
			Costanera	5	L	76,2	0,005	0,549
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	6	NS	218	0,005	0,646
			Tocopilla	7	T	70,9	0,005	1,318
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	8	EW	180	0,01	1,354
			Constitución	9	T	143,3	0,005	2,799
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	10	NS	282	0,01	0,247

5.2 Resultados obtenidos

Los resultados obtenidos luego de realizar el análisis no lineal dinámico, para cada uno de los modelos, son el cálculo de la razón de margen de colapso (CMR), el desplazamiento en ambos niveles, el nivel de demanda máxima a flexión de ambos extremos de la columna en el panel del nivel superior e inferior, el desempeño a flexión del enlace de ambos niveles dentro y fuera del plano y la distribución del corte en los elementos de un marco sismorresistente seleccionado del sistema estructural en estudio.

5.2.1 Razón de margen de colapso

Como se indicó en el punto 2.5.2, para el cálculo de la razón de margen de colapso se necesita la intensidad mediana de colapso y la intensidad espectral del máximo sismo considerado (MCE), evaluados en el periodo fundamental de la estructura.

Para determinar la intensidad mediana de colapso se utilizaron los espectros de aceleración de respuesta asociados a cada uno de los registros utilizados, los cuales fueron determinados con el método de Nigam y Jennings [12], en el cual se utilizó un amortiguamiento modal de 3%. Estos espectros son modificados por el factor de ajuste FA indicado en la ecuación 2.25 previo al análisis IDA. A partir de esto, se obtuvo la mediana de los registros o espectro mediano, del cual se logra determinar la intensidad mediana de colapso en el periodo fundamental de la estructura. A continuación se muestra el espectro mediano junto a los espectros de aceleración de respuesta de todos los registros utilizados.

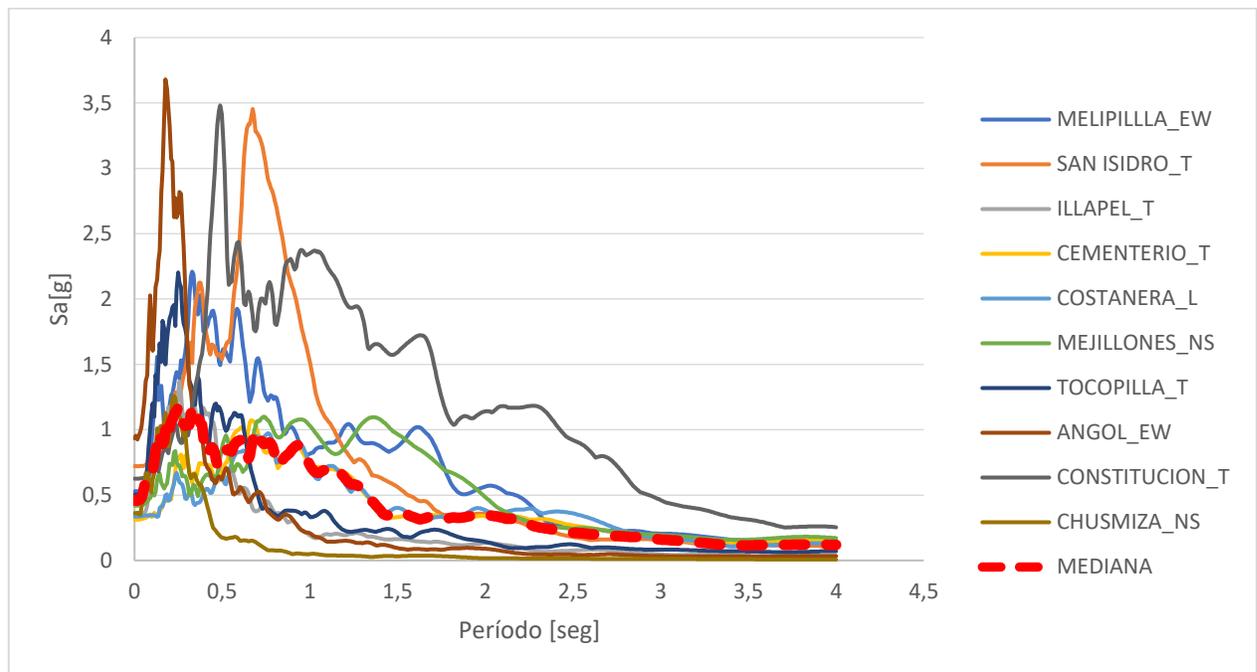


Imagen 5 - 1 Espectros de aceleración de respuesta de los registros junto al espectro mediano.

La intensidad espectral del máximo sismo se calcula a partir de la norma NCh2745 [9], y los parámetros indicados en el punto 2.3.3. Se considera un suelo de tipo 2 y una zona sísmica de tipo III para este trabajo de memoria. En base a esto, se obtiene el siguiente espectro MCE:

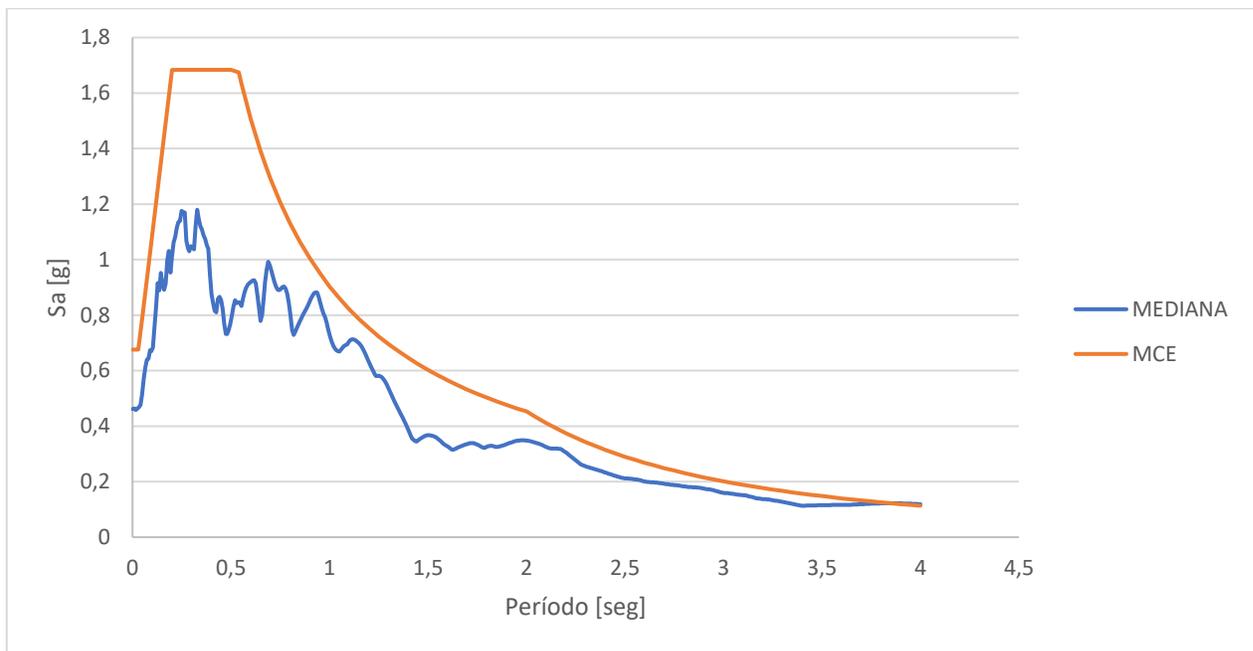


Imagen 5 - 2 Espectro de aceleración MCE para un suelo tipo 2 y zona sísmica III.

Una vez obtenido estos resultados, junto al factor de escala FS que asegura el colapso de la estructura en al menos el 50% de los registros utilizados, se determina la razón de margen de colapso CMR con la ecuación 2.24, en base al periodo fundamental de la estructura T*.

Tabla 5 - 1 Valores de la razón de margen de colapso CMR para cada modelo.

MODELO	T* [seg]	$S_{aMED} [g]$	$S_{MT} [g]$	FS	CMR
1	0,45	0,855	1,684	4,75	2,412
2	0,45	0,855	1,684	4,75	2,412
3	0,45	0,855	1,684	4,5	2,285
4	0,36	1,087	1,684	5,25	2,666

Debido a que la forma espectral del espectro de diseño con la forma del MCE son similares, se considera el factor de forma FFE igual a 1 para el cálculo del margen de colapso ajustado ACMR. De este modo, la razón de margen de colapso es igual a la razón de margen de colapso ajustada, y su valor se indica en la siguiente tabla:

Tabla 5 - 2 Valores de la razón de margen de colapso ajustada ACMR para cada modelo.

MODELO	ACMR
1	2,412
2	2,412
3	2,285
4	2,666

Una vez obtenido los valores del ACMR, se calcula la incertidumbre total utilizando la ecuación 2.24, con el fin de verificar el desempeño de cada uno de los modelos. Los valores de los términos asociados a la incertidumbre total se obtienen a partir de lo indicado en el punto 2.5.2 de esta memoria. A continuación, se presenta una tabla indicando los valores utilizados para cada uno de estos términos, junto al valor de la incertidumbre total calculado en base a estos términos ya indicados.

Tabla 5 - 3 Valor de la incertidumbre para cada termino señalado en la ecuación 2.24.

β	Valor
β_{RTR}	0,40
β_{DR}	0,20
β_{TD}	0,20
β_{MDL}	0,35
β_{TOT}	0,60

Donde β_{RTR} se fija el valor de 0,40 debido a la elevada ductilidad del modelo. La calificación asociada a la incertidumbre asociada a la calidad para los requerimientos de diseño β_{DR} de la tabla 3-1 del FEMA [4] se considera media-buena, por lo que se le asigna un valor de 0,20. Por otro lado, la categoría asociada a la calidad de los datos β_{TD} se considera de alta-buena, correspondiendo a esta categoría un valor de 0,20 de la tabla 3-2 del FEMA [4]. Finalmente, a la calidad de los modelos se le asigna una clasificación de alta-justa, por lo que β_{MDL} posee un valor de 0,35 según la tabla 5-3 del FEMA [4].

Según lo indicado en el punto 2.4.6 de esta memoria, la evaluación de aceptación del desempeño del modelo se realiza en base al valor estipulado en la tabla 7-3 del informe FEMA [4]. Considerando esto, los resultados obtenidos se indican en la tabla 5-4.

Tabla 5 - 4 Tabla resumen de la evaluación del desempeño del margen de colapso ajustado de cada modelo.

MODELO	ACMR	β_{TOT}	ACMR20%	Cumple
1	2,412	0,602	1,66	CUMPLE
2	2,412	0,602	1,66	CUMPLE
3	2,285	0,602	1,66	CUMPLE
4	2,666	0,602	1,66	CUMPLE

5.2.2 Desplazamiento y deriva de niveles

A continuación, se presenta los desplazamientos por nivel normalizados por la altura total de la estructura, junto a la deriva entre sus niveles, obtenida para cada uno de los modelos.

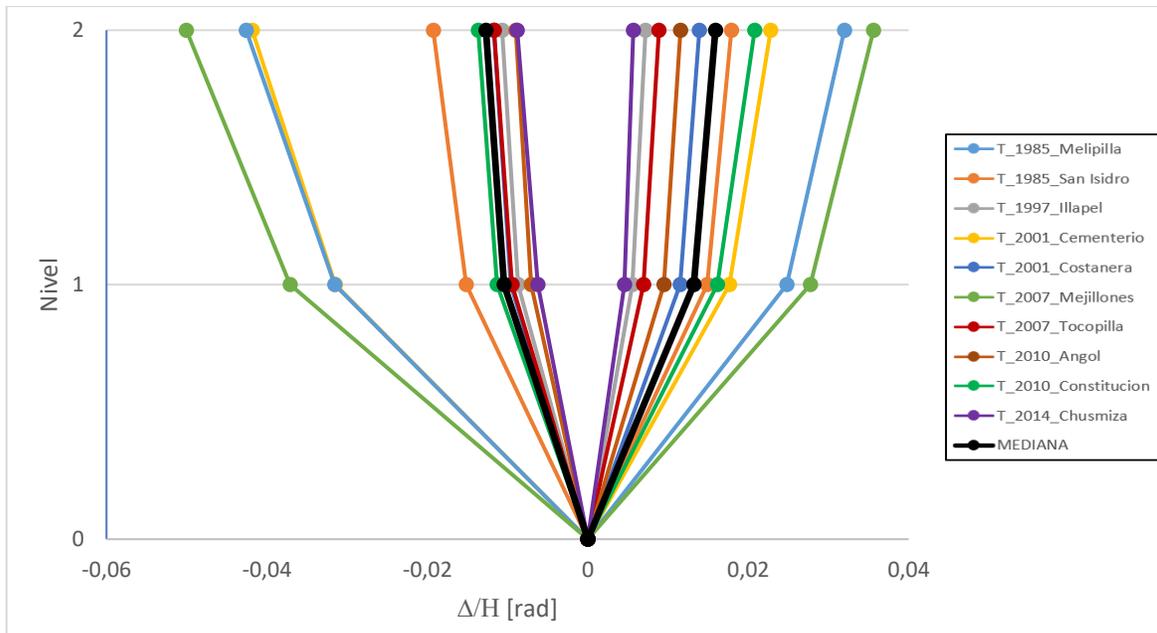


Imagen 5 - 3 Desplazamiento por nivel, normalizado por la altura total, obtenido del análisis tiempo historia para el modelo 1.

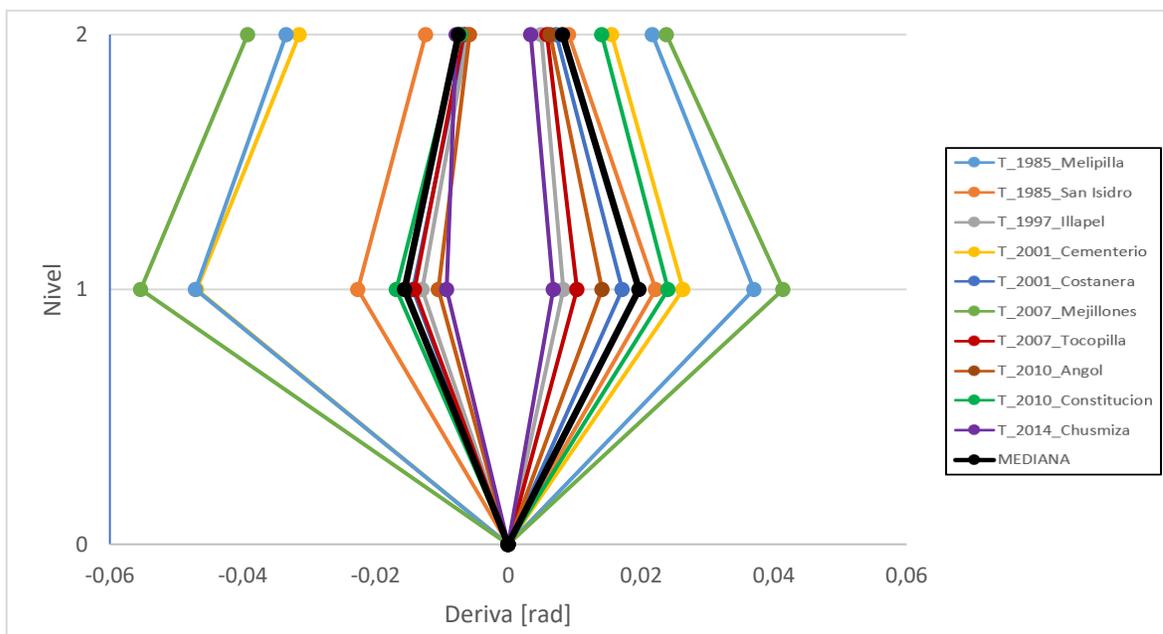


Imagen 5 - 4 Deriva entre nivel obtenida del análisis tiempo historia para el modelo 1.

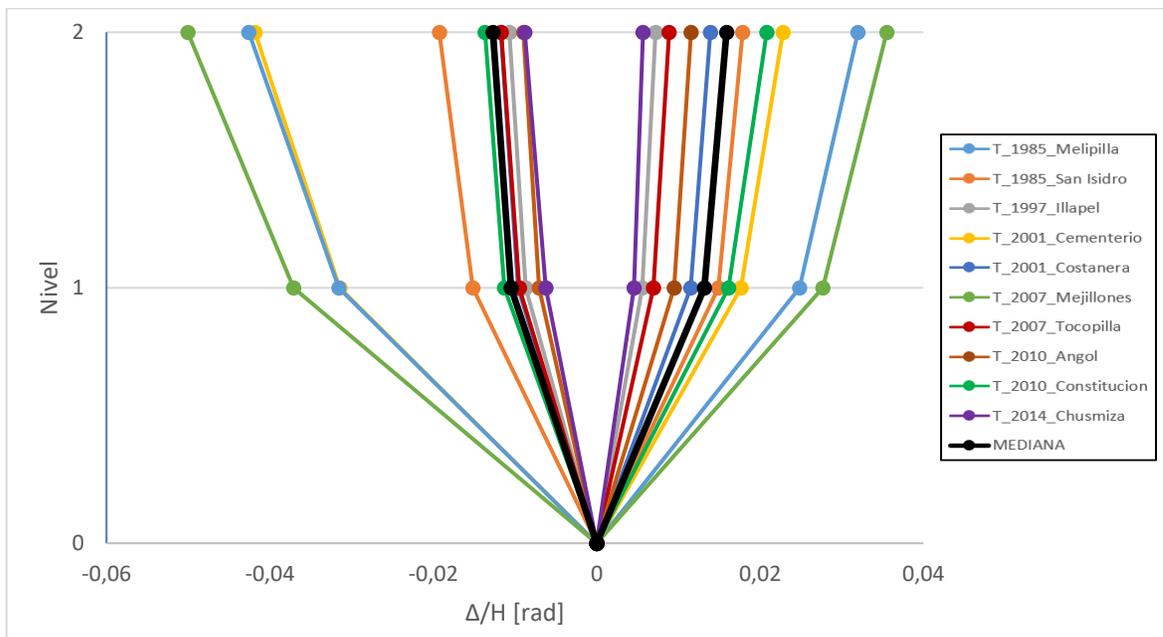


Imagen 5 - 5 Desplazamiento por nivel, normalizado por la altura total, obtenido del análisis tiempo historia para el modelo 2.

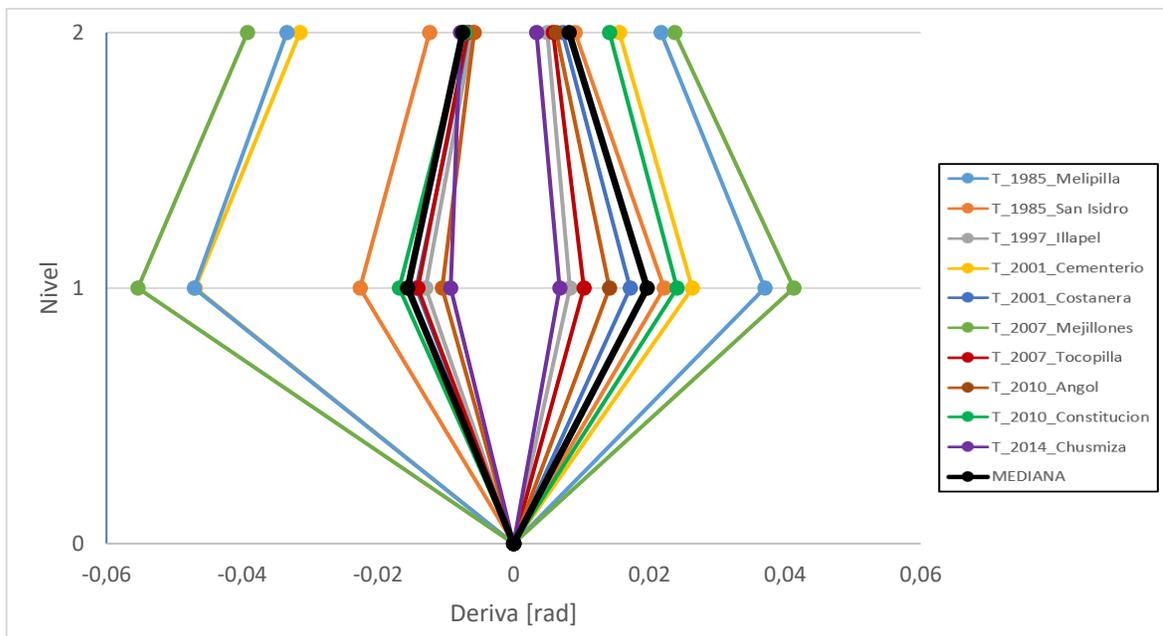


Imagen 5 - 6 Deriva entre nivel obtenida del análisis tiempo historia para el modelo 2.

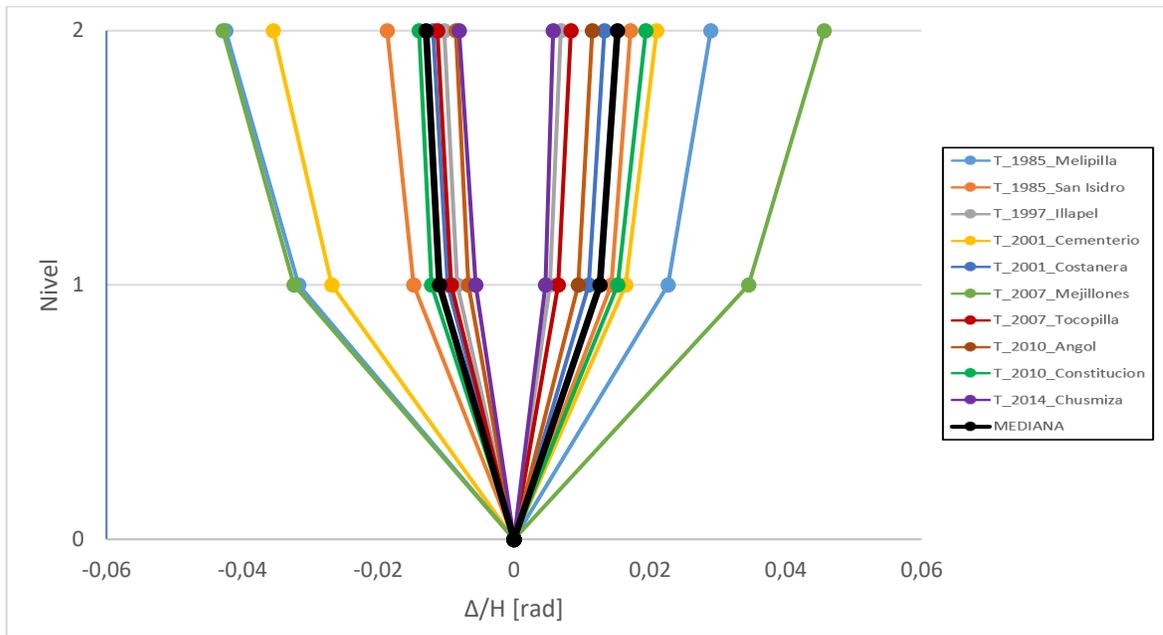


Imagen 5 - 7 Desplazamiento por nivel, normalizado por la altura total, obtenido del análisis tiempo historia para el modelo 3.

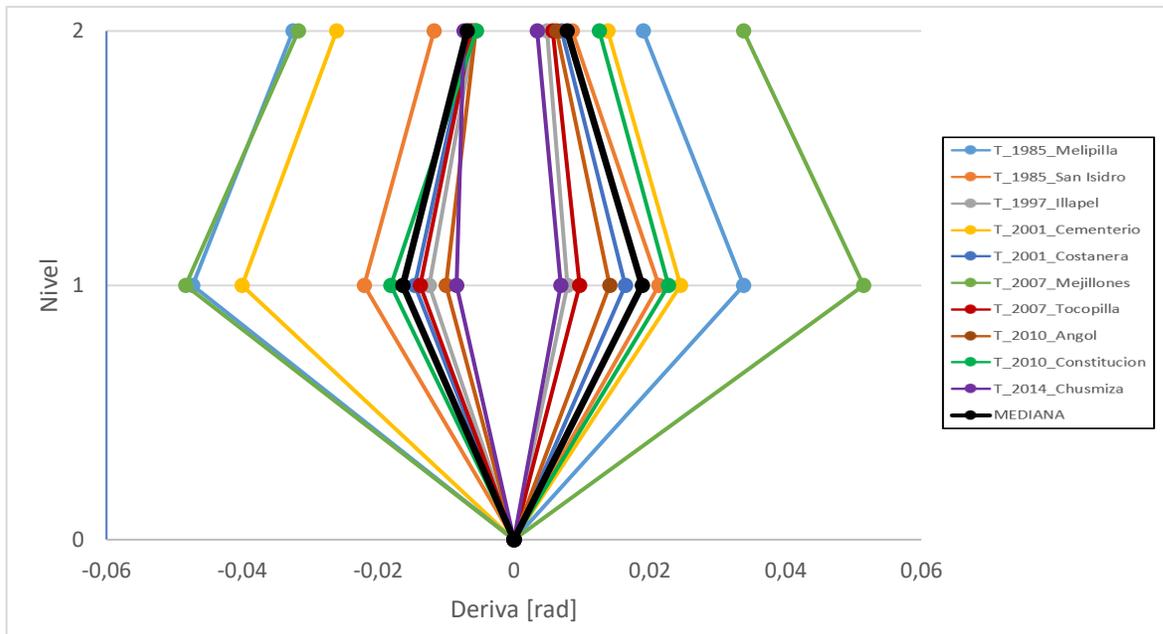


Imagen 5 - 8 Deriva entre nivel obtenida del análisis tiempo historia para el modelo 3.

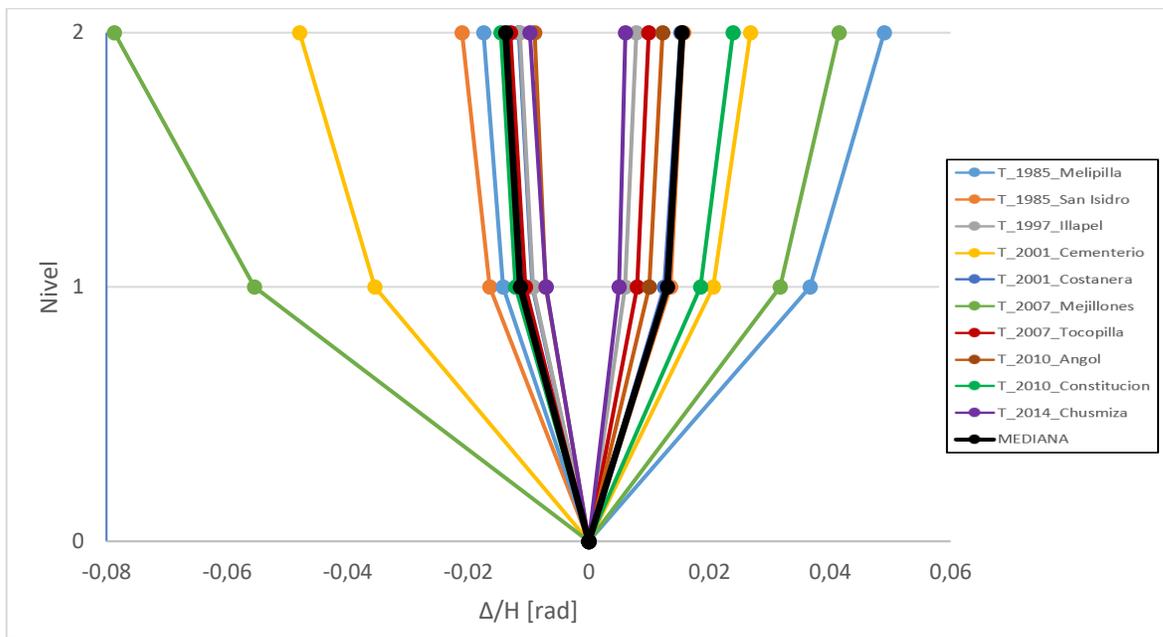


Imagen 5 - 9 Desplazamiento por nivel, normalizado por la altura total, obtenido del análisis tiempo historia para el modelo 4.

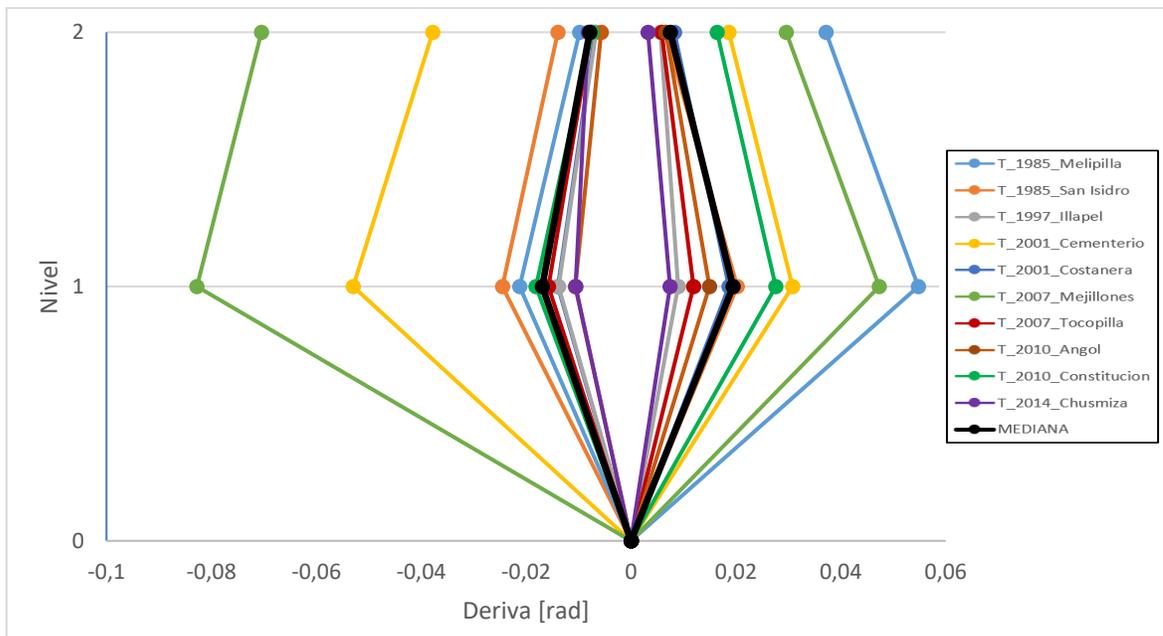


Imagen 5 - 10 Deriva entre nivel obtenida del análisis tiempo historia para el modelo 4.

Además, se presenta una tabla comparativa de la mediana y del valor máximo de los desplazamientos y derivas obtenidas de cada uno de los modelos.

Tabla 5 - 5 Mediana del desplazamiento por nivel de cada modelo.

Nivel	Modelo 1 [m]	Modelo 2 [m]	Modelo 3 [m]	Modelo 4 [m]
0	0	0	0	0
1	0,154	0,154	0,147	0,152
2	0,185	0,185	0,177	0,180

Tabla 5 - 6 Mediana del desplazamiento por nivel normalizado por la altura total de cada modelo.

Nivel	Modelo 1 [rad]	Modelo 2 [rad]	Modelo 3 [rad]	Modelo 4 [rad]
0	0	0	0	0
1	0,0132	0,0132	0,0127	0,0131
2	0,0159	0,0159	0,0152	0,0155

Tabla 5 - 7 Mediana de la deriva entre nivel obtenida para cada modelo.

Nivel	Modelo 1 [rad]	Modelo 2 [rad]	Modelo 3 [rad]	Modelo 4 [rad]
0	0	0	0	0
1	0,0197	0,0197	0,0189	0,0195
2	0,0082	0,0082	0,0078	0,0075

Tabla 5 - 8 Máximo desplazamiento por nivel de cada modelo.

Nivel	Modelo 1 [m]	Modelo 2 [m]	Modelo 3 [m]	Modelo 4 [m]
0	0	0	0	0
1	0,432	0,432	0,402	0,646
2	0,583	0,583	0,532	0,917

Tabla 5 - 9 Máximo desplazamiento por nivel normalizado por la altura total de cada modelo.

Nivel	Modelo 1 [rad]	Modelo 2 [rad]	Modelo 3 [rad]	Modelo 4 [rad]
0	0	0	0	0
1	0,0371	0,0371	0,0345	0,0555
2	0,0500	0,0501	0,0457	0,0787

Tabla 5 - 10 Máxima deriva entre nivel obtenida para cada modelo.

Nivel	Modelo 1 [rad]	Modelo 2 [rad]	Modelo 3 [rad]	Modelo 4 [rad]
0	0	0	0	0
1	0,0553	0,0554	0,0515	0,0195
2	0,0392	0,0393	0,0338	0,0075

5.2.3 Demanda a flexión en la columna

A continuación, se presenta la máxima demanda a flexión por cada registro en una columna, la cual se divide en dos tramos, el panel inferior que posee una altura de 7,81 metros y el panel superior que posee una altura de 3,84 metros, como se indica en la imagen 5-11.

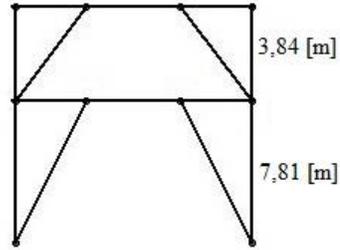


Imagen 5 - 11 Esquema del panel inferior y superior.

Tabla 5 - 11 Demanda a flexión en los extremos de la columna del panel inferior para cada modelo.

Caso	Nodo [m]	M_1 [tonf - m]	M_2 [tonf - m]	M_3 [tonf - m]	M_4 [tonf - m]
T_1985_Melipilla	0	13,369	13,369	13,457	13,956
	7,81	21,430	21,431	20,075	22,586
T_1985_San Isidro	0	16,422	16,415	15,935	16,455
	7,81	30,980	30,984	29,994	31,495
T_1997_Illapel	0	9,267	9,267	9,034	9,873
	7,81	14,692	14,692	13,703	16,760
T_2001_Cementerio	0	16,386	16,383	16,272	17,499
	7,81	43,266	43,264	36,208	47,145
T_2001_Costanera	0	18,323	18,316	18,329	19,237
	7,81	50,950	50,973	48,823	55,364
T_2007_Mejillones	0	18,216	18,193	19,212	19,008
	7,81	62,847	62,825	54,705	72,650
T_2007_Tocopilla	0	10,558	10,558	10,107	11,684
	7,81	18,043	18,039	17,161	20,489
T_2010_Angol	0	10,804	10,803	10,505	11,682
	7,81	16,579	16,577	16,419	18,304
T_2010_Constitucion	0	15,529	15,579	15,402	16,301
	7,81	28,273	28,237	29,027	30,892
T_2014_Chusmiza	0	9,462	9,427	9,503	10,486
	7,81	15,025	15,025	13,721	18,098

Tabla 5 - 12 Demanda a flexión en los extremos de la columna del panel superior para cada modelo.

Caso	Nodo [m]	M_1 [tonf - m]	M_2 [tonf - m]	M_3 [tonf - m]	M_4 [tonf - m]
T_1985_Melipilla	0	38,382	38,382	36,513	40,735
	3,84	9,050	9,050	9,127	9,856
T_1985_San Isidro	0	52,696	52,696	51,224	51,983
	3,84	11,752	11,752	11,590	9,848
T_1997_Illapel	0	28,388	28,388	27,189	30,395
	3,84	3,958	3,958	3,707	4,585
T_2001_Cementerio	0	65,395	65,395	57,915	69,788
	3,84	9,341	9,341	9,093	10,319
T_2001_Costanera	0	73,095	73,095	71,011	77,372
	3,84	12,710	12,710	12,805	13,348
T_2007_Mejillones	0	86,069	86,069	77,169	96,102
	3,84	12,909	12,909	13,093	11,787
T_2007_Tocopilla	0	31,786	31,786	31,024	33,654
	3,84	4,764	4,764	4,531	5,213
T_2010_Angol	0	31,442	31,442	31,308	32,410
	3,84	8,028	8,028	7,850	8,061
T_2010_Constitucion	0	48,193	48,193	49,470	51,680
	3,84	8,877	8,877	8,739	9,212
T_2014_Chusmiza	0	21,647	21,647	19,978	25,011
	3,84	5,143	5,143	4,808	5,351

Además, se presenta una tabla comparativa de la mediana y el desempeño de la capacidad a flexión de la columna en cada uno de los modelos, para el panel inferior y superior.

Tabla 5 - 13 Mediana y desempeño de la capacidad de la columna a flexión en el panel inferior para cada modelo.

Nodo [m]	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4	
	M3 [tonf-m]	Desempeño [%]						
0	14,449	12,899	14,474	12,921	14,429	12,881	15,128	13,505
7,81	24,851	22,185	24,834	22,169	24,551	21,917	26,739	23,870

Tabla 5 - 14 Mediana y desempeño de la capacidad de la columna a flexión en el panel superior para cada modelo.

Nodo [m]	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4	
	M3 [tonf-m]	Desempeño [%]						
0	43,288	38,643	43,288	38,643	42,991	38,378	46,207	41,249
3,84	8,963	8,001	8,963	8,001	8,916	7,959	9,530	8,508

Finalmente, se realiza una comparación entre los modelos respecto al valor máximo y el desempeño de la capacidad a flexión del tramo de la columna en el panel inferior y superior.

Tabla 5 - 15 Valor máximo y desempeño de la capacidad de la columna a flexión en el panel inferior para cada modelo.

Nodo [m]	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4	
	M3 [tonf-m]	Desempeño [%]						
0	18,323	16,357	18,316	16,351	19,212	17,151	19,237	17,173
7,81	62,847	56,104	62,825	56,084	54,705	48,835	72,650	64,855

Tabla 5 - 16 Valor máximo y desempeño de la capacidad de la columna a flexión en el panel superior para cada modelo.

Nodo [m]	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4	
	M3 [tonf-m]	Desempeño [%]						
0	86,069	76,833	86,069	76,833	77,169	68,889	96,102	85,790
3,84	12,909	11,524	12,909	11,524	13,093	11,688	13,348	11,916

5.2.4 Distribución del corte en los elementos

En este punto se muestra la distribución del corte total en los elementos para todos los modelos estudiados. En la imagen 5-12 se presenta la numeración asignada para los elementos.

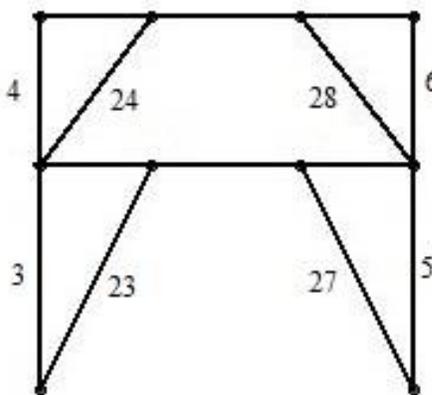


Imagen 5 - 12 Numeración considerada en el análisis de la distribución del corte en sus elementos.

En las siguientes tablas se indica la mediana de la distribución del corte total en los elementos obtenida de los 10 registros utilizados.

Tabla 5 - 17 Valor de la mediana de la distribución del corte total en los elementos para cada modelo.

PANEL SUPERIOR				
Elemento	V_1 [% V_{tot}]	V_2 [% V_{tot}]	V_3 [% V_{tot}]	V_4 [% V_{tot}]
4	37,306	37,610	37,264	37,096
6	37,367	37,370	37,190	37,349
24	12,901	12,972	13,079	13,028
28	13,011	13,011	13,116	12,661

PANEL INFERIOR				
Elemento	V_1 [% V_{tot}]	V_2 [% V_{tot}]	V_3 [% V_{tot}]	V_4 [% V_{tot}]
3	20,961	20,965	20,902	22,104
5	21,294	21,293	21,304	22,217
23	28,143	28,174	28,339	27,364
27	29,618	29,615	29,455	28,364

5.2.5 Desempeño a flexión del enlace

En este punto se indica el desempeño a flexión del enlace, en el panel superior e inferior, considerando la flexión en el plano como fuera de este. Para ello, se realiza el estudio del desempeño a flexión en el plano para los 4 modelos, mientras que para la flexión fuera del plano solo se considera el enlace del panel inferior en el modelo 2 y 3. Los resultados obtenidos se muestran a continuación.

Tabla 5 - 18 Flexión máxima en el plano del enlace en el panel inferior para cada modelo.

Caso	M_{3-1} [tonf-m]	M_{3-2} [tonf-m]	M_{3-3} [tonf-m]	M_{3-4} [tonf-m]
T_1985_Melipilla	51,519	51,336	50,785	52,709
T_1985_San Isidro	56,525	56,469	55,619	55,372
T_1997_Illapel	48,410	48,362	48,073	48,995
T_2001_Cementerio	55,676	55,329	55,619	55,138
T_2001_Costanera	55,384	55,387	55,383	55,042
T_2007_Mejillones	55,681	55,608	55,400	55,145
T_2007_Tocopilla	49,294	49,190	49,002	50,433
T_2010_Angol	49,323	49,107	49,320	49,949
T_2010_Constitucion	55,682	55,699	55,369	55,186
T_2014_Chusmiza	45,760	45,756	45,360	46,716

Tabla 5 - 19 Flexión máxima en el plano del enlace en el panel superior para cada modelo.

Caso	M_{3-1} [tonf-m]	M_{3-2} [tonf-m]	M_{3-3} [tonf-m]	M_{3-4} [tonf-m]
T_1985_Melipilla	47,715	46,263	45,272	47,251
T_1985_San Isidro	51,246	51,174	50,619	52,242
T_1997_Illapel	40,582	38,754	37,658	41,001
T_2001_Cementerio	60,602	59,559	58,506	59,605
T_2001_Costanera	60,465	59,449	59,359	60,596
T_2007_Mejillones	60,201	59,290	59,724	59,868
T_2007_Tocopilla	43,090	41,273	40,809	44,373
T_2010_Angol	43,571	41,856	40,871	43,540
T_2010_Constitucion	51,835	51,805	50,884	53,258
T_2014_Chusmiza	48,769	47,744	47,427	48,198

Tabla 5 - 20 Desempeño de la capacidad a flexión en el plano del enlace en el panel inferior para cada modelo.

Caso	M_{3-1} [%]	M_{3-2} [%]	M_{3-3} [%]	M_{3-4} [%]
T_1985_Melipilla	166,889	166,296	164,512	170,746
T_1985_San Isidro	183,108	182,927	180,171	179,371
T_1997_Illapel	156,818	156,662	155,726	158,715
T_2001_Cementerio	180,356	179,233	180,172	178,614
T_2001_Costanera	179,411	179,420	179,408	178,301
T_2007_Mejillones	180,371	180,136	179,464	178,637
T_2007_Tocopilla	159,682	159,345	158,736	163,371
T_2010_Angol	159,775	159,077	159,766	161,371
T_2010_Constitucion	180,376	180,430	179,363	178,770
T_2014_Chusmiza	148,235	148,220	146,939	151,332

Tabla 5 - 21 Desempeño de la capacidad a flexión en el plano del enlace en el panel superior para cada modelo.

Caso	M_{3-1} [%]	M_{3-2} [%]	M_{3-3} [%]	M_{3-4} [%]
T_1985_Melipilla	144,417	140,022	137,021	143,012
T_1985_San Isidro	155,104	154,884	153,204	158,118
T_1997_Illapel	122,828	117,294	113,976	124,096
T_2001_Cementerio	183,421	180,263	177,075	180,403
T_2001_Costanera	183,005	179,929	179,658	183,401
T_2007_Mejillones	182,205	179,448	180,763	181,200
T_2007_Tocopilla	130,417	124,919	123,513	134,302
T_2010_Angol	131,873	126,682	123,700	131,780
T_2010_Constitucion	156,886	156,795	154,008	161,194
T_2014_Chusmiza	147,607	144,502	143,545	145,878

Tabla 5 - 22 Flexión máxima fuera del plano del enlace para ambos modelos.

Caso	M_{2-2} [tonf-m]	M_{2-3} [tonf-m]
T_1985_Melipilla	0,036	0,027
T_1985_San Isidro	0,040	0,032
T_1997_Illapel	0,028	0,017
T_2001_Cementerio	0,042	0,028
T_2001_Costanera	0,049	0,047
T_2007_Mejillones	0,052	0,046
T_2007_Tocopilla	0,030	0,019
T_2010_Angol	0,034	0,024
T_2010_Constitucion	0,039	0,029
T_2014_Chusmiza	0,028	0,023

Tabla 5 - 23 Desempeño de la capacidad a flexión fuera del plano del enlace en el para ambos modelos.

Caso	M_{2-2} [%]	M_{2-3} [%]
T_1985_Melipilla	0,301	0,228
T_1985_San Isidro	0,338	0,270
T_1997_Illapel	0,234	0,142
T_2001_Cementerio	0,349	0,239
T_2001_Costanera	0,412	0,399
T_2007_Mejillones	0,439	0,386
T_2007_Tocopilla	0,253	0,159
T_2010_Angol	0,282	0,204
T_2010_Constitucion	0,329	0,241
T_2014_Chusmiza	0,235	0,193

Finalmente, se presenta una tabla comparativa de la mediana y valor máximo de los resultados obtenidos para la flexión en ambos planos junto al desempeño de la capacidad del enlace.

Tabla 5 - 24 Mediana de la flexión en el plano para el enlace del panel inferior y superior.

PANEL INFERIOR				
Valor	M_{3-1}	M_{3-2}	M_{3-3}	M_{3-4}
M3 [tonf-m]	53,451	53,332	53,077	53,875
Desempeño [%]	173,150	172,764	171,937	174,524
PANEL SUPERIOR				
Valor	M_{3-1}	M_{3-2}	M_{3-3}	M_{3-4}
M3 [tonf-m]	50,008	49,459	49,023	50,220
Desempeño [%]	151,355	149,693	148,375	151,998

Tabla 5 - 25 Flexión máxima en el plano para el enlace del panel inferior y superior.

PANEL INFERIOR				
Valor	M_{3-1}	M_{3-2}	M_{3-3}	M_{3-4}
M3 [tonf-m]	56,525	56,469	55,619	55,372
Desempeño [%]	183,108	182,927	180,172	179,371
PANEL SUPERIOR				
Valor	M_{3-1}	M_{3-2}	M_{3-3}	M_{3-4}
M3 [tonf-m]	60,602	59,559	59,724	60,596
Desempeño [%]	183,421	180,263	180,763	183,401

Tabla 5 - 26 Mediana de la flexión fuera del plano para el enlace del panel inferior del modelo 2 y 3.

Valor	M_{2-2}	M_{2-3}
M2 [tonf-m]	0,037	0,028
Desempeño [%]	0,315	0,234

Tabla 5 - 27 Flexión máxima fuera del plano para el enlace del panel inferior del modelo 2 y 3.

Valor	M_{2-2}	M_{2-3}
M2 [tonf-m]	0,052	0,047
Desempeño [%]	0,439	0,399

Capítulo 6: Análisis de resultados

6.1 Análisis no lineal estático

Una vez finalizado el análisis no lineal estático, se obtienen diversos resultados que se analizarán a continuación. Dentro de estos resultados, se encuentra la comparación y análisis de la curva de capacidad de cada modelo, el desplazamiento lateral fuera del plano del enlace en el nivel inferior, el análisis de la rotulación que se presenta en el enlace del primer nivel y la secuencia de rotulación de la estructura para los modelos estudiados.

Al analizar los resultados obtenidos en el punto 4.2.1, se aprecia que las curvas de capacidad para el modelo 1, modelo 2 y modelo 3 son prácticamente idénticas, por lo tanto, se deduce que la presencia de imperfecciones no afectaría la capacidad del corte basal de la estructura. En estos modelos, el estado último se alcanza posterior a la disminución del 20% de la capacidad máxima de la estructura, la cual corresponde aproximadamente a 135 [tonf].

Por otro lado, el modelo 4 presenta una capacidad máxima mayor a la obtenida en los otros modelos, la cual tiene un valor aproximado de 150 [tonf]. En este modelo, el estado último también se alcanza posterior a la pérdida del 20% de la capacidad máxima.

En base a las curvas de capacidad obtenidas, se observa que el comportamiento elástico de la estructura se presenta hasta alcanzar entre 4,5 a 5 veces el corte de diseño. Además, la incursión en el rango plástico comienza al alcanzar un desplazamiento de techo del 0,56% de la altura total de la estructura, exceptuando el cuarto modelo, el cual inicia la incursión en el rango plástico cuando el desplazamiento de techo es igual al 0,52% de la altura total.

El corte basal máximo obtenido para los tres primeros modelos corresponde a 6,8 veces el corte de diseño, por otro lado, para el cuarto modelo, el corte basal máximo que presenta es de 7,6 veces el corte de diseño.

Al analizar los resultados obtenidos en el punto 4.2.2, se aprecia que no existe una diferencia considerable en los valores de la flexión y rotación en el plano que se presentan en las distintas etapas de la rotulación del enlace para cada uno de los modelos estudiados.

Además, los modelos mantienen un comportamiento elástico hasta que el enlace del panel inferior alcanza 1,12 veces su capacidad a flexión en el plano. Se observa que la rotación del enlace en el nivel de ocupación inmediata es menor que la rotación de enlace máxima permitida por la AISC341 [3]. Se presenta el nivel máximo de la rótula cuando la flexión en el plano equivale a 1,42 veces de su capacidad nominal, mientras que la rotación que se presenta en este nivel es de 3,5 veces la rotación de enlace límite establecida por la AISC341 [3]. El estado último se alcanza cuando el enlace trabaja a un 67% de su capacidad, posterior a alcanzar su máximo, con una rotación de enlace de 22 veces el límite impuesto por la AISC341 [3].

No obstante, los resultados de la flexión y rotación fuera del plano si presentan diferencias entre los modelos estudiados. En aquellos que no se poseen imperfecciones, la flexión y rotación fuera del plano es nula.

Por otro lado, los modelos que poseen imperfecciones en el enlace inferior, si se presentan flexión y rotación fuera del plano, la cual es baja al compararla con la flexión y rotación que se produce en el plano, presentando un máximo de 0,35% de la capacidad a flexión fuera del plano del enlace.

Al observar los resultados obtenidos en la tabla 4-14, se aprecia que la flexión y rotación fuera del plano, obtenida del modelo 2 en los distintos niveles de rotulación, son 1,5 a 2,4 veces más grandes que las obtenidas en el modelo 3.

Al analizar los resultados obtenidos en el punto 4.2.3, se aprecia que los desplazamientos fuera del plano, que se presentan en los nodos indicados del panel inferior, no son de gran relevancia respecto a la imperfección inicial impuesta en el modelo 2 y en el modelo 3 al compararlo con la longitud total de la viga. En los modelos 1 y 4, los cuales no poseen imperfecciones establecidas, no se producen desplazamientos de los nodos indicados fuera del plano.

El desplazamiento máximo que se produce en el nodo del enlace se alcanza en la etapa de fluencia de la rótula presente en el enlace, y tiene un valor de 2,89 [mm] para el modelo 2, lo cual es equivalente a un 0,03% del largo total de la viga y un 3% superior a la imperfección impuesta inicialmente.

En cambio, el desplazamiento del nodo del enlace en el nivel inferior para el modelo 3 es de 7,4 [mm], valor que corresponde a un 0,07% del largo total de la viga y un 3,5% inferior a la imperfección impuesta inicialmente.

Al comparar estos valores obtenidos con la tolerancia de la variación en la rectitud para elementos en compresión establecida en la NCh428 [25], la cual establece que no puede exceder en 1/1000 de la luz del elemento, se tiene que el desplazamiento máximo del modelo 2 es de un 27,6% con respecto a esta tolerancia, mientras que el desplazamiento máximo del modelo 3 corresponde a un 71% con respecto a esta tolerancia, lo cual es aceptable ya que está por debajo de la tolerancia, pero si es un valor considerable.

El desplazamiento máximo del nodo que conecta la viga con la columna se produce aproximadamente cuando la rótula alcanza su nivel máximo. Para el modelo 2, se presenta un desplazamiento máximo de 0,05 [mm], mientras que para el modelo 3, este valor es de 0,37 [mm], es decir, 7 veces el desplazamiento que se produce en el modelo 2.

Al analizar los resultados obtenidos en el punto 4.2.4, se muestra la secuencia de formación de rótulas plásticas en la imagen 4-24 para los primeros tres modelos y en la imagen 4-25 para el cuarto modelo. De estas imágenes, se puede apreciar que la primera formación de rótulas plásticas, para todos los modelos, se genera en el enlace del nivel inferior.

La primera aparición del nivel C, se presenta en el enlace del nivel inferior para los cuatro modelos. Cuando esto ocurre, los primeros tres modelos presentan un nivel de desempeño IO en el enlace superior, en cambio, cuando el enlace del panel inferior del cuarto modelo alcanza este nivel, sus demás elementos permanecen en rango lineal.

El estado último se presenta en el enlace del panel inferior para todos los modelos. Cuando se alcanza este estado, se presenta una incursión inelástica en el enlace superior con un nivel de desempeño C para todos los modelos.

La incursión inelástica en los cuatro modelos solo se presenta en los enlaces, tanto del nivel superior como inferior, manteniendo sus demás elementos en rango elástico durante todo el análisis.

6.2 Análisis no lineal dinámico

Una vez finalizado el análisis no lineal dinámico, se obtienen diversos resultados que se analizarán a continuación. Los resultados obtenidos para la razón del margen de colapso, indicados en el punto 5.2.1, muestran que todos los modelos cumplen con el límite de aceptación del desempeño del modelo ACMR20% indicado en el informe FEMA [4], presentando un valor de razón de margen de colapso de 1,38 a 1,61 veces el límite de aceptación ACMR20%.

Al comparar los ACMR de los cuatro modelos, los cuales se indican en la tabla 5-4, se aprecia que el menor valor es de 2,285 para el modelo 3, el cual posee la mayor imperfección fuera del plano, y posiblemente esto provoca que sea el modelo con menor desempeño. Por otro lado, el mayor valor obtenido es de 2,666 en el modelo 4, modelo que posee diafragma rígido en su nivel inferior a diferencia de los otros tres modelos, lo que provoca que el desempeño de su razón de margen de colapso sea mayor que los otros modelos en aproximadamente un 11%.

Se observa que los modelos inician su incursión en el rango no lineal al presentar un desplazamiento de techo cercano al 0,31-0,52% de la altura total de la estructura. Además, se tiene que la mediana de la deformación última de techo, indicado en la tabla 5-5, es de 18,5 [cm] para los primeros dos modelos, mientras para el tercer modelo se obtiene un valor de 17,7 [cm] y para el cuarto modelo se tiene un valor de 18 [cm].

El máximo desplazamiento de techo que se presenta en los modelos, dentro de los registros utilizados, es de 58 [cm] para los primeros 2 modelos, lo que equivale a un 5% de la altura total, para el tercer modelo este desplazamiento máximo de techo es de 53 [cm], lo que es igual al 4,6% de la altura total de la estructura, y para el cuarto modelo se tiene un valor de 92 [cm], lo cual es equivalente al 7,9% de la altura total.

Se tiene que la deriva máxima de techo impuesta por la NCh2369 [1], la cual posee un valor de 0,015, es superada levemente por la distorsión de techo que se presenta en los modelos al momento de ocurrir la deformación última, indicada en la tabla 5-6. También se aprecia que la deriva producida en el nivel inferior es mayor que la deriva del nivel superior, lo cual se debe a que la altura del panel inferior es aproximadamente el doble que posee el panel superior.

Los resultados de la demanda a flexión de la columna indican un comportamiento similar en los cuatro modelos estudiados. El máximo momento de la columna se presenta en el extremo inferior del panel superior, mientras que, para el panel inferior, este se produce en su extremo superior.

Al comparar los resultados entre los modelos, indicados en las tablas 5-13 y 5-14, se aprecia una leve diferencia en cuanto al desempeño que se genera en la columna del cuarto modelo con respecto a los otros, específicamente, en los extremos de las columnas que se conectan con la viga del nivel inferior.

Al analizar los valores máximos de las tablas 5-15 y 5-16, se aprecia que los valores de flexión más altos los presenta el modelo 4, mientras que los valores más bajos corresponden al modelo 3. Para los modelos 1 y 2, los valores de flexión y desempeño obtenidos son prácticamente iguales.

Con respecto a la distribución del corte en los elementos, la cual se indica en la tabla 5-17, se observa que el comportamiento es similar en los cuatro modelos, ya que las columnas del panel superior poseen aproximadamente 75% de la distribución total del corte del panel, mientras que las diagonales del nivel superior solo poseen el 25% de la distribución total del corte de dicho nivel.

En el panel inferior, se tiene una distribución relativamente equitativa entre los elementos, ya que las diagonales poseen un 58% de la distribución del corte total del panel inferior, mientras que las columnas se encargan del 42% de la distribución total del corte en el nivel inferior. Cabe mencionar que el corte del nivel superior es el mismo del nivel inferior, pero la distribución en sus elementos es diferente.

La diferencia en la distribución del corte total que se presenta en los elementos de los paneles, se debe a que el panel superior posee una rigidez relativa mayor a la que posee el panel inferior, producto de la diferencia que existe en la dimensión de sus elementos. Se aprecia que las columnas del nivel superior son más cortas que las columnas del nivel inferior, mientras que las diagonales del nivel superior son más cortas y poseen un menor ángulo de inclinación que las diagonales del nivel inferior.

Los resultados obtenidos del desempeño a flexión en el plano del enlace en ambos niveles, presentados en la tabla 5-24, indican que el enlace del nivel inferior alcanza un desempeño superior al 170% de su capacidad en todos los modelos, siendo el de menor valor el enlace del modelo 3 con un 172%, mientras que el modelo 4 presenta el mayor desempeño con un 175%.

Al analizar el desempeño del enlace en el panel superior, se observa un comportamiento similar en los cuatro modelos, ya que estos presentan un desempeño aproximado al 150% de su capacidad. El menor valor de desempeño lo posee el enlace del modelo 3 con un 148%, mientras que el máximo valor de desempeño lo presenta el enlace del modelo 4 con un 152%.

En base a los resultados obtenidos en las tablas 5-26 y 5-27, se observa que la flexión fuera del plano, para el enlace del panel inferior de los modelos 2 y 3, genere un esfuerzo menor al 0,5% de la capacidad del enlace.

Al comparar los resultados de ambos modelos, se aprecia que el modelo 2 posee una mayor flexión fuera del plano que el modelo 3, lo cual se debe a la diferencia en el tipo de imperfección asignada en el modelo 2, la cual es menos desfavorable que la imperfección asignada al modelo 3.

Capítulo 7: Conclusiones

7.1 Resumen y Conclusiones

Este trabajo de título tiene por objetivo estudiar el desempeño sísmico del sistema estructural MTBF arriostrado excéntricamente, caracterizando el modo de falla y las no linealidades del problema.

Para llevar a cabo este propósito, se diseñó un marco MTBF con arriostramiento excéntrico de acero en 2D, utilizando la condición de enlace largo, el cual se encuentra ubicado en un suelo de tipo 2 y zona sísmica III. Este diseño estructural se realizó en base a lo establecido en la norma NCh2369 [1], junto al diseño de capacidad de los elementos que se exige en la norma AISC341 [3] y la posterior verificación de dicha capacidad según lo indicado en la norma AISC360 [2] para cada uno de sus elementos. La definición de las rótulas plásticas utilizadas en el desarrollo de los modelos estructurales se basa en lo establecido en la ASCE41-13 [10].

Para evaluar el desempeño sísmico de los modelos, se utilizó la metodología indicada en el FEMA P695 [4], la cual determina factores de desempeño sísmico en base al análisis no lineal estático o pushover, a través de la curva de capacidad y la curva de momento-rotación. También se establece el análisis no lineal dinámico o tiempo-historia, del cual se logra determinar la razón de margen de colapso ACMR, y se compara con el valor de aceptación del desempeño del modelo ACMR20%. Además, se compara la demanda a flexión en una columna, el desempeño del enlace inferior, la distribución del corte en los elementos y el desplazamiento de los niveles, de los modelos utilizados para apreciar los distintos comportamientos que presentan.

Las principales conclusiones obtenidas se presentan a continuación:

1. Se logró cumplir con el primer objetivo específico establecido, ya que se obtuvo el desarrollo del diseño y modelación detallado para el sistema estructural estudiado utilizando la normativa vigente, la cual contempla el diseño sísmico según NCh2369 [1], el diseño por capacidad establecido en la AISC341 [3] y la verificación de la capacidad de los elementos según la AISC360 [2].

El principal problema en el diseño de la estructura fue cumplir con la verificación de capacidad de los elementos posterior a su diseño por capacidad, ya que el esfuerzo a flexión de la viga externa y riostra en ambos niveles es considerablemente más grande que el producido en los otros elementos, debido a que aumentaba con el factor de amplificación de sismo utilizado (Ω). En consecuencia, se tuvo que incrementar el tamaño de los perfiles utilizados con el fin de cumplir con esta verificación, obteniendo de este modo factores de utilización bajos en los otros esfuerzos de los elementos.

Al analizar la secuencia de formación de rótulas plásticas indicada en las imágenes 4-24 y 4-25, se aprecia que se cumple con la filosofía planteada en el diseño por capacidad, ya que solo los enlaces, lo cuales corresponden al elemento fusible de la estructura, presentan rotulación, mientras que sus demás elementos permaneces en un rango lineal durante todo el análisis.

2. En base a la evaluación del desempeño sísmico en el análisis no lineal estático, se aprecia que el comportamiento de la respuesta no lineal de la estructura es la esperada, ya que la rotulación se presenta solamente en el enlace, el cual corresponde al elemento fusible de la estructura. Este comportamiento se mantiene hasta alcanzar el nivel de estado último, por lo cual, se corrobora un desempeño sísmico adecuado del sistema estructural estudiado.

El modelo con diafragma rígido agregado en su nivel inferior presenta un máximo en su curva de capacidad levemente mayor a los otros modelos, además de presentar un comportamiento distinto en la formación de las rótulas plásticas en sus enlaces, ya que al alcanzar el nivel C en las rótulas del enlace inferior, los elementos del panel superior permanecen en un rango lineal, a diferencia de los otros modelos, en los cuales al alcanzar ese estado, presentan rótulas plásticas de nivel IO en el enlace superior. Debido a esto, se puede determinar que el modelo con diafragma rígido posee un mejor desempeño sísmico que los demás modelos estudiados en el análisis no lineal estático, ya que le otorga mayor capacidad a la estructura.

3. Unos de los principales problemas que se considera para este sistema estructural es la inestabilidad lateral que podría presentar la viga en el nivel que no se posee losa, sin embargo, al observar los resultados obtenidos, no se obtuvieron problemas respecto a la estabilidad lateral de este elemento para ninguno de los modelos estudiados.

Esto se corrobora debido a que los máximos momentos fuera del plano, de los modelos que poseen imperfecciones en la ubicación de los nodos de su enlace del panel inferior, son menores al 1% de su capacidad a flexión en dicho plano, por lo cual serían despreciables. A su vez, al comparar las curvas de capacidad, se aprecia que el comportamiento de los modelos con imperfecciones es casi idéntico al primer modelo, el cual no posee imperfecciones agregadas.

Los valores máximos de las rotaciones fuera del plano, obtenidas para los modelos que poseen imperfecciones no sobrepasan el valor de 0,0015 [rad], lo cual equivale a un 0,33% de la rotación máxima en el plano y un 13,6% de la rotación mínima en el plano. Si este valor se compara con la rotación límite en el plano establecida por la AISC 341 [3], se tiene que es igual a un 7,5%. Debido a esto, se deduce que las rotaciones fuera del plano para los modelos con imperfecciones son despreciables.

El desplazamiento máximo fuera del plano, obtenido en ambos modelos con imperfecciones, es menor al 0,1% del largo total de la viga, y no sobrepasa la tolerancia de la variación en la rectitud establecida en la NCh428 [25], ya que al comparar el desplazamiento máximo fuera del plano con respecto a este límite, se tiene un 27,6% para el modelo 2 y un 71% para el modelo 3. Debido a esto, se puede determinar que las imperfecciones agregadas no afectan significativamente el comportamiento sísmico del modelo estructural inicial. Sin embargo, el modelo que posee la imperfección más desfavorable si posee un desplazamiento máximo fuera del plano a considerar, ya que al compararlo con la tolerancia de la variación en la rectitud, este valor es elevado pese a ser menor que el límite establecido.

Además, el modelo sin imperfecciones agregadas en el enlace del nivel sin losa no presenta momento, desplazamiento y rotación fuera del plano. Debido a esto, se puede deducir que no se presenta una inestabilidad lateral en la viga del nivel sin losa para ninguno de los modelos estudiados.

4. En base a la evaluación del desempeño sísmico en el análisis no lineal dinámico, se obtuvo que todos los modelos estudiados cumplen con el criterio de aceptación de desempeño ACMR20% impuesta en el documento FEMA P695. Como se aprecia en la tabla 5-4, el modelo con la imperfección impuesta más desfavorable es el que presenta una razón de margen de colapso menor a los demás, mientras que el modelo con diafragma rígido en ambos niveles posee una razón de margen de colapso mayor que los otros modelos en aproximadamente un 11%.

Al comparar los resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico, se aprecia un comportamiento similar de todos los modelos en cada uno de los estudios realizados. Se tiene que el cuarto modelo posee un desempeño levemente mayor en el máximo desplazamiento de techo, demanda a flexión de la columna, en la distribución del corte en los elementos y el desempeño del enlace, en comparación a los otros modelos.

Debido a esto, se puede determinar que el modelo con diafragma rígido posee un mejor desempeño sísmico que los demás modelos estudiados en el análisis no lineal dinámico, lo cual coincide con el comportamiento observado en el análisis no lineal estático.

Además, se determina que las imperfecciones impuestas no afectan significativamente al sistema estructural, tanto en el análisis no lineal estático como dinámico, ya que sus resultados en ambos análisis son similares a los obtenidos en el modelo que no posee imperfecciones impuestas.

Se concluye que el caso en particular estudiado posee un desempeño sísmico aceptable en base a lo estipulado en el informe FEMA P695 [4]. Por lo tanto, las disposiciones de diseño para este sistema estructural, en base a las normas vigentes en la actualidad, cumplen con los requisitos establecidos para obtener un desempeño sísmico adecuado.

Esto se debe al sobredimensionamiento generado por la filosofía de diseño que posee la NCh2369, la cual tiene por objetivo la protección de vida en la industria y la continuidad de operación, lo cual produce estructuras grandes y robustas. Junto a esto, el diseño por capacidad exigido por la AISC341 provoca otro incremento en el tamaño de los perfiles, debido a que estos deben permanecer en un rango lineal hasta que se produzca la falla en el elemento fusible.

Cabe mencionar, que se justifica la obtención de perfiles grandes y robustos, ya que la filosofía de diseño de la NCh2369 tiene como objetivo la continuidad de las operaciones, por lo cual se espera que no ocurran daños y que la estructura tenga un comportamiento elástico en todo momento, para evitar de esta manera la aparición de rótulas plásticas, a diferencia de la AISC, la cual apunta al comportamiento dúctil de la estructura. Además, esto favorece en que los desplazamientos y rotaciones, en el plano como fuera de éste, sean más pequeños.

Se logra concluir que el modelo estudiado no presenta una inestabilidad lateral en la viga del nivel sin losa, como se pensaba que podría ocurrir según lo señalado en la normativa vigente, y por lo cual esta sugiere utilizar un arriostramiento concéntrico en los sistemas estructurales MTBF. Debido a esto, es necesario realizar un mayor número de estudios e investigaciones respecto al tema, para corroborar si efectivamente se presenta una inestabilidad lateral en la viga del nivel sin losa en el sistema estructural MTBF con arriostramiento excéntrico. En el punto 7.2 se indican sugerencias de estudios y trabajos futuros respecto a este sistema estructural.

Debido a que este sistema estructural no es abordado en la normativa vigente, es necesario realizar una mayor cantidad de estudios e investigaciones para determinar su comportamiento de manera adecuada, y de este modo incluirlo en la futura actualización de la normativa, estableciendo de manera clara los límites de esfuerzos y deformaciones específicos para este sistema estructural, además de requerimientos adicionales que sean necesarios considerar.

7.2 Recomendaciones y trabajos futuros

Las recomendaciones y futuros trabajos sobre la evaluación del desempeño para el sistema estructural MTBF con arriostramiento excéntrico se presentan a continuación:

- 1) Se recomienda realizar un estudio similar que contemple modelos con un mayor número de niveles, con el fin de estudiar de manera más profunda el comportamiento del sistema estructural. Además, al generar un mayor número de modelos a estudiar, los resultados de su comportamiento serían más representativos ya que abordaría un mayor número de casos.
- 2) Otro estudio propuesto, consiste en analizar la misma estructura de esta memoria, considerando todas las combinaciones de tipos de suelos y zonas sísmicas establecidas en la NCh2369, con el fin de estudiar su desempeño sísmico en los distintos escenarios contemplados en la norma chilena y evaluar su posible uso en Chile.
- 3) Se propone realizar un estudio de este sistema estructural utilizando un marco MTBF con arriostramiento excéntrico de acero en 3D, utilizando la condición de enlace largo, ya que se asemejaría de mejor manera a la realidad que realizando un diseño del marco 2D.
- 4) Otra investigación de relevancia, es la realización de estudios numéricos de distintos tipos de conexiones aplicadas en este sistema estructural, dado que es un elemento de suma importancia en las estructuras metálicas del cual no se poseen estudios previos.

Bibliografía

- [1] INN (2003), “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, NCh 2369 Of. 2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [2] AISC (2016), “Specification for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [3] AISC (2016), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [4] ATC (2009), “Quantification of Buildings Seismic Performance Factor”, FEMA P695, Applied Technology Council, Redwood City, C.A.
- [5] Crisafulli, Francisco Javier (2014), “Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero”, Asociación Latinoamericana de Acero.
- [6] Imanpour, Alli; Tremblay, Robert; Fahnestock, Larry (2016), “Analysis and Design of Two-Tiered Steel Braced Frames under In-Plane Seismic Demand”, Journal of Structural Engineering, 142(11).
- [7] Bengash, Sami (2018), “Independent Study Report Multi-Tiered Eccentrically Braced Frames”, Universidad de Illinois, Illinois, Estados Unidos.
- [8] INN (2010), “Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas”, NCh3171 Of. 2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [9] INN (2003), “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”, NCh2745, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [10] ASCE (2014), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [11] Zúñiga, L. (2017), “Análisis del Efecto de las Modificaciones de la Norma NCh2369 en el Diseño y Desempeño de Estructuras Industriales de Acero”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [12] Nigam N., Jennings P. (1969). “Calculation of Response Spectra from Strong-Motion Earthquake Records”, Seismological Society of America, California, Estados Unidos, 59 (2) pp 909-922.
- [13] AISC (2016), “Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges”, ANSI/AISC 303-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [14] AISC (2012), “Seismic Design Manual, 2d Edition”, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

- [15] Urzua, C. (2015), “Comparación del Desempeño de dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas según la Práctica Nacional y Disposiciones AISC”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [16] Bustos, Javiera (2018), “Desempeño Sísmico de Marcos Excéntricos con Enlaces Largos en Edificaciones Ubicadas en Chile”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [17] Oyarzún, Juan Pablo (2012), “Evaluación de los Parámetros de Diseño para Marco Excéntrico en Chile”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [18] Imanpour, Alli; Tremblay, Robert; Davaran, Ali (2014), “A New Seismic Design Method for Steel Multi-Tiered Braced Frames”, Proceedings of the ASCE Structures Congress, Boston, MA, pp.2707-2720.
- [19] Imanpour, Alli; Tremblay, Robert (2014), “Seismic Design of Steel Multi-Tiered Braced Frames”, EUROSTEEL, Nápoles, Italia, Paper No. 688.
- [20] Imanpour, Alli; Tremblay, Robert (2014), “Seismic Performance Evaluation and Design of Multi-Tiered Steel Concentrically Braced Frames”, National Conference on Earthquake Engineering, Engineering Research Institute, Oakland, CA, Estados Unidos.
- [21] Imanpour, Alli; Tremblay, Robert; Davaran, Ali; Stoakes Christopher; Fahnestock Larry (2013), “Seismic Stability Response of Columns in Multi-Tiered Braced Steel Frames for Industrial Applications”, Proceedings of the ASCE Structures Congress, Pittsburgh, PA, pp 2650-2661.
- [22] Bruneau M.; Ming Ch.; Sabelli R. (2011), “Ductile Design of Steel Structures, 2d Edition, McGraw-Hill.
- [23] ICHA (2010), “Manual de Diseño para Estructuras de Acero”, Instituto Chileno del Acero, Santiago, Chile.
- [24] CSI (2016), “CSI Analysis Reference Manual”, Computer & Structures, Inc, California, Estados Unidos.
- [25] INN (2017), “Estructuras de Acero – Ejecución de Construcciones de Acero – Perfiles Laminados, Soldados y Tubos”, NCh428, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

Anexos

A1. Configuración Análisis Pushover

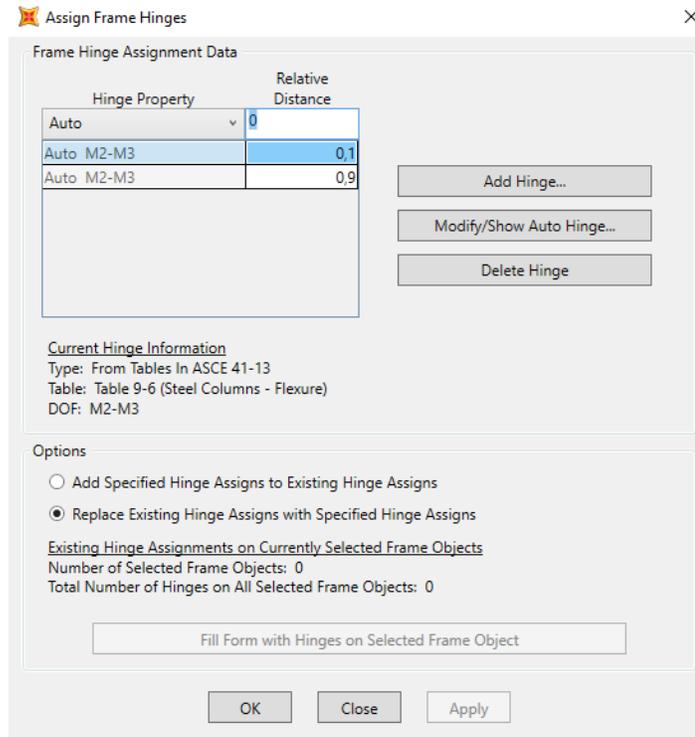


Imagen A1 - 1 Asignación de rótulas en el elemento a una distancia relativa de su largo.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: POX CGNL X Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case POX CGNL X

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LIVE	0,25
Load Pattern	LIVE	0,25
Load Pattern	CP	1,05

Add Modify Delete

Other Parameters:

- Load Application: Full Load Modify/Show...
- Results Saved: Final State Only Modify/Show...
- Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Imagen A1 - 2 Definición de Carga POX CGNL X.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH X Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case POX CGNL X

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVERX	1,
Load Pattern	PUSHOVERX	1,

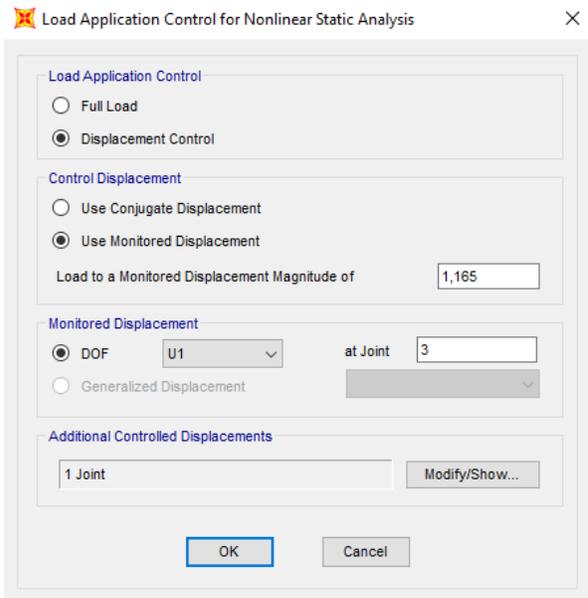
Add Modify Delete

Other Parameters:

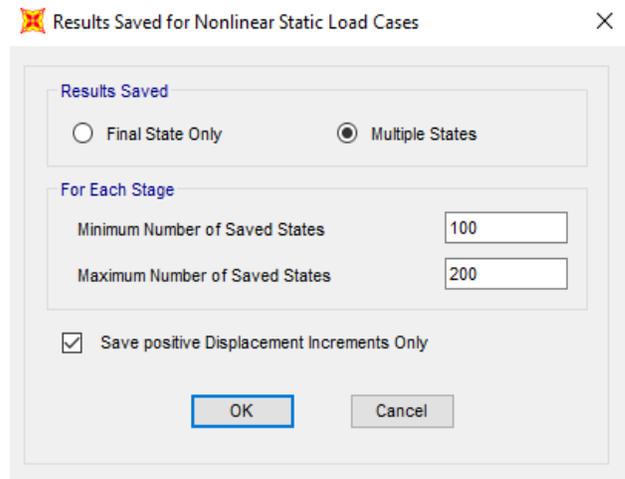
- Load Application: Displ Control Modify/Show...
- Results Saved: Multiple States Modify/Show...
- Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Imagen A1 - 3 Definición de carga PUSH X.



a) Load Application



b) Results Saved

Imagen A1 - 4 Configuración "Other Parameters" para carga PUSH X.

A2. Configuración Análisis Tiempo-Historia

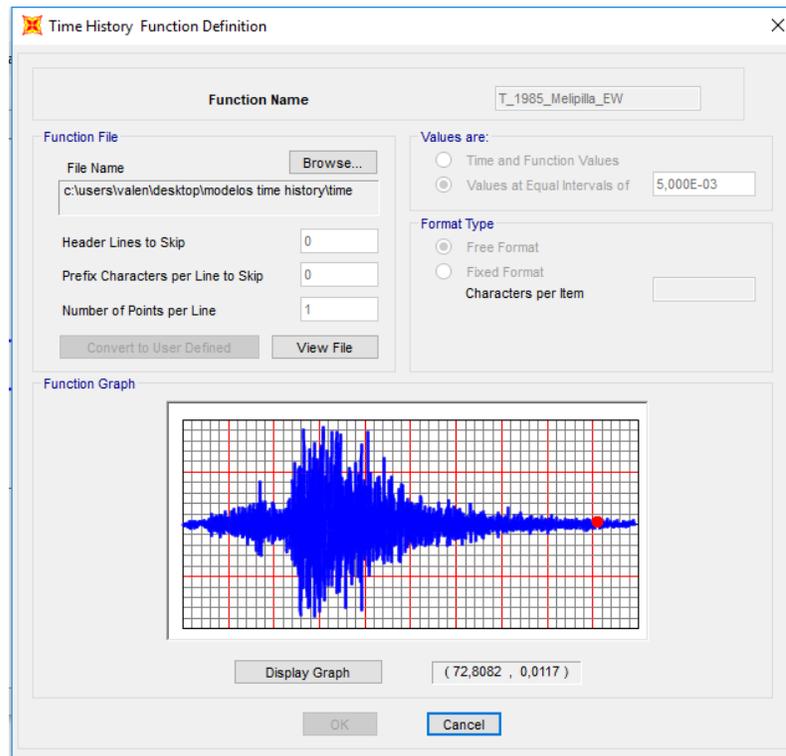


Imagen A2 - 1 Definición de función Time-History.

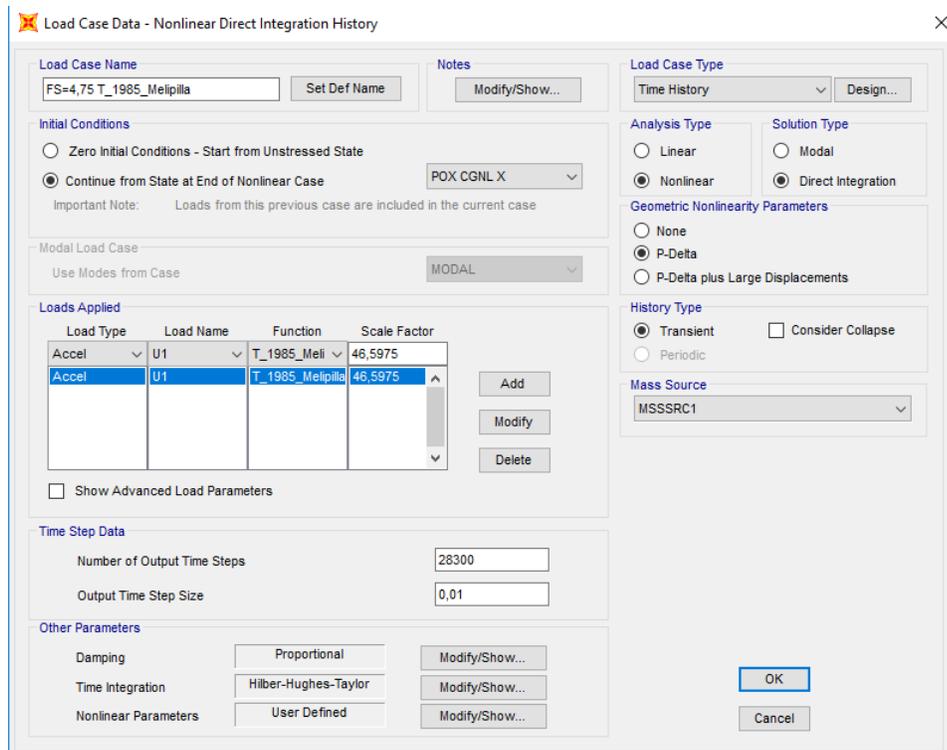


Imagen A2 - 2 Definición de carga Time-History.

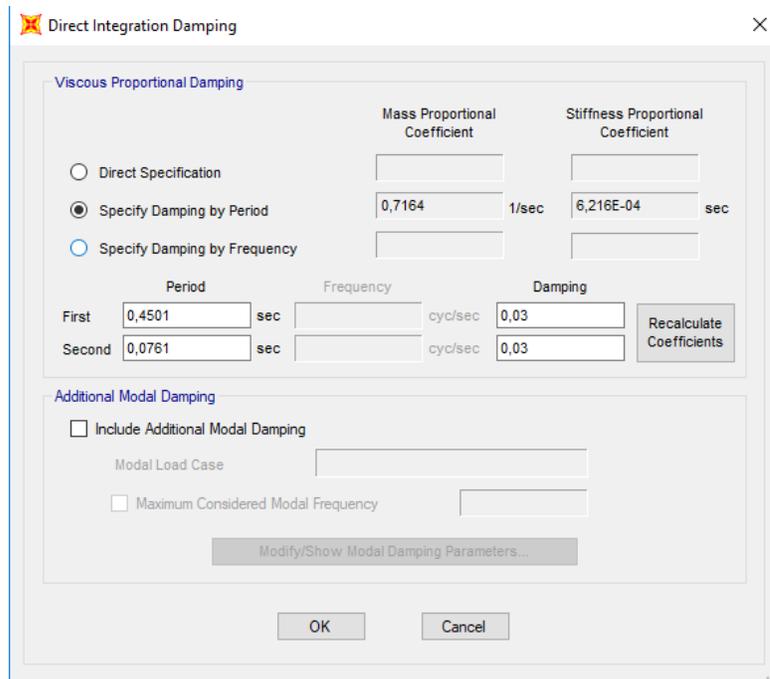


Imagen A2 - 3 Configuración de parámetro Damping para carga Time-History.