



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

**DESEMPEÑO DE MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE
VARIOS NIVELES SIN LOSA INTERMEDIA, CON ENLACES CORTOS
REEMPLAZABLES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

CATALINA ANDREA CARO VARGAS

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FABIÁN ROJAS BARRALES

RAMÓN MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE

2024

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: CATALINA ANDREA CARO VARGAS
FECHA: 2024
PROF. GUÍA: RICARDO HERRERA MARDONES

DESEMPEÑO DE MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE DE VARIOS NIVELES SIN LOSA INTERMEDIA, CON ENLACES CORTOS REEMPLAZABLES

Debido al amplio uso de las estructuras de acero en el área industrial nacional es que el presente trabajo busca evaluar el desempeño sísmico de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando sus enlaces son cortos, reemplazables y no poseen losa en varios niveles. La ventaja principal de este tipo de marco es que permite el reemplazo de la sección donde se concentra el daño, el enlace. Sin embargo, aún no existe normativa que mencione cómo diseñarlos cuando no se posee un diafragma rígido en la dirección perpendicular, el cual apoya a la viga y evita que sea susceptible al pandeo.

La investigación considera 2 arquetipos, de 2 y 4 niveles, con losa en los niveles pares y 3 vanos. El vano central está compuesto por el sistema EBF, con un enlace de extensión 1200 [mm] e imperfecciones de 8.8 [mm] fuera del plano en los niveles sin losa. La altura de cada nivel es de 5 [m] y el ancho por vano es de 10 [m].

Las estructuras son diseñadas considerando las disposiciones de AISC 341 y AISC 360, junto con la variabilidad de la demanda sísmica expuesta en la NCh2369, es decir, se tiene en cuenta los tipos de zonas (1, 2 y 3) y suelos (A, B, C y D). De la etapa de diseño resultan 5 modelos, cuyo desempeño sísmico es evaluado mediante lo estipulado en la metodología del informe FEMA P-695, el cual propone dos procedimientos no lineales: estático (pushover) y dinámico (tiempo-historia). Dichos modelos y análisis son desarrollados en 3D en la plataforma OpenSees, basándose el comportamiento del enlace corto en el modelo de Ramadan y Ghobarah. De los análisis no lineales se obtienen, por modelo, los parámetros de desempeño sísmico y la razón de margen de colapso (CMR), lo que permite evaluar su respuesta. El análisis estático evidencia que los modelos poseen ductilidades superiores a 3, con elevadas sobrerresistencias para ciertas zonas y suelos de menor demanda sísmica. En consecuencia, en todos los modelos se aprecian factores de ductilidad unitarios, no incursionándose inelásticamente. El análisis dinámico de la estructura de 2 niveles exhibe un buen desempeño sísmico, al cumplir todos los criterios del FEMA P-695. En cambio, la estructura de 4 niveles, para ciertas zonas y suelos, se debe rediseñar al no satisfacerlos. Por último, el modo de falla de los marcos cumple con lo esperado, concentrándose el daño en el enlace. En particular, para el espectro objetivo a nivel máximo (FS=1) todos los elementos permanecen elásticos o el enlace bajo el límite de rotación de ocupación inmediata, coincidiendo con la filosofía de diseño de la NCh2369.

Agradecimientos

Le agradezco a mi madre, Irene, y hermanos mayores, Sergio, Víctor y Andrés, por el apoyo incondicional durante mis años de formación. Por entregarme un espacio seguro donde, sin mayores preocupaciones, pude crecer, explorar mis intereses y estudiar lo que me apasiona.

A mis sobrinas, Magdalena y Josefina, por recordarme en cada viaje a Curicó lo importante que es el tiempo en familia.

A mis acompañantes gatunos, Haru, Junko y Kyomi, por estar esas largas noches de estudio y calmar los sentimientos de ansiedad con su ronroneo. A Yukiko por ser el primero.

A mis amigos de plan común y civil, por las experiencias vividas durante estos 6 años de universidad.

A los profesores del departamento de ingeniería civil por los conocimientos entregados e inculcar la importancia del rol como futura ingeniera del país. Al profesor Ricardo Herrera por su compañía durante este proceso y su disposición a responder cualquier duda.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Introducción General	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Organización del trabajo	2
2. Marco Teórico	3
2.1. Marcos arriostrados excéntricamente (EBF)	3
2.2. Estudios previos	4
2.2.1. Bozkurta y Topkayab (2018)	4
2.2.2. Calo (2018)	5
2.2.3. Valenzuela (2019)	5
2.2.4. Rodriguez (2020)	5
2.2.5. Ampuero (2022)	6
2.3. Normativa de diseño	7
2.3.1. Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, NCh2369	7
2.3.1.1. Análisis Modal Espectral	7
2.3.1.2. Espectro objetivo a nivel máximo	8
2.3.1.3. Deformaciones sísmicas	9
2.3.1.4. Corte basal	9
2.3.2. Disposiciones generales y combinaciones de cargas, NCh3171	10
2.3.3. Código de prácticas estándar para edificios de acero y puentes, AISC 303	11
2.3.4. Especificaciones para edificios de acero estructural, AISC 360	11
2.3.5. Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural, AISC 341	12
2.3.5.1. Análisis Estructural - Diseño por Capacidad	12
2.3.5.2. Ductilidad de los elementos	12
2.3.5.3. Enlace	12
2.4. Metodología FEMA	15
2.4.1. Desarrollo conceptual del sistema	15
2.4.2. Información requerida	15
2.4.3. Desarrollo de los arquetipos de estudio	15
2.4.4. Desarrollo de los modelos no lineales	15
2.4.5. Análisis no lineales	15
2.4.6. Evaluación del desempeño	16
2.5. Análisis no lineales	16

2.5.1.	Análisis no lineal estático (Pushover)	16
2.5.2.	Análisis no lineal dinámico (Tiempo historia)	18
2.6.	Evaluación y Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes, ASCE 41	19
3.	Diseño Estructural	20
3.1.	Sistema estructural	20
3.2.	Materiales	20
3.3.	Cargas estáticas	21
3.4.	Demanda sísmica	21
3.5.	Consideraciones de la modelación	22
3.6.	Diseño de las estructuras	22
3.6.1.	Análisis Sísmico	24
3.6.2.	Diseño - AISC 341	26
3.6.3.	Diseño - AISC 360	28
4.	Análisis No Lineal Estático	31
4.1.	Consideraciones	31
4.1.1.	Modelo del enlace	33
4.2.	Resultados	34
4.2.1.	Curvas de Capacidad	34
4.2.2.	Corte vs Rotación del enlace	37
4.2.3.	Momento vs Rotación en el plano	40
4.2.4.	Momento vs Rotación fuera del plano	41
4.2.5.	Parámetros de desempeño sísmico	41
5.	Análisis No Lineal Dinámico	43
5.1.	Consideraciones	43
5.2.	Análisis dinámico incremental (IDA)	44
5.3.	Respuesta no lineal EBF	49
5.3.1.	Respuesta no lineal modelo E2-M1	49
5.3.2.	Respuesta no lineal modelo E4-M1	54
5.3.3.	Respuesta no lineal modelo E4-M2	59
6.	Conclusiones	63
6.1.	Resumen y conclusiones	63
6.2.	Recomendaciones y trabajos futuros	64
	Bibliografía	65
	Anexos	67
A.	Criterios de aceptación	67
B.	Ejemplo modelo no lineal Opensees	70
C.	Gráficas IDA	82

Índice de Tablas

2.1.	Valor de la aceleración efectiva máxima	8
2.2.	Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo	8
3.1.	Cargas gravitacionales y su valor.	21
3.2.	Modelos de la estructura de dos niveles.	23
3.3.	Modelos estructura de cuatro niveles.	23
3.4.	Períodos, masas participantes, peso sísmico y corte basal por modelo de la estructura de dos niveles.	24
3.5.	Períodos, masas participantes, peso sísmico y corte basal por modelo de la estructura de cuatro niveles.	24
3.6.	Deriva del nivel 2 de la estructura 1 según modelo.	25
3.7.	Deriva del nivel 2 y 4 de la estructura 2 según modelo.	25
3.8.	Longitud de enlace por nivel y modelo de la estructura 1.	26
3.9.	Longitud de enlace por nivel y modelo de la estructura 2.	26
3.10.	Rotación del enlace por nivel y modelo de la estructura 1.	26
3.11.	Rotación del enlace por nivel y modelo de la estructura 2.	27
3.12.	Verificación por resistencia de la primera estructura, modelo 1.	28
3.13.	Verificación por resistencia de la primera estructura, modelo 2.	28
3.14.	Verificación por resistencia de la segunda estructura, modelo 1.	29
3.15.	Verificación por resistencia de la segunda estructura, modelo 2.	29
3.16.	Verificación por resistencia de la segunda estructura, modelo 3.	30
4.1.	Factores desempeño sísmico para cada modelo de la estructura 1.	41
4.2.	Factores desempeño sísmico para cada modelo de la estructura 2.	42
5.1.	Características de los registros sísmicos utilizados.	43
5.2.	Valores de normalización por PGV utilizados por registro.	44
5.3.	Intensidades sísmicas y factores de escalamiento para los modelos de la estructura de 2 paneles.	45
5.4.	Intensidades sísmicas y factores de escalamiento para los modelos de la estructura de 4 paneles.	45
5.5.	Factores de escala (FS) y razón de margen de colapso (CMR) para los modelos de la estructura de 2 paneles, junto con el promedio por grupo ($\overline{\text{CMR}}$).	46
5.6.	Factores de escala (FS) y razón de margen de colapso (CMR) para los modelos de la estructura de 4 paneles, junto con el promedio por grupo ($\overline{\text{CMR}}$).	46
5.7.	Razones de márgenes de colapso y criterios de aceptación para EBF, estructura de 2 paneles.	47
5.8.	Razones de márgenes de colapso y criterios de aceptación para EBF, estructura de 4 paneles.	48

Índice de Ilustraciones

2.1.	Distintas configuraciones de marcos arriostrados excéntricamente (EBF). Fuente: AISC 341 [5].	3
2.2.	Configuraciones propuestas. a) Placas de Gusset estándar. b) Placas de Gusset compactas. c) Placas de Gusset con pasadores [11].	4
2.3.	Espectros de los sismos máximos posibles según la NCh2369.	8
2.4.	Tolerancias para la alineación de los elementos con empalmes realizados en obra. Fuente: AISC 303 [18]	11
2.5.	Rotación del enlace. Fuente: AISC 341 [5]	14
2.6.	Curva de capacidad idealizada y los factores de desempeño sísmico. Fuente: Modificada de FEMA P-695 [7]	16
3.1.	Marcos MTBF por diseñar, modificado de Ampuero [3].	20
3.2.	Espectros de diseño según la NCh2369 [1], por suelo y zona. La figura a) muestra todas las zonas y suelos. La figura b) excluye el suelo D.	21
4.1.	Esquema del modelo matemático.	32
4.2.	(a) Modelo del material Steel02. Fuente: OpenSees [21]. (b) Sección transversal discretizada.	32
4.3.	Modelo del enlace a corte [9].	33
4.4.	(a) Modelo del material Steel01. Fuente: OpenSees [23]. (b) Diagrama de fuerza-deformación por la acción combinada de los enlaces [22].	33
4.5.	Curva de capacidad del arquetipo de 2 paneles, modelo 1.	34
4.6.	Curva de capacidad del arquetipo de 2 paneles, modelo 2.	34
4.7.	Curva de capacidad del arquetipo de 4 paneles, modelo 1.	35
4.8.	Curva de capacidad del arquetipo de 4 paneles, modelo 2.	35
4.9.	Curva de capacidad del arquetipo de 4 paneles, modelo 3.	35
4.10.	Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 1 de la estructura de 2 paneles, junto con la rotación máxima registrada.	37
4.11.	Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 2 de la estructura de 2 paneles, junto con la rotación máxima registrada.	37
4.12.	Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 1 de la estructura de 4 paneles, junto con la rotación máxima registrada.	38
4.13.	Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 2 de la estructura de 4 paneles, junto con la rotación máxima registrada.	38
4.14.	Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 3 de la estructura de 4 paneles, junto con la rotación máxima registrada.	38
4.15.	Momento versus rotación en el plano de las vigas que conforman la estructura de 2 paneles.	40

4.16.	Momento versus rotación en el plano de las vigas que conforman la estructura de 4 paneles, modelos 1 y 2.	40
4.17.	Momento versus rotación en el plano de las vigas que conforman la estructura de 4 paneles, modelo 3.	41
5.1.	Espectros de aceleración y mediana de los registros utilizados.	43
5.2.	Cálculo del factor de ajuste para la zona 1, suelo A.	44
5.3.	Derivas, desplazamientos y cortes por piso, máximos y mínimos, según el FS para el arquetipo E2-M1. Junto con la rotación máxima de los enlaces.	49
5.4.	Respuesta en el tiempo en el plano de los enlaces, para el arquetipo E2-M1.	50
5.5.	Respuesta en el tiempo en el plano de las vigas, para el arquetipo E2-M1.	51
5.6.	Respuesta en el tiempo de las riotras, fuera del plano, para el arquetipo E2-M1.	52
5.7.	Respuesta en el tiempo de las columnas, para el arquetipo E2-M1.	53
5.8.	Derivas, desplazamientos y cortes por piso, máximos y mínimos, según el FS para el arquetipo E4-M1. Junto con la rotación máxima de los enlaces.	54
5.9.	Respuesta en el tiempo en el plano de los enlaces, para el arquetipo E4-M1.	55
5.10.	Respuesta en el tiempo en el plano de las vigas, para el arquetipo E4-M1.	56
5.11.	Respuesta en el tiempo de las riotras, fuera del plano, para el arquetipo E4-M1.	57
5.12.	Respuesta en el tiempo de las columnas, para el arquetipo E4-M1.	58
5.13.	Derivas, desplazamientos y cortes por piso, máximos y mínimos, según el FS para el arquetipo E4-M2. Junto con la rotación máxima de los enlaces.	59
5.14.	Respuesta en el tiempo en el plano de los enlaces, para el arquetipo E4-M2.	60
5.15.	Respuesta en el tiempo en el plano de las vigas, para el arquetipo E4-M2.	60
5.16.	Respuesta en el tiempo de las riotras, fuera del plano, para el arquetipo E4-M1.	61
5.17.	Respuesta en el tiempo de las columnas, para el arquetipo E4-M2.	61
A.1.	Criterios de aceptación por elemento para el nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO). Fuente: ASCE 41 [19].	67
A.2.	Criterios de aceptación por elemento para el nivel de desempeño de seguridad de la vida (LS). Fuente: ASCE 41 [19].	68
A.3.	Criterios de aceptación por elemento para el nivel de desempeño de prevención del colapso (CP). Fuente: ASCE 41 [19].	69
C.1.	IDA de la estructura de 2 paneles, para las zonas 1, 2 3 y suelos A y B.	82
C.2.	IDA de la estructura de 2 paneles, para las zonas 1, 2 3 y suelos C y D.	83
C.3.	IDA de la estructura de 4 paneles, para las zonas 1, 2 3 y suelos A y B.	84
C.4.	IDA de la estructura de 4 paneles, para las zonas 1, 2 3 y suelos C y D.	85

Capítulo 1: Introducción

1.1. Introducción General

En el área industrial nacional destacan los sistemas de marcos de acero dada la resistencia, ductilidad, durabilidad y rapidez constructiva que el material ofrece. Dichos sistemas, según su comportamiento, se dividen en marcos: de momento, arriostrados concéntricamente y arriostrados excéntricamente. El último reúne las ventajas de los dos primeros por el largo de la excentricidad entre sus diagonales, elemento llamado enlace. Este elemento es de gran interés porque durante un evento sísmico el marco es capaz de disipar energía mediante la fluencia del acero, concentrándose el daño en dicha zona y permitiendo que la inspección y reparación sean más sencillas. Además, si la sección del enlace fuese diferente a la viga, sólo se requeriría reemplazar la zona por un perfil nuevo, reduciéndose los costos de reparación y los tiempos de no operación. Sin embargo, aún ante las ventajas mencionadas y que estos marcos están presentes en la NCh2369 [1], no son empleados en la práctica como se esperaría, prefiriéndose el uso del mecanismo concéntrico, lo que se debe a su menor complejidad.

En memorias anteriores, Valenzuela [2] y Ampuero [3] evaluaron el desempeño sísmico de marcos arriostrados excéntricamente sin losa intermedia, variando el tipo de enlace (largo o corto), la demanda sísmica e incluyendo imperfecciones. Tras la modelación en SAP2000 [4], ambos concluyeron que: la viga no presenta inestabilidad lateral, las imperfecciones no inducen grandes esfuerzos y rotaciones fuera del plano, y el desempeño sísmico es aceptable. A modo de extender los trabajos mencionados se propone analizar nuevamente las 2 estructuras industriales vistas en la memoria de Ampuero [3], con la modificación en el enlace de ser reemplazable. Las estructuras serán diseñadas y modeladas según las normas NCh2369 [1], AISC 341 [5] y AISC 360 [6], contemplándose las 3 zonas sísmicas (1-2-3) y los 4 tipos de suelos (A-B-C-D) reconocidos del país.

Con el fin de concluir sobre el impacto del enlace corto-reemplazable y la ausencia de la losa intermedia en el modo de falla y el desempeño de las estructuras, dichas se evaluarán bajo la metodología del informe FEMA P-695 [7]. El informe propone dos tipos de análisis no lineales: estático y dinámico, los cuales serán desarrollados en 3D en el software OpenSees [8]. En particular, para modelar el comportamiento del enlace corto, se empleará la configuración de resortes propuesta por Ramadan y Ghobarah [9], calibrada en el trabajo de Calo [10].

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de dos sistemas de marcos arriostrados excéntricamente de varios niveles sin losa intermedia, con enlaces cortos, reemplazables, en distintos tipos de suelos y zonas sísmicas, diseñados según NCh2369 [1].

1.2.2. Objetivos específicos

- Desarrollar modelos 3D detallados de este tipo de sistema, utilizando OpenSees [8].
- Obtener los parámetros de desempeño sísmico asociados a la respuesta y modos de fallas de los modelos, mediante los análisis no lineales: estático y dinámico.
- Evaluar la aplicabilidad de los enlaces cortos reemplazables en los marcos estudiados e identificar sus limitaciones.

1.3. Organización del trabajo

La memoria se divide en 6 capítulos, incluyendo el presente, los cuales serán detallados brevemente a continuación:

El Capítulo 1 contiene la introducción general del tema, los objetivos y organización de la memoria.

El Capítulo 2 entrega los antecedentes recopilados durante la realización del trabajo, la normativa vigente utilizada y el detalle de la metodología FEMA P-695 [7].

El Capítulo 3 presenta el diseño de la estructura, detallándose los criterios sísmicos exigidos en la NCh2369 [1], el diseño por capacidad pedido por AISC 341 [5] y la verificación de la resistencia de los elementos según AISC 360 [6].

El Capítulo 4 describe la realización del análisis no lineal estático (pushover) y resume los parámetros de desempeño sísmico obtenidos por modelo.

El Capítulo 5 detalla la realización del análisis no lineal dinámico (tiempo-historia), adjuntándose las razones de margen de colapso por modelo y su desempeño para los registros más cercanos a la mediana.

El Capítulo 6 resume las principales conclusiones obtenidas de los análisis no lineales, además de recomendaciones de diseño y posibles estudios a futuros.

Capítulo 2: Marco Teórico

2.1. Marcos arriostrados excéntricamente (EBF)

Los marcos arriostrados excéntricamente son sistemas híbridos que reúnen las ventajas de los marcos a momento y los arriostrados concéntricamente, al ser más dúctiles que los primeros y rígidos que los segundos [11]. Aquello se debe a la disposición específica de los elementos que conforman este tipo de marcos, los cuales se dividen en: el enlace (a), las vigas fuera del enlace (b), las diagonales (c) y las columnas (d). En la figura 2.1 se puede observar distintas configuraciones que se exponen en la norma AISC 341 [5] para este tipo de marcos.

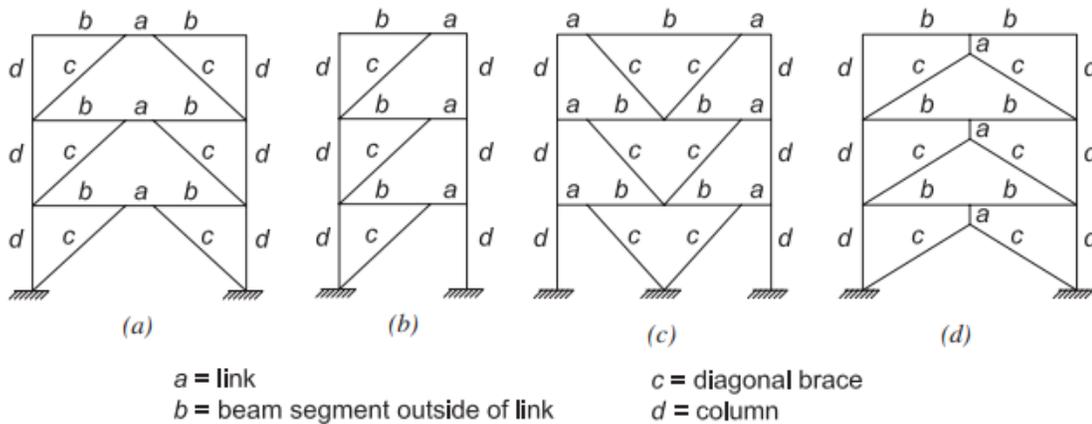


Figura 2.1: Distintas configuraciones de marcos arriostrados excéntricamente (EBF). Fuente: AISC 341 [5].

A medida que la longitud del enlace disminuye, la estructura presenta un comportamiento análogo a los marcos concéntricos, lo que resulta en un aumento de la rigidez lateral y la transición del enlace a la fluencia por corte. En cambio, a mayor longitud, la estructura se asemeja a un marco de momento, lo que conlleva a una disminución de la rigidez lateral y a la fluencia por flexión del enlace. En longitudes intermedias, la respuesta estructural es dual, exhibiendo características de ambos comportamientos.

Durante un evento sísmico, los enlaces reciben las fuerzas axiales de las riostras en forma de corte y/o momento, requiriendo la cualidad de disipar energía a través de la fluencia del acero. Es imperativo que el diseño garantice que los daños se concentren en el enlace y que el resto de los elementos permanezcan elásticos. Para lograr este objetivo, AISC 341 [5] implementa el diseño por capacidad, el cual dependiendo de las características del enlace, como su longitud y resistencia, determina la capacidad mínima que deben tener los demás elementos.

La presente memoria está centrada en 2 estructuras que en su vano central cuentan con un EBF de enlace corto-reemplazable y que no poseen losa en algunos de niveles. La configuración geométrica es similar a la indicada en la figura 2.1.a, con dimensiones por señalar.

2.2. Estudios previos

2.2.1. Bozkurta y Topkayab (2018)

Los autores proponen las 3 configuraciones de conexiones adjuntas en la figura 2.2. Las conexiones están basadas en la unión enlace reemplazable-riostra con placas Gusset, variando: la posición de la conexión respecto del enlace (2.2.a-b) y el uso de pasadores (2.2.c). Dichas son testeadas mediante ensayos de laboratorio, modificando el tipo de enlace reemplazable, su longitud, la conexión, el tamaño del espacio entre las conexiones de empalme y la relación demanda-capacidad de los miembros [11].

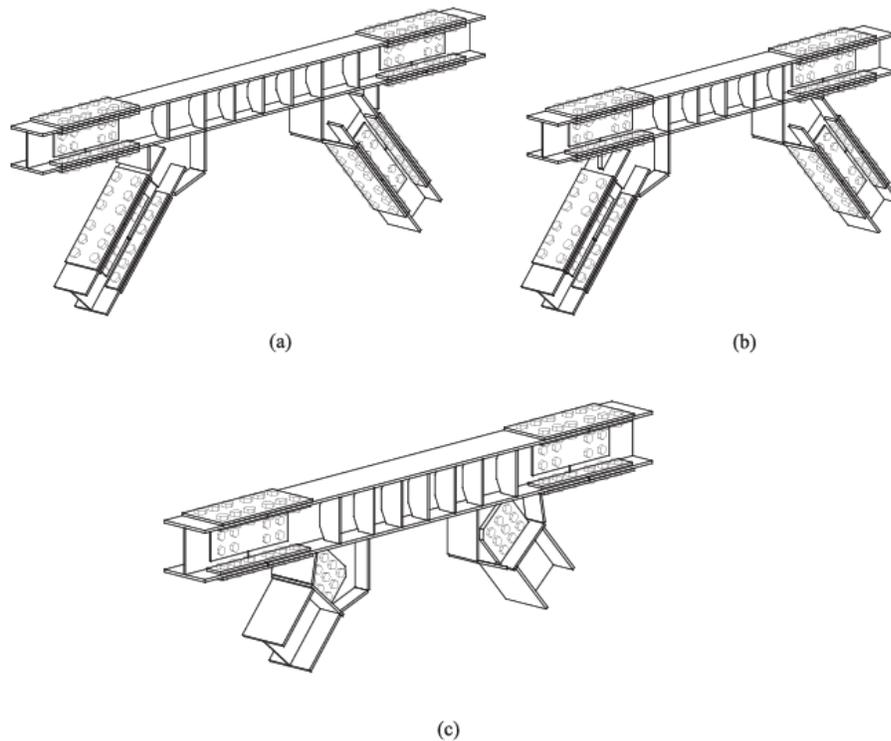


Figura 2.2: Configuraciones propuestas. a) Placas de Gusset estándar. b) Placas de Gusset compactas. c) Placas de Gusset con pasadores [11].

La capacidad de los diferentes enlaces reemplazables y su rotación inelástica satisfacen lo exigido por AISC 341-16 [12], fallando principalmente por la rotura de su alma o ala. En ningún ensayo se observaron fallas en las uniones de las placas Gusset, demostrando el potencial uso de las configuraciones propuestas. Por lo anterior, en la realización de la presente memoria, se considerará que la unión entre elementos es mediante placas Gusset, aun cuando no se detallará en los modelos, sino sólo en términos de los elementos rígidos incorporados.

2.2.2. Calo (2018)

En la tesis realizada por Calo [10], se evalúa el desempeño sísmico de 9 sistemas EBF de alturas variadas (1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 12 y 16 niveles) en distintos tipos de zonas-suelos. Los marcos descritos fueron diseñados siguiendo las normas: NCh433 [13], AISC 341-16 [12] y AISC 360-16 [14], y desarrollados en 2D en la plataforma OpenSees [8]. En la modelación se hizo un especial énfasis al enlace, ya que su comportamiento estuvo descrito por el modelo de Ramadan y Ghobarah [9], el cual fue calibrado a través de ensayos experimentales para el caso del acero ASTM-A36. En la elaboración de la presente memoria se rescatará dicho modelo para asegurar el correcto comportamiento del enlace.

2.2.3. Valenzuela (2019)

En la memoria realizada por Valenzuela [2], se evalúa el desempeño sísmico de 4 EBF, de 2 niveles y enlaces largos. La diferencia entre ellos radica en las características que los definen: el primero posee diafragma rígido en todos sus niveles, el segundo carece de losa intermedia en el primer nivel, y los dos últimos tienen diferentes imperfecciones en el enlace. Los marcos descritos fueron diseñados siguiendo las normas: AISC 341-16 [12], AISC 360-16 [14] y NCh2369 [15], y modelados en SAP2000 v20.2 [4] para la zona sísmica 3, suelo B. De aquel estudio se concluye que:

- Los enlaces largos actúan como el elemento fusible de la estructura, presentando rótulas de flexión.
- El modelo con diafragma rígido en todos sus niveles posee un mejor desempeño sísmico, al obtenerse una curva de capacidad cuyo máximo es ligeramente mayor al de los otros modelos. Lo cual se corrobora en el análisis no lineal dinámico, donde su razón de margen de colapso es la mayor.
- Las imperfecciones incorporadas en los modelos no afectan en gran medida los esfuerzos ni rotaciones fuera del plano.
- No hay inestabilidad lateral en ninguno de los elementos ante la ausencia de la losa intermedia.
- Todos los modelos cumplen de manera satisfactoria lo estipulado en el FEMA P-695 [7].

2.2.4. Rodríguez (2020)

En la tesis realizada por Rodríguez [16], se evalúa el desempeño sísmico de 2 estructuras industriales, compuestas por MTBF de distintas alturas, diseñadas bajo las normas NCh2369 [15] y AISC. Para la evaluación, se desarrollaron modelos numéricos en 3D en el programa OpenSees [8] para la calibración del comportamiento de las diagonales y del marco MTBF. Dichos códigos son rescatados por la calibración del material “Steel02” y la definición de los elementos rígidos que componen el marco, los cuales simulan las conexiones rígidas entre elementos.

2.2.5. Ampuero (2022)

La memoria realizada por Ampuero [3] busca validar los resultados obtenidos en el trabajo de Valenzuela [2], ampliando el estudio a una estructura con más niveles, zonas sísmicas y tipos de suelos. En particular, evalúa el desempeño sísmico de 2 estructuras industriales, donde la primera cuenta con 1 piso y 2 paneles, mientras que la segunda con 2 pisos y 4 paneles. Ambas estructuras poseen 3 vanos, donde el central cuenta con el sistema sismorre-sistente EBF. Similar al trabajo de Valenzuela [2], las estructuras descritas carecen de losa en los paneles pares, induciéndose en ellos imperfecciones fuera del plano. A su vez, fueron diseñadas y modeladas bajo las mismas condiciones descritas en el trabajo de Valenzuela [2], concluyéndose que:

- Los enlaces cortos actúan como el elemento fusible de la estructura, evidenciándose rótulas de corte.
- Las imperfecciones incorporadas en los modelos no afectan en gran medida el comportamiento de estos, ya sea en términos de los esfuerzos o rotaciones fuera del plano.
- No hay inestabilidad lateral en ninguno de los elementos ante la ausencia de la losa intermedia.
- Los modelos cumplen de manera satisfactoria lo estipulado en el informe FEMA P-695 [7].

2.3. Normativa de diseño

2.3.1. Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, NCh2369

Esta norma establece los requisitos de diseño sísmico que deben satisfacer las estructuras e instalaciones industriales nuevas, a modo de cumplir con los objetivos de desempeño sísmico de protección de la vida y continuidad de operación de los procesos y servicios esenciales de la industria. Para lograr los objetivos, las estructuras deben ser redundantes, rígidas, robustas, con conexiones y elementos resistentes dúctiles que eviten fallas por inestabilidad o fragilidad, y con limitada incursión inelástica de los elementos que ponen en peligro dichos objetivos. De ocurrir daño, debe presentarse en zonas de fácil acceso y visibles.

Los métodos de análisis lineales propuestos por la norma son: estático y modal espectral. El primero se limita a estructuras de alto 20 [m], siempre y cuando su respuesta de pueda asimilar a la de un sistema de un grado de libertad. El segundo se extiende a cualquier estructura. De esta manera, considerando que una de las estructuras posee 4 niveles, se empleará el segundo método.

2.3.1.1. Análisis Modal Espectral

El análisis se debe realizar considerando el espectro de diseño para la dirección horizontal e incluir suficientes modos de vibrar, tal que la suma de las masas modales en cada dirección sea mayor o igual al 90 % de la masa total. El espectro de diseño para la dirección horizontal se define como:

$$S_{a(T_H)} = 0.7 \cdot \frac{I \cdot S_{aH(T_H)}}{R} \cdot \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (2.1)$$

- I = Coeficiente de importancia, especificado en el punto 4.3.2 de la NCh2369 [1].
- ξ = Razón de amortiguamiento crítico horizontal, establecido en la tabla 6 de la NCh2369 [1].
- R = Factor de modificación de la respuesta horizontal según la tabla 6 de la NCh2369 [1].
- $S_{aH(T_H)}$ = Espectro de referencia horizontal.

Por otro lado, el espectro de referencia para la dirección horizontal es:

$$S_{aH(T_H)} = 1.4 \cdot S \cdot A_0 \cdot \frac{1 + 4.5 \left[\frac{T_H}{T_0} \right]^p}{1 + \left[\frac{T_H}{T_0} \right]^3} \quad (2.2)$$

- S, T_0 , p = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan de la tabla 5 de la NCh2369 [1].

- A_0 = Aceleración efectiva máxima del suelo, definida en la tabla 3 de la NCh2369 [1].
- T_H = Período de vibración del modo horizontal considerado.

Los parámetros R , ξ e I , dependen de la estructura, en términos del sistema resistente y la categoría de ocupación. En el caso de la presente memoria, el factor de modificación $R=5$ y la razón de amortiguamiento $\xi = 0.03$ al tratarse de estructuras de marcos arriostrados con anclajes dúctiles. Mientras que $I=1$ al ser la categoría de ocupación II. El resto de los términos varían según la zona sísmica y el tipo de suelo, sus valores se encuentran en las siguientes tablas:

Tabla 2.1: Valor de la aceleración efectiva máxima

Zona Sísmica	A_0
1	0.2g
2	0.3g
3	0.4g

Tabla 2.2: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	S	T_0 [s]	p
A	0.90	0.15	1.85
B	1.00	0.30	1.60
C	1.05	0.40	1.50
D	1.20	0.75	1.00

2.3.1.2. Espectro objetivo a nivel máximo

Según el punto 5.11.2.4 de la norma, si no se posee un espectro de sitio SMP, se permite el uso del espectro de referencia amplificado por un factor de 1.4. La figura 2.3 muestra los espectros objetivos a nivel máximo, según zona y suelo.

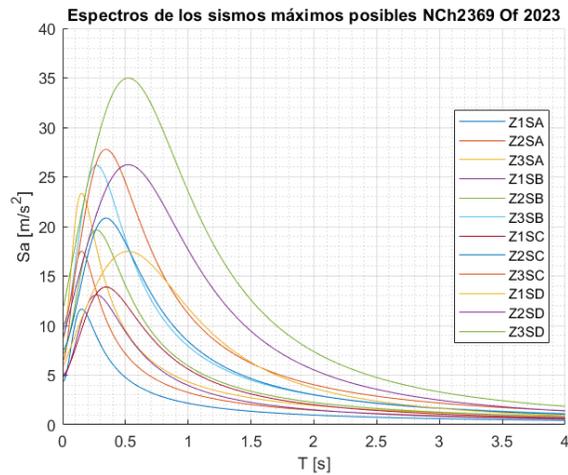


Figura 2.3: Espectros de los sismos máximos posibles según la NCh2369.

2.3.1.3. Deformaciones sísmicas

Con el fin de evitar daños estructurales y no estructurales que comprometan la operación de las estructuras, en la sección 6.3 de la norma el desplazamiento sísmico máximo para estructuras en general es:

$$d^{m\acute{a}x} = 0.015 \cdot h \quad (2.3)$$

Donde h es la altura del nivel o entre dos puntos ubicados sobre una misma línea vertical. El valor anterior coincide con el límite máximo establecido por la norma para no considerar el efecto P-Delta.

2.3.1.4. Corte basal

El esfuerzo de corte horizontal en la base se define como:

$$Q_0 = C \cdot P \quad (2.4)$$

Con:

- C = Coeficiente sísmico.
- P = Peso total del sistema estructural sobre el nivel basal.

El coeficiente sísmico es calculado como el valor del espectro de diseño para la dirección horizontal, evaluado en el período fundamental de la estructura, dividido por la aceleración de gravedad (g). El coeficiente sísmico mínimo, según el punto 5.12.1 de la norma depende del período fundamental de la estructura.

Si $T_H \in (0.06[s], 0.25[s])$:

$$\frac{2.75 \cdot I \cdot S \cdot A_0}{(R + 1)} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (2.5)$$

Si $T_H \geq 0.25[s]$

$$0.25 \cdot I \cdot S \cdot A_0 \quad (2.6)$$

Por su lado, el peso total considera las cargas permanentes y un 25 % de las sobrecargas.

2.3.2. Disposiciones generales y combinaciones de cargas, NCh3171

La sección 9.1 de la NCh3171 [17] establece que las estructuras deben ser diseñadas considerando las combinaciones y factores de carga que produzcan el efecto más desfavorable. En el caso del diseño por resistencia (LRFD) dichas son, según el punto 9.1.1:

1. $1.4 \cdot D$
2. $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot (L_r/S/R)$
3. $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot (L_r/S/R) + L$
4. $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot (L_r/S/R) + 0.8 \cdot W$
5. $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot W + 0.5 \cdot (L_r/S/R)$
6. $1.2 \cdot D + 1.4 \cdot E + L + 0.2 \cdot S$
7. $0.9 \cdot D + 1.6 \cdot W$
8. $0.9 \cdot D + 1.4 \cdot E$

Donde,

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

En adición a las cargas enumeradas se deben considerar las combinaciones indicadas en la sección 4.5 de la NCh2369 [1].

1. $1.2 \cdot D + a \cdot L + SO + SA + 1.4 \cdot E$
2. $0.9 \cdot D + SA + 1.4 \cdot E$

Con

- a = Factor de reducción de la sobrecarga de uso en base a la probabilidad de ocurrencia de su valor nominal en conjunto con el sismo de diseño.
- SO = Carga de operación esperada concurrente con el sismo de diseño.

- SA = Carga accidental esperada producida por la ocurrencia del sismo de diseño.

Dado que en la presente memoria no se consideran las cargas de nieve, viento, lluvia, especiales o accidentales de operación, las combinaciones de cargas se reducen a:

1. $1.4 \cdot D$
2. $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$
3. $1.2 \cdot D + L + 1.4 \cdot E$

2.3.3. Código de prácticas estándar para edificios de acero y puentes, AISC 303

Con el fin de inducir el movimiento fuera del plano del marco, la imperfección por considerar en los niveles sin diafragma queda determinada por la sección 11.3.1.2 del código AISC 303 [18]. En la siguiente figura se observa las imperfecciones aplicadas en los nodos (puntos), junto con las zonas de soporte (cruces).

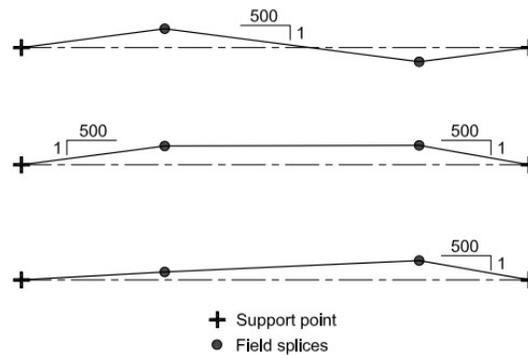


Figura 2.4: Tolerancias para la alineación de los elementos con empalmes realizados en obra. Fuente: AISC 303 [18]

En esta memoria los arquetipos presentan una imperfección tipo b) entre los nodos del enlace, desplazándose fuera del plano en 8.8 [mm].

2.3.4. Especificaciones para edificios de acero estructural, AISC 360

La resistencia de cada uno de los elementos estructurales debe ser verificada según lo indicado por el código AISC 360 [6]. De esta manera, todos los elementos son estudiados a corte, flexión, compresión y flexo-compresión, considerando las solicitaciones causadas por la combinación de cargas que resulte más desfavorable, indicadas en el punto 2.3.2.

2.3.5. Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural, AISC 341

A modo de proveer una deformación inelástica significativa, la sección F3 del código AISC 341 [5] establece las disposiciones de diseño que deben cumplir los marcos arriostrados excéntricamente (EBF). Para la realización de la presente memoria se consideraron las indicadas a continuación.

2.3.5.1. Análisis Estructural - Diseño por Capacidad

La sección F3.3 de AISC 341 [5] indica que la resistencia requerida de las diagonales y sus conexiones, junto con las vigas fuera del enlace y columnas queda determinada suponiendo que el enlace está trabajando en su máxima capacidad. Dicha es igual a $1.25 \cdot R_y \cdot V_n$ para perfiles W, donde R_y es el factor de fluencia esperada y V_n la resistencia al corte nominal del enlace.

2.3.5.2. Ductilidad de los elementos

Las secciones F3.5a y b.1 de AISC 341 [5] indican los requerimientos básicos en términos de ductilidad (razón ancho-espesor) que los elementos deben cumplir, los cuales son:

- Diagonales deben ser diseñadas como elementos de ductilidad moderada.
- Columnas deben ser diseñadas como elementos de alta ductilidad.
- Enlaces deben ser diseñados como elementos de alta ductilidad y la viga fuera del enlace como elementos de ductilidad moderada.

Lo anterior hace referencia a la definición presente en la sección D1.1 del mismo código. Por otro lado, se indica que para perfiles W, las alas de los enlaces cortos pueden satisfacer los requerimientos de ductilidad moderada.

Por último, como las diagonales y vigas fuera del enlace están sujetas típicamente a cargas axiales y flexión, deben ser diseñadas como elementos viga-columna.

2.3.5.3. Enlace

La clasificación del enlace queda determinada por la relación entre su largo y los siguientes límites. Si la longitud es menor o igual que el límite de la ecuación 2.7 el enlace es clasificado como corto. En cambio, si es mayor o igual al valor de la ecuación 2.8 el enlace es largo. En caso de quedar entre los valores expuestos el enlace es intermedio.

$$e \leq 1.6 \cdot \frac{M_p}{V_p} \quad (2.7)$$

$$e \geq 2.6 \cdot \frac{M_p}{V_p} \quad (2.8)$$

Con:

- e = Longitud del enlace.
- M_p = Resistencia al momento plástico del enlace.
- V_p = Resistencia al corte plástico del enlace.

La resistencia nominal al corte del enlace (V_n) es el menor valor entre los límites de fluencia por corte en el alma y la plastificación por flexión. Es decir,

$$V_n = \min \left(V_p, \frac{2 \cdot M_p}{V_p} \right) \quad (2.9)$$

Si los esfuerzos axiales en el enlace son despreciables tal que la razón entre dichos y la capacidad a tracción es menor o igual a 0.15 $\left(\frac{\alpha_s \cdot P_u}{P_y} \leq 0.15 \right)$, las resistencias al corte y momento plástico son:

$$V_p = 0.6 \cdot F_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \quad (2.10)$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad (2.11)$$

En caso contrario,

$$V_p = 0.6 \cdot F_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\alpha_s \cdot P_u}{P_y} \right)^2} \quad (2.12)$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \cdot \frac{1 - \frac{\alpha_s \cdot P_u}{P_y}}{0.85} \quad (2.13)$$

Donde, $\alpha_s = 1$ para el caso del método LRFD.

- F_y = Límite de fluencia.
- d = Altura del perfil enlace.
- t_f = Espesor del ala del perfil enlace.
- t_w = Espesor del alma del perfil enlace.
- Z_x = Módulo plástico de la sección con respecto al eje x.
- P_u = Solicitación axial en el enlace producto de la combinación de cargas.
- P_y = Resistencia axial, igual a la fluencia por el área gruesa del perfil del enlace.

En la sección F3.4a de AISC 341 [5] se define el ángulo de rotación del enlace, entendiéndose como el ángulo inelástico entre el enlace y la viga fuera de este cuando la deriva es la de diseño (Δ). El ángulo queda definido por la longitud del marco (L), el enlace (e), la deriva de piso (Δ_p) y la altura de piso (h), como se muestra en la siguiente ecuación y en la figura 2.5.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \cdot \theta_p = \frac{L}{e} \cdot \frac{\Delta_p}{h} \quad (2.14)$$

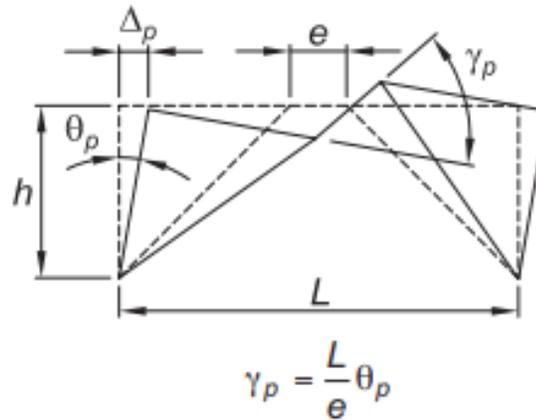


Figura 2.5: Rotación del enlace. Fuente: AISC 341 [5]

El ángulo (γ_p) para enlaces cortos no debe exceder los 0.08 [rad] o en enlaces largos los 0.02 [rad]. Para enlaces intermedios se debe realizar una interpolación entre los dos límites expuestos, según sea la longitud del enlace.

2.4. Metodología FEMA

La metodología detallada en el informe FEMA [7] permite evaluar el desempeño sísmico de una estructura mediante el desarrollo de modelos no lineales tras ser sometidos a registros sísmicos reales. Dicha metodología consta de una serie de etapas por mencionar.

2.4.1. Desarrollo conceptual del sistema

En esta etapa se define el sistema sismorresistente, los materiales que componen la estructura, los mecanismos de disipación de energía y el rango de aplicación del modelo. Para el desarrollo de la memoria el sistema sismorresistente es un marco EBF, cuyo enlace es el fusible estructural.

2.4.2. Información requerida

Definido lo anterior, para obtener resultados confiables de los modelos se debe especificar la calidad de los materiales, las combinaciones de cargas y los criterios de diseño. Para el desarrollo de la memoria la calidad del acero es ASTM A992 en todos los elementos estructurales, las combinaciones de cargas y criterios de diseño se indican en el punto 2.3.

2.4.3. Desarrollo de los arquetipos de estudio

Como indica su nombre, la tercera etapa corresponde al desarrollo de los arquetipos, dados los antecedentes recopilados, como la geometría y combinaciones de cargas. Puesto que las estructuras fueron definidas previamente, no se realizó esta etapa de la metodología. Los modelos por estudiar son 24, dados los dos marcos arriostrados excéntricamente (arquetipos), las 3 zonas sísmicas y los 4 tipos de suelos.

2.4.4. Desarrollo de los modelos no lineales

Se prosigue con el desarrollo de los modelos no lineales de los arquetipos, definiéndose sus modos de falla, con el fin de evaluar la probabilidad de colapso de la estructura. El desarrollo de los modelos se realizará en el programa OpenSees, donde se incluirá en los niveles sin diafragma imperfecciones fuera del plano de 8.8 [mm] y se considerará los efectos P-delta. Además, se empleará un modelo particular para caracterizar el comportamiento del enlace a corte, el de Ramadan y Ghobarah [9].

2.4.5. Análisis no lineales

La quinta etapa hace referencia a los análisis no lineales que se efectuarán en los modelos. Así, se realiza en el programa antes mencionado dos análisis no lineales por arquetipo: el estático y dinámico, representándose la no linealidad en los materiales y su aplicación en los elementos, como el modelo del enlace.

2.4.6. Evaluación del desempeño

Dados los resultados de la etapa anterior, es posible realizar una evaluación de los modelos según los factores de desempeño sísmico y la razón de margen de colapso (CMR).

2.5. Análisis no lineales

Para el desarrollo de los análisis no lineales, el informe FEMA [7] considera en los modelos la combinación de cargas mostrada en la ecuación 2.15, junto con la inclusión de los efectos de segundo orden.

$$1.05 \cdot D + 0.25 \cdot L \quad (2.15)$$

2.5.1. Análisis no lineal estático (Pushover)

El análisis no lineal estático consiste en aplicar fuerzas laterales crecientes verticalmente en el centro de masa de cada piso hasta alcanzar cierto valor de desplazamiento de techo en base a un punto de control. Dichas fuerzas laterales son proporcionales al desplazamiento del modo fundamental de la estructura del piso analizado, como se señala a continuación:

$$F_x \propto m_x \cdot \phi_{1,x} \quad (2.16)$$

Donde F_x es la fuerza lateral aplicada en el piso x , m_x es la masa del piso x y $\phi_{1,x}$ es el desplazamiento del modo fundamental de la estructura del piso x . Para el desarrollo de la memoria se consideró como punto de control de medición del desplazamiento de techo el nodo de la esquina superior izquierda del último nivel.

Tras dicho análisis, es posible obtener la curva de capacidad, que define la relación entre el corte basal de la estructura y el desplazamiento de techo. La figura 2.6 muestra un ejemplo de la curva idealizada, donde se destaca el corte basal máximo de la estructura (V_{max}), el desplazamiento efectivo de fluencia ($\delta_{y,eff}$) y el desplazamiento último (δ_u), el cual puede darse cuando la estructura falla (colapsa) o se alcanza un 80% del corte máximo.

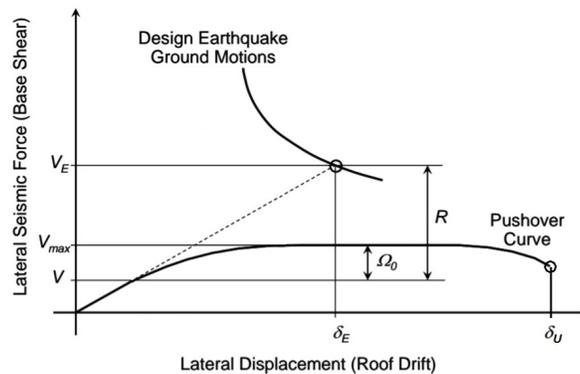


Figura 2.6: Curva de capacidad idealizada y los factores de desempeño sísmico. Fuente: Modificada de FEMA P-695 [7]

El desplazamiento efectivo de fluencia, según ASCE 41 [19], se define como:

$$\delta_{y,eff} = C_o \cdot \frac{V_{max}}{W} \cdot \left(\frac{g}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot T^2 \quad (2.17)$$

Con V_{max}/W el corte máximo normalizado por el peso de la estructura, T el periodo fundamental del modelo y el coeficiente C_o :

$$C_o = \phi_{1,r} \cdot \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (2.18)$$

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

Por otro lado, el desplazamiento objetivo (δ_t), según ASCE 41 [19], es el máximo desplazamiento probable que será experimentado al nivel de peligro sísmico seleccionado, debiendo el análisis ser llevado como mínimo a dicho desplazamiento. Su definición es:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (2.19)$$

Donde S_a es la aceleración espectral al periodo fundamental de la estructura, C_1 y C_2 son factores de modificación que relacionan los máximos desplazamientos inelásticos-elásticos, la degradación de la rigidez y resistencia. En detalle se definen en la sección 7.4.3.3 de ASCE 41 [19].

De los puntos anteriores es posible obtener diversos factores de interés como: la sobrerresistencia (Ω_o), el factor de modificación de respuesta de la estructura (R) y ductilidad (R_μ). Definidas como sigue,

$$\Omega_o = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{dise\~{n}o}} \quad (2.20)$$

$$R_\mu = \frac{V_E}{V_{m\acute{a}x}} \quad (2.21)$$

$$R = \Omega_o \cdot R_\mu \quad (2.22)$$

Donde $V_{dise\~{n}o}$ es el corte basal de dise~{n}o y V_E es el corte elástico de la estructura. El corte elástico es el corte basal de la estructura cuando dicha posee un comportamiento lineal elástico, como se señala en la figura 2.6. Para determinar su valor, se debe graficar en conjunto la curva de capacidad de la estructura y el espectro elástico de la demanda sísmica de interés, es decir, el espectro elástico de la norma NCh2369 [1]. La proyección donde se interceptan ambas curvas es el corte buscado.

Por otro lado, en términos de los desplazamientos, la ductilidad de la estructura (μ) es:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (2.23)$$

2.5.2. Análisis no lineal dinámico (Tiempo historia)

El análisis no lineal dinámico permite determinar la aceptabilidad del desempeño sísmico de una estructura por medio de la razón de margen de colapso (CMR). Para el cálculo de dicho parámetro se utiliza una serie de registros sísmicos reales tal que:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2.24)$$

Con S_{MT} la intensidad del espectro objetivo a nivel máximo evaluado en el período de la estructura y \hat{S}_{CT} la intensidad mediana de colapso. El espectro objetivo a nivel máximo fue definido en el punto 2.3.1.2.

Por otro lado, la intensidad mediana de colapso es:

$$\hat{S}_{CT} = S_{aMED} \cdot FS \quad (2.25)$$

Donde S_{aMED} es la aceleración espectral media de los registros considerados al evaluarse en el período fundamental de la estructura y FS es el factor de escala que asegura el colapso de la estructura en al menos el 50% de dichos registros. Este procedimiento es conocido como análisis dinámico incremental (IDA) y previo a él, según el informe FEMA [7], los registros deben ser: (i) normalizados respecto a la máxima velocidad (PGV) y (ii) amplificados por un factor FA. La normalización con respecto a la máxima velocidad se realiza para disminuir la variabilidad entre registros por las diferentes magnitudes, fuentes, distancias a las fuentes y condiciones de los sitios que los definen. Así, el registro de aceleración “i” debe ser multiplicado por:

$$NM_i = \frac{Mediana(PGV_{PEER,i})}{PGV_{PEER,i}} \quad (2.26)$$

Donde $PGV_{PEER,i}$ es el promedio geométrico de las velocidades máximas al considerar las dos componentes horizontales del registro “i”.

Luego, el factor FA se define como:

$$FA_i = \frac{S_{MT}}{S_{aMED,i}} \quad (2.27)$$

Con $S_{aMED,i}$ la aceleración espectral media de los registros, evaluada en el período de cada arquetipo.

Obtenido el parámetro CMR, debe ser ajustado por el factor de forma espectral (FFE), que depende de la ductilidad del modelo y el período fundamental de la estructura. Dicho valor se encuentra tabulado en las tablas 7-1a y 7-1b del FEMA P-695 [7]. Es importante realizar lo anterior si hay diferencias de formas espectrales entre el espectro de diseño y el de nivel máximo. De esta manera, la razón de margen ajustada es:

$$AMCR = FFE \cdot CMR \quad (2.28)$$

Conocida la relación por modelo, debe ser comparada con el valor mínimo aceptable ($ACMR_{20\%}$). De ser agrupados los modelos, tienen que cumplir con el valor mínimo aceptable para conjuntos ($ACMR_{10\%}$). Ambos valores son encontrados en la tabla 7.3 del FEMA [7], y dependen de la incertidumbre total del sistema (β_{TOT}). Dicha se calcula como,

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (2.29)$$

β_{RTR} es la incertidumbre en relación a la calidad registro a registro, asociada a la variabilidad en la respuesta de los arquetipos para diferentes movimientos sísmicos. Depende de la ductilidad de la estructura (μ_T), como se muestra:

$$0.20 \leq \beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \leq 0.40 \quad (2.30)$$

β_{DR} es la incertidumbre asociada a la calidad de los requerimientos de diseño y las garantías abordadas en contra de los modos de fallas no anticipados. Por definición está tabulado en la tabla 3-1 del FEMA [7].

β_{TD} es la incertidumbre de la calidad de los datos y parámetros claves para la elaboración de los análisis. Por definición está en la tabla 3-2 del FEMA [7].

β_{MDL} es la incertidumbre de la calidad de los modelos y cómo estos logran representar el colapso estructural y la totalidad del espacio de diseño. Según su definición está en la tabla 5-3 del FEMA [7].

2.6. Evaluación y Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes, ASCE 41

Después de llevar a cabo los análisis no lineales es posible obtener por miembro las relaciones de momento y rotación, y compararlos con los criterios de aceptación definidos en ASCE/SEI 41 [19]. En la tabla 9-7.1 de este documento, por elemento, se definen las rotaciones plásticas límites según los distintos límites de desempeño: ocupación inmediata (IO), seguridad de la vida (LS) y prevención al colapso (CP). Dada la extensión de las ecuaciones, los límites se adjuntan en el Anexo A.

Capítulo 3: Diseño Estructural

3.1. Sistema estructural

Los sistemas estructurales por diseñar corresponden a dos marcos de acero, adjuntos en la figura 3.1. La primera estructura posee dos paneles y un diafragma rígido en el nivel superior, mientras que la segunda cuenta con cuatro paneles y dos diafragmas rígidos ubicados en el segundo y cuarto nivel. Ambas configuraciones se componen de paneles de 5 [m] de alto y tres vanos de 10 [m] de ancho, con un sistema sismorresistente EBF en el vano central. La longitud definida de los enlaces es de 1200 [mm].

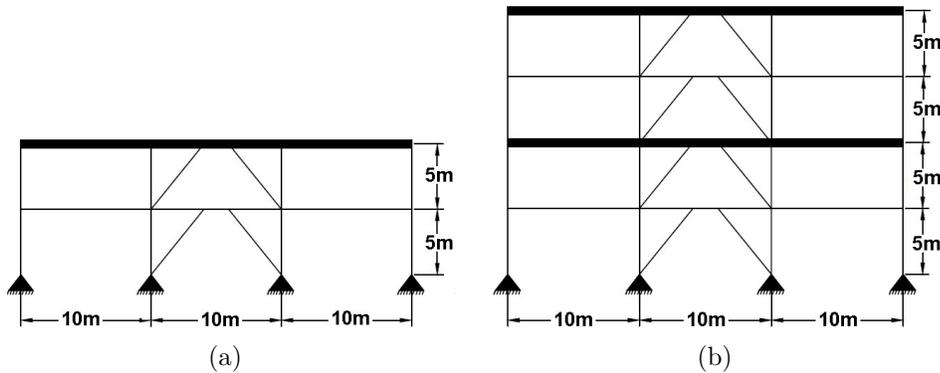


Figura 3.1: Marcos MTBF por diseñar, modificado de Ampuero [3].

Los sistemas descritos fueron determinados en el trabajo de Ampuero [3], quien modificó la estructura estudiada por Valenzuela [2]. De manera similar a lo expuesto en sus memorias, todos los elementos que componen el marco son perfiles americanos doble T tipo W soldados. En particular, los enlaces son cortos y reemplazables, es decir, la sección de la viga y el enlace difieren, y poseen una imperfección fuera del plano ante la ausencia de la losa.

3.2. Materiales

Los perfiles son de acero ASTM A992, cuyas propiedades son:

- Tensión mínima de fluencia (F_y)=3.51 [tonf/cm²]
- Tensión máxima de fluencia (F_u)=4.57 [tonf/cm²]
- Peso específico (γ)=7.85 [tonf/cm³]
- Factor para la tensión de fluencia esperada (R_y)=1.1
- Factor para la tracción esperada (R_t)=1.1

3.3. Cargas estáticas

Las cargas estáticas consideradas en el diseño estructural son la carga gravitacional y la sobrecarga de uso, las cuales actúan en los paneles que cuentan con diafragma rígido. Sus valores son los mismos utilizados en los trabajos mencionados.

Tabla 3.1: Cargas gravitacionales y su valor.

Tipo de carga	Valor	Unidades
Carga permanente (D)	1.06	[tonf/m]
Sobrecarga de uso (L)	0.85	[tonf/m]

Las cargas anteriores en [kN/m] son: D=10.40 [kN/m], L=8.34 [kN/m].

3.4. Demanda sísmica

El espectro de diseño se obtiene según lo expuesto en el punto 2.3.1 para los distintos tipos de suelo (A-B-C-D) y zonas sísmicas (1-2-3). Dadas las características de la estructura, se considerará un amortiguamiento $\xi = 0.03$, un factor de importancia $I=1$ (categoría 2) y un factor de modificación $R=5$. Por lo anterior, la figura 3.2 resume el espectro de diseño S_a en función del período de la estructura T , según el tipo de suelo y zona sísmica. En ella, la figura 3.2.b excluye el suelo D, para apreciar las curvas de los suelos A, B y C. Las particulares magnitudes de las curvas del suelo D se deben a que la norma indica el uso de $R=1$ en su espectro de diseño.

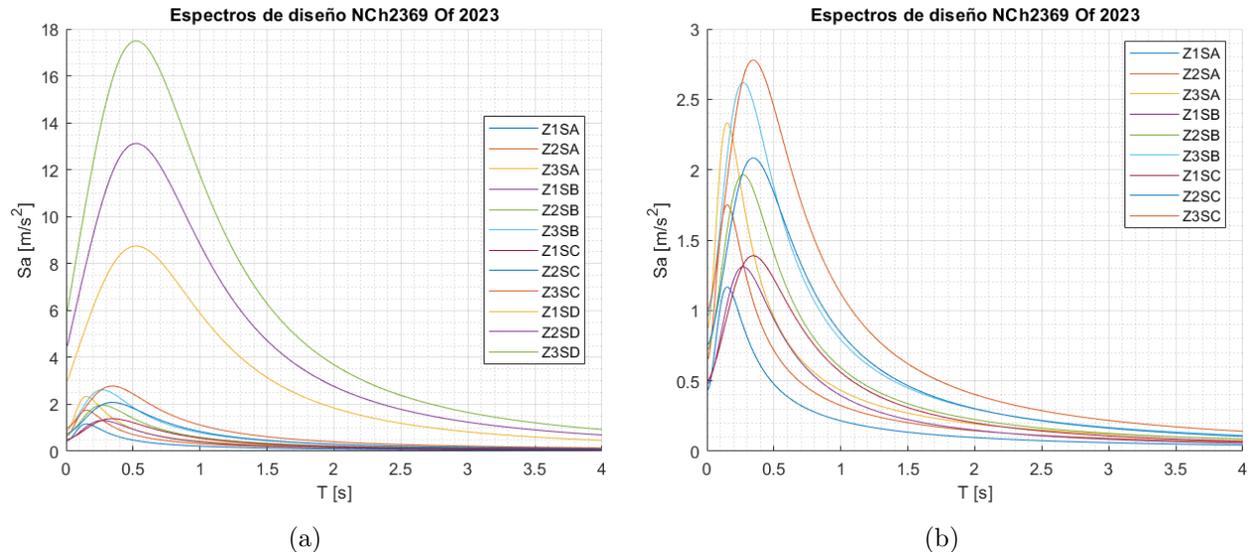


Figura 3.2: Espectros de diseño según la NCh2369 [1], por suelo y zona. La figura a) muestra todas las zonas y suelos. La figura b) excluye el suelo D.

3.5. Consideraciones de la modelación

El análisis modal espectral fue realizado en SAP2000 [20]. En adición a lo pedido por la normativa y lo descrito, se consideró:

- Apoyos simples en las bases de las columnas.
- Asignación de diafragmas del tipo rígido en los niveles que se espera losa.
- Restricción al giro en torno al eje X y de traslación en Y de los nodos que conforman los niveles con diafragma rígido.
- Deformación de 8.8 [mm] fuera del plano de los nodos del enlace que estén en un nivel sin losa, para inducir su comportamiento en dicha dirección.
- Rótulas a torsión y flexión en ambos extremos de las riostras y vigas estáticas. Las vigas fuera del enlace poseen rótulas en el extremo cercano a la columna.

3.6. Diseño de las estructuras

El diseño de las estructuras debió seguir un proceso iterativo, dado el número de zonas y suelos, con el fin de optimizar el uso de los perfiles. En primer lugar, se escogen perfiles preliminares para cada uno de los elementos que componen el marco. El criterio de selección siguió las siguientes reglas:

- Vigas estáticas: Perfil cuyo alto sea al menos $1/20$ de su luz, y su ancho menor que el alto.
- Enlace: Perfil mínimo que cumpliera la condición de enlace corto.
- Viga fuera del enlace: Perfil de ancho similar al enlace.
- Columnas y riostras: Perfiles de ancho y alto similar, robustos.

Por facilidad en el caso de las columnas se mantuvo el perfil en todos los pisos, mientras que las vigas y riostras varían de sección cada dos niveles. A su vez, se debe considerar la compatibilidad constructiva, no siendo de mayor ancho la viga o la riostra que la columna.

Tras la elección se verifica que los enlaces cumplan con la condición de ser cortos, su rotación no exceda los 0.08 [rad], las derivas de piso no superen el valor de 0.015 y que todos los elementos estén dentro de los respectivos criterios de ductilidad. En caso contrario, se deben cambiar las secciones utilizadas.

Verificado lo anterior, se prosigue a comprobar la resistencia de los elementos, aplicando el diseño por capacidad indicado por AISC 341 [5] para que el elemento fusible sea el enlace. El factor máximo de utilización (FU) aceptado es 1, de ser mayor se procede a cambiar el perfil del elemento.

Terminada la selección de perfiles, se pueden agrupar por estructura, zona y suelo. La tabla 3.2 hace referencia al arquetipo de dos niveles, siendo válido el modelo 1 para todas las zonas y suelos, exceptuando la zona 3, suelo D, cuyo modelo es el 2. En cuanto a la tabla 3.3, el modelo 1 corresponde a todos los suelos y zonas, exceptuando las zonas 2 y 3, suelo D, los cuales están representados por los modelos 2 y 3, respectivamente. Cabe destacar que los perfiles siguen la nomenclatura norteamericana, indicando el primer valor la altura en pulgadas y el segundo el peso en libras por pie.

Tabla 3.2: Modelos de la estructura de dos niveles.

Nivel	Elemento	Modelo 1	Modelo 2
2	Enlace	W10X54	W10X60
	Viga fuera del enlace	W14X82	W16X89
	Riostra	W8X35	W8X40
	Columna	W10X100	W10X112
1	Enlace	W10X54	W10X60
	Viga fuera del enlace	W14X82	W16X89
	Riostra	W8X35	W8X40
	Columna	W10X100	W10X112

Tabla 3.3: Modelos estructura de cuatro niveles.

Nivel	Elemento	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
4	Enlace	W10X54	W10X60	W10X77
	Viga fuera del enlace	W16X77	W16X89	W16X100
	Riostra	W8X40	W8X40	W8X48
	Columna	W12X96	W12X106	W12X170
3	Enlace	W10X54	W10X60	W10X77
	Viga fuera del enlace	W16X77	W16X89	W16X100
	Riostra	W8X40	W8X40	W8X48
	Columna	W12X96	W12X106	W12X170
2	Enlace	W10X54	W10X100	W12X120
	Viga fuera del enlace	W16X77	W21X111	W21X147
	Riostra	W8X40	W8X58	W8X67
	Columna	W12X96	W12X106	W12X170
1	Enlace	W10X54	W10X100	W12X120
	Viga fuera del enlace	W16X77	W21X111	W21X147
	Riostra	W8X40	W8X58	W8X67
	Columna	W12X96	W12X106	W12X170

3.6.1. Análisis Sísmico

Con los perfiles indicados en las tablas 3.2 y 3.3 se realiza un análisis sísmico (modal espectral) según lo descrito en la NCh2369 [1]. De aquel procedimiento se obtienen los valores de: períodos fundamentales, masa participante en cada dirección, peso sísmico, y corte basal. Además, se adjunta el cortante basal mínimo por caso, estando sobre él en todos los modelos.

Tabla 3.4: Períodos, masas participantes, peso sísmico y corte basal por modelo de la estructura de dos niveles.

Modelo	Zona	Suelo	TX [s]	UX [%]	TZ [s]	UZ [%]	P [tonf]	Qo [tonf]	Qmín [tonf]
1	1	A	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	5.5	5.3
	2	A	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	8.3	7.9
	3	A	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	11.1	10.6
	1	B	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	6.2	5.9
	2	B	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	9.3	8.8
	3	B	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	12.4	11.8
	1	C	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	6.4	6.2
	2	C	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	9.6	9.3
	3	C	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	12.8	12.4
	1	D	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	31.2	21.2
2	D	0.22	96 %	0.05	37 %	52.3	47.0	31.8	
2	3	D	0.20	96 %	0.05	37 %	53.4	60.9	43.3

Tabla 3.5: Períodos, masas participantes, peso sísmico y corte basal por modelo de la estructura de cuatro niveles.

Modelo	Zona	Suelo	TX [s]	UX [%]	TZ [s]	UZ [%]	P [tonf]	Qo [tonf]	Qmín [tonf]
1	1	A	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	5.8	4.7
	2	A	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	8.7	7.1
	3	A	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	11.6	9.4
	1	B	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	10.2	5.2
	2	B	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	15.3	7.8
	3	B	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	20.4	10.4
	1	C	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	11.6	5.5
	2	C	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	17.4	8.2
	3	C	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	23.2	11.0
	1	D	0.36	96 %	0.07	58 %	104.2	67.1	6.3
2	2	D	0.30	83 %	0.07	56 %	107.5	89.3	9.7
3	3	D	0.28	84 %	0.05	53 %	117.2	123.3	14.0

Prosiguiendo con las derivas de piso, las siguientes tablas detallan el máximo valor alcanzado por nivel que posee diafragma, junto con el límite y el porcentaje de ocupación que representa.

Tabla 3.6: Deriva del nivel 2 de la estructura 1 según modelo.

Modelo	Zona	Suelo	Δ_2 [rad]	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [rad]	[%] ₂
1	1	A	0.0006	0.0150	4%
	2	A	0.0008	0.0150	5%
	3	A	0.0011	0.0150	7%
	1	B	0.0006	0.0150	4%
	2	B	0.0009	0.0150	6%
	3	B	0.0012	0.0150	8%
	1	C	0.0006	0.0150	4%
	2	C	0.0010	0.0150	7%
	3	C	0.0012	0.0150	8%
	1	D	0.0008	0.0150	5%
2	D	0.0011	0.0150	7%	
2	3	D	0.0012	0.0150	8%

Tabla 3.7: Deriva del nivel 2 y 4 de la estructura 2 según modelo.

Modelo	Zona	Suelo	Δ_2 [rad]	Δ_4 [rad]	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [rad]	[%] ₂	[%] ₄
1	1	A	0.0005	0.0004	0.0150	3%	3%
	2	A	0.0008	0.0006	0.0150	5%	4%
	3	A	0.0011	0.0008	0.0150	7%	5%
	1	B	0.0010	0.0007	0.0150	7%	5%
	2	B	0.0014	0.0011	0.0150	9%	7%
	3	B	0.0019	0.0014	0.0150	13%	9%
	1	C	0.0011	0.0008	0.0150	7%	5%
	2	C	0.0016	0.0012	0.0150	11%	8%
	3	C	0.0022	0.0016	0.0150	15%	11%
	1	D	0.0013	0.0011	0.0150	9%	7%
2	2	D	0.0013	0.0014	0.0150	9%	9%
3	3	D	0.0014	0.0016	0.0150	9%	11%

3.6.2. Diseño - AISC 341

Para corroborar que el diseño de los enlaces sea el adecuado, se debe verificar que la longitud sea menor a lo indicado en la ecuación 2.7 y que su giro no supere el máximo. Entre las tablas 3.8 y 3.11 se adjuntan los valores por estructura y modelo:

Tabla 3.8: Longitud de enlace por nivel y modelo de la estructura 1.

Modelo	Nivel	Perfil	e [mm]	M_p [tonf-m]	V_p [tonf]	$1.6 \cdot M_p/V_p$ [mm]
1	1-2	W10X54	1200	38	45	1376
2	1-2	W10X60	1200	43	51	1360

Tabla 3.9: Longitud de enlace por nivel y modelo de la estructura 2.

Modelo	Nivel	Perfil	e [mm]	M_p [tonf-m]	V_p [tonf]	$1.6 \cdot M_p/V_p$ [mm]
1	1-2-3-4	W10X54	1200	38	45	1376
2	3-4	W10X60	1200	43	51	1360
	1-2	W10X100	1200	75	82	1458
3	3-4	W10X77	1200	56	64	1406
	1-2	W12X120	1200	107	105	1632

Tabla 3.10: Rotación del enlace por nivel y modelo de la estructura 1.

Modelo	Zona	Suelo	Nivel	γ [rad]	γ_{max} [rad]	
1	1	A	2	0.005	0.08	
	1	A	1	0.005	0.08	
	2	A	2	0.007	0.08	
	2	A	1	0.007	0.08	
	3	A	2	0.009	0.08	
	3	A	1	0.009	0.08	
	1	B	2	0.005	0.08	
	1	B	1	0.006	0.08	
	2	B	2	0.007	0.08	
	2	B	1	0.008	0.08	
	3	B	2	0.010	0.08	
	3	B	1	0.011	0.08	
	1	C	2	0.005	0.08	
	1	C	1	0.005	0.08	
	2	C	2	0.008	0.08	
	2	C	1	0.008	0.08	
	3	C	2	0.010	0.08	
	3	C	1	0.011	0.08	
	2	1	D	2	0.006	0.08
		1	D	1	0.007	0.08
2		D	2	0.010	0.08	
2		D	1	0.010	0.08	
3		D	2	0.010	0.08	
3		D	1	0.011	0.08	

Tabla 3.11: Rotación del enlace por nivel y modelo de la estructura 2.

Modelo	Zona	Suelo	Nivel	γ [rad]	γ_{max} [rad]
1	1	A	4	0.003	0.08
	1	A	3	0.004	0.08
	1	A	2	0.004	0.08
	1	A	1	0.005	0.08
	2	A	4	0.005	0.08
	2	A	3	0.005	0.08
	2	A	2	0.007	0.08
	2	A	1	0.007	0.08
	3	A	4	0.007	0.08
	3	A	3	0.007	0.08
	3	A	2	0.009	0.08
	3	A	1	0.009	0.08
	1	B	4	0.006	0.08
	1	B	3	0.006	0.08
	1	B	2	0.008	0.08
	1	B	1	0.008	0.08
	2	B	4	0.009	0.08
	2	B	3	0.009	0.08
	2	B	2	0.012	0.08
	2	B	1	0.012	0.08
	3	B	4	0.012	0.08
	3	B	3	0.013	0.08
	3	B	2	0.016	0.08
	3	B	1	0.015	0.08
	1	C	4	0.007	0.08
	1	C	3	0.007	0.08
	1	C	2	0.009	0.08
	1	C	1	0.009	0.08
	2	C	4	0.010	0.08
	2	C	3	0.011	0.08
	2	C	2	0.013	0.08
	2	C	1	0.013	0.08
	3	C	4	0.013	0.08
	3	C	3	0.015	0.08
	3	C	2	0.018	0.08
	3	C	1	0.018	0.08
	1	D	4	0.010	0.08
	1	D	3	0.011	0.08
	1	D	2	0.011	0.08
	1	D	1	0.010	0.08
2	2	D	4	0.012	0.08
	2	D	3	0.013	0.08
	2	D	2	0.011	0.08
	2	D	1	0.010	0.08
3	3	D	4	0.013	0.08
	3	D	3	0.015	0.08
	3	D	2	0.011	0.08
	3	D	1	0.011	0.08

3.6.3. Diseño - AISC 360

Bajo el criterio de diseño por capacidad, a modo de asegurar que el enlace sea el elemento fusible y que los otros permanezcan en el rango elástico, se ponderan las solicitaciones sísmicas de estos últimos por un factor Ω . Definido como:

$$\Omega = \frac{1.25 \cdot R_y \cdot V_n}{V_E} \quad (3.1)$$

Con V_E el corte en el enlace producto de las solicitaciones sísmicas.

Ponderadas las solicitaciones sísmicas del resto de los elementos, para la combinación de cargas más desfavorable se corrobora que el marco arriostrado excéntricamente cumpla con los criterios de AISC 360 [6]. Así, para las estructuras y sus modelos se adjuntan entre las tablas 3.12 y 3.16 las solicitaciones, resistencias y factores de utilización (FU).

Tabla 3.12: Verificación por resistencia de la primera estructura, modelo 1.

Nivel	Elemento	Esfuerzos requeridos			Esfuerzos nominales			Factores de utilización			
		P_u [tonf]	V_u [tonf]	M_u [tonf-m]	ϕP_n [tonf]	ϕV_n [tonf]	ϕM_n [tonf-m]	FU_P	FU_V	FU_M	FU_{PM}
2	Enlace	0	5	5	300	46	34	0.00	0.12	0.13	0.13
	Viga fuera del enlace	0	17	53	392	89	65	0.00	0.19	0.82	0.82
	Riostras	133	0	0	147	31	13	0.91	0.00	0.00	0.91
	Columna	28	0	0	519	92	63	0.05	0.00	0.00	0.03
1	Enlace	0	4	2	300	46	34	0.00	0.09	0.06	0.06
	Viga fuera del enlace	89	12	51	392	89	65	0.23	0.13	0.78	0.92
	Riostras	128	0	0	147	31	13	0.88	0.00	0.00	0.88
	Columna	93	0	0	519	92	63	0.18	0.00	0.00	0.09

Tabla 3.13: Verificación por resistencia de la primera estructura, modelo 2.

Nivel	Elemento	Esfuerzos requeridos			Esfuerzos nominales			Factores de utilización			
		P_u [tonf]	V_u [tonf]	M_u [tonf-m]	ϕP_n [tonf]	ϕV_n [tonf]	ϕM_n [tonf-m]	FU_P	FU_V	FU_M	FU_{PM}
2	Enlace	0	42	27	336	53	39	0.00	0.92	0.68	0.68
	Viga fuera del enlace	0	19	61	424	107	81	0.00	0.18	0.75	0.75
	Riostras	152	0	0	176	36	16	0.86	0.00	0.00	0.86
	Columna	30	0	0	591	105	73	0.05	0.00	0.00	0.02
1	Enlace	0	43	26	336	53	39	0.00	0.94	0.66	0.66
	Viga fuera del enlace	102	14	59	424	107	81	0.24	0.13	0.72	0.89
	Riostras	149	0	0	176	36	16	0.84	0.00	0.00	0.84
	Columna	103	0	0	591	105	73	0.17	0.00	0.00	0.09

Tabla 3.14: Verificación por resistencia de la segunda estructura, modelo 1.

Nivel	Elemento	Esfuerzos requeridos			Esfuerzos nominales			Factores de utilización			
		P_u [tonf]	V_u [tonf]	M_u [tonf-m]	ϕP_n [tonf]	ϕV_n [tonf]	ϕM_n [tonf-m]	FU_P	FU_V	FU_M	FU_{PM}
4	Enlace	0	4	4	300	46	34	0.00	0.09	0.10	0.10
	Viga fuera del enlace	0	28	58	359	92	69	0.00	0.30	0.83	0.83
	Riostras	155	0	0	176	36	16	0.88	0.00	0.00	0.88
	Columna	58	0	0	473	86	72	0.12	0.00	0.00	0.06
3	Enlace	0	3	2	300	46	34	0.00	0.07	0.05	0.05
	Viga fuera del enlace	102	13	52	359	92	69	0.28	0.14	0.75	0.95
	Riostras	133	0	0	176	36	16	0.75	0.00	0.00	0.75
	Columna	145	0	0	473	86	72	0.31	0.00	0.00	0.31
2	Enlace	0	5	5	300	46	34	0.00	0.13	0.14	0.14
	Viga fuera del enlace	0	28	58	359	92	69	0.00	0.30	0.84	0.84
	Riostras	156	0	0	176	36	16	0.89	0.00	0.00	0.89
	Columna	231	0	0	473	86	72	0.49	0.00	0.00	0.49
1	Enlace	0	4	3	300	46	34	0.00	0.10	0.07	0.07
	Viga fuera del enlace	103	13	51	359	92	69	0.29	0.14	0.74	0.95
	Riostras	133	0	0	176	36	16	0.75	0.00	0.00	0.75
	Columna	332	0	0	473	86	72	0.70	0.00	0.00	0.70

Tabla 3.15: Verificación por resistencia de la segunda estructura, modelo 2.

Nivel	Elemento	Esfuerzos requeridos			Esfuerzos nominales			Factores de utilización			
		P_u [tonf]	V_u [tonf]	M_u [tonf-m]	ϕP_n [tonf]	ϕV_n [tonf]	ϕM_n [tonf-m]	FU_P	FU_V	FU_M	FU_{PM}
4	Enlace	0	42	26	336	53	39	0.00	0.91	0.67	0.67
	Viga fuera del enlace	0	30	65	424	107	81	0.00	0.28	0.80	0.80
	Riostras	174	0	0	176	36	16	0.99	0.00	0.00	0.99
	Columna	61	0	0	529	96	80	0.12	0.00	0.00	0.06
3	Enlace	0	43	26	336	53	39	0.00	0.95	0.67	0.67
	Viga fuera del enlace	113	15	59	424	107	81	0.27	0.14	0.72	0.91
	Riostras	151	0	0	176	36	16	0.86	0.00	0.00	0.86
	Columna	158	0	0	529	96	80	0.30	0.00	0.00	0.30
2	Enlace	0	66	41	565	92	67	0.00	0.89	0.60	0.60
	Viga fuera del enlace	0	38	101	542	145	133	0.00	0.26	0.76	0.76
	Riostras	267	0	0	289	55	26	0.92	0.00	0.00	0.92
	Columna	322	0	0	529	96	80	0.61	0.00	0.00	0.61
1	Enlace	0	65	39	565	92	67	0.00	0.88	0.58	0.58
	Viga fuera del enlace	176	23	95	542	145	133	0.32	0.16	0.71	0.96
	Riostras	243	0	0	289	55	26	0.84	0.00	0.00	0.84
	Columna	502	0	0	706	130	107	0.71	0.00	0.00	0.71

Tabla 3.16: Verificación por resistencia de la segunda estructura, modelo 3.

Nivel	Elemento	Esfuerzos requeridos			Esfuerzos nominales			Factores de utilización			
		P_u [tonf]	V_u [tonf]	M_u [tonf-m]	ϕP_n [tonf]	ϕV_n [tonf]	ϕM_n [tonf-m]	FU_P	FU_V	FU_M	FU_{PM}
4	Enlace	0	54	34	433	69	51	0.00	0.94	0.67	0.67
	Viga fuera del enlace	0	33	80	488	122	94	0.00	0.27	0.86	0.86
	Riostras	212	0	0	227	42	20	0.93	0.00	0.00	0.93
	Columna	65	0	0	907	165	138	0.07	0.00	0.00	0.04
3	Enlace	0	58	35	433	69	51	0.00	1.00	0.68	0.68
	Viga fuera del enlace	138	18	74	488	122	94	0.28	0.15	0.79	0.98
	Riostras	190	0	0	227	42	20	0.83	0.00	0.00	0.83
	Columna	180	0	0	907	165	138	0.20	0.00	0.00	0.10
2	Enlace	0	87	54	681	114	96	0.00	0.92	0.56	0.56
	Viga fuera del enlace	0	45	128	737	194	182	0.00	0.23	0.71	0.71
	Riostras	334	0	0	342	63	31	0.98	0.00	0.00	0.98
	Columna	376	0	0	907	165	138	0.41	0.00	0.00	0.41
1	Enlace	0	87	52	681	114	96	0.00	0.92	0.54	0.54
	Viga fuera del enlace	220	29	121	737	194	182	0.30	0.15	0.67	0.89
	Riostras	311	0	0	342	63	31	0.91	0.00	0.00	0.91
	Columna	600	0	0	907	165	138	0.66	0.00	0.00	0.66

Capítulo 4: Análisis No Lineal Estático

4.1. Consideraciones

Para la realización del análisis no lineal estático se utilizó el programa OpenSees [8], donde un ejemplo del código para el modelo 1 del arquetipo de 2 niveles se encuentra en el Anexo B. Las consideraciones en su confección son las siguientes.

- Elementos del tipo “forceBeamColumn” (viga-columna) con secciones de fibras inelásticas para modelar las vigas fuera del enlace, riostras y columnas. Dichas están constituidas por el material “Steel02”, el cual sigue el comportamiento del modelo de Giuffre-Menegotto-Pinto para simular el efecto Bauschinger, el endurecimiento cinemático e isotrópico. En su definición se considera un módulo de elasticidad nominal $E=200$ [kN/mm^2], el esfuerzo límite de fluencia nominal $F_y=0.380$ [kN/mm^2], la relación entre la rigidez post fluencia y la rigidez elástica (b) de 0.005, y los parámetros del modelo $R0$, $cRr1$ y $cR2$, iguales a 30, 0.925 y 0.15, en el orden dado. Por último, los factores de endurecimiento del material $a1$, $a2$, $a3$ y $a4$ son 0.4, 22, 0.4 y 22, respectivamente. Los valores fueron determinados en la calibración realizada por Rodríguez [16].
- Modelamiento a corte del enlace basado en la técnica propuesta por Ramadan y Ghorabah [9]. El modelo es empleado en el plano en todos los enlaces y fuera solo en el caso donde no se presente losa, para rescatar los efectos de las imperfecciones y la ausencia del diafragma.
- Una columna gravitacional rígida continua conectada al marco en los pisos con diafragma, para incluir los efectos P-Delta. Se define como “elasticBeamColumn”.
- Bases de las columnas simplemente apoyadas.
- Las masas de los pisos están concentradas en los nodos de la columna P-Delta, para cada nivel con diafragma rígido.
- Para simular el comportamiento del diafragma rígido, los nodos que conforman dichos niveles poseen restringida la traslación dentro del plano (eje Z), junto con la rotación entorno a los ejes X e Y. A su vez, su traslación en el eje X está compatibilizada, a modo de moverse en conjunto.
- Elementos rígidos en los extremos de los elementos para simular las conexiones rígidas de las placas Gusset, vistas en el estudio de Bozkurt y Topkaya [11]. El área, inercias y torsión de los elementos rígidos son 10 veces superiores a las propiedades del elemento que lo definen.

La figura 4.1 muestra cómo se vería en el código de OpenSees el marco de dos niveles con la columna P-Delta, dadas las consideraciones realizadas. Las zonas negritas en la figura 4.1 representan la posición de los elementos rígidos y el diafragma de piso. El mayor círculo relleno destaca donde la masa del marco se concentra.

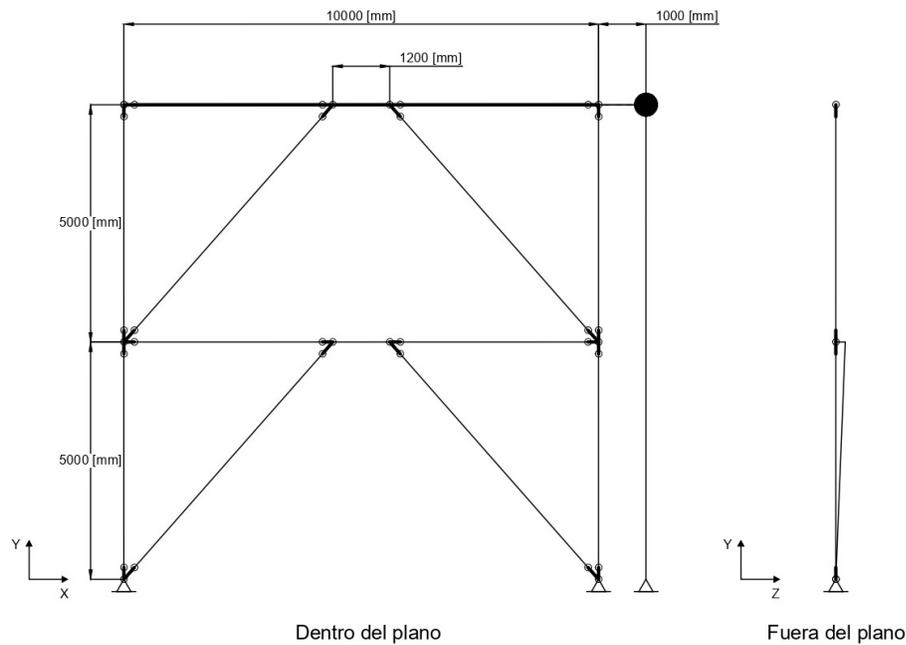


Figura 4.1: Esquema del modelo matemático.

La curva de esfuerzo-deformación del material que define las vigas fuera del enlace, riostras y columnas se muestra en la figura 4.2.a. A su vez, dichos elementos están definidos en 5 puntos de integración, con la sección transversal discretizada en 32 fibras en el alma y 64 fibras cada ala. La figura 4.2.b muestra la discretización de la sección transversal.

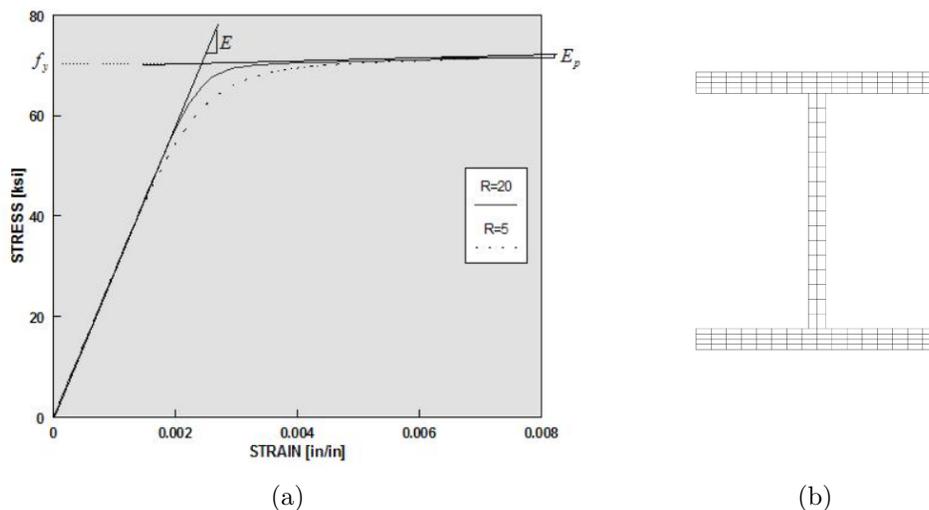


Figura 4.2: (a) Modelo del material Steel02. Fuente: OpenSees [21]. (b) Sección transversal discretizada.

4.1.1. Modelo del enlace

Para modelar el enlace a corte, Ramadan y Ghobarah [9] definen 2 tipos de resortes en el extremo del enlace: traslacional y rotacional (rótulas a flexión).

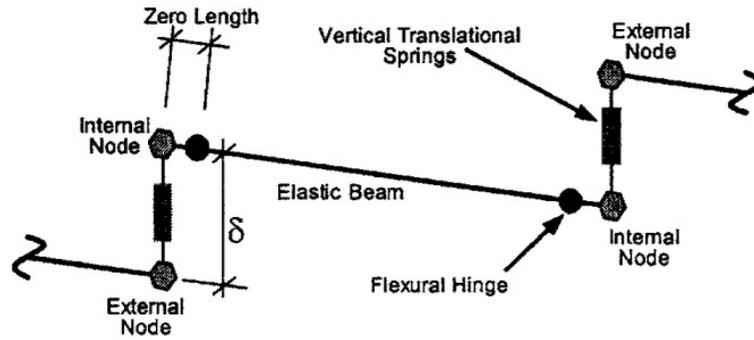


Figura 4.3: Modelo del enlace a corte [9].

El comportamiento combinado de los resortes traslacionales es recreado mediante un material perfectamente plástico “Steel01” y el comando “*uniaxialMaterial Parallel*”. El material resultante define el elemento “*zeroLength*”, el cual une el nodo externo e interno de un extremo del enlace. Dichos nodos están compatibilizados en todas las direcciones, exceptuando el corte en la dirección de interés. La figura 4.4 muestra el comportamiento del material “Steel01” y el resultado de su combinación. La curva en la imagen 4.4.b fue modificada por Richards [22], al corregir la rigidez inicial de la curva propuesta por Ramadan y Ghobarah [9].

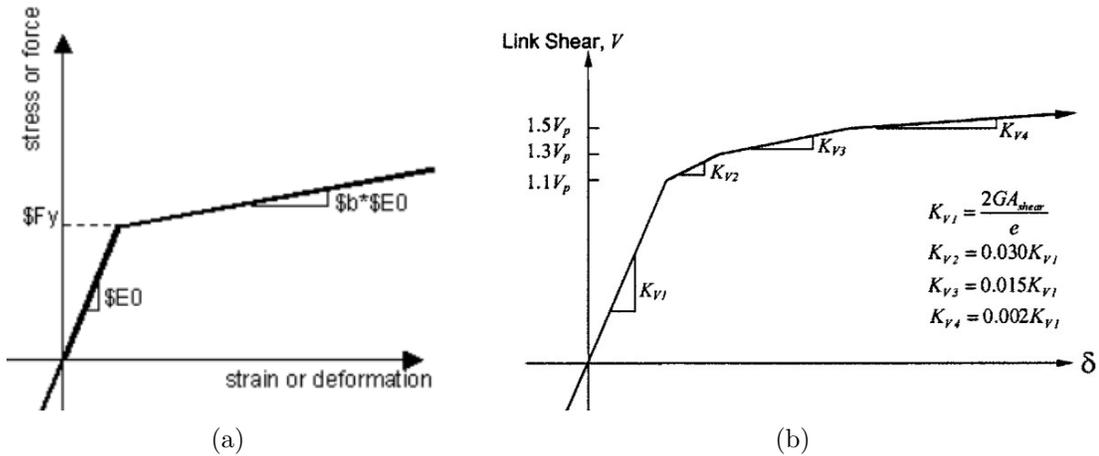


Figura 4.4: (a) Modelo del material Steel01. Fuente: OpenSees [23]. (b) Diagrama de fuerza-deformación por la acción combinada de los enlaces [22].

Los resortes rotacionales son definidos utilizando el material “Steel01”, con la rigidez a flexión post-fluencia igual al 5% de la rigidez elástica. Dado que el modelo es empleado en ambas direcciones las propiedades a corte y flexión varían, estando la capacidad del enlace definida por uno de los tipos de resorte. Finalmente, el modelo propone que la rotación de los enlaces es la distancia vertical entre los nodos externos, dividida por la longitud del enlace.

4.2. Resultados

4.2.1. Curvas de Capacidad

En la presente subsección se exponen las curvas de capacidad de cada modelo, junto con su normalización con respecto al corte de diseño (Q_o) y los puntos de desplazamiento efectivo de fluencia ($\delta_{y,eff}$), máximo (δ_u) y objetivo (δ_t). El detalle de dichos valores y los parámetros de desempeño sísmico calculados se encuentran en las tablas 4.1 y 4.2, para los arquetipos de la estructura de 2 y 4 niveles, respectivamente.

En las curvas de capacidad, entre las figuras 4.5 y 4.9, es posible ver el corte elástico efectivo (V_y) y el desplazamiento asociado (Δ_y), ambos indicados en el capítulo 7 de ASCE 41 [19] y necesarios para determinar el desplazamiento objetivo (δ_t).

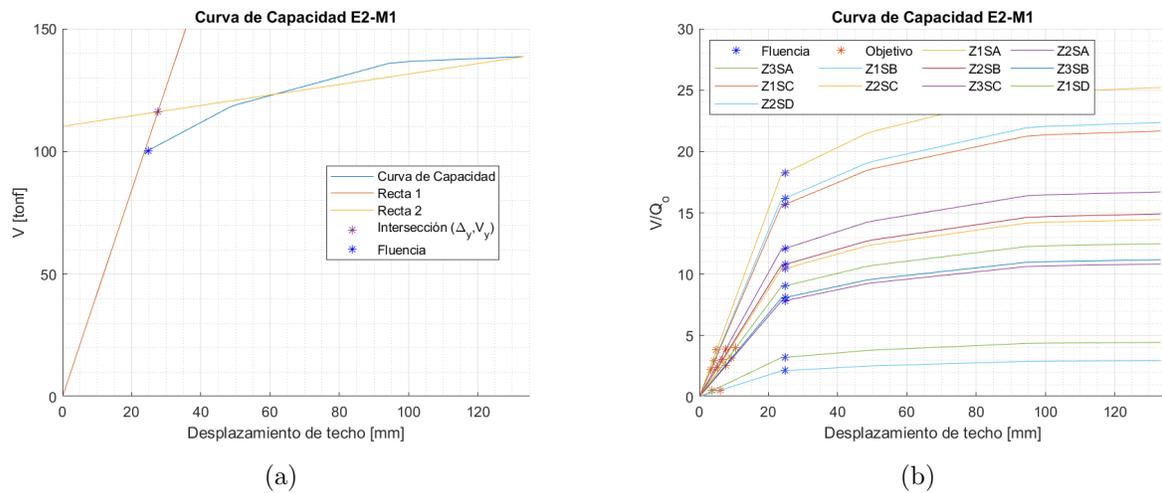


Figura 4.5: Curva de capacidad del arquetipo de 2 paneles, modelo 1.

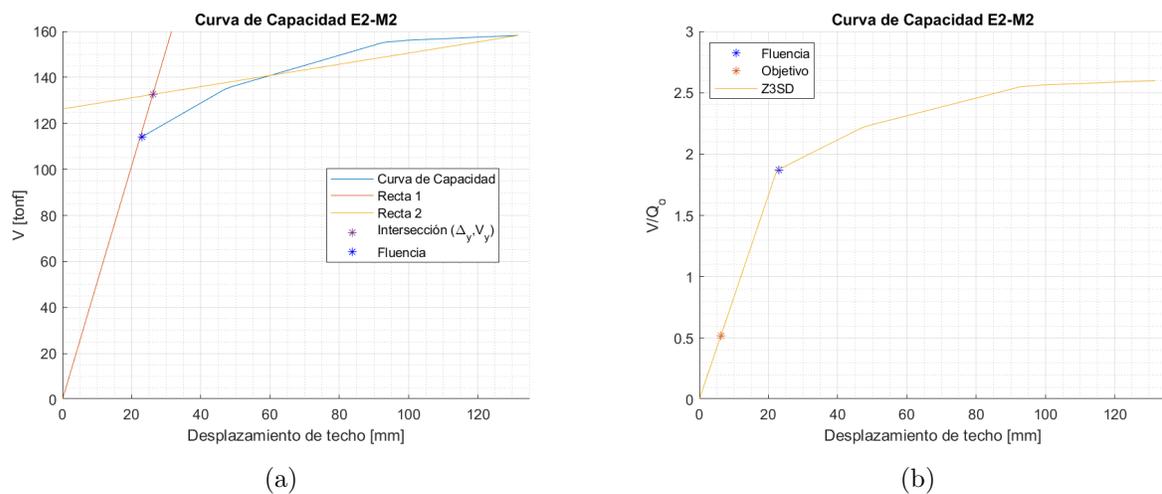
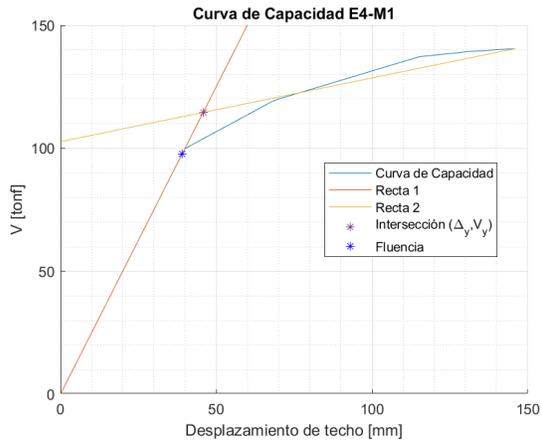
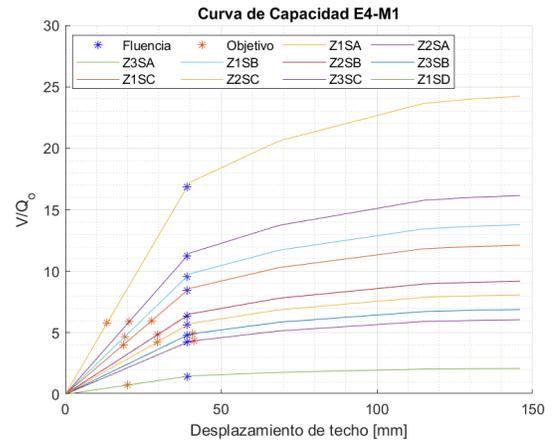


Figura 4.6: Curva de capacidad del arquetipo de 2 paneles, modelo 2.

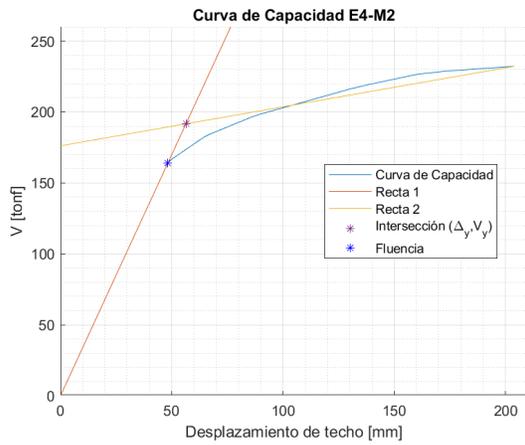


(a)

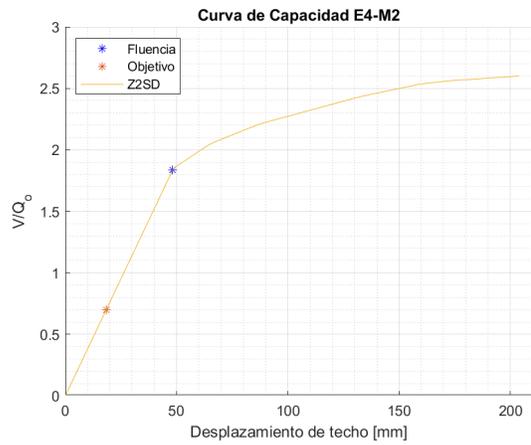


(b)

Figura 4.7: Curva de capacidad del arquetipo de 4 paneles, modelo 1.

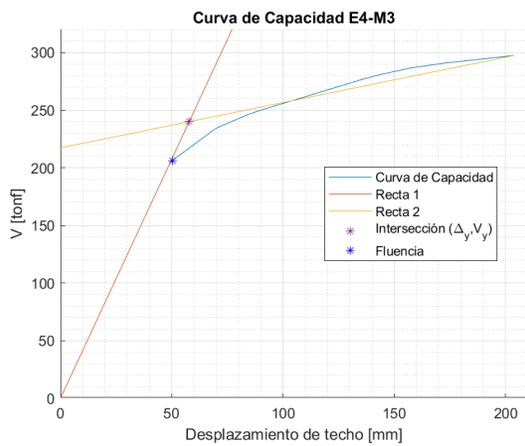


(a)

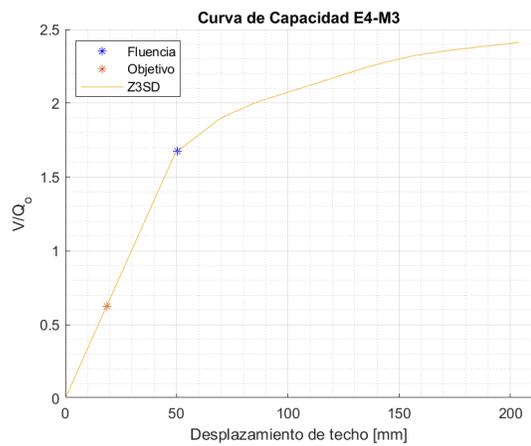


(b)

Figura 4.8: Curva de capacidad del arquetipo de 4 paneles, modelo 2.



(a)



(b)

Figura 4.9: Curva de capacidad del arquetipo de 4 paneles, modelo 3.

De las curvas de capacidad, es posible señalar que no muestran una caída de resistencia, por lo que el corte máximo y desplazamiento último son los valores finales registrados antes de superar alguno de los enlaces la rotación límite (0.08 [rad]). A su vez, se observa que en todos los modelos el desplazamiento objetivo (δ_t) es menor al desplazamiento de fluencia efectivo ($\delta_{y,eff}$), lo que se debe al excesivo valor de corte máximo ($V_{máx}$) y la baja relación con su peso (W).

De las curvas de capacidad de los modelos de la estructura de 2 paneles, figuras 4.5 y 4.6, entre los 25 y 30 [mm] existe un cambio de rigidez, lo que coincide con el punto de fluencia efectivo calculado. Luego, comienza el comportamiento plástico hasta el desplazamiento último, donde el enlace del nivel 2 alcanza la rotación máxima posible. En el caso del modelo 1, el corte máximo es de 139 [tonf], resultando entre 3 y 26 veces los cortes de diseño de los suelos y zonas que comprende. En el caso del modelo 2, el corte máximo es de 158 [tonf], siendo la sobrerresistencia igual a 2.6.

De las curvas de capacidad de los modelos de la estructura de 4 paneles, figuras 4.7, 4.8 y 4.9, entre los 40-50 [mm] se observa un cambio de rigidez, lo que coincide nuevamente con el punto de fluencia efectivo calculado por caso. En el modelo 1, el desplazamiento último y el corte máximo son 146 [mm] y 141 [tonf], resultando entre 2 y 25 veces los cortes de diseño de los suelos y zonas que abarca. Para los modelos 2 y 3, los desplazamientos últimos y cortes máximos son: 204 [mm]-253 [tonf] y 232 [mm]-297 [tonf], respectivamente. Lo anterior implica sobrerresistencias iguales a 2.6 y 2.4.

4.2.2. Corte vs Rotación del enlace

Dados los resortes traslacionales dispuestos en la modelación del enlace es posible conocer el corte y rotación de dicho elemento, ya sea en el plano o fuera de este. Entre las figuras 4.10 y 4.14 se muestran el corte versus la rotación en el plano por modelo, junto con la curva idealizada de su comportamiento y la rotación máxima total (elástica más plástica) alcanzada en cada nivel.

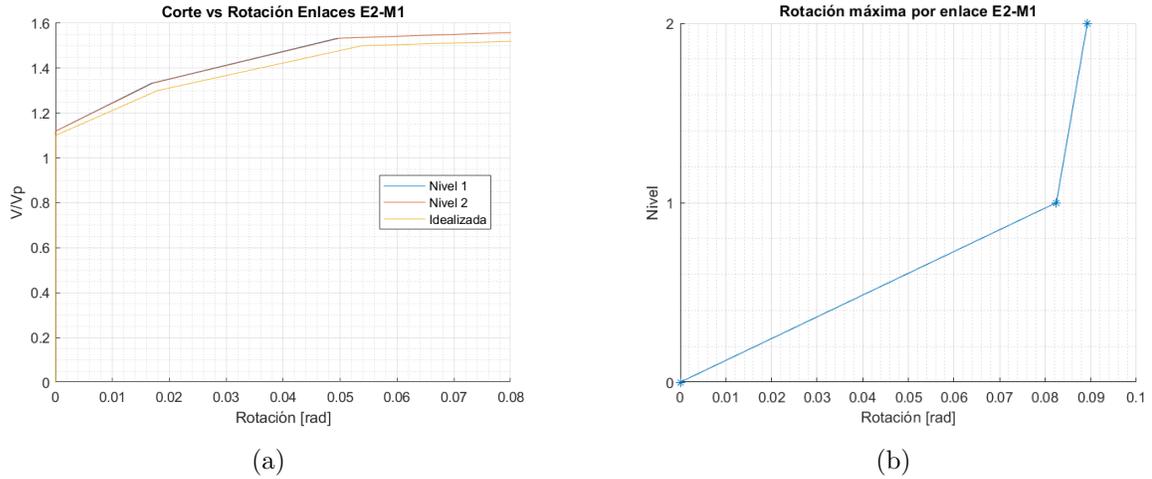


Figura 4.10: Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 1 de la estructura de 2 paneles, junto con la rotación máxima registrada.

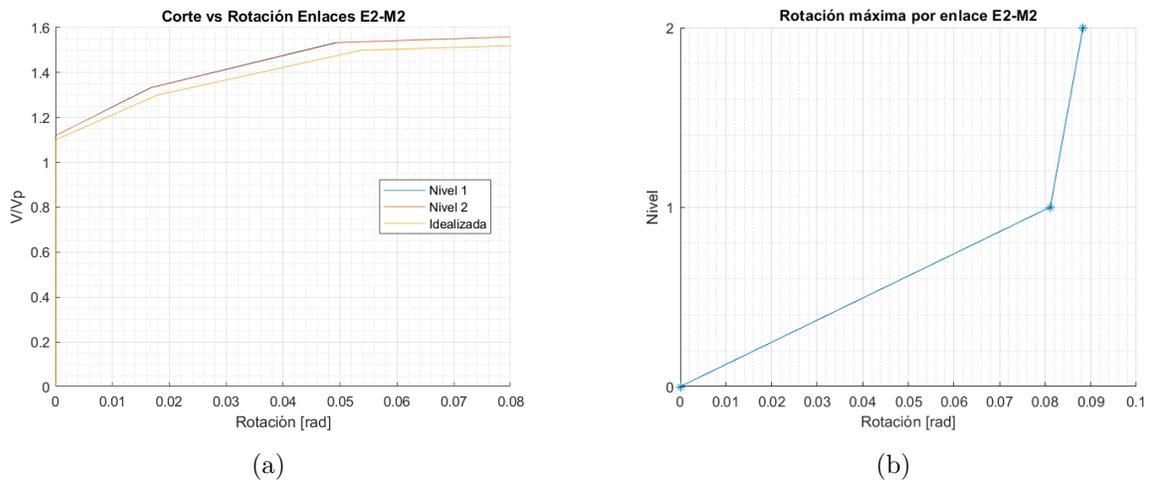
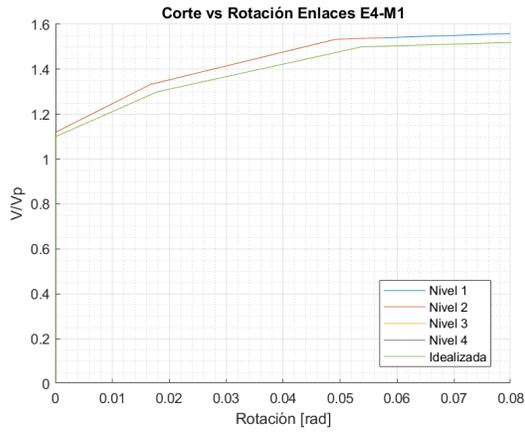
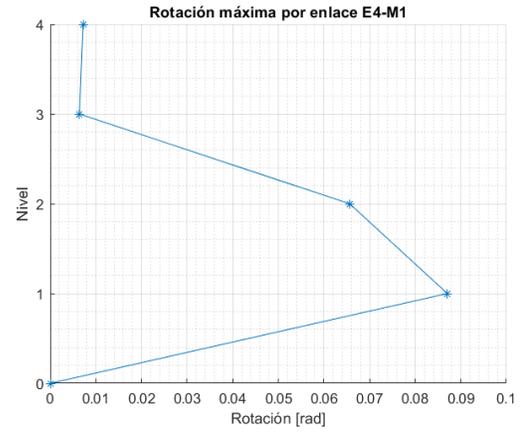


Figura 4.11: Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 2 de la estructura de 2 paneles, junto con la rotación máxima registrada.

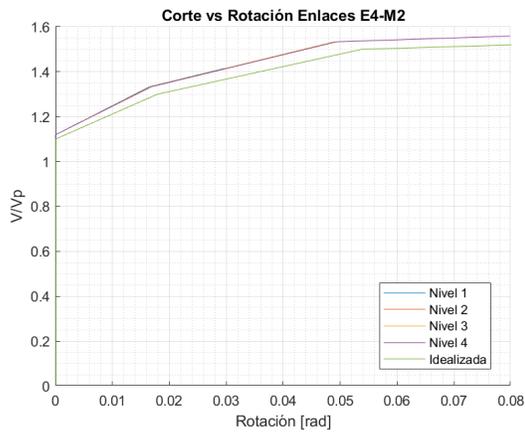


(a)

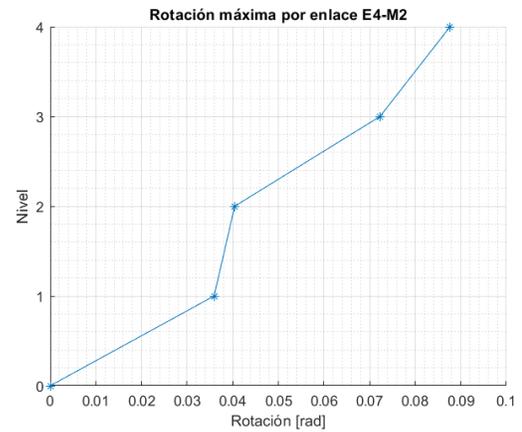


(b)

Figura 4.12: Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 1 de la estructura de 4 paneles, junto con la rotación máxima registrada.

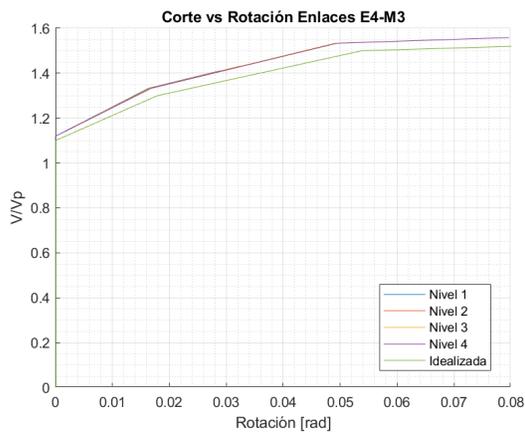


(a)

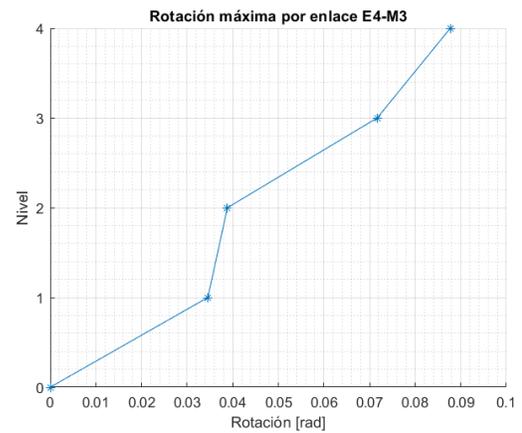


(b)

Figura 4.13: Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 2 de la estructura de 4 paneles, junto con la rotación máxima registrada.



(a)



(b)

Figura 4.14: Corte versus rotación en el plano de los enlaces del modelo 3 de la estructura de 4 paneles, junto con la rotación máxima registrada.

En las curvas que describen el comportamiento de los enlaces en el plano, se aprecia que dichos poseen cambios de rigidez acordes a la resistencia entregada en la curva idealizada, cuyos puntos se muestran en la figura 4.4.b. En particular, los enlaces permanecen en el rango elástico hasta que superan en 10 % la capacidad ($1.1 \cdot V_p$).

En cuanto a la rotación máxima registrada por enlace y nivel, al comparar los valores con los criterios de aceptación indicados en la sección 2.6, se supera el límite de ocupación inmediata (IO, 0.005 [rad]) pero se está por debajo de la seguridad de la vida (LS, 0.14 [rad]).

En los modelos de la estructura de 2 paneles se evidencia que el nivel 2 controla el comportamiento, al llegar a la rotación límite plástica permitida. Mientras que, en el nivel 1 la rotación plástica máxima registrada es de 0.07 [rad]. En los dos niveles el corte es cercano a 1.56 veces la capacidad del enlace.

En los modelos de la estructura de 4 paneles los comportamientos son variados, por lo que se analizará por caso. La figura 4.12 muestra el modelo 1, donde la máxima rotación total se ve en el nivel 1, seguido por el 2, 4 y 3. En el orden presentado, llegan a cortes que son 1.56, 1.54, 1.1 y 1.1 veces la capacidad del enlace. Prosiguiendo con los modelos 2 y 3, figuras 4.13 y 4.14, la rotación es creciente con la altura, mostrándose el valor supremo en el nivel 4, seguido por el 3, 2 y 1. En el orden presentado, para el modelo 2 llegan a cortes que son 1.56, 1.55, 1.44 y 1.42 veces la capacidad del enlace. Mientras que, en el modelo 3 son 1.56, 1.55, 1.43 y 1.41 veces la capacidad del enlace.

Por último, fuera del plano, los cortes y rotaciones en los enlaces que no cuentan con losa intermedia son despreciables, con esfuerzos menores al 0.1 % de la capacidad en dicha dirección. Aun así, las sollicitaciones son mayores en los niveles superiores, lo cual se puede deber a la menor rigidez de aquellos elementos.

4.2.3. Momento vs Rotación en el plano

Conocido el corte en los resortes que componen los enlaces, el momento se reduce a dicho por el largo del enlace dividido en dos, por lo que se omitirán aquellos gráficos. Prosiguiendo con el resto de los elementos del marco, las mayores solicitaciones de momento en el plano se aprecian en las vigas y columnas. Para las vigas, entre las figuras 4.15 y 4.17 se adjuntan los resultados por nivel, normalizadas por su momento de fluencia. En todas las figuras se distingue que las vigas permanecen bajo el respectivo momento de fluencia, con rotaciones menores al 1%. Dichas al permanecer en el rango elástico, si se comparan las rotaciones con los criterios de aceptación indicados en la sección 2.6, se encuentran por debajo del límite de ocupación inmediata (IO).

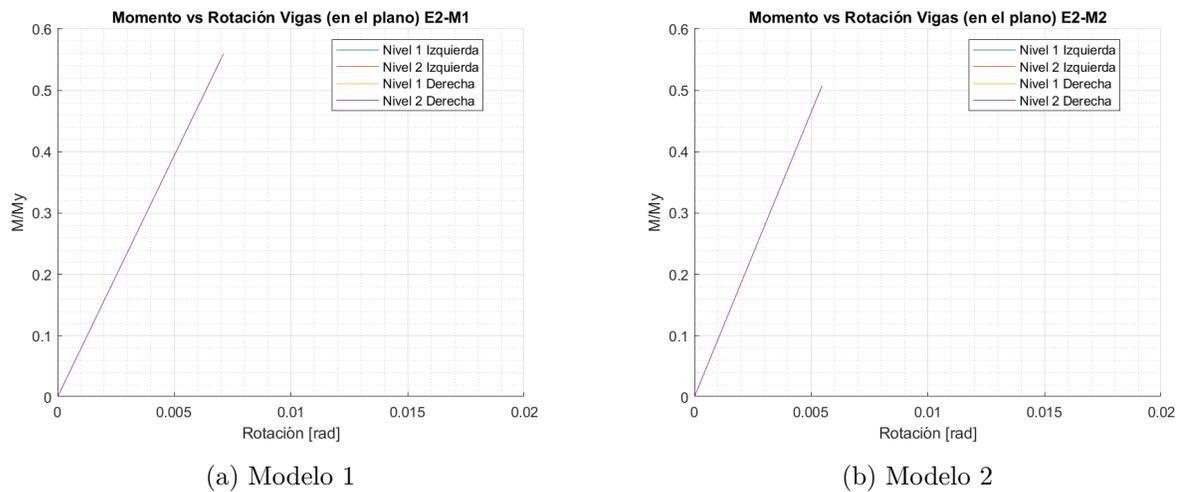


Figura 4.15: Momento versus rotación en el plano de las vigas que conforman la estructura de 2 paneles.

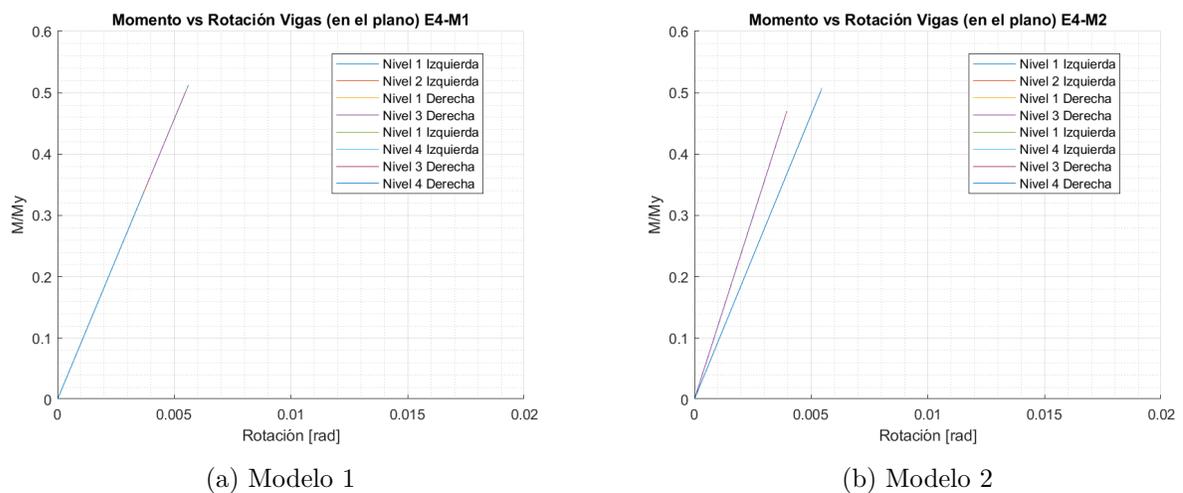
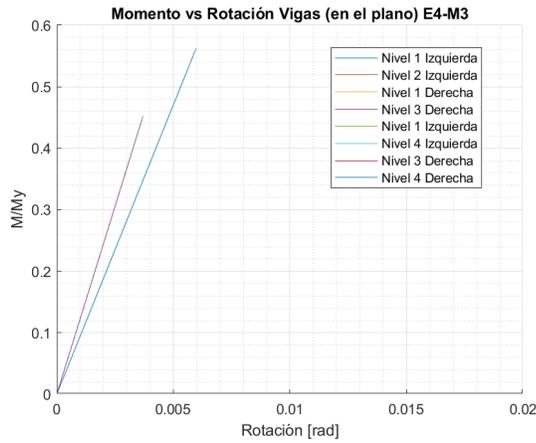


Figura 4.16: Momento versus rotación en el plano de las vigas que conforman la estructura de 4 paneles, modelos 1 y 2.



(a) Modelo 3

Figura 4.17: Momento versus rotación en el plano de las vigas que conforman la estructura de 4 paneles, modelo 3.

En cuanto a las columnas, si las mayores solicitaciones en el plano son normalizadas por su respectivo momento de fluencia, en la estructura de dos niveles la fracción máxima es de 3.2%, mientras que en la de 4 niveles es de 9.2%. Lo antes mencionado es opuesto a lo observado en las riostras, donde en el plano los esfuerzos son menores que fuera.

4.2.4. Momento vs Rotación fuera del plano

Para ambos arquetipos, las vigas sin losa intermedia y las columnas poseen fracciones menores al 1% (M/M_y) fuera del plano. En cuanto a las riostras, no se supera el 1.7%.

4.2.5. Parámetros de desempeño sísmico

De las curvas de capacidad es posible obtener los parámetros de desempeño sísmico definidos en la sección 2.5.

Tabla 4.1: Factores desempeño sísmico para cada modelo de la estructura 1.

Modelo	Zona	Suelo	T [s]	Q_o [tonf]	V_E [tonf]	V_{max} [tonf]	Ω_o [-]	δ_u [mm]	δ_{yeff} [mm]	δ_t [mm]	μ [-]	R_μ [-]
1	1	A	0.20	6	23	139	25.2	133	25	5	5.4	1.0
	2	A	0.20	8	35	139	16.7	133	25	8	5.4	1.0
	3	A	0.20	11	45	139	12.5	133	25	10	5.4	1.0
	1	B	0.20	6	25	139	22.4	133	25	4	5.4	1.0
	2	B	0.20	9	38	139	14.9	133	25	7	5.4	1.0
	3	B	0.20	12	50	139	11.2	133	25	9	5.4	1.0
	1	C	0.20	6	23	139	21.7	133	25	3	5.4	1.0
	2	C	0.20	10	35	139	14.4	133	25	5	5.4	1.0
	3	C	0.20	13	47	139	10.8	133	25	8	5.4	1.0
	1	D	0.20	31	25	139	4.4	133	25	4	5.4	1.0
2	D	0.20	47	38	139	3.0	133	25	6	5.4	1.0	
2	3	D	0.18	61	48	158	2.6	132	23	6	5.7	1.0

Tabla 4.2: Factores desempeño sísmico para cada modelo de la estructura 2.

Modelo	Zona	Suelo	T [s]	Q_o [tonf]	V_E [tonf]	V_{max} [tonf]	Ω_o [-]	δ_u [mm]	δ_{yeff} [mm]	δ_t [mm]	μ [-]	R_μ [-]
1	1	A	0.32	6	28	141	24.2	146	39	13	3.7	1.0
	2	A	0.32	9	43	141	16.2	146	39	20	3.7	1.0
	3	A	0.32	12	56	141	12.1	146	39	28	3.7	1.0
	1	B	0.32	10	50	141	13.8	146	39	19	3.7	1.0
	2	B	0.32	15	75	141	9.2	146	39	30	3.7	1.0
	3	B	0.32	20	100	141	6.9	146	39	11	3.7	1.0
	1	C	0.32	12	57	141	12.1	146	39	19	3.7	1.0
	2	C	0.32	17	86	141	8.1	146	39	19	3.7	1.0
	3	C	0.32	23	112	141	6.1	146	39	41	3.7	1.0
	1	D	0.32	67	67	141	2.1	146	39	20	3.7	1.0
2	2	D	0.26	89	100	232	2.6	204	48	18	4.2	1.0
3	3	D	0.24	123	119	297	2.4	204	50	19	4.0	1.0

En las tablas anteriores se evidencia que las ductilidades para ambos arquetipos son superiores a 3, siendo mayor en los modelos que cuenta con 2 paneles. A su vez, se presentan elevadas sobrerresistencias y cortes elásticos menores al máximo por la capacidad alcanzada (V_{max}), permaneciendo los arquetipos en el rango elástico, no utilizándose la ductilidad ($R_\mu = 1$). Lo descrito coincide con la filosofía de diseño chilena.

Por otro lado, si bien el factor de modificación de respuesta estructural (R) se presentó en el marco teórico, no se adjunta ya que la capacidad de la estructura es tal que el comportamiento de las curvas no coincide con lo expuesto. Aquello nuevamente conversa con las elevadas sobrerresistencias alcanzadas.

Por último, es importante destacar la diferencia entre los períodos observados en el capítulo anterior y el presente, de 0.02 [s] para la estructura de 2 niveles y de 0.04 [s] para la de 4 niveles. Dicha diferencia se debe a la incorporación de elementos rígidos en las zonas de las conexiones, lo que rigidiza la estructura y disminuye su período.

Capítulo 5: Análisis No Lineal Dinámico

5.1. Consideraciones

Para la realización del análisis no lineal dinámico se consideran los diez registros sísmicos utilizados en el trabajo de Ampuero [3], resumidos en la tabla 5.1, junto con lo mencionado en el capítulo anterior sobre la modelación. Los registros sísmicos y su información (PGA, PGV, frecuencia y duración) por componente fueron extraídos de bases de datos chilenas [www.terremotos.ing.uchile.cl] y de Estados Unidos [www.strongmotioncenter.org].

Tabla 5.1: Características de los registros sísmicos utilizados.

Epicentro	Fecha	Estación	Componente	Duración [s]	f [Hz]	Magnitud	PGA [g]
Valparaíso	03-03-1985	Melipilla	EW	79.3	200	7.8 Ms	0.53
		San Isidro	T	100.0	200		0.71
Punitaqui	14-10-1997	Illapel	T	80.0	200	6.8 Ms	0.35
Sur de Perú	23-06-2001	Cementerio	T	63.3	200	8.4 Mw	0.31
		Costanera	L	76.2	200		0.34
Tocopilla	14-11-2007	Mejillones	NS	218.0	200	7.7 Mw	0.42
		Tocopilla	T	70.9	200		0.59
Maule	27-02-2010	Angol	EW	180.0	100	8.8 Mw	0.70
		Constitución	T	143.3	200		0.63
Iquique	01-04-2014	Chusmiza	NS	282.0	100	8.2 Mw	0.36

En la memoria de Ampuero [3], los espectros de aceleración asociados a los registros se obtienen por medio del método de Nigam y Jennings [24]. Por el contrario, en el presente trabajo se considera el método de Newmark [25] con un amortiguamiento del 3%, dada la familiaridad con el método. La figura 5.1 muestra los espectros resultantes:

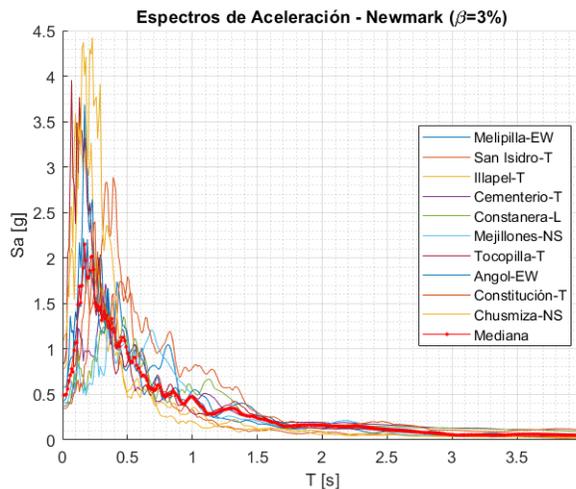


Figura 5.1: Espectros de aceleración y mediana de los registros utilizados.

5.2. Análisis dinámico incremental (IDA)

Como se mencionó en la sección 2.5.2, previo al análisis IDA es necesario normalizar los registros por su máxima velocidad (PGV) y la intensidad del sismo máximo probable (SMP). La tabla 5.2 muestra los valores de normalización (NM) utilizados en cada registro.

Tabla 5.2: Valores de normalización por PGV utilizados por registro.

Estación	Componente	Duración	f [Hz]	PGV [cm/s]	PGV _{PEER} [cm/s]	NM
Melipilla	EW	79.3	200	40.30	37.12	0.80
	NS			34.20		
San Isidro	T	100	200	43.40	43.30	0.69
	L			43.20		
Illapel	T	80	200	16.14	13.40	2.22
	L			11.12		
Cementerio	T	63.3	200	31.47	25.27	1.18
	L			20.29		
Costanera	L	76.2	200	25.10	24.82	1.20
	T			24.54		
Mejillones	NS	218	200	37.23	34.27	0.87
	EW			31.55		
Tocopilla	T	70.9	200	21.98	21.46	1.39
	L			20.95		
Angol	EW	180	100	37.55	35.86	0.83
	NS			34.25		
Constitución	T	143.3	200	68.59	54.51	0.55
	L			43.32		
Chusmiza	NS	282	100	11.50	9.83	3.03
	EW			8.40		

Normalizados por su PGV, la figura 5.2 muestra el cálculo del factor de ajuste (FA) para la zona 1, suelo A y los modelos 1 de los arquetipos:

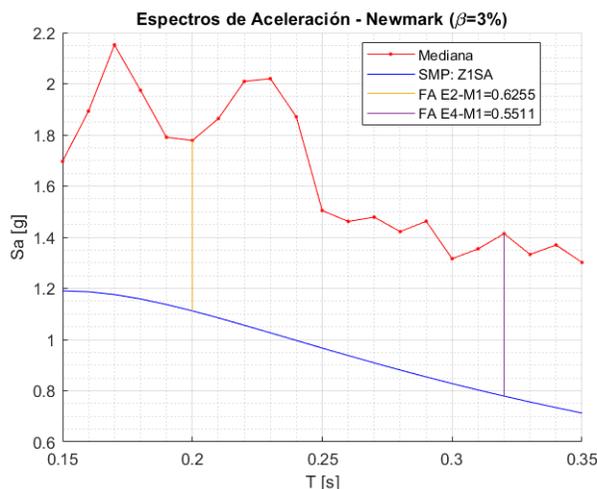


Figura 5.2: Cálculo del factor de ajuste para la zona 1, suelo A.

Así, para todos los modelos, suelos y zonas se obtienen los siguientes factores de ajuste (FA):

Tabla 5.3: Intensidades sísmicas y factores de escalamiento para los modelos de la estructura de 2 paneles.

Modelo	Zona	Suelo	T [s]	Sa_m [g]	Sa_{SMP} [g]	FA
1	1	A	0.20	1.78	1.11	0.63
	2	A	0.20	1.78	1.67	0.94
	3	A	0.20	1.78	2.22	1.25
	1	B	0.20	1.78	1.24	0.70
	2	B	0.20	1.78	1.87	1.05
	3	B	0.20	1.78	2.49	1.40
	1	C	0.20	1.78	1.16	0.65
	2	C	0.20	1.78	1.74	0.98
	3	C	0.20	1.78	2.33	1.31
	1	D	0.20	1.78	1.25	0.70
	2	D	0.20	1.78	1.87	1.05
2	3	D	0.18	1.97	2.37	1.20

Tabla 5.4: Intensidades sísmicas y factores de escalamiento para los modelos de la estructura de 4 paneles.

Modelo	Zona	Suelo	T [s]	Sa_m [g]	Sa_{SMP} [g]	FA
1	1	A	0.32	1.41	0.78	0.55
	2	A	0.32	1.41	1.17	0.83
	3	A	0.32	1.41	1.56	1.10
	1	B	0.32	1.41	1.30	0.92
	2	B	0.32	1.41	1.95	1.38
	3	B	0.32	1.41	2.60	1.84
	1	C	0.32	1.41	1.41	1.00
	2	C	0.32	1.41	2.11	1.50
	3	C	0.32	1.41	2.82	1.99
	1	D	0.32	1.41	1.56	1.11
	2	2	D	0.26	1.48	2.17
3	3	D	0.24	1.87	2.73	1.46

Realizado el ajuste inicial, para determinar los factores de escalamiento (FS), se deben ponderar los registros modificados hasta que el modelo alcance el punto de colapso en el 50 % de ellos. El colapso puede entenderse como: la superación de la deriva máxima de piso, exceso de rotación en los enlaces cortos o valores de rotación en el resto de los elementos por sobre los criterios de aceptación expuestos en la sección 2.6. En todos los modelos se observó que el criterio predominante es la rotación del enlace. En el Anexo C adjunta el detalle del IDA de cada uno de los modelos.

Las tablas 5.5 y 5.6 muestran los factores de escalamiento (FS) resultantes del análisis IDA, junto con las razones de margen de colapso (CMR) y promedio:

Tabla 5.5: Factores de escala (FS) y razón de margen de colapso (CMR) para los modelos de la estructura de 2 paneles, junto con el promedio por grupo ($\overline{\text{CMR}}$).

Modelo	Zona	Suelo	T [s]	FS	S_{MT} [g]	S_{CT} [g]	CMR	$\overline{\text{CMR}}$
1	1	A	0.20	13.8	1.11	24.54	22.06	11.07
	2	A	0.20	9.2	1.67	16.36	9.81	
	3	A	0.20	6.9	2.22	12.27	5.52	
	1	B	0.20	12.3	1.24	21.87	17.59	
	2	B	0.20	8.2	1.87	14.58	7.82	
	3	B	0.20	6.2	2.49	11.03	4.43	
	1	C	0.20	13.2	1.16	23.47	20.19	
	2	C	0.20	8.8	1.74	15.65	8.97	
	3	C	0.20	6.6	2.33	11.74	5.05	
	1	D	0.20	12.3	1.25	21.87	17.56	
	2	D	0.20	8.2	1.87	14.58	7.80	
2	3	D	0.18	7.2	2.37	14.22	6.00	

Tabla 5.6: Factores de escala (FS) y razón de margen de colapso (CMR) para los modelos de la estructura de 4 paneles, junto con el promedio por grupo ($\overline{\text{CMR}}$).

Modelo	Zona	Suelo	T [s]	FS	S_{MT} [g]	S_{CT} [g]	CMR	$\overline{\text{CMR}}$
1	1	A	0.32	8.8	0.78	12.44	15.97	4.68
	2	A	0.32	5.9	1.17	8.34	7.14	
	3	A	0.32	4.4	1.56	6.22	3.99	
	1	B	0.32	5.3	1.30	7.49	5.76	
	2	B	0.32	3.5	1.95	4.95	2.54	
	3	B	0.32	2.6	2.60	3.68	1.41	
	1	C	0.32	4.9	1.41	6.93	4.92	
	2	C	0.32	3.2	2.11	4.52	2.14	
	3	C	0.32	2.4	2.82	3.39	1.20	
	1	D	0.32	4.4	1.56	6.22	3.98	
2	2	D	0.26	4.7	2.17	6.95	3.21	
3	3	D	0.24	5.7	2.73	10.66	3.91	

Prosiguiendo con la metodología, por definición el ajuste por el factor de forma espectral (FFE) es empleado para corregir la diferencia de formas entre los espectros de diseño y de sismo máximo probable (SMP). Dado que no corresponde al caso chileno, se omitirá la amplificación, permitiendo obtener menores razones de margen de colapso (CMR), lo cual es más desfavorable (peor caso a analizar).

De acuerdo con las definiciones en el FEMA P-695 [7], para el desarrollo de la presente memoria se adoptan los siguientes valores de incertidumbre:

- $\beta_{RTR}=0.4$; al ser la ductilidad de cada caso mayor a 3, superando el límite máximo de la ecuación 2.30.
- $\beta_{DR}=0.2$ (good); dada la “alta” confianza en los criterios de diseño por las normas empleadas, e integridad-robustez del modelo “media”, al no existir disposiciones normativas sobre los marcos arriostrados excéntricamente que no cuentan con losa intermedia.
- $\beta_{TD} =0.2$ (good); puesto que el modelo del enlace fue calibrado de datos obtenidos en estudios experimentales, la confianza en ellos es “alta” con “media” completitud, al no estar el resto de los elementos calibrados y no considerarse en los estudios la ausencia de la losa. A la fecha de publicación de la presente memoria, no hay estudios experimentales en la dirección fuera del plano cuando no existe losa.
- $\beta_{MDL}=0.2$ (good); por la cantidad de modelos desarrollados y sus características se posee una “media” representación de la forma de colapsar, con precisión y robustez “alta” al estar centrada en el comportamiento del enlace.

Con ello, la incertidumbre total es $\beta_{TOT}=0.53$ y los criterios de aceptación, según la tabla 7-3 del FEMA P-695 [7] son: $ACMR_{10\%} = 1.97$ y $ACMR_{20\%} = 1.57$.

Conocidos los criterios, es posible mencionar que grupalmente los arquetipos cumplen, al presentar una razón mayor a 1.97. De forma individual, las tablas 5.7 y 5.8 resumen el cumplimiento o no del criterio por caso, para el arquetipo de 2 y 4 paneles, respectivamente.

Tabla 5.7: Razones de márgenes de colapso y criterios de aceptación para EBF, estructura de 2 paneles.

Modelo	Zona	Suelo	T [s]	ACMR	ACMR _{20%}	¿Cumple ACMR _{20%} ?
1	1	A	0.20	22.06	1.57	Sí
	2	A	0.20	9.81	1.57	Sí
	3	A	0.20	5.52	1.57	Sí
	1	B	0.20	17.59	1.57	Sí
	2	B	0.20	7.82	1.57	Sí
	3	B	0.20	4.43	1.57	Sí
	1	C	0.20	20.19	1.57	Sí
	2	C	0.20	8.97	1.57	Sí
	3	C	0.20	5.05	1.57	Sí
	1	D	0.20	17.56	1.57	Sí
	2	D	0.20	7.80	1.57	Sí
2	3	D	0.18	6.00	1.57	Sí

Tabla 5.8: Razones de márgenes de colapso y criterios de aceptación para EBF, estructura de 4 paneles.

Modelo	Zona	Suelo	T [s]	ACMR	ACMR _{20%}	¿Cumple ACMR _{20%} ?
1	1	A	0.32	15.97	1.57	Sí
	2	A	0.32	7.14	1.57	Sí
	3	A	0.32	3.99	1.57	Sí
	1	B	0.32	5.76	1.57	Sí
	2	B	0.32	2.54	1.57	Sí
	3	B	0.32	1.41	1.57	No
	1	C	0.32	4.92	1.57	Sí
	2	C	0.32	2.14	1.57	Sí
	3	C	0.32	1.20	1.57	No
	1	D	0.32	3.98	1.57	Sí
2	2	D	0.26	3.21	1.57	Sí
3	3	D	0.24	3.91	1.57	Sí

En las tablas adjuntas se observa que todos los modelos del arquetipo de 2 niveles cumplen el criterio individual. Mientras que, en el arquetipo de 4 paneles hay 2 casos que no. La metodología indica que, en caso de no cumplirse un criterio, se debe rediseñar la estructura para proveer mayor resistencia y realizar nuevamente el proceso. Puesto que lo anterior escapa de los propósitos de la memoria no se realizará, concluyéndose de los resultados obtenidos.

Si comparamos las razones entre arquetipos, a medida que crece el número de pisos disminuye el valor del margen. Lo anterior, según se explica en el documento del FEMA P-695 [7], se debe a que en estructuras altas la concentración de daños por los efectos P-Delta es mayor. Por otro lado, se ve que el factor disminuye a medida que aumenta la zona sísmica y suelo, dada la creciente demanda sísmica sobre la estructura.

5.3. Respuesta no lineal EBF

Dado el número de modelos desarrollados y registros empleados no es posible adjuntar toda la información de interés. Sin embargo, a modo de mostrar una respuesta representativa de los arquetipos, es que se adjuntan los resultados más importantes de los modelos “E2-M1”, “E4-M1” y “E4-M2” para el registro más cercano en forma a la mediana. Los resultados presentes son las derivas, desplazamientos, cortes, rotación máxima del enlace por piso y la incursión de los elementos.

5.3.1. Respuesta no lineal modelo E2-M1

Al evaluar en la mediana el período del arquetipo, el registro más cercano es el de la estación Melipilla, con epicentro en Valparaíso. De dicho registro, y considerando los factores de escalamiento de la zona 1, suelo C, se obtienen los siguientes resultados:

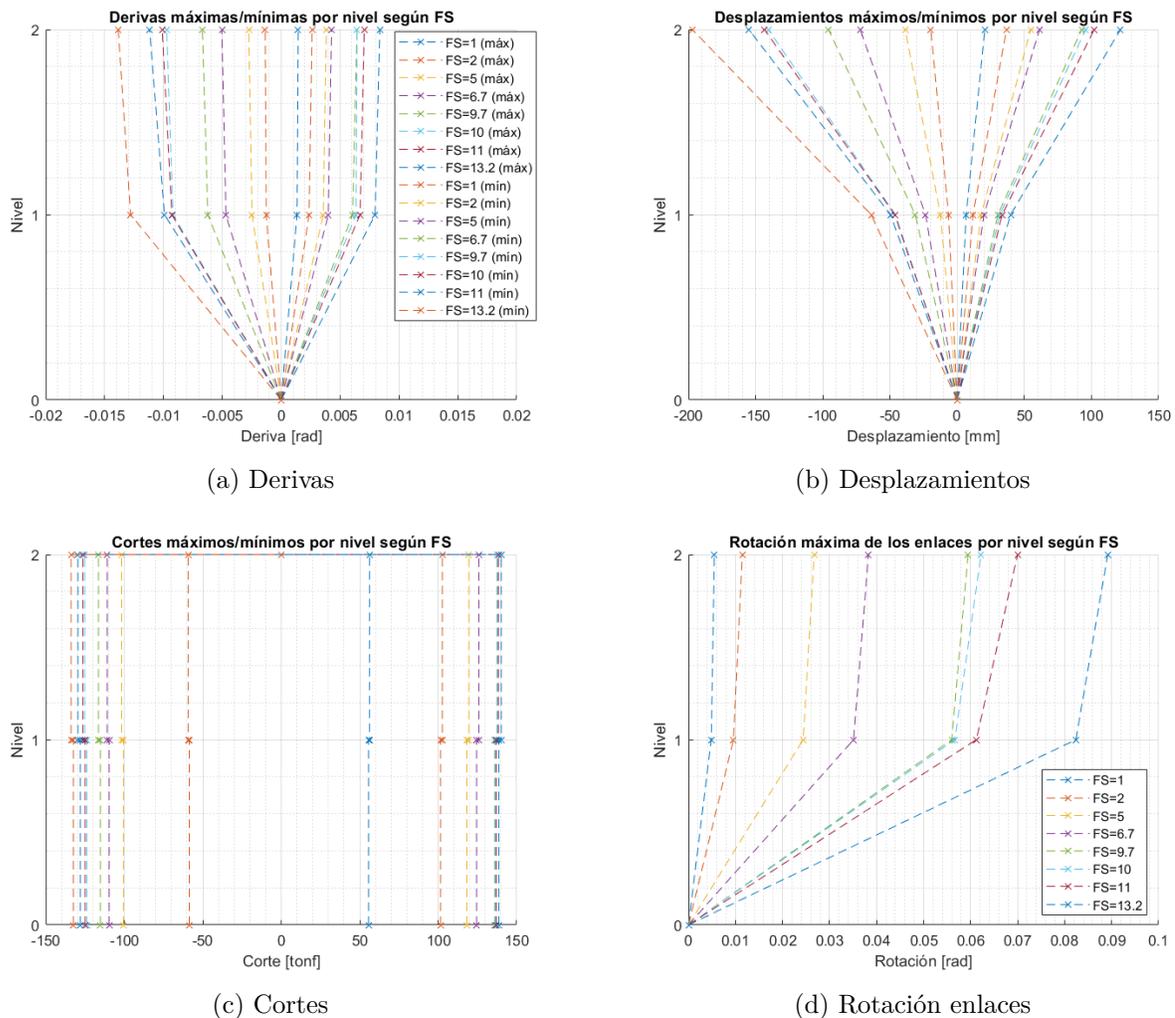


Figura 5.3: Derivas, desplazamientos y cortes por piso, máximos y mínimos, según el FS para el arquetipo E2-M1. Junto con la rotación máxima de los enlaces.

Desempeño Enlaces: E2-M1 Melipilla

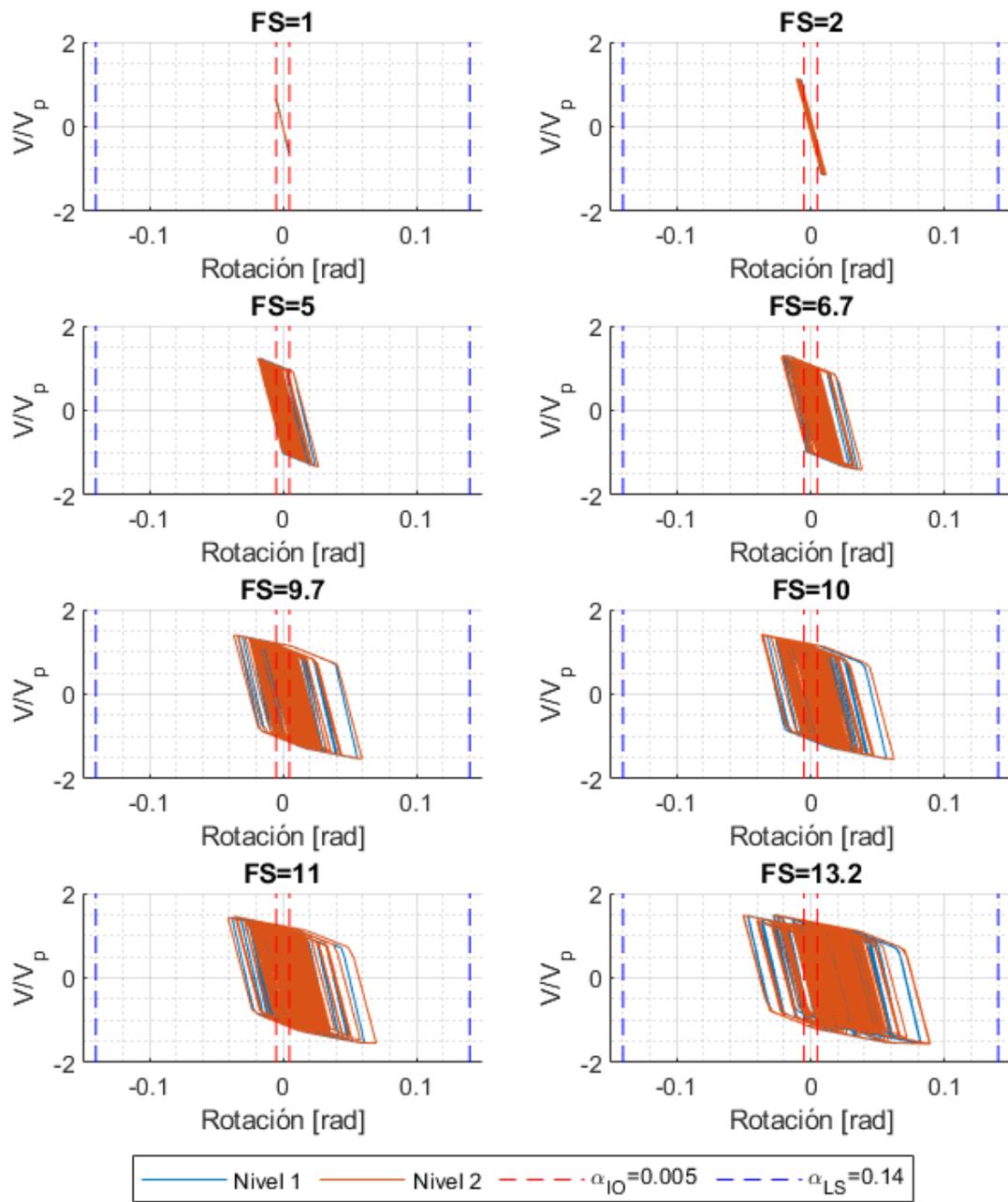


Figura 5.4: Respuesta en el tiempo en el plano de los enlaces, para el arquetipo E2-M1.

Desempeño Vigas: E2-M1 Melipilla

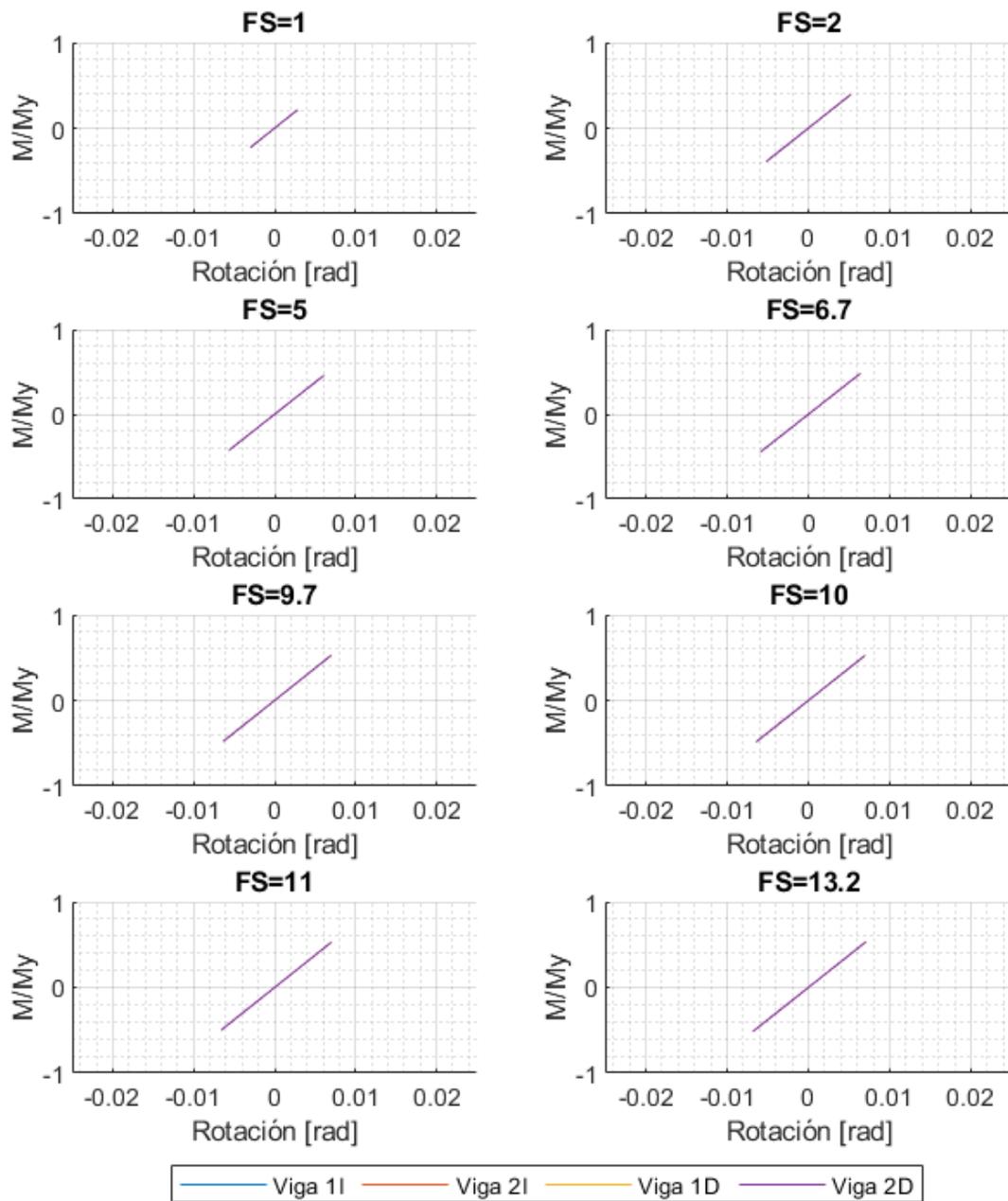


Figura 5.5: Respuesta en el tiempo en el plano de las vigas, para el arquetipo E2-M1.

Desempeño Riostras: E2-M1 Melipilla

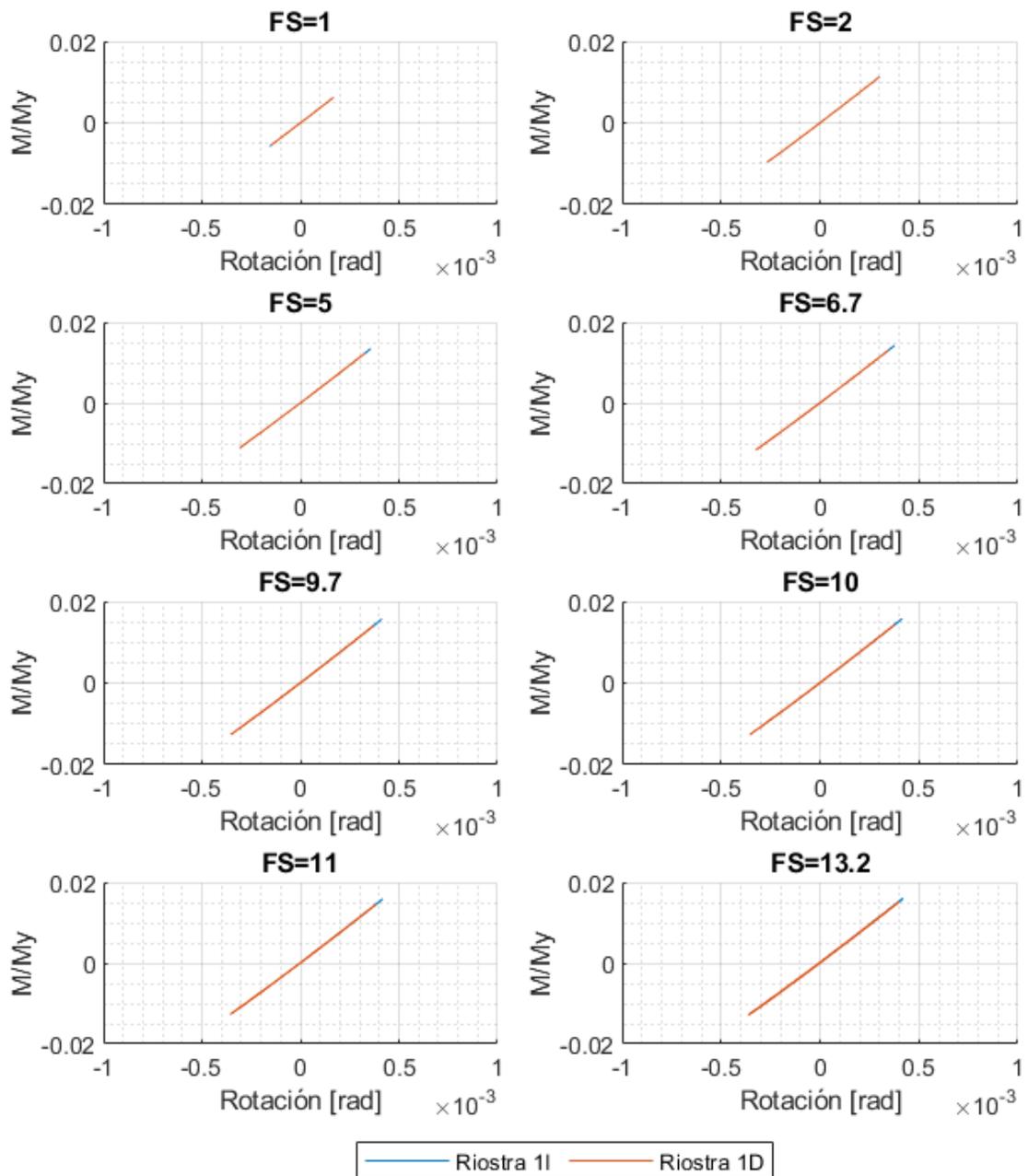


Figura 5.6: Respuesta en el tiempo de las riostras, fuera del plano, para el arquetipo E2-M1.

Desempeño Columnas: E2-M1 Melipilla

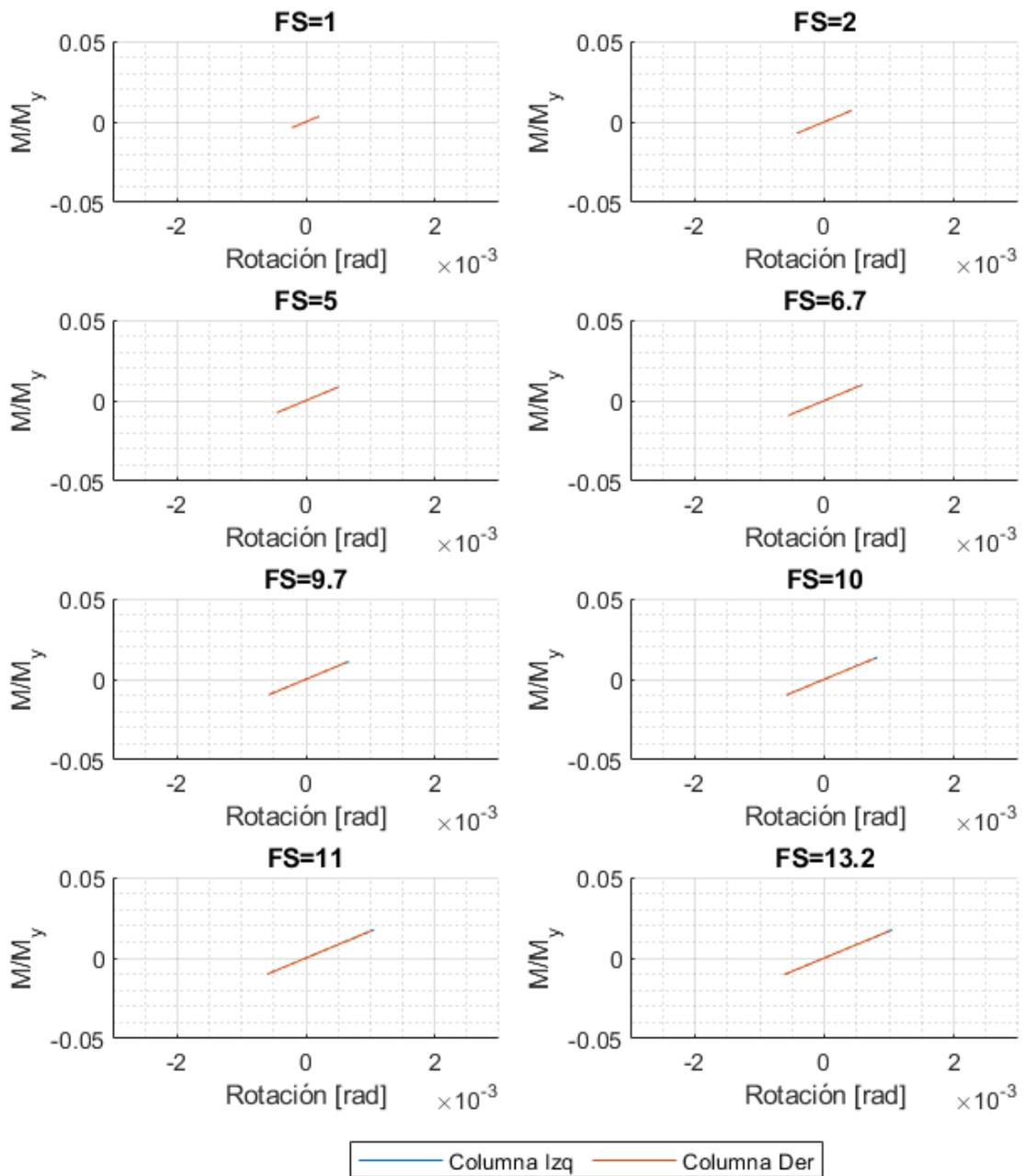


Figura 5.7: Respuesta en el tiempo de las columnas, para el arquetipo E2-M1.

5.3.2. Respuesta no lineal modelo E4-M1

Al evaluar en la mediana el período del arquetipo, el registro más cercano es el de la estación Tocopilla, con epicentro en Tocopilla. De dicho registro, y considerando los factores de escalamiento de la zona 1, suelo A, se obtienen los siguientes resultados:

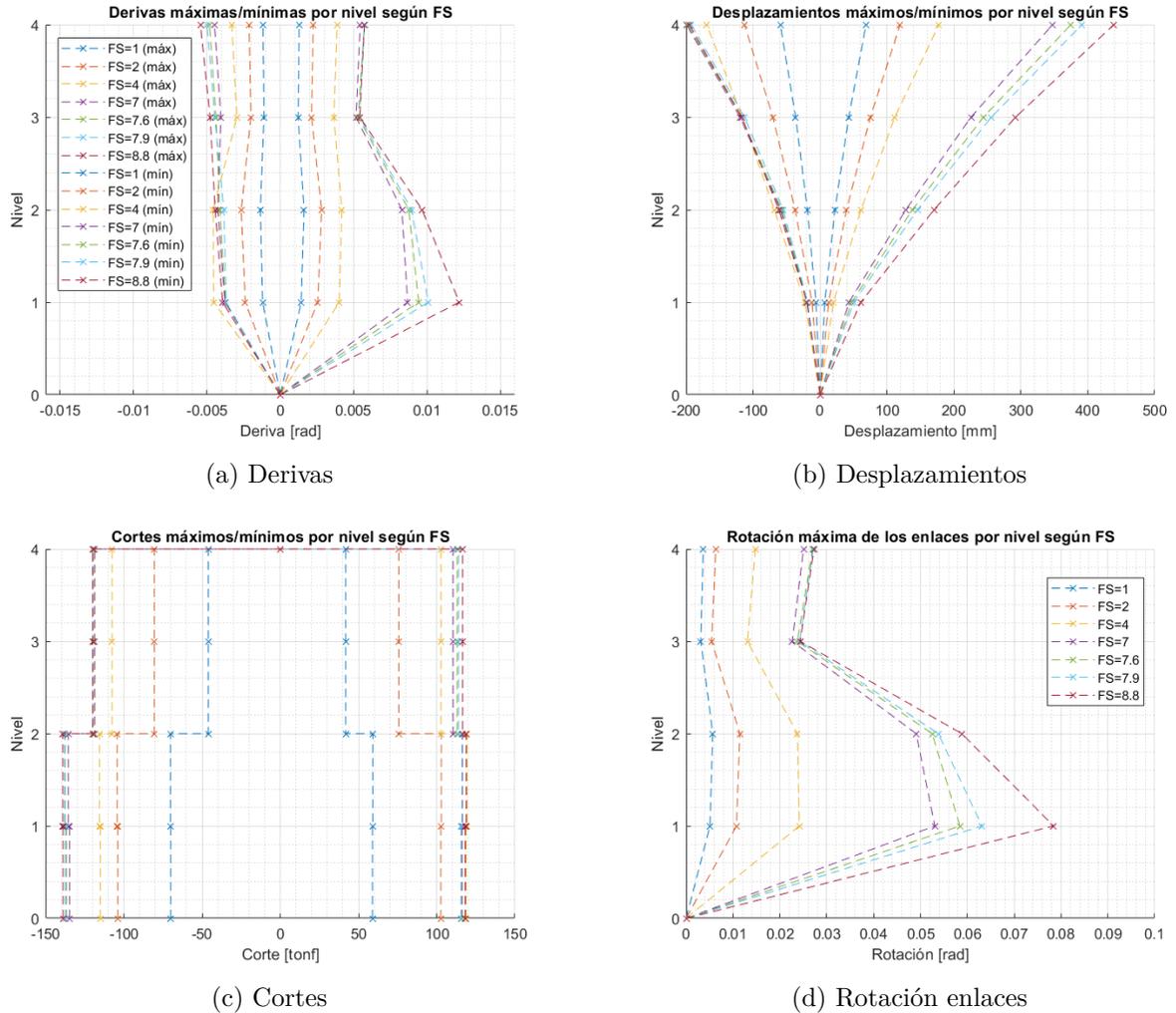


Figura 5.8: Derivas, desplazamientos y cortes por piso, máximos y mínimos, según el FS para el arquetipo E4-M1. Junto con la rotación máxima de los enlaces.

Desempeño Enlaces: E4-M1 Tocopilla

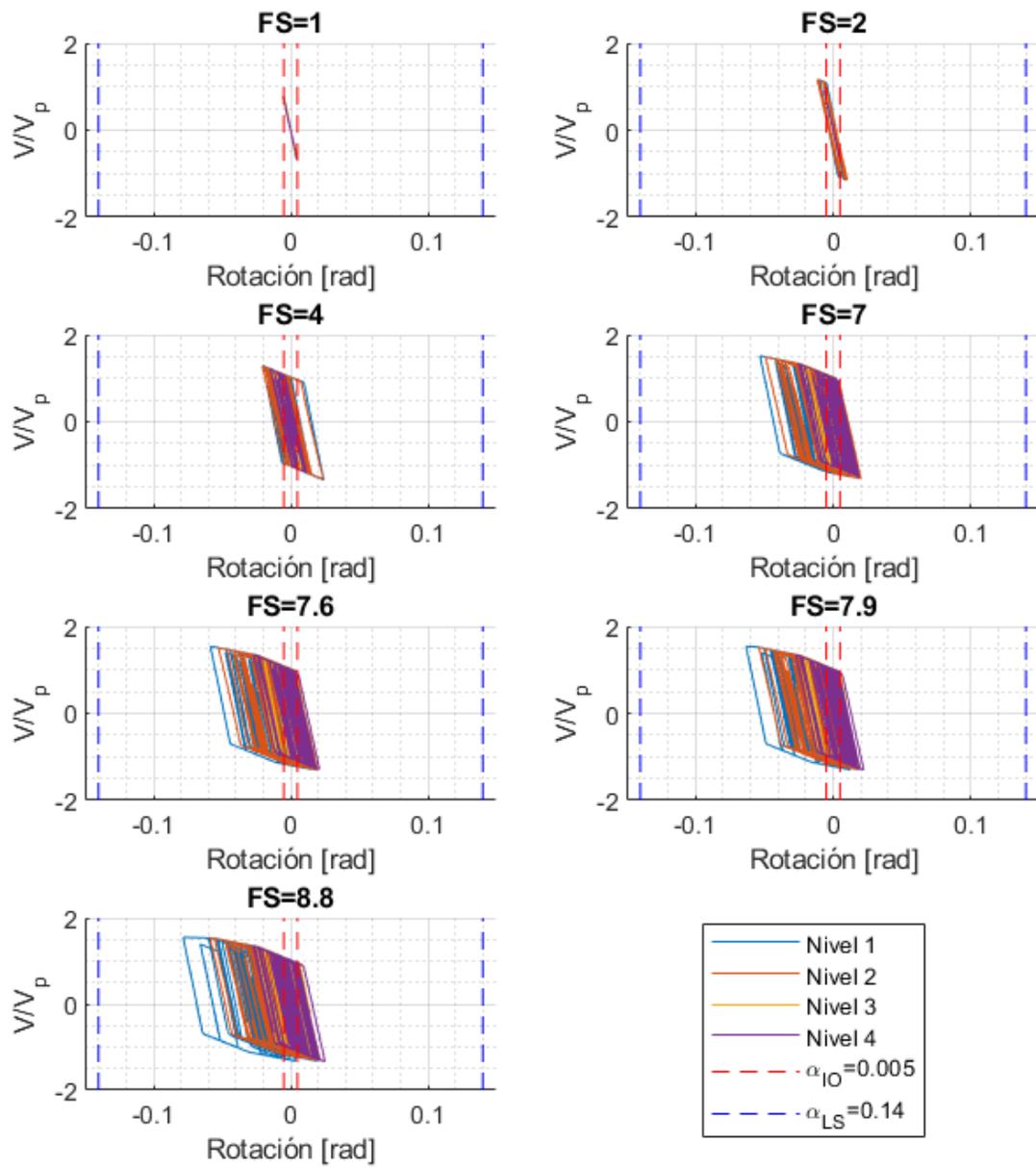


Figura 5.9: Respuesta en el tiempo en el plano de los enlaces, para el arquetipo E4-M1.

Desempeño Vigas: E4-M1 Tocopilla

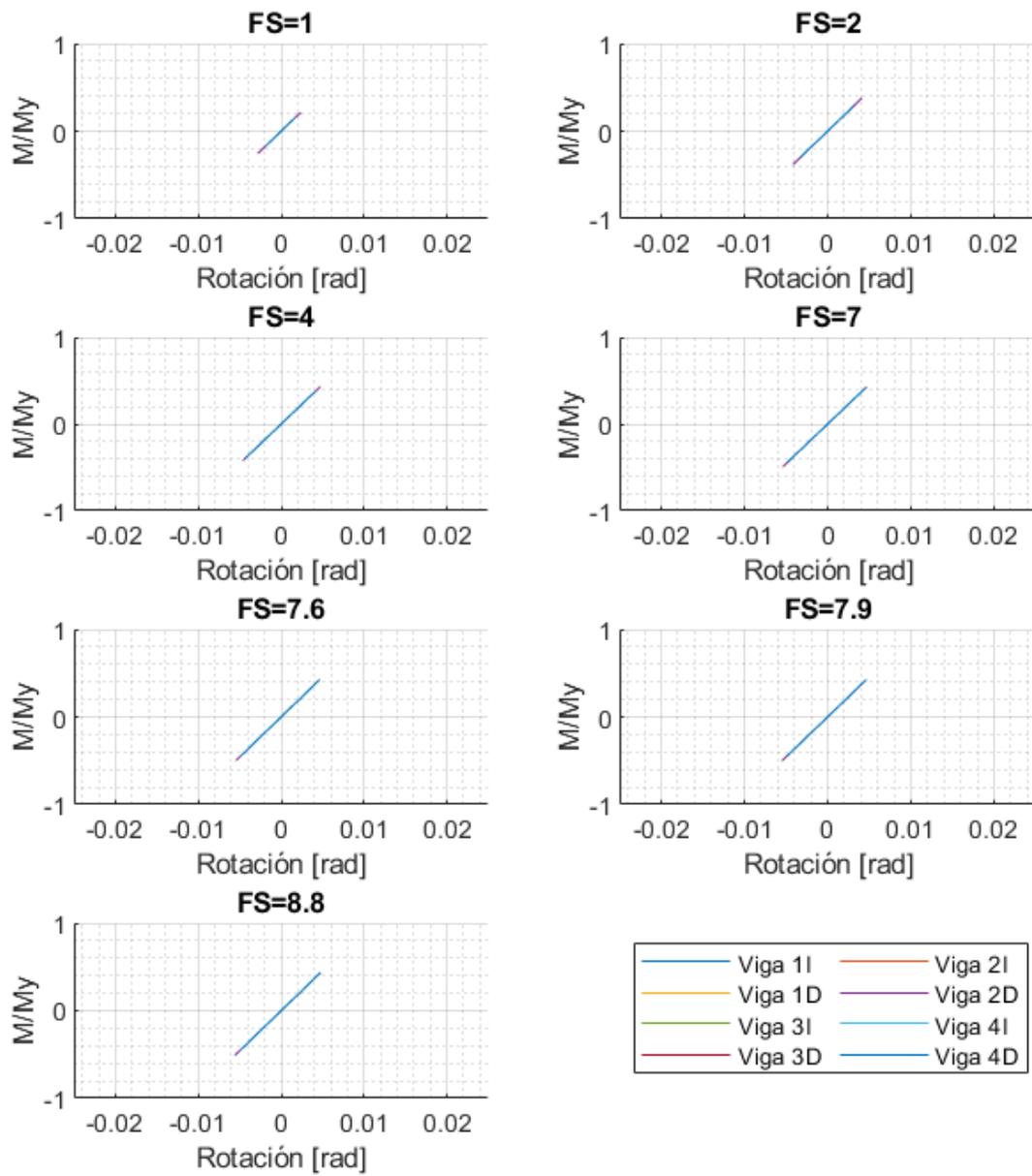


Figura 5.10: Respuesta en el tiempo en el plano de las vigas, para el arquetipo E4-M1.

Desempeño Riostras: E4-M1 Tocopilla

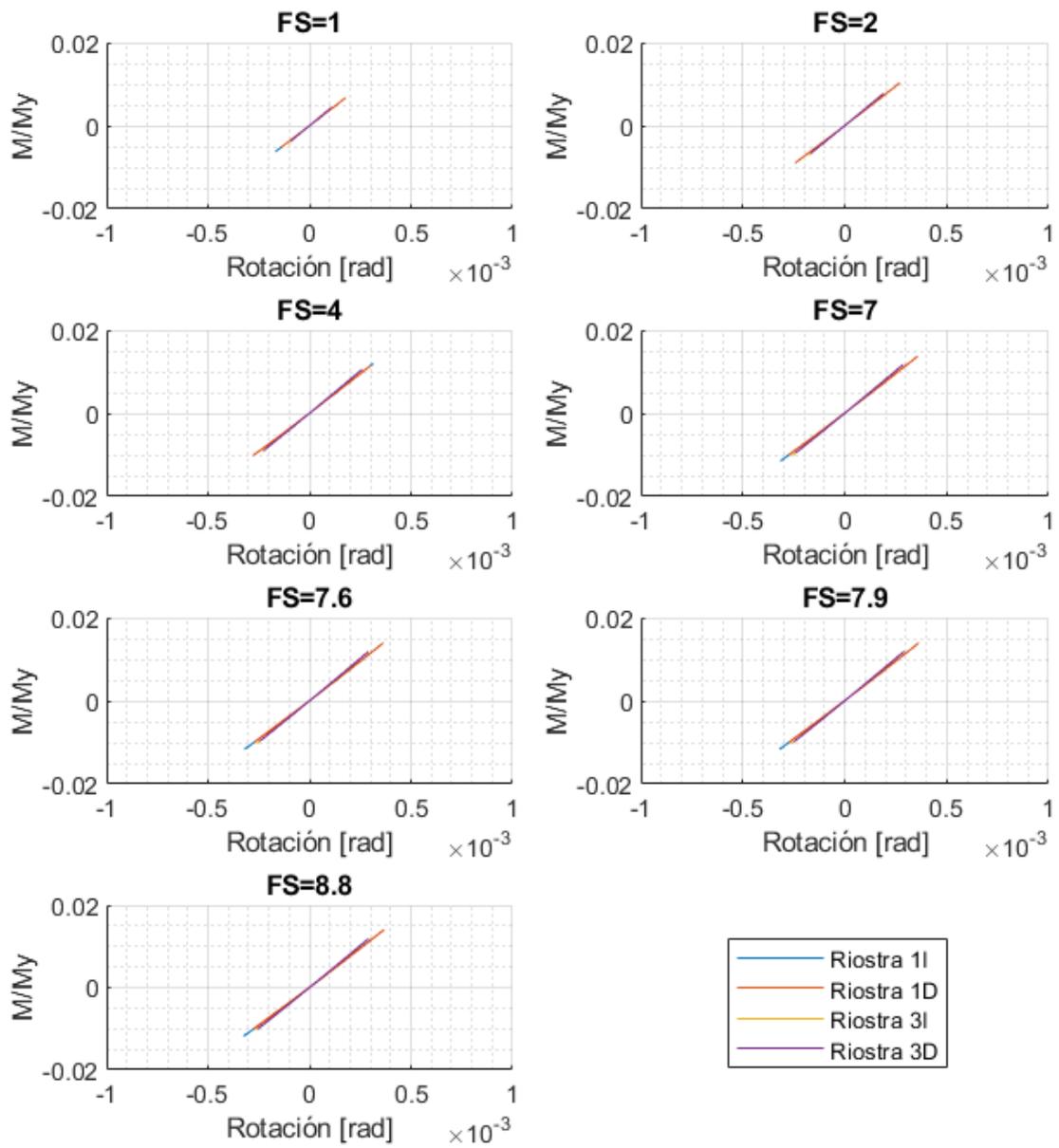


Figura 5.11: Respuesta en el tiempo de las riostras, fuera del plano, para el arquetipo E4-M1.

Desempeño Columnas: E4-M1 Tocopilla

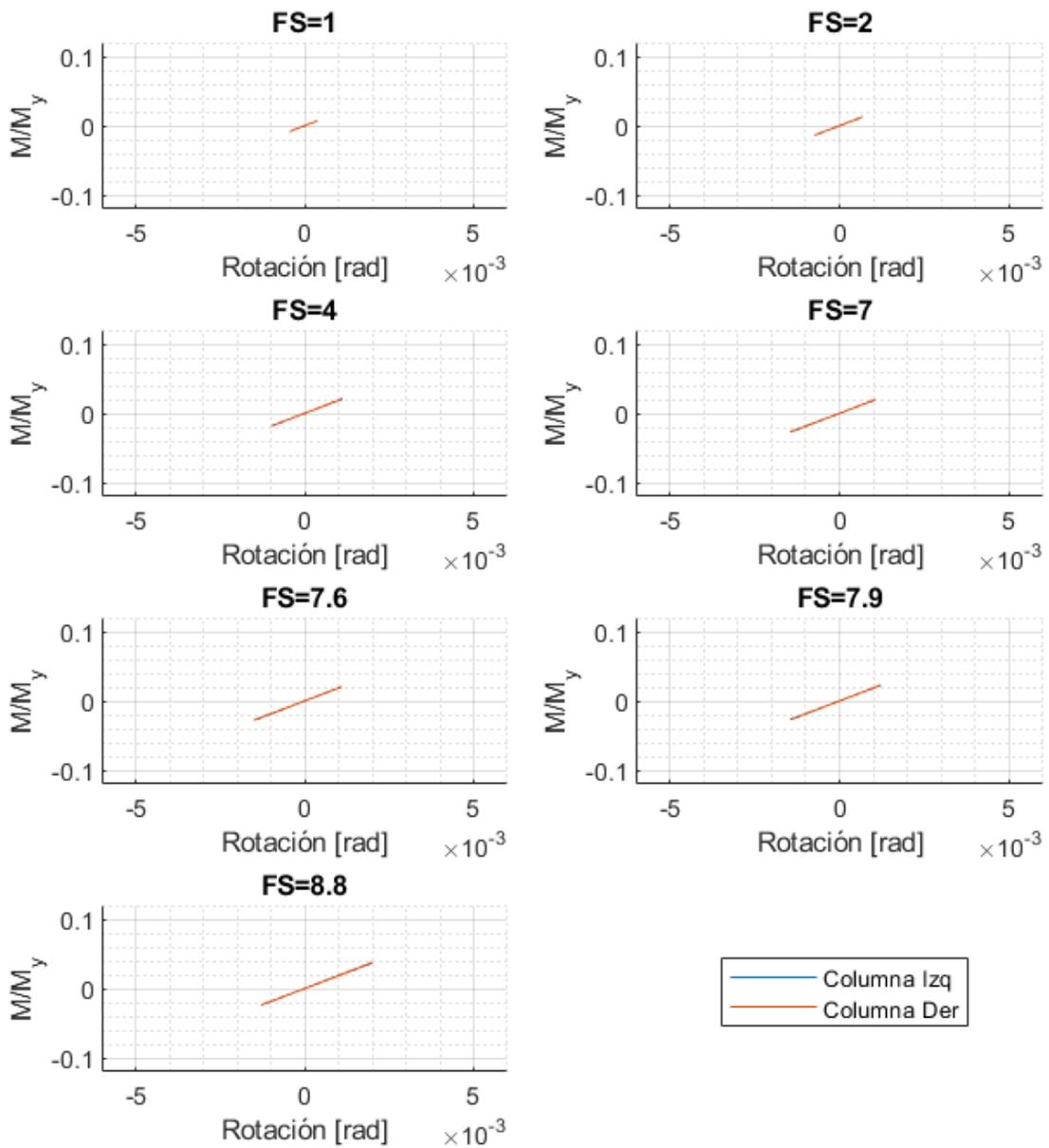
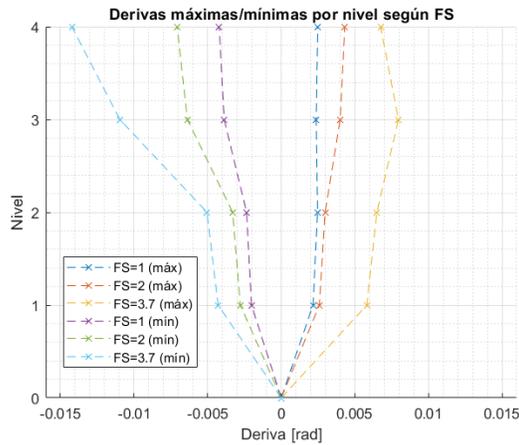


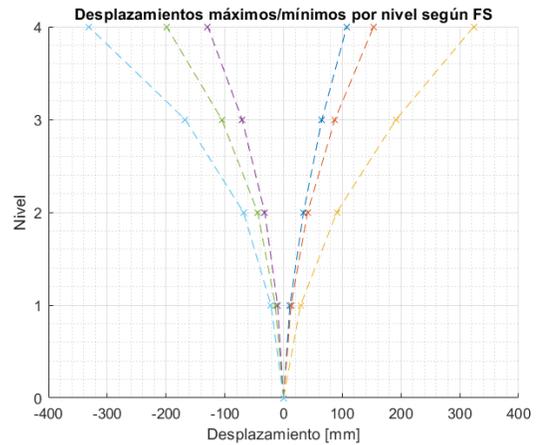
Figura 5.12: Respuesta en el tiempo de las columnas, para el arquetipo E4-M1.

5.3.3. Respuesta no lineal modelo E4-M2

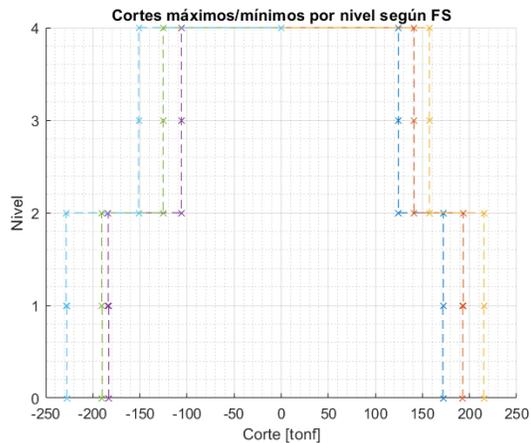
Al evaluar en la mediana el período del arquetipo, el registro más cercano es el de la estación Angol, con epicentro en el Maule. De dicho registro, y considerando los factores de escalamiento de la zona 2, suelo D, se obtienen los siguientes resultados:



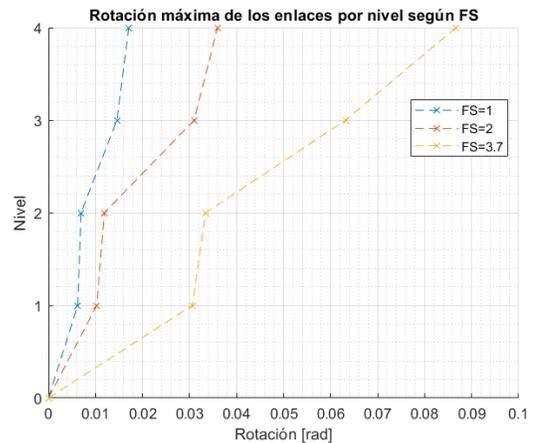
(a) Derivas



(b) Desplazamientos



(c) Cortes



(d) Rotación enlaces

Figura 5.13: Derivas, desplazamientos y cortes por piso, máximos y mínimos, según el FS para el arquetipo E4-M2. Junto con la rotación máxima de los enlaces.

Desempeño Enlaces: E4-M2 Angol

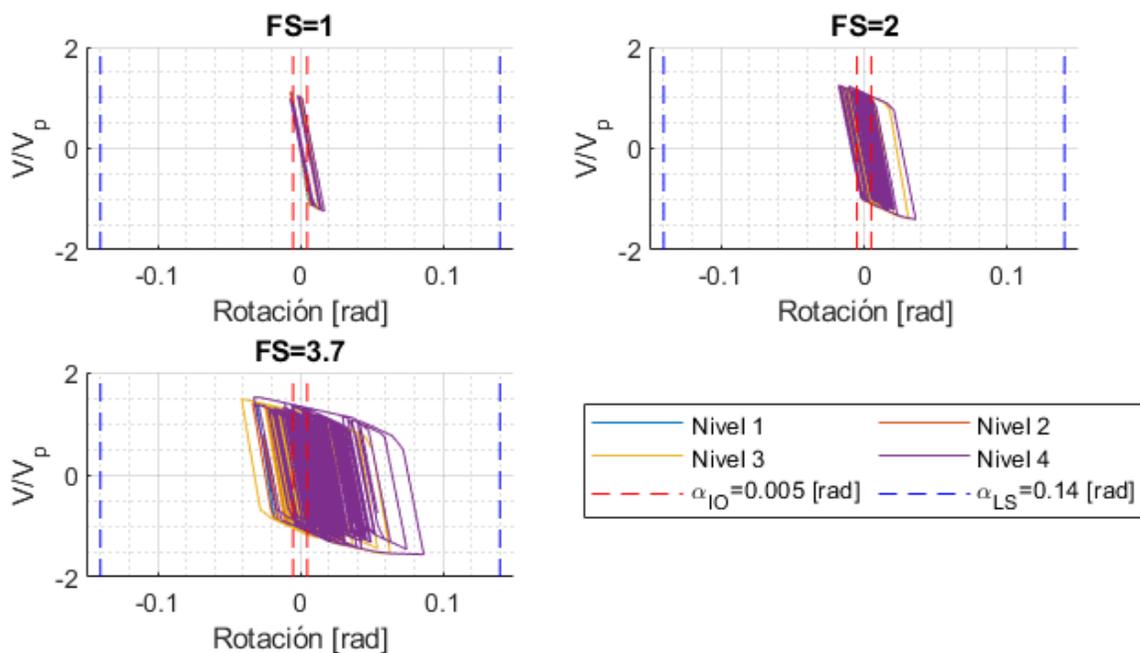


Figura 5.14: Respuesta en el tiempo en el plano de los enlaces, para el arquetipo E4-M2.

Desempeño Vigas: E4-M2 Angol

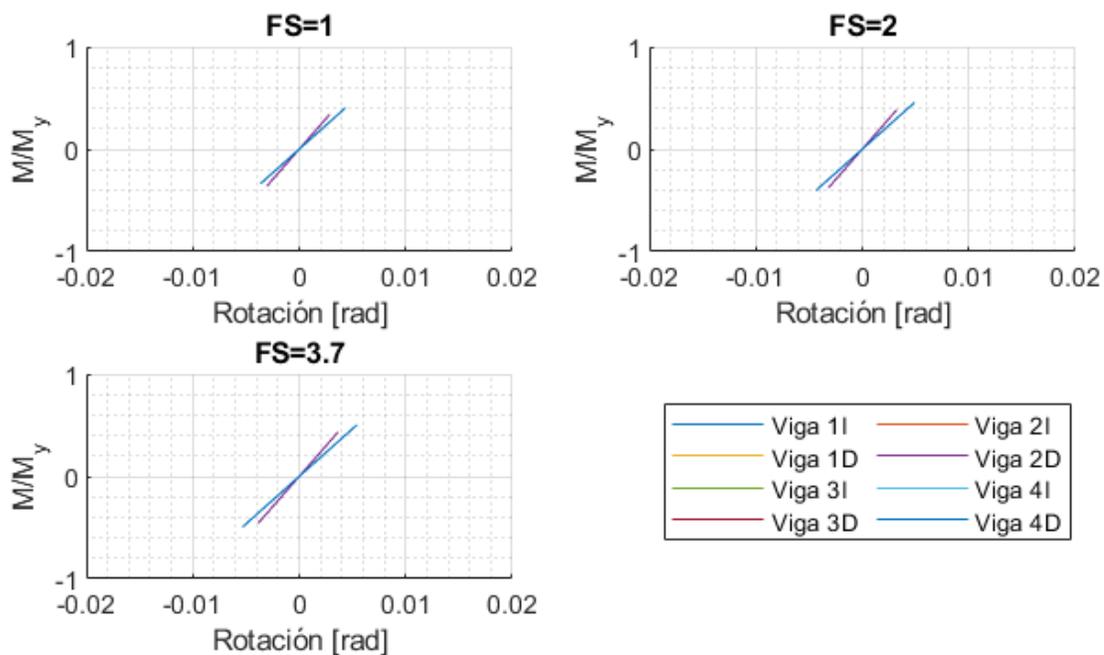


Figura 5.15: Respuesta en el tiempo en el plano de las vigas, para el arquetipo E4-M2.

Desempeño Riostras: E4-M2 Angol

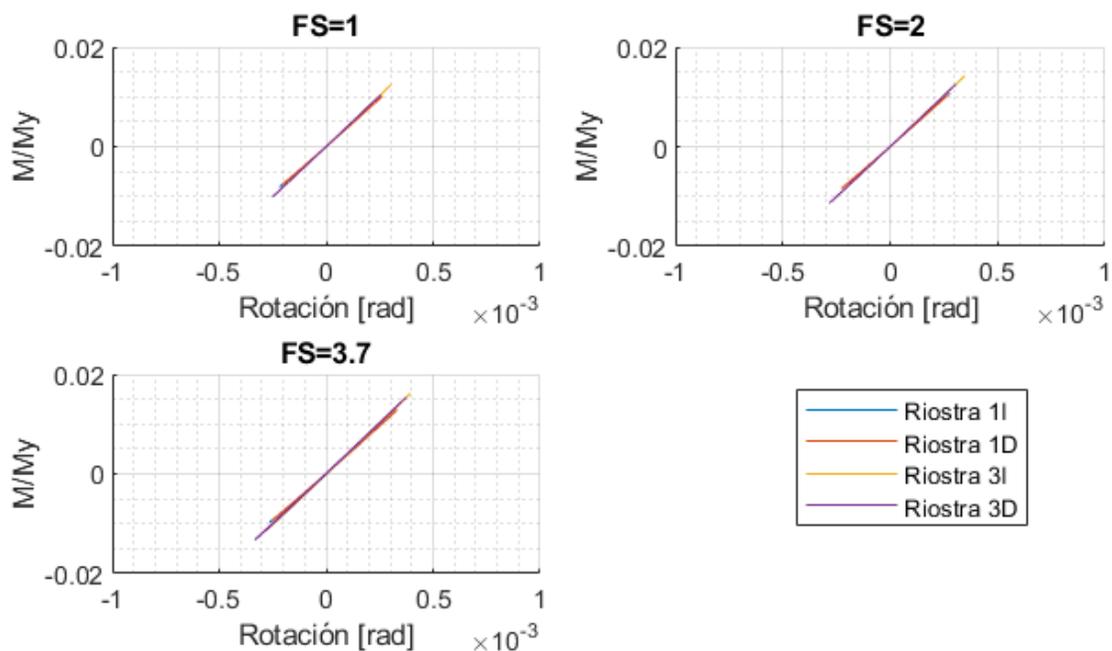


Figura 5.16: Respuesta en el tiempo de las riostras, fuera del plano, para el arquetipo E4-M1.

Desempeño Columnas: E4-M2 Angol

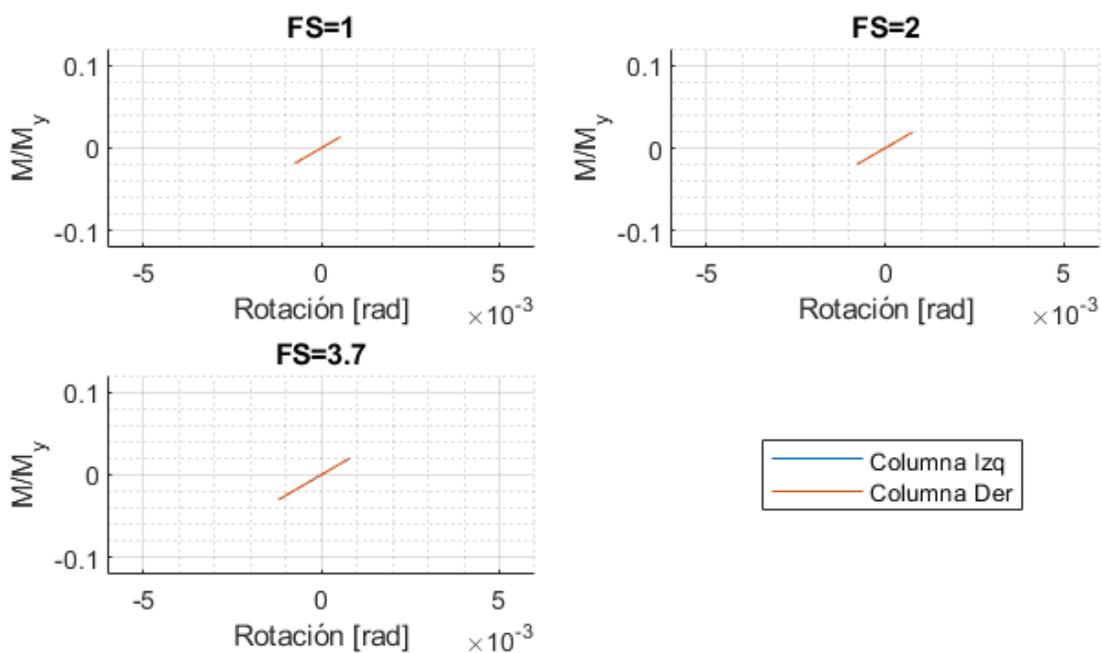


Figura 5.17: Respuesta en el tiempo de las columnas, para el arquetipo E4-M2.

En todos los modelos queda demostrado que sólo los enlaces incursionan inelásticamente, desempeñándose correctamente los marcos. Al comparar las rotaciones alcanzadas con los criterios de aceptación expuestos en la sección 2.6, los enlaces estarían sobre el nivel de ocupación inmediata (IO), pero bajo el de seguridad de la vida (LS). Para el espectro objetivo a nivel máximo (FS=1) permanecen elásticos, indicando que el diseño coincide con los objetivos de desempeño de la NCh2369 [1].

En el plano, todos los enlaces llegan como máximo a $1.55 \cdot V_p$, dadas las propiedades de rigidez asignadas a los resortes traslacionales. En cambio, fuera del plano las acciones son despreciables.

Al comparar las rotaciones máximas de los enlaces entre los modelos “E4-M1” y “E4-M2”, al igual que en el análisis no lineal estático, se ve que el primero concentra los mayores valores en los niveles inferiores, a diferencia de “E4-M2” que los mayores valores están en los niveles superiores. Aquello se debe a que en el último los enlaces superiores son menos rígidos (menos robustos), concentrándose ahí las deformaciones. El análisis anterior es posible extenderlo a las derivas de piso.

La distribución de los cortes por modelo confirman el comportamiento esperado, puesto que sólo en los niveles donde existe diafragma rígido se apreciaba un cambio (escalón), con el máximo corte en la base.

Con respecto a las vigas, según los criterios de aceptación, todas permanecen bajo el nivel de desempeño de ocupación inmediata. Aunque se debe destacar que los límites son para las rotaciones plásticas, mostrándose en las figuras sólo las elásticas al encontrarse el elemento en ese rango.

Por último, en el caso de las riostras (fuera del plano) y las columnas (en el plano), ambas poseen las menores fracciones (M/M_y), no superándose el 2%. Aquellos valores son para los mayores esfuerzos observados en los diferentes planos, por ende en los contrarios son nuevamente despreciables.

Capítulo 6: Conclusiones

6.1. Resumen y conclusiones

Este trabajo de título tuvo como objetivo estudiar el desempeño sísmico de dos marcos arriostrados excéntricamente, de enlaces cortos y reemplazables, sin losa intermedia en varios niveles, en diferentes suelos y zonas sísmicas. Por ello, los modelos fueron diseñados bajo las normas NCh2369 [1] y AISC, y su desempeño evaluado mediante la metodología expuesta en el informe FEMA P-695 [7]. La metodología requiere dos análisis no lineales, el estático y dinámico, con el fin de obtener los parámetros de desempeño sísmico y las razones de margen de colapso que caracterizan el comportamiento de las estructuras.

A continuación las principales conclusiones obtenidas:

1. Respecto al diseño estructural de los arquetipos, se logró emplear la normativa vigente, cumpliéndose lo estipulado en la NCh2369, el diseño por capacidad indicado en AISC 341 y la verificación de la resistencia de los elementos según AISC 360, donde en ninguno de los modelos se superó el factor de utilización de 1. Los mayores valores se aprecian en los enlaces, seguidos por las riostras y vigas.

Dada la longitud del enlace predefinida (1200 [mm]), el perfil americano mínimo que cumplía con las calificaciones de corto era el “W10X54”, lo que condiciona el resto de los elementos (por el diseño de capacidad), resultando en factores de utilización no óptimos en los suelos A, B y C. Sin embargo, los factores son mayores a los observados en el trabajo de Ampuero, evidenciándose la ventaja del enlace reemplazable.

En síntesis, las restricciones del enlace corto en AISC limitan el catálogo de perfiles a utilizar, resultando diseños conservadores y poco óptimos para ciertas zonas de menor demanda sísmica.

2. El análisis no lineal estático evidencia que la capacidad de los modelos estará condicionada por la distorsión máxima del enlace, 0.08 [rad]. Ellos, como es de esperar, trabajan principalmente a corte (resortes traslacionales) en el plano, no afectando en su comportamiento la presencia de imperfecciones o la ausencia de la losa, dado que los esfuerzos y rotaciones fuera del plano son despreciables. Por otro lado, la incursión inelástica se centró, como es de esperar, en el fusible, permaneciendo el resto de los elementos elásticos.

En todos los casos se puede ver que el desplazamiento objetivo es menor al de fluencia, debido a la excesiva capacidad de los modelos (V_{max}) y la baja razón con el peso (W). En cuanto a los parámetros de desempeño sísmico, la ductilidad de todos los modelos es mayor a 3 y la sobrerresistencia es elevada (mayor a 5) en las zonas y suelos de menor demanda sísmica, por la limitación de diseño mencionada en el punto anterior.

3. El análisis no lineal dinámico reafirmó el comportamiento visto en el estático, para los registros enumerados en la tabla 5.1, donde se cumplió lo estipulado en el FEMA P-695 [7] de manera grupal. En particular, la estructura de 2 niveles satisface los criterios individuales, mientras que la de 4 paneles en dos casos no, debiendo rediseñarse los modelos.

Por último, al observar en detalle la respuesta no lineal de algunos modelos para los registros cercanos a la mediana, nuevamente la concentración de daños está el enlace, permaneciendo elásticos el resto de elementos. Incluso, para el espectro objetivo a nivel máximo ($FS=1$), todos los elementos del marco permanecen elásticos, cumpliéndose el desempeño objetivo de ocupación inmediata.

En general, las estructuras diseñadas con las normas mencionadas son adecuadas, exhibiendo buenos desempeños sísmicos, aún ante las imperfecciones en los enlaces y la ausencia de la losa. Incluso en ciertas zonas y suelos resultan excesivas las restricciones, por las elevadas sobrerresistencias obtenidas. Lo observado en la estructura de 4 niveles se debe a su altura, recomendándose disminuir el número de pisos o utilizar otro sistema sismorresistente.

6.2. Recomendaciones y trabajos futuros

1. Se propone realizar el mismo estudio, considerando un modelo del enlace que esté calibrado para la dirección fuera del plano. A su vez, extender el modelo de Richards a mayor número de perfiles y calidades de aceros.
2. Dada las limitaciones de la memoria no se detallaron las conexiones, las que son importantes de estudiar para determinar su comportamiento y que el sistema sea utilizado en la práctica.
3. Con el fin de obtener resultados más representativos al contexto nacional, en el análisis tiempo historia es recomendable incorporar registros con diferentes tipos de fuentes sísmogénicas.

Bibliografía

- [1] Instituto Nacional de Normalización (INN), *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. NCh2369Of2023, Santiago, Chile, 2023.
- [2] R. Valenzuela, *Desempeño de marcos arriostrados excéntricamente de varios niveles sin losa intermedia*. Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2019.
- [3] V. Ampuero, *Desempeño de marcos arriostrados excéntricamente de varios pisos sin losa intermedia, con enlaces cortos, en distintas ubicaciones de Chile*. Memoria para optar al título de ingeniera civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2022.
- [4] Computers and I. Structures, *SAP2000: Integrated Software for Structural Analysis and Design (Version 20.2)*. [Software]. <https://www.csiamerica.com>, 2020.
- [5] American Institute of Steel Construction (AISC), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-22)*. Chicago, Illinois, 2022.
- [6] American Institute of Steel Construction (AISC), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-22)*. Chicago, Illinois, 2022.
- [7] Federal Emergency Management Agency, *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695)*. Washington, D.C, 2009.
- [8] B. University of California, *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006. [En línea]. Available: <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [9] T. Ramadan and A. Ghobarah, *Analytical model for shear-link behavior*. Journal of Structural Engineering, 1995.
- [10] B. Calo, *Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCh433*. Tesis para optar al grado de magíster en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería estructural, sísmica y geotécnica. Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2018.
- [11] M. B. Bozkurta and C. Topkayab, *Replaceable links with gusseted brace joints for eccentrically braced frames*. ELSEVIER, 2018.
- [12] American Institute of Steel Construction (AISC), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)*. Chicago, Illinois, 2016.
- [13] Instituto Nacional de Normalización (INN), *Diseño sísmico de edificios*. NCh433Of96, Santiago, Chile, 2012.
- [14] American Institute of Steel Construction (AISC), *Seismic Provisions for Structural Steel*

- Buildings (ANSI/AISC 360-16)*. Chicago, Illinois, 2016.
- [15] Instituto Nacional de Normalización (INN), *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. NCh2369Of2003, Santiago, Chile, 2003.
- [16] M. A. Rodríguez, *Desempeño sísmico de estructuras industriales de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, MTBF*. Tesis para optar al grado de magíster en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería estructural, sísmica y geotécnica. Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2020.
- [17] Instituto Nacional de Normalización (INN), *Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de cargas*. NCh3171, Santiago, Chile, 2017.
- [18] American Institute of Steel Construction (AISC), *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges (ANSI/AISC 303-22)*. Chicago, Illinois, 2022.
- [19] American Society of Civil Engineers, *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (41-17)*. Reston, Virginia, 2017.
- [20] Computers and I. Structures, *SAP2000: Integrated Software for Structural Analysis and Design (Version 25.0.0)*. [Software]. <https://www.csiamerica.com>, 2023.
- [21] S. Mazzoni, *Steel02 Material – Giuffrè-Menegotto-Pinto Model with Isotropic Strain Hardening*. OpenSeesWiki. <https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php>.
- [22] P. Richards and C.-M. Uang, *Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames*. Journal of Structural Engineering, 2006.
- [23] S. Mazzoni, *Steel01 Material*. OpenSeesWiki. <https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php>.
- [24] N. C. Nigam and P. C. Jennings, *Calculation of Response Spectra from Strong Motion Earthquake Records*. Bulletin of Seismological Society of America. Vol 59, No 2, pp 909-922. California, Estados Unidos, 1969.
- [25] N. M. Newmark, *A Method of Computation for Structural Dynamics*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 85, pp. 67-94, 1959.

Anexos

Anexo A. Criterios de aceptación

Componentes	IO
Enlace EBF $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$	0.005
Vigas (Flexión) a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$1\theta_y$ $1\theta_y$
Columnas/Diagonales (Compresión) 1. Si $\frac{P_u}{P_{ye}} \leq 0.2$ a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (1 - 0.71 \frac{P_u}{P_{ye}})$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (1 - 1.83 \frac{P_u}{P_{ye}})$ 2. Si $\frac{P_u}{P_{ye}} \geq 0.2$ a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (2.93 - \frac{P_u}{P_{ye}}) \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (2.33 - \frac{P_u}{P_{ye}}) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$0.4(1 - \frac{P_u}{P_{ye}})^{2.2} (0.1 \frac{L}{r_y} + 0.8 \frac{h}{t_w})^{-1} - 0.0017 \geq 0$ $0.6(1 - \frac{P_u}{P_{ye}})^{1.2} (0.1 \frac{L}{r_y} + 0.1 \frac{h}{t_w} + 0.9 \frac{b_f}{2t_f})^{-1} - 0.0012 \geq 0$ <p>(mismos límites que arriba)</p>
Columnas/Diagonales (Tensión) a. $\frac{P_u}{P_{ye}} \leq 0.2$ b. $\frac{P_u}{P_{ye}} \geq 0.2$	$2.25\theta_y$ $3.38(1 - \frac{5}{3} \frac{P_u}{P_{ye}})\theta_y \geq 0$

Figura A.1: Criterios de aceptación por elemento para el nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO). Fuente: ASCE 41 [19].

Componentes	LS
Enlace EBF $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$	0.14
Vigas (Flexión) a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$9\theta_y$ $3\theta_y$
Columnas/Diagonales (Compresión) 1. Si $\frac{P_u}{P_{ye}} \leq 0.2$ a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (1 - 0.71 \frac{P_u}{P_{ye}})$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (1 - 1.83 \frac{P_u}{P_{ye}})$ 2. Si $\frac{P_u}{P_{ye}} \geq 0.2$ a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (2.93 - \frac{P_u}{P_{ye}}) \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (2.33 - \frac{P_u}{P_{ye}}) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$5.55(1 - \frac{P_u}{P_{ye}})^{2.3} (0.5 \frac{L}{r_y} + 2.9 \frac{h}{t_w})^{-1} - 0.0045 \geq 0$ $1.88(1 - \frac{P_u}{P_{ye}})^{1.8} (0.1 \frac{L}{r_y} + 0.2 \frac{h}{t_w} + 2.7 \frac{b_f}{2t_f})^{-1} - 0.0073 \geq 0$ <p>(mismos límites que arriba)</p>
Columnas/Diagonales (Tensión) a. $\frac{P_u}{P_{ye}} \leq 0.2$ b. $\frac{P_u}{P_{ye}} \geq 0.2$	$9\theta_y$ $13.5(1 - \frac{5}{3} \frac{P_u}{P_{ye}}) \theta_y \geq 0$

Figura A.2: Criterios de aceptación por elemento para el nivel de desempeño de seguridad de la vida (LS). Fuente: ASCE 41 [19].

Componentes	CP
Enlace EBF $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$	0.16
Vigas (Flexión) a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$11\theta_y$ $4\theta_y$
Columnas/Diagonales (Compresión) 1. Si $\frac{P_u}{P_{ye}} \leq 0.2$ a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (1 - 0.71 \frac{P_u}{P_{ye}})$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (1 - 1.83 \frac{P_u}{P_{ye}})$ 2. Si $\frac{P_u}{P_{ye}} \geq 0.2$ a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (2.93 - \frac{P_u}{P_{ye}}) \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} (2.33 - \frac{P_u}{P_{ye}}) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$7.4(1 - \frac{P_u}{P_{ye}})^{2.3} (0.5 \frac{L}{r_y} + 2.9 \frac{h}{t_w})^{-1} - 0.006 \geq 0$ $2.5(1 - \frac{P_u}{P_{ye}})^{1.8} (0.1 \frac{L}{r_y} + 0.2 \frac{h}{t_w} + 2.7 \frac{b_f}{2t_f})^{-1} - 0.0097 \geq 0$ (mismos límites que arriba)
Columnas/Diagonales (Tensión) a. $\frac{P_u}{P_{ye}} \leq 0.2$ b. $\frac{P_u}{P_{ye}} \geq 0.2$	$11\theta_y$ $16.5(1 - \frac{5}{3} \frac{P_u}{P_{ye}})\theta_y \geq 0$

Figura A.3: Criterios de aceptación por elemento para el nivel de desempeño de prevención del colapso (CP). Fuente: ASCE 41 [19].

Anexo B. Ejemplo modelo no lineal Opensees

```
# ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO: ARQUETIPO 2 NIVELES, MODELO 1.
# Unidades kN-mm
#-----
                CONFIGURACIONES INICIALES
#-----
wipe all # clear memory of past model definitions
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6; # Define the model builder, ndm = #dimension, ndf = #dofs
set dataDir Resultados; # set up name of data directory (can remove this)
file mkdir $dataDir; # create data directory
source DisplayModel2D.tcl; # procedure for displaying a 2D perspective of model
source DisplayPlane.tcl; # procedure for displaying a plane in a model
#-----
                CONSTRUCCIÓN DEL MODELO
#-----
# Geometria del vano EBF
# Ancho de vano en [mm]
set Frame_V 10000.
# Largo de vano en [mm]
set Frame_e 1200.
# Largo de la viga en [mm]
set Frame_B 4400.
# Alto de piso 1 y 2 en [mm]
set Frame_H1 5000.
set Frame_H2 5000.
# Altura total en [mm]
set Frame_H [expr $Frame_H1+$Frame_H2]
# -----
# Propiedades de las riostras-perfiles W
# -----
# Riostras nivel 1
# Perfil W8X35
set Brace_A1 6640.; # Área riostras en [mm2]
set Brace_bf1 204.; # Ancho ala riostras en [mm]
set Brace_d1 206.; # Alto perfil riostras en [mm]
set Brace_tbf1 12.6; # Espesor ala riostras en [mm]
set Brace_td1 7.87; # Espesor alma riostras en [mm]
set Brace_J1 320498.2; # Módulo de torsión en [mm4]
set Brace_Ix1 52700000.; # Inercia entorno al eje fuerte [mm4]
set Brace_Iy1 17800000.; # Inercia entorno al eje debil [mm4]
# Riostras nivel 2
# Perfil W8X35
set Brace_A2 6640.; # Área riostras en [mm2]
set Brace_bf2 204.; # Ancho ala riostras en [mm]
set Brace_d2 206.; # Alto perfil riostras en [mm]
set Brace_tbf2 12.6; # Espesor ala riostras en [mm]
set Brace_td2 7.87; # Espesor alma riostras en [mm]
set Brace_J2 320498.2; # Módulo de torsión en [mm4]
set Brace_Ix2 52700000.; # Inercia entorno al eje fuerte [mm4]
set Brace_Iy2 17800000.; # Inercia entorno al eje debil [mm4]
# -----
# Propiedades de las columnas-perfiles W
# -----
# Columna
# Perfil W10X100
set Column_A 19000.; # Área riostras en [mm2]
set Column_bf 263.; # Ancho ala riostras en [mm]
set Column_d 282.; # Alto perfil riostras en [mm]
set Column_tf 28.4; # Espesor ala riostras en [mm]
set Column_td 17.3; # Espesor alma riostras en [mm]
```

```

set Column_J 4536923.54; # Módulo de torsión en [mm4]
set Column_Ix 259000000.; # Inercia entorno al eje fuerte [mm4]
set Column_Iy 86200000.; # Inercia entorno al eje debil [mm4]
# -----
# Propiedades de las vigas-perfiles W
# -----
# Vigas Nivel 1: 14X82
set Beam_A1 15500.; # Área viga en [mm2]
set Beam_bf1 257.; # Ancho ala viga en [mm]
set Beam_d1 363.; # Alto perfil viga en [mm]
set Beam_tf1 21.7; # Espesor ala viga en [mm]
set Beam_td1 13.; # Espesor alma viga en [mm]
set Beam_Iy1 61500000.; # Inercia en torno el eje debil la viga en [mm4]
set Beam_Ix1 365000000.; # Inercia en torno el eje fuerte de la viga en [mm4]
set Beam_J1 2114456.64; # Torsion de la viga en [mm4]
# Vigas Nivel 2: 14X82
set Beam_A2 15500.; # Área viga en [mm2]
set Beam_bf2 257.; # Ancho ala viga en [mm]
set Beam_d2 363.; # Alto perfil viga en [mm]
set Beam_tf2 21.7; # Espesor ala viga en [mm]
set Beam_td2 13.; # Espesor alma viga en [mm]
set Beam_Iy2 61500000.; # Inercia en torno el eje debil la viga en [mm4]
set Beam_Ix2 365000000.; # Inercia en torno el eje fuerte de la viga en [mm4]
set Beam_J2 2114456.64; # Torsion de la viga en [mm4]
# -----
# Propiedades del enlace-perfiles W
# -----
# Enlace Nivel 1
# Perfil W10X54
set Enlace_A1 10200.; # Área enlace en [mm2]
set Enlace_bf1 255.; # Ancho ala enlace en [mm]
set Enlace_d1 256.; # Alto perfil enlace en [mm]
set Enlace_tf1 15.6; # Espesor ala enlace en [mm]
set Enlace_td1 9.4; # Espesor alma enlace en [mm]
set Enlace_Iy1 43100000.; # Inercia en torno el eje debil del enlace en [mm4]
set Enlace_Ix1 126000000.; # Inercia en torno el eje fuerte del enlace en [mm4]
set Enlace_J1 757541.19; # Torsion del enlace en [mm4]
set Enlace_Zx1 1090000;
set Enlace_Zy1 513000;

# Enlace Nivel 2
# Perfil W10X54
set Enlace_A2 10200.; # Área enlace en [mm2]
set Enlace_bf2 255.; # Ancho ala enlace en [mm]
set Enlace_d2 256.; # Alto perfil enlace en [mm]
set Enlace_tf2 15.6; # Espesor ala enlace en [mm]
set Enlace_td2 9.4; # Espesor alma enlace en [mm]
set Enlace_Iy2 43100000.; # Inercia en torno el eje debil del enlace en [mm4]
set Enlace_Ix2 126000000.; # Inercia en torno el eje fuerte del enlace en [mm4]
set Enlace_J2 757541.19; # Torsion del enlace en [mm4]
set Enlace_Zx2 1090000;
# -----
# Geometria de las riostras (largo-seno-coseno)
# -----
# Nivel 1
set Brace_L_cc1 [expr pow(($Frame_B*$Frame_B+$Frame_H1*$Frame_H1),0.5)]; # Largo riostra
set c1 [expr $Frame_B/$Brace_L_cc1]; # Coseno riostra
set s1 [expr $Frame_H1/$Brace_L_cc1]; # Seno riostra
# Nivel 2

```

```

set Brace_L_cc2 [expr pow(($Frame_B*$Frame_B+$Frame_H2*$Frame_H2),0.5)]
set c2 [expr $Frame_B/$Brace_L_cc2]
set s2 [expr $Frame_H2/$Brace_L_cc2]
# -----
# Largo de los elementos rígidos elásticos
# -----
# Nivel 1: en las riostras (desde unión viga-columna)
set Rigid_Link_L_up1 [expr 0.05*$Brace_L_cc1]; # Elemento en la parte superior
set Rigid_Link_L_low1 [expr 0.05*$Brace_L_cc1]; # Elemento en la parte inferior
# Nivel 2: en las riostras (desde unión viga-columna)
set Rigid_Link_L_up2 [expr 0.05*$Brace_L_cc2]; # Elemento en la parte superior
set Rigid_Link_L_low2 [expr 0.05*$Brace_L_cc2]; # Elemento en la parte inferior
# -----
# Largo riostra menos elementos rígidos
# -----
set Brace_L_H1 [expr $Brace_L_cc1-($Rigid_Link_L_up1+$Rigid_Link_L_low1)];
set Brace_L_H2 [expr $Brace_L_cc2-($Rigid_Link_L_up2+$Rigid_Link_L_low2)];
# -----
# Geometría de la columna (largo)
# -----
# Nivel 1
set Column_L1 [expr ($Frame_H1-$Rigid_Link_L_low1*$s1)]; #Largo efectivo de la columna del piso 1 (plano X-Y)
# Nivel 2
set Column_L2 [expr ($Frame_H2-$Rigid_Link_L_low2*$s2)]; #Largo efectivo de la columna del piso 2 (plano X-Y)
# -----
# Imperfecciones impuestas
# -----
# Imperfección del tramo de viga fuera del enlace, fuera del plano, en pisos sin diafragma
set f_L [expr 1.0/500.0]
# -----
# Definición de los nodos (columnas, riostras, riostras)
# -----
# Nodos Columnas
# -----
# Columna izquierda
node 100 0.0 0.0 0.0; #Nodo inicial columna
node 101 0.0 [expr $Rigid_Link_L_low1*$s1] 0.0; # Nodo elemento rígido nivel 1
node 102 0.0 [expr $Frame_H1] 0.0; # Interseccion viga-columna
node 103 0.0 [expr $Frame_H1+$Rigid_Link_L_low2*$s2] 0.0; # Nodo elemento rígido nivel 2 (inferior)
node 104 0.0 [expr $Frame_H] 0.0; # Nodo final columna
node 105 0.0 [expr $Frame_H-$Rigid_Link_L_up2*$s2] 0.0; # Nodo elemento rígido nivel 2 (superior)
node 106 [expr $Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H] 0.0; # Nodo elemento rígido viga del nivel 2
# Columna derecha
node 200 [expr $Frame_V] 0.0 0.0; #Nodo inicial columna
node 201 [expr $Frame_V] [expr $Rigid_Link_L_low1*$s1] 0.0; # Nodo elemento rígido
node 202 [expr $Frame_V] [expr $Frame_H1] 0.0; # Interseccion viga-columna
node 203 [expr $Frame_V] [expr $Frame_H1+$Rigid_Link_L_low2*$s2] 0.0; # Nodo elemento rígido
node 204 [expr $Frame_V] [expr $Frame_H] 0.0; # Nodo final columna
node 205 [expr $Frame_V] [expr $Frame_H-$Rigid_Link_L_up2*$s2] 0.0;
node 206 [expr $Frame_V-$Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H] 0.0;
# Columna P-Delta, a 1 [m] a la derecha de la columna derecha
node 900 [expr $Frame_V+1000] 0.0 0.0;
node 901 [expr $Frame_V+1000] [expr $Frame_H] 0.0;
# Nodos de los elementos rígidos
# -----
# Elementos rígidos izquierda-mitad
node 301 [expr $Rigid_Link_L_low1*$c1] [expr $Rigid_Link_L_low1*$s1] [expr $f_L*$Frame_B*($Rigid_Link_L_up1*$s1)/$Frame_H1];
node 302 [expr $Frame_B-$Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1-$Rigid_Link_L_up1*$s1] [expr $f_L*$Frame_B*($Frame_H1-$Rigid_Link_L_up1*$s1)/$Frame_H1];
node 303 [expr $Frame_B] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*$Frame_B];
node 304 [expr $Frame_B-$Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*($Frame_B-$Rigid_Link_L_up1*$c1)];

```

```

node 305 [expr $Rigid_Link_L_low2*$c2] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*($Rigid_Link_L_low2*$c2)]
node 306 [expr $Rigid_Link_L_low2*$c2] [expr $Frame_H1+$Rigid_Link_L_low2*$s2] 0.0;
node 307 [expr $Frame_B-$Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H-$Rigid_Link_L_up2*$s2] 0.0;
node 308 [expr $Frame_B] [expr $Frame_H] 0.0;
node 309 [expr $Frame_B-$Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H] 0.0;
# Elementos rígidos derecha-mitad
node 401 [expr $Frame_V-$Rigid_Link_L_low1*$c1] [expr $Rigid_Link_L_low1*$s1]
[expr $f_L*$Frame_B*($Rigid_Link_L_up1*$s1)/$Frame_H1];
node 402 [expr $Frame_B+$Frame_e+$Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1-$Rigid_Link_L_up1*$s1]
[expr $f_L*$Frame_B*($Frame_H1-$Rigid_Link_L_up1*$s1)/$Frame_H1];
node 403 [expr $Frame_B+$Frame_e] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*$Frame_B];
node 404 [expr $Frame_B+$Frame_e+$Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*($Frame_B-$Rigid_Link_L_up1*$c1)];
node 405 [expr $Frame_V-$Rigid_Link_L_low2*$c2] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*$Rigid_Link_L_low2*$c2];
node 406 [expr $Frame_V-$Rigid_Link_L_low2*$c2] [expr $Frame_H1+$Rigid_Link_L_low2*$s2] 0.0;
node 407 [expr $Frame_B+$Frame_e+$Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H-$Rigid_Link_L_up2*$s2] 0.0;
node 408 [expr $Frame_B+$Frame_e] [expr $Frame_H] 0.0;
node 409 [expr $Frame_B+$Frame_e+$Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H] 0.0;
# Nodos auxiliares vigas
# Viga izquierda nivel 1
node 701 [expr $Rigid_Link_L_low2*$c2] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*$Rigid_Link_L_low2*$c2]; #Igual a 305
# Viga derecha nivel 1
node 801 [expr $Frame_V-$Rigid_Link_L_low2*$c2] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*$Rigid_Link_L_low2*$c2]; #Igual a 405
# Viga izquierda nivel 2
node 702 [expr $Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H] 0.0; #Igual a 106
# Viga derecha nivel 2
node 802 [expr $Frame_V-$Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H] 0.0; #Igual a 206
# Nodos auxiliares enlaces
node 3003 [expr $Frame_B] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*$Frame_B];
node 3008 [expr $Frame_B] [expr $Frame_H] 0.0;
node 4003 [expr $Frame_B+$Frame_e] [expr $Frame_H1] [expr $f_L*$Frame_B];
node 4008 [expr $Frame_B+$Frame_e] [expr $Frame_H] 0.0;
# Nodos auxiliares riostras izquierda
node 501 [expr $Rigid_Link_L_low1*$c1] [expr $Rigid_Link_L_low1*$s1] [expr $f_L*$Frame_B*($Rigid_Link_L_up1*$s1)/$Frame_H1];
# Igual a 301
node 502 [expr $Frame_B-$Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1-$Rigid_Link_L_up1*$s1]
[expr $f_L*$Frame_B*($Frame_H1-$Rigid_Link_L_up1*$s1)/$Frame_H1]; # Igual a 302
node 503 [expr $Rigid_Link_L_low2*$c2] [expr $Frame_H1+$Rigid_Link_L_low2*$s2] 0.0; # Igual a 306
node 504 [expr $Frame_B-$Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H-$Rigid_Link_L_up2*$s2] 0.0; # Igual a 307
# Nodos auxiliares riostras derecha
node 601 [expr $Frame_V-$Rigid_Link_L_low1*$c1] [expr $Rigid_Link_L_low1*$s1]
[expr $f_L*$Frame_B*($Rigid_Link_L_up1*$s1)/$Frame_H1]; # Igual a 401
node 602 [expr $Frame_B+$Frame_e+$Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1-$Rigid_Link_L_up1*$s1]
[expr $f_L*$Frame_B*($Frame_H1-$Rigid_Link_L_up1*$s1)/$Frame_H1]; # Igual a 402
node 603 [expr $Frame_V-$Rigid_Link_L_low2*$c2]
[expr $Frame_H1+$Rigid_Link_L_low2*$s2] 0.0; # Igual a 406
node 604 [expr $Frame_B+$Frame_e+$Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H-$Rigid_Link_L_up2*$s2] 0.0; # Igual a 407
puts "Nodes      ...OK"
# -----
# Condiciones de apoyo
# -----
# Bases (apoyo simple+restricción de rotación en torno al eje Y: similar a la restricción de la base con pernos)
fix 100 1 1 1 0 1 0;
fix 200 1 1 1 0 1 0;
fix 900 1 1 1 0 1 0;
# Ubicación del diafragma rígido: nivel 2 (restricción de traslación en Z (dentro del plano), rotación en torno a X e Y)
fix 104 0 0 1 1 1 0;
fix 106 0 0 1 1 1 0;
fix 309 0 0 1 1 1 0;
fix 308 0 0 1 1 1 0;
fix 408 0 0 1 1 1 0;
fix 409 0 0 1 1 1 0;

```

```

fix 206 0 0 1 1 1 0;
fix 204 0 0 1 1 1 0;
fix 901 0 0 1 1 1 0;
puts "Restricciones: apoyos y diafragma      ...OK"
# -----
# Compatibilización de desplazamientos y rotaciones entre nodos
# -----
# Entre nodos del elemento rígido y viga
# Nivel de techo 1
equalDOF 305 701 1 2 3 4 5; #305
equalDOF 405 801 1 2 3 4 5;
# Nivel de techo 2
equalDOF 106 702 1 2 3 4 5; # 1 2 3 4 5
equalDOF 206 802 1 2 3 4 5;
# Entre nodos del elemento rígido y riostras
equalDOF 301 501 1 2 3 4 5;
equalDOF 302 502 1 2 3 4 5;
equalDOF 306 503 1 2 3 4 5;
equalDOF 307 504 1 2 3 4 5;
equalDOF 401 601 1 2 3 4 5;
equalDOF 402 602 1 2 3 4 5;
equalDOF 406 603 1 2 3 4 5;
equalDOF 407 604 1 2 3 4 5;
# Entre el enlace y los elementos adyacentes (resortes)
equalDOF 303 3003 1 4 5 6;
equalDOF 403 4003 1 4 5 6;
equalDOF 308 3008 1 3 4 5 6;
equalDOF 408 4008 1 3 4 5 6;
# Piso Rigido
equalDOF 901 204 1;
equalDOF 901 104 1;
equalDOF 901 309 1;
equalDOF 901 409 1;
puts "Compatibilizacion      ...OK"

#-----
# Propiedades de las secciones y elementos
#-----
# Materiales
# Propiedades del acero
set E 200.0; # En [kN/mm2]
set nu 0.3;
set G [expr $E/(2.0*(1.0+$nu))];
# Parámetros del material Steel02 (de la calibración realizada por Maria)
set R0 30.0; # recomendado por OpenSees
set cR1 0.925; # recomendado por OpenSees
set cR2 0.15; # recomendado por OpenSees
set a1 22
set a2 0.4
set a3 22
set a4 0.4
set sigma_r 0
set Fy 0.345; # ASTM A992 Fluencia del material, en [kN/mm2]
set Ry 1.1; # AISC 341
set RyFy [expr $Ry*$Fy]; # Fluencia esperada del material en [kN/mm2]
set b [expr (0.1*$RyFy/0.04)/$E]; #Relación entre rigideces

# -----
# Definición de los materiales por elemento.
# -----

```

```

# Material de las riostras, vigas fuera del enlace y columnas: STEEL02
#uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $b $R0 $cR1 $cR2 <$a1 $a2 $a3 $a4 $sigInit>
uniaxialMaterial Steel02 11 $RyFy $E $b $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4 $sigma_r;
# Propiedad de torsión para las riostras en la dirección por indicar en aggregator
#uniaxialMaterial Elastic $matTag $E <$eta> <$Eneg>
# Torsión riostra Nivel 1
uniaxialMaterial Elastic 19 [expr $G*$Brace_J1]
# Torsión riostra Nivel 2
uniaxialMaterial Elastic 20 [expr $G*$Brace_J2]
# Torsión columna
uniaxialMaterial Elastic 21 [expr $G*$Column_J]
# Torsión viga Nivel 1
uniaxialMaterial Elastic 22 [expr $G*$Beam_J1]
# Torsión viga Nivel 2
uniaxialMaterial Elastic 23 [expr $G*$Beam_J2]

# Link Material Properties
# Link Tri-Spring Shear Material
# First and Second Story Link (vertical)
set Av1 [expr ($Enlace_d1-2.0*$Enlace_tf1)*$Enlace_td1]; # Área del alma del enlace
set Vp1 [expr 0.6*$Av1*$RyFy]; # Capacidad del enlace
set SpringMat1 151;
#Backbone Curve for linear springs
set s1p [expr 1.1*$Vp1]
set s2p [expr 1.3*$Vp1]
set s3p [expr 1.5*$Vp1]
set s4p [expr 1.55*$Vp1]
set Kv11 [expr 2.0*$G*$Av1/$Frame_e]
set Kv12 [expr 0.03*$Kv11]
set Kv13 [expr 0.015*$Kv11]
set Kv14 [expr 0.002*$Kv11]
set Km11 [expr $Kv11-$Kv12+$Kv13-$Kv14]; # Rigidez modificada
set Km12 [expr $Kv12-$Kv13+$Kv14]
set Km13 [expr $Kv13-$Kv14]
#Deformacion
set e1p [expr $s1p/$Kv11]
set e2p [expr (0.2*$Vp1)/$Kv12]
set e3p [expr (0.2*$Vp1)/$Kv13]
set e4p [expr (0.05*$Vp1)/$Kv14]; #Deformacion máxima
# Material Model for Linear Springs
uniaxialMaterial ElasticPP 152 $Km11 $e1p;
uniaxialMaterial ElasticPP 153 $Km12 [expr $e1p+$e2p];
uniaxialMaterial ElasticPP 154 $Km13 [expr $e1p+$e2p+$e3p];
uniaxialMaterial ElasticPP 155 $Kv14 [expr $e1p+$e2p+$e3p+$e4p];
uniaxialMaterial Parallel $SpringMat1 152 153 154 155;
# Link Flexural-Hinge Material (Momento-curvatura)
set b1 0.05;
set LinkMat1 150;
set Fy1 [expr $RyFy*$Enlace_Zx1]; # Momento plástico de la seccion
uniaxialMaterial Steel01 $LinkMat1 $Fy1 $E $b1;
# First Story Link (horizontal)
#Enlace en esta direccion es largo, a flexion, domina dicha capacidad
set Mp2 [expr $RyFy*$Enlace_Zy1]
set Av2 [expr 2.0*$Enlace_bf1*$Enlace_tf1/1.2];
set Vp2 [expr 0.6*$Av2*$RyFy];
set SpringMat2 161;
#Backbone Curve for linear springs
set s1p2 [expr 1.1*$Vp2]
set Kv21 [expr 2.0*$G*$Av2/$Frame_e]
set Kv22 [expr 0.002*$Kv21]
set Km21 [expr $Kv21-$Kv22]; # Rigidez modificada

```

```

#Deformacion
set e1p2 [expr $s1p2/$Kv21]
set e2p2 [expr (0.05*$Vp2)/$Kv22]
# Material Model for Linear Springs
uniaxialMaterial ElasticPP 162 $Km21 $e1p2;
uniaxialMaterial ElasticPP 163 $Kv22 [expr $e1p2+$e2p2];
uniaxialMaterial Parallel $SpringMat2 162 163;
set LinkMat2 160;
set Fy2 $Mp2; # Momento plástico de la seccion (enlace a flexion)
uniaxialMaterial Steel01 $LinkMat2 $Fy2 $E $b1;
puts "Materiales      ...OK"

# -----
# Propiedades de los elementos y discretización
# -----
# Discretización en fibras de las riostras
# -----

# Nivel 1. Discretización desde el centroide del perfil
# FiberTag=1
set nfdw 16; # number of fibers along dw
set nftw 2; # number of fibers along tw
set nfbf 16; # number of fibers along bf
set nftf 4; # number of fibers along tf
section Fiber 1 -torsion 19 {
# Ala inferior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Brace_bf1/2.0] [expr -$Brace_d1/2.0] [expr $Brace_bf1/2.0] [expr -$Brace_d1/2.0] [expr $Brace_bf1/2.0]
[expr -$Brace_d1/2.0+$Brace_tbf1] [expr -$Brace_bf1/2.0] [expr -$Brace_d1/2.0+$Brace_tbf1]
# Ala superior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Brace_bf1/2.0] [expr $Brace_d1/2.0-$Brace_tbf1] [expr $Brace_bf1/2.0] [expr $Brace_d1/2.0-
$Brace_tbf1] [expr $Brace_bf1/2.0]
[expr $Brace_d1/2.0] [expr -$Brace_bf1/2.0] [expr $Brace_d1/2.0]
# Alma
patch quad 11 $nftw $nfdw [expr -$Brace_td1/2.0] [expr -$Brace_d1/2.0+$Brace_tbf1] [expr $Brace_td1/2.0]
[expr -$Brace_d1/2.0+$Brace_tbf1] [expr $Brace_td1/2.0]
[expr $Brace_d1/2.0-$Brace_tbf1] [expr -$Brace_td1/2.0] [expr $Brace_d1/2.0-$Brace_tbf1]
}

# Nivel 2. Discretización desde el centroide del perfil
# FiberTag=2
section Fiber 2 -torsion 20 {
# Ala inferior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Brace_bf2/2.0] [expr -$Brace_d2/2.0] [expr $Brace_bf2/2.0] [expr -$Brace_d2/2.0] [expr $Brace_bf2/2.0]
[expr -$Brace_d2/2.0+$Brace_tbf2] [expr -$Brace_bf2/2.0] [expr -$Brace_d2/2.0+$Brace_tbf2]
# Ala superior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Brace_bf2/2.0] [expr $Brace_d2/2.0-$Brace_tbf2] [expr $Brace_bf2/2.0] [expr $Brace_d2/2.0-
$Brace_tbf2] [expr $Brace_bf2/2.0]
[expr $Brace_d2/2.0] [expr -$Brace_bf2/2.0] [expr $Brace_d2/2.0]
# Alma
patch quad 11 $nftw $nfdw [expr -$Brace_td2/2.0] [expr -$Brace_d2/2.0+$Brace_tbf2] [expr $Brace_td2/2.0]
[expr -$Brace_d2/2.0+$Brace_tbf2] [expr $Brace_td2/2.0] [expr $Brace_d2/2.0-$Brace_tbf2] [expr -$Brace_td2/2.0]
[expr $Brace_d2/2.0-$Brace_tbf2]
}
puts "Discretizacion riostras      ...OK"

# Discretización en fibras de las vigas
# -----
# Nivel 1
#FiberTag=3
section Fiber 3 -torsion 22 {
# Ala inferior

```

```

patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Beam_bf1/2.0] [expr -$Beam_d1/2.0] [expr $Beam_bf1/2.0] [expr -$Beam_d1/2.0] [expr $Beam_bf1/2.0]
[expr -$Beam_d1/2.0+$Beam_tf1] [expr -$Beam_bf1/2.0] [expr -$Beam_d1/2.0+$Beam_tf1]
# Ala superior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Beam_bf1/2.0] [expr $Beam_d1/2.0-$Beam_tf1] [expr $Beam_bf1/2.0] [expr $Beam_d1/2.0-$
$Beam_tf1] [expr $Beam_bf1/2.0]
[expr $Beam_d1/2.0] [expr -$Beam_bf1/2.0] [expr $Beam_d1/2.0]
# Alma
patch quad 11 $nftw $nfdw [expr -$Beam_td1/2.0] [expr -$Beam_d1/2.0+$Beam_tf1] [expr $Beam_td1/2.0]
[expr -$Beam_d1/2.0+$Beam_tf1] [expr $Beam_td1/2.0] [expr $Beam_d1/2.0-$Beam_tf1] [expr -$Beam_td1/2.0]
[expr $Beam_d1/2.0-$Beam_tf1]
}
# Nivel 2
#FiberTag=4
section Fiber 4 -torsion 23 {
# Ala inferior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Beam_bf2/2.0] [expr -$Beam_d2/2.0] [expr $Beam_bf2/2.0] [expr -$Beam_d2/2.0] [expr $Beam_bf2/2.0]
[expr -$Beam_d2/2.0+$Beam_tf2] [expr -$Beam_bf2/2.0] [expr -$Beam_d2/2.0+$Beam_tf2]
# Ala superior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Beam_bf2/2.0] [expr $Beam_d2/2.0-$Beam_tf2] [expr $Beam_bf2/2.0] [expr $Beam_d2/2.0-$
$Beam_tf2] [expr $Beam_bf2/2.0]
[expr $Beam_d2/2.0] [expr -$Beam_bf2/2.0] [expr $Beam_d2/2.0]
# Alma
patch quad 11 $nftw $nfdw [expr -$Beam_td2/2.0] [expr -$Beam_d2/2.0+$Beam_tf2] [expr $Beam_td2/2.0]
[expr -$Beam_d2/2.0+$Beam_tf2] [expr $Beam_td2/2.0] [expr $Beam_d2/2.0-$Beam_tf2] [expr -$Beam_td2/2.0]
[expr $Beam_d2/2.0-$Beam_tf2]
}

puts "Discretizacion vigas          ...OK"
# Discretización en fibras de las columnas
# -----
# FiberTag=5
section Fiber 5 -torsion 21 {
# Ala inferior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Column_bf/2.0] [expr -$Column_d/2.0] [expr $Column_bf/2.0] [expr -$Column_d/2.0]
[expr $Column_bf/2.0] [expr -$Column_d/2.0+$Column_tf] [expr -$Column_bf/2.0] [expr -$Column_d/2.0+$Column_tf]
# Ala superior
patch quad 11 $nfbf $nftf [expr -$Column_bf/2.0]
[expr $Column_d/2.0-$Column_tf] [expr $Column_bf/2.0] [expr $Column_d/2.0-$Column_tf] [expr $Column_bf/2.0]
[expr $Column_d/2.0] [expr -$Column_bf/2.0] [expr $Column_d/2.0]
# Alma
patch quad 11 $nftw $nfdw [expr -$Column_td/2.0] [expr -$Column_d/2.0+$Column_tf] [expr $Column_td/2.0]
[expr -$Column_d/2.0+$Column_tf] [expr $Column_td/2.0] [expr $Column_d/2.0-$Column_tf] [expr -$Column_td/2.0]
[expr $Column_d/2.0-$Column_tf]
}
puts "Discretizacion columnas          ...OK"

# Seccion de las rotulas
set LinkSecTag1 6
section Uniaxial $LinkSecTag1 $LinkMat1 Mz;
set LinkSecTag2 7
section Uniaxial $LinkSecTag2 $LinkMat2 My;
puts "Secciones rotulas .....OK"
# Seccion del enlace
set TagE1 8
section Elastic $TagE1 $E $Enlace_A1 $Enlace_Iy1 $Enlace_Ix1 $G $Enlace_J1;
puts "Elastic Sections .....OK"

# -----
# Type of geometric nonlinearity (1-linear, 2-Pdelta, 3-Corotational)
# Tipo de transformacion
# -----

```

```

# Columna gravitacional P-DELTA
set transfTagPdelta 2
geomTransf PDelta $transfTagPdelta 0 0 1;
# Vigas fuera del enlace, riostras y columnas:
set transfTagBrace1 3
geomTransf Corotational $transfTagBrace1 [expr -5000.0/$Brace_L_cc1] [expr 4400.0/$Brace_L_cc1] [expr -$f_L];
set transfTagBrace2 7
geomTransf Corotational $transfTagBrace2 [expr -5000.0/$Brace_L_cc1] [expr 4400.0/$Brace_L_cc1] 0;
set transfTagBeam1 4
geomTransf Corotational $transfTagBeam1 0 1 0;
set transfTagBeam2 6
geomTransf Corotational $transfTagBeam2 0 1 0;
set transfTagCol 5
geomTransf Corotational $transfTagCol 0 0 1;

# -----
# Definición de los elementos
# -----
# Puntos de integración
# Para riostras
set ppoint 5;
# Para vigas (fuera del enlace)
set ppointv 5;
# Para columnas
set ppointc 5;
# Tolerancia y máximo número de iteraciones
set tol 1.0e-6;
set maxIters 100;

# ----
# RIOSTRAS
# ----
# Riostra izquierda nivel 1
element forceBeamColumn 501 501 502 $ppoint 1 $transfTagBrace1 -iter $maxIters $tol
# Riostra derecha nivel 1
element forceBeamColumn 601 602 601 $ppoint 1 $transfTagBrace1 -iter $maxIters $tol
# Riostra izquierda nivel 2
element forceBeamColumn 503 503 504 $ppoint 2 $transfTagBrace2 -iter $maxIters $tol
# Riostra derecha nivel 2
element forceBeamColumn 603 604 603 $ppoint 2 $transfTagBrace2 -iter $maxIters $tol
#-----
# Ghost trusses to the braces (with very small stiffness) to diminish convergence problems
#-----
# Unit axial stiffness
uniaxialMaterial Elastic 50 1.0
# Nivel 1
# A adjusted such that axial deformation = 1000 x P (and P is small)
element corotTruss 1001 501 502 5.0 50; #área de 5 [mm2]
element corotTruss 1002 602 601 5.0 50
# Nivel 2
element corotTruss 1003 503 504 5.0 50
element corotTruss 1004 604 603 5.0 50

# ----
# COLUMNAS
# ----
# Columna Izquierda
element forceBeamColumn 101 101 102 $ppointc 5 $transfTagCol -iter $maxIters $tol;
element forceBeamColumn 103 103 105 $ppointc 5 $transfTagCol -iter $maxIters $tol;
# Columna Derecha
element forceBeamColumn 201 201 202 $ppointc 5 $transfTagCol -iter $maxIters $tol;

```

```

element forceBeamColumn 203 203 205 $ptointc 5 $transfTagCol -iter $maxIters $tol;

# ----
# VIGAS FUERA DEL ENLACE
# ----
# Viga izquierda nivel 1
element forceBeamColumn 701 701 304 $ptointv 3 $transfTagBeam1 -iter $maxIters $tol;
# Viga derecha nivel 1
element forceBeamColumn 801 404 801 $ptointv 3 $transfTagBeam1 -iter $maxIters $tol;
# Viga izquierda nivel 2
element forceBeamColumn 702 702 309 $ptointv 4 $transfTagBeam2 -iter $maxIters $tol;
# Viga derecha nivel 2
element forceBeamColumn 802 409 802 $ptointv 4 $transfTagBeam2 -iter $maxIters $tol;

# ---.
# ENLACES
# ----
# Nivel 1-Resorte vertical
element zeroLength 60000 303 3003 -mat $SpringMat1 -dir 2;
element forceBeamColumn 60001 3003 4003 $transfTagBeam2 "HingeRadau 6 0 6 0 8" <-iter $maxIters $tol>
element zeroLength 60002 4003 403 -mat $SpringMat1 -dir 2;
# Nivel 1-Resorte horizontal
element zeroLength 60003 303 3003 -mat $SpringMat2 -dir 3;
element forceBeamColumn 60004 3003 4003 $transfTagBeam2 "HingeRadau 7 0 7 0 8" <-iter $maxIters $tol>
element zeroLength 60005 4003 403 -mat $SpringMat2 -dir 3;
# Nivel 2-Resorte vertical
element zeroLength 60006 308 3008 -mat $SpringMat1 -dir 2;
element forceBeamColumn 60007 3008 4008 $transfTagBeam2 "HingeRadau 6 0 6 0 8" <-iter $maxIters $tol >
element zeroLength 60008 4008 408 -mat $SpringMat1 -dir 2;
puts "Elementos... OK"

# ----
# Columna P-DELTA
# ----
set Ad [expr 4.0*$Column_A]; #suma de secciones transversales de todas las columnas
set Iiyd [expr 4.0*$Column_Iy]; #suma de inercias de columnas (eje débil)
set Iixd [expr 4.0*$Column_Ix]; #suma de inercias de columnas (eje fuerte)
set Jd [expr 4.0*$Column_J]; #torsión columnas
#element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iy $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 900 900 901 $Ad $E $G $Jd $Iixd $Iiyd $transfTagPdelta;
puts "Columna P-DELTA... OK"

# -----
# Conexiones: Elementos rígidos, 10 veces las propiedades de su respectivo elemento.
# -----
# Elementos rígidos elásticos en las riostras
# Nivel 1
set Arlb1 [expr 10.0*$Brace_A1];
set Jrlb1 [expr 10.0*$Brace_J1];
set Iyrlb1 [expr 10.0*$Brace_Iy1];
set Izrlb1 [expr 10.0*$Brace_Ix1];;
# Nivel 2
set Arlb2 [expr 10.0*$Brace_A2];
set Jrlb2 [expr 10.0*$Brace_J2];
set Iyrlb2 [expr 10.0*$Brace_Iy2];
set Izrlb2 [expr 10.0*$Brace_Ix2];

# Elementos rígidos en las riostras nivel 1
element elasticBeamColumn 50101 100 301 $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $Iyrlb1 $Izrlb1 $transfTagBrace1
element elasticBeamColumn 50102 302 303 $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $Iyrlb1 $Izrlb1 $transfTagBrace1
element elasticBeamColumn 50103 401 200 $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $Iyrlb1 $Izrlb1 $transfTagBrace1

```

```

element elasticBeamColumn 50104 403 402 $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $Iyrlb1 $Izrlb1 $transfTagBrace1

# Elementos rígidos en las riostras nivel 2
element elasticBeamColumn 50105 102 306 $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $Iyrlb2 $Izrlb2 $transfTagBrace2
element elasticBeamColumn 50106 307 308 $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $Iyrlb2 $Izrlb2 $transfTagBrace2
element elasticBeamColumn 50107 406 202 $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $Iyrlb2 $Izrlb2 $transfTagBrace2
element elasticBeamColumn 50108 408 407 $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $Iyrlb2 $Izrlb2 $transfTagBrace2

# Elementos rígidos en las columnas
set Arlc [expr 10.0*$Column_A];
set Jrlc [expr 10.0*$Column_J];
set Iyrlc [expr 10.0*$Column_Iy];
set Izrlc [expr 10.0*$Column_Ix];

# Elementos rígidos en las columnas nivel 1
element elasticBeamColumn 50109 100 101 $Arlc $E $G $Jrlc $Iyrlc $Izrlc $transfTagCol
element elasticBeamColumn 50110 200 201 $Arlc $E $G $Jrlc $Iyrlc $Izrlc $transfTagCol

### Elementos rígidos en las columnas nivel 2
element elasticBeamColumn 50111 102 103 $Arlc $E $G $Jrlc $Iyrlc $Izrlc $transfTagCol
element elasticBeamColumn 50112 202 203 $Arlc $E $G $Jrlc $Iyrlc $Izrlc $transfTagCol
element elasticBeamColumn 50119 105 104 $Arlc $E $G $Jrlc $Iyrlc $Izrlc $transfTagCol
element elasticBeamColumn 50120 205 204 $Arlc $E $G $Jrlc $Iyrlc $Izrlc $transfTagCol

# Elementos rígidos en las vigas
# Nivel 1
set Arls1 [expr 10.0*$Beam_A1];
set Jrls1 [expr 10.0*$Beam_J1];
set Iyrls1 [expr 10.0*$Beam_Iy1];
set Izrls1 [expr 10.0*$Beam_Ix1];

# Nivel 2
set Arls2 [expr 10.0*$Beam_A2];
set Jrls2 [expr 10.0*$Beam_J2];
set Iyrls2 [expr 10.0*$Beam_Iy2];
set Izrls2 [expr 10.0*$Beam_Ix2];

# Elementos rígidos techo nivel 1
element elasticBeamColumn 50113 102 305 $Arls1 $E $G $Jrls1 $Iyrls1 $Izrls1 $transfTagBeam1
element elasticBeamColumn 50114 304 303 $Arls1 $E $G $Jrls1 $Iyrls1 $Izrls1 $transfTagBeam1
element elasticBeamColumn 50115 403 404 $Arls1 $E $G $Jrls1 $Iyrls1 $Izrls1 $transfTagBeam1
element elasticBeamColumn 50116 405 202 $Arls1 $E $G $Jrls1 $Iyrls1 $Izrls1 $transfTagBeam1

# Elementos rígidos techo nivel 2
element elasticBeamColumn 50117 309 308 $Arls2 $E $G $Jrls2 $Iyrls2 $Izrls2 $transfTagBeam2
element elasticBeamColumn 50118 408 409 $Arls2 $E $G $Jrls2 $Iyrls2 $Izrls2 $transfTagBeam2
element elasticBeamColumn 50121 104 106 $Arls2 $E $G $Jrls2 $Iyrls2 $Izrls2 $transfTagBeam2
element elasticBeamColumn 50122 206 204 $Arls2 $E $G $Jrls2 $Iyrls2 $Izrls2 $transfTagBeam2

puts "Elementos rigidos elasticos... OK"

#-----
# Masas Sísmicas
#-----
# Cargas puntuales en las columnas
set D 0.0106; # Carga muerta en kN/mm
set L 0.0085; # Carga viva en kN/mm
set wu [expr (1.05*$D+0.25*$L)]; # Carga distribuida última en kN/mm
set ms [expr $wu*(($Frame_V)/9810.); # Masa sísmica
# Masas (en los pisos con diafragma rígido; masa sísmica)
mass 901 [expr $ms*3] 1.0e-10 1.0e-10 1.0e-10 1.0e-10 1.0e-10;

```

```

puts "Masas .....OK"
#-----
# Cargas Gravitacionales
#-----
#command: pattern PatternType $PatternID TimeSeriesType
pattern Plain 101 Linear {
#Floor 2 loads
#eleLoad -ele $eleTag1 <$eleTag2 ....> -type -beamUniform $Wy $Wz <$Wx>
eleLoad -ele 702 802 -type -beamUniform [expr -1.0*$wu] 0.0;
load 901 0.0 -138 0.0 0.0 0.0 0.0;
}
puts "Cargas.....OK"

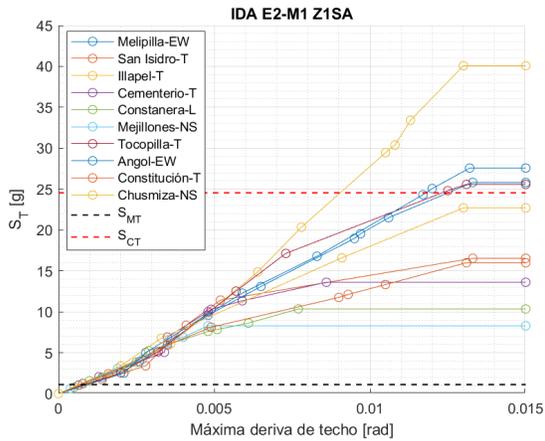
#-----
# Periodo
#-----
set pi [expr 2.0*asin(1.0)];
set omega1 [expr pow([eigen frequency 1], 0.5)]
set T1 [expr 2.0*$pi/$omega1]
puts " Period = $T1 s (Initial state)"

#-----
# Amortiguamiento de Rayleigh
#-----
set Damping 0.02;
set alpha [expr 2.0*$Damping*$omega1];
rayleigh $alpha 0.0 0.0 0.0

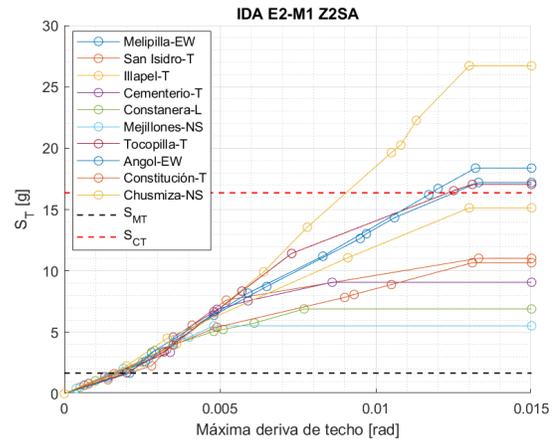
#-----
# Análisis estático
#-----
wipeAnalysis
constraints Plain;           # how it handles boundary conditions
numberer RCM;                # renumber dofs to minimize band-width (optimization), if you want to
system BandGeneral;          # how to store and solve the system of equations in the analysis (large model: try UmfPack)
test NormDispIncr 1.0e-6 100; # determine if convergence has been achieved at the end of an iteration step
algorithm Newton;            # use Newtons solution algorithm: updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 10;         # apply gravity in 1 steps
set DGravity [expr 1.0/$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static;             # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity;       # apply gravity
loadConst -time 0.0
puts "Model Built"
puts "Gravity Analysis ...OK"

```

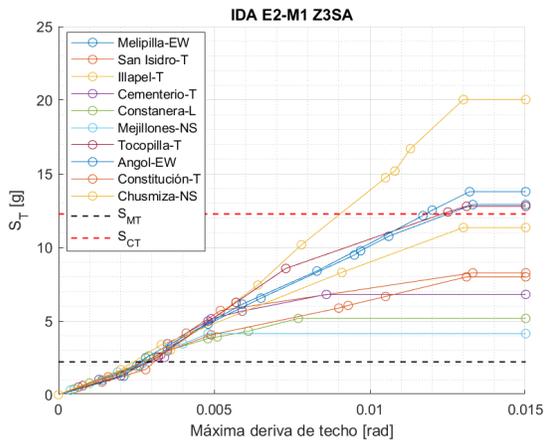
Anexo C. Gráficas IDA



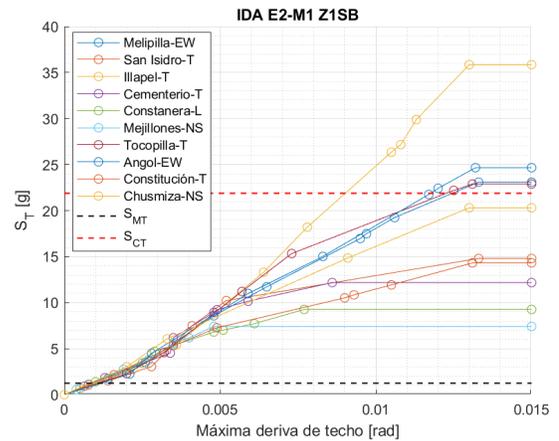
(a)



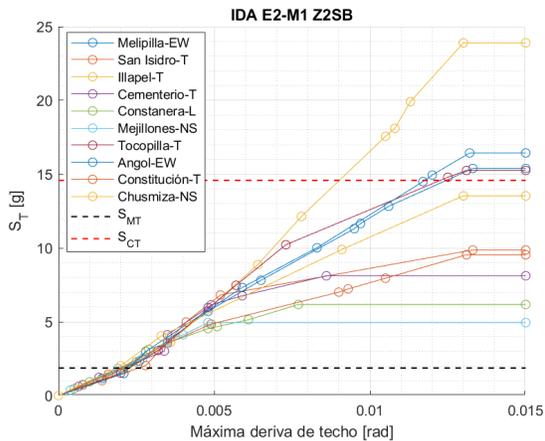
(b)



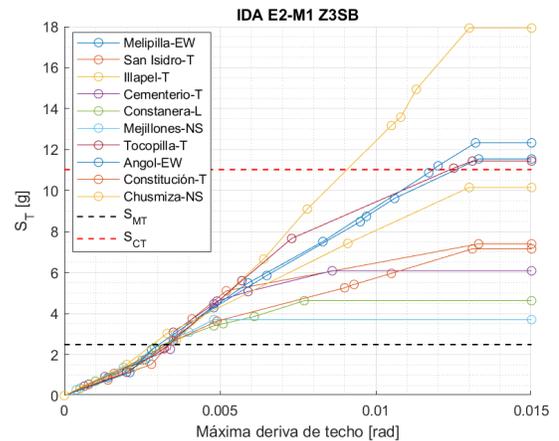
(c)



(d)

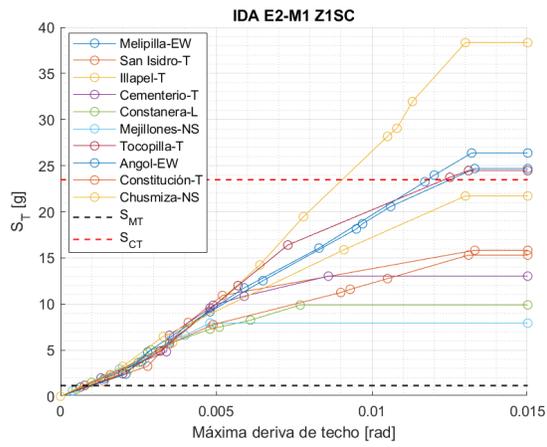


(e)

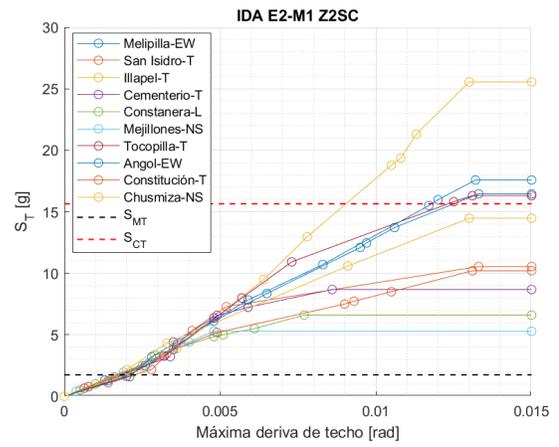


(f)

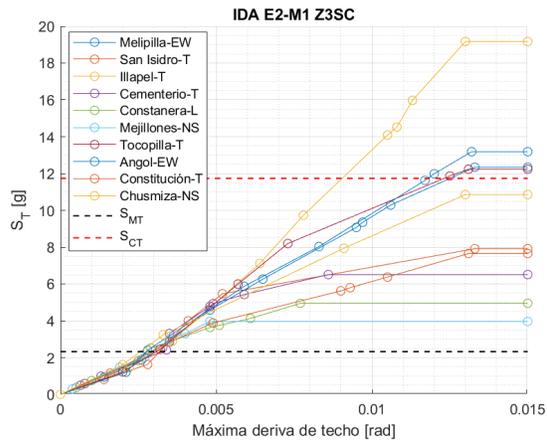
Figura C.1: IDA de la estructura de 2 paneles, para las zonas 1, 2 3 y suelos A y B.



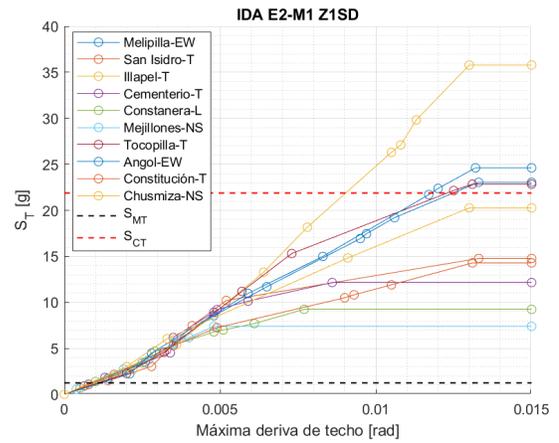
(a)



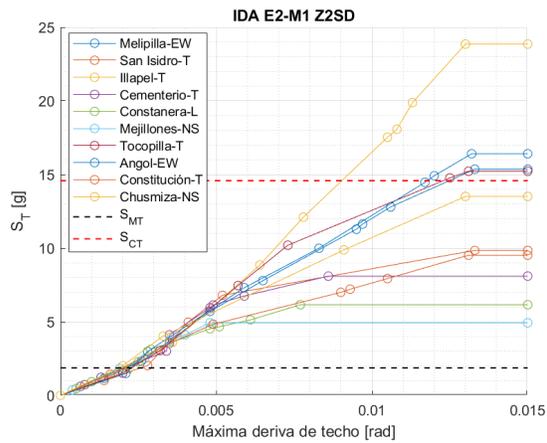
(b)



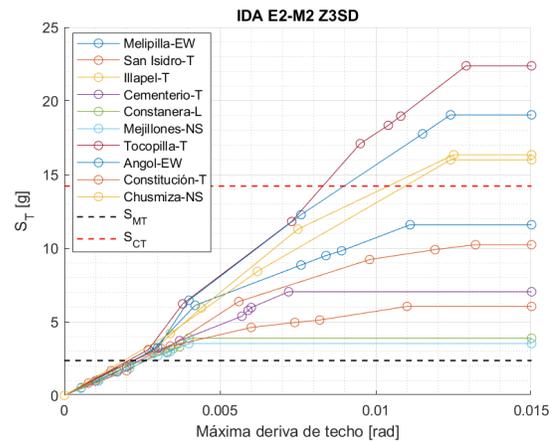
(c)



(d)

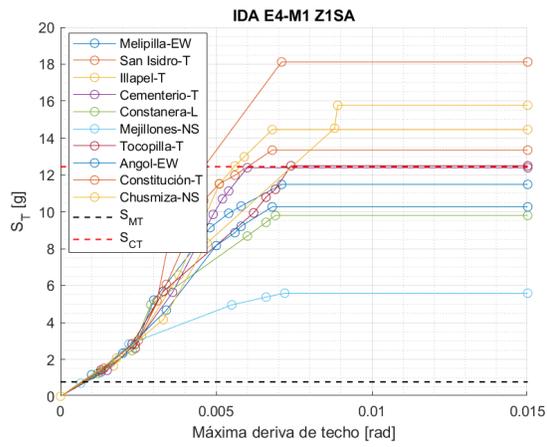


(e)

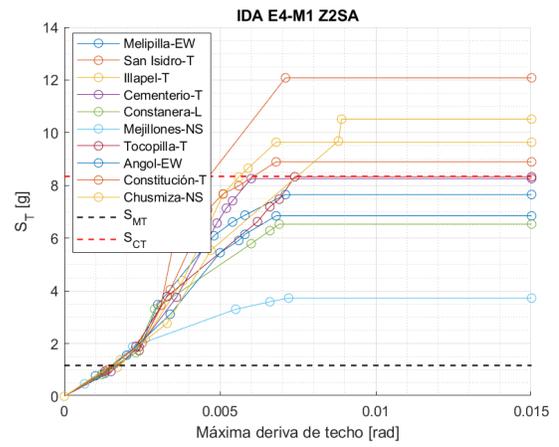


(f)

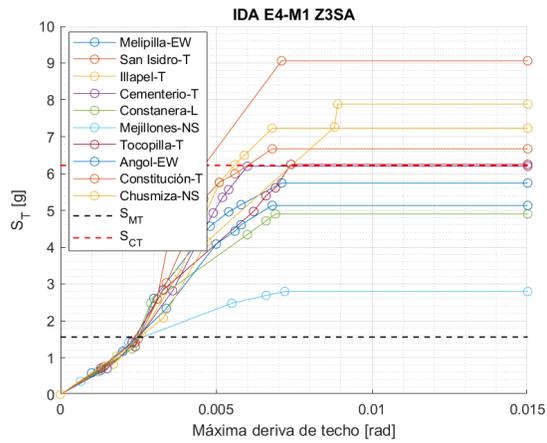
Figura C.2: IDA de la estructura de 2 paneles, para las zonas 1, 2 3 y suelos C y D.



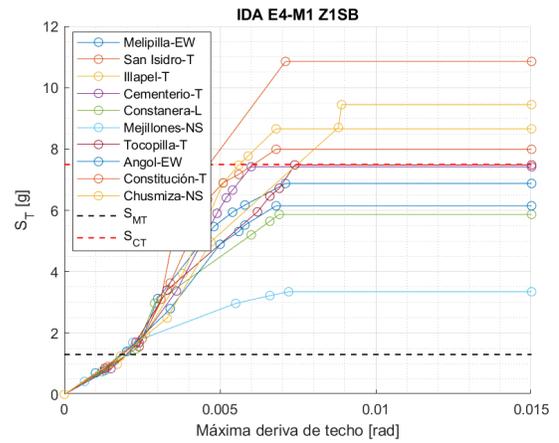
(a)



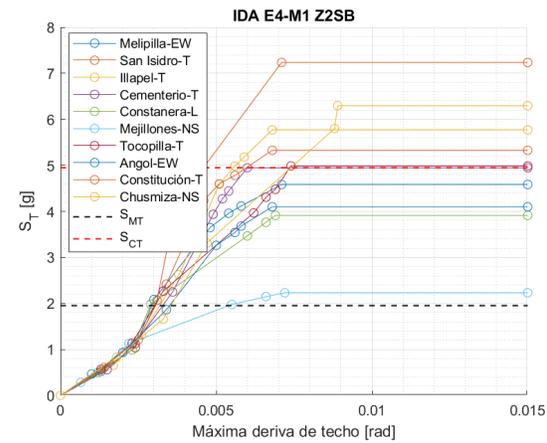
(b)



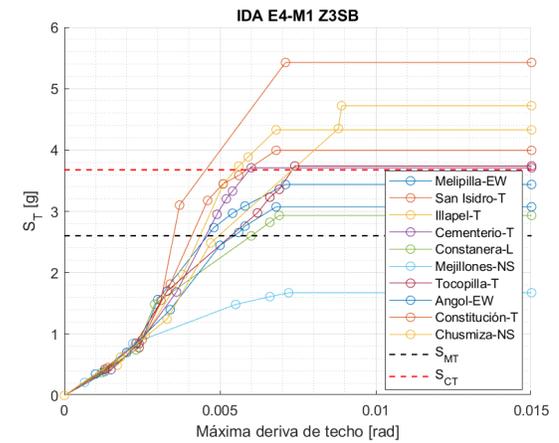
(c)



(d)

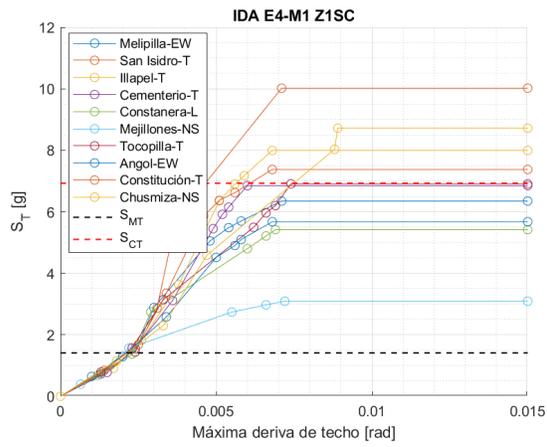


(e)

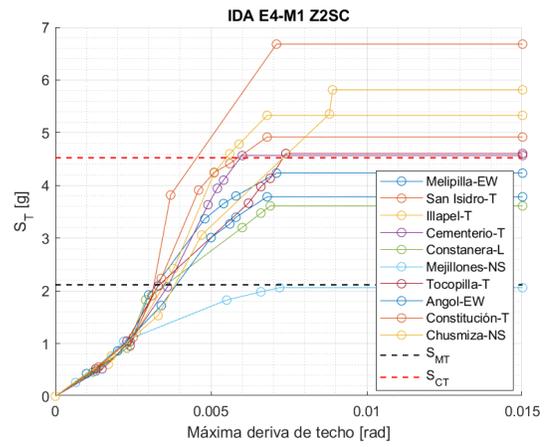


(f)

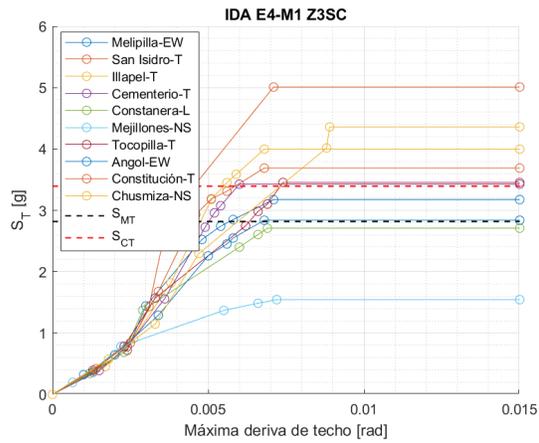
Figura C.3: IDA de la estructura de 4 paneles, para las zonas 1, 2 3 y suelos A y B.



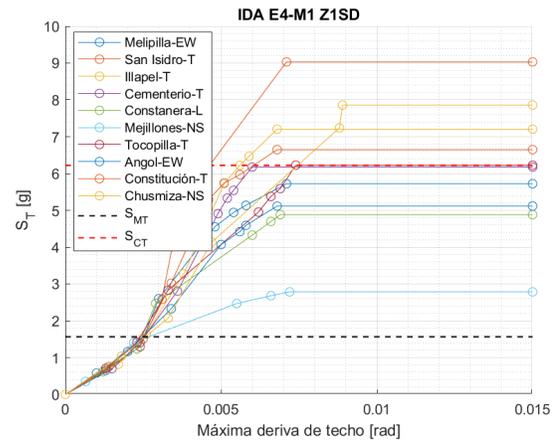
(a)



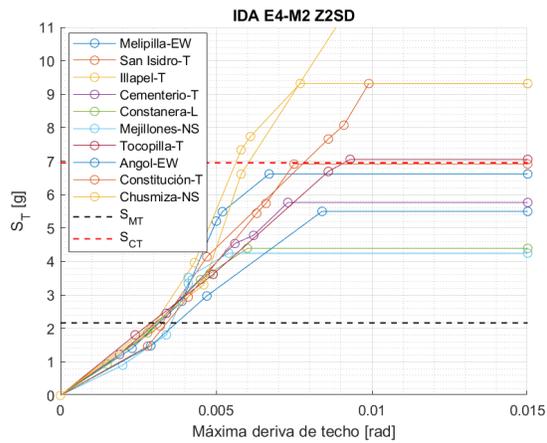
(b)



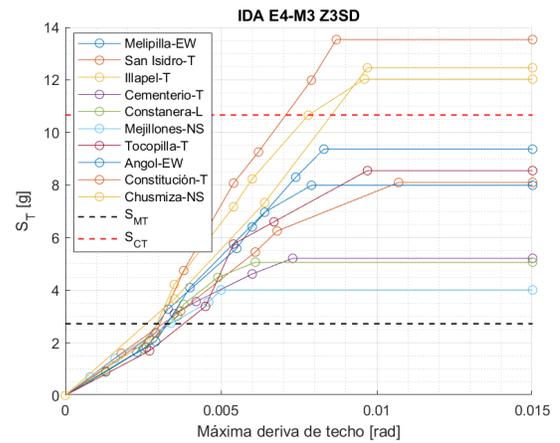
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura C.4: IDA de la estructura de 4 paneles, para las zonas 1, 2 3 y suelos C y D.