



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

DISEÑO Y ESTUDIO NUMÉRICO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS CON
RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

MARISOL ANDREA CANALES ZEMLJIC

PROFESOR GUÍA:
RICARDO ANTONIO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FABIÁN ROJAS BARRALES
ALEJANDRO VERDUGO PALMA

SANTIAGO DE CHILE
2016

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: MARISOL CANALES ZEMLJIC
FECHA: 05/12/2016
PROF. GUÍA: RICARDO HERRERA MARDONES

DISEÑO Y ESTUDIO NUMÉRICO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

Los marcos con riostras de pandeo restringido (BRBFs) están siendo recientemente introducidos en Chile, considerando sus ventajas por sobre los marcos concéntricos convencionales (CBFs), sin embargo, aún no han sido incluidos en las normas de diseño sísmico. En este estudio se diseñan bajo el código chileno tres edificios de oficinas, de 4, 9 y 15 pisos, con la misma planta tipo y estructurados con marcos BRBF, para luego evaluar su desempeño sísmico. Las estructuras se asumen localizadas en la costa central del país, donde la sismicidad está dominada por grandes sismos de subducción. Los diseños quedan controlados en todos los casos por el corte basal mínimo especificado en la norma, mientras que los diseños de 9 y 15 pisos quedan controlados también por el desplazamiento máximo entre pisos.

Los edificios resultantes son modelados considerando las no linealidades más importantes del problema y luego son sometidos a dos tipos de análisis no lineales: estático (*pushover*) y análisis no lineal dinámico (*tiempo-historia*), para el cual se utilizan nueve registros de aceleración de terremotos chilenos, de los últimos diez años. El desempeño de los prototipos es evaluado en términos de corte basal, distorsión de pisos, importancia de los efectos de segundo orden y probabilidad de colapso. Finalmente se obtienen los factores de modificación de respuesta sísmica, que son calculados para concluir respecto a la importancia de la sobrerresistencia y ductilidad de los diseños resultantes.

Los resultados de los *pushover* muestran una alta ductilidad en la respuesta de las estructuras pero con una sobrerresistencia limitada. Los resultados de los análisis *tiempo historia* muestran que con la norma chilena actual, las estructuras exhiben un comportamiento adecuado y poseen una reserva de capacidad significativa.

*A mis padres y hermanos,
por su cariño y apoyo
incondicional.*

Agradecimientos

A mis padres, Mónica y José, por su constante apoyo, sacrificio y amor incondicional, por dar todo por mi y por mis hermanos, sin ellos ninguno de nuestros logros serían posibles. A mis hermanos Mónica y Rudy, por ser fundamentales en mi vida y alentarme siempre a entregar lo mejor de mi. A mi viejita Kuky, por acompañarme durante toda su larga vida perruna.

A Carolina y Manuel, por su constante preocupación. A Valentina, por llenar de alegría a nuestra familia. A mis primos, por todo el cariño, apoyo y preocupación que siempre demuestran. A mis amigas desde el colegio, Daniela y Camila, hemos crecido juntas y han sido importantísimas durante todos estos años.

A mis compañeros desde los comienzos hasta el final de esta etapa, Tomás, Joaquín e Isaías, gracias por transformarse en unos tremendos amigos, por toda la ayuda, largas conversaciones e infaltables risas. También a Francisca, por su gran amistad y preocupación durante todos estos años.

A mis SOCIAS, María Fernanda y Constanza, Civil nos juntó y fue de las mejores cosas que me pudo haber pasado. A Jorge, por unirse también al grupo y mostrarnos el gran amigo que es. A todos mis amigos de la generación, por querernos tanto y tratar siempre de seguir unidos.

A toda la gente con la que compartí durante mi paso por “La Pecera” y “El Cuarto”, por los interesantes intercambios de conocimientos, los largos almuerzos, los puntuales breaks de las cuatro y las infaltables sacadas de vuelta. A Emilio y Miguel por la infalible compañía al metro. A Hernán, Marcos, Otu y Nemo, por todas las tallas y buena onda. A Fabián, por llorar y reír juntos por culpa del mismo programa. A Sánchez y Jones, por sus eternas visitas desde la “Geopecera”. A Mariela e Isabel por todo su cariño y preocupación, y a Eduardo por hacernos ver lo valioso de nuestros trabajos.

A mi profesor guía, Ricardo Herrera, por su gran disposición, constante apoyo e infinita paciencia durante todo este proceso. A los profesores Fabián Rojas y Alejandro Verdugo, por su ayuda y participación como miembros de la comisión. También, a los profesores Robert Tremblay y Larry Fahnestock, por sus valiosos aportes y comentarios durante el desarrollo de este trabajo.

Tabla de Contenido

1	Introducción	1
1.1	Motivación	1
1.2	Objetivos	2
1.2.1	Generales	2
1.2.2	Específicos	2
1.3	Arriostramientos de Pandeo Restringido	2
1.4	Ventajas del uso de riostras BRB en marcos de acero	5
1.4.1	Ventajas del uso de BRB	6
1.4.2	Desventajas del uso de BRB	6
1.5	Alcances de cada capítulo	7
2	Antecedentes	8
2.1	Trabajos previos	8
2.1.1	Tremblay et al. (2004)	8
2.1.2	Fernandois (2009)	9
2.1.3	Santelices (2014)	12
2.2	Disposiciones de diseño para marcos BRBF	15
2.2.1	Disposiciones de diseño según NCh433	15
2.2.1.1	Análisis Estático	15
2.2.1.2	Análisis Modal Espectral	16
2.2.2	Disposiciones de diseño según NCh3171	17
2.2.3	Disposiciones de diseño según AISC 341-10	17
2.2.3.1	Tensión en los BRB	17
2.2.3.2	Análisis	19
2.2.3.3	Requisitos del sistema: Configuraciones V y V invertida	19
2.2.3.4	Miembros	19
2.2.3.5	Diagonales	19
2.2.3.6	Resistencia disponible	19
2.3	Diseño de marcos BRBF	20
2.4	Determinación del Desempeño Sísmico	22
2.4.1	Diseño y desarrollo del prototipo	22
2.4.2	Desarrollo de modelo no lineal	22
2.4.3	Análisis no lineal	22
2.4.3.1	Análisis no lineal estático - <i>pushover</i>	22
2.4.3.2	Análisis no lineal dinámico - <i>tiempo-historia</i>	23
2.4.4	Evaluación de desempeño	24
2.5	Criterios de Falla Estructural	25
2.5.1	Método de Capacidad Espectral	26

3	Diseño y Análisis Elástico de Estructuras en estudio	28
3.1	Descripción del Sistema Estructural	28
3.1.1	Geometría y cargas gravitacionales	28
3.1.2	Ubicación del edificio y datos sísmicos	29
3.1.3	Datos del Modelo	29
3.2	Análisis lineal de acuerdo a la norma Chilena	30
3.2.1	Modelo lineal elástico	31
3.2.2	Análisis Estático	32
3.2.3	Análisis Modal Espectral	33
4	Análisis Inelástico de Estructuras en estudio	39
4.1	Modelo Numérico	39
4.1.1	Nodos	40
4.1.2	Materiales	40
4.1.2.1	Menegotto y Pinto (1973)	41
4.1.3	Secciones	43
4.1.4	Elementos	43
4.1.5	Cargas gravitacionales	46
4.1.6	Amortiguamiento	47
4.2	Capacidad Sísmica - <i>pushover</i>	48
4.3	Demanda Sísmica - <i>tiempo-historia</i>	57
5	Conclusiones	72
5.1	Conclusiones	72
5.2	Líneas futuras de investigación	74
	Bibliografía	78
	Anexo	79
	Anexo A Registros de Aceleración	79

Índice de tablas

1.1	Descripción de secciones típicas de BRBs (Figura 1.3).	4
2.1	Parámetros de diseño NCh433 (Fermandois, 2009).	10
2.2	Parámetros de diseño NCh433 (Santelices, 2014).	13
3.1	Parámetros de diseño NCh433.	30
3.2	Resultados generales del análisis según NCh433.Of96 Mod.2009 + DS 61 (INN, 2009)	31
3.3	Masas nodales por piso en [kN/g].	31
3.4	Miembros estructurales edificio 4 pisos - diseño análisis estático.	32
3.5	Resultados utilizandola norma NCh433.Of96 Mod.2009 + DS 61 (INN, 2009).	34
3.6	Resultados análisis modal de edificios.	34
3.7	Miembros estructurales edificio 4 pisos - diseño análisis dinámico.	35
3.8	Miembros estructurales edificio 9 pisos.	36
3.9	Miembros estructurales edificio 15 pisos exterior.	38
3.10	Miembros estructurales edificio 15 pisos interior	38
4.1	Parámetros utilizados en <i>Steel02</i>	42
4.2	Resumen curvas de capacidad.	55
4.3	Factores de Modificación de Respuesta obtenidos.	55
4.4	Registros de aceleración utilizados.	57

Índice de figuras

1.1	Marcos arriostrados convencionales vs BRBF, Xie (2005).	2
1.2	Configuración típica de un BRB.	3
1.3	. Secciones típicas de BRBs (Xie, 2005)	4
1.4	Sección longitudinal del núcleo de acero de una riostra BRB.	4
1.5	Comparación del comportamiento hysterético de una riostra convencional vs un BRB (Clark <i>et al.</i> , 1999).	5
2.1	Edificio estudiado (Tremblay <i>et al.</i> , 2004).	8
2.2	Planta general del edificio (Fermandois, 2009).	9
2.3	Elevación marcos sismorresistentes (Fermandois, 2009).	10
2.4	Chancador primario (Santelices, 2014).	12
2.5	Diagrama de fuerza-desplazamiento (AISC, 2010a).	18
2.6	Diseño de riostras.	20
2.7	Diseño por capacidad de columnas.	21
2.8	Diseño por capacidad de vigas.	21
2.9	Metodología para evaluación de desempeño sísmico.	22
2.10	Simplificación Curva de Capacidad.	23
2.11	Obtención de Factores de Modificación de Respuesta.	24
2.12	Deformación inelástica en ciclos de histéresis.	25
2.13	Espectro de Capacidad.	27
3.1	Estructuración del prototipo.	28
3.2	Estructuración del prototipo - 15 pisos.	29
3.3	Valores de diseño estático de acuerdo a NCh433 - Edificio 4 Pisos.	32
3.4	Espectro de diseño NCh433.	33
3.5	Factores de reducción y corte basal efectivos.	34
3.6	Valores de diseño dinámico de acuerdo a NCh433 - Edificio 4 Pisos.	35
3.7	Valores de diseño de acuerdo a NCh433 - Edificio 9 Pisos.	36
3.8	Valores de diseño de acuerdo a NCh433 - Edificio 15 Pisos.	37
4.1	Tributación de áreas según subestructura.	39
4.2	Estructuración modelo.	40
4.3	Modelos de materiales utilizados.	41
4.4	Modelo del comportamiento del acero de BRBs.	41
4.5	Secciones de fibra utilizadas.	43
4.6	Representación de BRBs.	44
4.7	Modelamiento de BRBs en OpenSees.	44
4.8	Tipos de elementos utilizados en el Modelo.	46
4.9	Curva de Capacidad - Edificio 4 Pisos.	49

4.10	Respuesta BRBs - Edificio 4 Pisos.	49
4.11	Resultados análisis incremental estático - Edificio 4 Pisos	50
4.12	Curva de Capacidad - Edificio 9 Pisos.	51
4.13	Respuesta BRBs - Edificio 9 Pisos.	51
4.14	Resultados análisis incremental estático - Edificio 9 Pisos	52
4.15	Curva de Capacidad - Edificio 15 Pisos.	53
4.16	Respuesta BRBs - Edificio 15 Pisos.	53
4.17	Resultados análisis incremental estático - Edificio 15 Pisos	54
4.18	Factores de reducción de respuesta en función del período del edificio.	56
4.19	Aceleración espectral de registros utilizando $\beta = 3\%$	58
4.20	Energía disipada según registro	59
4.21	Desplazamiento de techo - análisis <i>tiempo-historia</i>	60
4.22	Resultados análisis <i>tiempo-historia</i> - Edificio 4 Pisos	62
4.23	Resultados análisis <i>tiempo-historia</i> - Edificio 9 Pisos	63
4.24	Resultados análisis <i>tiempo-historia</i> - Edificio 15 Pisos	64
4.25	Respuesta general Curicó NS - Edificio 4 Pisos	66
4.26	Resultados <i>tiempo-historia</i> Curico NS - Edificio 4 Pisos	67
4.27	Respuesta general Curicó EW - Edificio 9 Pisos	68
4.28	Resultados <i>tiempo-historia</i> Curico EW - Edificio 9 Pisos	69
4.29	Respuesta general Mejillones EW - Edificio 15 Pisos	70
4.30	Resultados <i>tiempo-historia</i> Mejillones EW - Edificio 15 Pisos	71
A.1	Registro Estación Pica - 2005.	79
A.2	Registro Estación Iquique - 2005.	79
A.3	Registro Estación Mejillones - 2007.	80
A.4	Registro Estación La Florida - 2010.	80
A.5	Registro Estación Puente Alto - 2010.	80
A.6	Registro Estación Curicó - 2010.	81
A.7	Registro Estación Iquique - 2014.	81
A.8	Registro Estación Pica - 2014.	81
A.9	Registro Estación Monte Patria - 2015.	82

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

Los marcos arriostrados son uno de los sistemas más eficientes utilizados en estructuras de acero ante las solicitaciones de carga lateral. La ventaja de este sistema recae en el aporte a la rigidez por parte de las riostras, lo que permite controlar el desplazamiento entre pisos. Las Riostras de Pandeo Restringido, denominadas también BRB (*Buckling Restrained Brace*), presentan una gran ventaja frente a las riostras de acero convencionales, debido a que son capaces de alcanzar la resistencia a la fluencia tanto en tracción como en compresión. Para lograr el comportamiento antes mencionado, se inhibe el pandeo en compresión de las riostras, a través de un adecuado diseño (Tremblay *et al.*, 2010).

Los arriostramientos BRB poseen una configuración típica que consiste en un núcleo de acero, recubierto por un material confinante. En la interfaz se utiliza un material deslizante con el fin de evitar la transferencia de tensiones de corte. Utilizando esta disposición de los materiales, se entrega la rigidez necesaria al elemento para evitar el pandeo del núcleo de acero en compresión y que así alcance la fluencia, entregando ciclos de histéresis más estables, (Sabelli y López, 2004).

Debido a que Chile es un país con alta demanda sísmica, los marcos arriostrados son una propuesta a muchos de los desafíos estructurales, por lo que es interesante el estudio del comportamiento sísmico de los marcos con riostras de pandeo restringido, también llamados BRBF (*Buckling Restrained Braced Frames*), y la efectividad del uso de las riostras BRB en un edificio diseñado bajo la norma chilena, sobre todo tomando en cuenta que este tipo de sistema estructural aún no ha sido incorporado en la normativa sísmica. No hay estudios del desempeño de marcos BRBF diseñados bajo el código sísmico actual, el cual fue modificado luego de que el terremoto 8.8 (Mw) ocurrido el 27 de febrero de 2010, golpeará la zona central del país.

La estructura estudiada consiste en un edificio de oficinas con marcos BRBF en sus caras exteriores, cuyo diseño se basa en la norma sísmica chilena NCh433 (INN, 2009) y las normas norteamericanas para el diseño en acero AISC (2010a, 2010b). La estructuración del edificio está basada en uno de los prototipos del proyecto SAC (FEMA, 2000).

1.2. Objetivos

1.2.1. Generales

Diseñar edificios con marcos BRBF, o marcos con riostras de pandeo restringido, bajo la normativa chilena obedeciendo las recomendaciones de diseño, para luego estudiar numéricamente su desempeño sísmico.

1.2.2. Específicos

A partir de un modelo en dos dimensiones de los edificios diseñados se busca:

1. Evaluar la efectividad de las riostras BRB.
2. Evaluar el efecto de la altura del edificio sobre el desempeño de los marcos BRBF.
3. Evaluar qué tan adecuados son los parámetros de diseño sísmico que entrega la normativa chilena para este tipo de estructuras.

1.3. Arriostramientos de Pandeo Restringido

A pesar de que los marcos arriostrados son una de las formas más eficientes para resistir las solicitaciones de carga lateral, los arriostramientos convencionales no son la mejor opción para resistir la acción de cargas sísmicas en el rango inelástico, ya que éstos poseen una baja respuesta inelástica bajo ciclos de carga. El principal problema recae en que estos elementos alcanzan la fluencia en tracción pero en compresión se pandean, lo que se traduce en una baja capacidad de disipar energía.

Una de las soluciones al problema presentado, ha sido la creación de las riostras de pandeo restringido, donde se evita el pandeo del elemento, permitiéndole al arriostramiento alcanzar la fluencia tanto en tracción como en compresión, lo que se logra mediante un apropiado detallamiento estructural. Los marcos con riostras de pandeo restringido aprovechan las características de las riostras BRB para mejorar su comportamiento ante cargas sísmicas (Figura 1.1).

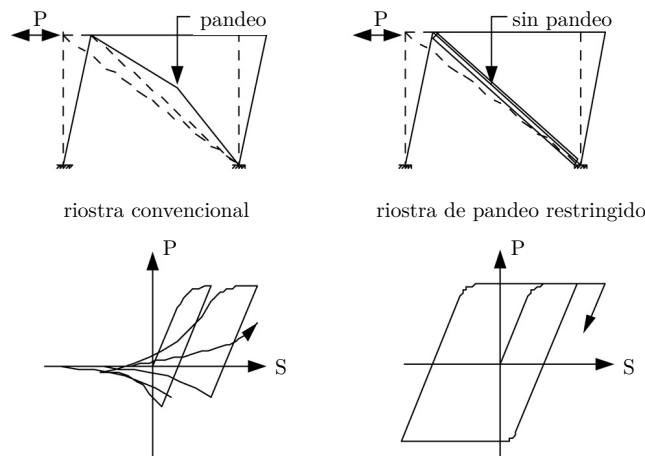


Figura 1.1: Marcos arriostrados convencionales vs BRBF, Xie (2005).

Las riostras de pandeo restringido, o Buckling Restrained Braces (BRBs), nacieron en la década de 1970 en Japón y su uso se ha ido extendiendo a los demás países con solicitaciones sísmicas. Aunque se han utilizado principalmente en estructuras nuevas, también se han instalado en estructuras existentes, tanto de acero como de hormigón, para su rehabilitación.

Las riostras BRB poseen una configuración típica consistente en tres partes fundamentales: un núcleo de acero, material de confinamiento y material antifricción. A continuación se detalla la función de cada una de estas partes (Figura 1.2):

- **Núcleo de acero:** Es el encargado de resistir la fuerza axial solicitante.
- **Material de confinamiento:** Recubre el núcleo, teniendo como función evitar el pandeo global y/o local del núcleo en compresión, entregándole estabilidad lateral.
- **Material antifricción:** Evita la adherencia entre el núcleo y el material confinante permitiendo que el núcleo pueda deslizarse libremente dentro de éste. Permite además la expansión transversal del núcleo ante cargas de compresión.

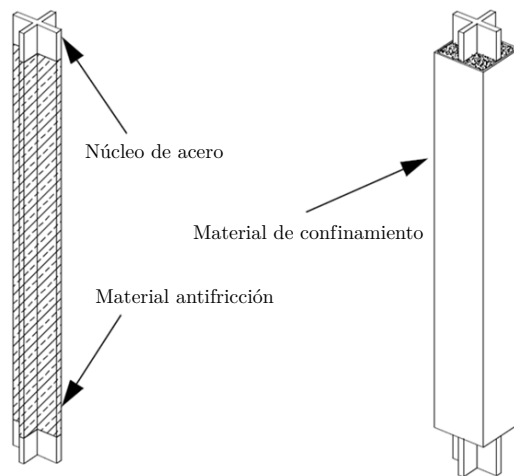


Figura 1.2: Configuración típica de un BRB.

El material antifricción es una de las partes más importantes para el correcto comportamiento de una BRB. En primer lugar, debe permitir que el núcleo de acero se deforme independientemente del material confinante, tener el espesor y flexibilidad adecuada para permitir la dilatación del núcleo en compresión y al mismo tiempo evitar el pandeo.

Como material confinante se pueden utilizar hormigón, acero o incluso suelos no cohesivos, los que permiten ahorrar la instalación de un material antifricción. En cuanto al núcleo de acero, en general se utilizan planchas de acero dispuestas de distintas formas, según la cantidad de acero que se requiera. En la Figura 1.3 se presentan distintas configuraciones de BRBs y en la Tabla 1.1 se describen.

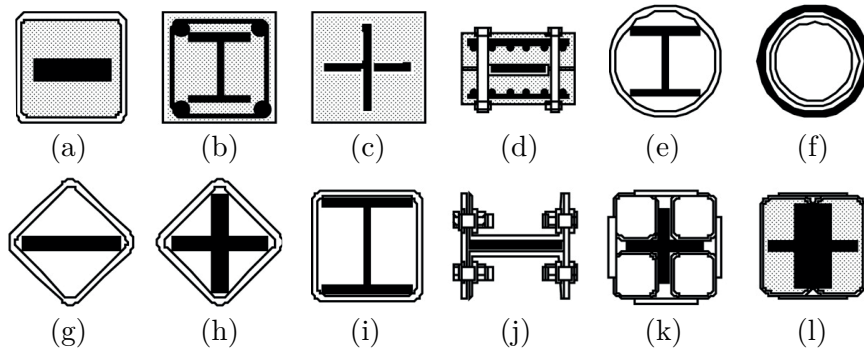


Figura 1.3: . Secciones típicas de BRBs (Xie, 2005)

Tabla 1.1: Descripción de secciones típicas de BRBs (Figura 1.3).

Tipo	Autor	Año	Núcleo	Funda
a	Fujimoto	1988	Rectangular	Tubo de acero relleno de hormigón
b	Nagao	1992	Doble T	Hormigón armado
c	Horie	1993	Cruciforme	Hormigón reforzado con fibras de acero
d	Inoue	1993	Rectangular	Paneles de hormigón prefabricado conectados con pasadores
e	Suzuki	1994	Doble T	Tubo circular
f	Tada	1993	Tubo circular	Tubo circular de mayor diámetro
g	Kamiya	1997	Rectangular	Tubo cuadrado
h	Shimizu	1997	Cruciforme	Tubo cuadrado
i	Usumi	2001	Doble T	Tubo cuadrado
j	Isoda	2001	Rectangular	Dos canales y placas apernadas
k	Narihara	2000	Doble T cruz	Cuatro tubos cuadrados soldados
l	Tsai	2002	Doble T cruz	Dos tubos rectangulares soldados y rellenos de hormigón

La sección longitudinal del arriostramiento de pandeo restringido es otro de los puntos que requiere atención en cuanto a su diseño. Se espera que toda la acción inelástica a la que se someta la pieza se concentre en el centro de ella, donde se asegure que no ocurrirá falla por pandeo global o local, mientras que en sus extremos, donde se conecta a los demás elementos estructurales, debe permanecer elástica. Para conseguir esto se le da al núcleo una sección longitudinal como la de la Figura 1.4, donde se distinguen tres zonas: zona de fluencia (L_i), zona de transición (L_{tr}) y zona de conexión (L_{con}).

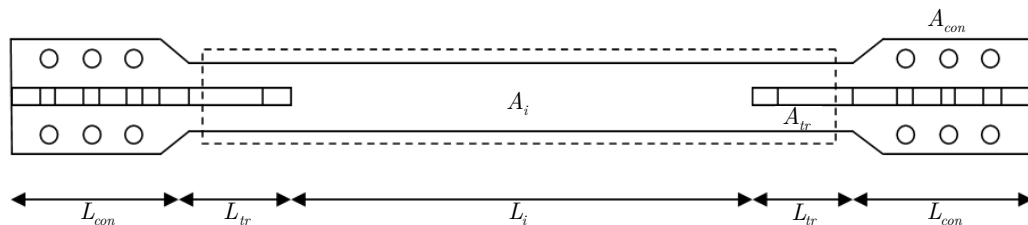


Figura 1.4: Sección longitudinal del núcleo de acero de una riostra BRB.

La zona de fluencia es aquella cubierta por el material confinante, ahí es donde se concentra la acción inelástica. Para lograr esto, el área transversal de esta zona debe ser menor que el área de la zona de conexión. En cuanto a la zona de conexión, ésta debe estar acompañada de atiesadores que le den la suficiente rigidez lateral para evitar modos de falla inestables. Por lo general, estos atiesadores se extienden dentro del tubo de acero, para evitar el pandeo local del núcleo en la zona de transición.

1.4. Ventajas del uso de riostras BRB en marcos de acero

Las riostras convencionales poseen ciclos de histéresis asimétricos, con una marcada disminución de resistencia en compresión. Al restringir el pandeo mediante un material confinante, se le otorga al elemento la estabilidad lateral suficiente para que se comporte con ciclos de histéresis más estables que permiten una mayor disipación de energía sísmica.

En la Figura 1.5 se muestra una comparación de los ciclos de histéresis de un arriostramiento convencional y un arriostramiento de pandeo restringido.

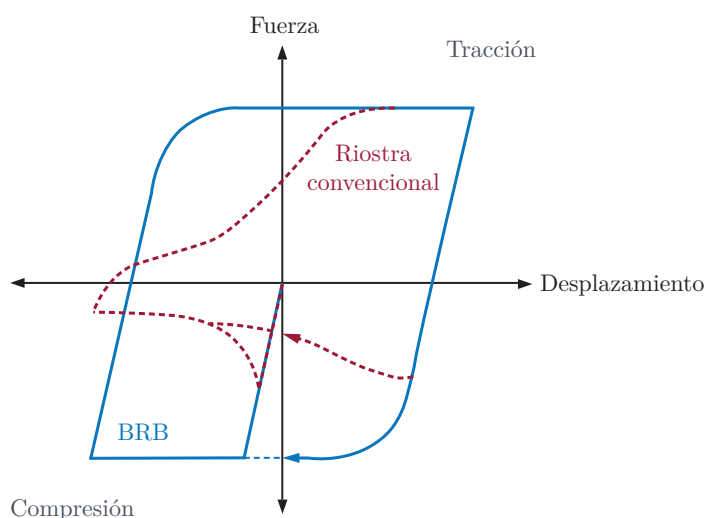


Figura 1.5: Comparación del comportamiento histérico de una riostra convencional vs un BRB (Clark *et al.*, 1999).

Por medio de las riostras BRB se permite disipar la energía sísmica disminuyendo el daño en los demás elementos estructurales, ésta y otras ventajas y desventajas del uso de este tipo de elementos se mencionan a continuación.

1.4.1. Ventajas del uso de BRB

- Los arriostramientos de pandeo restringido tienen una mayor capacidad de disipación de energía debido a sus ciclos de histéresis más estables bajo sismos severos, con similar capacidad a tracción y compresión.
- Favorecen el diseño económico de marcos arriostrados, ya que por su comportamiento, permiten la reducción del tamaño de vigas y columnas del marco lateral que componen.
- Se puede variar la rigidez del BRB sin alterar su resistencia. Esto se logra variando la longitud efectiva de la zona de fluencia.
- Los arriostramientos de pandeo restringido funcionan como un fusible estructural, minimizando el daño producido en otros elementos estructurales. Además, dependiendo de su configuración, pueden ser reparadas o reemplazadas fácilmente en el sitio si sufren daños luego de un evento sísmico.
- Dependiendo de la configuración utilizada, los marcos BRBF son capaces de transferir menores cargas a las fundaciones, comparado con otros sistemas estructurales.

1.4.2. Desventajas del uso de BRB

- Se debe tener un control exhaustivo del grado de acero utilizado para fabricar el núcleo de la riostra BRB, para el correcto diseño y proporción del dispositivo. Esto se traduce en realizar ensayos de tracción para determinar la tensión de fluencia real de cada núcleo fabricado.
- Al igual que para las riostras convencionales, las riostras BRB no poseen un mecanismo que permita retornar la estructura a su posición original luego de un evento sísmico, generándose deformaciones remanentes.
- Se debe prestar gran atención a las consideraciones especiales de diseño, sobre todo en cuanto al material deslizante y espacios de reserva entre el núcleo de acero y la funda. El nivel de detallamiento de este dispositivo está ligado al costo de fabricación, que en algunas configuraciones puede ser elevado. La clave radica en la optimización de los materiales para obtener un arriostramiento económico, de fácil fabricación y que cumpla con los requisitos estructurales para su correcto funcionamiento.
- Debe establecerse un criterio para la detección y reemplazo de riostras BRB dañadas, debido a la imposibilidad, en algunas configuraciones, de inspeccionar el núcleo de acero de la riostra.

1.5. Alcances de cada capítulo

Capítulo 1 Introducción

Se presenta una breve introducción, los objetivos para llevar a cabo este trabajo de título y una descripción de las riostras de pandeo restringido.

Capítulo 2 Antecedentes

Este capítulo contiene los antecedentes necesarios para una mejor comprensión del sistema estructural en estudio, el procedimiento de diseño y posterior evaluación. Está enfocado en el diseño y estudio del desempeño de marcos con arriostramientos de pandeo restringido.

Capítulo 3 Diseño y Análisis Elástico de Estructuras en Estudio

Se describe el prototipo del sistema estructural en estudio, su geometría, cargas utilizadas, ubicación y todas las consideraciones adoptadas. Además, se presenta el modelo lineal elástico utilizado para el análisis según la norma chilena.

Capítulo 4 Análisis inelástico de Estructuras en Estudio

Se detalla el modelo base utilizado para los análisis no lineales de las estructuras, junto con las consideraciones tomadas en cada uno de éstos. Se realizan análisis estáticos de carga incremental, *pushover*, y análisis dinámicos del tipo *tiempo-historia* mostrando los principales resultados obtenidos. Se evalúa el desempeño sísmico de las estructuras.

Capítulo 5 Conclusiones

Se indican las principales conclusiones del trabajo realizado en base a los resultados obtenidos. Se evalúa la efectividad de las riostras de pandeo restringido, el efecto de la altura sobre el desempeño sísmico y los parámetros sísmicos de la normativa chilena para este tipo de estructuras. También se entregan recomendaciones para futuros trabajos.

Capítulo 2

Antecedentes

2.1. Trabajos previos

2.1.1. Tremblay et al. (2004)

Se describe el ensayo de dos miembros BRB y un estudio analítico, llevado a cabo para evaluar el comportamiento sísmico de marcos BRBF. Se analiza una estructura de tres pisos que incluye elementos BRB, la cual está diseñada de acuerdo al código de construcción canadiense, y se compara en términos de desempeño con el mismo edificio pero estructurado con riostras convencionales. Mediante un análisis dinámico no lineal, se estudia la influencia de distintas relaciones de largo entre conexión y núcleo de acero sobre el desempeño de un edificio de 3 pisos con marcos BRBF, el que está ubicado en Vancouver, B.C, a lo largo de la costa oeste del Pacífico en Canadá. La estructura se divide en una bodega y una zona de venta al por menor separadas por una junta de construcción, comportándose de forma individual (Figura 2.1). El modelo de las estructuras considera los miembros BRB como una barra de sección constante, utilizando para esto un área transversal equivalente.

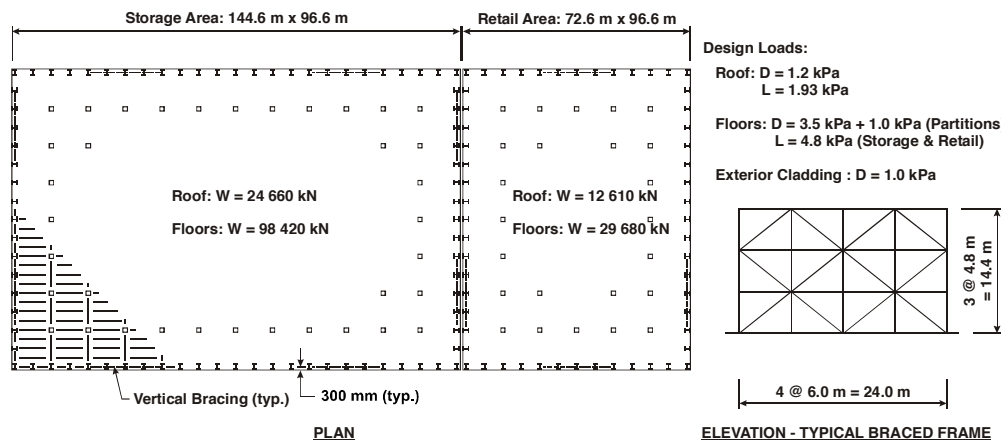


Figura 2.1: Edificio estudiado (Tremblay *et al.*, 2004).

El diseño del edificio de 3 pisos muestra que los desplazamientos entre piso pueden ser reducidos si se especifican miembros BRB con longitudes de núcleo de acero más cortas, sin

embargo esto se traduce en mayores demandas de deformación en el núcleo de las riostras. Al comparar los resultados del diseño con una estructura con arriostramientos concéntricos (CBFs), una ventaja significativa de utilizar las BRBs, es la reducción de fuerzas obtenidas en las fundaciones de la estructura y en los elementos estructurales adyacentes. Los análisis no lineales indican que las demandas inelásticas tienden a concentrarse en la planta baja, dando como resultado que las demandas de deformación del núcleo exceden los valores de diseño, especialmente cuando se especifican longitudes de núcleo más cortas.

Los análisis no lineales demuestran que las estructuras convencionales con CBFs pueden experimentar deformaciones laterales menores en comparación con los BRBF, pero se observan amplificaciones de distorsión de piso similares en el primer piso, a la vez que se imponen mayores fuerzas en los elementos estructurales adyacentes. Estas fuerzas pueden ser previstas adecuadamente en el caso de los marcos BRBF si se utilizan reglas apropiadas para el diseño por capacidad.

2.1.2. Fermandois (2009)

Gastón Fermandois diseñó un conjunto de 5 edificios de 4, 8, 12, 16 y 24 pisos respectivamente, destinados a oficinas y estructurados con marcos arriostrados concéntricos con riostras de pandeo restringido. Todos los edificios poseen la misma planta (ver Figura 2.2). Para su diseño se utiliza la norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh433.of96, en conjunto con las disposiciones sísmicas de la AISC 2005.

Los marcos en elevaciones 1, 2, 3 y 4 (Figura 2.2a) constan de 4 vanos de 7.32 m de luz, donde solo los marcos exteriores 1 y 4 son arriostrados concénricamente con riostras restringidas al pandeo en los dos vanos centrales (configuración “X” de doble piso).

Los marcos en elevaciones A, B, C, D y E (Figura 2.2b) constan de tres vanos de 7.32 m de luz, compuestos por marcos arriostrados, donde el vano central posee riostras de pandeo restringido (configuración “X” de doble piso).

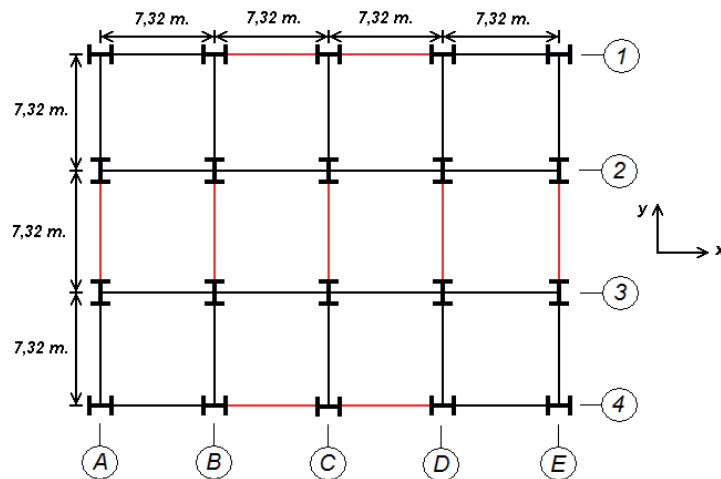


Figura 2.2: Planta general del edificio (Fermandois, 2009).

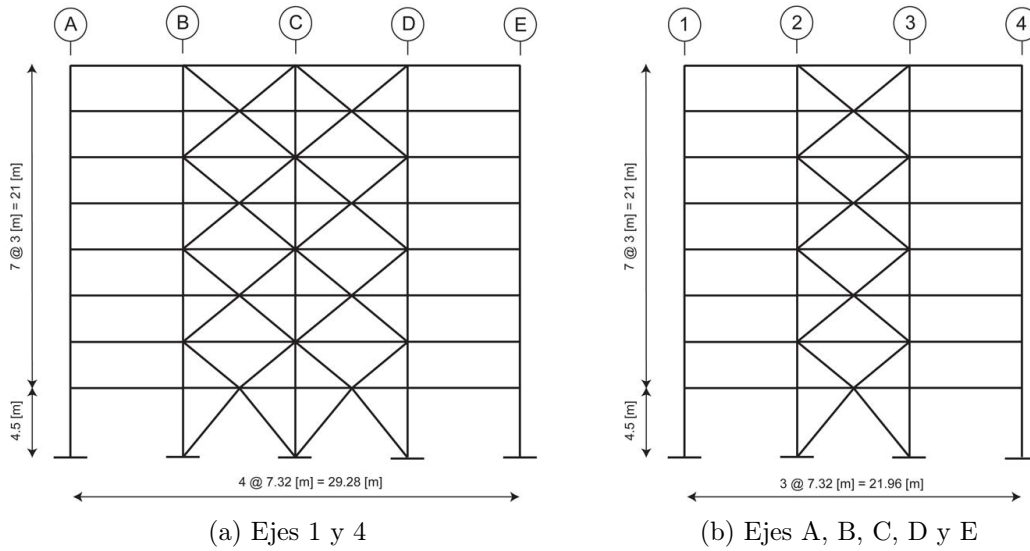


Figura 2.3: Elevación marcos sismorresistentes (Fermendois, 2009).

En este trabajo se definen cuatro criterios de falla estructural: ductilidad axial y ductilidad axial acumulada máximas de los BRBs, giro máximo de nodos y formación de un posible mecanismo de colapso.

Para determinar las fuerzas de diseño de los edificios se realiza un análisis lineal elástico considerando la norma chilena NCh433.Of96. Para obtener las solicitaciones sísmicas se utiliza el programa ETABS, donde se realiza un análisis dinámico lineal con los espectros de diseño de la norma. En la Tabla 2.1 se presentan los parámetros adoptados para la determinación del espectro de diseño.

Tabla 2.1: Parámetros de diseño NCh433 (Fermendois, 2009).

Parámetro	Valor	Observaciones
I	1.00	Categoría C
A_o	0.40	Zona Sísmica 3
R_o	10	Sistema Arriostrado de Acero
T_o (s)	0.75	
T' (s)	0.85	
n	1.80	Suelo Tipo III
p	1.0	(Arena)
s	1.2	

A partir del análisis lineal se tiene que en cuanto a corte basal, el edificio de 4 pisos queda controlado por corte máximo (Q_{max}), los edificios de 8 y 12 pisos caen en el rango intermedio y los edificios de 16 y 24 pisos quedan controlados por corte mínimo Q_{min} .

La resistencia a solicitaciones laterales y la capacidad de desarrollar desplazamientos laterales de los edificios en estudio fueron evaluadas mediante análisis incremental estático (*pushover*) y análisis incremental dinámico (*Incremental Dynamic Analysis, IDA*), utilizando el programa de elementos finitos RUAMOKO2D. El modelo utilizado en el análisis inelástico consta sólo de los marcos planos, aprovechando que las estructuras estudiadas son regulares en altura y que presentan independencia ortogonal. El modelo considera los efectos no lineales de cada uno de las componentes.

Los análisis realizados muestran que el estado límite global de la estructura siempre está relacionado con el estado límite de las riostras BRB. Las fallas en las conexiones viga-columna se observan eventualmente más allá del punto de falla definido, por lo que probablemente los edificios poseen mayor capacidad de seguir resistiendo. De las estructuras estudiadas, ninguna alcanza un mecanismo de colapso luego de detectarse la primera falla de alguno de sus elementos estructurales. Esto indica que los marcos BRBF son capaces de alcanzar capacidades de ductilidad elevadas con un adecuado control de desplazamientos.

La capacidad obtenida del análisis *IDA* es más grande que la obtenida del análisis *pushover* a medida que aumenta el número de pisos de la estructura. El análisis *IDA* es más complejo de implementar que el *pushover*, sin embargo los resultados que arroja son comparables. Para obtener la demanda inelástica de las estructuras estudiadas se utiliza análisis *tiempo-historia* considerando comportamiento inelástico de los miembros estructurales. Se registra la respuesta de los miembros estructurales en términos de su desempeño y se contrasta con el umbral límite recomendado.

Los resultados de este último análisis muestran que los valores de demanda de corte basal y desplazamiento de techo disminuyen al aumentar la cantidad de pisos del marco. En curvas de desplazamiento v/s tiempo todas las estructuras muestran una respuesta que sobrepasa su respectivo límite de fluencia, pero ninguna de ellas alcanza un desplazamiento peak que sobrepase el estado límite global de la estructura. Además, se aprecia desplazamientos de techo residuales, indicio de que las estructuras no son capaces de retornar a su posición original luego de ser sometidas a una solicitación sísmica. Sobre las curvas fuerza-desplazamiento, el edificio de 4 pisos tiene predominio del modo fundamental de vibración en la respuesta de la estructura, mientras que para edificios de mayor altura se ve el aporte de modos superiores de vibración.

A partir de la obtención de los factores de modificación de la respuesta se tiene que, al aumentar la altura del edificio, el factor R disminuye, lo que se debe principalmente a que a mayor altura hay una reducción en la capacidad de ductilidad de la estructura. Al comparar los resultados obtenidos con el código de diseño sísmico chileno y norteamericano, se concluye que el factor utilizado para sistemas arriostrados es adecuado.

2.1.3. Santelices (2014)

Karina Santelices estudió la aplicación de riostras de pandeo restringido en una estructura industrial, la cual fue diseñada inicialmente con arriostramientos concéntricos. El edificio, correspondiente al sector minero, consiste en una estructura destinada al soporte de un chancador primario, ubicada al norte del país, cuyo diseño se basa en la norma chilena de diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales NCh2369 (INN, 2003).

El edificio, en la Figura 2.4, está estructurado en base a marcos arriostrados concéntricamente en configuraciones X y V invertida. Para el estudio de la estructura, los arriostramientos concéntricos fueron reemplazados por riostras de pandeo restringido con una capacidad a compresión similar.

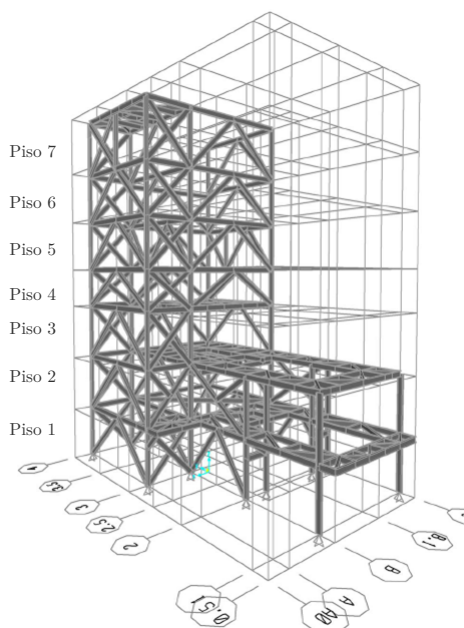


Figura 2.4: Chancador primario (Santelices, 2014).

El diseño de la estructura es verificado mediante la modelación de la estructura en el programa SAP2000, donde se realiza un análisis espectral de acuerdo a las disposiciones de la norma NCh2369.Of2003 y se verifica que los desplazamientos resultantes no excedan los máximos establecidos por dicha norma. En la Tabla 2.2 se presentan los parámetros de diseño sísmico utilizados.

A partir de este análisis se establece el corte basal de diseño de la estructura, que resulta ser menor al de la estructura con arriostramientos concéntricos. Además, el corte se ve limitado por el corte mínimo estipulado en la norma.

Con el diseño verificado se procede a modelar la estructura en el programa OpenSees, donde se toman en cuenta las no linealidades del problema. Sobre este modelo se aplican una serie de análisis estáticos y dinámicos, los que se utilizan para comparar con los estudios anteriores de la estructura con arriostramientos convencionales.

Tabla 2.2: Parámetros de diseño NCh433 (Santelices, 2014).

Parámetro	Valor	Observaciones
I	1.00	Categoría C
A_o	0.40	Zona Sísmica 3
R	3	Factor de modificación de la respuesta
T' (s)	0.85	Suelo Tipo I
n	1.80	
ξ	0.03	Razón de amortiguamiento

En cuanto a los análisis estáticos, se realiza un pushover con carga uniforme en toda la altura del edificio, un pushover con una distribución de cargas según lo recomendado por el documento FEMA P695 (2009) y un pushover cíclico, también con esta última distribución de cargas. Todos los análisis se realizan en la dirección X (dirección de mayor longitud) y en la dirección Z. A partir de estos análisis se obtiene que los arriostramientos de pandeo restringido, a pesar de poseer una menor rigidez inicial y fuerza de fluencia, son capaces de otorgarle mayor ductilidad a la estructura, alcanzando la falla a mayores desplazamientos de techo que en el caso de la estructura con arriostramientos concéntricos.

Los análisis dinámicos son realizados mediante la aplicación de catorce registros sísmicos. Tras su aplicación se observa un comportamiento lineal y elástico de los arriostramientos del edificio, a excepción de uno de los registros (estación Pica), donde uno de las riostras del tercer nivel incurre en el rango inelástico. Al comparar los resultados con la estructura con arriostramientos convencionales, se tiene que las riostras BRB permiten mayores desplazamientos entre piso. Esto ocurre debido a que los arriostramientos BRB poseen una menor área de acero que los convencionales, traduciéndose en un menor aporte de rigidez a la estructura.

Dado el comportamiento elástico ante análisis dinámicos, se rediseñan las riostras BRB para permitirles trabajar en el rango inelástico. Al aplicar nuevamente los análisis dinámicos se obtiene que la nueva estructura alcanza menores cortes basales y mayores desplazamientos de techo. Las ventajas del rediseño de las riostras es que al utilizar una menor sollicitación permite reducir también la cantidad de material utilizado en el edificio, además disminuye el valor del corte basal y así se reduce el tamaño de las fundaciones. Por otra parte, la desventaja del rediseño es la presencia de mayores desplazamientos, los que generan el comportamiento de piso débil en el tercer nivel para los análisis realizados en la dirección X y en el primer nivel para los análisis realizados en la dirección Z.

Para alcanzar el estado último del edificio se amplifican los registros sísmicos y se aplican nuevamente los análisis dinámicos, así la estructura incursiona en el rango inelástico. Al permitir este comportamiento, se aprecia un menor corte basal y se permite una mayor deformación de las BRB, aumentando la distorsión de piso. La estructura con riostras de pandeo

restringido demuestra tener un mejor desempeño en cuanto a la estabilidad de sus ciclos de histéresis y la ductilidad alcanzada en comparación a la estructura con riostras convencionales. Este comportamiento permite que la estructura sea capaz de disipar una gran cantidad de energía a través de los arriostramientos y no a través de otros miembros estructurales importantes como columnas y vigas.

A partir de los análisis desarrollados se calcularon los factores de modificación de la respuesta sísmica, los que indican que la respuesta de una estructura ante sollicitaciones sísmicas se ve reducida respecto a la respuesta elástica debido, a las incursiones en el rango inelástico. El factor de modificación de la respuesta debido a la ductilidad varía entre 1.1 y 2.4 para la dirección X de análisis y entre 0.7 y 1.7 para la dirección Z de análisis. Cuando los valores son cercanos a 1.0 se tiene que el corte alcanzado para la situación inelástica es similar al de la situación elástica. Este comportamiento elástico de la estructura se puede deber a la sobrerresistencia que ella presenta.

Para poder solucionar algunos de los problemas presentados, como las grandes distorsiones de piso, se recomienda diseñar las riostras de manera que tengan la resistencia justa frente a la sollicitación de diseño, y así, al aplicar los distintos análisis, los esfuerzos se distribuyan de una forma adecuada. Finalmente se destaca que la normativa vigente es muy conservadora, el diseño de los arriostramientos se realiza para que estos permanezcan elásticos, con lo que no es posible apreciar los beneficios de los BRB en cuanto a disipación de energía.

2.2. Disposiciones de diseño para marcos BRBF

En Estados Unidos, recién el año 2005 se introdujeron los marcos BRBF al código sísmico. La última versión de las disposiciones sísmicas y de diseño sísmico datan del año 2010 y se incluyen en la ASCE 7-10 y la AISC 341-10 Seismic Provisions.

En Chile, los marcos con riostras de pandeo restringido están siendo introducidos recientemente y sólo se han aplicado a estructuras del área industrial (Medalla *et al.*, 2015), sin embargo están considerados para las futuras ediciones del código sísmico NCh433. En cuanto a su diseño, la NCh433 hace referencia a la edición del año 2005 de la AISC, sin embargo para efectos de este estudio se utiliza la última versión de dicha norma.

2.2.1. Disposiciones de diseño según NCh433

En la NCh433 se presentan dos métodos de análisis: estático y modal espectral. El procedimiento de análisis estático puede ser utilizado en estructuras de menos de 5 pisos y altura máxima $h_n = 20$ m. El procedimiento puede ser extendido a estructuras de hasta 15 pisos si se cumplen condiciones especiales. Para otras estructuras se requiere el análisis de espectro de respuesta multi-modal.

2.2.1.1. Análisis Estático

Cuando se puede utilizar el análisis estático, la carga sísmica lateral mínima está dada por:

$$Q_o = CIP \quad (2.1)$$

Donde

$$C = \frac{2.75 SA_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (2.2)$$

Donde C es el coeficiente sísmico, I es el factor de importancia, P es el peso sísmico y A_o es la aceleración máxima efectiva del suelo, g es la aceleración de gravedad, R es el factor de modificación de respuesta, T^* es el periodo fundamental de la estructura y los parámetros S , T' y n son característicos del suelo. El peso sísmico corresponde a la carga muerta de la estructura, además incluye una porción de la carga viva (25 %).

El coeficiente sísmico tiene un valor mínimo igual a $SA_o/6g$ y un máximo de $0.35 SA_o/g$. En el procedimiento estático, la distribución vertical de la carga Q_o , está dada por:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_o \quad (2.3)$$

Donde

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (2.4)$$

2.2.1.2. Análisis Modal Espectral

Este método se puede aplicar a las estructuras que presentan modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5 % del amortiguamiento crítico.

Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las direcciones horizontales de las acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90 % de la masa total.

El análisis de espectro de respuesta se realiza utilizando el espectro de respuesta S_a dado por:

$$S_a = \frac{SA_o\alpha}{(R^*/I)} \quad (2.5)$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_o}\right)^3} \quad (2.6)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (2.7)$$

Donde α es el factor de amplificación, el cual se determina para cada modo de vibrar, R^* es el factor de reducción y los parámetros S , T_o y p son utilizados para caracterizar los efectos del suelo.

Se debe considerar el efecto de la torsión accidental, ya sea desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en un 5 %, o aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel. Estos momentos se calculan como el producto de la variación del esfuerzo de corte combinado en el nivel, por una excentricidad accidental.

En la norma sísmica se especifica una deriva máxima de $0.002 h_{piso}$ para el diseño sísmico. Este límite es verificado a través de los desplazamientos de piso elásticos obtenidos directamente del análisis sísmico, sin amplificaciones por comportamiento inelástico. Sin embargo se considera el efecto reducido, aplicando sobre el espectro el factor de reducción R^* , que da cuenta de la capacidad de disipar energía de la estructura al entrar en rango inelástico, y del nivel de sobrerresistencia de la estructura.

Los desplazamientos y las solicitaciones de cada elemento estructural se deben calcular superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar, considerando además las limitaciones al esfuerzo de corte basal (mínimo y máximo). El método de combinación a utilizar es el método CQC (combinación cuadrática completa).

Para las estructuras de acero, la NCh433 permite el uso del diseño por estados límites (LRFD) y diseño por esfuerzos (ASD). Cuando se utiliza el primero se consideran las siguientes combinaciones de carga: $1.2D + 1.0L + 1.4E$ y $0.9D + 1.4E$.

2.2.2. Disposiciones de diseño según NCh3171

De acuerdo al diseño por resistencia última (LRFD), los edificios y todos sus componentes deben ser diseñados de manera que resistan las condiciones de cargas indicadas a continuación, sin exceder la resistencia admisible de los elementos estructurales.

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

2.2.3. Disposiciones de diseño según AISC 341-10

A continuación se presentan las disposiciones de diseño para marcos BRBF según el código AISC 341-10, sección F4.

Se espera que el diseño de los marcos con riostras de pandeo restringido entregue una capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia de las riostras en tracción y compresión. Las riostras deben ser diseñadas, testeadas y detalladas para lograr suministrar las deformaciones esperadas. Éstas corresponden a un desplazamiento entre pisos de al menos un 2% de la altura de piso, o dos veces la deriva de piso de diseño, además de las deformaciones debidas a cargas gravitacionales.

2.2.3.1. Tensión en los BRB

La resistencia de las riostras debe ser establecida en base a ensayos. Las conexiones y elementos contiguos a las BRB deben ser diseñados para resistir las fuerzas calculadas en base a la resistencia ajustada de las riostras.

La resistencia en compresión de las riostras está dada por:

$$C_{adj} = \beta\omega R_y P_{y_{sc}} \quad (2.8)$$

La resistencia en tracción de las riostras está dada por:

$$T_{adj} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (2.9)$$

Donde:

- β = Factor de ajuste en compresión.
- ω = Factor de ajuste por endurecimiento.
- R_y = Factor de resistencia esperada de fluencia del núcleo de acero, MPa.

Excepción: No es necesario aplicar el factor R_y si el esfuerzo de fluencia de la riostra es establecido mediante una serie de ensayos de cupones.

El factor de ajuste del esfuerzo a compresión, β , da cuenta de la sobrerresistencia a compresión que se presenta en los ensayos realizados a los arriostramientos de pandeo restringido. Mientras que ω , es considerado producto del endurecimiento por deformación. La Figura 2.5 muestra un diagrama bilineal de fuerza-desplazamiento en donde se muestran los coeficientes antes mencionados. El cálculo de estos coeficientes se realiza a través de las siguientes ecuaciones:

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{\omega F_{y_{sc}} A_{Asc}} = \frac{P_{max}}{T_{max}} \quad (2.10)$$

$$\omega = \frac{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{F_{y_{sc}} A_{Asc}} = \frac{T_{max}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} \quad (2.11)$$

Donde:

- A_{sc} = Área transversal de la zona de fluencia del núcleo de acero.
- $F_{y_{sc}}$ = Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero determinado por ensayos.
- P_{max} = Fuerza de compresión máxima.
- T_{max} = Fuerza de tracción máxima dentro de las deformaciones correspondientes a 200 % de la deriva de piso de diseño.

Los arriostramientos con valores de β y ω menores a la unidad no son considerados como arriostramientos de pandeo restringido y su uso se excluye de estas disposiciones.

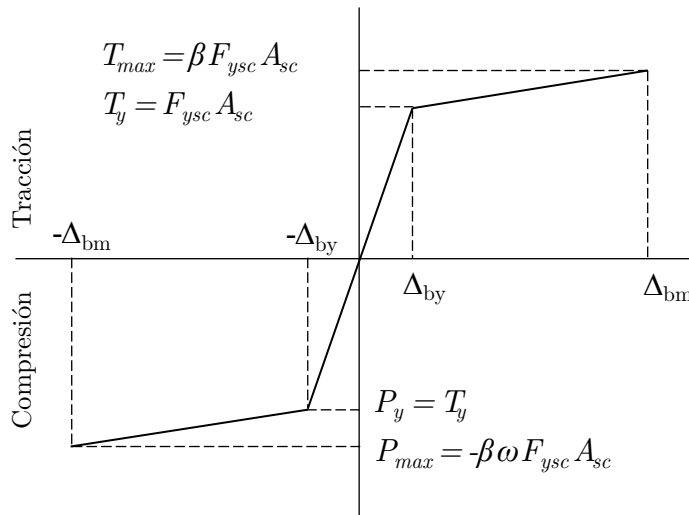


Figura 2.5: Diagrama de fuerza-desplazamiento (AISC, 2010a).

2.2.3.2. Análisis

Las riostras de pandeo restringido no deben ser diseñadas para resistir las fuerzas gravitacionales. Se requiere que vigas y columnas sean diseñadas considerando la máxima fuerza que se espera que el arriostamiento adjunto desarrolle (diseño por capacidad).

Se deben considerar además, las combinaciones de carga de la norma de diseño aplicable, donde se incluya la amplificación de la carga sísmica.

2.2.3.3. Requisitos del sistema: Configuraciones V y V invertida

Para las configuraciones V y V invertida se requiere que la viga tenga suficiente capacidad para permitir la fluencia en ambas riostras dentro de una deriva de piso razonable, considerando la diferencia entre las capacidades de tracción y compresión determinadas por los ensayos. La capacidad de deformación requerida por la riostra debe incluir la deformación adicional debido a la deflexión de la viga, bajo las combinaciones de carga que consideran los efectos horizontales y verticales del sismo.

2.2.3.4. Miembros

Se requieren secciones con alta ductilidad para vigas y columnas debido a la posibilidad de rotaciones inelásticas para la deriva de piso de diseño. Las secciones además deben ser sísmicamente compactas.

2.2.3.5. Diagonales

El diseño de las riostras para que resistan los esfuerzos máximos en cada nivel, asegura la distribución de la fluencia en los múltiples pisos en el edificio. El largo y área del segmento en fluencia del núcleo de acero, en conjunto con los largos y áreas de los segmentos que no fluyen, determinan la rigidez de la riostra. El largo del segmento en fluencia y la inclinación también determinan la demanda de deformación correspondiente a la deriva de piso de diseño.

En el diseño típico de riostras, es necesaria una proyección del núcleo de acero más allá de la zona confinada con el fin de alcanzar la conexión con el marco. El pandeo de esta zona sin confinamiento es un modo de falla indeseable y debe impedirse.

2.2.3.6. Resistencia disponible

El núcleo de acero debe ser diseñado para resistir la totalidad de la fuerza axial en el arriostamiento. El esfuerzo axial de diseño de las riostras, $\phi P_{y_{sc}}$ (LRFD), y el esfuerzo axial nominal del arriostamientos, $P_{y_{sc}}/\Omega$ (ASD), en tracción y compresión, de acuerdo con el estado límite de fluencia, debe ser determinado según la ecuación 2.12.

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \tag{2.12}$$
$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal de los arriostramientos de pandeo restringido se basa simplemente en el área del núcleo de acero y el esfuerzo de fluencia del acero, pues el pandeo está impedido, tal como lo demuestran los ensayos.

2.3. Diseño de marcos BRBF

El diseño del sistema de marcos con riostras de pandeo restringido se realiza de acuerdo a las disposiciones de la AISC 341-10, donde se especifica que tanto vigas como columnas pertenecientes al sistema sismorresistente deben clasificar como “sísmicamente compactas”.

Las riostras deben ser diseñadas asumiendo que resisten completamente la acción sísmica. Así, éstas deben resistir la fuerza obtenida a partir del diagrama de corte de la estructura, como se puede ver en la Figura 2.6.

$$R_x = \frac{Q_x}{2 \cos(\alpha_x)} \quad (2.13)$$

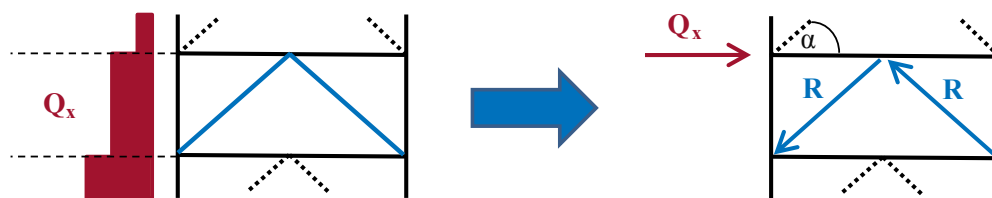


Figura 2.6: Diseño de riostras.

Los demás elementos estructurales, vigas y columnas, se diseñan tomando en cuenta la capacidad de las riostras BRB, es decir la resistencia ajustada en tracción y compresión de estos elementos. Además se deben tomar en cuenta las cargas vivas y muertas correspondientes al equilibrio de fuerzas.

El diseño por capacidad tiene como fin establecer la manera en que fallará la estructura ante las cargas. En este caso en particular se busca que sean las riostras de pandeo restringido las primeras en fallar y que los demás elementos estructurales sean capaces de soportar la sollicitación producida por ellas según su capacidad resistente.

El diseño de vigas y columnas se realiza utilizando el método LRFD de la AISC 360-10, bajo las combinaciones de carga antes mencionadas en la sección 2.2.2.

En el caso de las columnas, la carga sísmica se obtiene a partir del diagrama de fuerzas presentado en la Figura 2.7, del cual se desprende la expresión 2.14.

En el caso de las vigas, la carga sísmica se obtiene a partir del diagrama de fuerzas presentado en la Figura 2.8, con lo que deben ser diseñadas a tracción y compresión según las expresiones 2.15, 2.16 y 2.17.

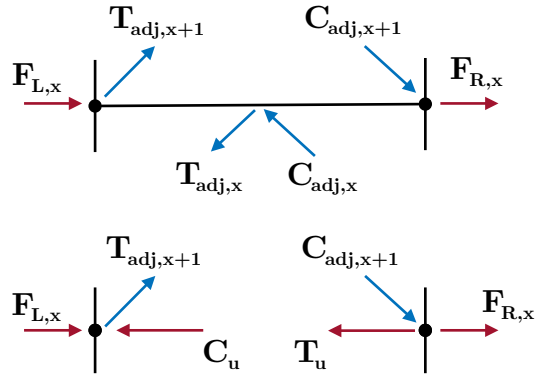


Figura 2.7: Diseño por capacidad de columnas.

$$P_{E,x} = P_{E,x+1} + C_{adj,x+1} \sin \alpha_{x+1} - \frac{(C_{adj,x} - T_{adj,x}) \sin \alpha_x}{2} \quad (2.14)$$

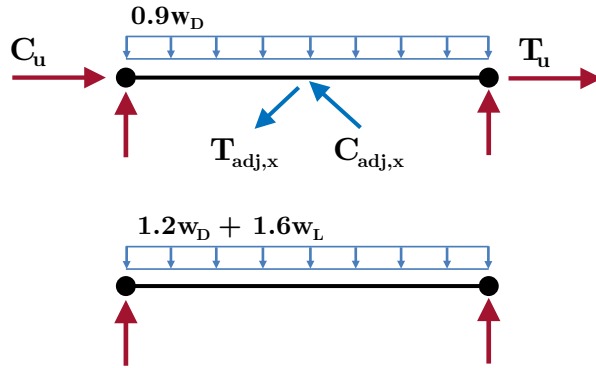


Figura 2.8: Diseño por capacidad de vigas.

$$F_{E,x} = ((T_{adj,x} + C_{adj,x}) \cos \alpha_x - (T_{adj,x+1} + C_{adj,x+1}) \cos \alpha_{x+1}) / 2 \quad (2.15)$$

$$P_{E-C,x} = F_{E,x} + T_{adj,x+1} \cos \alpha_{x+1} \quad (2.16)$$

$$P_{E-T,x} = F_{E,x} + C_{adj,x+1} \cos \alpha_{x+1} \quad (2.17)$$

2.4. Determinación del Desempeño Sísmico

Para evaluar el desempeño sísmico de una estructura se utiliza un método de cuatro etapas, basadas en la metodología propuesta por FEMA P695 (FEMA, 2009) “Quantification of Building Seismic Performance Factors”. En la Figura 2.9 se presenta el procedimiento a seguir.

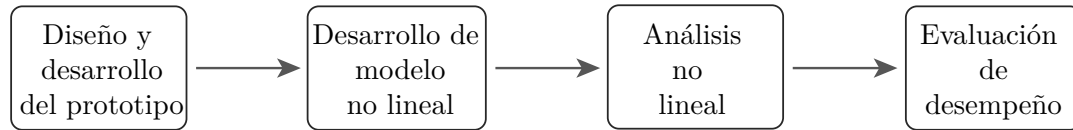


Figura 2.9: Metodología para evaluación de desempeño sísmico.

2.4.1. Diseño y desarrollo del prototipo

En esta etapa se debe caracterizar el prototipo en estudio, definiendo los aspectos generales de la estructuración como materiales y configuración del sistema, su rango de aplicación y el comportamiento esperado de sus distintos componentes ante un sismo. Se modela la estructura como un sistema resistente a fuerzas sísmicas y en base a esto se definen los parámetros de diseño y atributos del sistema que sean representativos de la estructura. En resumen, se definen las características propias del modelo que puedan tener un impacto cuantificable sobre su desempeño.

2.4.2. Desarrollo de modelo no lineal

A partir de las consideraciones tomadas en el punto anterior, se desarrolla un modelo no lineal del prototipo. Idealmente los modelos deben simular todos los mecanismos de deterioro que puedan desencadenarse en el sistema sismorresistente, ya que la evaluación del desempeño se realiza en función de la capacidad de colapso que predicen dichos modelos. Si alguna forma de falla o mecanismo de degradación no puede ser simulado directamente en el análisis, deben elaborarse procedimientos que permitan detectar la aparición de éstos, a partir de la salida de los análisis (*modos de falla no simulados*).

2.4.3. Análisis no lineal

A continuación se describen los dos tipos de análisis no lineales utilizados en este trabajo para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras en estudio. El primero corresponde a un análisis no lineal estático *pushover* y el segundo a un análisis no lineal dinámico *tiempo-historia*.

2.4.3.1. Análisis no lineal estático - *pushover*

Este procedimiento de análisis consiste en empujar el edificio mediante fuerzas estáticas aplicadas en cada uno de los pisos, las que van aumentando de forma monótonica y proporcionalmente (siempre apuntan en el mismo sentido y se mantiene la relación entre ellas).

Al ejecutar el pushover se utiliza la siguiente combinación de carga vertical:

$$1.05D + 0.25L \quad (2.18)$$

Donde D y L corresponden a las cargas muertas y vivas, respectivamente.

La distribución lateral de fuerza F_x , en cada piso x , debe ser proporcional al producto entre la matriz de masa del modelo y el vector modal, asociado al modo predominante (Ecuación 2.19)

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (2.19)$$

A partir de este tipo de análisis inelástico se obtiene la “curva de capacidad fuerza - deformación” (Fermandois, 2009), que permite obtener los factores de modificación de respuesta sísmica. Ésta puede ser simplificada como una curva bilineal (Figura 2.10), que posee las siguientes características:

- El primer segmento de la curva corresponde al tramo elástico, cuya pendiente se determina en función del punto definido por el desplazamiento de techo y corte basal de diseño (D_s, Q_s) , en el límite de proporcionalidad global de la estructura (primera fluencia significativa).
- El segundo segmento corresponde al tramo inelástico, con punto extremo dado por el desplazamiento de techo y corte basal máximo alcanzado (D_{max}, Q_{max}) , con pendiente post-fluencia r_o .
- La intersección entre ambos segmentos corresponde al punto de fluencia efectiva (D_y, Q_y) , que cumple con la condición de que el área bajo la curva de capacidad y bajo la curva idealizada debe ser la misma (principio de igual trabajo).

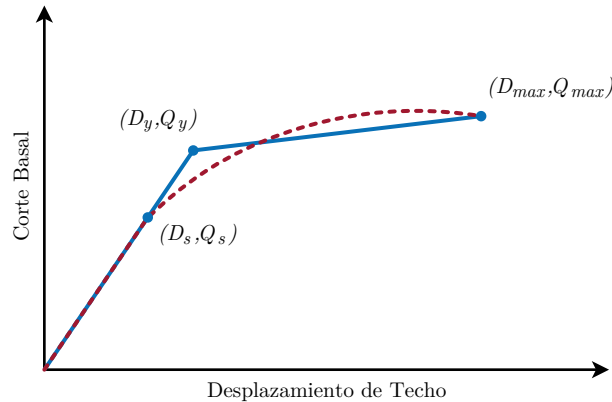


Figura 2.10: Simplificación Curva de Capacidad.

2.4.3.2. Análisis no lineal dinámico - *tiempo-historia*

En este tipo de análisis, se somete a la estructura a distintos registros de aceleraciones, según los terremotos a analizar. A partir de esto se puede determinar qué tan destructivo es cada uno de los eventos sísmicos para el edificio en estudio.

2.4.4. Evaluación de desempeño

Las estructuras pueden incursionar en el rango inelástico reduciendo considerablemente la demanda de resistencia si se permite la aparición de daño en ciertos elementos, los que funcionan como fusibles estructurales. Las normas de diseño sísmico recomiendan valores de resistencia lateral varias veces menores de lo que puede resistir una estructura realmente si se le permite entrar en rango inelástico, por lo que si estos componentes son diseñados de tal forma que demuestran un comportamiento estable y dúctil en los ciclos de histéresis, la resistencia lateral elástica de una estructura puede ser ajustada por los denominados factores de reducción de la respuesta sísmica o *factores R*.

Si bien las normas indican valores de reducción, éstos están basados principalmente en la observación del desempeño de distintos sistemas estructurales en sismos severos, por lo que la nueva tendencia es obtenerlos a través de una formulación más racional. Una forma de evaluar el desempeño sísmico de las estructuras es a partir de la obtención de los *factores R* o factores globales de desempeño sísmico (Uang, 1991).

El factor de modificación de respuesta R depende de otros dos factores: el factor de sobre-resistencia R_Ω y el factor de ductilidad R_μ . También se obtiene la ductilidad μ y el factor de amplificación de desplazamientos C_d . En la Figura 2.11 se representan los factores de reducción de la respuesta sísmica, obtenidos a partir de la curva de capacidad.

$$R = R_\mu R_\Omega \quad (2.20)$$

$$R_\mu = \frac{Q_e}{Q_{max}} \quad R_\Omega = \frac{Q_{max}}{Q_s} \quad (2.21)$$

$$\mu = \frac{D_{max}}{D_y} \quad C_d = \frac{D_{max}}{D_s} \quad (2.22)$$

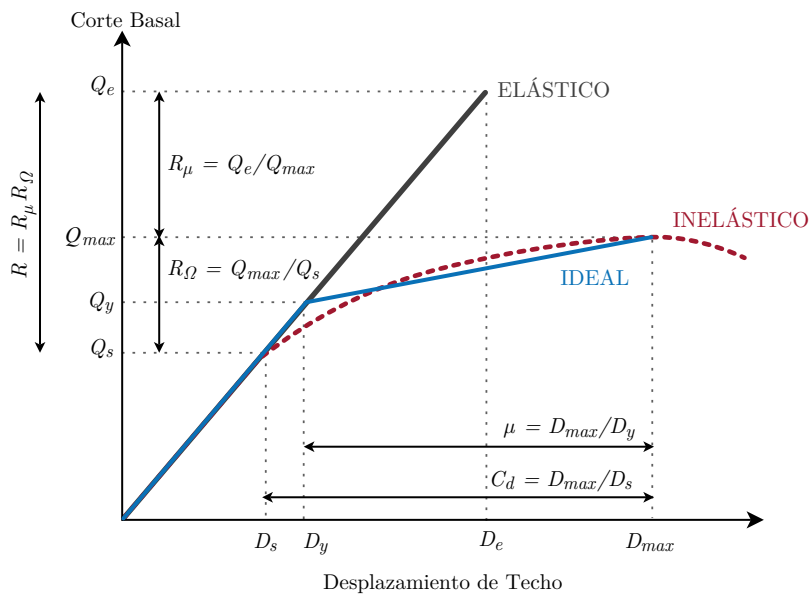


Figura 2.11: Obtención de Factores de Modificación de Respuesta.

2.5. Criterios de Falla Estructural

Para estimar la capacidad sísmica de una estructura se deben definir criterios de falla. Para definir el estado último de las estructuras, se utilizan dos de los criterios recomendados por Fernandois (2009), los cuales se describen a continuación.

MU La ductilidad axial máxima de una riostra BRB no debe superar el valor de 20.

CPD La ductilidad axial inelástica acumulada de una riostra BRB no debe superar el valor de 300.

El primer criterio se considera en los dos tipos de análisis a realizar, mientras que el segundo se utiliza sólo en el análisis *tiempo-historia*.

La falla de las riostras BRB puede predecirse utilizando mediciones de ductilidad y comparándolas con los valores límites determinados por ensayos o normas de diseño. En este estudio, los valores utilizados para predecir la falla en estos elementos estructurales son de 20 para la ductilidad axial máxima y de 300 para la inelástica acumulada. Cabe destacar que la medida de ductilidad que se desea controlar en este caso es la que corresponde al núcleo de acero de las riostras, en su zona de fluencia. Las ecuaciones a través de las cuales se calculan la ductilidad axial máxima (μ_c) e inelástica acumulada (CPD_c) son las siguientes:

$$\mu_c = \frac{\Delta_c}{\Delta_{yc}} \quad (2.23)$$

$$CPD_c = \sum_i \frac{|\Delta_{pi}|}{\Delta_{yc}} \quad (2.24)$$

, donde Δ_c corresponde a la deformación instantánea del núcleo, Δ_{yc} es la deformación de fluencia del núcleo y Δ_{pi} es la deformación inelástica correspondiente al ciclo i . En la Figura 2.12 se representan gráficamente cada uno de los términos antes mencionados.

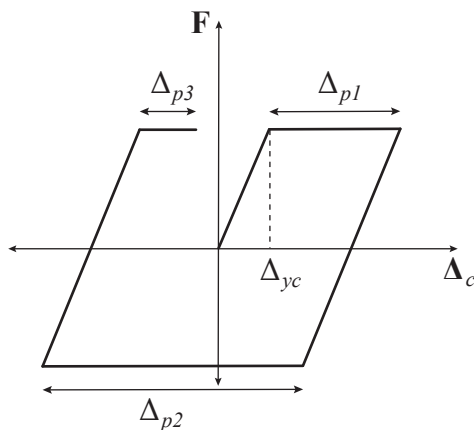


Figura 2.12: Deformación inelástica en ciclos de histéresis.

Cuando una estructura se comporta elásticamente estos criterios de falla no son aplicables, por lo se define un procedimiento distinto para determinar su capacidad elástica.

2.5.1. Método de Capacidad Espectral

Freeman (1998), define un método gráfico para determinar el desempeño de una estructura ante una sollicitación sísmica. El Método de Capacidad Espectral o CSM (*Capacity Spectrum Method*), por medio de un procedimiento gráfico, compara la capacidad de una estructura con la demanda sobre ella debido a un terremoto. El corte basal y desplazamiento de techo obtenidos en la curva de capacidad, son convertidos a aceleraciones y desplazamientos espectrales equivalentes, por medio de coeficientes que representan la masa modal efectiva y los factores de participación modal. Estos valores espectrales definen el “espectro de capacidad espectral”, mientras que las demandas del terremoto son representadas por un espectro de respuesta.

El resultado de este método es una construcción gráfica que incluye tanto la capacidad y la demanda espectral, donde la intersección de estas dos curvas estima el desempeño de la estructura ante el sismo. El método requiere seguir un procedimiento de cinco etapas, las que se describen a continuación.

Curva de Capacidad: Se estima la curva de capacidad en términos de desplazamiento de techo (D_{techo}) y corte basal (Q_{basal}).

Características Dinámicas: Se calculan las características dinámicas de la estructura según sus modos de vibrar, como periodos, formas modales, factores de participación modal y masa modal efectiva.

Espectro de Capacidad: Se convierten, por medio de las características dinámicas, el corte basal y desplazamiento de techo de la curva de capacidad a aceleración espectral y desplazamiento espectral, obteniéndose el espectro de capacidad.

Espectro de Respuesta: Se obtiene el espectro de respuesta a partir de uno o varios terremotos.

Solución Gráfica: El espectro de capacidad y de respuesta, se colocan juntos en un gráfico de aceleración espectral (Sa) versus desplazamiento espectral (Sd). La intersección de ambas curvas representa la estimación de demanda de la estructura ante la sollicitación sísmica.

La conversión de la curva de capacidad (Q_{basal} vs D_{techo}) a espectro de capacidad (Sa vs Sd), puede ser realizada mediante el conocimiento de las características dinámicas de la estructura, en términos de periodo (T), forma modal (ϕ_x) y masa concentrada de cada piso (m_x). Para representar a la estructura, se utiliza un sistema de un solo grado de libertad, SDOF (*single degree-of-freedom system*).

El sistema tiene una masa efectiva igual a αM , donde α es la razón de masa efectiva y M es la masa total de la estructura. También se incluye un factor de participación del techo ($PF\phi_R$), que entrega la razón entre el desplazamiento de techo (D_{techo}) y el desplazamiento de la masa del SDOF (Sd).

Los valores de los factores antes mencionados se calculan como:

$$\alpha = \frac{(\sum m_x \phi_x)^2}{\sum m_x \sum m_x \phi_x^2} \quad (2.25)$$

$$Sa = \frac{Q_{basal}}{\alpha Mg} \quad (2.26)$$

$$PF\phi_R = \frac{\sum m_x \phi_x}{\sum m_x \phi_x^2} \phi_{techo} \quad (2.27)$$

$$Sd = \frac{D_{techo}}{PF\phi_R} \quad (2.28)$$

Donde g es la constante gravitacional.

Para determinar la demanda sísmica sobre el modelo de comportamiento elástico, en este estudio se utiliza el espectro de aceleraciones elástico ($R=1$), dado por la NCh433. En la Figura 2.13 se representa gráficamente el Método de Capacidad Espectral, a partir del cual se obtienen los valores Sd_{el} y Sa_{el} .

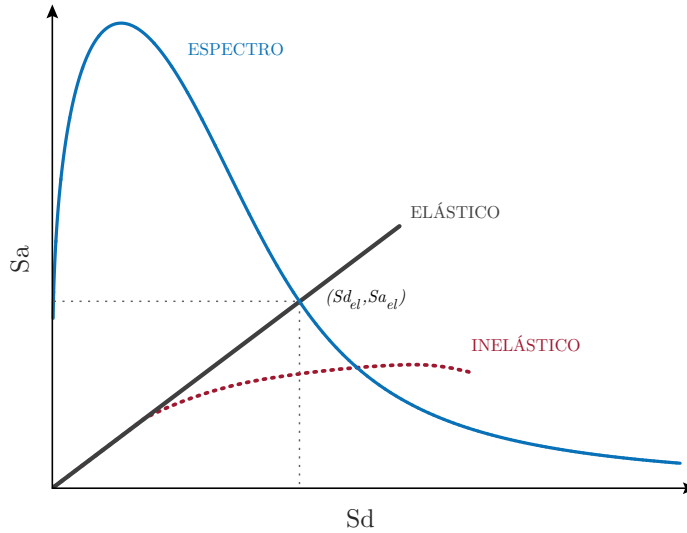


Figura 2.13: Espectro de Capacidad.

Para representar el punto obtenido en la curva de capacidad (Sa_{el}, Sd_{el}) , se vuelven a utilizar los factores de conversión, pero esta vez despejando las variables D_{techo} y Q_{basal} .

Capítulo 3

Diseño y Análisis Elástico de Estructuras en estudio

3.1. Descripción del Sistema Estructural

3.1.1. Geometría y cargas gravitacionales

La estructura prototipo en estudio corresponde a un edificio de marcos arriostrados, adaptado a partir de un modelo de edificio de 9 pisos, evaluado en el SAC steel project. En la Figura 3.1 se presenta la ubicación en planta de la estructura, la elevación del marco arriostrado y las cargas gravitacionales. El edificio de 45.72 m x 45.72 m de planta, es un edificio de oficinas de categoría normal de importancia, con una configuración típica para su tipo, donde el primer piso es más alto (Tremblay *et al.*, 2015).

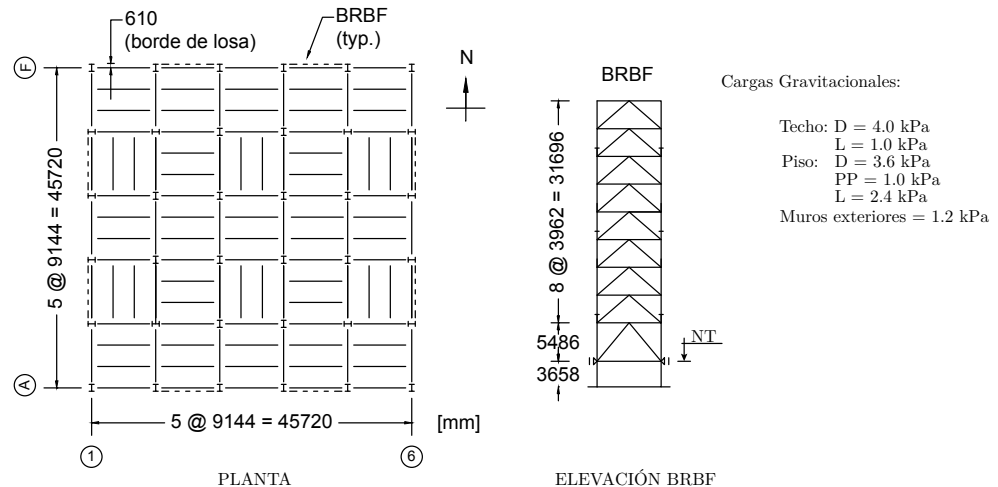


Figura 3.1: Estructuración del prototipo.

Los marcos en los perímetros E-W y N-S del edificio constan de cinco vanos de 9.144 m de luz, donde los segundos y terceros vanos corresponden a marcos BRBF con configuración de V invertida. Las columnas se extienden hasta el subterráneo, donde la altura es de 3.658 m, mientras que en el primer piso la altura es de 5.486 m y en los pisos restantes 3.962 m. Se estudian dos edificios con la configuración presentada, de 4 y 9 pisos.

También se estudia un edificio de 15 pisos, al cual se le añaden marcos BRBF en las elevaciones C, D, 3 y 4 (Figura 3.2), esto se realiza con el fin de evitar la aparición de elementos estructurales demasiado grandes (Tremblay *et al.*, 2016). En este último caso se evalúa el diseño de dos marcos, el primero corresponde a las elevaciones A, F, 1 y 2 (diseño exterior), mientras que el segundo a las elevaciones C, D, 3 y 4 (diseño interior). Esto es debido al cambio en el área tributaria correspondiente a vigas y columnas, lo que se traduce en una mayor carga gravitacional sobre estos elementos.

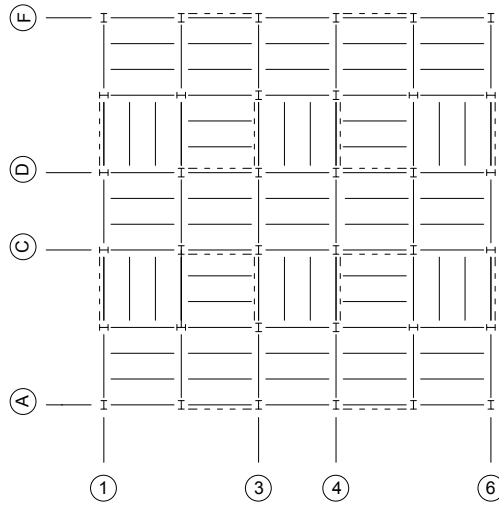


Figura 3.2: Estructuración del prototipo - 15 pisos.

3.1.2. Ubicación del edificio y datos sísmicos

La estructura se supone localizada en Valparaíso, V Región, donde la sismicidad está dominada por grandes terremotos de subducción, que ocurren frecuentemente en el borde de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Se considera que el edificio está construido sobre roca blanda, tierra firme o condiciones de suelo muy densas, lo que corresponde a un suelo de clase C, el cual posee una velocidad de onda de corte entre 350 y 500 m/s. De acuerdo a la NCh433, Valparaíso está ubicado en zona sísmica 3, donde la aceleración máxima efectiva (A_o) es igual a 0.40 g.

3.1.3. Datos del Modelo

Las riostras de pandeo restringido se dimensionan asumiendo que la tensión de fluencia del núcleo es conocida a partir de ensayos cupón: $F_{y_{sc}} = 290 \text{ MPa}$. Así, se utiliza el factor de ajuste $R_y = 1.0$ para determinar la resistencia probable o resistencia ajustada, mientras que los factores de modificación de resistencia en tracción y compresión son $\omega = 1.4$ y $\beta = 1.1$. La relación entre el área equivalente de la riostra y del núcleo (A_e/A_{sc}) es igual a 1.5, relación típica cuando se supone que la deriva controla el diseño de los marcos, (Tremblay, 2015). Este factor se utiliza para dar cuenta de la rigidez real de las riostras, debido a que los extremos de las BRBs son más grandes que el núcleo, al modelarlas se debe considerar el aumento de rigidez utilizando el factor antes mencionado.

Se supone que vigas y columnas serán fabricadas de acero ASTM A992, con perfiles doble T laminados, con una tensión de fluencia $F_{y_{sc}} = 345 \text{ MPa}$. Este acero cumple con la norma NCh203, la que incluye los requisitos de acero para uso estructural (INN, 2006), que en este caso sería designado como A345ESP según su tensión de fluencia. Para el diseño se utiliza la tabla de perfiles laminados de sección W dispuesta por la AISC.

Se considera que las vigas son no-compuestas y los marcos tienen conexiones rotuladas entre viga y columna. Se asume que las vigas están arriostradas verticalmente por las BRB en la mitad de su largo, y que están arriostradas lateralmente en los cuartos y mitad de su longitud. En este estudio no se considera el diseño de las uniones, se supone que están correctamente dimensionadas y detalladas siguiendo las recomendaciones de AISC (2010a, 2010b).

3.2. Análisis lineal de acuerdo a la norma Chilena

Los parámetros sísmicos adoptados para esta estructura, según las condiciones de estructuración, ocupación y localización, se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Parámetros de diseño NCh433.

Parámetro	Valor	Observaciones
I	1.00	Categoría C
A_o	0.40	Zona Sísmica 3
R	6	Sistema Arriostrado de Acero
R_o	10	
T_o (s)	0.40	Suelo Tipo C
T' (s)	0.45	
n	1.4	
p	1.6	
S	1.05	

En la norma Chilena aún no se han adoptado valores de R para los BRBFs. Debido a que en la ASCE 7-10 se ha especificado $R = 8.0$ para marcos arriostrados excéntricamente (EBF) y para los BRBFs, se selecciona tentativamente $R = 6.0$ para los BRBFs, ya que éste es el valor asignado para los marcos EBF en la NCh433. Lo mismo ocurre con el valor de R_o , por lo que se toma igual a 10 en consistencia con el valor entregado para los EBFs (Tremblay *et al.*, 2015).

A continuación, en la Tabla 3.2, se presentan los principales parámetros de diseño sísmico para el análisis lineal de las estructuras en estudio. Se indica el peso sísmico, los cortes basales mínimos y máximos en cada uno de los casos y el periodo aproximado de cada estructura. Para comenzar el diseño, el periodo de la estructura se calcula como $T^* = 0.1N$, donde N es el número de pisos.

Tabla 3.2: Resultados generales del análisis según NCh433.Of96 Mod.2009 + DS 61 (INN, 2009)

Marco	Peso Sísmico P (kN)	Corte Mínimo Q_{min} (kN)	Corte Máximo Q_{max} (kN)	Período T (s)
4 Pisos	46482	3254	6833	0.4
9 Pisos	108233	7576	15910	0.9
15 Pisos	182334	12763	26803	1.5

En cuanto al peso sísmico de los edificios, este corresponde a un valor de 0.6 ton/m^2 para cada uno de ellos.

El diseño de las riostras y vigas de los edificios se realiza para cada uno de los pisos, de acuerdo a las solicitaciones que se obtienen a partir de los análisis. En el caso de las columnas se definen grupos de diseño, los que abarcan tres pisos a excepción del subterráneo y primer piso.

3.2.1. Modelo lineal elástico

El modelo consta sólo de marcos planos, aprovechando que el edificio estudiado es regular en altura y que presenta independencia ortogonal, donde la carga sísmica se distribuye uniformemente sobre cada uno de los marcos. Otro tipo de cargas como el viento y la nieve son ignoradas en este estudio, también se omiten los efectos de la torsión accidental. De esta forma, sólo se modela uno de los marcos BRBF.

El modelo se desarrolla en el programa de análisis estructural MIDAS Gen, donde se consideran apoyos empotrados en la base del marco y apoyos deslizantes en la dirección Z para el primer piso con el fin de representar el subterráneo bajo él. Las riostras BRB se modelan como elementos tipo *truss*, los cuales se ven sometidos sólo a esfuerzos axiales. Vigas y columnas se modelan como elementos tipo *beam*, los cuales se ven sometidos a flexión, esfuerzo axial y corte.

Para el diseño del edificio, no se considera en primera instancia el peso de los elementos estructurales debido al bajo aporte por parte del acero con respecto a las cargas gravitacionales. En el modelo se asignan masas nodales en el centro de las vigas de cada piso, obtenidas a partir de la distribución en altura del peso sísmico, en la Tabla 3.3 se presenta el valor asignado por piso. Finalmente, no se consideran diafragmas rígidos en ninguno de los pisos.

Tabla 3.3: Masas nodales por piso en [kN/g].

Marco	Primer Piso	Piso Tipo	Techo
4 Pisos	319	315	236
9 Pisos	319	315	236
15 Pisos	160	158	118

3.2.2. Análisis Estático

A partir de la distribución de fuerzas entregada por el método estático de análisis, se realiza el diseño de los marcos sismorresistentes (BRBFs) de los edificios en estudio. En la Figura 3.3 se presentan los valores de corte de diseño y la distorsión de piso obtenida para el modelo de 4 pisos, mediante el método estático de análisis.

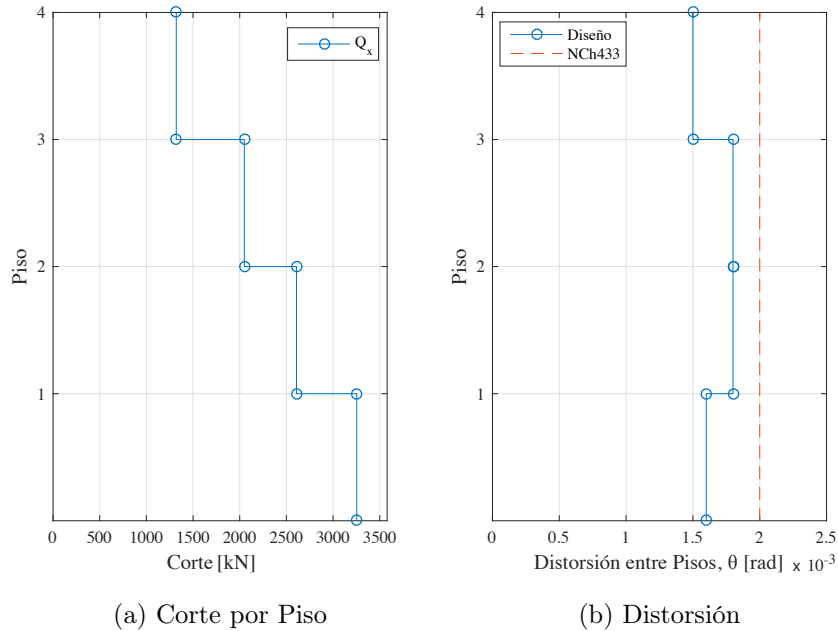


Figura 3.3: Valores de diseño estático de acuerdo a NCh433 - Edificio 4 Pisos.

En la Tabla 3.4 se presenta el diseño del marco de 4 pisos. El periodo fundamental de esta estructura corresponde a $T = 0.96$ s, quedando controlado su diseño por el coeficiente sísmico ($C = 0.085$) y corte basal mínimo. Cada marco tiene un peso total de 12.2 ton, sumando un total de 48.9 ton para el edificio, en cada dirección de análisis.

Tabla 3.4: Miembros estructurales edificio 4 pisos - diseño análisis estático.

Piso	BRB (mm ²)	Columna	Viga
4	1171	W 200 x 86	W 310 x 52
3	1818	W 200 x 86	W 460 x 68
2	2314	W 200 x 86	W 460 x 74
1	3408	W 310 x 158	W 460 x 74
-1	-	W 310 x 158	W 200 x 100

Para todos los marcos, el tonelaje de acero es evaluado considerando que el área del núcleo de acero de las riostras es multiplicado por 3.0, para así incluir el material extra requerido por la zona de conexión de las BRBs y el mecanismo de restricción de pandeo. En cuanto a vigas y columnas, se considera una tolerancia del 10% para las conexiones.

En el caso de los edificios de 9 y 15 pisos, el método estático no es aplicable debido a que, al realizar un diseño preliminar de los marcos, no se cumple una de las condiciones que impone la norma para utilizarlo. La sección 6.2.1, parte b), condición i) de la NCh433 indica que: “los cuocientes entre la altura total h del edificio, y los periodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones “x” e “y”, T_x y T_y , respectivamente, deben ser iguales o superiores a 40 m/s”, lo que no ocurre. Es por lo anterior que sólo se utilizará el método de análisis modal espectral en estos casos.

3.2.3. Análisis Modal Espectral

En la Figura 3.4 se presenta el espectro de pseudo-aceleraciones utilizado para el diseño de las estructuras, el cual se obtiene a partir de las expresiones indicadas en la sección 2.2.1.2, utilizando los parámetros de la Tabla 3.1.

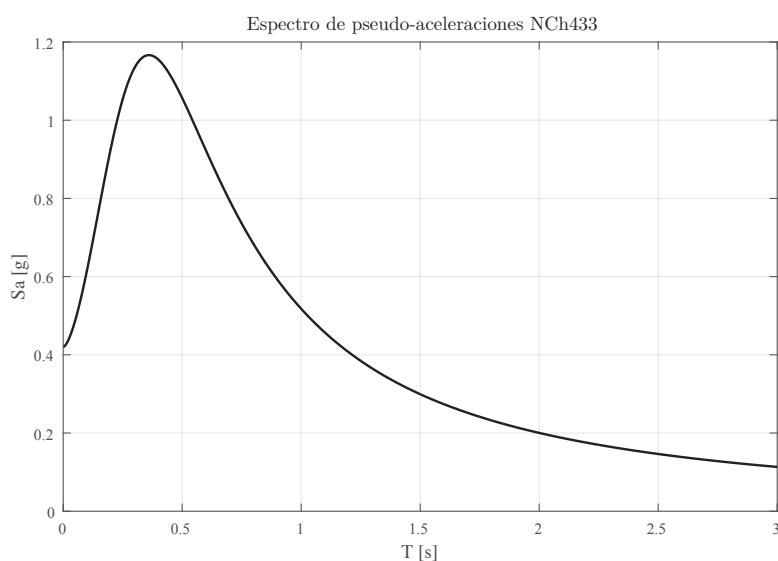


Figura 3.4: Espectro de diseño NCh433.

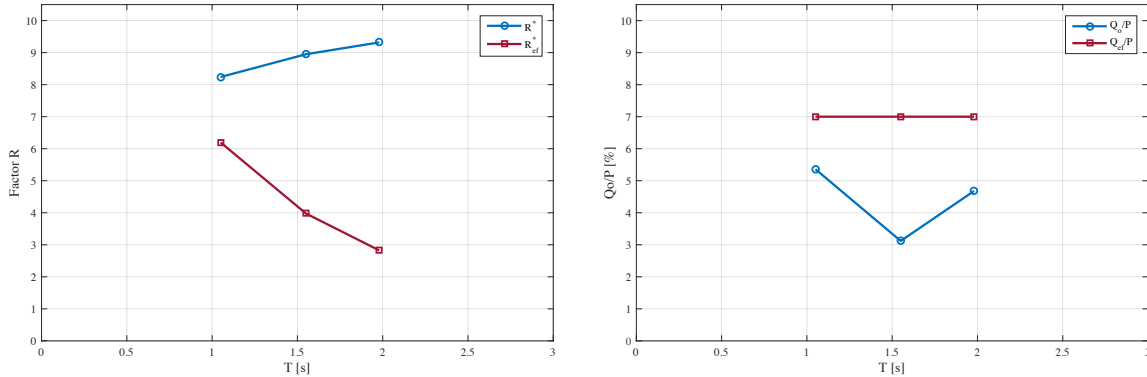
En la Tabla 3.5 se presenta, para cada edificio, los siguientes valores obtenidos a partir del análisis modal: el periodo del modo fundamental T , el factor de reducción R^* , el factor de reducción efectivo R_{ef}^* , corregido para que el corte basal de diseño cumpla con los límites inferiores y superiores impuestos por la norma, el corte basal de diseño Q_o , el corte basal de diseño efectivo Q_{ef} y la distorsión máxima de piso θ_{max} .

La distribución del factor de reducción y corte basal de acuerdo al periodo de las estructuras se muestran en la Figura 3.5. A partir de estos resultados se puede notar que en todos los casos, el diseño de los edificios queda controlado por el corte basal mínimo, debiendo amplificar las solicitaciones resultantes para poder alcanzarlo.

Como se verá más adelante, para el caso del edificio de 15 pisos, el marco BRBF ubicado en el interior es el que controla el diseño del edificio, por motivos constructivos es conveniente utilizar el mismo diseño en todos los vanos, por lo que se decide utilizar este diseño en todos los marcos.

Tabla 3.5: Resultados utilizando la norma NCh433.Of96 Mod.2009 + DS 61 (INN, 2009).

Edificio	T	R^*	R_{ef}^*	Q_o/P	Q_{ef}/P	θ_{max}
4 Pisos	1.05 s	8.24	6.19	5.26 %	7.00 %	0.0015
9 Pisos	1.55 s	8.95	3.98	3.12 %	7.00 %	0.0019
15 Pisos	2.09 s	9.39	3.21	4.59 %	7.00 %	0.0020



(a) Factor de reducción

(b) Corte basal

Figura 3.5: Factores de reducción y corte basal efectivos.

En la tabla 3.6 se presenta la información resultante del análisis modal de cada una de las estructuras, donde se puede notar que para los edificios de 4 y 9 pisos, solo los dos primeros modos son necesarios para alcanzar el 90 % de la masa total, mientras que para el edificio de 15 pisos se requiere utilizar también el tercer modo.

Tabla 3.6: Resultados análisis modal de edificios.

Edificio	T_1 s	m_1 %M	T_2 s	m_2 %M	T_3 s	m_3 %M	$\sum m_i$ %M
4 Pisos	1.05	84.1	0.38	12.1	-	-	96.2
9 Pisos	1.55	73.5	0.49	17.0	-	-	90.5
15 Pisos	2.09	68.5	0.58	18.9	0.31	5.50	92.9

A continuación se presentan los valores de corte de diseño, distorsión de piso y los diseños finales obtenidos para cada una de las estructuras en estudio.

En la Figura 3.6 se presentan los valores de corte de diseño y la distorsión de piso obtenida para el modelo de 4 pisos mediante el análisis modal espectral, mientras que en la Tabla 3.7 se encuentra el diseño final. Para alcanzar el corte mínimo se amplifican las fuerzas sísmicas y desplazamientos por un factor igual a 1.3. En este caso se tiene que cada marco tiene un peso de 11.5 ton, sumando un total de 46 ton para el edificio, en cada dirección de análisis.

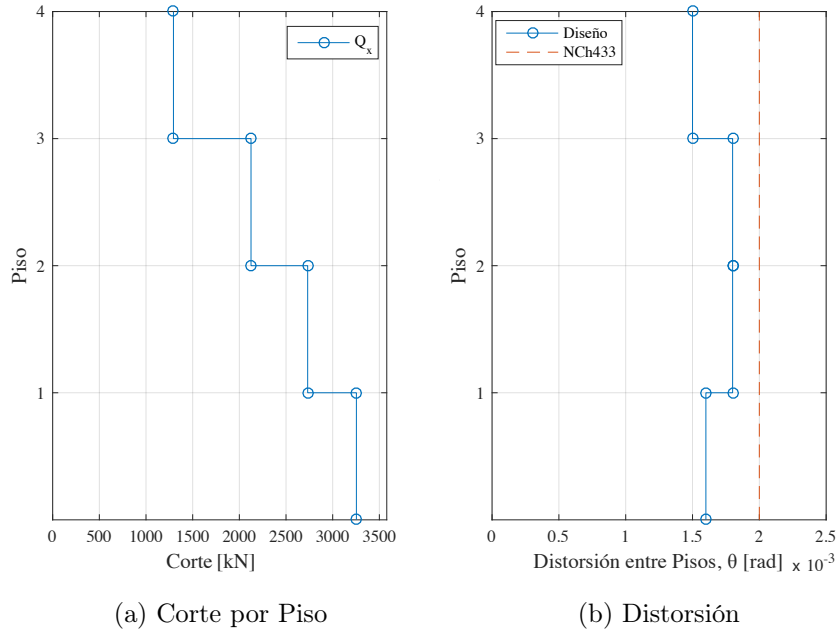


Figura 3.6: Valores de diseño dinámico de acuerdo a NCh433 - Edificio 4 Pisos.

Tabla 3.7: Miembros estructurales edificio 4 pisos - diseño análisis dinámico.

Piso	BRB (mm ²)	Columna	Viga
4	1260	W 200 x 71	W 200 x 59
3	1920	W 200 x 71	W 460 x 68
2	2430	W 200 x 71	W 460 x 68
1	3400	W 250 x 149	W 460 x 74
-1	-	W 250 x 149	W 200 x 100

Al comparar los resultados del diseño entre el método estático y modal espectral se tiene que este último permite un leve ahorro de material, donde disminuye un 5.8% la cantidad de acero requerida, dado que los elementos estructurales adyacentes a las BRBs disminuyen su tamaño. Esto ocurre debido a que al aplicar el método dinámico de análisis, los desplazamientos entre piso de la estructura disminuyen, por lo que el diseño puede ser optimizado.

Debido a la pequeña diferencia entre los diseños finales obtenidos por medio de ambos métodos de análisis se concluye que, para estructuras de baja altura, ambos métodos entregan resultados comparables. Es por lo anterior que se recomienda el uso del método de análisis estático para el diseño, mientras cumpla las condiciones para su uso, debido a su sencillez y fácil aplicación.

En la Figura 3.7 se presentan los valores de corte de diseño y la distorsión de piso obtenida para el modelo de 9 pisos.

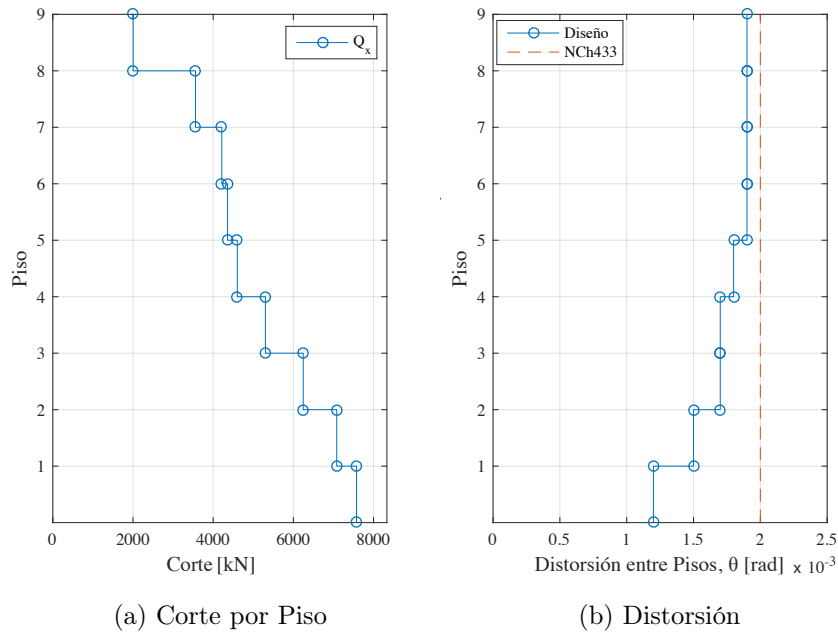


Figura 3.7: Valores de diseño de acuerdo a NCh433 - Edificio 9 Pisos.

En la Tabla 3.8 se presenta el diseño del marco de 9 pisos. En este caso, el diseño además de estar controlado por el corte basal mínimo, también lo está por el desplazamiento máximo entre pisos. Para alcanzar el corte mínimo se amplifican las fuerzas sísmicas y desplazamientos por un factor igual a 2.3, mientras que para cumplir con el desplazamiento máximo entre pisos, la solución encontrada es aumentar la sección de acero de las BRBs ya que son las que aportan mayor deformación lateral, así se utiliza un factor de amplificación igual a 1.3. En este caso se tiene que cada marco pesa 61 ton, sumando un total de 244 ton para el edificio, en cada dirección de análisis.

Tabla 3.8: Miembros estructurales edificio 9 pisos.

Piso	BRB (mm^2)	Columna	Viga
9	2520	W 200 x 59	W 200 x 71
8	4625	W 200 x 59	W 460 x 82
7	5600	W 310 x 226	W 460 x 89
6	6020	W 310 x 226	W 460 x 97
5	6580	W 310 x 226	W 460 x 97
4	7520	W 360 x 421	W 460 x 128
3	8640	W 360 x 421	W 460 x 128
2	9600	W 360 x 421	W 460 x 144
1	12000	W 360 x 592	W 460 x 177
-1	-	W 360 x 592	W 200 x 100

Como se mencionó antes, para el edificio de 15 pisos se evalúa el diseño de dos marcos, uno ubicado en el perímetro exterior, mientras que el otro está ubicado en el interior de la planta. Ambos diseños quedan controlados por corte basal mínimo y desplazamiento máximo entre pisos.

En la Figura 3.8 se presentan los valores de corte de diseño y la distorsión de piso obtenida los modelos de 15 pisos. Como se puede ver no hay diferencias en carga sísmica, sin embargo el diseño interior debe ser más robusto para poder soportar la carga gravitacional y es por esta razón que controla el diseño del edificio.

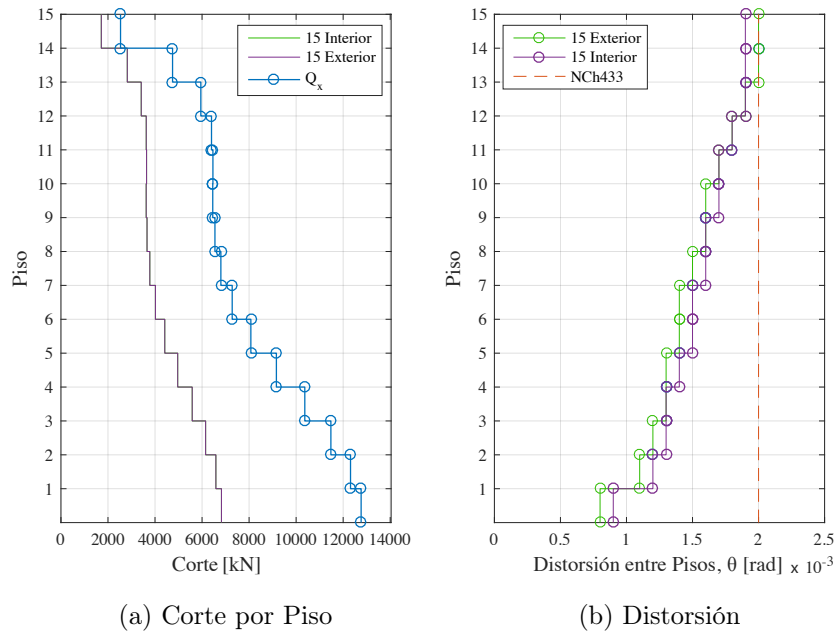


Figura 3.8: Valores de diseño de acuerdo a NCh433 - Edificio 15 Pisos.

En las Tablas 3.9 y 3.10 se presentan los diseños de los marcos de 15 pisos, exterior e interior respectivamente. Para alcanzar el corte mínimo en el primer caso, se amplifican las fuerzas sísmicas y desplazamientos por un factor igual a 2.9, mientras que para el segundo caso se utiliza un factor igual a 3.1. Para cumplir con el desplazamiento máximo entre pisos, el factor de amplificación para el área de las BRBs es igual a 1.8 en ambos. Cada marco exterior tiene un peso de 113.3 ton mientras que cada marco interior 128.4 ton. Al utilizar el diseño del marco interior para todo el edificio, éste alcanza un total de 1027.2 ton, en cada dirección de análisis.

Tabla 3.9: Miembros estructurales edificio 15 pisos exterior.

Piso	BRB (mm ²)	Columna	Viga
15	2080	W 200 x 59	W 200 x 71
14	3850	W 200 x 59	W 460 x 74
13	4750	W 310 x 202	W 460 x 82
12	5125	W 310 x 202	W 460 x 89
11	5125	W 310 x 202	W 460 x 89
10	5125	W 360 x 347	W 460 x 89
9	5250	W 360 x 347	W 460 x 89
8	5460	W 360 x 347	W 460 x 89
7	5880	W 360 x 551	W 460 x 97
6	6440	W 360 x 551	W 460 x 97
5	7360	W 360 x 551	W 460 x 128
4	8320	W 360 x 744	W 460 x 128
3	9180	W 360 x 744	W 460 x 128
2	9900	W 360 x 744	W 460 x 144
1	12000	W 360 x 900	W 460 x 177
-1	-	W 360 x 900	W 200 x 100

Tabla 3.10: Miembros estructurales edificio 15 pisos interior

Piso	BRB (mm ²)	Columna	Viga
15	2250	W 200 x 71	W 200 x 86
14	4180	W 200 x 71	W 460 x 82
13	5125	W 360 x 216	W 460 x 89
12	5600	W 360 x 216	W 460 x 97
11	5600	W 360 x 216	W 460 x 97
10	5600	W 360 x 382	W 460 x 97
9	5740	W 360 x 382	W 460 x 97
8	6020	W 360 x 382	W 460 x 97
7	6440	W 360 x 592	W 460 x 106
6	7040	W 360 x 592	W 460 x 128
5	8000	W 360 x 592	W 460 x 128
4	8960	W 360 x 900	W 460 x 144
3	9900	W 360 x 900	W 460 x 158
2	10620	W 360 x 900	W 460 x 158
1	13000	W 360 x 1086	W 460 x 193
-1	-	W 360 x 1086	W 200 x 100

Capítulo 4

Análisis Inelástico de Estructuras en estudio

A continuación se evalúa el desempeño sísmico de las estructuras en estudio por medio del método de cuatro etapas definido en la sección 2.4, donde el diseño y desarrollo del prototipo fueron realizados en el capítulo anterior.

4.1. Modelo Numérico

Para realizar los análisis no lineales sobre las estructuras en estudio se desarrolla un modelo numérico utilizando la plataforma *OpenSees*, el cual está basado en uno propuesto anteriormente por Ariyaratana y Fahnstock (2011). El modelo se compone de dos subestructuras: el marco BRBF y una columna gravitacional, la cual se incluye para dar cuenta de los efectos de segundo orden debido a las cargas gravitacionales.

Las propiedades de la columna gravitacional se construyen a partir de la suma de las propiedades de la sección transversal de las columnas gravitacionales, asociadas al área tributaria del marco resistente en estudio, como se ejemplifica en la Figura 4.1. Estos miembros no están diseñados para soportar la carga sísmica, por lo que se podría decir que se transforman en una carga adicional que se apoya en el sistema resistente a fuerzas laterales.

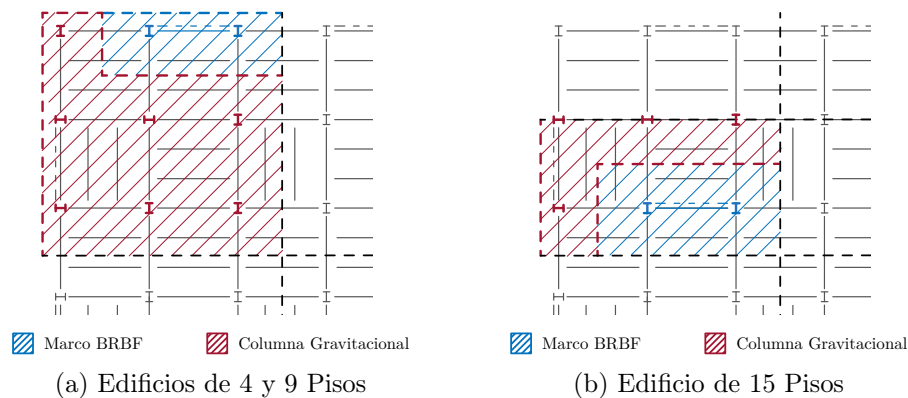


Figura 4.1: Tributación de áreas según subestructura.

4.1.1. Nodos

Para construir el modelo, primero se identifican los nodos de la estructura: intersección de elementos y nodos extras para incluir las uniones: placas de gusset en las conexiones de rios-tras y cachos rígidos en las uniones viga-columna. Los cachos rígidos poseen un corrimiento lateral con un valor cercano a la mitad de la altura del perfil de las columnas.

En la Figura 4.2 se presenta un esquema de un piso del modelo utilizado. Como se puede ver, en los nodos es donde se definen también las condiciones de apoyo: empotramientos en las columnas del marco BRBF y apoyo simple en la columna gravitacional. Además, se incluyen apoyos deslizantes en la base para dar cuenta del subterráneo y se utiliza la opción *equalDOF* para simular la conexión rígida entre el marco y la columna gravitacional.

La masa sísmica de cada piso de la estructura corresponde a la masa total de cada piso del edificio, dividida por el número de marcos actuando en la dirección de análisis. En el modelo ésta se asigna, en cada uno de los pisos, en el centro de gravedad del marco BRBF y en la columna gravitacional, distribuyéndola en proporción al área tributaria correspondiente a cada subestructura. Cabe destacar que para el modelo no lineal se incluye el peso propio de los elementos en la masa sísmica, aumentando con respecto al modelo lineal en un 6.7 % en el edificio de 4 pisos, un 7.1 % en el de 9 pisos y un 7.5 % en el de 15 pisos.

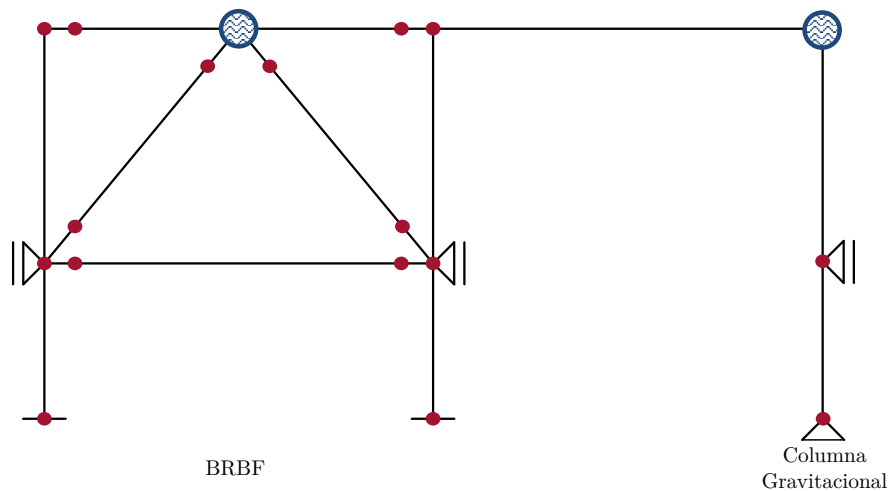


Figura 4.2: Estructuración modelo.

4.1.2. Materiales

El comportamiento del acero utilizado para vigas, columnas, cachos rígidos y placas Gusset (ASTM A992) se modela de distintas formas dependiendo del elemento al cual se le asigna. En el caso de las vigas y columnas se utiliza el material *Steel01* de *OpenSees* que simula un comportamiento bilineal, asignándole como propiedades un módulo de elasticidad $E_s = 200.000$ MPa, una tensión de fluencia $F_y = 345$ MPa y razón de endurecimiento $b = 0.3$ %. Para los cachos rígidos y Placas Gusset se utiliza un material con comportamiento elástico uniaxial (*unialMaterial Elastic*), utilizando como módulo de elasticidad un valor lo suficientemente grande para dar cuenta de la alta rigidez de los elementos asociados a éste.

En la Figura 4.3 se muestran gráficamente los modelos de los materiales utilizados.

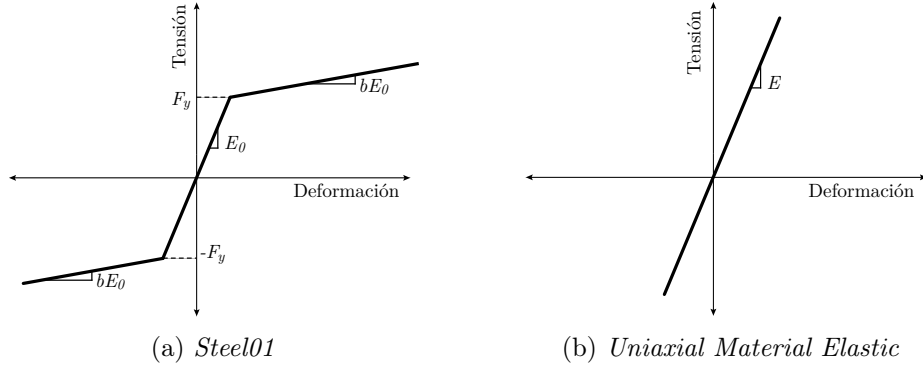


Figura 4.3: Modelos de materiales utilizados.

En el caso de los BRBs, el modelamiento del acero utilizado es un poco más complejo, basando su comportamiento de acuerdo al modelo propuesto por Menegotto-Pinto (*Steel02* en *OpenSees*), el cual se detalla con mayor profundidad a continuación.

4.1.2.1. Menegotto y Pinto (1973)

Como se mencionó, el comportamiento histerético del acero se modela según Menegotto y Pinto (1973), modificado por Filippou *et al.* (1983). El modelo, representado gráficamente en la Figura 4.4, se basa en las siguientes ecuaciones:

$$\sigma^* = b\epsilon^* + \frac{(1-b)\epsilon^*}{(1+\epsilon^*R)^{1/R}} \quad (4.1)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (4.2)$$

$$\epsilon^* = \frac{\epsilon_s - \epsilon_r}{\epsilon_0 - \epsilon_r} \quad (4.3)$$

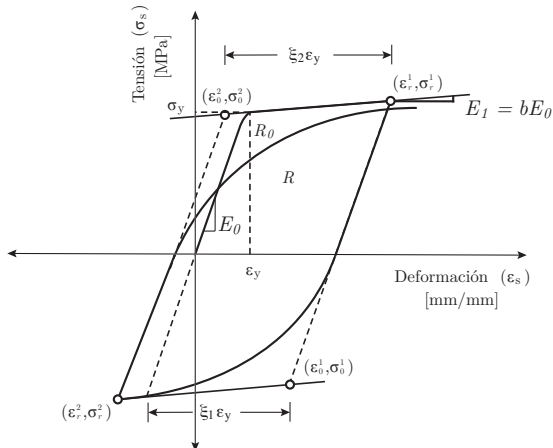


Figura 4.4: Modelo del comportamiento del acero de BRBs.

La ecuación 4.1 representa la curva de transición desde la recta que describe el estado elástico con pendiente E_0 hasta la recta con pendiente E_1 . Por otra parte, σ_r y ϵ_r son la tensión y deformación unitaria en las zonas inversas de la curva, σ_0 y ϵ_0 están dadas por la intersección de las asíntotas y b corresponde a la razón de endurecimiento que define la pendiente post-fluencia. Como se indica, los puntos (σ_r, ϵ_r) y (σ_0, ϵ_0) son actualizados cuando la deformación comienza a disminuir. R es el radio correspondiente a la curva de transición, que se obtiene a partir de la ecuación 4.4.

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (4.4)$$

Donde R_0 define el comportamiento para el primer ciclo de carga y a_1 y a_2 son parámetros asociados a la degradación entre ciclos, mientras que ξ es la variación absoluta de la deformación unitaria definida por la ecuación 4.5.

$$\xi = \left| \frac{\epsilon_m - \epsilon_0}{\epsilon_y} \right| \quad (4.5)$$

Para incluir el endurecimiento isotrópico sobre este modelo, Filippou *et al.* (1983) proponen un cambio en la tensión de la asíntota lineal de fluencia, como una función de la máxima deformación plástica (ecuación 4.6).

$$\frac{\sigma_{st}}{\sigma_y} = a_3 \left(\frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_y} - a_4 \right) \quad (4.6)$$

Donde ϵ_{max} es la deformación máxima absoluta en el instante en que la deformación comienza a devolverse, ϵ_y y σ_y son la deformación y tensión en la fluencia. a_3 y a_4 son parámetros determinados experimentalmente.

Los parámetros utilizados en este material fueron calibrados por Santelices (2014) y se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Parámetros utilizados en *Steel02*

R_0	CR1	CR2	a_1	a_2	a_3	a_4
18	0.925	0.15	0.05	1	0.05	1

Donde:

- R_0 Radio de curvatura.
- CR1 Parámetros para controlar la transición entre la rama elástica y la rama plástica.
- CR2
- a_1 Parámetro de endurecimiento isotrópico, aumenta el esfuerzo de compresión en proporción al límite de elasticidad después de una deformación plástica de $a_2^* F_y/E$.
- a_2 Parámetro de endurecimiento isotrópico.
- a_3 Parámetro de endurecimiento isotrópico, aumenta el esfuerzo de tracción en proporción al límite de elasticidad después de una deformación plástica de $a_4^* F_y/E$.
- a_4 Parámetro de endurecimiento isotrópico.

4.1.3. Secciones

Para modelar vigas, columnas y placas Gusset se utilizan secciones transversales divididas en fibras. En el caso de vigas y columnas con sección doble T, el alma es dividida en cuatro fibras en la dirección vertical de la sección, mientras que las alas son divididas en cuatro fibras horizontales y verticales. En las placas Gusset se considera una sección cruz, dividiéndola en treinta fibras de igual tamaño. Para cachos rígidos y riostras no se utiliza una sección en particular sino que simplemente se asigna un área de acero. En el caso de los cachos rígidos, también se les asignan propiedades de inercia.

En cuanto a la columna gravitacional, se crea una sección rectangular, cuyas propiedades son análogas a las que tendría la suma de los elementos asociados a ella. Así, esta sección se divide en dieciséis fibras de igual tamaño. En la Figura 4.5 se muestran las secciones utilizadas.

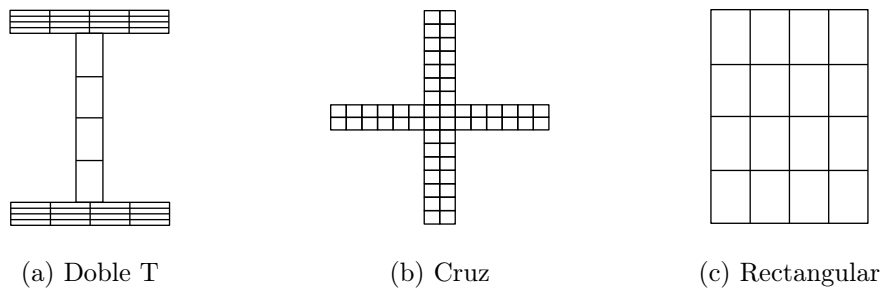


Figura 4.5: Secciones de fibra utilizadas.

4.1.4. Elementos

Para representar a los miembros que componen la estructura, en este modelo se usan tres de los tipos de elementos disponibles en *OpenSees*: *forceBeamColumn*, *elasticBeamColumn* y *CorotTruss*. El primero es utilizado para vigas, columnas y placas Gusset, el segundo en los cachos rígidos y el tercero en los BRBs. Los elementos viga-columna tipo *forceBeamColumn* son capaces de propagar la plasticidad a lo largo del elemento, mientras que los tipo *elasticBeamColumn* permanecen elásticos. Los elementos tipo *CorotTruss* corresponden a barras con formulación corrotacional.

Para modelar los elementos BRB se consideran, como se mencionó en un comienzo, las recomendaciones entregadas por Ariyaratana y Fahnstock (2011), las que se describen a continuación:

- Las riostras se modelan como un elemento barra que sólo recibe cargas axiales.
- En el modelo de los BRBs, se consideran tres regiones entre los nodos principales: región de conexión, región elástica del núcleo de acero y la región de fluencia del núcleo.
- La suma de los largos de la zona de fluencia y la zona elástica del núcleo de acero corresponde a un 70 % de la distancia total entre los nodos principales.

- El largo de la región de fluencia del núcleo de acero corresponde a un 70% de la suma de los largos de las zonas elásticas y de fluencia
- La zona elástica del núcleo de acero y la zona de conexión poseen un área de tres a seis veces el área de la región de fluencia del núcleo de acero.
- Las zonas de fluencia y elástica del núcleo de acero se modelan como un solo elemento barra que resiste solicitaciones axiales, con un área constante en todo su largo. Dado que las áreas de los elementos son distintas, se calcula un módulo de elasticidad equivalente que sea capaz de incluir este aspecto.
- La zona de conexión se modela como un elemento elástico.

Así, para representar un BRB se toman en cuenta tres zonas: zona de conexión (placa Gusset), zona elástica del núcleo de acero y zona de fluencia del núcleo de acero, como se muestra en la Figura 4.6, donde la zona de conexión se modela como un elemento elástico.

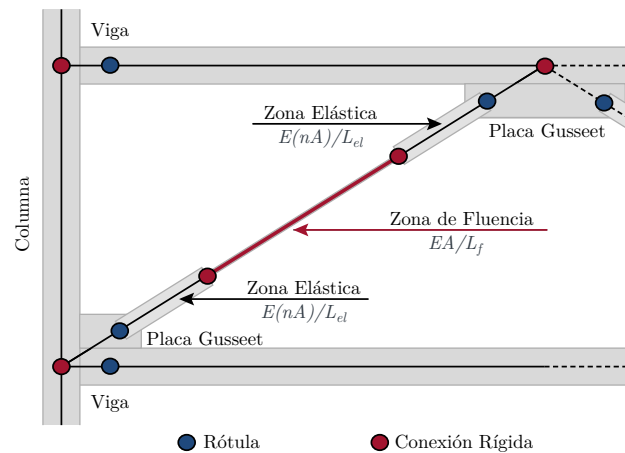


Figura 4.6: Representación de BRBs.

Para permitir representar correctamente la curva de tensión-deformación del elemento BRB compuesto por las zonas elásticas y de fluencia del núcleo de acero, éstas se modelan a través de un solo elemento barra con un módulo de elasticidad equivalente (Figura 4.7). Este elemento barra sólo permite solicitaciones axiales.

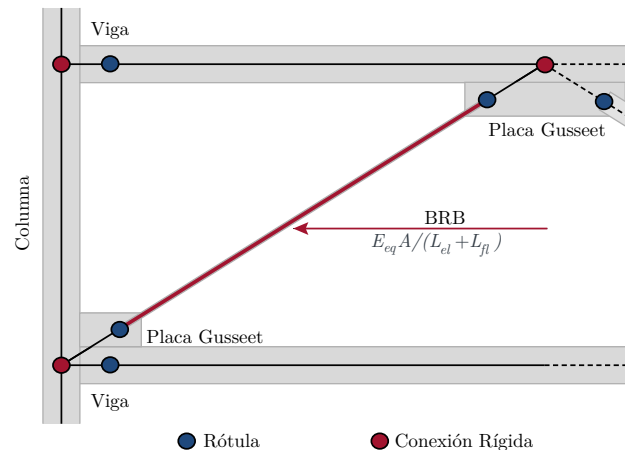


Figura 4.7: Modelamiento de BRBs en OpenSees.

El módulo de elasticidad equivalente se obtiene considerando que las rigideces de las zonas elástica y de fluencia se encuentran en serie, así la rigidez del sistema viene dada por:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{fl}} + \frac{2}{K_{el}} \quad (4.7)$$

Donde

- K_{eq} : Rigidez equivalente de la riostra.
- K_{fl} : Rigidez de la zona de fluencia del núcleo de acero.
- K_{el} : Rigidez de la zona elástica del núcleo de acero.

En el rango elástico, se tiene:

$$\frac{1}{\frac{E_{eq}A}{L_{fl} + 2L_{el}}} = \frac{1}{\frac{EA}{L_{fl}}} + \frac{2}{\frac{E(nA)}{L_{el}}} \quad (4.8)$$

$$E_{eq} = \frac{nE(L_{fl} + 2L_{el})}{nL_{fl} + 2L_{el}} \quad (4.9)$$

Donde

- E_{eq} : Módulo de elasticidad equivalente del núcleo de acero en el rango elástico.
- E : Módulo de elasticidad del acero.
- A : Área del núcleo de acero.
- n : Razón entre las áreas de la zona elástica y la zona de fluencia del núcleo de acero.
- L_{fl} : Largo de la zona de fluencia del núcleo de acero.
- L_{el} : Largo de la zona elástica del núcleo de acero.

En el rango inelástico, la zona de fluencia sobrepasa el límite de fluencia del acero, por lo que la pendiente de la curva tensión-deformación de la zona de fluencia se ve afectada por la razón de endurecimiento del acero.

$$\frac{1}{\frac{E_{eq}^*A}{L_{fl} + 2L_{el}}} = \frac{1}{\frac{(bE)A}{L_{fl}}} + \frac{2}{\frac{E(nA)}{L_{el}}} \quad (4.10)$$

$$E_{eq}^* = \frac{bnE(L_{fl} + 2L_{el})}{nL_{fl} + 2L_{el}} \quad (4.11)$$

Donde

- E_{eq}^* : Módulo de elasticidad equivalente del núcleo de acero en el rango inelástico.
- b : Razón de endurecimiento del acero.

Luego, la razón de endurecimiento equivalente que es utilizada en el modelamiento de los elementos BRB corresponde a:

$$b_{eq} = \frac{E_{eq}^*}{E_{eq}} \quad (4.12)$$

$$b_{eq} = \frac{b(nL_{fl} + 2L_{el})}{nL_{fl} + 2bL_{el}} \quad (4.13)$$

De acuerdo a las recomendaciones antes mencionadas sobre los largos estimados de cada región de las riostras, el módulo de elasticidad y la razón de endurecimiento equivalentes se reducen a:

$$E_{eq} = \frac{nE}{0.7n + 0.3} \quad (4.14)$$

$$b_{eq} = \frac{b(0.7n + 0.3)}{0.7n + 0.3b} \quad (4.15)$$

En el modelo desarrollado, se considera que el área de la zona elástica corresponde a cinco veces el área de la zona de fluencia, es decir, $n = 5$. Finalmente, en la Figura 4.8 se muestra un resumen del modelo tomando en cuenta las consideraciones antes mencionadas.

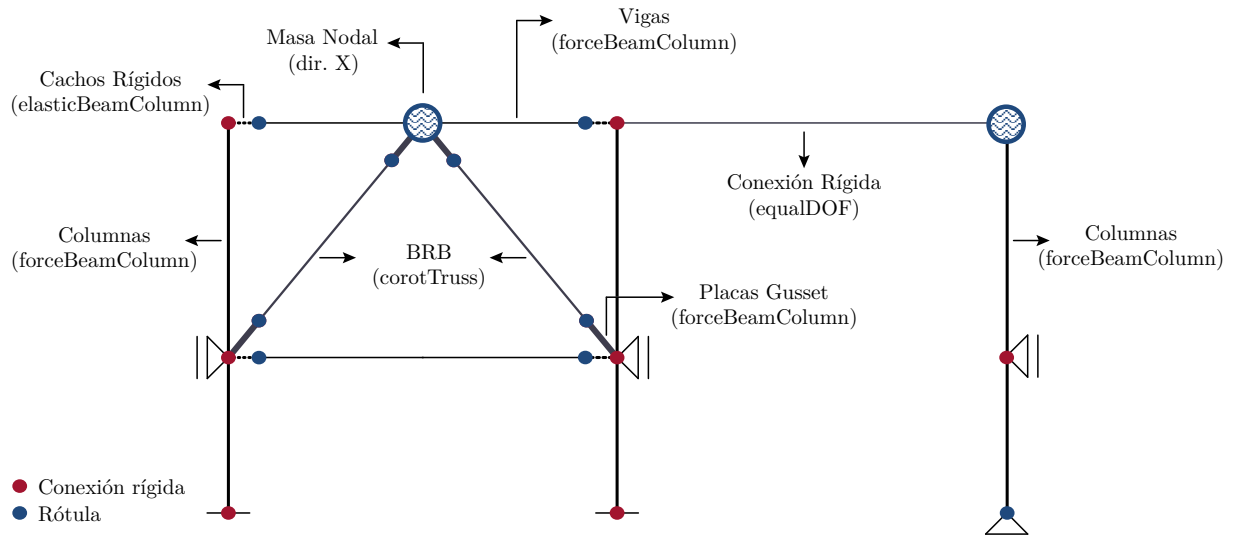


Figura 4.8: Tipos de elementos utilizados en el Modelo.

4.1.5. Cargas gravitacionales

En el modelo se incluyen las cargas y sobrecargas de acuerdo a la combinación propuesta por FEMA (ecuación 2.18). Se asignan cargas distribuidas sobre las vigas del marco BRBF de acuerdo a su tributación, y también cargas puntuales sobre los nodos de cada piso en las columnas del marco y columna gravitacional, para tomar en cuenta la carga que es tomada directamente por ellas.

4.1.6. Amortiguamiento

El amortiguamiento de la estructura se incorpora utilizando el método de Rayleigh, el cual propone una matriz de amortiguamiento $[C]$ como una combinación lineal de la matriz de masa $[M]$ y la matriz de rigidez $[K]$ de la estructura, como se describe en la ecuación (4.16).

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (4.16)$$

Los coeficientes a y b se determinan a partir del sistema de dos ecuaciones y dos incógnitas, compuesto por las expresiones 4.17 y 4.18, donde es necesario conocer al menos dos valores de frecuencia modal (ω_i) con sus respectivos amortiguamientos modales (β_i).

$$a = \frac{2\omega_1\omega_2(\omega_2\beta_1 - \omega_1\beta_2)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (4.17)$$

$$b = \frac{2(\omega_2\beta_2 - \omega_1\beta_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (4.18)$$

Si se considera el mismo amortiguamiento para los dos primeros modos, las ecuaciones se reducen a:

$$a = \frac{2\omega_1\omega_2\beta}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4.19)$$

$$b = \frac{2\beta}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4.20)$$

En el análisis no lineal de la estructura en estudio se considera un amortiguamiento del 3 % para los dos primeros modos, según las recomendaciones entregadas por Clark *et al.* (1999) y Ariyaratana y Fahnestock (2011).

En el modelo desarrollado no se simula el colapso de las estructuras, por lo que se utilizan los criterios de falla definidos en la sección 2.5. Estos criterios se aplican en el post-procesamiento de los datos, obtenidos a partir de los análisis realizados.

4.2. Capacidad Sísmica - *pushover*

Para realizar este análisis se siguen las recomendaciones de FEMA (2009), indicadas en la Sección 2.4.3.1, la que toma en cuenta una distribución de carga lateral de forma modal. Esto se basa en el supuesto de que la respuesta estructural está controlada por el modo fundamental de vibración y que la forma de este modo permanece invariable después de que la estructura incursiona en el rango inelástico. Se presentan, para cada edificio, las curvas de capacidad, secuencia de plastificación, ductilidad de BRBs, distorsión de piso, corte por piso y energía total.

Las curvas de capacidad (Figuras 4.9, 4.12 y 4.15) destacan los valores de corte y desplazamiento de diseño, los que están ajustados por aumento de peso sísmico, además se incluye el factor 1.4 dado por la combinación de cargas. También se señalan los valores de corte y desplazamiento en la fluencia efectiva y estado último. A partir de las curvas de los tres edificios, se puede ver que no hay degradación de resistencia, ni tampoco evidencia de efectos $P-\Delta$ debido a la presencia de la columna gravitacional.

De acuerdo a la secuencia de plastificación de las BRBs, todos los edificios siguen el mismo patrón, donde la primera fluencia ocurre en los pisos del centro, y a partir de este punto se comienza a propagar hacia los niveles superiores e inferiores. La demanda inelástica se concentra en los pisos intermedios, mientras que los últimos niveles casi no sufren deformación plástica. En este tipo de análisis, la distribución del desplazamiento entre pisos es sensible al patrón de carga lateral utilizado en el análisis, y a la distribución de los cortes por piso utilizados en el diseño. En este caso, se utiliza un patrón con una forma cercana a un triángulo invertido, lo que es diferente al perfil de carga correspondiente al patrón vertical de corte de diseño, obtenido a partir del análisis de espectro de respuesta (Figuras 3.6, 3.7 y 3.8 (a)). La diferencia entre los perfiles de carga lateral y corte de diseño, puede dar como resultado una mayor respuesta inelástica en los pisos intermedios, y menores niveles de distorsión en los pisos inferiores, lo que queda evidenciado en este trabajo.

Para los edificios de 9 y 15 pisos, en los primeros niveles tampoco hay incursiones significativas en el rango inelástico. Además de lo mencionado anteriormente, una posible causa de este comportamiento, es el efecto que tiene el subterráneo en la respuesta general de los edificios; debido a que las columnas del primer nivel están apoyadas lateralmente, éstas pueden resistir grandes niveles de corte por medio de la flexión. Este fenómeno contribuye a reducir el desplazamiento y la deformación inelástica en los pisos inferiores.

En cuanto a la idealización de la curva de capacidad, ésta se ajusta bien a la curva real excepto en las cercanías de la zona de fluencia, donde la curva idealizada alcanza cortes mayores de lo que se obtiene realmente. El punto de fluencia efectiva se alcanza cuando el primer grupo de BRBs alcanzan el rango inelástico, luego de este punto se comienzan a plastificar dejando entre ellas un mayor intervalo de desplazamiento de techo.

Cabe destacar que los demás elementos estructurales de los edificios no alcanzan a incursionar en el rango inelástico, lo que se espera en un diseño por capacidad. En las siguientes páginas se muestran los resultados obtenidos para cada uno de los edificios en estudio.

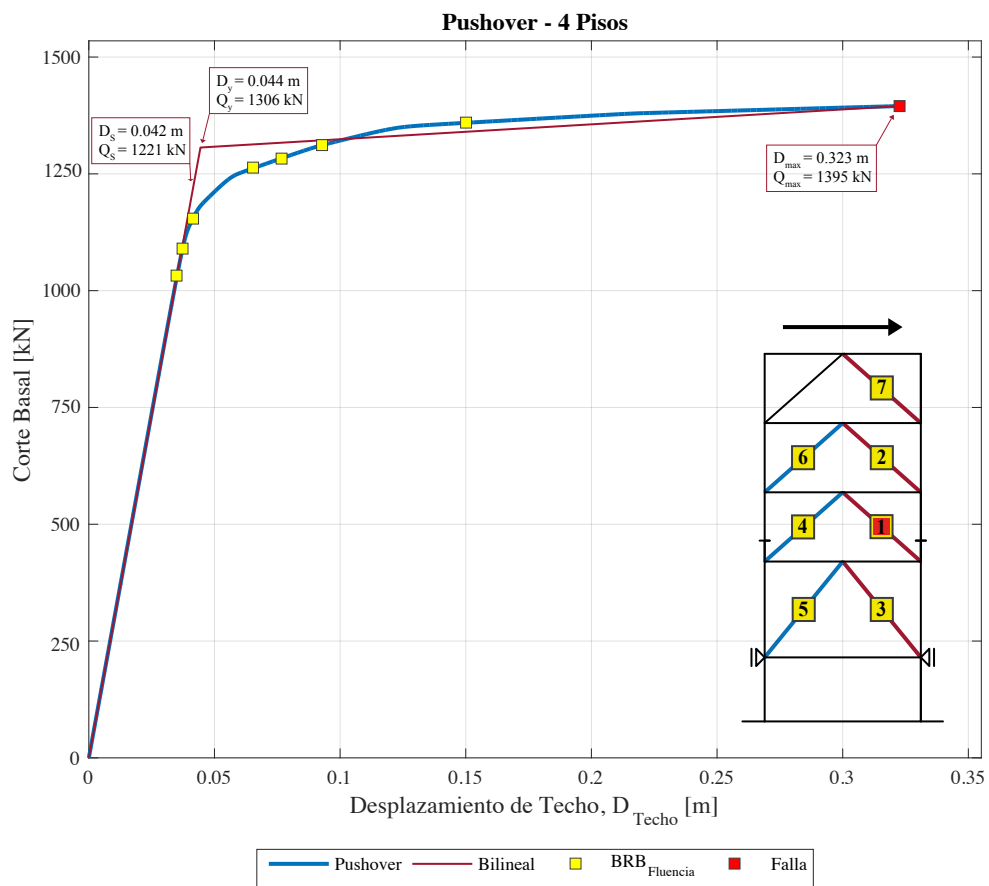


Figura 4.9: Curva de Capacidad - Edificio 4 Pisos.

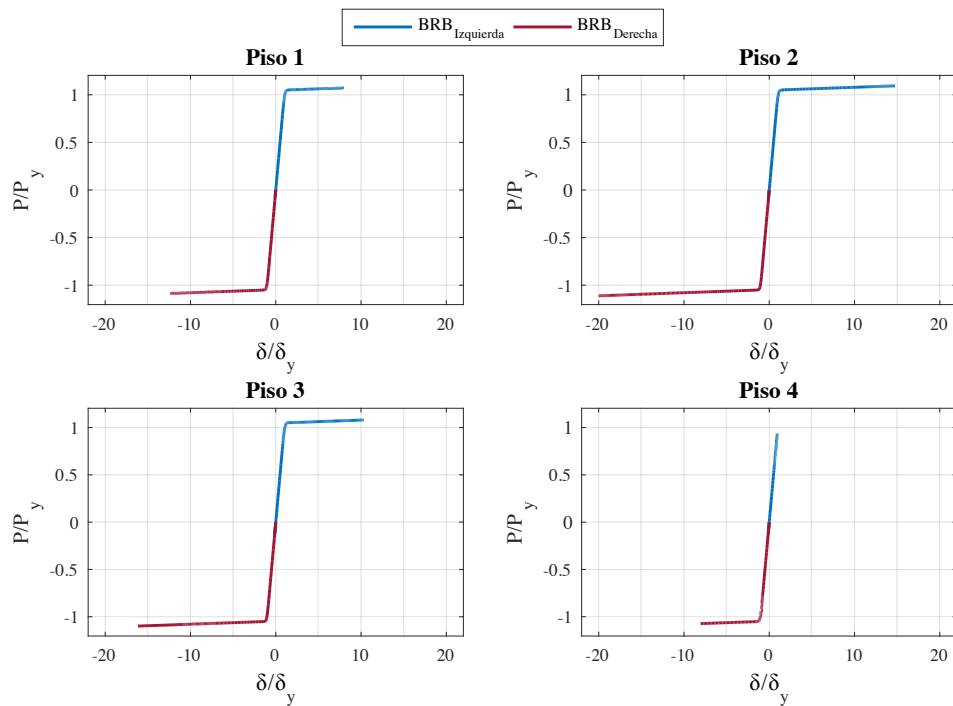


Figura 4.10: Respuesta BRBs - Edificio 4 Pisos.

En este edificio, aunque no se ve degradación en la curva de capacidad, si se aprecia que alcanza cierta estabilidad en cuanto a al corte basal máximo, alcanzándolo en un desplazamiento de techo igual al 1.86% de la altura del edificio.

La Figura 4.11a muestra que en este caso, solo un BRB no entra en rango inelástico. La distorsión de piso (Figura 4.11b) da cuenta de que las mayores distorsiones se alcanzan en los pisos intermedios. El corte alcanzado (en la imagen (c)), es mayor al corte de diseño, dando cuenta de la incursión en el rango inelástico en todos los niveles. En cuanto a la energía, es consistente con los perfiles de ductilidad y distorsión, excepto en el primer piso. Esto se debe a que éste posee una mayor capacidad que el tercer piso, y la diferencia en cuanto a ductilidad alcanzada, no es tan grande. La energía total mostrada corresponde a la suma de la energía elástica y disipada, donde la componente azul (aporte de las columnas), es prácticamente en su totalidad energía elástica.

La falla se alcanza por ductilidad máxima en la BRB en compresión del segundo piso.

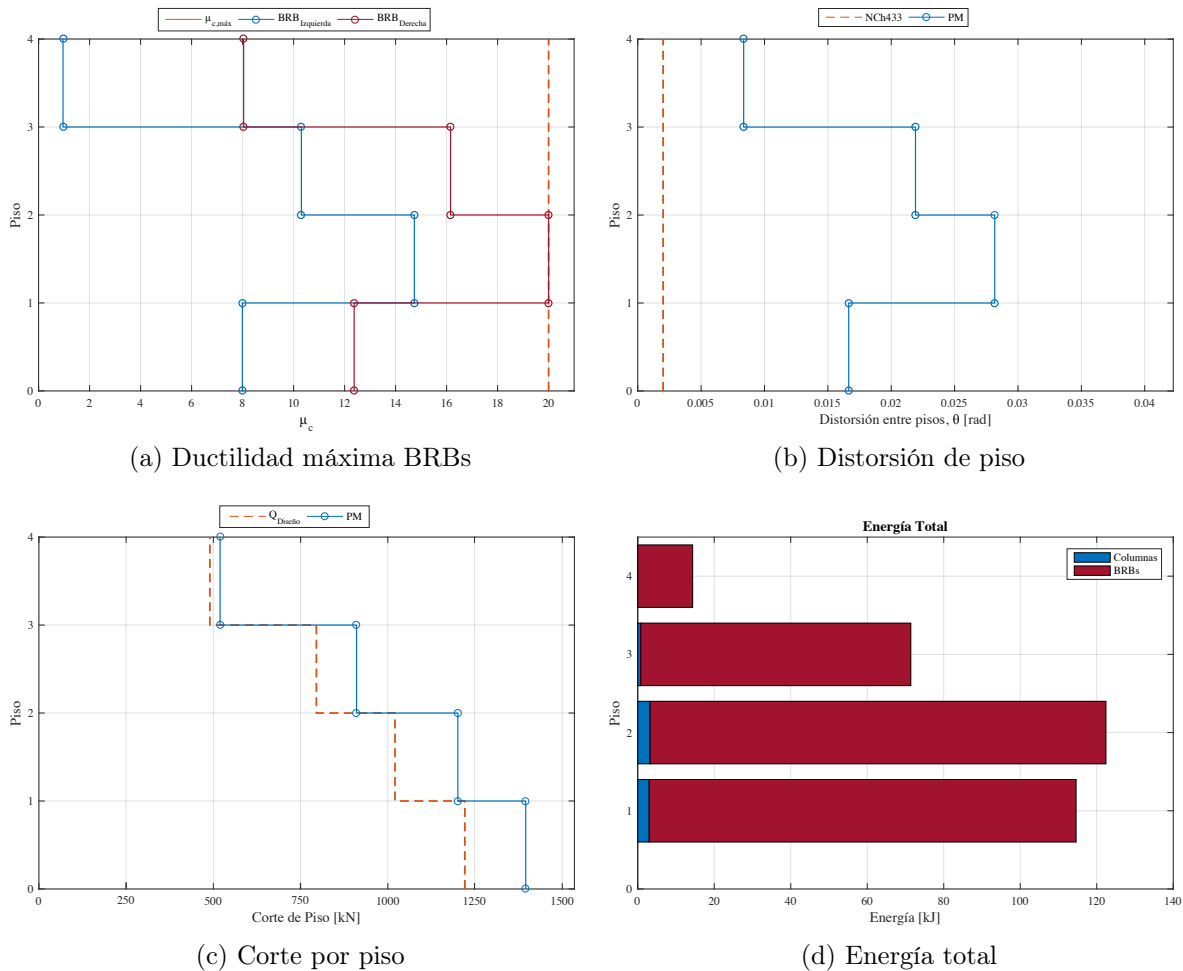


Figura 4.11: Resultados análisis incremental estático - Edificio 4 Pisos

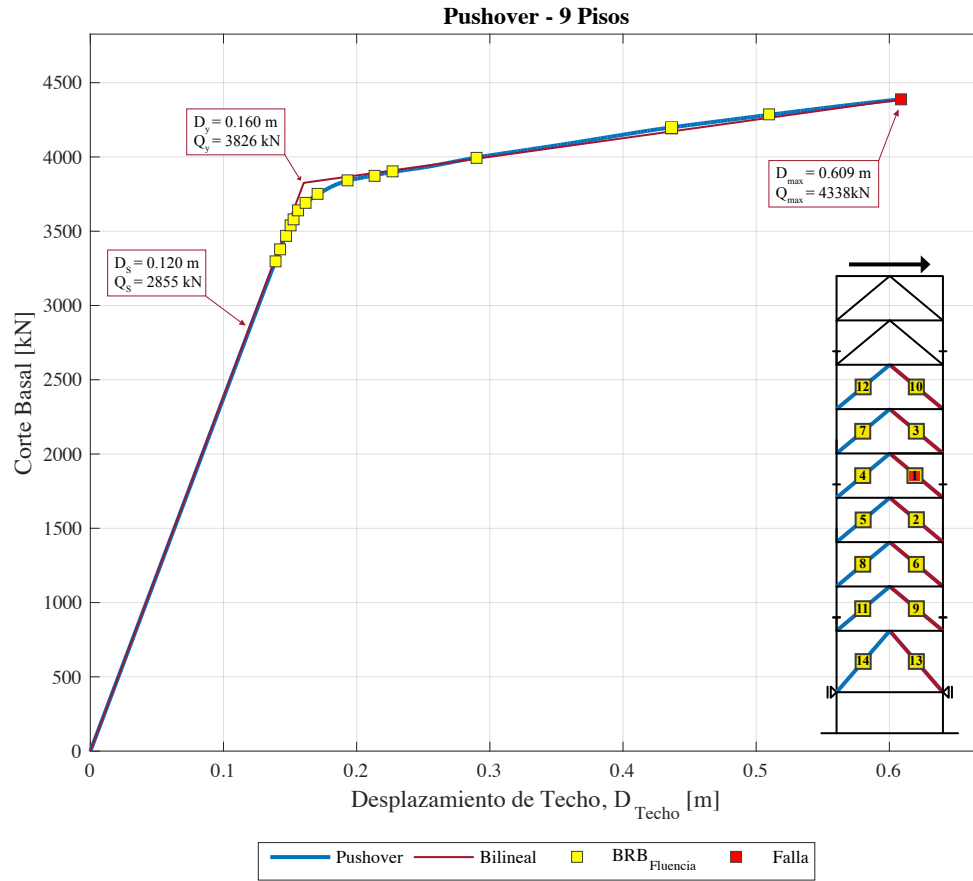


Figura 4.12: Curva de Capacidad - Edificio 9 Pisos.

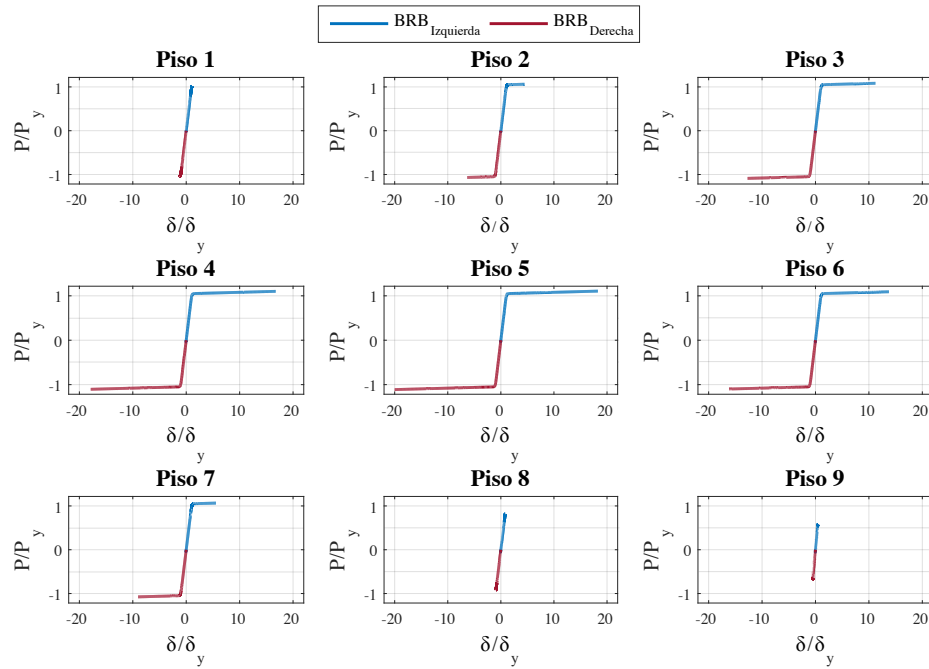


Figura 4.13: Respuesta BRBs - Edificio 9 Pisos.

En el edificio de 9 pisos, la curva de capacidad muestra una rigidez post-fluencia significativa. Una de los motivos de este comportamiento es que la continuidad y condiciones de borde de las columnas de la base, pueden proveer una rigidez lateral considerable, lo que en esta estructura se aprovecha de mejor manera al ser un edificio de mayor altura. El corte máximo se alcanza para un desplazamiento de techo igual al 1.49 % de la altura total del edificio.

La Figura 4.14a muestra que en este caso, solo un BRB no incursiona en el rango inelástico. La distorsión de piso (Figura 4.14 b), da cuenta de que las mayores distorsiones se alcanzan en los pisos intermedios. En cuanto al corte alcanzado (en la imagen (c)), es mucho mayor al de diseño. La diferencia se debe a que el corte de diseño no incluye el factor de sobredimensionamiento de los BRBs, utilizado para poder controlar el desplazamiento entre pisos. En cuanto a la energía, es consistente con los perfiles de ductilidad y distorsión. Al igual que en el caso anterior, el aporte de energía por parte de las columnas, también corresponde a energía elástica.

La falla se alcanza por ductilidad máxima en la BRB en compresión del quinto piso.

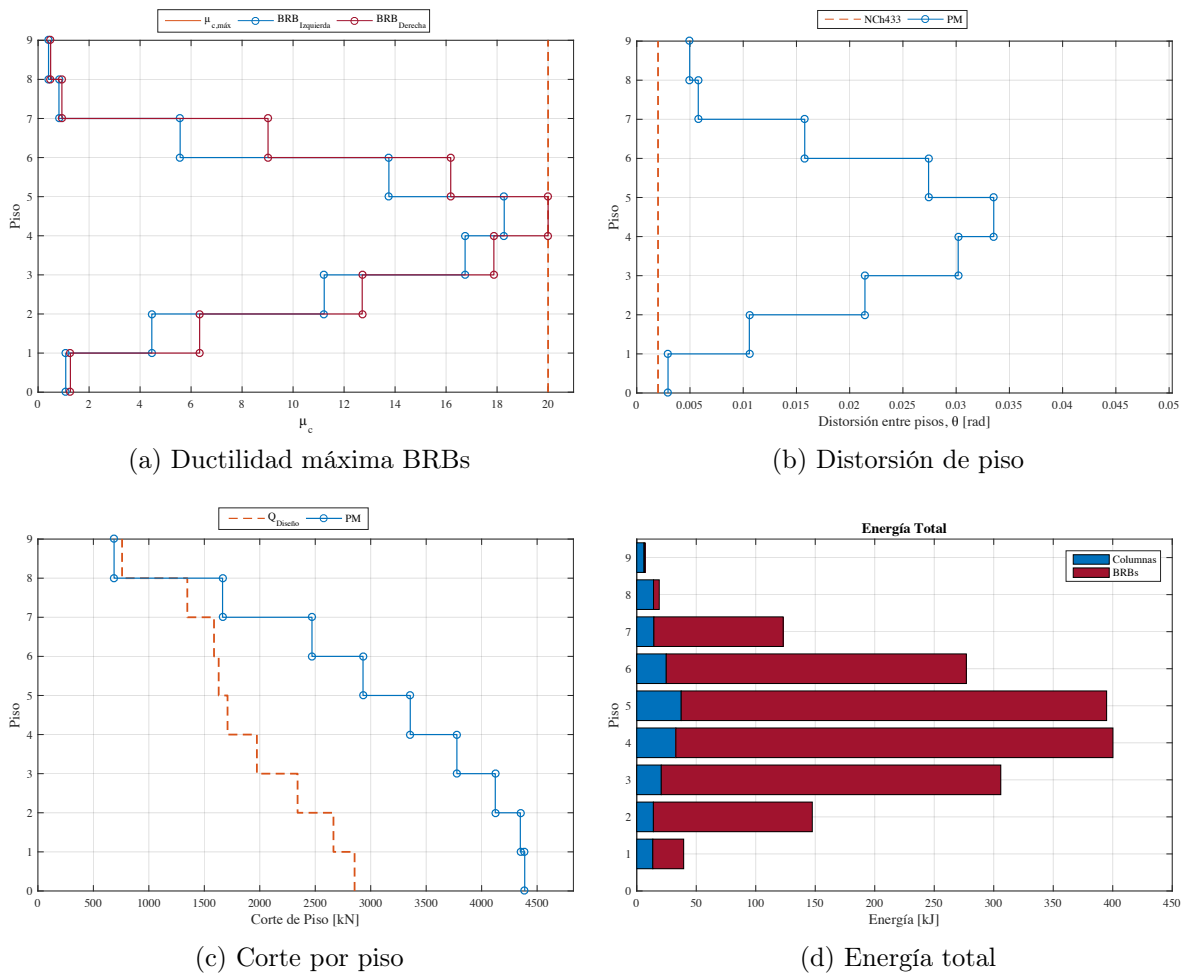


Figura 4.14: Resultados análisis incremental estático - Edificio 9 Pisos

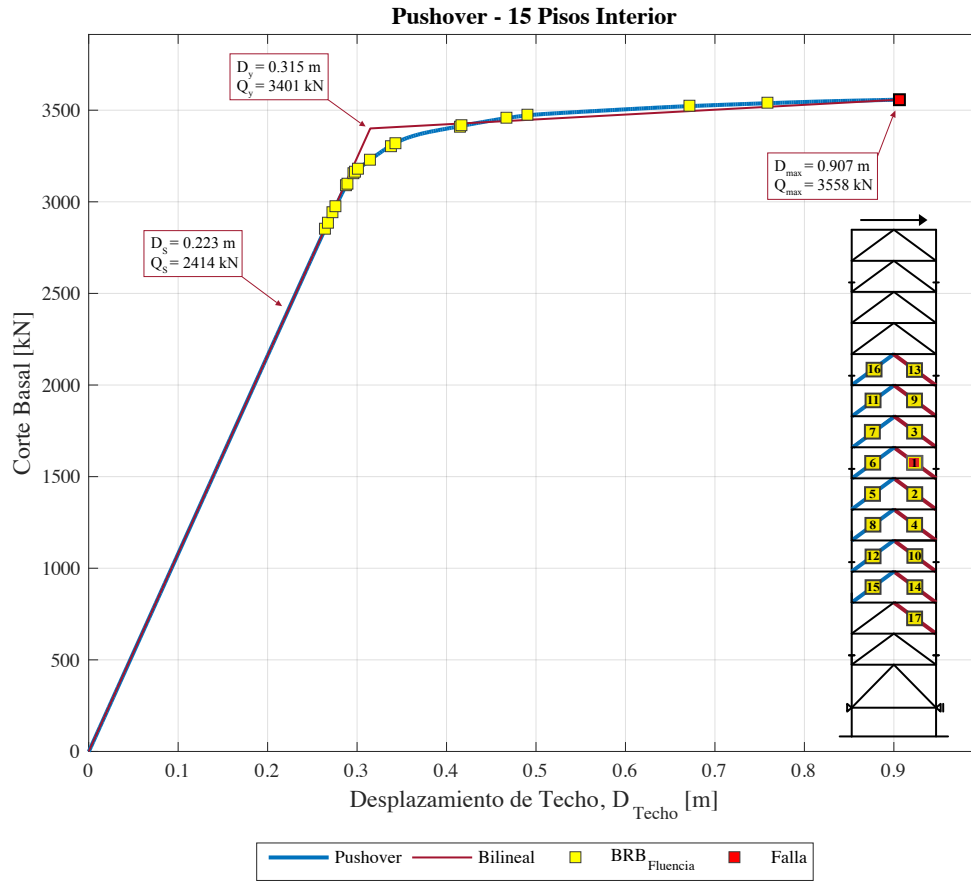


Figura 4.15: Curva de Capacidad - Edificio 15 Pisos.

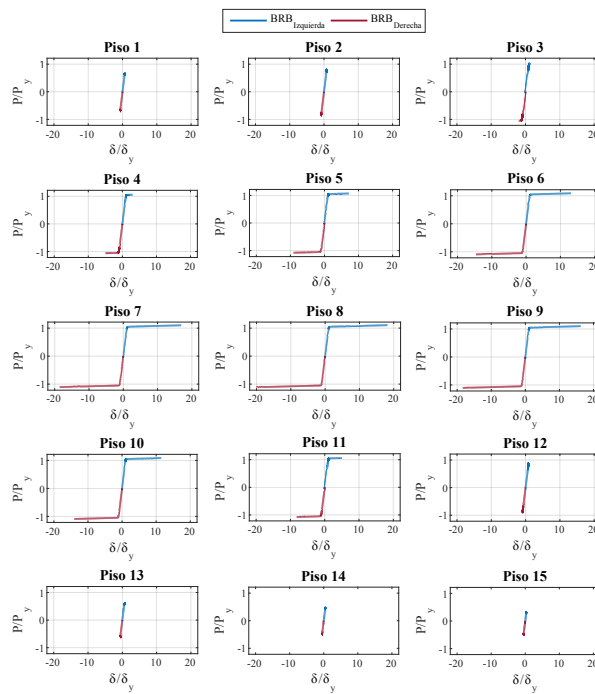
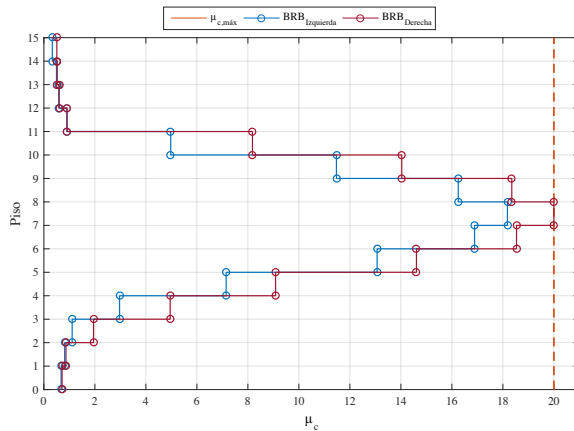


Figura 4.16: Respuesta BRBs - Edificio 15 Pisos.

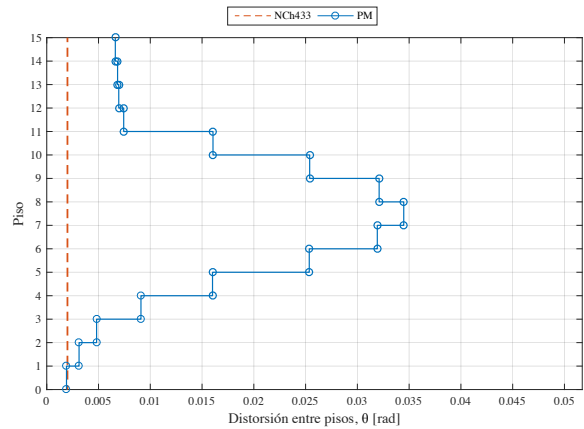
Al igual que en el edificio de 4 pisos, no se ve degradación en la curva de capacidad del edificio de 15, pero si se aprecia que alcanza una meseta para el valor máximo del corte basal, alcanzándolo en un desplazamiento de techo igual al 1.49 % de la altura del edificio. La Figura 4.17a, muestra que los BRBs de los primeros dos y los últimos cuatro pisos no entran en rango inelástico. La distorsión de piso (Figura 4.17b) da cuenta de que las mayores distorsiones se alcanzan en los pisos intermedios, mientras que en los extremos éstas son muy bajas y tienden a ser constantes en los últimos niveles.

Al igual que en el caso anterior, como se puede ver en la imagen (c), el corte obtenido es mucho mayor al de diseño y se debe a la misma razón. En este análisis se aprecian cortes basales menores a los alcanzados en los pisos siguientes. Esto se debe a que la columna gravitacional tira del marco, llevándose una parte del corte basal. Otra razón es que dada la baja demanda en los primeros pisos, no se alcanza su capacidad máxima, como si ocurre en los de más arriba.

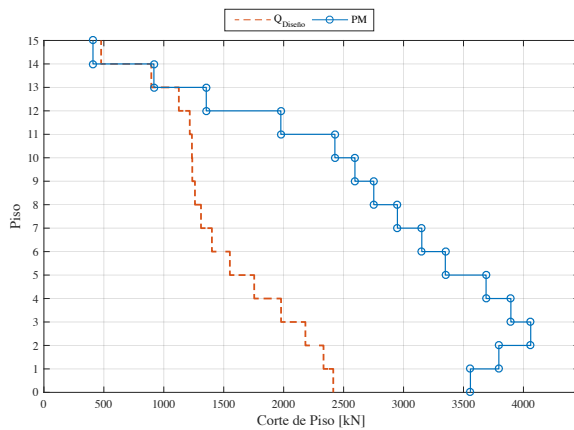
En cuanto a la energía, al igual que antes, es consistente con los perfiles de ductilidad y distorsión, donde también se cumple que el aporte de las columnas es energía elástica. La falla se alcanza por ductilidad máxima, en la BRB en compresión del octavo piso.



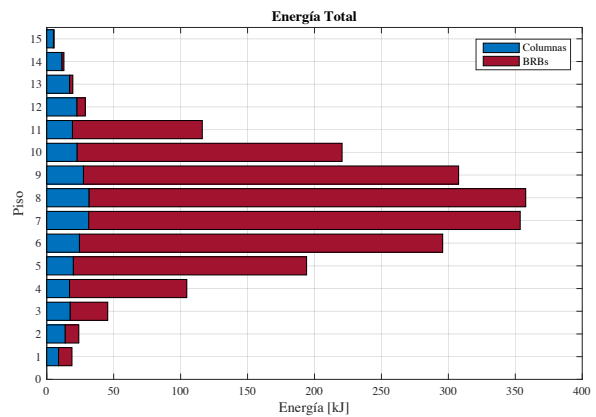
(a) Ductilidad máxima BRBs



(b) Distorsión de piso



(c) Corte por piso



(d) Energía disipada

Figura 4.17: Resultados análisis incremental estático - Edificio 15 Pisos

En la Tabla 4.2 se presenta un resumen de los resultados de las curvas de capacidad, en términos de desplazamientos y cortes alcanzados de acuerdo al diseño, fluencia efectiva y capacidad máxima, normalizados según altura y peso sísmico de los edificios.

Tabla 4.2: Resumen curvas de capacidad.

Edificio	D_s %H	Q_s %Ps	D_y %H	Q_y %Ps	D_{max} %H	Q_{max} %Ps
4 Pisos	0.24*	9.80*	0.25	10.48	1.86	11.20
9 Pisos	0.29*	9.80*	0.39	13.14	1.49	14.89
15 Pisos	0.37*	9.80*	0.52	13.81	1.49	14.45

(*) Se incluye el factor 1.4 de combinación de cargas para sismos.

Los resultados muestran que los valores de corte máximo y fluencia efectiva se alcanzan al mismo nivel de desplazamiento de techo y peso sísmico en los edificios de 9 y 15 pisos. La diferencia con la estructura de 4 pisos recae en que ésta es la única que, durante el diseño, no tuvo que ser sobredimensionada para controlar el desplazamiento máximo entre pisos dado por la norma.

A partir de las curvas de capacidad se obtienen los factores de modificación de respuesta (Tabla 4.3). A medida que el número de pisos de los edificios aumenta, los factores asociados a la ductilidad (R_μ y μ), C_d y R disminuyen, mientras que la sobrerresistencia (R_Ω) aumenta (Figura 4.18).

Tabla 4.3: Factores de Modificación de Respuesta obtenidos.

Edificio	R_μ	R_Ω	μ	C_d	R
4 Pisos	4.2	1.1	7.3	7.8	4.8
9 Pisos	1.8	1.5	3.8	5.1	2.8
15 Pisos	1.2	1.5	2.9	4.1	1.8

De acuerdo al factor de ductilidad (R_μ), para los edificios de mayor altura, la reducción de demanda asociada a considerar un comportamiento inelástico, no es significativa, considerando el beneficio en cuanto a desplazamiento lateral.

En cuanto a la sobrerresistencia (R_Ω), hay una baja diferencia entre la capacidad de la estructura dada por el diseño y su respuesta final ante el análisis incremental estático. Este efecto se acentúa en el modelo de 4 pisos, lo que se debe principalmente a que su diseño es más ajustado, donde no hay sobredimensionamiento de los BRBs ni de los demás miembros estructurales, para controlar el desplazamiento entre pisos. Sin embargo, los resultados de sobrerresistencia obtenidos corresponden a una cota inferior de este parámetro, ya que con el *pushover monotónico* no se alcanza a manifestar el efecto del endurecimiento isotrópico del acero, el cual podría ser importante para la respuesta cíclica.

En cuanto a la ductilidad (μ), los valores obtenidos dan cuenta de que las estructuras pueden alcanzar grandes deformaciones antes de la falla, mostrando una buena habilidad de disipar energía a través de un comportamiento inelástico. Sin embargo, al aumentar el número de pisos de las estructuras, esta capacidad disminuye.

El valor de amplificación de desplazamientos (C_d), para el edificio de 9 pisos, es prácticamente el mismo que el dado por la ASCE 7-10 ($C_d=5$ para BRBFs). En todos los casos, C_d es mayor que R , lo que según Fermandois (2009) es un buen comportamiento, ya que indica que las deformaciones inelásticas calculadas resultan ser mayores que la respectiva deformación elástica sin reducción.

Finalmente, el factor de modificación de la respuesta sísmica R , disminuye con el número de pisos de los edificios, exhibiendo el mismo comportamiento que el R_{ef}^* calculado durante el diseño de las estructuras. A pesar de comportarse igual, R es menor que R_{ef}^* . Éstos son comparados en la Figura 4.18c, donde R/R_{ef}^* es igual a 0.77, 0.70 y 0.56 para los edificios de 4, 9 y 15 pisos respectivamente.

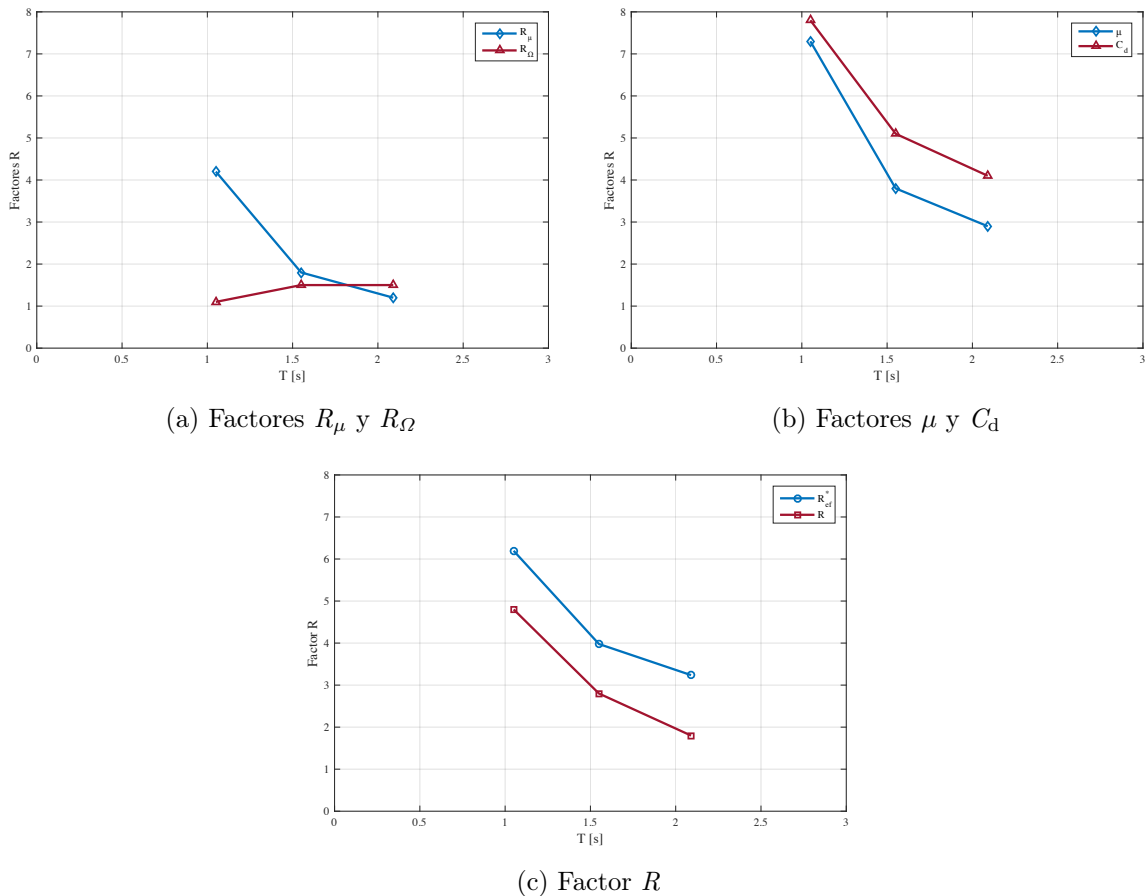


Figura 4.18: Factores de reducción de respuesta en función del período del edificio.

4.3. Demanda Sísmica - *tiempo-historia*

Para desarrollar este análisis, se utilizan nueve registros de aceleración de terremotos en sus dos componentes: EW y NS (este-oeste y norte-sur), sumando un total de dieciocho acelerogramas. Los sismos corresponden a eventos Chilenos de diferentes zonas del país, ocurridos en los últimos diez años y de magnitudes superiores a 7.5 Mw, incluyendo registros del terremoto del 27 de febrero de 2010. La característica principal por la cual fueron seleccionados, es el parecido en cuanto a las propiedades del suelo, entre la estación de los registros y las fundaciones del prototipo. En la Tabla 4.4 se presenta el resumen de los registros utilizados, incluyendo sus principales características. Los gráficos de aceleración versus tiempo se encuentran en el Anexo A.

Tabla 4.4: Registros de aceleración utilizados.

Epicentro	Fecha	Estación	Duración	Mw	Componente	PGA [g]
Tarapacá	13-06-05	Pica	252 s	7.8	PICA05_EW	0.735
Tarapacá	13-06-05	Pica	252 s	7.8	PICA05_NS	0.544
Tarapacá	13-06-05	Iquique	196 s	7.8	IQUI05_EW	0.227
Tarapacá	13-06-05	Iquique	196 s	7.8	IQUI05_NS	0.217
Tocopilla	14-11-07	Mejillones	218 s	7.7	MEJI_EW	0.141
Tocopilla	14-11-07	Mejillones	218 s	7.7	MEJI_NS	0.420
Cobquecura	27-02-10	La Florida	208 s	8.8	LAFLO_EW	0.133
Cobquecura	27-02-10	La Florida	208 s	8.8	LAFLO_NS	0.186
Cobquecura	27-02-10	Puente Alto	147 s	8.8	PTEAL_EW	0.268
Cobquecura	27-02-10	Puente Alto	147 s	8.8	PTEAL_NS	0.266
Cobquecura	27-02-10	Curicó	180 s	8.8	HCUR_EW	0.414
Cobquecura	27-02-10	Curicó	180 s	8.8	HCUR_NS	0.475
Iquique	01-04-14	Iquique	297 s	8.2	IQUI14_EW	0.316
Iquique	01-04-14	Iquique	297 s	8.2	IQUI14_NS	0.202
Iquique	01-04-14	Pica	286 s	8.2	PICA14_EW	0.335
Iquique	01-04-14	Pica	286 s	8.2	PICA14_NS	0.279
Illapel	16-09-15	Monte Patria	470 s	8.4	MPAT_EW	0.831
Illapel	16-09-15	Monte Patria	470 s	8.4	MPAT_NS	0.713

En la Figura 4.19 se muestra el espectro de aceleraciones obtenido para los registros utilizados, considerando un 3% de amortiguamiento al igual que en el análisis. Como se puede ver, la norma Chilena envuelve prácticamente todos los terremotos en la zona de periodos sobre 0.5 s. El registro de la estación de Curicó es el único que excede la norma para los edificios de 4 y 9 pisos, mientras que para el de 15 pisos, esto sucede con el de Mejillones. Debido a este motivo, se espera que las estructuras no sufran daños significativos.

Los resultados se presentan, para cada registro, en términos de la ductilidad máxima alcanzada por los BRBs, su ductilidad inelástica acumulada, distorsión entre pisos, distorsión residual, desplazamiento máximo de piso y corte por piso. También se incluye la energía disipada por las estructuras durante cada uno de los terremotos analizados.

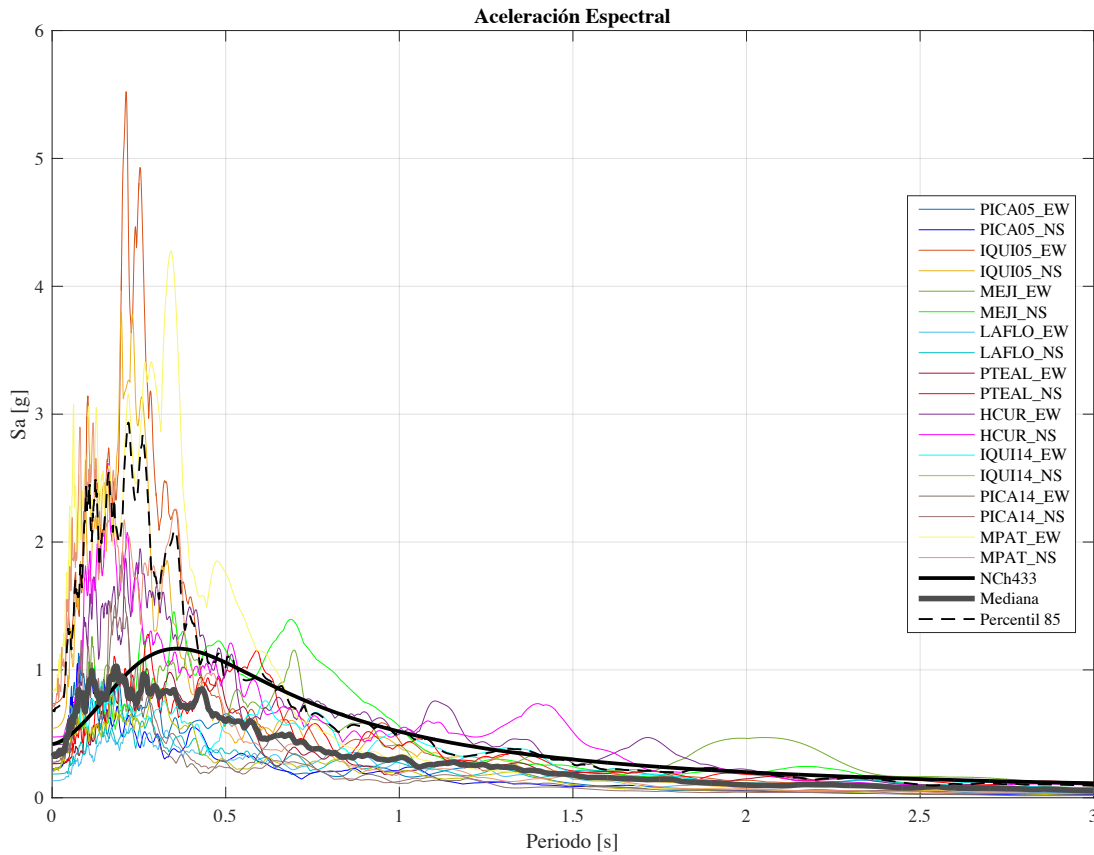
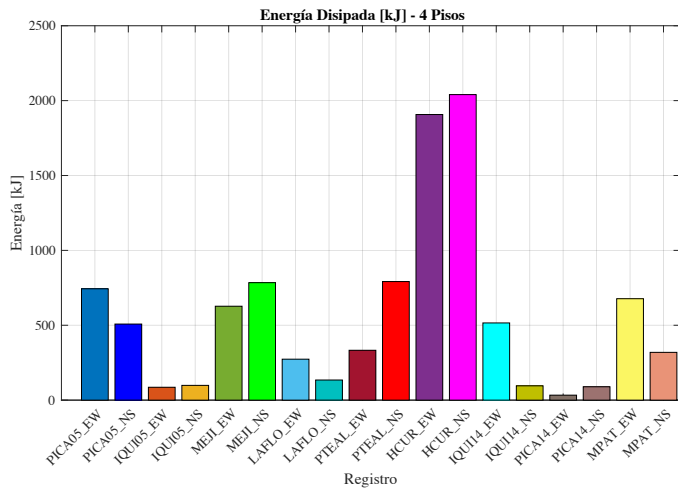


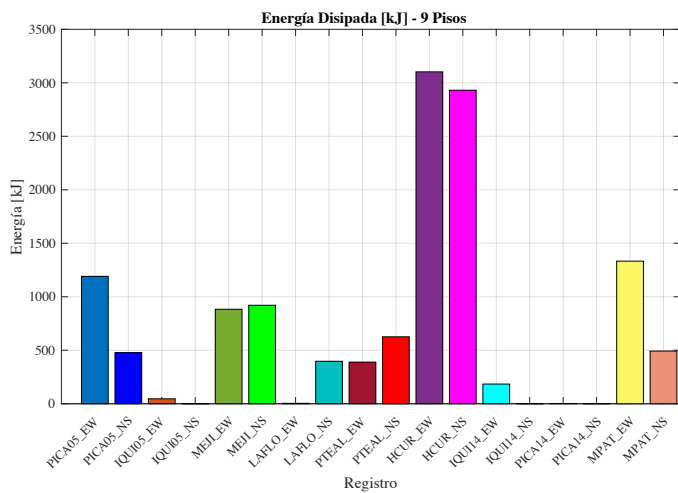
Figura 4.19: Aceleración espectral de registros utilizando $\beta = 3\%$.

Como es de esperar según la Figura 4.19, las estructuras disipan mayor energía con los registros que están por sobre el espectro de diseño, es decir, están incursionando en el rango inelástico. En los tres casos ocurre que, como se puede ver en la Figura 4.20, la disipación es más importante cuando se analizan las estaciones de Pica (2005), Mejillones, Puente Alto, Curicó y Monte Patria. A excepción del edificio de 4 pisos, en los demás registros casi no se disipa energía, lo que indica que las estructuras se mantienen en el rango elástico. Estos resultados son consistentes con el diseño realizado, donde el edificio de 4 pisos es el único que no se sobredimensiona. Para las estructuras de menor altura, los registros de La Florida e Iquique (2014) también generan disipación.

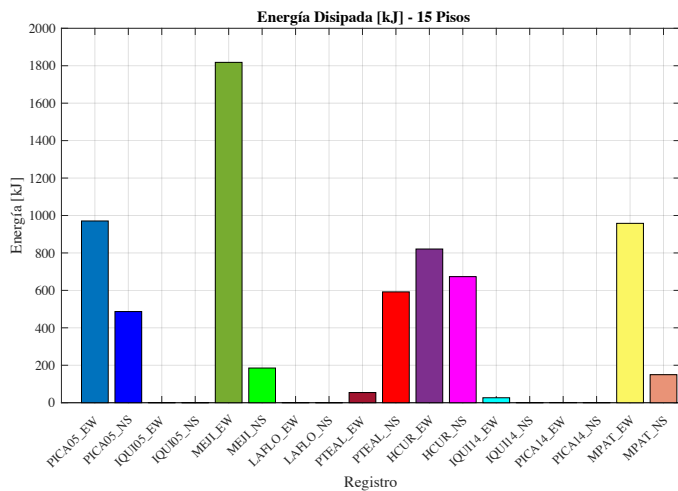
En la Figura 4.21 se muestra la respuesta del techo en cuanto a desplazamiento, de cada uno de los edificios. Como se puede observar, existe un nivel de desplazamiento residual a nivel de techo, aunque de valor muy pequeño, donde no se alcanza un valor mayor al 0.1% de la altura de los edificios. El desplazamiento máximo de techo alcanzado por cada uno de ellos no supera el 1% de su altura. En las tres estructuras ocurre que son ciertos registros sísmicos los que generan los desplazamientos residuales más importantes, éstos corresponden a las estaciones de Mejillones NS, Puente Alto, Curicó, Iquique y Pica (2014). Estos registros, a excepción de Mejillones, tienen en común que se pueden distinguir dos peaks de aceleración, por lo que al parecer, esto es lo que genera un desplazamiento lateral importante.



(a) Edificio 4 Pisos

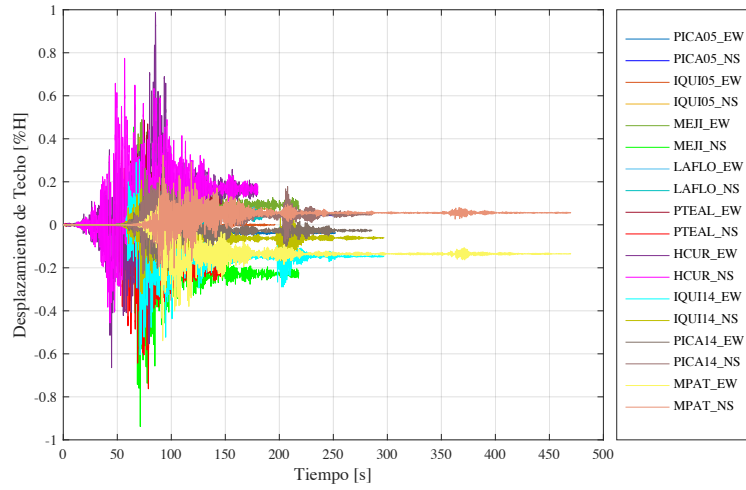


(b) Edificio 9 Pisos

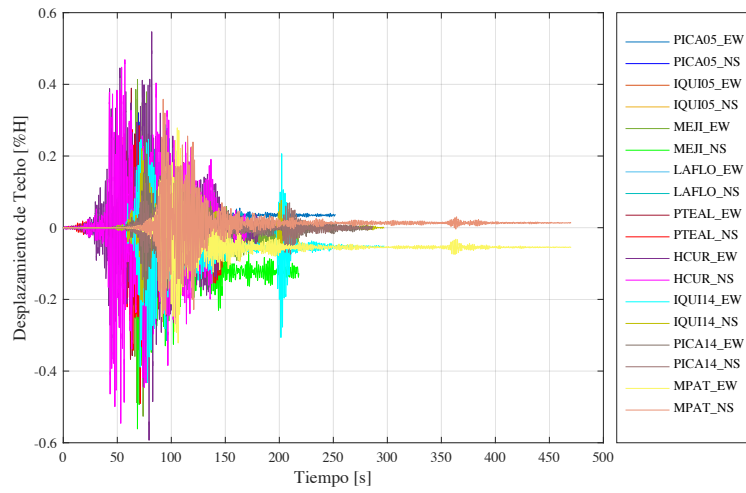


(c) Edificio 15 Pisos

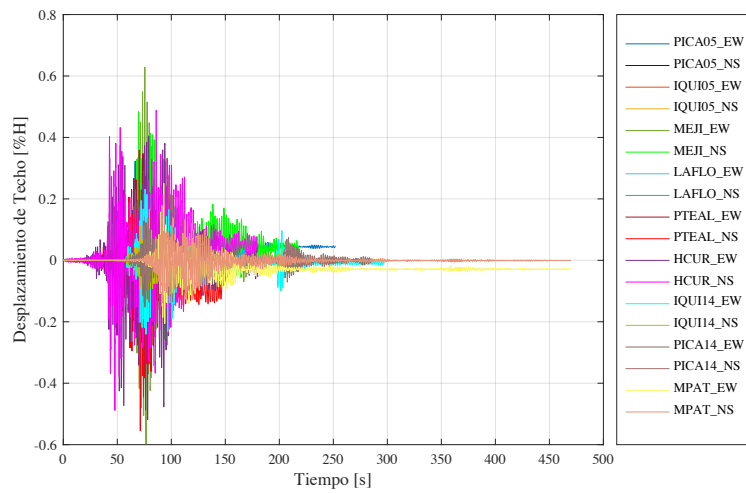
Figura 4.20: Energía disipada según registro



(a) Edificio 4 Pisos



(b) Edificio 9 Pisos



(c) Edificio 15 Pisos

Figura 4.21: Desplazamiento de techo - análisis *tiempo-historia*

En las Figuras 4.22, 4.23 y 4.24 se presenta la distribución de demanda inelástica de las estructuras según los registros analizados. Como se puede ver, en cuanto a ductilidad (imágenes (a) y (b) de cada figura), los edificios no alcanzan los criterios de falla estructural en ninguno de los sismos estudiados y además, poseen una gran reserva de capacidad, la que aumenta con la altura de los edificios. En las estructuras de 9 y 15 pisos, aunque los BRBs alcanzan ciertos niveles de ductilidad, ésta no se traduce en inelasticidad acumulada. Esto está dando cuenta de que no se completa una gran cantidad de ciclos de histéresis, sino que hay grandes deformaciones que ocurren en limitadas ocasiones. En cambio, el edificio de 4 pisos sí alcanza mayores niveles de ductilidad acumulada, lo que da cuenta de una incursión más importante en el rango inelástico .

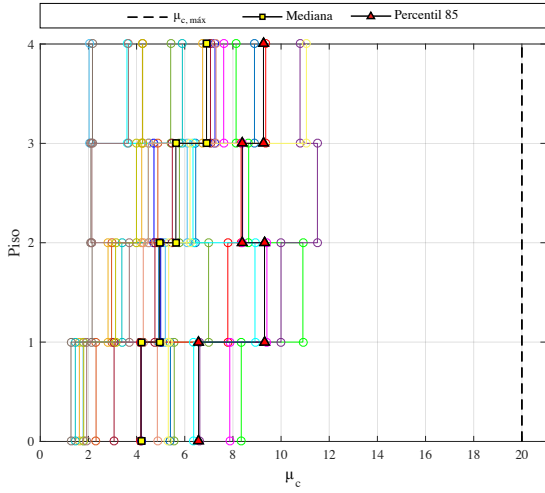
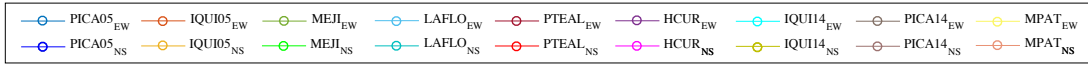
De acuerdo a la distorsión entre pisos (ilustraciones (c)), el edificio de 4 pisos supera el valor límite de diseño de la norma en todos sus niveles. Además, según la mediana y percentil 85, las distorsiones alcanzadas en la base son más pequeñas que en los demás pisos. En cambio, los edificios de 9 y 15 pisos no superan necesariamente el límite de la NCh433 en todos los niveles. Incluso, para el edificio de 15 pisos, los registros de Pica y Monte Patria se encuentran prácticamente siempre bajo el límite.

En todos los casos ocurre que, para terremotos que no disipan tanta energía, se alcanzan las mayores distorsiones entre pisos en los últimos dos niveles. Los registros corresponden a Monte Patria EW, Pica NS y EW (2005), Puente Alto NS y Curicó EW. Estos acelerogramas tienen en común que poseen grandes valores de PGA (*peak ground acceleration*) o aceleración máxima. En este estudio, este parámetro está afectando la respuesta a nivel de techo en cuanto a desplazamientos máximos.

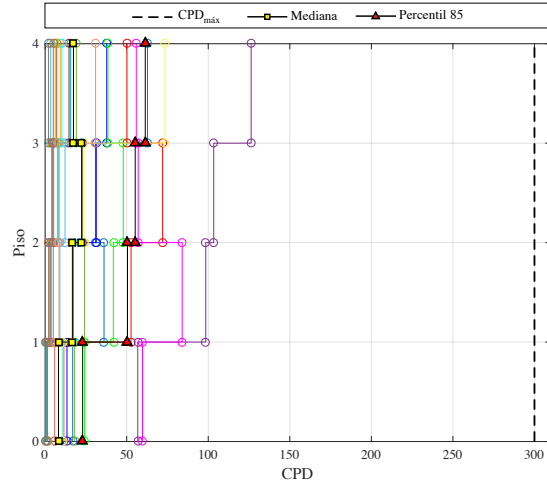
La distorsión residual entre pisos (imágenes (d)), complementa la información antes mencionada. En general no se alcanzan valores importantes, la mediana se encuentra prácticamente en el cero y son solo algunos registros los que se escapan de este valor.

Incluso cuando las estructuras tienden a responder en el modo fundamental de vibración, en algunos registros hay evidencia de respuestas en modos superiores, como se puede ver en las figuras (e). Este comportamiento no coincide necesariamente con los terremotos más dañinos ni con ninguna característica en particular dentro de las mencionadas.

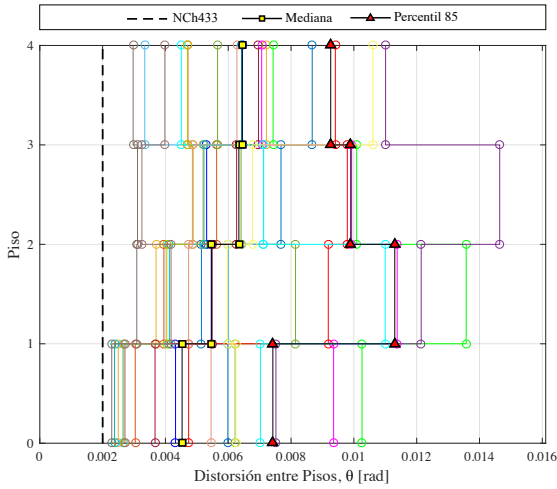
Según los diagramas de corte en las imágenes (f), la distribución de éste es similar a la del diseño, excepto durante aquellos sismos en que se alcanzan modos de vibración distintos del fundamental. En los edificios de 9 y 15 pisos es donde estas diferencias se hacen notar más, destacando en ellos dos ramas de comportamiento. En la primera, los cortes por piso son muy cercanos al valor de diseño y en la otra rama se alcanzan valores mucho mayores. En el edificio de 9 pisos se muestra una respuesta muy cercana a la obtenida a partir del análisis *pushover*. En cambio, en el de 15 pisos, los cortes basales aumentan tanto que se está evidenciando que los primeros niveles incursionan en el rango inelástico.



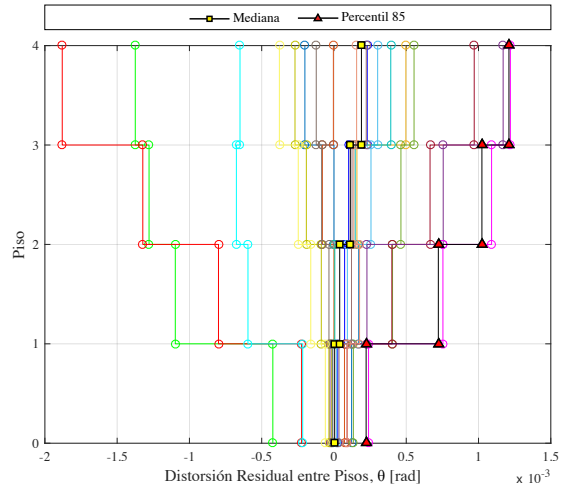
(a) Ductilidad máxima BRBs



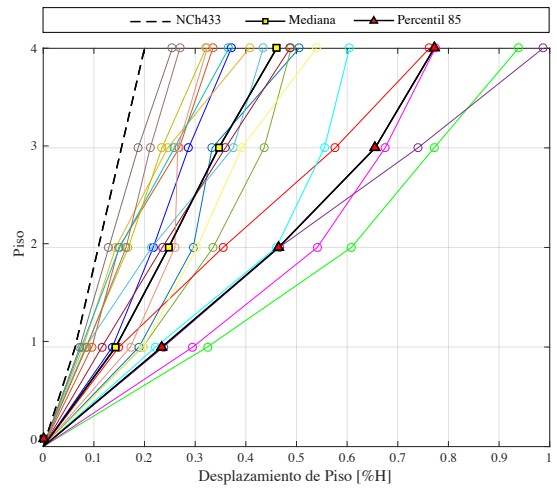
(b) Ductilidad máxima acumulada BRBs



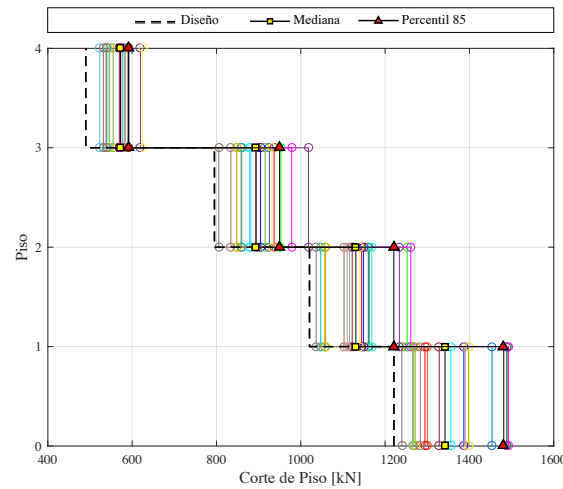
(c) Distorsión entre pisos



(d) Distorsión residual

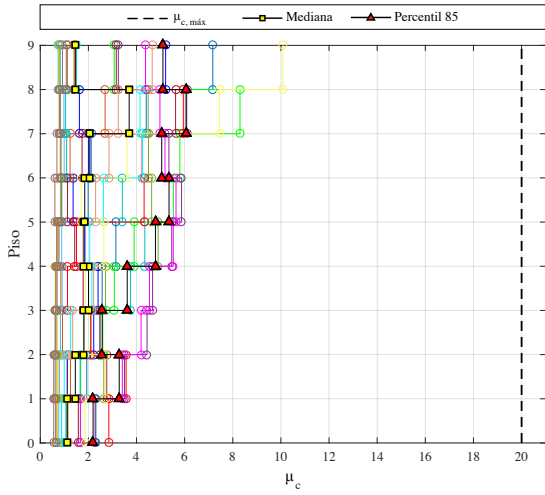
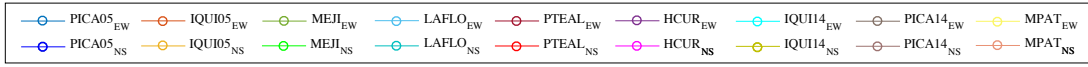


(e) Desplazamiento máximo de piso

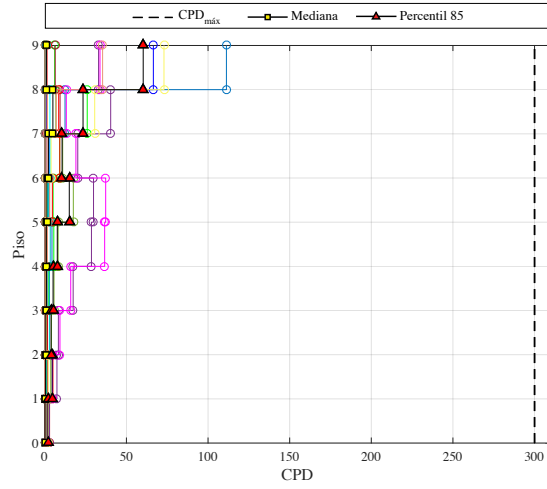


(f) Corte por piso

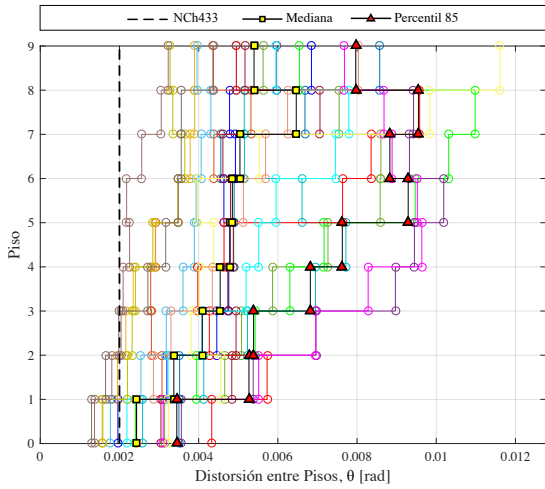
Figura 4.22: Resultados análisis *tiempo-historia* - Edificio 4 Pisos



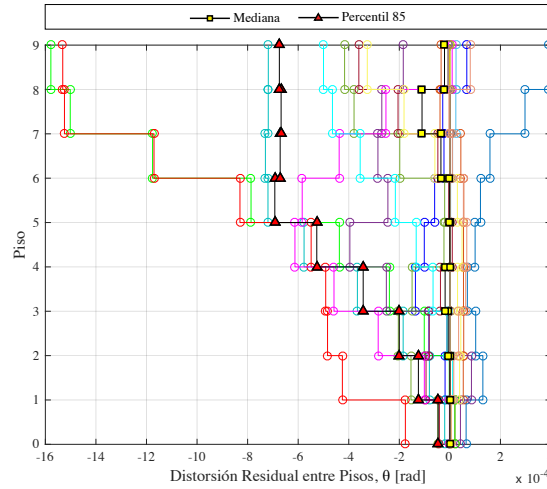
(a) Ductilidad máxima BRBs



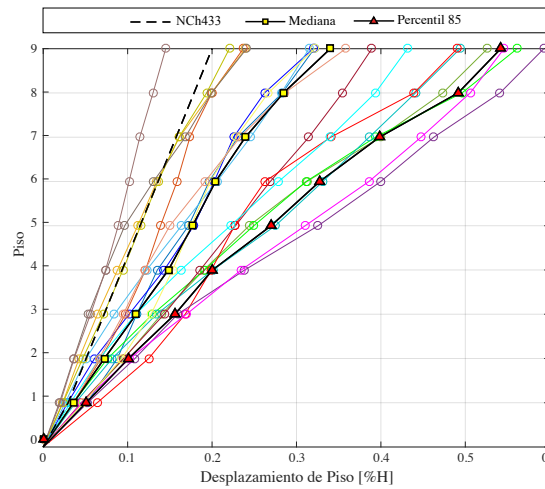
(b) Ductilidad máxima acumulada BRBs



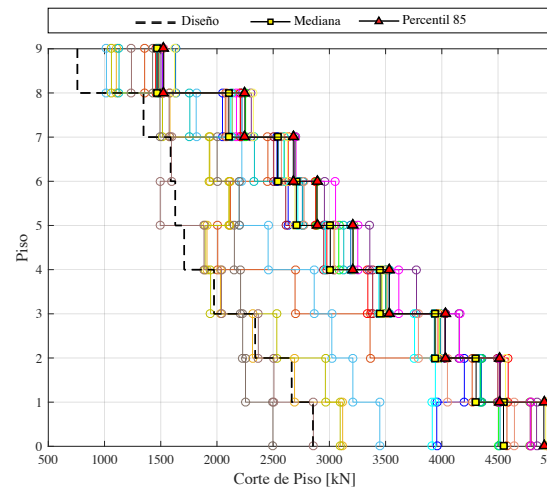
(c) Distorsión entre pisos



(d) Distorsión residual



(e) Desplazamiento máximo de piso



(f) Corte por piso

Figura 4.23: Resultados análisis *tiempo-historia* - Edificio 9 Pisos

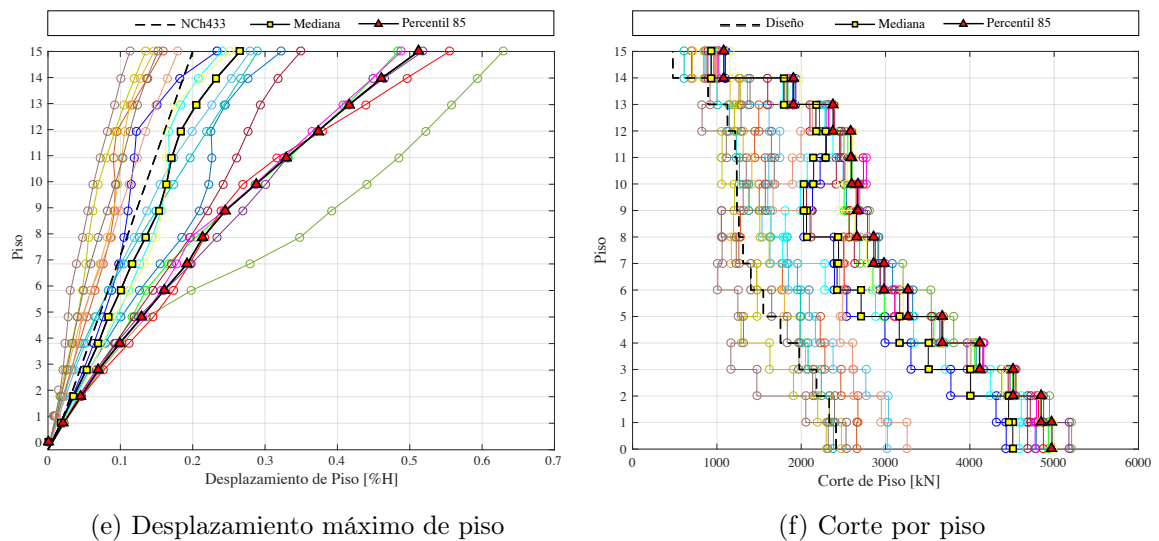
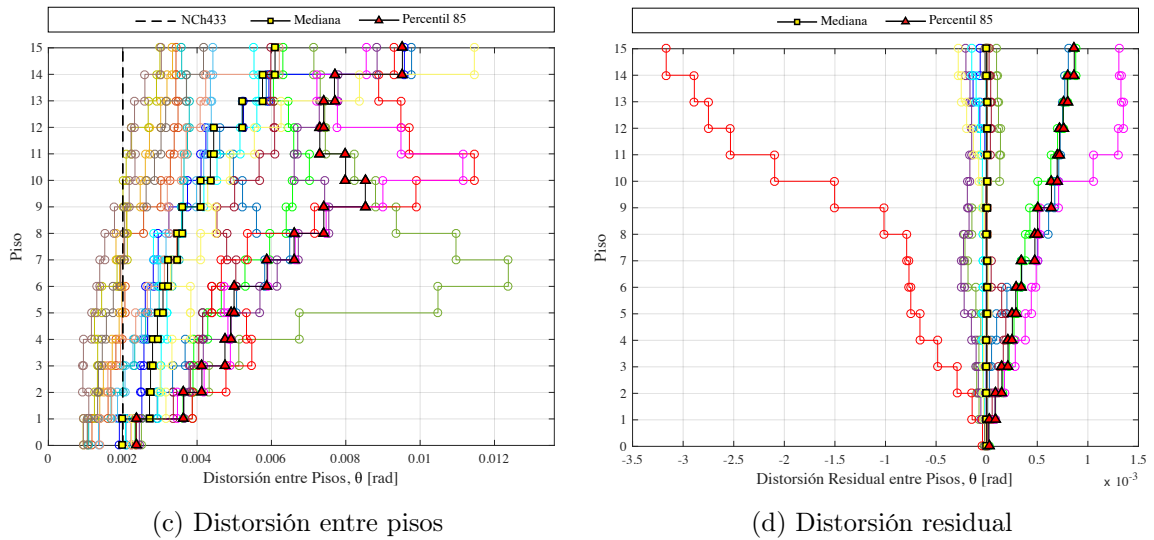
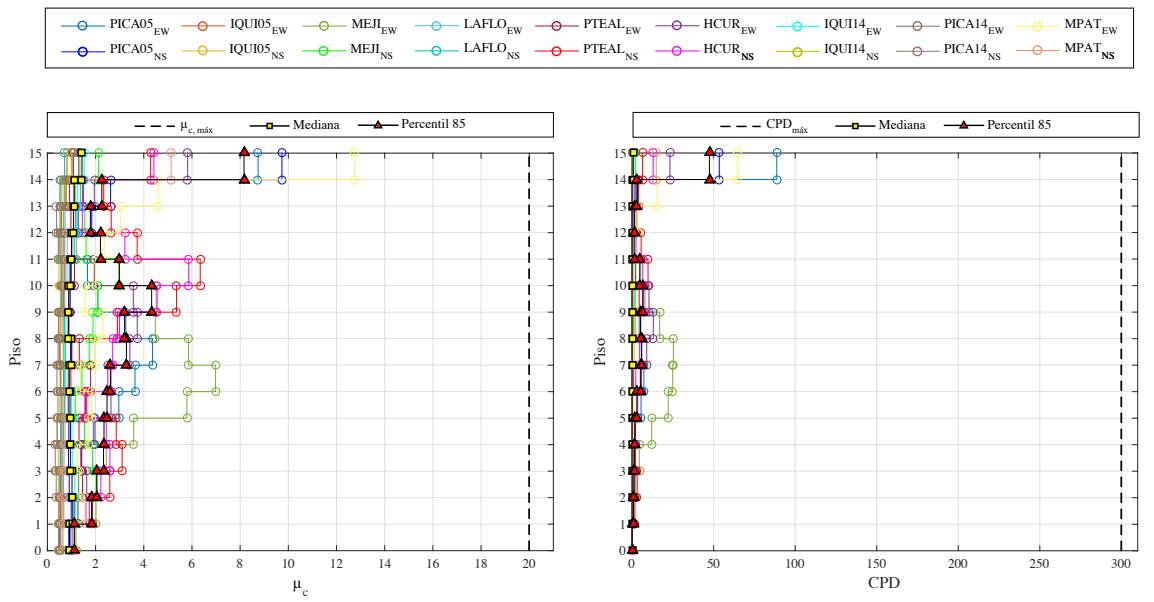


Figura 4.24: Resultados análisis *tiempo-historia* - Edificio 15 Pisos

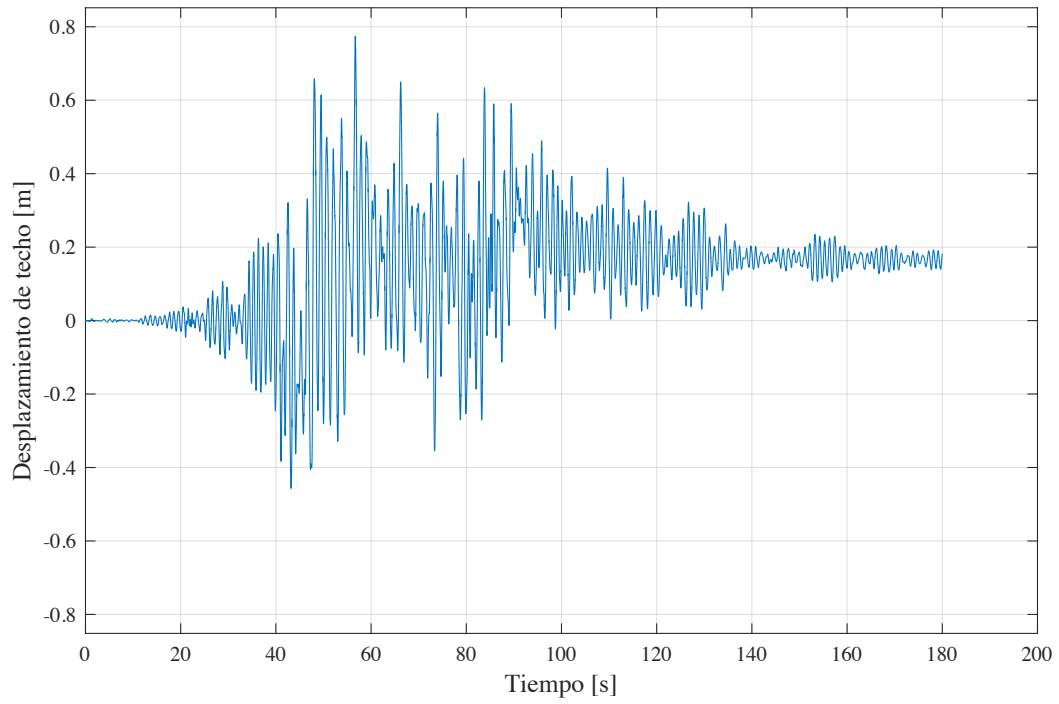
A continuación, se incluyen los resultados del análisis *tiempo-historia* de cada uno de los edificios, según el terremoto que más cerca estuvo de alcanzar alguno de los criterios de falla. Los resultados muestran que los edificios de 4 y 15 pisos se comportan de forma muy similar a lo observado durante el análisis *pushover*. El edificio de 9 pisos en cambio, tiene una respuesta cercana al primer modo de vibrar y los resultados no coinciden exactamente con el análisis estático.

Para el edificio de cuatro pisos, se alcanza a ver que durante el análisis sufre un desplazamiento lateral a nivel de techo del orden del 0.2% de la altura total del edificio (Figura 4.25a), el cual queda de forma permanente. Las BRBs alcanzan pocos ciclos de histéresis (Figura 4.25b), los cuales comienzan luego de que se produce el gran desplazamiento de techo. Los resultados de la Figura 4.25b muestran un comportamiento muy similar al exhibido en el análisis *pushover*, sin alcanzar la falla. A pesar de lo anterior, se llega a niveles similares de corte basal máximo.

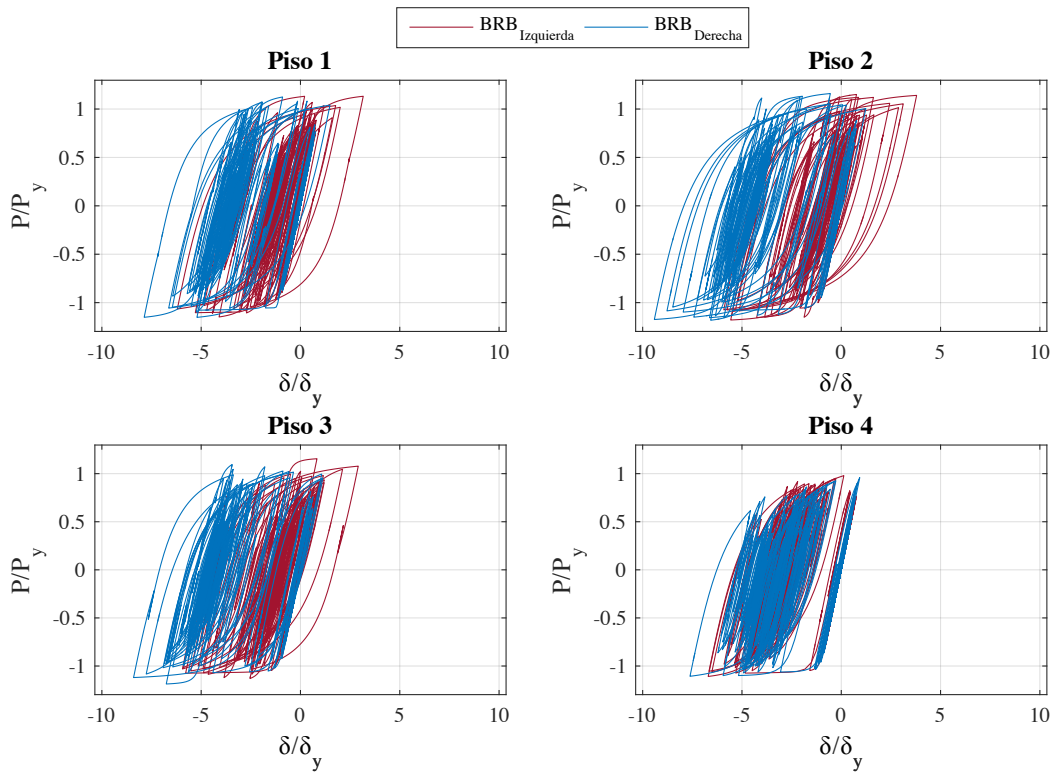
En cuanto al edificio de 9 pisos, a pesar de que se produce un desplazamiento lateral menor a nivel de techo (Figura 4.27a), éste vuelve a la posición original, sin quedar una deformación remanente importante. Según los valores de carga axial que alcanzan los BRBs (Figura 4.27b), prácticamente en todos los pisos se alcanza el valor de fluencia, sin necesariamente incursionar en ella. Al complementar esta información con la entregada por la Figura 4.28, los ciclos de histéresis se completan una vez que la estructura sufre un gran movimiento lateral. En este caso, la respuesta no queda tan bien representada por lo obtenido a partir del análisis incremental estático, además, se alcanzan valores de corte mayores.

El edificio de 15 pisos exhibe un comportamiento prácticamente igual al del *pushover*, aún cuando no se alcanza la falla. Este terremoto no logra generar desplazamientos remanentes importantes en la estructura (Figura 4.29a). En cuanto a la respuesta de los pisos, sólo los del centro alcanzan a completar ciclos de histéresis (Figura 4.29b), mientras que en los extremos el comportamiento es lineal elástico. Debido a que el corte en el primer piso es mayor que en los niveles superiores (Figura 4.30), se puede inferir que, en este caso, la columna gravitacional no tiene mayor influencia sobre la respuesta del edificio.

En todos los casos estudiados, las estructuras responden en forma general de acuerdo a su modo fundamental de vibración. Sin embargo, en algún momento de los análisis, también incursionan en otros modos, como lo evidencia el perfil de distorsión máxima (Figuras 4.26c, 4.28c y 4.30c).

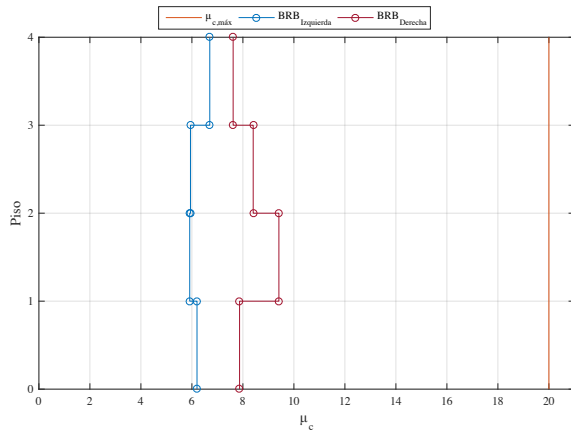


(a) Respuesta de techo

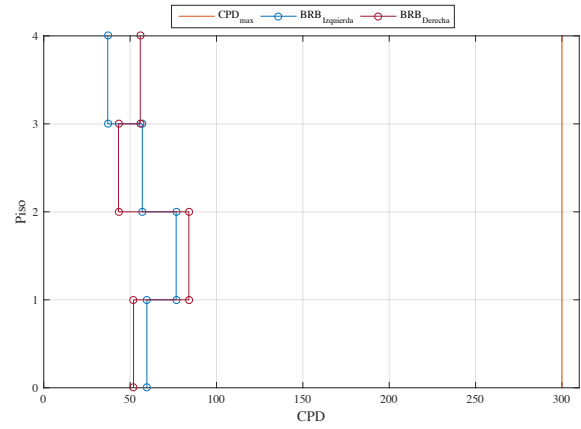


(b) Respuesta de BRBs

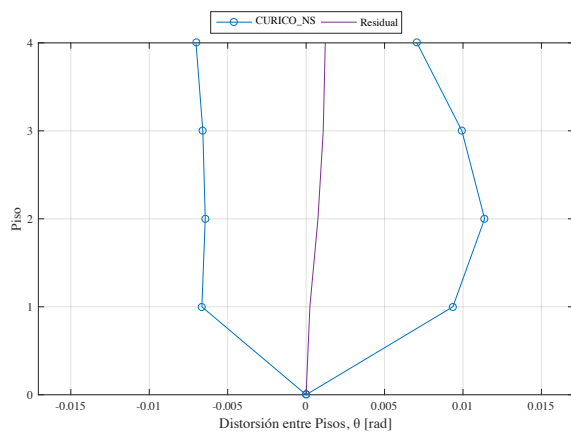
Figura 4.25: Respuesta general Curicó NS - Edificio 4 Pisos



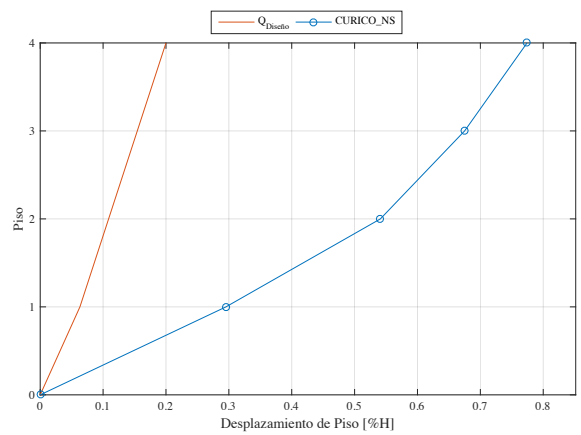
(a) Ductilidad máxima BRBs



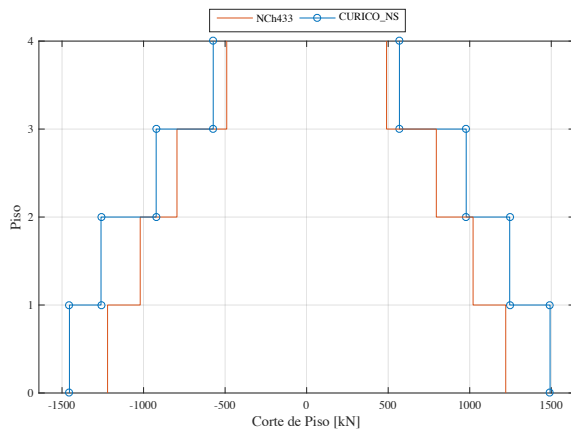
(b) Ductilidad máxima acumulada BRBs



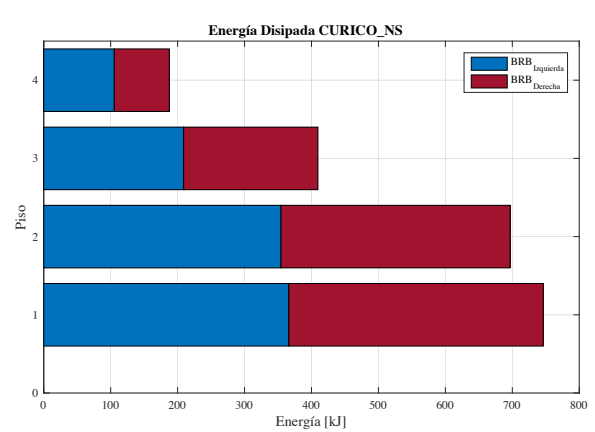
(c) Perfil de distorsión



(d) Desplazamiento máximo de piso

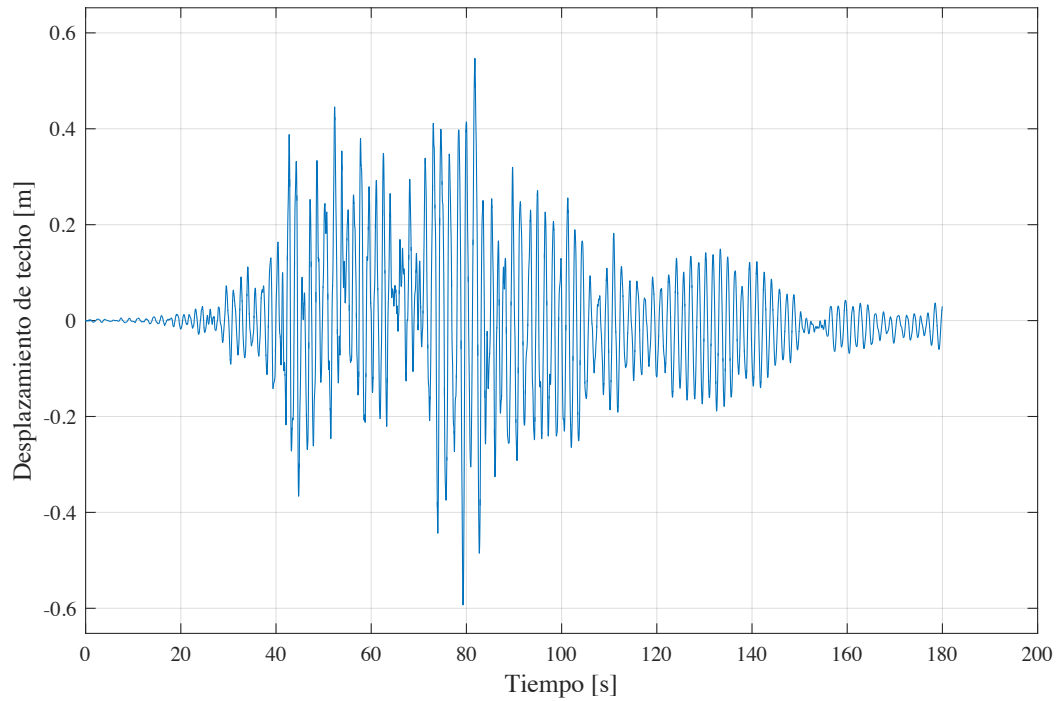


(e) Corte por piso

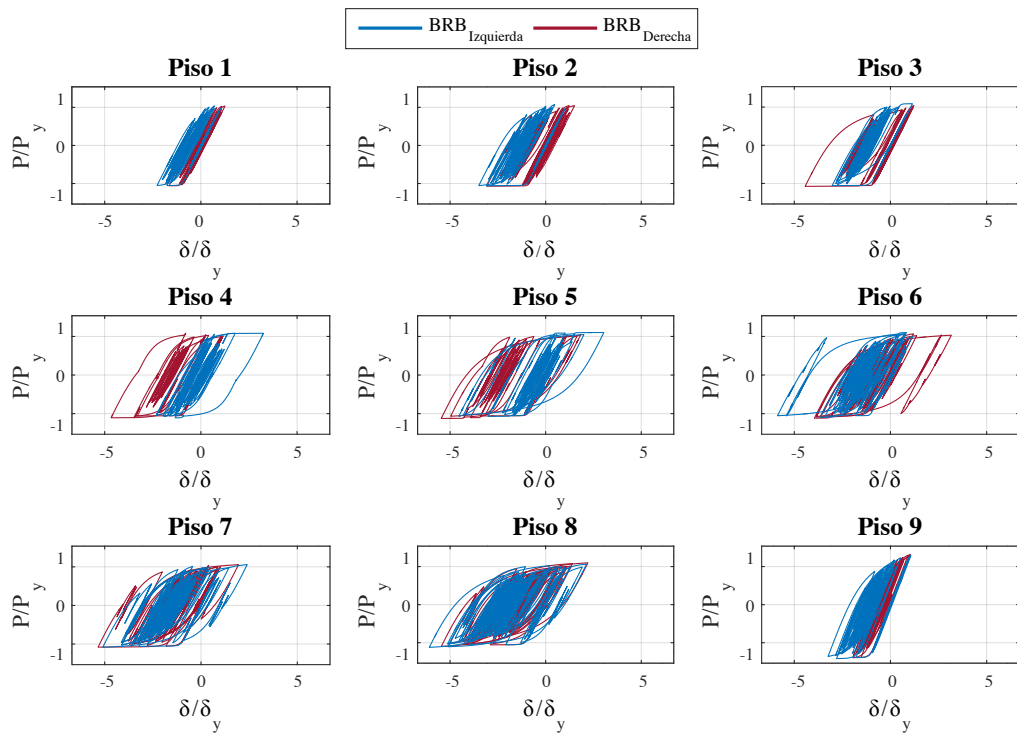


(f) Energía disipada

Figura 4.26: Resultados *tiempo-historia* Curico NS - Edificio 4 Pisos

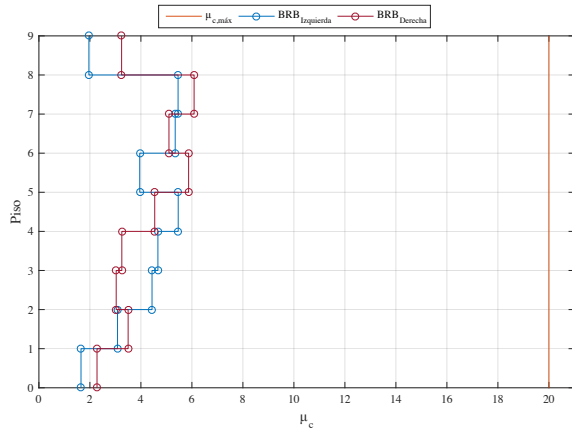


(a) Respuesta de techo

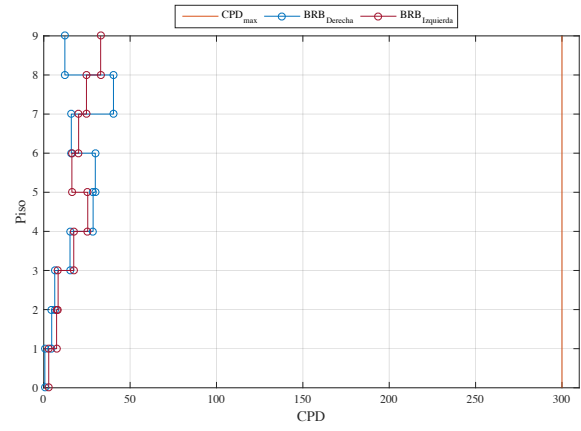


(b) Respuesta de BRBs

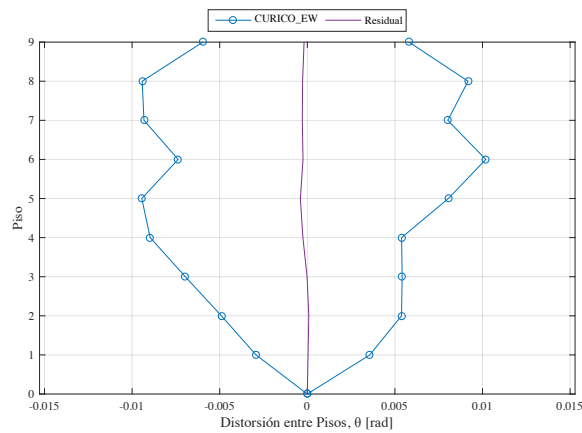
Figura 4.27: Respuesta general Curicó EW - Edificio 9 Pisos



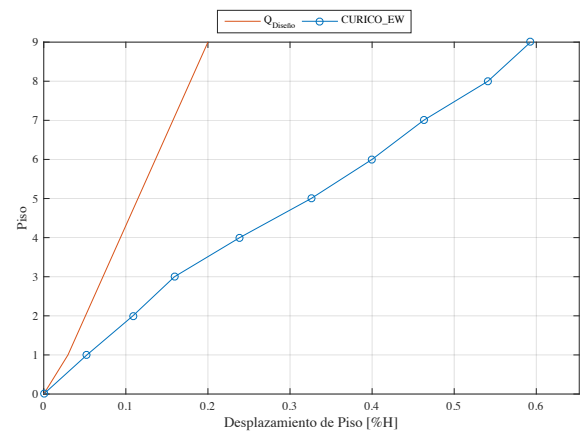
(a) Ductilidad máxima BRBs



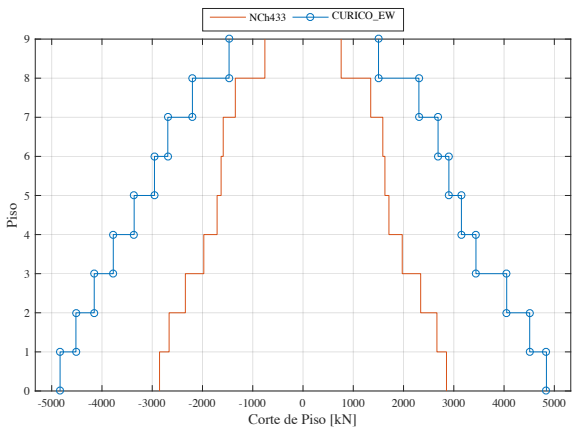
(b) Ductilidad máxima acumulada BRBs



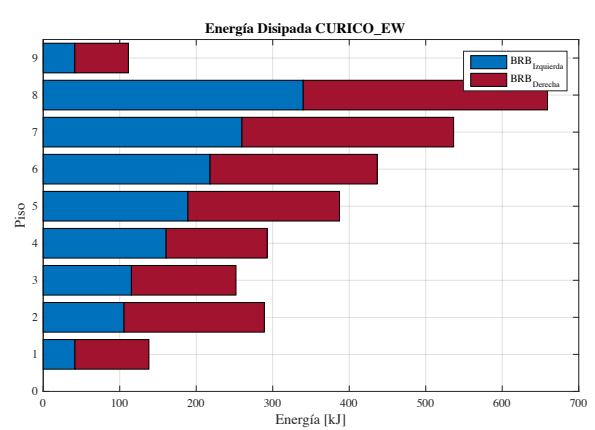
(c) Perfil de distorsión



(d) Desplazamiento máximo de piso

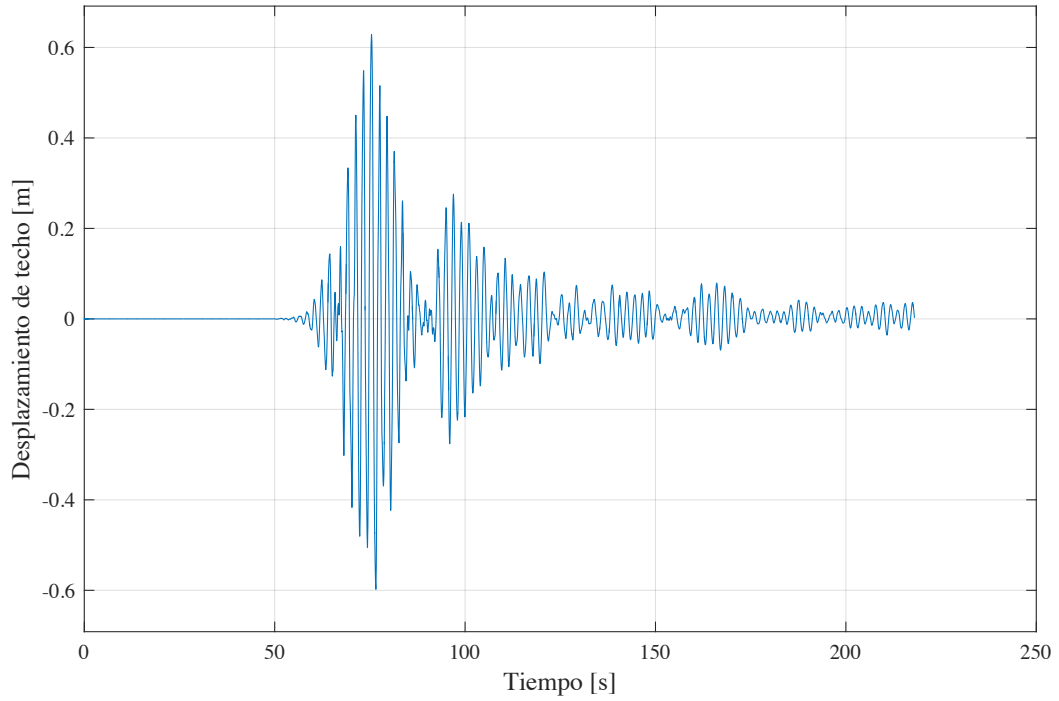


(e) Corte por piso

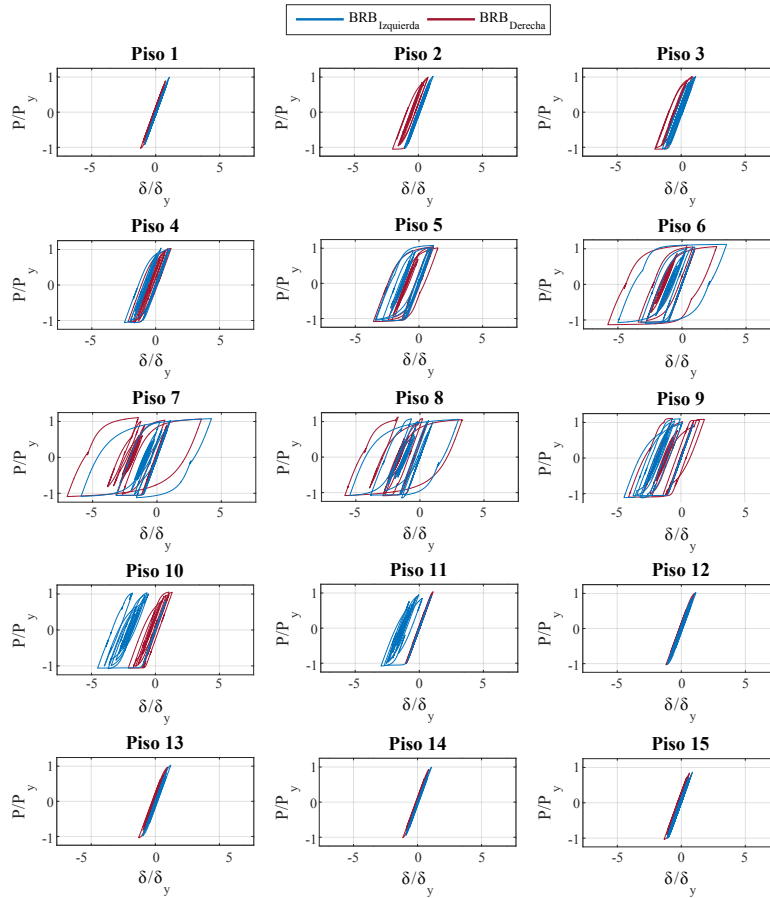


(f) Energía disipada

Figura 4.28: Resultados *tiempo-historia* Curico EW - Edificio 9 Pisos

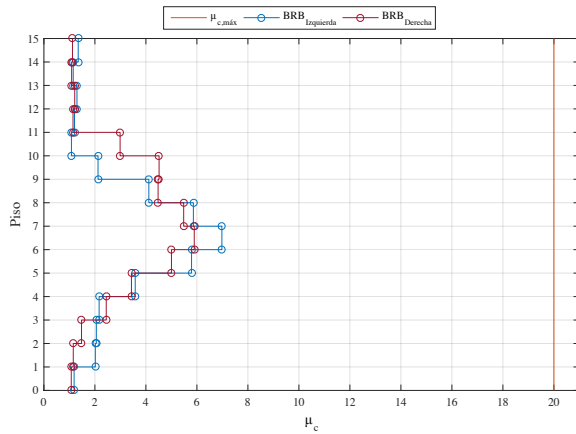


(a) Respuesta de techo

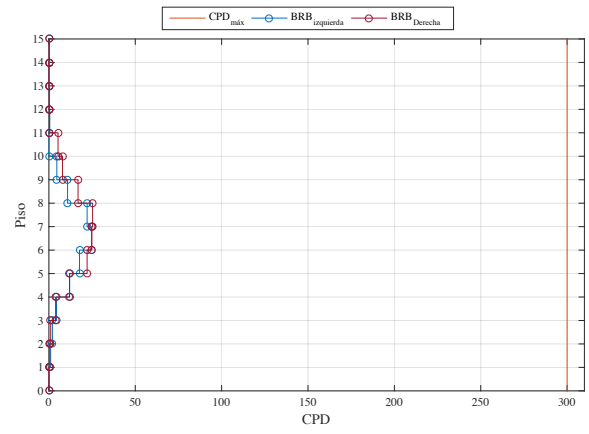


(b) Respuesta de BRBs

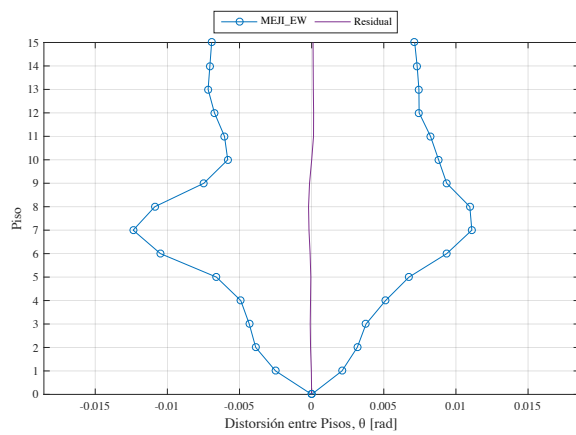
Figura 4.29: Respuesta general Mejillones EW - Edificio 15 Pisos



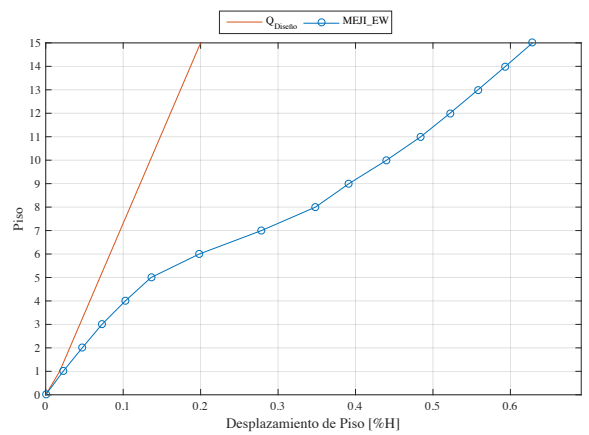
(a) Ductilidad máxima BRBs



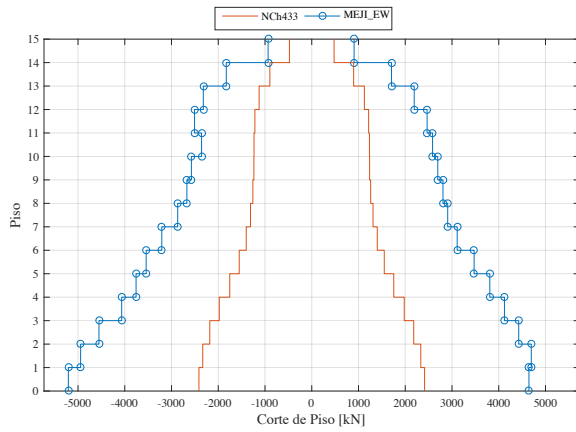
(b) Ductilidad máxima acumulada BRBs



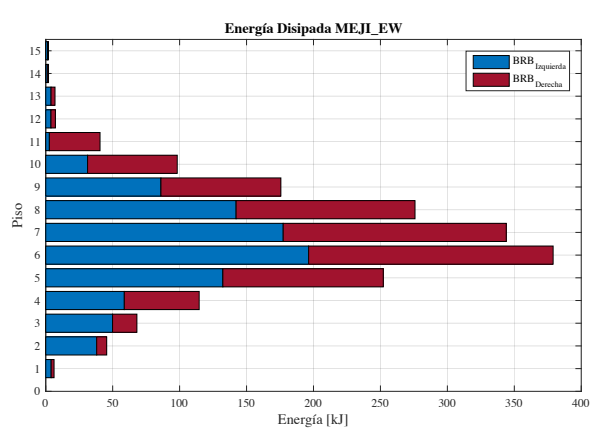
(c) Perfil de distorsión



(d) Desplazamiento máximo de piso



(e) Corte por piso



(f) Energía disipada

Figura 4.30: Resultados *tiempo-historia* Mejillones EW - Edificio 15 Pisos

Capítulo 5

Conclusiones

A continuación se presentan los principales comentarios y conclusiones acerca del trabajo realizado, en base a los resultados obtenidos. Se evalúan los parámetros de diseño sísmico de la normativa chilena para las estructuras en estudio, el efecto de la altura sobre su desempeño y la efectividad de las riostras de pandeo restringido. Además, se incluyen recomendaciones para futuros trabajos.

5.1. Conclusiones

Los parámetros sísmicos de entrada que utiliza la norma chilena de diseño sísmico NCh433, para este tipo de estructura, son muy estrictos. Debido a los requerimientos de corte basal mínimo y desplazamiento máximo entre pisos, es que las estructuras deben sobredimensionarse cuando corresponden a edificios de mediana y gran altura. El parámetro más exigente en estos casos resulta ser el desplazamiento máximo entre pisos. Estos límites tienen un impacto significativo sobre la respuesta final de los edificios, condicionando su comportamiento.

De acuerdo a los resultados de los análisis, se puede decir que las tres estructuras se comportan de manera similar y no existen grandes diferencias más allá de una mayor incursión en rangos inelásticos en algunos pisos. La distribución de la demanda inelástica está directamente relacionada con la diferencia entre el patrón de carga utilizado en el análisis y el perfil de carga dado por el corte de diseño. Según lo anterior, se tiene como resultado que la deformación se concentra a media altura en los edificios, alcanzando el estado último en razones de desplazamientos máximos de techo muy similares en el caso de los edificios de mayor altura.

A partir del análisis *pushover* se desprende la importancia de las condiciones de borde de las columnas de la base para este tipo de marcos. Ésta, es una característica importante que contribuye a condicionar el desempeño final de los edificios. Los apoyos y continuidad de elementos aportan mayor rigidez lateral en los pisos inferiores, lo cual es un efecto importante a tomar en cuenta, considerando que provoca que disminuya la demanda en los pisos inferiores. De acuerdo a esto, se observa que los edificios exhiben un comportamiento dual entre marcos arriostrados y marcos de momento, lo que suele suceder en edificios de gran altura. Esto último también explica la concentración de deformaciones a media altura.

Los factores de modificación de la respuesta sísmica muestran que las estructuras tienen una ductilidad razonable pero con un bajo nivel de sobrerresistencia. Ésta última está relacionada con la magnitud del sobredimensionamiento que exista o no en los elementos estructurales. Cuando el diseño por capacidad es aplicado sin factores de amplificación adicionales, se llega a valores más bajos de sobrerresistencia. De acuerdo a los resultados obtenidos, se tiene que R sigue la tendencia mundial de diseño, donde se busca que las edificaciones de gran altura se comporten en rango elástico.

Los valores de los factores de modificación de respuesta se consideran adecuados para este tipo de estructuras. A pesar de que los resultados obtenidos dan cuenta de que los valores son un poco más bajos que los utilizados durante la etapa de diseño, tomando en cuenta que finalmente lo que condiciona el diseño es la condición de corte basal mínimo, una pequeña variación de ellos no tendría un gran impacto en el diseño y por lo tanto tampoco en el desempeño.

Los valores de ductilidad (μ) y amplificación de desplazamientos (C_d), también decrecen a medida que aumenta el periodo de las estructuras. El primer parámetro da cuenta de la buena capacidad de las estructuras de aprovechar el comportamiento inelástico para alcanzar grandes deformaciones. El segundo factor, muestra que los desplazamientos máximos alcanzados por los edificios están por sobre los desplazamientos según el corte de diseño, esto quiere decir que son capaces de lograr una mayor deformación antes del colapso.

Según los análisis *tiempo-historia*, las estructuras exhiben un muy buen comportamiento ante eventos sísmicos, donde alcanzan, en muy pocas ocasiones, deformaciones inelásticas significativas. Están lejos de llegar el estado último o un mecanismo de falla, manteniendo una gran reserva de capacidad. Todos estos resultados son consecuencia de los estrictos límites que impone la norma chilena de diseño sísmico.

El exigente control de desplazamientos, durante la etapa de diseño, para cumplir con el límite impuesto por la norma, también condiciona el comportamiento final de las estructuras. Esto queda en evidencia al comparar la respuesta del edificio de 4 pisos con los de 9 y 15. A medida que la altura aumenta, se crean estructuras más resistentes, por lo éstas se mantienen prácticamente elásticas durante los distintos análisis.

Incluso cuando las estructuras se mantienen prácticamente elásticas durante los análisis *tiempo-historia*, hay un nivel de distorsión de piso residual. Este podría ser un problema serio en el caso de que las estructuras incurran en mayores niveles de deformación inelástica.

El diseño según la norma chilena NCh433 es muy exigente para este tipo de edificios. Cuando se alcanzan los valores de diseño, no se llega a incursionar en el rango inelástico en los dos edificios de mayor altura, lo que indica que los límites de corte basal mínimo y máximos desplazamientos, generan que la respuesta final sea prácticamente elástica. De acuerdo a esto, se podría decir que la norma corresponde a un límite elástico para edificios de mediana a gran altura. Sólo en la estructura de 4 pisos (que no debió ser sobredimensionada) se alcanza a ver fluencia en la mayoría de sus pisos.

En los marcos BRBFs estudiados, el primer piso no se ve mayormente afectado, no se producen fenómenos de piso blando y tampoco se alcanzan niveles grandes de plastificación. La principal razón para este resultado es probablemente debido al diseño. En los edificios de 9 y 15 pisos, la resistencia y rigidez del primer nivel controlan el desplazamiento de todos los otros pisos, por lo que como se mencionó antes, los elementos estructurales deben ser sobredimensionados.

En general, para los sismos estudiados, las estructuras responden en el primer modo de vibración. Sin embargo, la respuesta final depende de las características de cada registro, por lo que pueden aparecer modos de vibración superiores. Cuando las estructuras se aproximan a la falla (registros que disipan mayor energía), los resultados del pushover son muy similares a los de análisis *tiempo-historia*.

La magnitud y PGA de los terremotos, no son necesariamente indicadores del comportamiento final ni nivel de daño que tendrán las estructuras. La respuesta depende, en mayor medida, de la forma en que la estructura interactúa con las características del sismo. En este estudio coincide que para el terremoto de mayor magnitud, el registro con mayor PGA es el que genera mayor daño en los edificios más bajos. Sin embargo, el terremoto de menor magnitud es el que daña en mayor medida a la más alta de las estructuras. Lo que sí queda en evidencia, es que grandes valores de PGA afectan de gran manera, los desplazamientos máximos de techo.

El diseño por capacidad es un diseño adecuado si es aplicado de buena forma. En este estudio, los elementos estructurales adyacentes a los BRBs no incursionan en el rango inelástico, como es de esperar según este enfoque de diseño. Finalmente, se puede decir que la norma actual es tan exigente, que no se alcanza a aprovechar totalmente las características del comportamiento de los BRBs, como el hecho de ser estables bajo carga cíclica y deformación inelástica, además de su buena capacidad de disipar energía.

5.2. Líneas futuras de investigación

Para futuras investigaciones, se recomienda considerar un modelo no lineal que tenga la capacidad de eliminar un elemento BRB que haya fallado, evaluando durante el análisis los valores de ductilidad y ductilidad axial acumulada. De esta forma, el estado último no queda definido por la falla de la primera BRB que alcance la ductilidad máxima considerada. Así, la estructura puede seguir resistiendo solicitaciones a pesar de la falta de uno de sus elementos estructurales, como sucede en la realidad. Esto serviría para probar la capacidad de las BRBs como fusibles estructurales.

En este estudio sólo se revisa el comportamiento de los edificios ante distintos eventos sísmicos, sin embargo un análisis incremental dinámico sería más adecuado. De esta, manera se pueden obtener nuevos factores de modificación de la respuesta sísmica, donde haya evidencia de la influencia del endurecimiento isotrópico, y así se puedan comparar con los factores obtenidos a partir del análisis incremental estático. Al contrastar la respuesta de los edificios en su estado último, se puede evaluar de mejor forma el desempeño sísmico de las estructuras.

De acuerdo a los resultados del análisis *pushover* y la importancia del patrón de carga lateral utilizado, se recomienda comparar distintos perfiles y contrastar sus respuestas con los resultados obtenidos a partir de los análisis tipo *tiempo-historia*. De esta manera se puede determinar de mejor forma el patrón que es más adecuado, para así obtener una mejor representación de la realidad con un tipo de análisis más sencillo.

Por último, podría ser interesante evaluar el efecto real del subterráneo en este tipo de estructuras. Para esto se tendría que quitar el subterráneo y a partir del nuevo prototipo ver cuánto cambia el diseño, la forma en que se comportan los miembros estructurales y finalmente evaluar el desempeño sísmico.

Bibliografía

- AISC (2010a). *AISC-341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2010b). *AISC-360-10, Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- Ariyaratana, C. y Fahnestock, L. (2011). *Evaluation of buckling-restrained braced frame seismic performance considering reserve strength*. *Engineering Structures*, 33(1), 77-89.
- ASCE (2010). *ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Boca Raton, FL.
- Clark, P., Aiken, I., Kasai, G., Ko, K., y Kimura, I. (1999). *Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices*. Proceedings 68th Annual Convention, 355-371. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
- FEMA (2000). *FEMA 355c, State of the art report on System Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA (2009). *FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Fernandois, G. (2009). *Marcos con riostras de pandeo restringido: Comportamiento y factores de modificación de la respuesta sísmica. Tesis de Grado y Memoria de título como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil y el grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil*. Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
- Filippou, F., Popov, E., y Bertero, V. (1983). *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints*. EERC Report 83-19, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley.
- Filippou, F., Spacone, E., y Taucer, F. (1991). *A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures*. EERC Report 91-17, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley.

- Freeman, S. (1998). *The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design*. Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, París, Francia.
- INN (2003). *NCh2369.Of2003, Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, CH.
- INN (2006). *NCh203.Of2005, Acero para uso estructural – Requisitos*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, CH.
- INN (2009). *NCh433.Of1996, Diseño Sísmico de Edificios, incluyendo modificaciones año 2009 y Decreto 61 (2011)*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, CH.
- INN (2010). *NCh3171.Of2010, Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, CH.
- Medalla, M., na, C. P., Hidalgo, P., y Bravo, M. (2015). *Aplicación industrial de riostras de pandeo restringido (BRB) en Chile*. XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica, Santiago, Chile.
- Menegotto, M. y Pinto, P. (1973). *Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending*. Proceedings, IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisboa, pp. 15-22.
- MIDAS/Gen (2010). *MIDAS/Gen 2014 (v1.1) - General structure design system*. MIDAS Information Technology Co. Ltd., <<http://en.midasuser.com>>.
- OpenSees (2010). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, <<http://opensees.berkeley.edu>>.
- Sabelli, R. y López, W. (2004). *Design of Buckling-Restrained Braced Frames*. North American Steel Conference NASCC, San Francisco, CA.
- Santelices, K. (2014). *Aplicación de arriostramientos de pandeo restringido a una estructura industrial*. Memoria para optar al título de Ingeniera Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, CH.
- Tremblay, R. (2015). *Comunicación personal*. Santiago, CH.
- Tremblay, R., Bruneau, M., Driver, R., Metten, A., Montgomery, C., y Rogers, C. (2010). *Seismic Design of Steel Structures in Accordance with CSA-S19-09, Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*.
- Tremblay, R., Dehgani, M., Fahnestock, L., Herrera, R., Canales, M., Clifton, C., y Hamid, Z. (2016). *Comparison of seismic design provisions for Buckling Restrained Braced Frames in Canada, United States, Chile and New Zealand*. Structures, 8 (Part 2): 183-196.

- Tremblay, R., Fahnestock, L., Herrera, R., y Dehgani, M. (2015). *Comparison of seismic design provisions in Canada, United States and Chile for Buckling Restrained Braced Frames*. International Conference on Advances in Steel Structures ICASS.
- Tremblay, R., Poncet, L., Bolduc, P., Neville, R., y Vall, R. D. (2004). *Testing and Design of Buckling Restrained Braced Frames for Canadian application*. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.B., Canadá.
- Uang, C. (1991). *Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions*. Journal of Structural Engineering, 117(1):19-28.
- Xie, Q. (2005). *State of the art of buckling-restrained braces in Asia*. Journal of Constructional Steel Research, 61(6):727-748.

Anexo

Anexo A Registros de Aceleración

A continuación se presentan los registros de aceleración de los terremotos utilizados en este estudio.

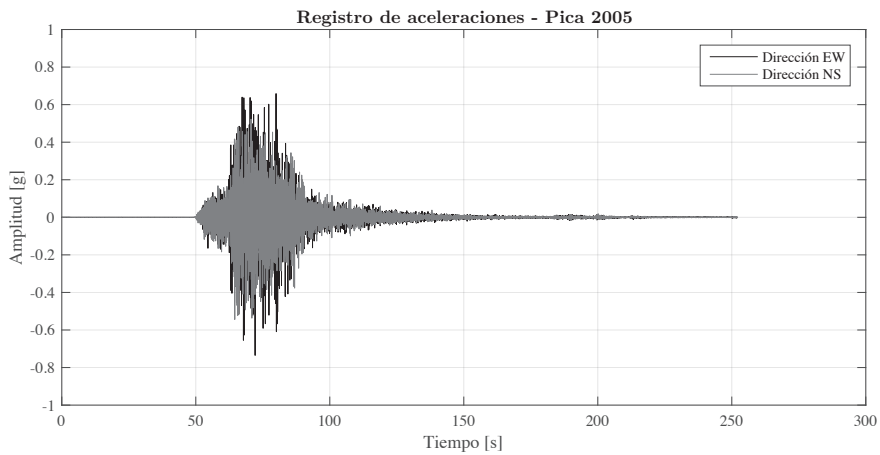


Figura A.1: Registro Estación Pica - 2005.

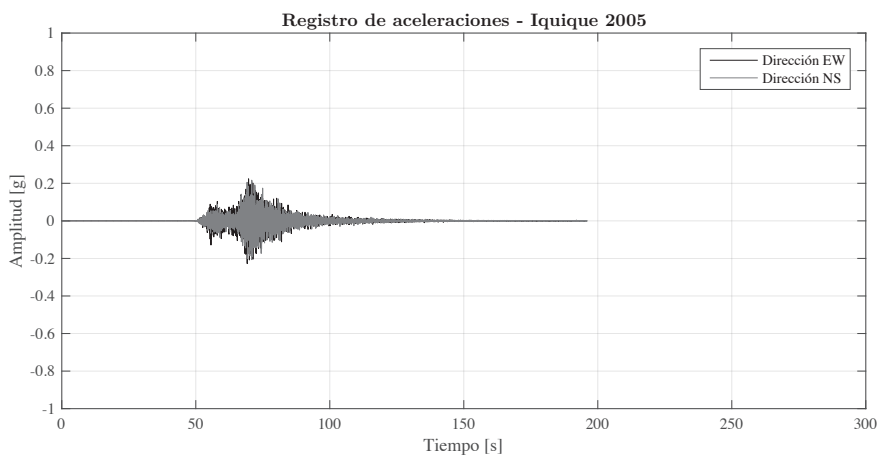


Figura A.2: Registro Estación Iquique - 2005.

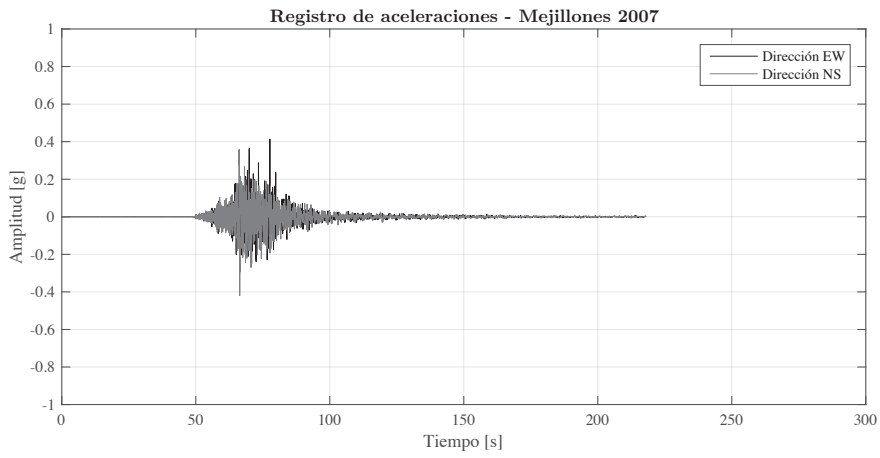


Figura A.3: Registro Estación Mejillones - 2007.

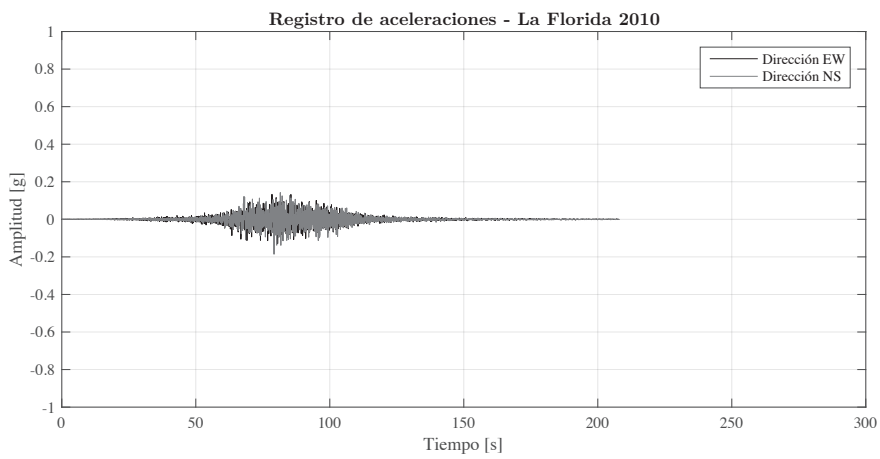


Figura A.4: Registro Estación La Florida - 2010.

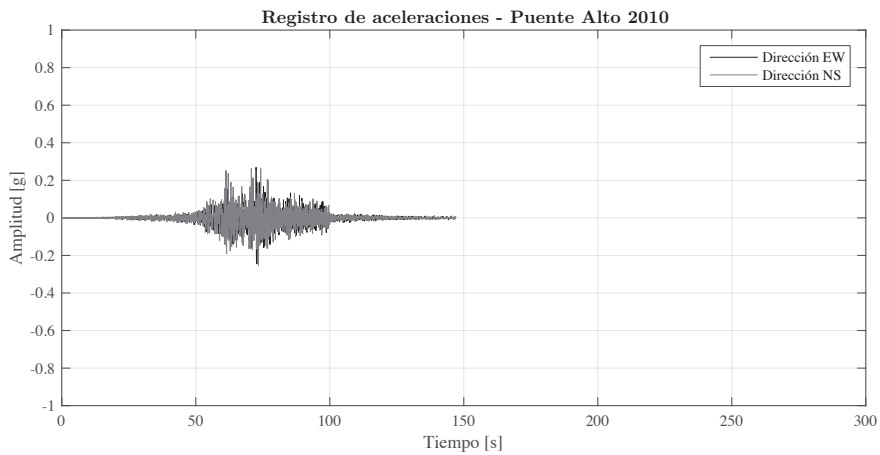


Figura A.5: Registro Estación Puente Alto - 2010.

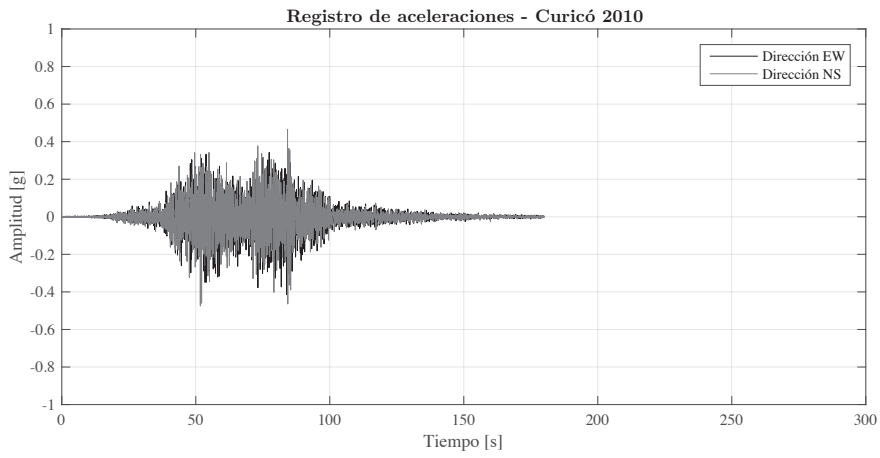


Figura A.6: Registro Estación Curicó - 2010.

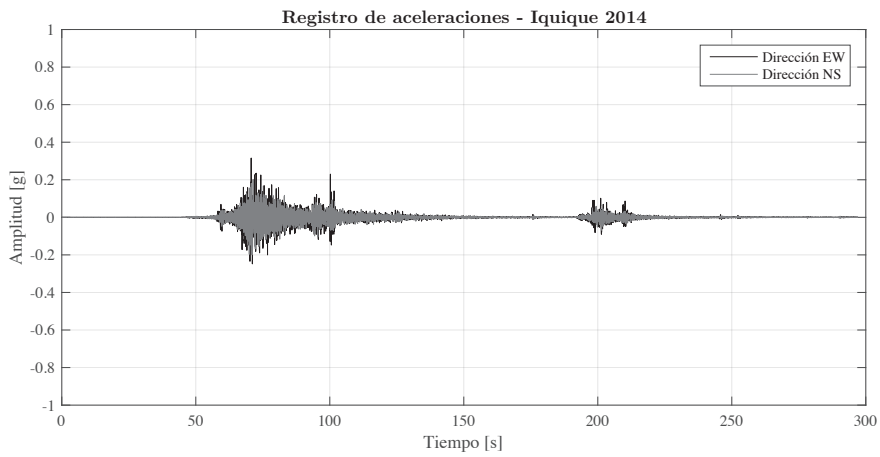


Figura A.7: Registro Estación Iquique - 2014.

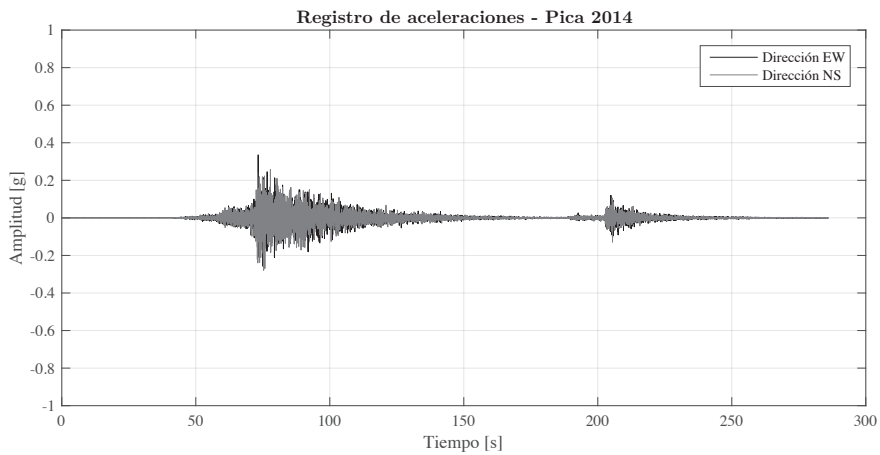


Figura A.8: Registro Estación Pica - 2014.

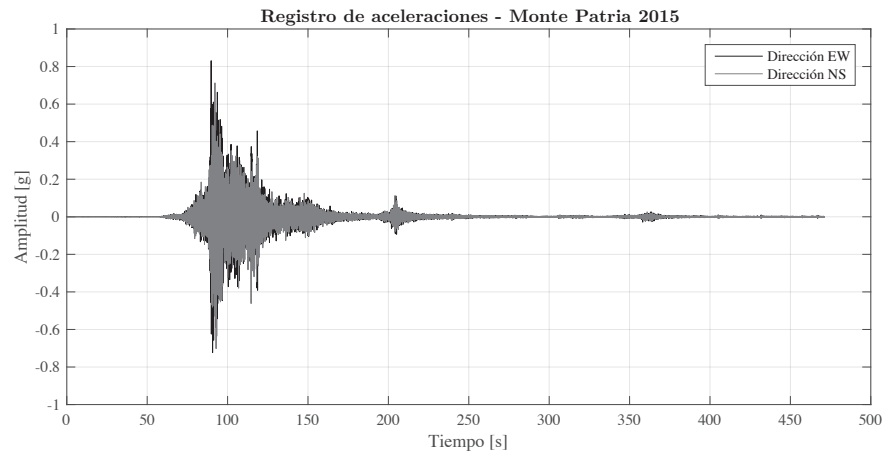


Figura A.9: Registro Estación Monte Patria - 2015.