



UNIVERSIDAD DE CUENCA

**Facultad de Ingeniería
Carrera de Ingeniería Civil**

**Diseño del sistema sismorresistente de una estructura utilizando pórticos con
riostras de pandeo restringido (BRBFs)**

**Trabajo de titulación previo a la obtención
del título de Ingeniero Civil.**

Autor:

Oscar Javier Ortiz Méndez

CI: 0104898416

Director:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano, Ph.D.

CI: 0301547410

Cuenca, Ecuador

2018



RESUMEN

Los pórticos arriostrados son sistemas estructurales implementados para la estabilización y control de desplazamientos ante cargas laterales. En este sistema las riostras soportan cargas axiales de tracción y compresión para ayudar a disminuir la distorsión del pórtico y rigidizar lateralmente la estructura.

Sin embargo, esta estabilización lateral del pórtico no es totalmente uniforme, ya que cuando la riostra se comprime, se pandea debido a su esbeltez, limitando considerablemente su capacidad a compresión y consecuentemente, su ductilidad necesaria.

Por su parte, los Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido conforman un sistema sismorresistente relativamente nuevo e innovador, que provee una mejor respuesta estructural gracias a la restricción de este pandeo mediante la implementación de mecanismos y requerimientos de elementos estructurales.

El presente trabajo de titulación propone el diseño de un Pórtico con Riostras de Pandeo Restringido, cumpliendo con requisitos de derivas máximas y resistencia de los elementos.

Se diseñaron las riostras para resistir las cargas laterales provocadas por un sismo de diseño o DBE. Luego se diseñaron los elementos restantes a partir de las fuerzas provocadas por la fluencia esperada en las riostras. Se revisaron requerimientos adicionales de ductilidad y distorsión del pórtico. Finalmente se evaluó la estructura someténdola a una aceleración correspondiente a un sismo máximo considerado o MCE, determinando su nivel de desempeño sísmico.

Los resultados de cumplimiento de derivas y resistencia indican que la estructura diseñada cumple con un nivel de desempeño sísmico aceptable.

Palabras clave: Riostras, restricción de pandeo, fluencia, cortante basal, diseño por capacidad, desempeño sísmico.



ABSTRACT

Braced Frames are structural systems used for the stabilization and displacement control of structures against lateral loads. In this system, braces resist compression and tension loads in order to help decrease frame distortion and laterally stiffen the structure.

However, this lateral stabilization is not uniform, because when the brace is resisting compression forces, it buckles due to its slenderness, considerably limiting its compression capacity and, consequently, its necessary ductility.

On the other hand, Steel Buckling-Restrained Braced Frames make up a seismic resistant system relatively new and innovative, which provides a better structural response due to buckling restriction through the implementation of mechanisms and frame structural requirements.

The present work proposes a structural design using Buckling-Restrained Braced Frames, complying with the requirements of maximum story drifts and element resistance.

Based on the concept of capacity design, braces were designed to resist lateral loads resulting from a design earthquake DBE. Later the rest of the structural elements were designed to resist expected forces produced by brace yielding. Additional requirements of yielding and frame distortion were checked in order to ensure ductility. Finally, an evaluation was carried on by submitting the structure to an acceleration record corresponding to a maximum considered earthquake MCE in order to determine its seismic performance.

Results based on the complying of maximum story drift ratios and element resistance indicate that the structure meets a performance level that is acceptable for special use structures.

Key words: Braces, buckling restriction, yielding, base shear, capacity design, seismic performance.



CONTENIDO

1.	Introducción	13
1.1	Antecedentes	13
1.2	Edificaciones con BRBFs	17
1.3	Ventajas y desventajas de los BRBFs	20
1.3.1	Ventajas	20
1.3.2	Desventajas	21
1.4	Objetivos	22
1.4.1	Objetivo principal	22
1.4.2	Objetivos específicos	22
2.	Las Riostras de Pandeo Restringido o BRBs	23
2.1	Componentes de los BRBs	23
2.2	Comportamiento estructural de los BRBs	24
2.2.1	Modos de falla no dúctiles de una riostra de pandeo restringido	26
2.2.2	Cargas gravitacionales	29
2.2.3	Factores de ajuste por sobre resistencia y endurecimiento por deformación	31
2.3	Opciones de componentes probadas	33
2.3.1	Riostras de pandeo restringido híbridas (Hybrid BRBs)	36
2.3.2	Riostras de pandeo restringido de baja tecnología (Low-tech BRBs)	42
2.3.3	Riostras de pandeo restringido de acero (All-steel BRBs)	46
2.4	Tipos de conexiones de riostras de pandeo restringido	49
2.5	Configuración geométrica de riostras de pandeo restringido (patrones de arriostramiento)	53
3.	Diseño por capacidad	56
3.1	Mecanismo de falla de los BRBFs	56
3.2	Diseño de elementos del sistema estructural	57
3.2.1	Aspectos generales de diseño	57
3.2.2	Requerimientos AISC para pruebas previas	58
3.2.3	Núcleo de la riostra	59
3.2.4	Camisa o tubo de acero	60
3.2.5	Mortero de relleno	61
3.2.6	Vigas y columnas	64
3.2.7	Requerimientos para pórticos en V y V invertida	65



3.2.8	Requerimientos para pórticos arriostrados multipanel	65
3.2.9	Conexiones.....	66
4.	Guia de diseño	70
4.1	Determinación del cortante basal.	71
4.2	Elección del patrón de arriostramiento	71
4.3	Predimensionamiento de las riostras.....	72
4.4	Predimensionamiento de columnas del sistema lateral	73
4.5	Predimensionamiento de vigas del sistema lateral.....	75
4.6	Validación de dimensiones	76
5.	Ejemplo de diseño.....	79
5.1	Reseña del edificio	79
5.2	Cargas.....	80
5.2.1	Carga muerta.....	80
5.2.2	Carga viva	81
5.2.3	Carga sísmica.....	82
5.2.4	Combinaciones de carga	86
5.3	Configuración estructural.....	88
5.3.1	Irregularidades en planta y elevación	88
5.3.2	Tipo de diafragma	92
5.4	Descripción del modelo computacional	92
5.4.1	Consideraciones de modelamiento	92
5.5	Diseño de elementos estructurales	95
5.5.1	Diseño de riostras.....	97
5.5.2	Diseño de mecanismo anti pandeo.....	97
5.5.3	Diseño de columnas	99
5.5.4	Diseño de vigas	107
5.5.5	Diseño de chapa de nudo o gusset plate	111
5.5.6	Control de derivas	129
5.5.7	Revisión de irregularidad torsional.....	132
5.5.8	Revisión de efectos P- δ	132
6.	Análisis por desempeño	134
6.1	Descripción del modelo computacional	134
6.1.1	Definición geométrica del modelo.....	135
6.1.2	Definición de materiales	135



6.1.3	Definición de coordenadas de nodos	137
6.1.4	Definición geométrica de elementos.....	137
6.1.5	Definición de condiciones de apoyo.....	137
6.1.6	Definición de elementos	137
6.1.7	Definición y asignación de cargas gravitacionales	137
6.1.8	Definición y asignación de masas.....	138
6.1.9	Definición de amortiguamiento inherente	138
6.2	Tipos de elementos.....	140
6.2.1	Elementos de deformación controlada o DCEs	140
6.2.2	Elementos de fuerza controlada o FCEs	140
6.3	Definición de carga dinámica.....	141
6.3.1	Registros de aceleraciones	141
6.3.2	Escalamiento espectral de sismos	142
6.4	Criterio de aceptación de nivel de desempeño	144
7.	Conclusiones	148
8.	Referencias.....	150
	Apéndices.....	154
	Apéndice A: Programa empleado para análisis dinámico en OpenSees	154
	Apéndice B: Programa para escalamiento espectral de sismos	168



INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Recopilación de trabajos de investigación de BRBs en Japón y Estados Unidos. Tomada de (Cancelado, 2012).	17
Tabla 2. Propiedades de los materiales utilizados (Adaptada). Tomada de (Atlayan & Charney, 2014).	38
Tabla 3. Combinaciones de materiales utilizados para cada riostra (Adaptada). Tomada de (Atlayan & Charney, 2014).	38
Tabla 4. Principales parámetros geométricos de los prototipos de riostras probados (Adaptada). Tomada de (Palazzo, López Almansa, Cahís, & Crisafulli, 2009).	42
Tabla 5. Datos de diseño sísmico considerados para la estructura (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).	79
Tabla 6. Cargas muertas de piso consideradas.	81
Tabla 7. Cargas muertas de cubierta consideradas.	81
Tabla 8. Cargas vivas consideradas para piso y cubierta.	81
Tabla 9. Cortante de cada piso y obtención de secciones del núcleo de riostras.	85
Tabla 10. Determinación de cargas sísmicas a ser aplicadas en la estructura.	86
Tabla 11. Cargas sísmicas verticales consideradas de piso y cubierta.	86
Tabla 12. Tipos de irregularidades en planta y su consideración en el diseño. (Adaptada) tomada de (ASCE/SEI, 2016).	88
Tabla 13. Tipos de irregularidades en elevación y su consideración en el diseño. (Adaptada) tomada de (ASCE/SEI, 2016).	90
Tabla 14. Cargas gravitacionales sobre modelo en 2D.	97
Tabla 15. Determinación de secciones HSS para la camisa de revestimiento y revisión por pandeo global de la riostra.	98
Tabla 16. Revisión por pandeo en modos altos en la riostra.	98
Tabla 17. Parámetros necesarios para el diseño de columnas.	99
Tabla 18. Perfiles para columnas del sistema lateral.	99
Tabla 19. Esfuerzos de Euler y crítico para capacidad a compresión de las columnas del sistema lateral.	100
Tabla 20. Determinación y revisión de capacidad a compresión de columnas exteriores de sistema lateral.	101
Tabla 21. Determinación y revisión de capacidad a compresión de columnas interiores del sistema lateral.	101



Tabla 22. Revisión del valor de longitud sin arriostrar de columnas exteriores del sistema lateral.	102
Tabla 23. Revisión del valor de longitud sin arriostrar de columnas interiores del sistema lateral.	103
Tabla 24. Determinación y revisión de la capacidad a momento de columnas del sistema lateral.	104
Tabla 25. Revisión por flexocompresión en columnas exteriores del sistema lateral. .	105
Tabla 26. Revisión por flexocompresión en columnas interiores del sistema lateral..	105
Tabla 27. Revisión de secciones moderadamente dúctiles en columnas exteriores del sistema lateral.	107
Tabla 28. Revisión de secciones moderadamente dúctiles de columnas interiores del sistema lateral.	107
Tabla 29. Parámetros necesarios para el diseño de vigas.	107
Tabla 30. Perfiles de vigas del sistema lateral.	108
Tabla 31. Esfuerzos de Euler y crítico para capacidad a compresión de las vigas del sistema lateral.	108
Tabla 32. Determinación y revisión de capacidad a compresión de vigas del sistema lateral.	109
Tabla 33. Revisión de valor de longitud sin arriostrar de vigas del sistema lateral.....	109
Tabla 34. Determinación y revisión de la capacidad a momento de vigas del sistema lateral.	110
Tabla 35. Revisión por flexocompresión en vigas del sistema lateral.....	110
Tabla 36. Revisión de secciones moderadamente dúctiles de vigas del sistema lateral.	111
Tabla 37. Dimensiones consideradas para gusset plate y determinación de fuerzas en la interfaz gusset-pórtico producto de carga axial de compresión de las riostras.....	115
Tabla 38. Determinación de fuerzas en la interfaz gusset-pórtico debido a carga axial ajustada de compresión de la riostra.	115
Tabla 39. Parámetros necesarios para la determinación de fuerzas en interfaz gusset-pórtico por distorsión en el pórtico.	118
Tabla 40. Fuerzas en la interfaz gusset-pórtico debido a la distorsión del pórtico.....	118
Tabla 41. Obtención de fuerzas resultantes por efectos de carga axial de las riostras y distorsión del pórtico sobre la interfaz gusset-pórtico.	119
Tabla 42. Determinación del tamaño de suelda en la interfaz gusset-viga.	122



Tabla 43. Determinación del tamaño de suelda en la interfaz gusset-end plate.	122
Tabla 44. Determinación de número de pernos en conexión gusset-columna.....	122
Tabla 45. Revisión de resistencia ajustada a tracción de pernos.	123
Tabla 46. Revisión por efecto "gusset pinching"	125
Tabla 47. Revisión por fluencia a tracción en la sección Whitmore.	127
Tabla 48. Revisión por pandeo de compresión en la sección Whitmore.....	127
Tabla 49. Revisión por aplastamiento y desgarre en la perforación del pasador.....	128
Tabla 50. Control de derivas de la estructura por cargas sísmicas horizontales aplicadas en las 2 direcciones ortogonales principales.....	130
Tabla 51. Revisión por irregularidad torsional en cada piso de la estructura. Valores obtenidos de ETABS.	132
Tabla 52. Revisión por efectos P- δ para cada piso.....	133
Tabla 53. Registros de aceleraciones empleados.....	141
Tabla 54. Derivas máximas de piso obtenidas del análisis dinámico.....	144
Tabla 55. Desplazamientos residuales máximos obtenidos del análisis dinámico.....	146
Tabla 56. Fuerza de fluencia y fuerzas máximas de compresión y tracción obtenidas en BRB 3001	147



Cláusula de Propiedad Intelectual

Yo **OSCAR JAVIER ORTIZ MÉNDEZ**, autor del trabajo de titulación “**DISEÑO DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA UTILIZANDO PÓRTICOS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO (BRBFs)**”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 24 de octubre de 2018

Una firma manuscrita en tinta azul sobre una línea horizontal.

Oscar Javier Ortiz Méndez

C.I: 0104898416



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio
Institucional

Yo, **OSCAR JAVIER ORTIZ MÉNDEZ**, en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "**DISEÑO DEL SISTEMA SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA UTILIZANDO PÓRTICOS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO (BRBFs)**", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 24 de octubre de 2018.

Una firma manuscrita en tinta azul sobre una línea horizontal.

Oscar Javier Ortiz Méndez

C.I: 0104898416



Dedicatoria

Este trabajo de titulación va dedicado a todas las personas que me han brindado su compañía, tiempo y sus buenos deseos a lo largo de mi carrera profesional, con mención especial a mis padres Marcelo y Lucía, quienes han sido un verdadero ejemplo y una ayuda que en ocasiones me fue indispensable para poder continuar de la mejor manera este camino recorrido. A mis hermanos Juan, Vanessa y Pedro por demostrarme un cariño y apoyo incondicionales siempre. A mi tía Raquel, quien ha sido como una segunda madre para mí y me brindó su compañía cuando parte de mi familia viajó al extranjero. A los grandes amigos que he hecho y tenido el placer de conocer, han sido mi compañía en muchas andanzas que guardo para siempre en mi corazón.

El camino en esta gran aventura ha sido más feliz y llevadero gracias a ustedes.

Oscar Ortiz Méndez.



Agradecimientos

Quiero agradecer a mis profesores, que han sabido compartir sus conocimientos adquiridos en interés de mi aprendizaje. Con mención especial quiero agradecer mi papá, Ing. Raúl Ortiz, quien me dio la “bienvenida” a la facultad cuando me tocó como profesor en primer semestre, sin su ejemplo de determinación, disciplina y verdadera honestidad, el camino me hubiese sido muchísimo más difícil. Al actual señor decano de la facultad, Ing. Julver Pino, quien a más de haber sido mi profesor, estuvo siempre pendiente de mí en la facultad. De igual manera a mi tutor, Ing. Francisco Flores, quien aparte de ser un grandísimo investigador y catedrático, demostró verdadero interés en el aprendizaje de sus estudiantes, y particularmente conmigo en este trabajo de titulación, no fue la excepción. Finalmente, pero no menos importante, al Ing. Juan Carrión Monsalve, por el gran ejemplo de profesionalismo y dedicación que nos supo transmitir en sus horas de clase.

1. INTRODUCCIÓN

Los Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido o BRBFs por sus iniciales en inglés (Buckling-Restrained Braced Frames) hacen referencia a un sistema estructural sismorresistente que es un caso particular de los Pórticos Arriostrados Concéntricamente o CBFs (Concentrically Braced Frames), con la diferencia fundamental de este último, en que las riostras con núcleo de acero de alta ductilidad no solo fluyen a tracción ante una carga lateral que actúe sobre la estructura, sino que lo hacen también a compresión cuando cambia el sentido de la carga lateral. Esta importante ventaja se da gracias a un mecanismo que restringe el pandeo de las riostras ante una carga de compresión, logrando que estas lleguen a fluir y se obtenga un comportamiento histerético mucho más estable (Crisafulli, 2018).

1.1 Antecedentes

El sistema tiene sus orígenes en la década de 1970 en Japón. (Xie, 2005) realizó un trabajo compilatorio de investigaciones sobre BRBFs en Asia, desde el inicio de este sistema estructural. Los trabajos de mayor relevancia se presentan a continuación.

La primera investigación sobre BRBFs que fue llevada a cabo fue por parte de (Yoshino & Karino, 1971), autores que ensayaron especímenes que fueron denominados como “muros de corte con riostras”. Dichos especímenes consistían en placas de acero encamisadas por paneles de concreto, separados por materiales de desvinculación (ver ilustración 1).

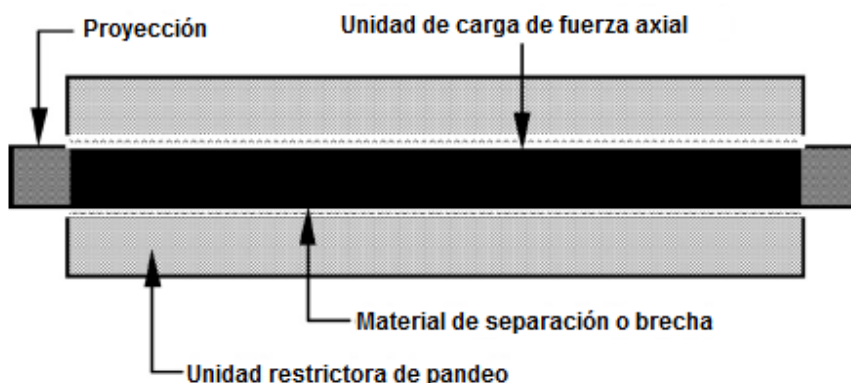


Ilustración 1. Primera configuración de BRB (Adaptada). Tomada de (Xie, 2005).

Wakabayashi et al. (1973) Condujeron un ensayo de riostras conformadas por placas de acero reforzadas por paneles de concreto con material antiadherente entre ellas. Antes de que falle la placa de núcleo a una deriva correspondiente a 0,025 se observó comportamiento histerético estable (ver gráfico 1). El ensayo determinó la importancia del material antiadherente en la zona entre el núcleo de la riostra y el panel de concreto para garantizar que el núcleo solamente resista cargas axiales y el panel de concreto únicamente evite el pandeo del núcleo.

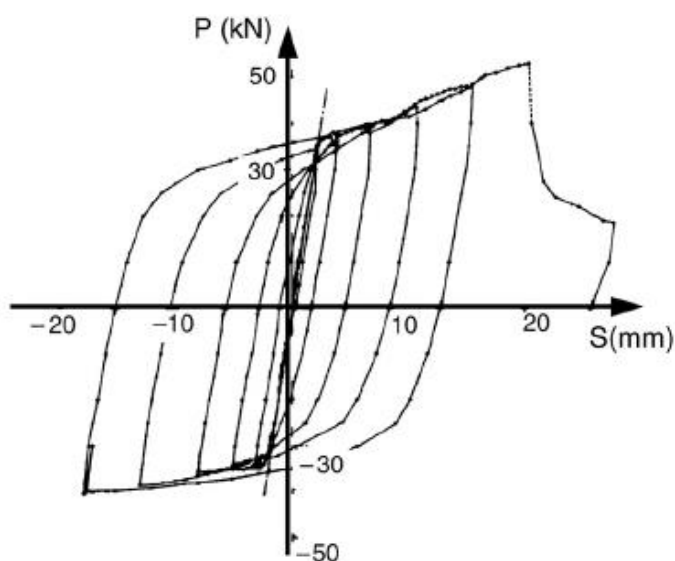


Gráfico 1. Comportamiento histerético de riostra probada por Wakabayashi et al. (1973). Tomado de (Xie, 2005).

Kimura et al. (1973) Llevaron a cabo el primer ensayo de riostras con encamisado de metal rellenas con mortero. Aunque no se usó material antiadherente, se evidenció restricción notable del pandeo del núcleo de las riostras.

En cuanto al desarrollo del material antiadherente (Xie, 2005) cita a algunos ensayos, entre los cuales se tiene al de Wakabayashi et al. (1973), que probaron, entre otros materiales, resina epoxica, cinta de vinilo y resina de silicio, decidiéndose finalmente por una capa antiadherente conformada por una capa de resina epoxica con otra de resina de silicio encima. Otros materiales probados y citados por (Xie, 2005) fueron pintura de silicio (Suzuki, Kono, Higasibata, Sasaky, & Segawa, 1994), capas enrolladas de polietileno de 0.15 a 0.2mm de espesor (Tada, Kuwahara, Yoneyama, & Imai, 1993), una capa de caucho de 1.5mm de espesor (Murakami, Mitarai, Asayama, & Narihara, 1999).

Por otro lado, las investigaciones sobre BRBFs en Estados Unidos empezaron con el trabajo de Clark et al. (1999), autores que llevaron a cabo ensayos a escala real en una estructura con BRBs para su primera implementación en edificaciones en Estados Unidos, con buenos resultados bajo varios patrones de carga (Clark, Aiken, Ko, Kazuhiko, & Kimura, 1999). En la ilustración 2 se observa una vista en planta del edificio que sirvió de ejemplo para el análisis de Unbonded Braces, como mencionan en este estudio a los BRBFs.

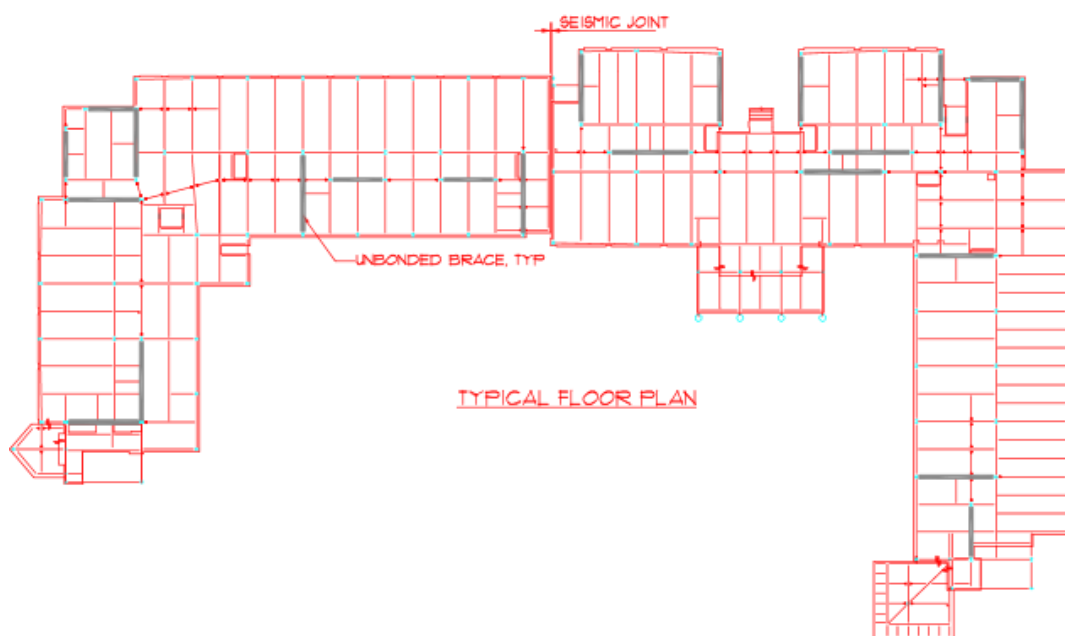


Ilustración 2. Vista típica en planta de The Plant & Environmental Sciences Replacement Facility. Tomada de (Clark, Aiken, Ko, Kazuhiko, & Kimura, 1999).

Se realizó un análisis Pushover sobre un vano típico del perímetro del ala oeste, en el que se compararon los sistemas EBFs (Excentrally Braced Frames), CBFs y UBFs (referidos así a BRBFs en este estudio). Tras realizarse el análisis se observó que con los UBFs se obtuvo la menor deriva de techo (indicada con puntos), y mayor relación cortante basal – peso de la estructura (ver gráfico 2).

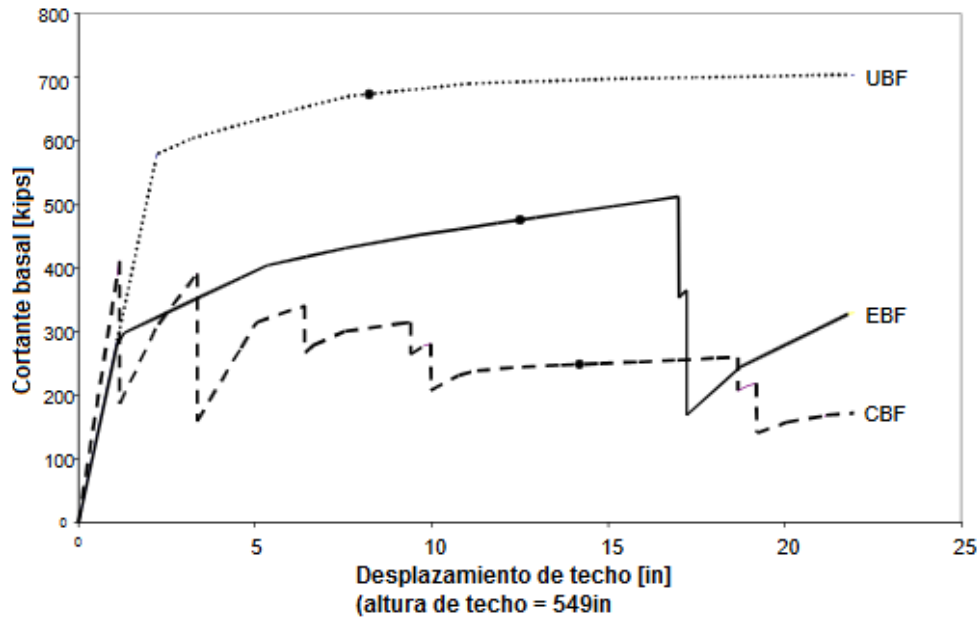


Gráfico 2. Resultados de análisis Pushover para los 3 sistemas estructurales (Adoptado). Tomado de (Clark, Aiken, Ko, Kazuhiko, & Kimura, 1999).

Los autores de acuerdo con las previsiones de FEMA 273, un documento que brinda una guía para diseñadores para limitar el daño esperado de un sismo a una serie de rangos definidos, determinaron mediante un análisis por desempeño, que los UBFs garantizan un nivel de seguridad vital (Life Safety), mientras que los otros dos sistemas prevención de colapso estructural (Collapse Prevention).

A través de investigaciones posteriores el sistema fue adquiriendo aceptabilidad tras dar buenos resultados en el comportamiento estructural de edificaciones en los sismos ocurridos en la ciudad de Northridge-Estados Unidos, en el año de 1994 y Kobe-Japón, en el año de 1995 (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

En la tabla 1 se puede ver una recopilación de los estudios realizados en los países de Japón y Estados Unidos, mismos que han sido los que más aportes han realizado en el desarrollo de este sistema estructural.



Tabla 1. Recopilación de trabajos de investigación de BRBs en Japón y Estados Unidos. Tomada de (Cancelado, 2012).

Pais	Investigador (es)	Descripción
Japón	Wakabayashi et al. (1973)	Núcleo de Acero dentro de paneles de concreto
	Kimura et al. (1976)	Primer estudio y ensayo de un arriostramiento de pandeo restringido
	Mochizuki et al. (1980)	Núcleo de Acero embebido en un perfil estructural relleno de concreto, separado por un material aislante.
	Inoue & Sawaisumi (1992)	Estudio analítico y experimental de las fuerzas entre el Núcleo de Acero dentro y los paneles de concreto
	Fujimoto et al. (1988)	Núcleo de Acero embebido en un perfil estructural relleno con mortero y de concreto
	Watanabe et al. (1988)	Núcleo de Acero embebido en un perfil estructural relleno de concreto
	Nagao & Takahashi (1990)	Perfil H de acero embebido en una viga de concreto reforzado.
	Kuwahara & Tada (1993) Suzuki et al. (1994) Manabe et al. (1996) Shimizu et al. (1997)	Comportamiento del pandeo general de un núcleo de acero dentro de un perfil estructural vacío (HSS, en inglés)
	Nakashima et al. (1994) Shimizu et al. (1997)	Comportamiento de los disipadores histeréticos y de un BRB con acero de baja fluencia.
	Iwata et al. (2000)	Comportamiento cíclico de 4 BRB comerciales.
Estados Unidos	Clark et al. (1999) Brown et al. (2001)	Ensayos a escala real, en la universidad de Berkeley, de 3 BRB para su implementación por primera vez en una edificación
	Black et al (2002)	Caracterización, análisis de estabilidad y montaje de un BRB
	Higgins & Newell (2002)	Núcleo de Acero embebido en un perfil estructural relleno de grava o arena (material no cohesivo)
	Staker & Reaveley (2002) Merrit et al. (2003)	Comportamiento de los BRB bajo cargas cíclicas uniaxiales mediante ensayos de laboratorio
	Ko et al. (2002)	Implementación por primera vez de los BRB en el reforzamiento de una edificación hospitalaria.
	Tajirian et al. (2003)	Compendio de estudios sobre BRB en el país.

Es importante mencionar que la investigación de BRBFs en Latinoamérica ha sido muy limitada, destacando a México, Argentina y Colombia como países con investigaciones de relevancia de este sistema estructural (Cancelado, 2012).

1.2 Edificaciones con BRBFs

Como se ha mencionado, los pórticos con riostras de pandeo restringido han venido siendo implementados en países como Estados Unidos y Japón, mismos que han sido los pioneros en el desarrollo de este sistema estructural. En la ilustración 3 se puede ver la construcción del sistema estructural de un edificio en Japón con riostras de pandeo restringido. A continuación en la ilustración 4 se puede apreciar la construcción del edificio de administración del Departamento de Policía de la ciudad de Los Ángeles, donde se utilizaron riostras de pandeo restringido conjuntamente con pórticos especiales resistentes a momento.

Por otro lado, la empresa estadounidense Nippon Steel Engineering se ha consolidado como empresa líder en el mundo en implementación de riostras de pandeo restringido. Con sus riostras de nombre comercial Unbonded Brace, esta empresa ha diseñado el sistema sismorresistente de más de 850 proyectos alrededor del mundo, como es el caso del edificio federal Wallace F. Bennett ubicado en Utah, Estados Unidos mostrado en la ilustración 5.



Ilustración 3. Edificio con riostras de pandeo restringido. Cortesía del profesor Mamoru Iwata, Universidad de Kanagawa, Japón.



Ilustración 4. Edificio de administración del Departamento de Policía de Los Ángeles, Estados Unidos. Cortesía de Kurt Fischer Ingeniería Estructural.



Ilustración 5. Edificio federal Wallace F. Bennett en Utah, Estados Unidos. Cortesía de Nippon Engineering Steel.

Otra empresa de renombre en la aplicación de BRBFs es Star Seismic. Con sus riostras de nombre comercial Wildcat, Powercat y Redundant Core System, Star Seismic ofrece variedad en cuanto a la demanda de fuerza requerida por la estructura a construir. En la ilustración 6 se puede apreciar el LA Live Hotel & Residences en Los Ángeles, Estados Unidos, cuyo sistema sismorresistente es de BRBFs por parte de Star Seismic conjuntamente con Muros de Corte de Acero (Steel Shear Walls).



Ilustración 6. Edificio LA Live Hotel & Residences. Cortesía de Star Seismic.

1.3 Ventajas y desventajas de los BRBFs

A continuación se presentan las principales ventajas que han vuelto a los BRBFs un sistema estructural innovador junto con algunas desventajas que presenta el mismo (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

1.3.1 Ventajas

- Evitan el pandeo de la riostra, haciendo que la misma fluya tanto a tracción como a compresión, lo que permite obtener una mayor y más estable disipación de energía.
- En comparación con los Pórticos Especiales a Momento (Special Moment Frames), proveen una mayor rigidez lateral, lo que vuelve más fácil cumplir con el valor máximo de derivas inelásticas.
- La instalación con conexiones apernadas o articuladas es más económica, evitando costos de soldadura en obra e inspección de las mismas.
- Es posible reemplazar las riostras tras recibir daños en un sismo.



- Existe cierta flexibilidad en el diseño, dado que se puede obtener la rigidez y fuerza necesarias de la riostra.
- Cambios en el clima tienen una baja influencia en las riostras y su desempeño (Cancelado, 2012).
- Son útiles para rehabilitación sísmica de estructuras de acero en comparación con los pórticos arriostrados convencionales, debido a que estos requieren reforzamiento costoso en las cimentaciones.

1.3.2 Desventajas

- Las riostras tienen patente comercial, lo que complica la obtención de las mismas.
- Se requiere mucha precisión en la fabricación de las riostras, debido a las tolerancias pequeñas al momento de su montaje (Cancelado, 2012).
- Es necesario un control efectivo sobre el acero utilizado, puesto a que podría variar un rango de fluencia elevado y un consecuente comportamiento inelástico no esperado.
- Existen desplazamientos residuales importantes tras un evento sísmico, debido a que este sistema no tiene, como otros sistemas, un mecanismo de retorno a la posición inicial del mismo. Se han realizado investigaciones que han permitido disminuir estos desplazamientos residuales, como el caso de utilización de riostras con un núcleo conformado por aceros de diferente grado de fluencia (Atlayan & Charney, 2014) (ver sección 2.3.1), y la incorporación de SMRFs (Special Moment Resisting Frames) como sistema sismorresistente de soporte para conformar un sistema dual (Kiggins & Huang, 2006).
- Se necesita implementar un criterio que permita la evaluación de las riostras dañadas tras un sismo antes de ser removidas.
- Se deben realizar ensayos de laboratorio para cada proyecto en particular (Cancelado, 2012).
- Las riostras empiezan a fluir ante cargas correspondientes a sismos relativamente fuertes, lo que implica que ante sismos o vibraciones menores este sistema estructural no provee mayor amortiguamiento (Atlayan & Charney, 2014).



1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo principal

Diseñar el sistema sismorresistente de una estructura utilizando Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar el diseño del sistema sismorresistente de una estructura, utilizando Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido basado en el código de diseño pertinente.
- Crear una guía para el diseño y modelamiento en el software de análisis ETABS y OpenSees para Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido.
- Evaluar el diseño obtenido mediante un análisis no lineal en el software OpenSees.

2. LAS RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO O BRBS

Como se ha indicado previamente, los BRBs son dispositivos de disipación de energía sísmica, que se componen de un núcleo de acero de alta ductilidad, mismo que está diseñado para fluir a tensión y a compresión gracias un mecanismo de restricción de pandeo (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). En la ilustración 8 se puede apreciar el comportamiento histerético que esta propiedad de los BRBs ofrece en comparación con una riostra no restringida de pandeo que forme parte de un sistema estructural como los Pórticos Arriostrados Concéntricamente o CBFs.

2.1 Componentes de los BRBs

Los componentes de los BRBs son 5 y se muestran en la ilustración 7. Los 3 primeros conforman en conjunto el núcleo de la riostra, y los dos restantes corresponden al mecanismo que evita el pandeo de la riostra y el material antiadherente que separa el núcleo del mecanismo anti pandeo (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

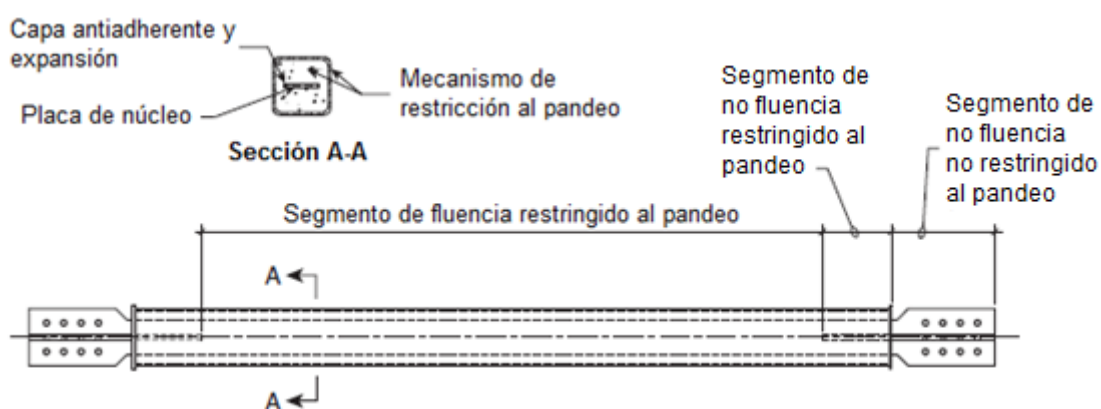


Ilustración 7. Componentes principales de un BRB. (Adaptada), tomada de (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

- Segmento de fluencia restringido al pandeo: Es la parte del núcleo diseñada para fluir bajo cargas cíclicas. Es por este propósito de diseño que se requiere para el núcleo acero dulce o de alta ductilidad.
- Segmento de no fluencia restringido al pandeo: Es una continuación del anterior, pero con la diferencia de que este segmento del núcleo tiene una mayor rigidez axial, con el fin de asegurar que siempre se encuentre en el rango elástico del material ante cargas axiales cíclicas. Esto se logra aumentando el área transversal del núcleo en esta sección, o añadiendo rigidizadores.



- Segmento de no fluencia no restringido al pandeo: Es una continuación del segmento anterior que se proyecta más allá del encamisado y es parte de la conexión con el pórtico. Este segmento puede diseñarse como apernado, soldado o articulado con pasador. Deben tomarse en cuenta consideraciones de diseño importantes en este segmento, como la precisión en la fabricación con tolerancias adecuadas que eviten problemas de montaje en obra, y prevención del pandeo, el cual disminuiría significativamente la resistencia de la riostra y afectaría gravemente la fluencia de la misma.
- Capa antiadherente y expansión: Está conformada de material antiadherente que cumple funciones importantes para un adecuado funcionamiento de las riostras (Crisafulli, 2018). Por un lado, la capa de material debe evitar la transferencia de carga axial del núcleo, esto debe tomar en cuenta el hecho de que cuando la riostra fluya a compresión, el efecto Poisson hará que la sección transversal aumente. La capa antiadherente debe tener el espesor suficiente como para evitar que por el aumento de sección transversal del núcleo se produzca una interacción del mismo con el mecanismo de restricción de pandeo y una transferencia de carga axial hacia el mismo. Por otro lado, la capa antiadherente no debe ser demasiado gruesa, o podría provocar el pandeo del núcleo de acero, afectando la fluencia y el comportamiento histerético de toda la riostra. En resumidas cuentas, se debe llegar a un compromiso en el que se permita la expansión del núcleo por el efecto Poisson y al mismo tiempo evitar el pandeo del núcleo. Entre los materiales para conformar la capa antiadherente se encuentran principalmente el caucho, polietileno, y grasa de silicona (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).
- Mecanismo de restricción al pandeo: Es típicamente conformado por mortero dentro de un encamisado de acero. Sin existen también riostras con mecanismo de pandeo conformado por placas de metal. Como su nombre indica, este mecanismo tiene como función fundamental evitar el pandeo del núcleo de la riostra ante cargas de compresión.

2.2 Comportamiento estructural de los BRBs

La principal característica de las riostras de pandeo restringido o BRBs, es que fluyen de manera similar tanto a tracción y a compresión, ante la acción de una carga lateral

sobre la estructura que conforman (ver gráfico 3). El aumento de resistencia a compresión de la riostra es significativamente mayor gracias a la restricción del pandeo, ya sea global o local, y ofrece una disipación de energía sísmica mucho más estable (Crisafulli, 2018). Es importante mencionar que la resistencia a compresión es un poco mayor que la resistencia a tracción debido al efecto Poisson que se produce en el núcleo, aumentando la sección del mismo cuando la riostra se comprime. Así mismo, un fenómeno inherente al comportamiento del acero ante cargas cíclicas es el endurecimiento del mismo tras una serie de ciclos de carga. El aumento de esta resistencia, que se da tanto a tracción como a compresión, puede ser de hasta un 30% (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

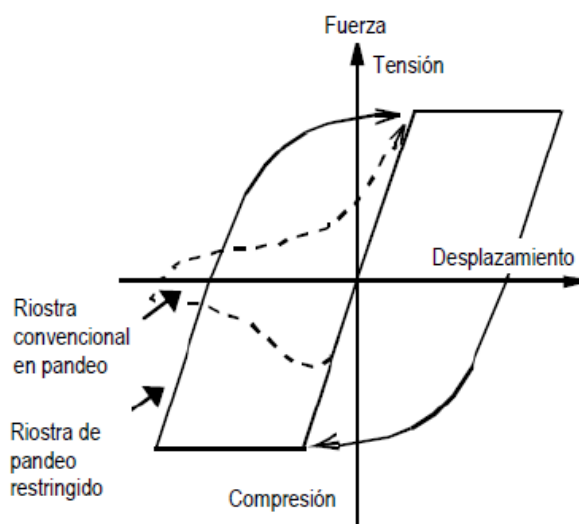


Gráfico 3. Comportamiento de una riostra de pandeo restringido bajo cargas de tensión y compresión (Adaptada). Tomada de (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Estos dos fenómenos antes mencionados son de gran importancia que, como se verá más adelante en este capítulo (ver sección 2.2.3), se utilizan dos factores de corrección al momento de considerar la fuerza producida en la fluencia de las riostras para el diseño. Estos factores se encuentran en la literatura técnica como β y ω , para sobre resistencia a compresión y endurecimiento por deformación del acero respectivamente.

Por otro lado, la resistencia a compresión puede verse aumentada si la capa antiadherente entre el núcleo y el mecanismo que restringe el pandeo es muy delgada, ya que se produce una transferencia de esfuerzos al mecanismo que restringe el pandeo.

Este fenómeno no es considerado en el diseño, puesto a que no es deseado, y la función de la capa antiadherente es evitar la aparición del mismo.

2.2.1 Modos de falla no dúctiles de una riostra de pandeo restringido

A continuación se presentan los principales modos de falla de una riostra de pandeo restringido que son indeseables o implican una falla en el diseño (Crisafulli, 2018).

- Pandeo global del núcleo de acero.
- Pandeo del núcleo en modos altos.
- Pandeo torsional del núcleo en extremos libres o en zona de transición.
- Pandeo local en extremos o en zona de transición.
- Falla en la conexión.

Como se puede ver, el pandeo es un modo de falla que es muy importante evitar en las riostras de pandeo restringido. El primer tipo de pandeo a considerar es el que se produce en el primer modo de un elemento comprimido (ver ilustración 8), debido a que este es el pandeo que se presenta primero cuando un elemento se somete a compresión al aumentar progresivamente la carga e implica el pandeo global de la riostra. La teoría de pandeo de Euler predice la carga para la cual la riostra se pandeará en su primer modo (ver expresión 1).

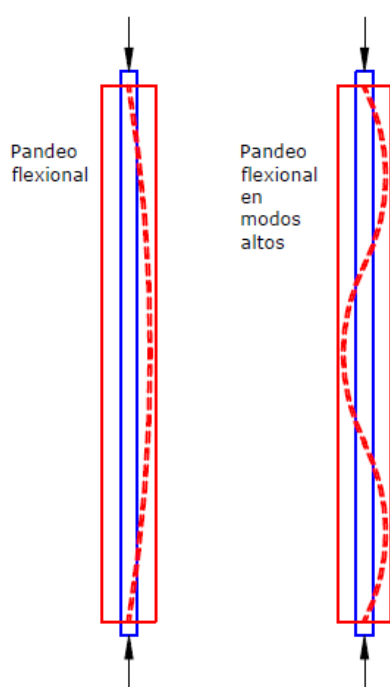


Ilustración 8. Modos de falla por pandeo del núcleo. Tomada de (Crisafulli, 2018).



$$P_s = \frac{\pi^2 n^2 EI}{(KL)^2} \quad (1)$$

De donde:

- P_s = Carga crítica de pandeo elástico de Euler.
- E = Módulo de elasticidad.
- I = Inercia rotacional.
- n = Número de semiondas (ver ilustración 8 a la izquierda, se tiene primer modo de pandeo o $n = 1$ para 1 semionda, mientras que a la derecha se tiene tercer modo de pandeo, o $n = 3$ para 3 semiondas).
- L = Longitud de la camisa de revestimiento.

Es importante mencionar que la rigidez flexural EI corresponde a la camisa de revestimiento externa, debido a que el núcleo de acero y de existir, el mortero de relleno, no están diseñados para resistir flexión (Black, Markis, & Aiken, 2002).

La falla correspondiente al pandeo de modos altos será analizada más adelante (ver sección 3.2.5) debido a que el diseño del mortero de relleno se basa directamente en este fenómeno.

Otro modo de falla posible es el pandeo torsional del núcleo en los extremos libres, entre el final del tubo de la riostra y la sección final donde la riostra se conectará al resto de la estructura (ver ilustración 9). Este modo de falla es poco probable, puesto a que las secciones generalmente utilizadas son circulares, que presentan ventajas para resistir posible torsión, y la longitud pequeña de esa sección de falla (Crisafulli, 2018).

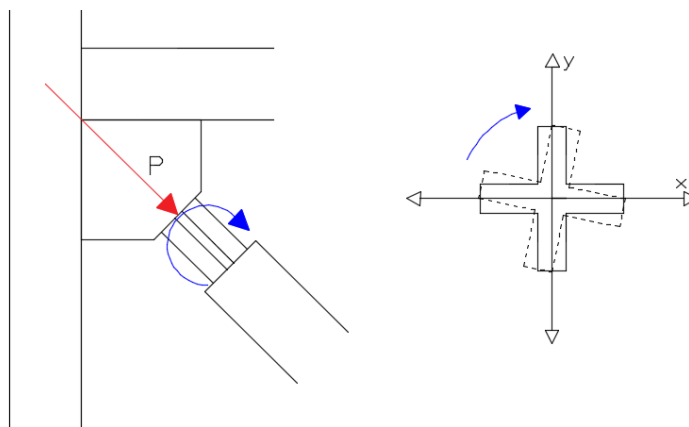


Ilustración 9. Pandeo torsional de la sección del núcleo que sobresale de la camisa de revestimiento.

La falla por pandeo local (ver ilustración 10), también podría ocurrir en esta zona indicada. Se vuelve muy importante revisar las relaciones ancho-espesor de la riostra en esta zona, dependiendo del tipo de sección que tenga el núcleo.

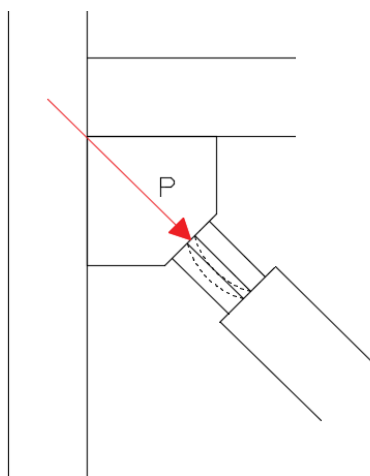


Ilustración 10. Pandeo local de la sección del núcleo que sobresale de la camisa de revestimiento.

Una falla muy importante es la falla en la conexión de las riostras. El modo de fallo más fácil de identificar en estas es cuando se produce pandeo fuera del plano de la riostra. Para prevenir el pandeo fuera del plano entre la riostra y la chapa de nudo, se ha propuesto la siguiente expresión (Nakamura, y otros, 2000).

$$P_{\epsilon_{trans}} = \frac{\pi^2 E I_{trans}}{(KLb)^2} \geq C_{max} \quad (2)$$



De donde:

- P_{e_trans} = Carga crítica de pandeo fuera del plano.
- C_{max} = Resistencia a compresión ajustada de la riostra.
- I_{trans} = Momento de inercia fuera del plano del segmento de no fluencia no restringido al pandeo (ver ilustración 7).
- K = Factor de longitud efectiva (Conservadoramente tomado igual a 1. Si no se rigidiza la chapa de nudo se sugiere utilizar un valor de 2).
- Lb = Longitud entre el fin de la sección restringida de pandeo de la riostra y el punto de convergencia de los ejes de viga con columna.

En la conexión también se puede producir pandeo en la chapa de nudo o gusset plate. Esto se da cuando la riostra se encuentra sometida a tracción, debido a que el ángulo entre la columna y viga disminuye, apretando la chapa de nudo y haciendo que se pandee. Se ha propuesto una configuración de conexión que permite una ligera rotación de la misma (R. Wigle & Fahnstock, 2010) (Ver ilustración 22b).

2.2.2 Cargas gravitacionales

Es importante mencionar que no se diseñan las riostras para resistir cargas gravitacionales de la estructura. Esta consideración de diseño se adopta debido a que la asignación de cargas gravitacionales sobre las riostras da lugar a una precompresión de las mismas (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Esta precompresión en la riostra da lugar a una sobre resistencia, ya que el núcleo de la riostra fluirá a una fuerza de tracción mayor a la diseñada por acción de la precompresión mencionada, alterando así la ductilidad del sistema. Por otro lado, para niveles de la edificación superiores en donde la carga sísmica es menor en comparación con los niveles inferiores, la sobre resistencia mencionada será más significativa con respecto a la carga sísmica. Este no es el caso de los niveles inferiores, donde la sobre resistencia en comparación con la carga sísmica es menor. Este hecho da lugar a concentraciones de ductilidad en niveles inferiores de la edificación y una ductilidad limitada en los niveles superiores.

Otro fenómeno indeseable producto de la precompresión de las riostras se da cuando se tiene una configuración de las mismas en forma de V invertida como se indica en la ilustración 11. Al asignarse cargas gravitacionales y sísmicas puede ocurrir un pandeo en la viga de dos posibles maneras, como se indica en las ilustraciones 11 y 12. Si la carga gravitacional que soportan las riostras es menor que la diferencia de resistencias de las riostras (a compresión y tracción), la riostra a tracción continuará fluyendo primero (como en el caso en el que no se asignen cargas gravitacionales), lo que provocará que la riostra a compresión que no fluye todavía, ejerza una fuerza mayor sobre la viga, levantándola y provocando que la losa reciba esfuerzos para los que no ha sido diseñada, causando así daños en componentes no estructurales.

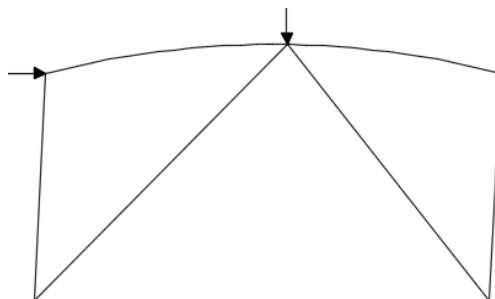


Ilustración 11. Efecto de la carga gravitatoria y carga sísmica en pórtico con BRBs. Resistencia de riostra a compresión mayor a resistencia de riostra a tracción.

Para el caso en el que la carga gravitacional sea mayor a la diferencia de resistencias de las riostras, será ahora la riostra a compresión la que fluya primero, y la riostra a tracción tirará hacia abajo de la viga, causando un pandeo mayor de la misma.

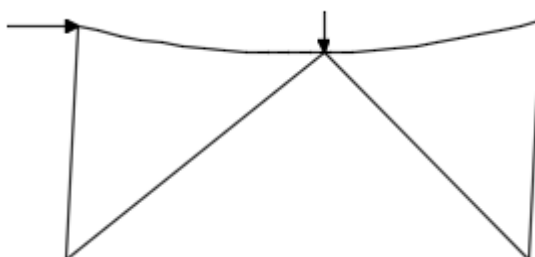


Ilustración 12. Efecto de la carga gravitatoria y carga sísmica en pórtico con BRBs. Resistencia de riostra a tracción mayor a resistencia de riostra a compresión.



Por lo explicado anteriormente es recomendable no asignar cargas gravitacionales a las riostras durante su fase de diseño, y dotar a la estructura de elementos lo suficientemente fuertes para resistir las cargas gravitacionales.

2.2.3 Factores de ajuste por sobre resistencia y endurecimiento por deformación

Como se ha tratado en la sección anterior, como parte del comportamiento estructural de las riostras de pandeo restringido existen dos fenómenos asociados al mismo. Ambos fenómenos tienen un factor de ajuste asociado. Dichos factores dependen de cada riostra y se determinan mediante ensayos en los que se somete a la riostra a compresión y tracción (AISC/ANSI, 2016).

El primer factor hace referencia en la aparición de una sobre resistencia de la riostra cuando esta se encuentra sometida a compresión, producto del efecto Poisson que hace que la sección transversal del núcleo aumente, incrementando la capacidad a compresión de la riostra (Crisafulli, 2018). Este aumento de resistencia se representa en el factor de sobre resistencia, encontrado en literatura técnica se le denomina como β y se determina mediante la expresión 3.

$$\beta = \frac{C_{max}}{T_{max}} \quad (3)$$

De donde:

- C_{max} = Máxima fuerza a compresión correspondiente a deformaciones esperadas (ver expresión 15).
- T_{max} = Máxima fuerza a tracción correspondiente a deformaciones esperadas (ver expresión 16).

El segundo factor toma en cuenta el endurecimiento por deformación inherente del acero, que se da tras varios ciclos de carga en éste. En la literatura técnica se encuentra definido como ω . Se determina mediante la expresión 4.



$$\omega = \frac{T_{max}}{P_{y_{sc}}} \quad (4)$$

De donde:

- $P_{y_{sc}}$ = Fuerza de fluencia de la riostra ($F_{y_{sc}} * A_{y_{sc}}$).

El protocolo de carga deberá producir las siguientes deformaciones (AISC/ANSI, 2016):

1. 2 ciclos correspondientes a una deformación $\Delta_b = \Delta_{by}$
2. 2 ciclos correspondientes a una deformación $\Delta_b = 0.5\Delta_{bm}$
3. 2 ciclos correspondientes a una deformación $\Delta_b = \Delta_{bm}$
4. 2 ciclos correspondientes a una deformación $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$
5. 2 ciclos correspondientes a una deformación $\Delta_b = 2\Delta_{bm}$
6. Ciclos completos adicionales para una deformación $\Delta_b = 1.5\Delta_{by}$ que se requieran para que la riostra probada tenga una deformación plástica acumulada de al menos 200 veces la deformación de fluencia. (Requerido para test uni-axial, en test de subensamblaje puede omitirse)

De donde:

- Δ_b = valor de deformación aplicado en la riostra.
- Δ_{by} = valor de deformación correspondiente a la fluencia de la riostra.
- Δ_{bm} = valor de deformación correspondiente a la deriva de diseño obtenida.

Para la deriva de diseño Δ_{bm} nunca será tomado un valor menor a 0.01. Se permiten otros protocolos de carga siempre y cuando estos sean igual o más severos en cuanto a deformación plástica máxima y acumulada.

2.3 Opciones de componentes probadas

Existen varios autores que han probado riostras de pandeo restringido con diferentes configuraciones desde que se inició el desarrollo de estas. En Japón se han probado distintas configuraciones por más de 30 años y subsecuentemente otros países han continuado con investigaciones (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). En la ilustración 13 se pueden apreciar distintas secciones de BRBs desarrolladas en Japón. Como se puede ver, de las configuraciones de la ilustración 13a a c se tienen placas de acero en el núcleo con mortero. En la configuración mostrada en la ilustración 13d se tienen placas de núcleo restringidas de pandeo por dos paneles de cemento prefabricado y unidas con pernos. Las configuraciones de la ilustración 13e a h tienen el núcleo restringido de pandeo únicamente con perfiles metálicos HSS.

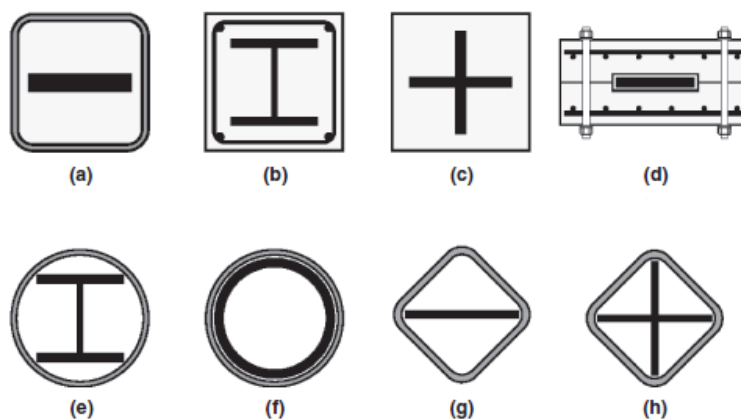


Ilustración 13. Configuraciones de BRBs desarrolladas en Japón. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Iwata et al. (2000) probaron 4 BRBs conformadas por distintos componentes, y obtuvieron el comportamiento histerético de éstas (Iwata, Kato, & Wada, 2000). En la ilustración 14 se indican las secciones de las riostras probadas. Los núcleos de las riostras son diseñados para tener el mismo área transversal logrando una comparación más representativa de cada componente usado. El tipo 1 de riostra es llenado con mortero, y tiene una capa delgada de caucho como material antiadherente. El tipo 2 de riostra tiene una placa de núcleo restringida de pandeo únicamente con una sección rectangular hueca. La riostra de tipo 3 tiene una placa de núcleo, restringida de pandeo uniendo placas de acero con pernos de alta resistencia. El material de separación entre el núcleo y el mecanismo que restringe el pandeo es el mismo que la riostra de tipo 1. Finalmente la riostra de tipo 4 consiste, a diferencia de los tipos de riostra anteriores, de un núcleo de acero formado uniendo placas para formar un perfil compuesto. No se

utiliza material de separación o antiadherente entre el núcleo y el perfil HSS de restricción de pandeo, sino se deja un espacio de 1mm entre estos.

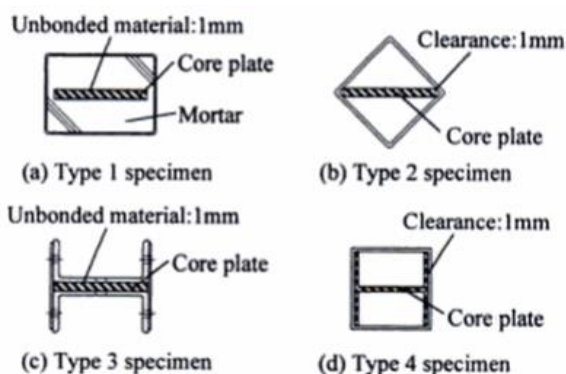


Ilustración 14. Secciones de las riostras probadas. Tomada de (Iwata, Kato, & Wada, 2000).

El ensayo se llevó a cabo aplicando cargas cíclicas sobre las riostras para una deformación de deriva correspondiente entre 1 y 3%. Esto para llevar a las riostras a su estado crítico de rendimiento. Las cargas se aplicaron alternadamente en sentido positivo y negativo sobre el subensamblaje en donde se ubicaron las riostras. El control de la carga consistió en aplicar carga hasta llegar al límite elástico de la riostra, para luego aumentar la carga un valor correspondiente a una deformación de deriva de 0,25%, aumentando en 0,25% hasta llegar a 1%, luego aumentar el paso a 0,5% hasta llegar a una deformación de deriva final del 3% (Iwata, Kato, & Wada, 2000). En la ilustración 15 se puede ver el detalle del subensamblaje utilizado.

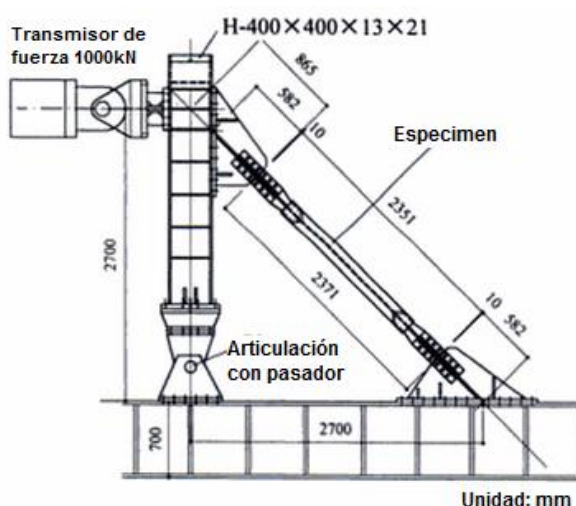


Ilustración 15. Subensamblaje probado y transmisor de fuerza (Adaptada). Tomada de (Iwata, Kato, & Wada, 2000).



Los resultados indicaron que los tipos 2 y 4 de riostra no tuvieron un comportamiento histerético adecuado, siendo el del tipo 2 el peor de los 4 notoriamente. Es importante mencionar que tuvieron como mecanismo para restringir el pandeo un perfil hueco HSS únicamente.

La riostra de tipo 1 (ver gráfico 4a), mostró un comportamiento histerético estable tanto a tracción como a compresión. El valor máximo alcanzado a tracción fue de 1155kN y 1296kN a compresión. Se mostró posterior al ensayo un modo alto de pandeo en el núcleo de acero. El ensayo sobre la riostra de tipo 2 (ver gráfico 4b), se llevó a cabo hasta llegar a una deformación de deriva correspondiente a 2,5%. El ensayo terminó antes de la deformación planteada debido a la fractura del núcleo, producto de pandeo local previo repetido desde la deformación a compresión de 1%. La carga máxima alcanzada a tracción fue de 850kN y 806kN a compresión. Terminado el ensayo se observó una importante deformación del perfil HSS en la zona donde se produjo el pandeo local del núcleo, también se observaron grietas en la misma región. El ensayo sobre la riostra de tipo 3 (ver gráfico 4c), terminó al alcanzarse la primera deformación a compresión de 3% a tracción. En este punto se produjo una fractura por cortante en uno de los pernos de alta resistencia. La máxima carga a tracción alcanzada fue de 1084kN y 1078kN a compresión. El ensayo sobre la riostra de tipo 4 (ver gráfico 4d), terminó al alcanzarse una deformación de 2,5%. Se produjo pandeo local del núcleo a una deformación de 2% cerca de la mitad del mismo, llevando a la formación de grietas en la sección HSS. Cuando se alcanzó una deformación de 2,5% a compresión las grietas existentes se propagaron, llevando a la fractura del núcleo con la deformación de 2,5% a compresión. La carga máxima alcanzada fue de 1169kN a tracción y 1076kN a compresión.

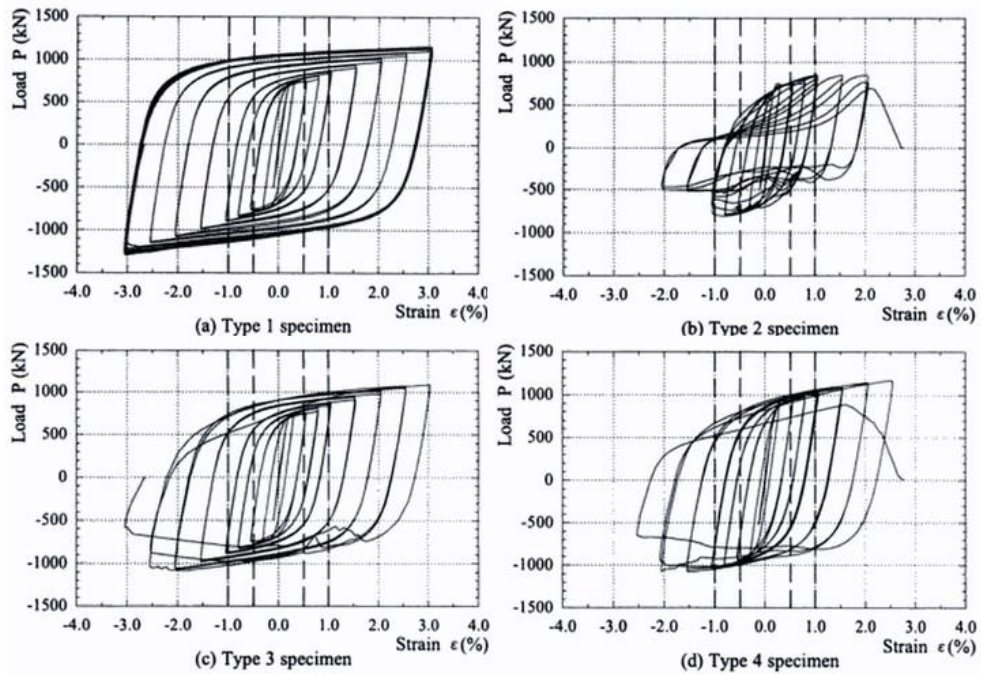


Gráfico 4. Respuesta cíclica de los 4 tipos de riostra probados. Tomado de (Iwata, Kato, & Wada, 2000).

2.3.1 Riostras de pandeo restringido híbridas (Hybrid BRBs)

Por otro lado, se han hecho estudios en los que se han ensayado riostras de pandeo restringido con varios materiales en el núcleo. Esta denominada, por parte de los autores que han desarrollado esta opción como hibridación de BRBs (Atlayan & Charney, 2014), consiste en la implementación de materiales de varias características (diferente esfuerzo de fluencia) para el núcleo.

Así como los BRBs son la respuesta al problema del pandeo en los CBFs, los denominados Hybrid BRBs se han pensado para superar algunas de las principales desventajas de los BRBs convencionales. Concretamente, son concebidos como la respuesta al problema de desplazamientos residuales significativos y a la limitada disipación de energía ante sismos de mediana y baja intensidad. Los desplazamientos residuales se presentan tras un sismo de gran intensidad, con los costes de reparación asociados a ellos, mientras que la limitada disipación de energía ante sismos de mediana y baja intensidad, se da producto del grado de fluencia relativamente alto del acero utilizado en el núcleo de las riostras, que no disipan energía mediante la fluencia si es que las riostras se mantienen en un rango de comportamiento elástico.

Las riostras de pandeo restringido ofrecen una mejor y más controlada plastificación. En el gráfico 5 se indica el comportamiento de un BRB convencional vs un BRB híbrido (Atlayan & Charney, 2014). El comportamiento plástico se evidencia ante un menor desplazamiento que un BRB convencional gracias a la implementación de acero con un menor grado de ductilidad. Por otro lado, el retraso en una disminución de la rigidez observado es producto del endurecimiento por deformación del acero de menor grado de fluencia, así como también gracias al acero de alta resistencia implementado.

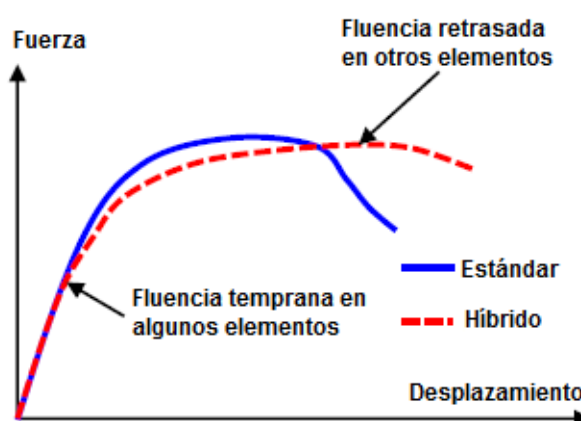


Gráfico 5. Comportamiento de fluencia de BRB híbrido con respecto a BRB estándar (Adaptado). Tomado de (Atlayan & Charney, 2014).

El hecho de utilizar materiales con distinto esfuerzo de fluencia en el núcleo de un BRB se podría llegar a generar momentos internos y conllevar así a una disminución de la resistencia de la riostra. Este problema se puede sobrellevar utilizando una configuración en el núcleo como la que se indica en la ilustración 16. En esta configuración se puede ver que el acero de menor esfuerzo de fluencia es colocado en el centro, evitando cualquier concentración de esfuerzos o excentricidades que den lugar a la formación de momentos internos.

En el estudio realizado por (Atlayan & Charney, 2014) los autores probaron estas riostras con el fin de comparar su comportamiento plástico con respecto a un BRB estándar. Los autores probaron 3 riostras híbridas con diferentes materiales en su núcleo y una riostra estándar. Las propiedades de los materiales utilizados y las combinaciones de los mismos en las riostras se indican en las tablas 2 y 3 respectivamente.

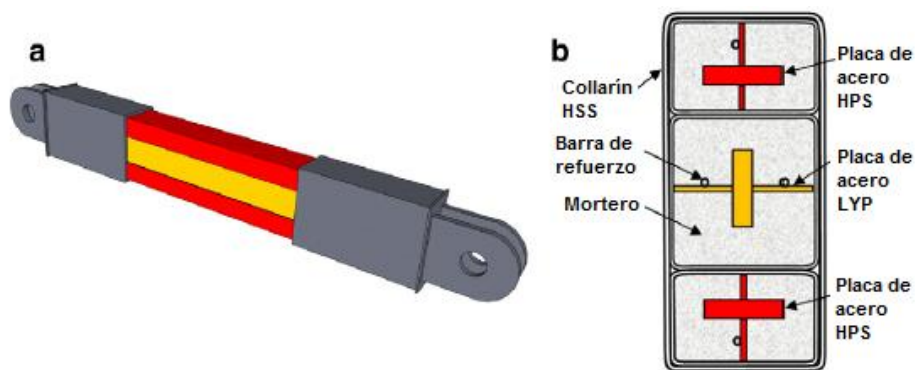


Ilustración 16. Configuración multi-núcleo (Adaptada). Tomada de (Atlayan & Charney, 2014).

Al momento de modelar las riostras de varios materiales, la fuerza y la rigidez se igualaron al valor de resistencia de la riostra convencional. Esto con la finalidad de obtener una comparación más fiel al comportamiento de los materiales únicamente y con el fin de no entrar en la necesidad de diseñar otras vigas y columnas para las riostras híbridas (principio de diseño por capacidad). Esto se logró variando el área transversal de los materiales utilizados en las riostras híbridas (ver tabla 3).

Tabla 2. Propiedades de los materiales utilizados (Adaptada). Tomada de (Atlayan & Charney, 2014)

	A36	LYP100	HPS70W	HPS100W
Fy [Mpa]	290	107	503	745
E [Gpa]	200	186	200	200

Tabla 3. Combinaciones de materiales utilizados para cada riostra (Adaptada). Tomada de (Atlayan & Charney, 2014).

	Material	Riostra Estándar	Riostra híbrida 1	Riostra híbrida 2	Riostra híbrida 3
Relaciones de área	A36	1	0,167	-	-
	LYP100	-	0,493	0,591	0,776
	HPS70W	-	0,375	0,45	-
	HPS100W	-	-	-	0,278
Esfuerzo de fluencia total (Mpa)		290	289,8	289,6	290,1

Entre los materiales utilizados se encuentran acero de punto de fluencia bajo o LYP (Low Yield Point), y acero de alta resistencia o HPS (High Performance Steel). El uso de acero de punto de fluencia bajo asegura una pronta respuesta a sismos de baja intensidad, mientras que el endurecimiento por deformación contrarresta la baja rigidez post-fluencia que se tiene en los BRBFs. Por otro lado el acero de alta resistencia provee resistencia a la riostra y fluye en sismos intensos. Como las riostras fluyen antes

gracias al acero de menor grado de fluencia, la placa o la parte del núcleo con este material tendrán un número mayor de ciclos de histéresis, tomando esto en cuenta se debe evitar el fallo por fatiga en estos componentes.

Los aceros de punto de fluencia bajo LYP tienen capacidad de disipar energía similar a los denominados aceros dulces ASTM A36 para deformaciones de 0,8%. Sin embargo para deformaciones de hasta 0,7% los aceros LYP disipan energía mucho mejor, en especial para deformaciones entre 0,1 y 0,3%, donde los aceros A36 aún no fluyen, por lo que no disipan energía (Saeki, Sugisawa, Yamaguchi, & Wada, 1998). Esto asegura una pronta respuesta de los BRBFs ante sismos de baja intensidad.

Se muestran los resultados correspondientes a un caso de estudio de los 3 analizados por los autores. Los dos casos de estudios tuvieron resultados similares al primero. El caso de estudio corresponde a un edificio de oficinas, de 5 pisos y 3 vanos (ver ilustración 17).

Se realizó un análisis estático no lineal o Pushover correspondiente a un patrón de carga del primer modo de vibración del edificio. Adicionalmente, se realizó un análisis dinámico incremental, utilizando los registros acelerográficos de 44 sismos distintos, y aumentando la intensidad de los mismos progresivamente 20 veces hasta alcanzar un factor de escala de 1.33 el sismo MCE (Maximum Considered Earthquake). El factor de escala 1.33 fue determinado como el factor para el cual la estructura considerada colapsa, mediante la metodología indicada en (FEMA, 2009).

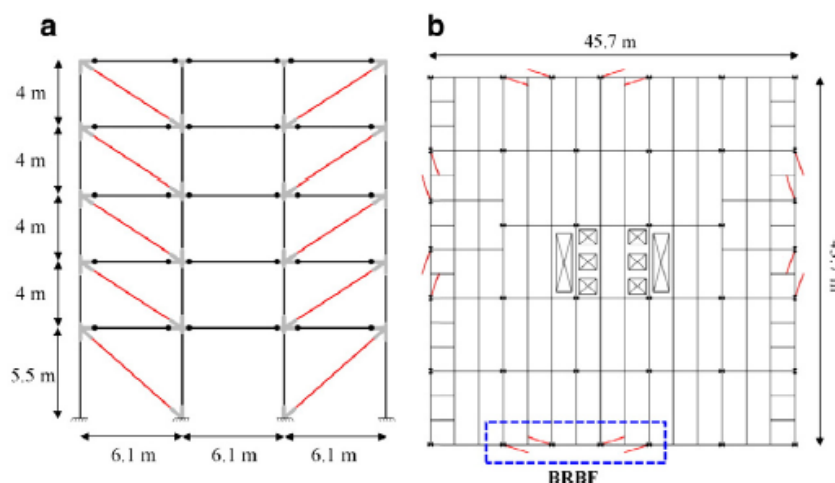


Ilustración 17. Edificio de oficinas a) Elevación b) En planta. Tomada de (Atlayan & Charney, 2014).

El resultado más importante obtenido por los autores fue una reducción de los desplazamientos residuales en cada nivel de entre 30 a 40% por parte de los BRBFs con riostras híbridas. Por otro lado, los autores pudieron comprobar que los BRBFs con riostras híbridas fluyen antes que los de riostras estándar, lo que vuelve a la disipación de energía del sistema sismorresistente más sensible ante sismos de magnitudes relativamente menores (ver gráfico 6).

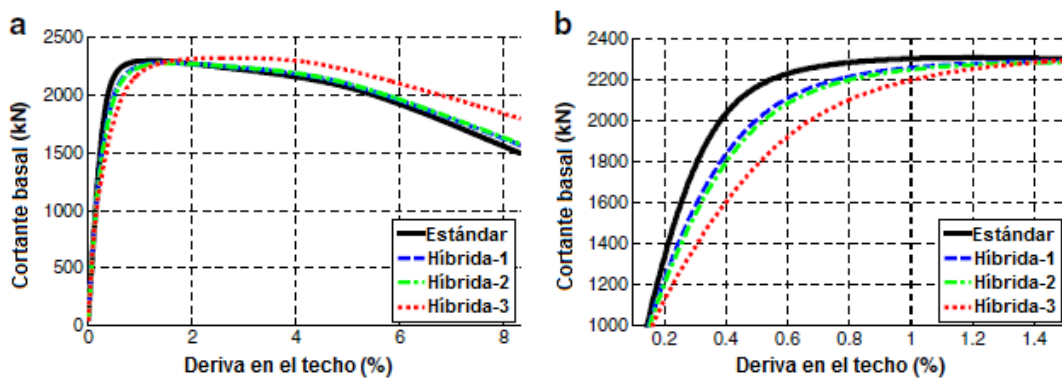


Gráfico 6. Curvas Pushover para riostras estándar e híbridas a) Todas las derivas b) Zoom a derivas pequeñas para demostrar fluencia temprana de riostras híbridas (Adaptada). Tomada de (Atlayan & Charney, 2014).

Por otro lado, como resultado del análisis dinámico incremental, se obtuvo una reducción de alrededor del 10% en las derivas de entrepiso para todas las intensidades con el uso de riostras híbridas, hasta el correspondiente al punto de colapso. Un resultado más notorio se evidenció en la reducción del desplazamiento residual del techo de hasta un 40% para todas las intensidades, hasta el punto de colapso. En los gráficos 7 y 8 se puede apreciar la media de los sismos utilizados correspondiente a la reducción, o mejora, en las derivas de entrepiso y desplazamientos residuales respectivamente.

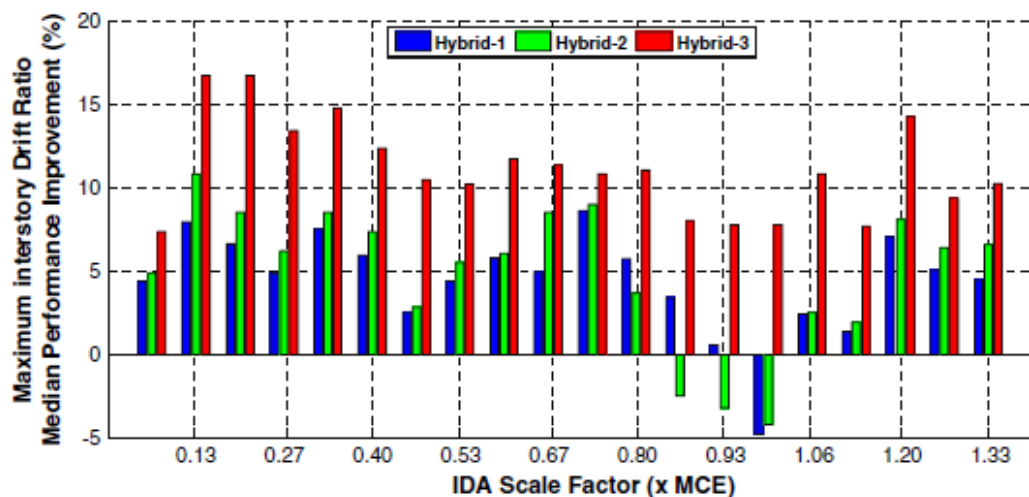


Gráfico 7. Reducción o mejora de la deriva de entrepiso máxima promedio de las 44 aceleraciones sísmicas utilizadas. Tomado de (Atlayan & Charney, 2014).

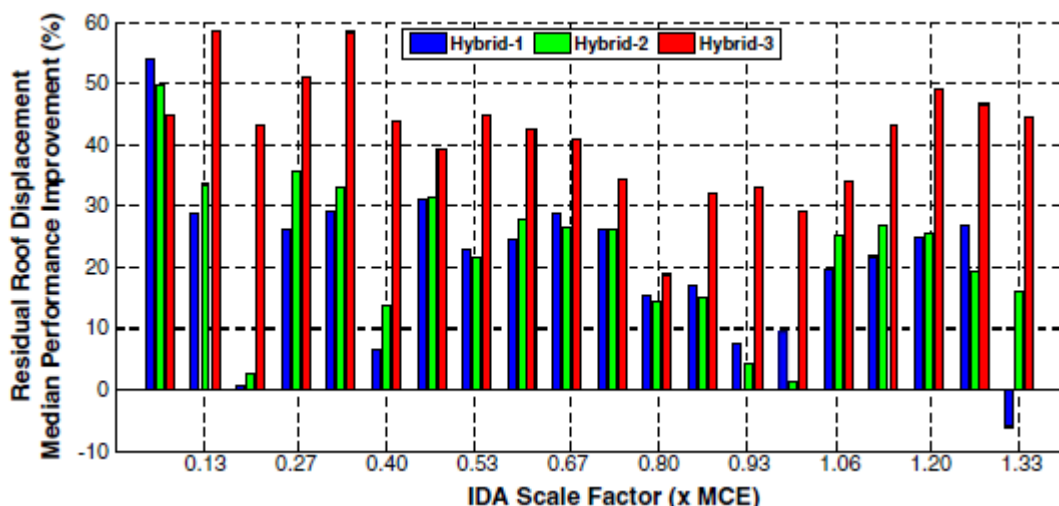


Gráfico 8. Reducción o mejora del desplazamiento residual de techo promedio de las 44 aceleraciones sísmicas utilizadas. Tomado de (Atlayan & Charney, 2014).

Otra conclusión importante del estudio por parte de los autores fue que es posible mantener la rigidez y resistencia de las riostras híbridas con respecto a las riostras estándar, lo que implica que no se necesita hacer otro diseño del pórtico en sí para el caso de utilización de riostras híbridas, y no se necesitan codificar requerimientos especiales en las normas de diseño. También se demostró que mientras aumenta la hibridación de las riostras (aumento de la variación del grado de fluencia de las riostras), una mejor respuesta se ve obtenida.



2.3.2 Riostras de pandeo restringido de baja tecnología (Low-tech BRBs)

Como se ha mencionado, las riostras de pandeo restringido o BRBs son desarrolladas y probadas por grandes empresas y poseen patente comercial. Esto ha dificultado, sino imposibilitado, la implementación de este innovador sistema sismorresistente en países en vías de desarrollo. Por ende, se vuelve deseable el desarrollo de un tipo de riostra de pandeo restringido sin patente comercial y hecha de materiales accesibles.

Palazzo et al. (2009), han realizado un estudio en donde el principal objetivo del mismo consiste en fomentar el uso de BRBFs en países en vías de desarrollo. Para llevar a cabo este objetivo, los autores buscaron contribuir a un mayor entendimiento del comportamiento estructural de estos dispositivos, y proponer dispositivos baratos y eficientes (Palazzo, López Almansa, Cahís, & Crisafulli, 2009).

En el estudio realizado por los autores, se centró en la producción y evaluación de 4 prototipos de riostras sencillas (de bajo costo y tecnología de producción) y caracterizar el comportamiento histerético.

Las 4 riostras se fabricaron en Barcelona, España en 2006, y se probaron en la Universidad de Girona ese mismo año. La longitud de las riostras manufacturadas fue de 3m por limitaciones en el laboratorio de pruebas. Las dimensiones y el prototipo de la riostra se muestran en la tabla 4 y la ilustración 18 respectivamente. La nomenclatura para las riostras utilizada es D1, D2, D3 y D4.

Tabla 4. Principales parámetros geométricos de los prototipos de riostras probados (Adaptada). Tomada de (Palazzo, López Almansa, Cahís, & Crisafulli, 2009).

Dispositivos	L_{co} [mm]	L_{en} [mm]	L_{tu} [mm]	L_{di} [mm]	d_{co} [mm]	d_{tu} [mm]	t_{tu} [mm]	d_{cn} [mm]
D1, D2	2808	200	2422	2466	10	90	3	80
D3, D4	2808	270	2152	2196	22	115	3	85

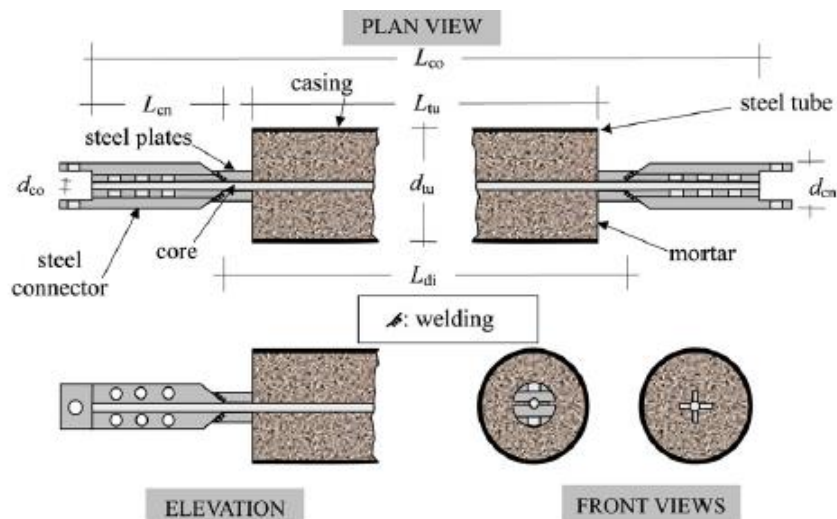


Ilustración 18. Prototipo considerado de riostra. Tomada de (Palazzo, López Almansa, Cahís, & Crisafulli, 2009).

Las riostras consisten en un cilindro de acero como núcleo dentro de un tubo relleno con mortero como mecanismo restrictor de pandeo. El núcleo de las riostras, así como el tubo exterior fue de acero S275 JR, un tipo de acero de bajo grado de carbono usado comúnmente en construcción en Europa. Este tipo de acero tiene un esfuerzo de fluencia f_y de 275MPa, y un esfuerzo último f_u de 410MPa. El mortero utilizado tiene una resistencia a la compresión f'_c de entre 45-50MPa. El costo total del estudio fue de €3272,28 en el año de 2006, con un costo de materiales de €737,11 y un costo de mano de obra y transporte de €2535,17. Es importante mencionar que en condiciones de producción menos costosas, correspondientes a un país en vías de desarrollo, los costos pueden disminuir dramáticamente. Para las conexiones se usaron pernos pre-tensados y soldaduras en las partes exteriores de la riostra, puesto a que la soldadura podría perjudicar la resistencia a la fatiga de la riostra.

Para tener un adecuado deslizamiento del núcleo de acero con el mortero que lo recubre, se utilizó una capa antiadherente compuesta a su vez de 3 capas: en la primera el núcleo se recubre por una película de Teflón, por su bajo coeficiente de rozamiento. Luego, se recubre con una capa de grasa y por una lámina de caucho, material que ofrece flexibilidad al corte, y permite expansión transversal del núcleo cuando este fluye a compresión. La capa antiadherente utilizada tiene un espesor de 1,7mm.

Previo a las pruebas de laboratorio se obtuvieron las propiedades mecánicas de los materiales, con cierto desacuerdo con las especificaciones del acero. El esfuerzo de

fluencia obtenido fue $f_y = 303,75\text{MPa}$ y $f_u = 425,31\text{MPa}$. Para el mortero, la resistencia a compresión f'_c fue de $39,92\text{MPa}$.

Mediante un gato hidráulico se aplicaron cargas axiales a las riostras que consistieron en 2 fases, una de ciclos de amplitud creciente, y otra de ciclos de amplitud constante (ver gráfico 9).

Los resultados del estudio fueron alentadores para este tipo de riostra. Para deformaciones máximas de las riostras correspondientes a una deriva de piso de 2% en una configuración en diagonal y 1,6% para una en chevron se obtuvieron comportamientos histeréticos estables (ver gráfico 10).

El mayor inconveniente fue el fallo de la riostra D4 por pandeo local en la zona del núcleo más allá de la zona del encamisado. Esta falla se evitó en las otras riostras mediante la colocación de 2 soportes deslizantes cerca del fin de las conexiones para prevenir el desplazamiento lateral del núcleo.

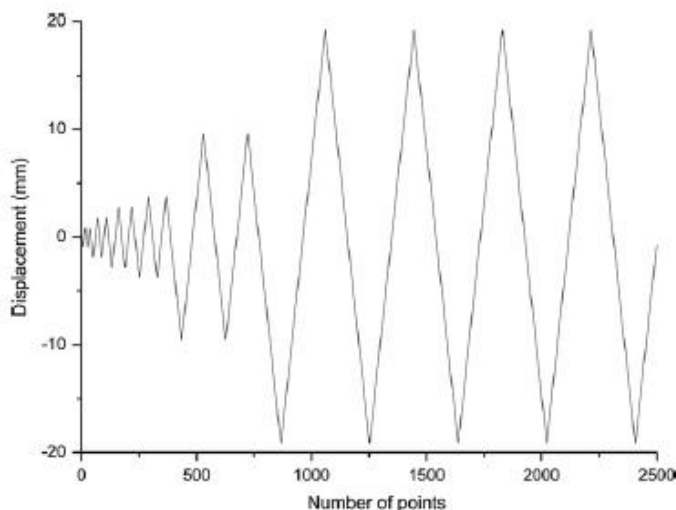


Gráfico 9. Ciclos de carga iniciales aplicados (primero de amplitud creciente y luego de amplitud constante). Tomado de (Palazzo, López Almansa, Cahís, & Crisafulli, 2009).

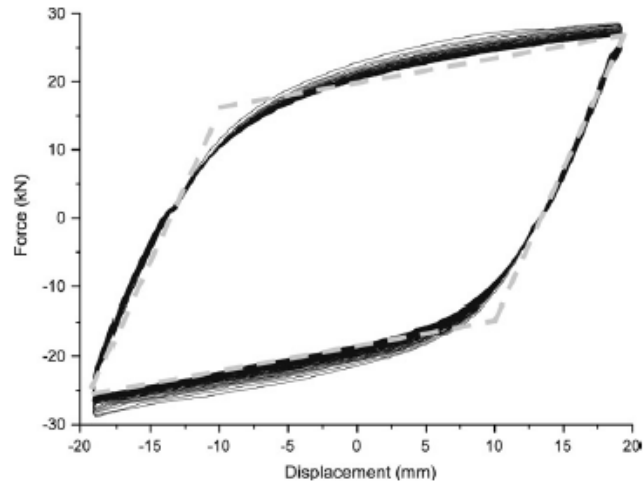


Gráfico 10. Ciclos de histéresis estables de la riostra D2. Tomado de (Palazzo, López Almansa, Cahís, & Crisafulli, 2009).

En el gráfico 10 se muestra el comportamiento histérico estable de una de las riostras probadas. Los ciclos primero y último fueron quitados del gráfico por su comportamiento distinto al resto. Para facilitar la interpretación, se colocó ciclo de histéresis ideal mostrado con líneas entrecortadas.

Adicionalmente, en el gráfico 11 se muestra la fuerza axial recibida por parte del tubo exterior de la misma riostra a lo largo del tiempo del ensayo, misma que fue obtenida mediante medidores de deformación colocados en la riostra al momento del ensayo. La máxima fuerza axial recibida corresponde a un valor de alrededor del 10% de la carga recibida por la riostra, lo cual representa un comportamiento razonablemente aceptable por parte de la capa antiadherente.

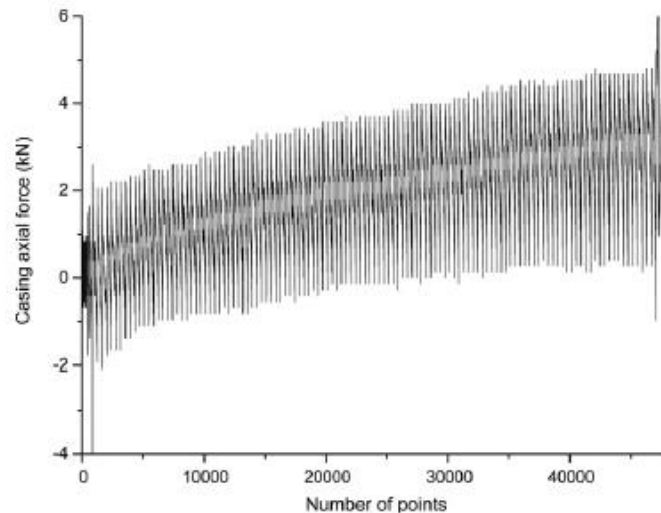


Gráfico 11. Fuerza axial transferida al tubo exterior de la riostra D2. Tomado de (Palazzo, López Almansa, Cahís, & Crisafulli, 2009).

La conclusión fundamental de este estudio es que es posible obtener una riostra razonablemente barata, eficiente, robusta y de bajo mantenimiento. Se pudo notar que no fue necesaria ninguna operación adicional para suavizado de la superficie del núcleo de acero. Adicionalmente, se observó que el comportamiento en general de las riostras fue aceptable, salvo por el pandeo local ocurrido en la riostra D4 y corregido en las demás mediante rigidizadores en la conexión. Análisis posteriores de las riostras a los ensayos determinaron que el mortero no fue dañado por empuje lateral del núcleo en ningún caso.

2.3.3 Riostras de pandeo restringido de acero (All-steel BRBs)

Otra configuración también desarrollada corresponde a las riostras de pandeo restringido conformadas únicamente por acero (ver ilustración 19). Entre las ventajas de esta configuración se tiene que son fáciles de desarmar para inspeccionar el núcleo en busca de posibles daños, son más simples de fabricar, más livianas y fáciles de montar, y por ende, resultan más económicas (Crisafulli, 2018).

En el estudio realizado por Ghowsi et al. (2017), se investigó el comportamiento cíclico de este tipo de riostras, teniendo en cuenta los principales factores que influyen el comportamiento de las riostras con esta configuración, que son la flexibilidad del acero utilizado para restringir el pandeo, la fricción entre las barras o placas restrictoras, y el mecanismo de unión de los elementos.

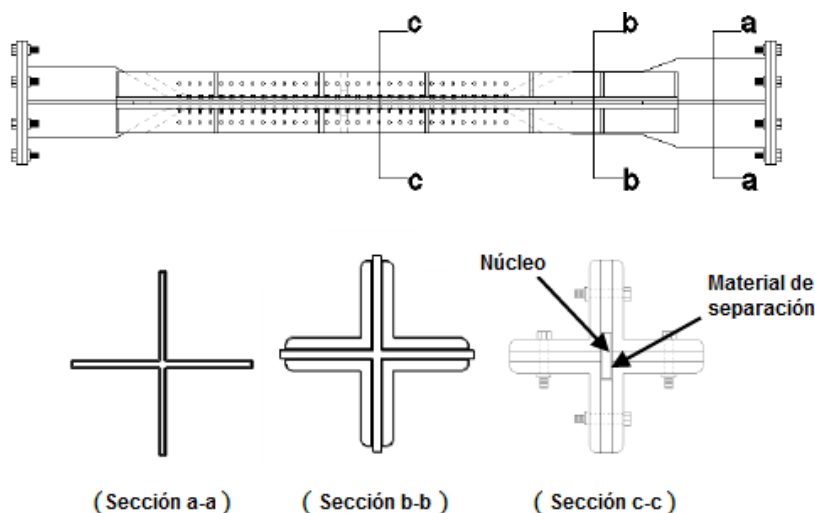


Ilustración 19. Detalle de riostras de acero ensayadas (Adaptada). Tomada de (Ghowsi & Sahoo, 2017).

En el estudio se llevó a cabo un ensayo sobre 2 riostras conformadas por 4 perfiles angulares para restringir el pandeo del núcleo. La diferencia entre las 2 riostras ensayadas es la aplicación de un taco soldado en la mitad del núcleo una de ellas (ver en ilustración 20 como stoppers), esto con la finalidad de obtener 2 regiones angostas por donde pueda ocurrir la fractura del núcleo. Los perfiles angulares son unidos entre sí mediante pernos. Las secciones cruciformes de los bordes de la riostra se diseñaron para permanecer en un comportamiento elástico, en función de la carga que haga fluir el núcleo. Para minimizar la fricción, el núcleo se envolvió con una capa de 1mm de politetrafluoroetileno.

En las ilustraciones 20 y 21 se pueden apreciar las medidas de las riostras ensayadas y el detalle del subensamblaje respectivamente. Un transmisor de fuerza de 500kN es utilizado para aplicar las cargas axiales sobre las riostras.

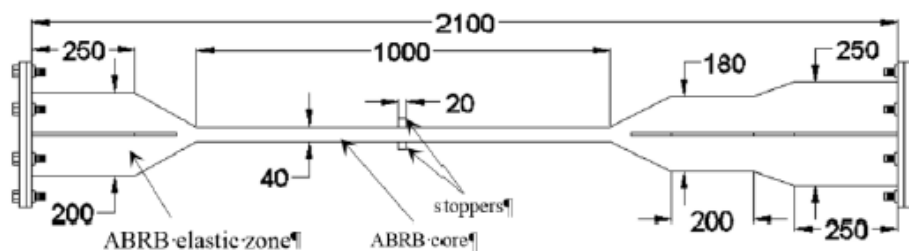


Ilustración 20. Dimensiones de riostra de acero ensayadas. Tomada de (Ghowsi & Sahoo, 2017).

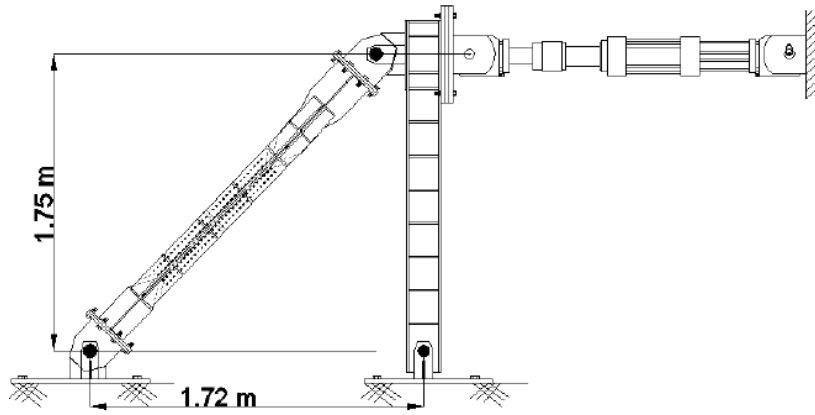


Ilustración 21. Configuración de subensamblaje para el ensayo. Tomada de (Ghowsi & Sahoo, 2017).

El material utilizado para conformar el núcleo fue acero de grado Fe410 con esfuerzo de fluencia $f_y = 250\text{MPa}$. Pruebas de laboratorio previas al ensayo determinaron el esfuerzo de fluencia $f_y = 269\text{MPa}$ y un esfuerzo último de rotura $f_u = 397\text{MPa}$.

Mediante el transmisor de fuerza, se aplicaron ciclos de deformaciones axiales desde 0,5% hasta 3,5% con un aumento de 0,5% cada 2 ciclos (ver gráfico 12).

Ambas riostras tuvieron un buen rendimiento con un comportamiento histerético estable hasta llegar al punto de fractura del núcleo a tensión. Producto de la presencia de los tacos soldados, la riostra con los mismos tuvo deformaciones a tracción significativamente mayores, al crearse dos posibles zonas de fractura, y no una en el centro del núcleo (ver gráficos 13a y 13b).

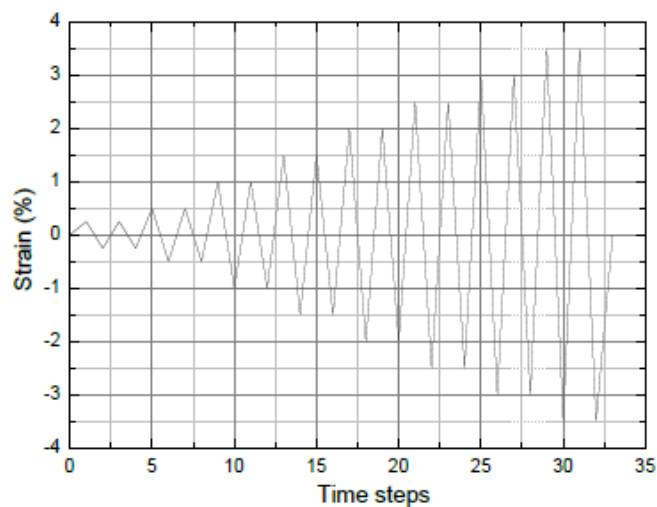


Gráfico 12. Ciclos de carga aplicados. Tomado de (Ghowsi & Sahoo, 2017).

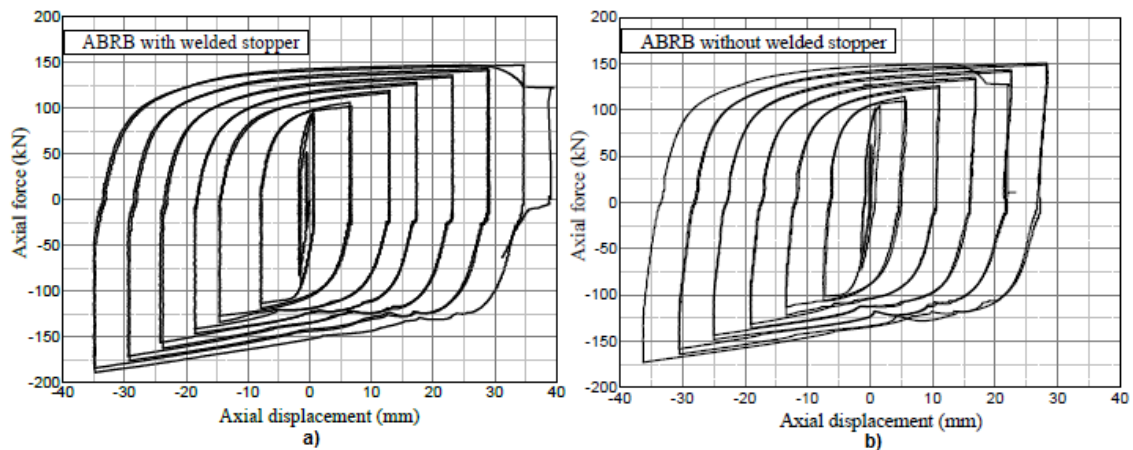


Gráfico 13. Respuesta histerética de riostras de acero a) con tacos soldados b) sin tacos soldados. Tomado de (Ghowsi & Sahoo, 2017).

Como conclusión del estudio, se determinó que las riostras de acero cuando son adecuadamente diseñadas pueden ser capaces de proporcionar adecuado comportamiento histerético. Por otro lado, el uso de tacos soldados en el núcleo tiene una influencia notable en la respuesta cíclica de las riostras, y ayuda a mejorar la deformabilidad de la misma antes de llegar al punto de fractura, disipando mayor energía en cada ciclo.

2.4 Tipos de conexiones de riostras de pandeo restringido

Si bien los Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido tienen una buena disipación de energía sísmica, existen fallas en las conexiones que pueden limitar en gran medida el desempeño del sistema (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Se han hecho análisis que demuestran que la configuración de la conexión tiene un impacto significativo en la respuesta global del sistema y demandas de esfuerzos localizadas (R. Wigle & Fahnestock, 2010). En el estudio presentado a continuación, los autores modelaron 3 tipos de conexiones para evaluar el comportamiento del subensamblaje, así como los puntos más críticos de la conexión en lo que a demanda de esfuerzos se refiere. Los tipos de conexiones que se analizaron se muestran en la ilustración 22. Se realizaron variantes en los análisis cambiando entre los tipos de conexiones (apernada, articulada y soldada), condiciones de la viga (continua y con empalme), y el ancho de la chapa de nudo o gusset plate (12,7mm y 25,4mm).

El subensamblaje se sometió a una carga lateral tal que, produzca a una deriva de 0.04rad correspondiente a un sismo MCE (Maximum Considered Earthquake) (ASCE/SEI, 2016).

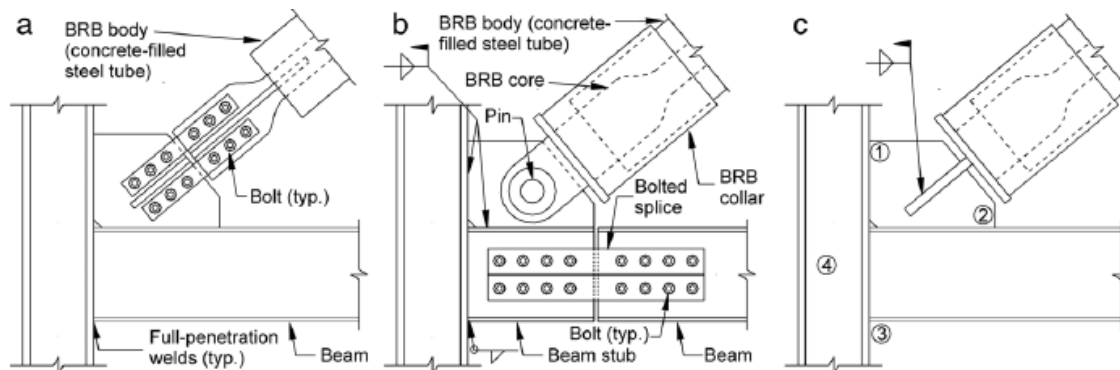


Ilustración 22. Detalles de conexiones analizadas. (a) Conexión apernada en viga continua (b) Conexión articulada con empalme en la viga (c) Conexión soldada con viga continua.

Como resultado se obtuvo que configuraciones con vigas continuas mostraron un aumento en la demanda de corte en comparación con aquellas con empalme en la viga, debido a la mayor transferencia de momento en las conexiones viga-columna de vigas continuas. En el gráfico 14 se presenta la deriva de piso con respecto a la demanda de corte, y con respecto a la demanda de fuerza axial en las riostras.

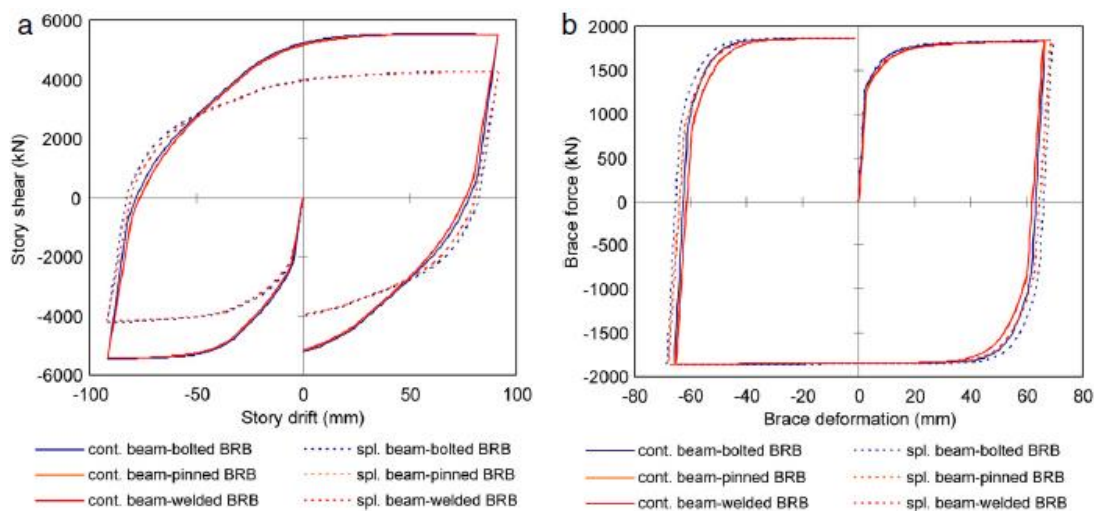


Gráfico 14. Respuesta cíclica. (a) Cortante basal vs deriva de piso (b) Fuerza axial en la riostra vs deriva de piso. Tomado de (R. Wigle & Fahnestock, 2010).

Por otro lado, en cuanto a la distribución de esfuerzos en la conexión, se realizó un análisis variando el grosor de la chapa de nudo o gusset plate, obteniendo, como se

podría esperar, valores correspondientes a deformaciones plásticas mayores para conexiones con un ancho de la chapa de nudo menor (12,7mm), y que son cada vez mayores mientras la distancia de la intersección viga-columna aumenta, como se puede ver en el gráfico 15.

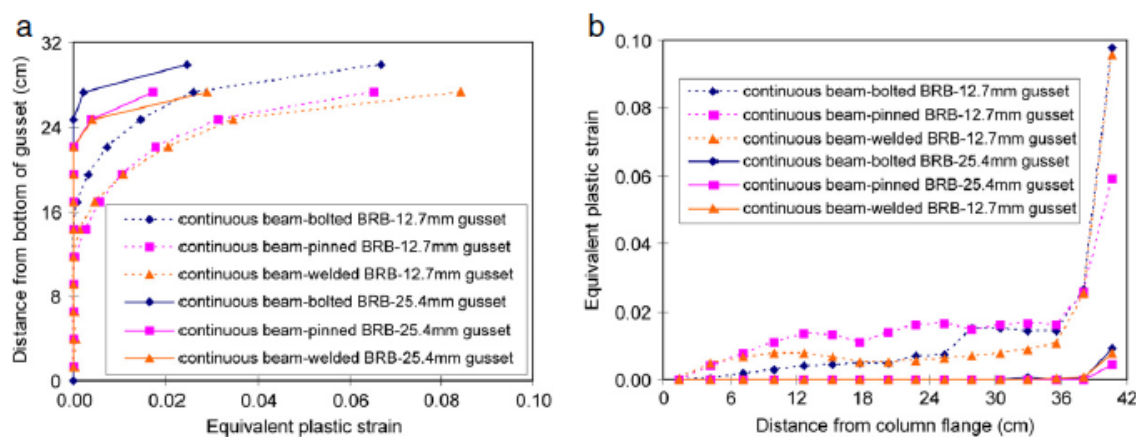


Gráfico 15. Distribuciones de deformación plástica equivalente. (a) borde vertical de chapa de nudo (b) Borde horizontal de chapa de nudo. Tomado de (R. Wigle & Fahnestock, 2010).

También se evaluaron diferentes regiones de la conexión con el objeto de determinar cuáles de ellas son sujetas a mayores demandas de esfuerzos y para qué tipo de conexión lo son. Para la comparación se varió el ancho de la chapa de nudo y el tipo de condición de viga (continua o con empalme). Para ambos casos la conexión era apernada. Para este análisis en la conexión se distinguieron 4 regiones críticas (ver ilustración 22c). Como resultado se obtuvo que las deformaciones plásticas equivalentes son casi nulas para cuando se tiene una viga con empalme, y pequeñas variaciones en cuanto al grosor de la chapa de nudo. Así mismo, los esfuerzos von Mises que se produjeron para el caso de una viga con empalme fueron significativamente menores que para el caso de una viga continua, nuevamente debido a la mayor transferencia de momento que esta última ofrece (ver gráfico 16).

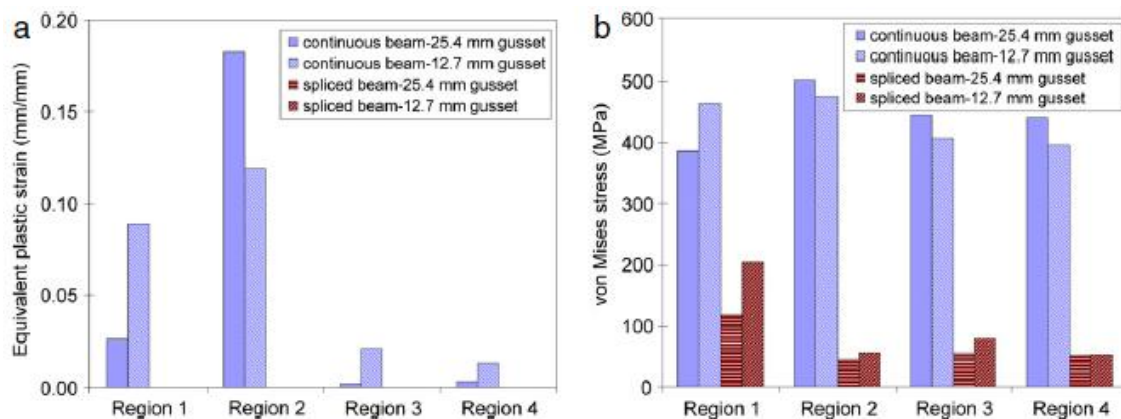


Gráfico 16. Demandas en regiones críticas de una conexión de BRBFs. (a) Demanda de deformación plástica equivalente (b) Esfuerzos von Mises. Tomado de (R. Wigle & Fahnestock, 2010).

También se encontró que la conexión más deseable es la articulada (ver ilustración 22b). Es así debido a que las conexiones apernadas y soldadas transmiten una pequeña cantidad de momento a la riostra, que se volvió notoria al inicio del tramo de fluencia del núcleo de acero en el modelo de elementos finitos.

En base a este estudio, los resultados son claros en cuanto al comportamiento del sistema con respecto a varios tipos de conexiones. Resulta preferible realizar el diseño de este sistema con empalmes en las vigas, contrario a lo que se podría haber pensado, debido a la cantidad de momento restringida que transmiten (alrededor de un 30% menos). En cuanto a la conexión en sí, la de tipo enclavijada restringe cualquier transferencia de momento a la riostra que se pueda presentar en los ciclos de carga. Por último si se tiene un ancho mayor de la chapa de nudo, se tendrá una mayor uniformidad en los esfuerzos, pero mayormente distribuidos por toda la placa, mientras que si se tiene una placa de menor espesor, se tendrán esfuerzos más localizados y de mayor magnitud.

En base a estas conclusiones se tiene una implicación de diseño muy importante en este sistema sismorresistente. El factor de reducción sísmica para este sistema cuando se cuenta con vigas continuas es de 8, mientras que para conexiones no resistentes a momento tiene un valor de 7 (ASCE/SEI, 2016). Sin embargo, se ha demostrado que las conexiones a momento tienen una mayor probabilidad de presentar fallas a derivas menores que las conexiones no resistentes a momento.

Entonces BRBFs con conexiones a momento deben ser diseñados para derivas no mayores para las cuales se ha demostrado que pueden provocar fallas en la conexión, típicamente para cargas laterales correspondientes a un sismo DBE (Design Base Earthquake).

Por otro lado si se considera un rendimiento para una amenaza sísmica mayor a un sismo DBE, y los BRBFs se dimensionan para limitar derivas a 0.02rad, el factor de reducción sísmica debe ser menor que 8.

2.5 Configuración geométrica de riostras de pandeo restringido (patrones de arriostramiento)

Existen varias configuraciones estructurales que pueden adoptar las riostras al momento de diseñar los Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido. Las más usuales se muestran en la ilustración 23. Cabe mencionar que es importante el número de riostras que resisten el cortante por cada piso, así como el ángulo de inclinación de estas que influyen en la fuerza axial que deberán resistir.

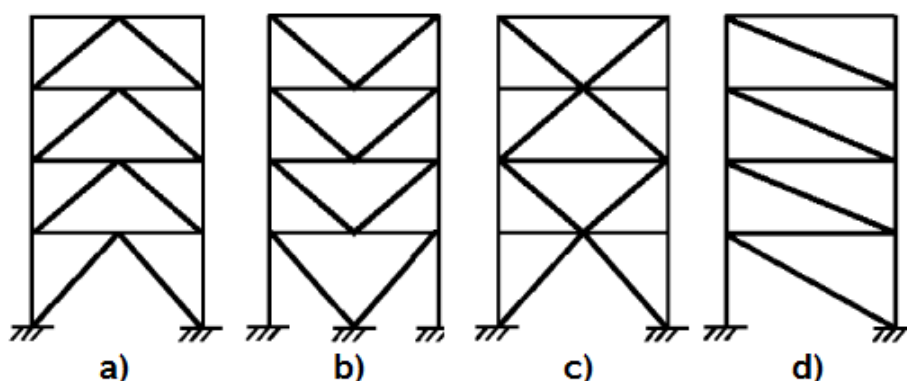


Ilustración 23. Configuraciones típicas en BRBFs. a) en V invertida (b) en V (c) en X de dos pisos (d) en diagonal única. Tomada de (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

La influencia de la configuración de las riostras es considerada por algunos autores como de importancia menor, dado que no existe mayor redistribución de fuerzas a la estructura al ocurrir la fluencia en las riostras (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Sin embargo, para configuraciones como la V invertida o en V (ver ilustración 23a y 23b), es importante considerar que la menor longitud de la sección de fluencia de la riostra provocará mayor endurecimiento por deformación que una configuración como la diagonal única (ver ilustración 23d), que tiene una riostra de mayor longitud.

Por otro lado, se han llevado a cabo estudios para determinar la influencia de la configuración de las riostras en la estructura, así como su localización en la misma (Shadiya & Anjusha, 2015). En el mencionado estudio, se consideró un subensamblaje de 5 pisos y 3 vanos a través de un modelo de elementos finitos. Se probaron 3 configuraciones de patrón de Arriostramiento: Diagonal única, V invertida y X de un piso. La distribución de las riostras que se analizó fue: una en el medio, dos adyacentes, y dos alternadas. Las combinaciones de patrones que se ensayaron se indican en la ilustración 24. Se realizó un análisis estático dinámico aplicando una carga lateral de 250KN en el nivel superior.

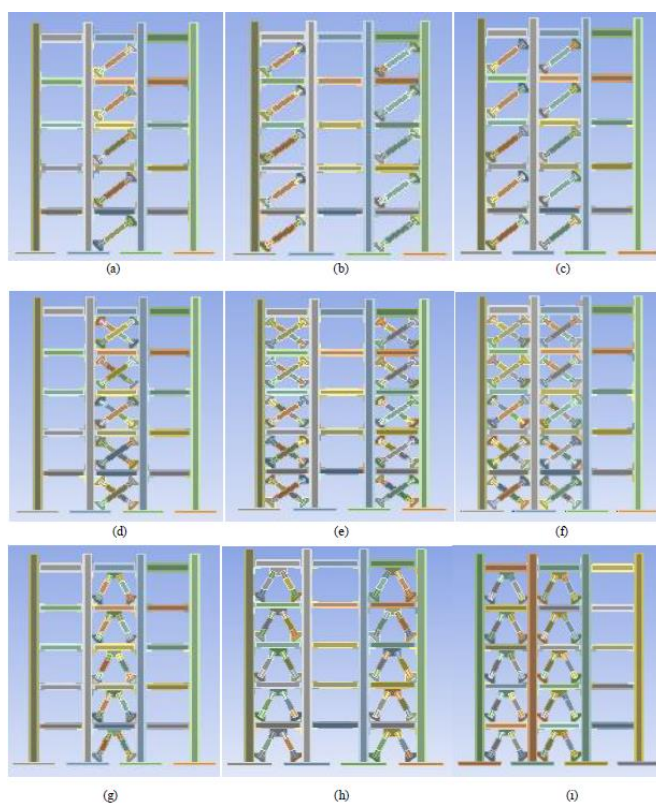


Ilustración 24. Patrones de arriostramiento ensayados. (a) Diagonal simple en el medio (b) Diagonal simple en vanos alternados (c) Diagonal simple en vanos adyacentes (d) Diagonal en X de un piso en el medio (e) Diagonal en X de un piso en vanos alternados (f) Diagonal en X de un piso en vanos adyacentes (g) V invertida en el medio (h) V invertida en vanos alternados (i) V invertida en vanos adyacentes. Tomada de (Shadiya & Anjusha, 2015).

Los resultados de esfuerzos Von-Mises revelaron que los patrones de arriostramiento que originan una menor demanda de esfuerzos en las riostras son aquellos cuando la distribución de las riostras es en vanos adyacentes, seguida de la distribución en vanos alternados y lógicamente con la distribución en el medio. El patrón de arriostramiento que originó una menor demanda de esfuerzos en las riostras es el de Diagonal en X de

un piso, correspondiente a una ubicación en vanos adyacentes. Resultados se muestran en el gráfico 17.

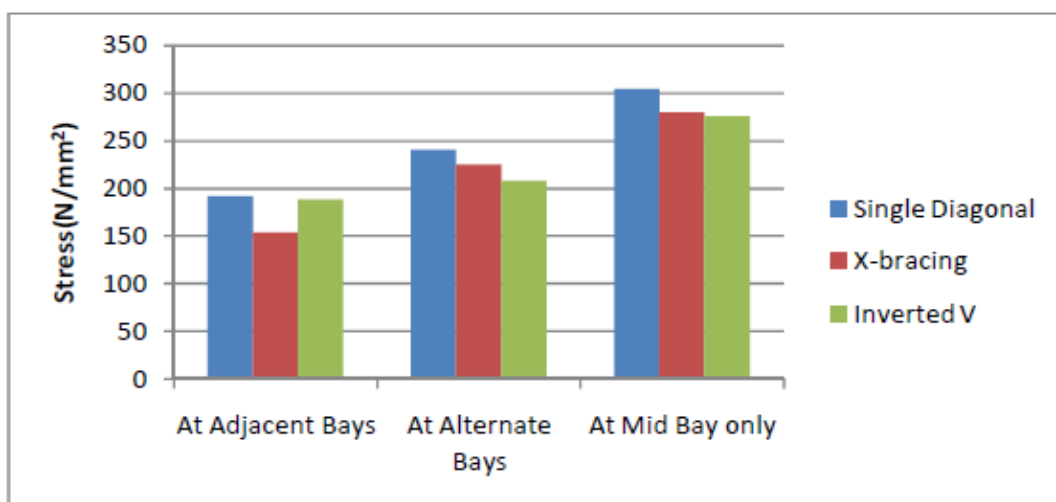


Gráfico 17. Variación de esfuerzos Von-Mises para cada patrón de arriostamiento. Tomado de (Shadiya & Anjusha, 2015).

Sin embargo, es importante mencionar que este patrón de arriostamiento no es factible para Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Resulta preferible entonces optar por un patrón correspondiente a un diagonal simple, o una V invertida.



3. DISEÑO POR CAPACIDAD

El concepto de diseño por capacidad nace en Nueva Zelanda en 1969, donde se propuso por primera vez este concepto para el diseño de estructuras de hormigón armado (Crisafulli, 2018). El diseño por capacidad se integra con el diseño dúctil para conformar el diseño sísmico o sismorresistente de una estructura (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Esta filosofía de diseño se basa en una jerarquía en la resistencia de los elementos que conforman el sistema estructural. Se tienen entonces, ciertos elementos diseñados para disipar la energía sísmica a través de la ductilidad de los mismos. En dichos elementos, prima la deformación o ductilidad que puedan proveer, luego, se dice que se tiene un diseño dúctil en los mismos. Por otro lado, existen elementos diseñados a partir de la fuerza de fluencia desarrollada por parte de los elementos dúctiles. En dichos elementos prima la fuerza, o capacidad que puedan desarrollar, mas no la deformación, y se diseñan para trabajar en un rango elástico. Es entonces mediante esta jerarquía de resistencia en los elementos que se evitan modos de falla no deseados en un sistema estructural, como es el caso por ejemplo de fallas por cortante en las columnas para estructuras de hormigón, o pandeo local en elementos de estructuras de acero (Crisafulli, 2018).

En el presente caso de estudio y, como se debe esperar, son las riostras de pandeo restringido los elementos que se diseñan para desarrollar una deformación o fluencia esperada, mientras que el resto de elementos son diseñados para los esfuerzos de fluencia que se desarrollan en las riostras, conjuntamente con el resto de cargas que correspondan, como cargas gravitacionales, cargas vivas, etc. (ASCE/SEI, 2016), (MIDUVI/CAMICON, 2015).

3.1 Mecanismo de falla de los BRBFs

Cuando la estructura se encuentra diseñada adecuadamente, es decir, un correcto dimensionamiento de elementos y detallamiento de los mismos a partir de los códigos de diseño pertinentes a este sistema estructural (ASCE/SEI, 2016), (AISC/ANSI, 2016), la respuesta sísmica de la estructura empezará con la fluencia en las riostras, paralelamente con una disminución de la rigidez lateral de la estructura (ver ilustración 25). A medida que la intensidad del sismo aumenta, lo hace también el cortante basal, provocando derivas de piso cada vez mayores, hasta alcanzar un valor de deriva de piso correspondiente al esfuerzo último del núcleo de la riostra. A partir de este punto, las

riostras presentan fallo por fractura en el núcleo, y una gran disminución de la rigidez lateral, seguido de fallas frágiles en el resto de la estructura, que llevan al colapso de la misma. Se producen fallas frágiles en elementos obtenidos a partir del diseño por capacidad basado en el esfuerzo de fluencia de las riostras, mismos que no están diseñados para proveer ductilidad o acomodar deformaciones plásticas.

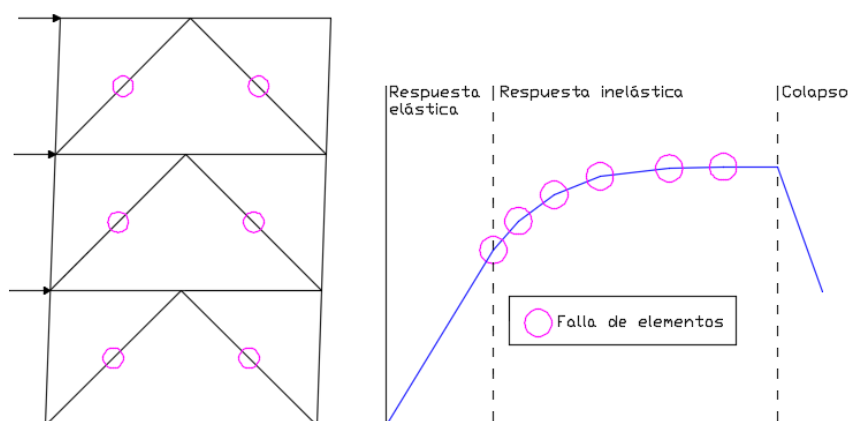


Ilustración 25. Mecanismo de falla de BRBF.

3.2 Diseño de elementos del sistema estructural

Como se ha venido mencionando, este sistema sismorresistente es relativamente nuevo y su implementación en nuestro medio no ha tenido lugar, al punto de no estar codificado en la normativa de construcción local (MIDUVI/CAMICON, 2015). Es por esta razón, que el diseño de elementos del sistema estructural se basa en la normativa citada para este sistema sismorresistente (AISC/ANSI, 2016) por parte de la normativa local.

3.2.1 Aspectos generales de diseño

En el diseño de pórticos con riostras de pandeo restringido es fundamental identificar y evitar modos de falla no dúctiles, o que limiten el rendimiento del sistema estructural (ver sección 2.2.1). La filosofía de diseño por capacidad ayuda en gran medida a controlar estos modos de falla indeseables (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Este sistema estructural sismorresistente se encuentra entre los que más proveen ductilidad y disipación de energía, con factor de reducción por ductilidad de $R = 8$



(Crisafulli, 2018). Por ende, el diseño de elementos de este sistema se lo realiza para cargas sísmicas significativamente menores.

En el código de diseño se tienen algunas disposiciones generales con respecto a este sistema sismorresistente presentadas a continuación (AISC/ANSI, 2016).

Se permiten excentricidades en las conexiones, no menores al peralte de la viga, siempre y cuando se tome en cuenta la sollicitación de esfuerzos respectiva, o se altere la capacidad de deformación plástica.

Los desplazamientos a los que deben estar sujetas las riostras corresponden al mayor entre el valor de la deriva de piso y 2 veces el valor de la deriva de diseño, esto adicionado a las deformaciones en el pórtico producidas por cargas gravitacionales.

Si el factor de sobre resistencia a compresión β determinado es superior a 1.3, en el eje conformado por las riostras, las mismas se deben desplegar de una manera tal en que el 30 a 70% de la fuerza horizontal del eje sea resistida por las riostras a tracción, a no ser que la resistencia disponible de cada riostra sea superior a la carga sísmica de sobre resistencia.

No se permite una configuración geométrica o patrón de arriostramiento en K, debido a que se podrían generar deformaciones plásticas considerables en las columnas.

3.2.2 Requerimientos AISC para pruebas previas

Previo a la fase de diseño de la estructura, las riostras se deben probar para asegurar un rendimiento adecuado. Por esta razón, existen protocolos de pruebas normados para asegurar el correcto funcionamiento de las riostras, mismos que toman en cuenta las diferentes configuraciones que puedan llegar a adoptarse para estas, tipo de estructura, etc. El detalle completo de los protocolos de prueba y requerimientos para ensayos de laboratorio se encuentra en la sección K3 de (AISC/ANSI, 2016).

Los resultados de pruebas de calificación deben consistir de al menos dos ensayos cíclicos exitosos. El primero corresponde a un ensayo de un subensamblaje en el que se



contemplan demandas de rotación en las conexiones de la riostra según la sección K3.2 de (AISC/ANSI, 2016). El segundo corresponde a un ensayo que puede ser uniaxial o en un subensamblaje contemplado en la sección K3.3 de (AISC/ANSI, 2016). Ambos ensayos se deben basar o bien en ensayos reportados en investigación o ensayos para otros proyectos debidamente documentados, o bien en ensayos conducidos específicamente para el proyecto en cuestión. Cualquier interpolación o extrapolación debe ser debidamente justificada por análisis que demuestren distribuciones de esfuerzos y deformaciones internas consistentes.

3.2.3 Núcleo de la riostra

Se determina de una manera sencilla la fuerza axial de la riostra mediante la expresión 5.

$$\phi P_{y_{sc}} = \phi F_{y_{sc}} A_{y_{sc}} \quad (5)$$

De donde:

- $P_{y_{sc}}$ = Resistencia de fluencia de la riostra.
- ϕ = Factor de seguridad (0.9 para falla dúctil a tracción o compresión).
- $F_{y_{sc}}$ = Esfuerzo mínimo de fluencia de la riostra.
- $A_{y_{sc}}$ = Área de la sección transversal del segmento de fluencia del núcleo de acero.

Se requiere que la resistencia de fluencia de la riostra sea modificada a partir de los factores de ajuste (ver sección 2.2.3). Así, las resistencias ajustadas a tracción y compresión se indican en las expresiones 6 y 7 respectivamente.

$$C_{max} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (6)$$

$$T_{max} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (7)$$



De donde:

- C_{max} = Resistencia a compresión ajustada de la riostra.
- T_{max} = Resistencia a tracción ajustada de la riostra.
- R_y = Factor de ajuste del esfuerzo de fluencia (1.5 para acero ASTM A36 y 1.1 para acero ASTM A572).

Las conexiones de la riostra y miembros contiguos deben ser diseñadas a partir de la resistencia ajustada. Se puede obviar el factor R_y si es que el esfuerzo mínimo de fluencia F_{ysc} se determina a partir de pruebas de cupón. La resistencia de fluencia es comparada con la sollicitación de resistencia producida por parte del cortante basal.

Deben aplicarse las siguientes especificaciones por parte del código vigente para el diseño del núcleo de las riostras (AISC/ANSI, 2016).

- De usarse placas de 50mm o más de espesor, deberán tener una tenacidad obtenida del ensayo de impacto Charpy de 20lb-pie (27J) a una temperatura de 70°F (21°C).
- Los empalmes en el núcleo de acero no están permitidos.
- El mecanismo que restringe el pandeo debe estar conformado por vigas, columnas, chapas de nudo y camisa de la riostra para propósitos del cálculo de estabilidad.

3.2.4 Camisa o tubo de acero

El encamisado de la riostra debe considerarse conjuntamente con vigas, columnas y chapa de nudo para conformar el mecanismo restrictor de pandeo de hacerse un análisis de estabilidad (AISC/ANSI, 2016).

Este elemento se diseña para evitar pandeo de Euler de la riostra. Se puede utilizar la expresión 8 para el diseño de la misma.



$$P_s / P_y \geq 1.5 \quad (8)$$

De donde P_y es la resistencia de fluencia del segmento de fluencia restringido al pandeo.

Es importante indicar que se considera en la expresión anterior un endurecimiento por deformación del 30% para el núcleo de acero, y un factor de seguridad ϕ de 0.85.

También indicar que esta expresión no considera el aporte del mortero insertado dentro de la camisa (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Es necesario considerar que el mortero debe tener suficiente rigidez y resistencia para acomodar el modo de pandeo más alto en el núcleo, de otro modo el núcleo se pandeará con respecto a su eje débil, provocando fallas localizadas en el mortero presentadas como grietas en el mismo (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

3.2.5 Mortero de relleno

Mientras que la función del núcleo de acero es la de resistir cargas netamente axiales, la del mortero, conjuntamente con la camisa o tubo de acero, es la de evitar el pandeo del núcleo de acero. Para que el mortero cumpla esta función, hay autores que han idealizado al mortero de relleno como una serie de resortes ubicados entre el núcleo de acero y la camisa exterior (ver ilustración 26) Fujimoto et al. (1990).

Para que la riostra pueda desarrollar toda su capacidad a compresión, y evitar los modos altos de pandeo, Fujimoto et al. (1990) han propuesto una expresión que determina la carga crítica de capacidad del concreto (ver expresión 9).

$$P_c = 2\sqrt{kE_n I_n} \quad (9)$$

De donde:

- P_c = Carga crítica de capacidad del mortero.



- k = Constante del resorte idealizado por unidad de longitud del mortero (determinada más adelante en esta sección). En la literatura técnica se encuentra denominada como β .
- E_n = Módulo de elasticidad del núcleo de acero.
- I_n = Momento de inercia del núcleo con respecto a su eje débil.

Al haber fluido, el módulo de elasticidad del acero E_n se convierte en el módulo de elasticidad tangente, con un valor determinado mediante estudios de $E_t = 550\text{ksi}$ (38750kgf/cm²) (Black, Markis, & Aiken, Component testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces, 2002). Debido a esto, en la expresión 9 se debe considerar el módulo de elasticidad tangente para el caso de fluencia en la riostra.

Varios autores han propuesto ecuaciones para determinar el valor de la constante del resorte (Black, Markis, & Aiken, 2002), Fujimoto et al. (1990), las cuales se presentan a continuación.

La constante del resorte k es determinada dividiendo el producto del módulo de elasticidad del concreto y el ancho del núcleo para el espesor del concreto entre el núcleo del concreto y la camisa del revestimiento (ver expresión 10).

$$k = \frac{E_c w}{h} \quad (10)$$

De donde:

- E_c = Módulo de elasticidad del mortero.
- w = Ancho mayor de la placa del núcleo (ver ilustración 26).
- h = Recubrimiento mayor del mortero al núcleo (ver ilustración 26).

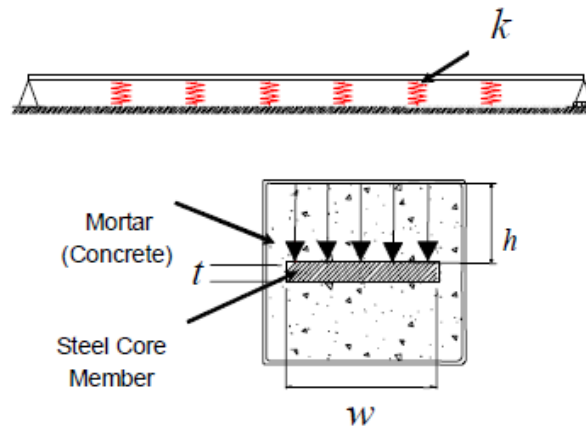


Ilustración 26. Idealización del mortero de relleno como resortes. Tomada de (Chin-Yu & Keh-Chuyan, 2008).

El valor de la constante del resorte también puede ser determinado estimando el módulo de compresión unidimensional (ver expresión 11).

$$k = E_c \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (11)$$

De donde ν es el módulo de Poisson del mortero.

Si se considera que la carga crítica de capacidad del mortero debe ser mayor que la carga de fluencia de la riostra, se determina el valor mínimo para la constante del resorte mediante la expresión 12.

$$k = \frac{F_y^2 A_n^2}{4E_n I_n} \quad (12)$$

De donde:

- A_n = Área de la sección transversal del segmento de fluencia de la riostra.
- F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo esperado del segmento de fluencia de la riostra.



De los valores para la constante k determinados mediante las expresiones 10 y 11 es conservador tomar el menor valor para considerar el caso más desfavorable en la carga crítica de capacidad del mortero, pero no menor al determinado mediante la expresión 12.

3.2.6 Vigas y columnas

Las resistencias ajustadas de las riostras son empleadas para el diseño de vigas y columnas, para que estas a su vez permanezcan nominalmente elásticas. Típicamente se hace un análisis de mecanismo plástico, asumiendo un primer modo de deformación en la estructura como se puede apreciar en la ilustración 25 (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). En este mecanismo, las riostras se asumen para que no soporten cargas gravitacionales.

Mediante el diseño por capacidad de vigas y columnas se busca evitar el pandeo en estos elementos. No se busca evitar un grado de fluencia limitado en vigas y columnas. Es por este hecho que los momentos producidos en vigas y columnas no se consideran conjuntamente con las fuerzas axiales de la riostra en el diseño de esta última. Más bien se proporciona suficiente capacidad rotacional mediante el uso de secciones compactas y conexiones viga-columna o bien restringidas (conexiones a momento), o bien conexiones que acomoden un desplazamiento rotacional de 0.025rad (conexiones a cortante) (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Vigas y columnas deben cumplir con requerimientos para secciones moderadamente dúctiles (AISC/ANSI, 2016), como se indica a continuación.

- Las secciones empleadas para vigas y columnas deben tener patines conectados continuamente al alma.
- Las secciones empleadas para vigas y columnas deben tener una relación ancho-espesor limitada, mismas que se encuentran limitadas según la tabla D1.1 de (AISC/ANSI, 2016).

3.2.7 Requerimientos para pórticos en V y V invertida

Los pórticos con riostras de pandeo restringido cuyas riostras tengan una configuración geométrica o patrón de arriostramiento en V o V invertida deben cumplir también con los requerimientos de esta sección (AISC/ANSI, 2016).

- Vigas y puntales deben ser continuos entre columnas, y deben ser arriostrados para cumplir con los requisitos de la sección D1.2a.1 de (AISC/ANSI, 2016) para miembros moderadamente dúctiles.
- Como mínimo, un set de riostras laterales se deberá colocar en el punto de intersección de las riostras de pandeo restringido con la viga, a no ser que la viga o el puntal, tenga suficiente resistencia fuera del plano.

3.2.8 Requerimientos para pórticos arriostrados multipanel

Este tipo de pórticos presentan varios paneles (generalmente dos), entre niveles de una estructura que conforman diafragmas o planos con arriostramiento lateral en la dirección perpendicular al plano del pórtico (ver ilustración 27) (Crisafulli, 2018).

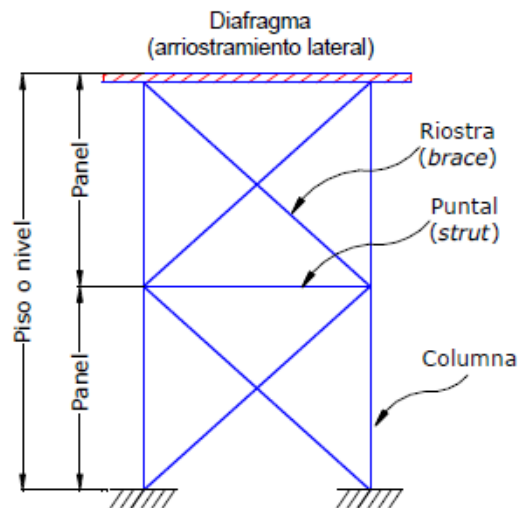


Ilustración 27. Componentes principales de pórtico arriostrado multipanel con diafragma o arriostramiento lateral en el primer nivel. Tomada de (Crisafulli, 2018).

Los pórticos con riostras de pandeo restringido pueden presentar una configuración multipanel si cumplen los requisitos de esta sección (AISC/ANSI, 2016).



- En el análisis estructural se deben tomar en cuenta fuerzas fuera del plano producidas por la masa de la estructura y componentes no estructurales.
- Se deben colocar puntales en cada punto donde se conecte una riostra a la columna. Esto debido a que de no ser así, se tendría una configuración geométrica o patrón de arriostamiento en K, el mismo que no está permitido en BRBFs.
- Cada nivel de los pórticos arriostrados multipanel debe ser sujeto a limitaciones por derivas del código de diseño pertinente, y no deberá exceder un 2% de la altura del nivel en cuestión.

Adicionalmente, las columnas en los pórticos arriostrados multipanel deben cumplir con los siguientes requisitos.

- Deben ser diseñadas como simplemente apoyadas entre los puntos de apoyo fuera del plano.
- Las cargas en el plano que deben soportar corresponden a la mayor entre las cargas inducidas por la suma de cortantes producidos por la fuerza ajustada de las riostras, y una carga de 0.5% veces el cortante del pórtico de la fuerza ajustada de la riostra correspondiente al nivel adyacente de mayor resistencia.
- Las columnas deben tener arriostamiento torsional en cada unión con un puntal.

3.2.9 Conexiones

En esta sección se presentan requisitos para conexiones viga-columna, riostra-pórtico y empalmes en las columnas en BRBFs.

3.2.9.1 Demanda de soldaduras críticas

Las siguientes son consideradas zonas con demanda de soldaduras críticas (AISC/ANSI, 2016):

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas.
- Soldaduras en conexiones de columna a placa de base.
- Soldaduras en conexiones viga-columna.



Para estas zonas las soldas deben utilizar metales de relleno que cumplan con los requisitos especificados en las cláusulas 6.1, 6.2 y 6.3 del documento AWS D1.8/D1.8M.

3.2.9.2 Conexiones viga-columna

Donde una riostra se conecte a una conexión viga-columna mediante una chapa de nudo, la conexión viga-columna deberá cumplir uno de los siguientes requisitos (AISC/ANSI, 2016).

- El ensamblaje de la conexión deberá corresponder a una conexión a cortante (ver ilustración 22b), que permita acomodar una rotación de 0.025rad.
- El ensamblaje de la conexión deberá corresponder a una conexión a momento, que resista un momento igual al menor entre el indicado en las expresiones 13 y 14.

$$M = 1.1R_y M_p \quad (13)$$

$$M = 1.1 \sum R_y F_y Z \quad (14)$$

De donde:

- M_p = Momento flector plástico de la viga.
- Z = Módulo de sección plástico de la columna.

El valor obtenido mediante la expresión 14 debe ser considerado conjuntamente con el momento requerido en la conexión con la riostra y con la viga, incluyendo fuerzas de sobre resistencia.

- La conexión deberá configurarse según la sección E2.6 o E3.6 de (AISC/ANSI, 2016) para conexiones de pórticos intermedios a momento (IMF) y pórticos



especiales a momento (SMF) respectivamente, o cumplir con los siguientes requisitos:

- 1) Todas las soldaduras deben cumplir con el capítulo 3 de AISC 358.
- 2) Los patines de la viga deben ser conectados a los patines de la columna, utilizando soldaduras de penetración completa.
- 3) La forma del agujero de acceso a las soldaduras deben cumplir con la cláusula 6.11.1.2 del documento AWS D1.8/D1.8M, y los requisitos de calidad del agujero deben cumplir con la cláusula 6.11.2 del mismo documento.
- 4) Las placas de continuidad deben satisfacer requerimientos de la sección E3.6f de (AISC/ANSI, 2016).
- 5) El alma de la viga se debe conectar al patín de la columna o bien mediante soldaduras de penetración completa, extendida entre los agujeros de acceso, o bien mediante una conexión a cortante utilizando una placa apernada, diseñada para resistir el corte indicado en la sección E1.6b(a) de (AISC/ANSI, 2016).

3.2.9.3 Conexiones riostra-pórtico

Estas conexiones tanto a compresión como a tracción se deben diseñar para una fuerza determinada mediante las expresiones 6 y 7, correspondientes a las resistencias ajustadas de la riostra.

Para la chapa de nudo se debe proveer arriostreamiento lateral consistente con el utilizado en los ensayos sobre los cuales se basa el diseño. Este requerimiento se puede satisfacer añadiendo un rigidizador diseñado a partir de fuerzas transversales de la riostra determinadas a partir de ensayos. Adicionalmente las conexiones de riostra son consideradas zonas protegidas, y deben cumplir con los requisitos de la sección K1 o K2 de (AISC/ANSI, 2016) para precalificación de conexiones.

3.2.9.4 Empalmes en columnas

Se pueden realizar empalmes en columnas que cumplan con la sección D2.5 de (AISC/ANSI, 2016). De emplearse soldaduras de ranura, estas deben ser de penetración completa. Los empalmes deben ser diseñados para desarrollar al menos un 50% del menor momento plástico de los miembros conectados. El cortante que debe resistir el empalme está determinado en la expresión 15.



$$V_r = \frac{\sum M_p}{\alpha_s H_c} \quad (15)$$

De donde:

- V_r = Resistencia a cortante requerida.
- $\sum M_p$ = Suma de momentos plásticos en los extremos superior e inferior de la columna.
- H_c = Altura libre de la columna entre conexiones, incluyendo losa estructural en caso de existir.



4. GUIA DE DISEÑO

En el presente capítulo, se intenta proporcionar una guía de diseño correspondiente al sistema estructural sismorresistente de Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido o BRBFs. Como se ha venido explicando, las investigaciones de este sistema sismorresistente son relativamente nuevas, y su aplicación en países de Latinoamérica no es generalmente considerada, y particularmente en Ecuador es nula, debido a la patente comercial existente para las riostras (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

En concordancia con este hecho, este capítulo se basará en la norma estadounidense que sirve como marco general de diseño sismorresistente (ASCE/SEI, 2016), dentro de la cual se abarcan requerimientos generales de diseño, niveles de riesgo sísmico y determinación de cargas de diseño, así como factores de modificación de respuesta, sobre resistencia y amplificación de deflexiones R , Ω_0 y C_d respectivamente. Dentro del marco de aplicación del código antes mencionado, el código de diseño citado en el capítulo 3 (AISC/ANSI, 2016), se abarca todo el detallamiento y requerimientos de diseño para que el sistema sismorresistente provea la ductilidad necesaria.

El proceso de diseño de este sistema sismorresistente está conformado por las siguientes etapas:

1. Determinación del cortante basal.
2. Elección del patrón de arriostamiento.
3. Predimensionamiento de riostras.
4. Predimensionamiento de columnas.
5. Predimensionamiento de vigas.
6. Validación de dimensiones.



4.1 Determinación del cortante basal.

Según (ASCE/SEI, 2016) el cortante basal debe ser determinado mediante la expresión 16.

$$V = C_s W \quad (16)$$

De donde:

- C_s = Coeficiente de respuesta sísmica, indicado en la sección 12.8.1.1 de (AISC/ANSI, 2016).
- W = Peso sísmico efectivo, determinado a partir de la sección 12.7.2 de (ASCE/SEI, 2016).

En la expresión 16, C_s es un coeficiente que toma en cuenta la importancia de la estructura considerada, así como la ductilidad de la estructura, misma que reduce en gran medida el valor del cortante basal. El peso sísmico efectivo W corresponde a la carga muerta de la estructura. Se añade un 25% de la carga viva para el caso de bodegas.

4.2 Elección del patrón de arriostramiento

Existen varios patrones de arriostramiento utilizados para Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido (ver sección 2.5). Como se ha mencionado, a pesar de que no existe mayor redistribución de esfuerzos entre los patrones de arriostramiento, si se tiene una distribución en chevrón, o en V, se tendrán mayores deformaciones en las riostras que en una distribución en diagonal simple. Esto dará lugar a un mayor endurecimiento por deformación en las riostras. Por otro lado, el ángulo que forman las riostras con la horizontal determina la fuerza axial a la que estarán sujetas las riostras (ver ilustración 28) (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Por lo indicado anteriormente, se sugiere que para estructuras con vanos relativamente cortos, se utilicen patrones de arriostramiento en diagonal simple, evitando de esta manera endurecimientos por deformación mayores que con un patrón en V o en

chevrón. Por otro lado, si se eligen patrones de arriostramiento en V o en chevrón, se deben tomar en cuenta los requerimientos para estabilidad pertinentes (ver sección 3.2.7). Por último, es importante tener en cuenta que patrones en X de un piso o en K no están permitidos para este sistema estructural (AISC/ANSI, 2016).

4.3 Predimensionamiento de las riostras.

Una vez determinado el cortante basal, y la configuración geométrica o patrón de arriostramiento, se procede a realizar un predimensionamiento de las riostras. Se asume que el cortante basal es enteramente resistido por las riostras. De este hecho, se desprende la expresión 17.

$$P_{ur_i} = \frac{V_i}{\cos \theta_i} \quad (17)$$

De donde:

- P_{ur_i} = Carga última axial para las riostras del piso i .
- V_i = Cortante basal del piso i .
- θ_i = Ángulo de inclinación de la riostra con respecto a la horizontal del piso i (ver ilustración 28).

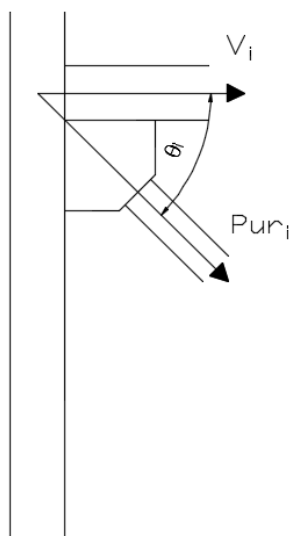


Ilustración 28. Fuerza axial en la riostra, debida al cortante basal.



Determinada la sollicitación para riostras, y a partir de las expresiones 5 y 17 se realiza el predimensionamiento del área transversal del núcleo de las mismas, mediante la expresión 18.

$$A_{sc} = \frac{P_u}{\phi F_{ysc}} \quad (18)$$

Con el valor del área transversal del núcleo obtenido, se escoge una sección transversal para el mismo que sea mayor o igual a la obtenida.

4.4 Predimensionamiento de columnas del sistema lateral

Las fuerzas que se producen en las riostras, producto de la acción del cortante basal, conforman la sollicitación sísmica para columnas. Se determinan las fuerzas ajustadas C_{max} y T_{max} para las riostras mediante las expresiones 6 y 7 respectivamente. (Cancelado, 2012), sugiere un valor inicial para los factores de ajuste β y ω de 1.1 y 1.5 respectivamente. Esto en caso de que no se cuenten con resultados experimentales previos al diseño, siendo necesario de cualquier manera, una calibración de estos coeficientes mediante iteraciones como se indicará más adelante en este capítulo. Es importante mencionar que en este análisis, pueden no tomarse en cuenta esfuerzos flectores correspondientes a la formación de derivas, como el código de diseño lo permite (AISC/ANSI, 2016). Es por esta razón que se necesitan vigas y columnas moderadamente dúctiles (ver sección 3.2.6).

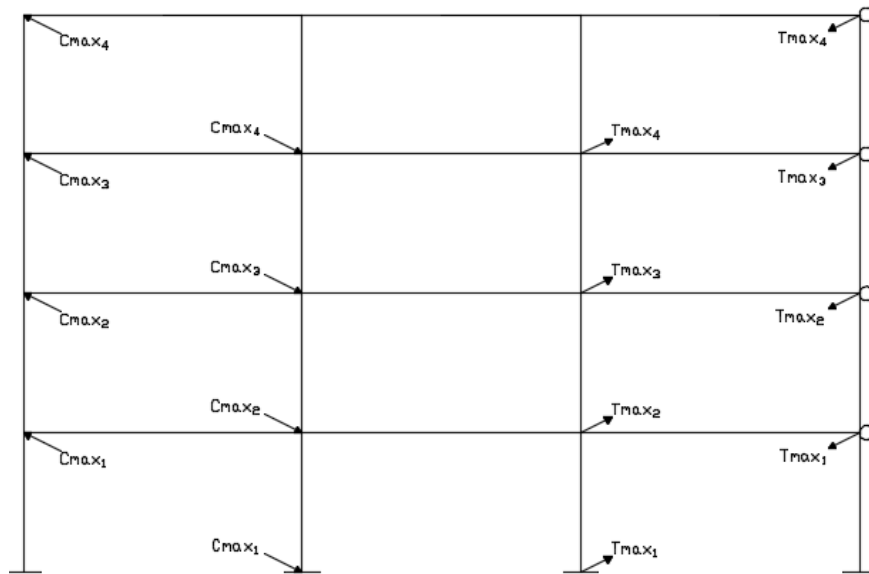


Ilustración 29. Ejemplo de modelo de fuerzas producidas en las riostras producto de la acción sísmica hacia la derecha aplicadas al sistema lateral de una estructura.

Seguidamente, se debe realizar un modelo como el indicado en la ilustración 29 para determinar las solicitaciones sobre las columnas. Alternativamente, se pueden determinar las solicitaciones mediante las expresiones 19 y 20 (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011) para el caso de la riostra a compresión y a tracción respectivamente, que toman en cuenta la continuidad entre las columnas, de la que lógicamente, se obtiene una mayor solicitación mientras el piso es más cercano al piso. Además, las expresiones indicadas consideran un patrón de arriostamiento de diagonal simple. De otros patrones de arriostamiento se desprenderán otras expresiones en función de la geometría de los mismos.

$$E_{h_i} = \sum_i^n C_{max_i} \sin \theta_i \tag{19}$$

$$E_{h_i} = \sum_i^n T_{max_i} \sin \theta_i \tag{20}$$

De donde:

- E_{h_i} = Efecto de carga sísmica horizontal para columna del piso i .



- C_{max_i} = Resistencia a compresión ajustada de la riostra del piso i .
- T_{max_i} = Resistencia a tracción ajustada de la riostra del piso i .
- n = Número de pisos de la estructura.

Es importante mencionar que se obtienen estos dos valores para el efecto de la carga sísmica horizontal debido a que, posteriormente, para la determinación del efecto de carga sísmica, el código de diseño dispone distintas combinaciones de carga que distinguen en cómo se determina este efecto horizontal. Existen combinaciones de carga que distinguen cuando la carga lateral contrarresta el efecto de la carga gravitacional (ver expresión 20), y cuando no lo hace (ver expresión 19). Las combinaciones de carga mencionadas se encuentran en la sección 2.3.6 y 2.4.5 de (ASCE/SEI, 2016).

Tras haberse determinado el efecto de carga sísmica horizontal sobre las columnas, se determina el efecto de carga sísmica E , según la sección 12.4 de (ASCE/SEI, 2016), tomando en cuenta el efecto de carga sísmica vertical E_v , y su posterior adición a las combinaciones de carga.

4.5 Predimensionamiento de vigas del sistema lateral

Del mismo modo que en las columnas, la sollicitación axial de las vigas puede ser determinada a través de un modelo como el de la ilustración 29, o alternativamente, mediante la expresión 21.

$$E_{h_i} = C_{max_i} \cos \theta_i \quad (21)$$

De donde E_{h_i} es el efecto de carga sísmica horizontal para la viga del piso i .

Mediante la expresión 21 se sobrestima un poco la fuerza axial sobre las vigas, debido a la suposición de que la fuerza producida en las riostras se transfiere al pórtico o bien a través de la conexión superior, o bien a través de la conexión inferior.



Del mismo modo que con las columnas, el efecto de carga sísmica horizontal se debe considerar conjuntamente con el vertical y posteriormente con este último añadirse a las combinaciones de carga respectivas (ASCE/SEI, 2016).

Como las vigas y columnas del sistema lateral tienen solicitaciones de fuerza axial y momento, deben cumplir con la sección H1 de (AISC/ANSI, 2016).

4.6 Validación de dimensiones

Con los elementos dimensionados a partir del análisis previo, se debe realizar un modelo computacional de toda la estructura. Existen modelos refinados, o también llamados micro-modelos, y modelos más simples o macro-modelos (Crisafulli, 2018). Los micro-modelos representan cada uno de los componentes de la riostra, en cuando a geometría y comportamiento estructural se refiere. Para realizar estos modelos, se emplea el método de elementos finitos, en donde a la riostra se la discretiza, dividiéndola en elementos de forma simple, y se caracterizan los materiales mediante la definición de relaciones esfuerzo-deformación (modelo elasto-plástico, Ramberg-Osgood, etc.). Por otro lado, los macro-modelos, representan toda la riostra como un solo elemento. En esta sección se aplicará un macro-modelo.

Idealizando la riostra como 3 resortes conectados en serie (ver ilustración 30) se determina la rigidez efectiva y el módulo elástico modificado mediante las expresiones 22 y 23 respectivamente (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

$$K_{eff} = \frac{E}{\frac{L_{ysc}}{A_{ysc}} + \frac{L_{nysc}}{A_{nysc}} + \frac{L_{conn}}{A_{conn}}} \quad (22)$$

$$E' = \frac{K_{eff}L}{A_{ysc}} \quad (23)$$

De donde:

- K_{eff} = Rigidez efectiva de la riostra.
- E = Módulo de elasticidad del acero.

- E' = Módulo de elasticidad modificado del acero.
- $L_{y_{sc}}$ = Longitud del segmento de fluencia restringido al pandeo.
- $L_{n_{y_{sc}}}$ = Longitud del segmento de no fluencia restringido al pandeo.
- L_{conn} = Longitud de las conexiones, o segmento de no fluencia no restringido al pandeo.
- L = Longitud total de la riostra.
- $A_{y_{sc}}$ = Área de la sección transversal del segmento de fluencia restringido al pandeo.
- $A_{n_{y_{sc}}}$ = Área de la sección transversal del segmento de no fluencia restringido al pandeo.
- A_{conn} = Área transversal de la conexión (típicamente aproximada).

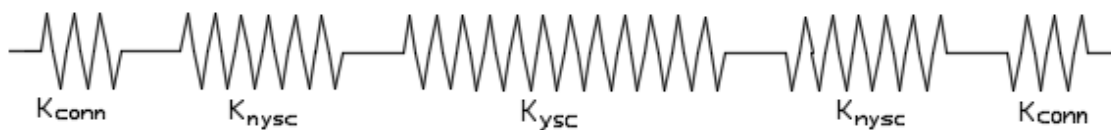


Ilustración 30. Idealización de segmentos de riostra como resortes en serie para macro-modelo.

Una vez modeladas las riostras, se revisan derivas de cada piso para cumplir con valores admisibles según el código (ASCE/SEI, 2016).

Previamente, se había indicado que los valores de endurecimiento por deformación y sobre resistencia correspondían a una primera iteración y eran sujetos a ser calibrados. Para ello, se determinan las deformaciones de cada piso mediante la expresión 24. Luego, mediante la expresión 25, se determinan las deformaciones axiales esperadas en las riostras. Estas deformaciones axiales deben expresarse en forma de deformaciones unitarias mediante la expresión 26, para posteriormente con la curva característica de las riostras proporcionada por el fabricante seleccionado, se determinen las máximas fuerzas a tracción y a compresión T_{max} y C_{max} . Finalmente, mediante las expresiones 3 y 4 se determinan estos coeficientes.



$$\Delta_i = \frac{C_d \Delta_e}{I_e} \quad (24)$$

$$\Delta_{br} = \Delta_i \cos \theta \quad (25)$$

$$\varepsilon_{br} = \frac{\Delta_{br}}{L_{ySC}} \quad (26)$$

De donde:

- Δ_e = Deriva de piso elástica.
- I_e = Factor de importancia de la estructura, determinado según la sección 11.5.1 de (ASCE/SEI, 2016).
- Δ_i = Deriva de piso de diseño, o inelástica.
- Δ_{br} = Deformación sobre la riostra.
- ε_{br} = Deformación unitaria ejercida sobre la riostra.

Si los valores obtenidos de ω y β son menores a los adoptados inicialmente, no es necesario cambiar el diseño. Sin embargo, se puede reemplazar por los obtenidos para optimizar el diseño.



5. EJEMPLO DE DISEÑO

En este capítulo se presenta un ejemplo de diseño del sistema lateral de una estructura utilizando Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido. Dado que la normativa local (MIDUVI/CAMICON, 2015) no contempla este sistema sismorresistente, su aplicación se limita a la obtención de cargas gravitacionales. El diseño de la estructura está basado en los requerimientos de los códigos de diseño estadounidenses previamente mencionados (AISC/ANSI, 2016), (ASCE/SEI, 2016). Se presenta el diseño del pórtico arriostrado 2 (ver ilustración 31).

5.1 Reseña del edificio

La estructura en consideración para el ejemplo es un edificio de oficinas de 5 pisos y 5 vanos en cada dirección, que se encuentra localizado en un área de modera a alta sismicidad. El modelo del edificio es presentado como ejemplo en el libro de (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). Los valores del coeficiente de modificación de respuesta R , factor de amplificación de deflexiones C_d y factor de sobre resistencia Ω_0 para el sistema sismorresistente en cuestión, así como, en ausencia de información suficiente del suelo, el tipo de perfil de suelo, fueron obtenidos de (ASCE/SEI, 2016). Los parámetros sísmicos de sitio son los mismos que en el ejemplo presentado en el libro. Los datos de diseño sísmico se muestran en la tabla 5.

Tabla 5. Datos de diseño sísmico considerados para la estructura (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Parámetro	Valor
S_s	1,0g
S_1	0,6g
Categoría de Diseño Sísmico (SDC)	D
S_{Ds}	0,733g
S_{D1}	0,6g
R	8
I_e	1
C_d	5
Ω_0	2,5

La vista en planta y elevación del modelo se muestran en la ilustración 31.

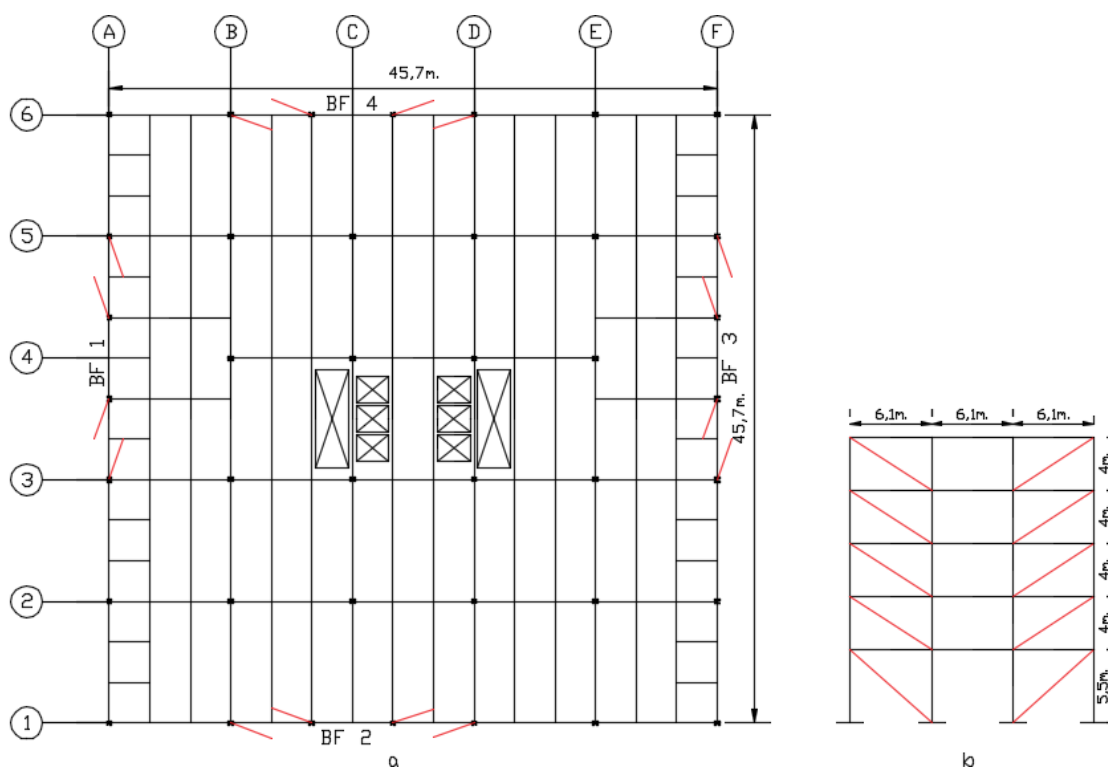


Ilustración 31. Modelo del edificio. a) vista en planta del edificio. b) Vista en elevación de pórtico arriostrado. (Adaptada). Tomada de (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

En lo que respecta a los materiales de la edificación, la misma se encuentra conformada de acero como principal material estructural, así como de hormigón empleado en la placa colaborante del piso y el mecanismo anti pandeo de las riostras. Para vigas y columnas se empleó acero ASTM A572 Gr 50, mientras que para las riostras se empleó acero ASTM A36.

5.2 Cargas

Teniendo en cuenta que el código de diseño local (MIDUVI/CAMICON, 2015) no contempla explícitamente el diseño de este sistema sismorresistente, la aplicación de dicho código de diseño en el presente trabajo se limita a la obtención de las cargas gravitacionales a ser consideradas. Para la determinación del cortante basal, y el posterior diseño del sistema sismorresistente, se aplicaron los códigos de diseño estadounidenses (AISC/ANSI, 2016), (ASCE/SEI, 2016).

5.2.1 Carga muerta

Dentro de la carga muerta *D* se consideraron todos los elementos permanentes de la estructura, tales como acabados, recubrimiento, pisos, instalaciones sanitarias peso



propio de los elementos estructurales, etc. El detalle de los componentes considerados para la carga muerta se muestra en las tablas 6 y 7.

Tabla 6. Cargas muertas de piso consideradas.

Cargas muertas de piso	kN/m ²	kg/m ²
Baldosa cerámica con mortero de cemento	0,20	20,39
Placa ondulada colaborante (1,33mm) + contrapiso de Ho simple (10cm)	2,34	238,53
Acero estructural (peso propio de elementos para edificios)	0,50	50,97
Cielorraso de yeso sobre listones de madera	0,20	20,39
Paredes interiores (Bloque hueco de hormigón 15cm espesor)	1,80	183,49
Enlucido de paredes interiores (yeso 1cm)	0,10	10,19
Ventanas (vidrio 1,5cm)	0,39	39,76
Instalaciones eléctricas/sanitarias	0,40	40,77
Total	5,93	604,49

Tabla 7. Cargas muertas de cubierta consideradas.

Cargas muertas de cubierta	kN/m ²	kg/m ²
Placa ondulada colaborante (1,33mm) + contrapiso de Ho simple (6cm)	1,46	148,83
Acero estructural (peso propio de elementos para edificios)	0,50	50,97
Revestimiento de mortero de cemento de cal y arena	0,50	50,97
Cielorraso de yeso sobre listones de madera	0,20	20,39
Instalaciones eléctricas	0,10	10,19
Total	2,76	281,35

Mediante la determinación de estas cargas, se obtuvo un peso sísmico total de 5336.79t considerado posteriormente en la determinación de las cargas sísmicas.

5.2.2 Carga viva

Para la determinación de la carga viva L se consideró el uso previsto para la edificación, que es el de oficinas. En la tabla 8 se muestran los valores obtenidos del código local para cargas no sísmicas (MIDUVI/CAMICON, 2015).

Tabla 8. Cargas vivas consideradas para piso y cubierta.

Carga viva de piso	kN/m ²	kg/m ²
Carga viva de oficinas	2,4	244,6
Carga viva de cubierta		
Mantenimiento de cubierta plana	0,7	71,4



5.2.3 Carga sísmica

Los efectos de carga sísmica E fueron obtenidos determinando los componentes horizontal y vertical como se indica más adelante en esta sección, y fueron combinados mediante las expresiones 27 y 28 dependiendo del efecto al que deban representar. Para el caso en el que la carga sísmica vertical actúe en el mismo sentido que las cargas gravitacionales, se empleó la expresión 27 para combinar ambos efectos. Por otro lado, para el caso en el que la carga sísmica vertical actúe en sentido opuesto a las cargas gravitacionales, se empleó la expresión 28.

$$E = E_h + E_v \quad (27)$$

$$E = E_h - E_v \quad (28)$$

De donde:

- E = Efecto de carga sísmica.
- E_h = Efecto de carga sísmica horizontal.
- E_v = Efecto de carga sísmica vertical.

5.2.3.1 Carga sísmica horizontal con diseño de riostras

Para la determinación de la carga sísmica horizontal E_h se empleó el método de carga lateral equivalente o ELF (Equivalent Lateral Force), indicado en el capítulo 12 de (ASCE/SEI, 2016) para el cálculo aproximado del cortante basal. Se empezó obteniendo el periodo natural aproximado de la estructura, mediante la expresión 29.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (29)$$

De donde:



- C_t, x = Coeficientes periodo aproximado en función del tipo de sistema sismorresistente. Para BRBFs $C_t = 0.0731$ y $x = 0.75$ según la tabla 12.8-2 de (ASCE/SEI, 2016).
- h_n = Altura total del edificio.

El periodo aproximado obtenido es de 0.73s. Sin embargo se adoptó un valor más conservador $C_u T_a$, de donde $C_u = 1.4$ para $S_{D1} \geq 0.4$. Este es considerado como el límite superior por parte del código de diseño. El periodo de la estructura adoptado es entonces $T_a = 1.022$.

Posteriormente se obtuvo el cortante basal mediante la expresión 16, y considerando un valor para el coeficiente de respuesta sísmica C_s del menor entre los valores obtenidos mediante la expresión 30 y el límite superior de la expresión 31.

$$C_s = \frac{S_{DS} I_s}{R} \quad (30)$$

$$C_s \leq \frac{S_{D1} I_s}{TR} \quad (31)$$

El menor considerado es de $C_s = \frac{0.6 \cdot 1.0}{1.022 \cdot 8} = 0.0734$ correspondiente a la expresión 31.

El cortante basal según la expresión 16 obtenido es de $V = 0.0734 \cdot 5336.79 = 391.71t$.

Habiendo obtenido el periodo natural de la estructura, el peso sísmico de cada nivel y el cortante basal, se determinó el cortante para cada nivel de la estructura, según las expresiones 32 a 34.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (32)$$



$$F_x = C_{vx} V \quad (33)$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (34)$$

De donde:

- h_x, h_i = Altura del nivel x, i con respecto a la base de la estructura.
- w_x, w_i = Peso sísmico del nivel x, i .
- k = Exponente del periodo estructural (para $F_a \leq 0.5s$ $k = 1$, $F_a \geq 2.5s$ $k = 2$ y F_a entre 0.5s y 2.5s k se determina mediante interpolación lineal).
- C_{vx} = Factor de distribución vertical de fuerzas para el piso x .
- V = Cortante basal de la estructura.
- F_x = Fuerza sísmica lateral en el piso x .
- V_x = Cortante del piso x .

Como se indicó en la sección 4.3, a partir del cortante de cada piso se obtuvo la fuerza axial resistida por las riostras en cada piso. La fuerza determinada mediante la expresión 17 se dividió para 4, debido a que será resistida por 4 riostras en cada eje del edificio, 2 pórticos por cada eje exterior.

A partir de estas fuerzas axiales P_u de cada piso mediante la expresión 18 se obtuvo el área transversal requerida para el núcleo de cada riostra A_{xu} . Luego, a partir de los valores de área requerida se obtuvieron las dimensiones para el núcleo de las riostras de ancho b y espesor t . Con estas dimensiones se obtuvieron los valores de área definitivos para el núcleo de las riostras A_{xg} . Los datos obtenidos en cada paso antes mencionado se muestran en la tabla 9.



Tabla 9. Cortante de cada piso y obtención de secciones del núcleo de riostras.

Piso	Wx [t]	hx [m]	Wx*hx^k	Cvx	Fx [t]	Vx [t]	Pux [t]	Axu [cm2]	b [cm]	t [cm]	Axg [cm2]
5to	556,25	21,50	26629,05	0,09	36,43	36,43	10,862	4,828	5	1	5
4to	1751,38	17,50	64675,61	0,23	88,48	124,91	37,243	16,553	8,5	2	17
3ero	2946,52	13,50	78443,72	0,27	107,31	232,22	69,241	30,774	10,5	3	31,5
2do	4141,65	9,50	70793,76	0,25	96,85	329,06	98,118	43,608	15	3	45
1ero	5336,79	5,50	45794,19	0,16	62,65	391,71	131,749	58,555	20	3	60

Finalmente, mediante las expresiones 6 y 7 se determinaron las fuerzas ajustadas de la riostra que actuarán sobre la estructura y mediante las expresiones 35 a 38 se obtuvieron las fuerzas en dirección de x y z a ser aplicadas. Los valores tabulados en este paso se muestran en la tabla 10. El patrón de aplicación de carga es el mismo que el indicado en la ilustración 29.

Para el caso en el que la riostra se encuentra sometida a compresión se tiene:

$$E_{h_{xi}} = C_{max_i} \cos \theta_i \tag{35}$$

$$E_{h_{zi}} = C_{max_i} \sin \theta_i \tag{36}$$

De donde:

- $E_{h_{xi}}$ = Carga sísmica horizontal en dirección de x aplicada en el piso i .
- $E_{h_{zi}}$ = Carga sísmica horizontal en dirección de z aplicada en el piso i .

Y donde la riostra se encuentra en tracción se tiene:

$$E_{h_{xi}} = T_{max_i} \cos \theta_i \tag{37}$$

$$E_{h_{zi}} = T_{max_i} \sin \theta_i \tag{38}$$



Tabla 10. Determinación de cargas sísmicas a ser aplicadas en la estructura.

Piso	Cmax [t]	Riostra en compresión [t]		Tmax [t]	Riostra en tracción [t]	
		x	z		x	z
5to	31,20	26,16	17,00	26,00	21,80	14,17
4to	106,08	88,94	57,81	88,40	74,12	48,18
3ero	196,56	164,80	107,12	163,80	137,34	89,27
2do	280,80	235,43	153,03	234,00	196,20	127,53
1ero	374,40	278,29	250,46	312,00	231,91	208,72

5.2.3.2 Carga sísmica vertical

El código de diseño (ASCE/SEI, 2016) indica que se debe considerar la componente vertical producida por un sismo E_v mediante la expresión 39.

$$E_v = 0.2S_{DS}D \tag{39}$$

Al ser esta carga una fracción de la carga muerta, la aplicación de la misma se basa lógicamente, en las cargas muertas de área determinadas anteriormente. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 11.

Tabla 11. Cargas sísmicas verticales consideradas de piso y cubierta.

Carga sísmica vertical	kN/m2	kg/m2
De piso	0,87	88,62
De cubierta	0,40	41,25

5.2.4 Combinaciones de carga

Para la determinación de las cargas últimas a ser consideradas en el diseño de los elementos se procedió a realizar la combinación de cargas previamente obtenidas, según se indica en el capítulo 12.4 de (ASCE/SEI, 2016). Las combinaciones de carga empleadas se indican en las expresiones 40 a 44

Para el caso indicado en donde $E = E_h + E_v$:

$$\text{Carga última} = 1.2D + E + L + 0.2S \tag{40}$$



$$Carga \acute{u}ltima = 1.0D + 0.7E \quad (41)$$

$$Carga \acute{u}ltima = 1.0D + 0.525E + 0.75L \quad (42)$$

Para el caso indicado en donde $E = E_h - E_v$:

$$Carga \acute{u}ltima = 0.9D + E \quad (43)$$

$$Carga \acute{u}ltima = 0.6D + 0.7E \quad (44)$$

Debido a que las columnas interiores del sistema lateral no reciben cargas s\u00edsmicas debido a la configuraci\u00f3n geom\u00e9trica en la que est\u00e1n dispuestas las riostras, las combinaciones de carga que controlan el dise\u00f1o de estas columnas ser\u00edan las indicadas en la expresi\u00f3n 45.

$$Carga \acute{u}ltima = 1.2D + 1.6L \quad (45)$$

De donde:

- D = Efecto de carga muerta.
- L = Efecto de carga viva.
- E = Efecto de carga s\u00edsmica.
- S = Efecto de carga de granizo.

A pesar de encontrarse dentro de las combinaciones de carga, la carga de granizo S no es considerada en este trabajo.

De las combinaciones consideradas se obtuvo la envolvente para cada caso de carga (axial, cortante y momento flector) sobre los elementos, de la cual se extrajeron los



máximos valores de carga última (axial, cortante y momento flector) a ser considerados posteriormente en el diseño como se indicará más adelante.

5.3 Configuración estructural

En esta sección se presenta un análisis de la configuración estructural de la estructura en cuestión, ya que de existir irregularidades en planta o en elevación en la configuración de la misma, se tiene lugar a una mayor demanda en la carga sísmica sobre los elementos estructurales. Así mismo, se analizará el tipo de diafragma a considerar dependiendo del tipo de elemento estructural que se tenga.

5.3.1 Irregularidades en planta y elevación

A continuación se presentan los tipos de irregularidades en planta y la manera en la que cada una debe ser considerada en correspondencia con la categoría de diseño sísmico en cuestión (D) en la tabla 12. En la ilustración 32 se indican de manera gráfica cada tipo de irregularidad en planta.

Tabla 12. Tipos de irregularidades en planta y su consideración en el diseño. (Adaptada) tomada de (ASCE/SEI, 2016).

Tipo de irregularidad	Consideración
1a.- Irregularidad torsional. Si el desplazamiento horizontal máximo en un piso en una dirección δ_{max} es mayor que 1,2 veces el promedio de los desplazamientos de las 2 esquinas en la misma dirección δ_{avg} . Los requerimientos aplican para el caso de contar con diafragmas rígidos o semi rígidos.	Las cargas para diseñar la unión entre losa con columnas se deben aumentar un 25% El modelamiento debe ser en 3D, con al menos 3 grados de libertad, 2 en planta y 1 de rotación alrededor del eje vertical. El momento torsional adoptado para la aplicación de cargas con una excentricidad del 5% se multiplica por un factor de amplificación torsional $A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}}\right)^2$.
1b.- Irregularidad torsional extrema. Si el desplazamiento horizontal máximo en un piso en una dirección δ_{max} es mayor que 1,4 veces el promedio de los desplazamientos de las 2 esquinas en la misma dirección δ_{avg} . Los requerimientos aplican para el caso de contar con diafragmas rígidos o semi rígidos.	Todo el efecto de carga sísmica horizontal debe ser multiplicado por un factor $\rho = 1.3$ Requerimientos citados para irregularidad torsional
2.- Irregularidad de esquina. Si en una esquina existe una porción hueca, y la longitud de dicho espacio hueco es mayor al 15% de la longitud de la planta en esa dirección, se tiene irregularidad de esquina	Las cargas para diseñar la unión entre losa con columnas se deben aumentar un 25%
3.- Irregularidad de discontinuidad de diafragma. Si el diafragma (losa) presenta una variación abrupta de rigidez de más del 50% o existe un área abierta de más del 50% del área del diafragma.	Las cargas para diseñar la unión entre losa con columnas se deben aumentar un 25%

<p>4.- Irregularidad en el eje del sistema lateral. Si a lo largo del eje donde se encuentra conformado el sistema lateral de la estructura existe una irregularidad, como el no alineamiento de al menos un elemento vertical con el eje.</p>	<p>Las cargas para diseñar la unión entre losa con columnas se deben aumentar un 25% El modelamiento debe ser en 3D, con al menos 3 grados de libertad, 2 en planta y 1 de rotación alrededor del eje vertical.</p>
<p>5.- Irregularidad de sistema lateral no paralelo. Si existen elementos del sistema lateral que se encuentran alineados de manera no paralela al eje ortogonal del sistema lateral.</p>	<p>Se debe o bien aplicar las cargas sísmicas en ambas direcciones ortogonales, independientemente, y diseñar los elementos del sistema utilizando el 100% de las cargas en el sentido del mismo, más un 30% de las cargas obtenidas para el sistema en dirección ortogonal, o bien aplicar las cargas sísmicas en las dos direcciones ortogonales simultáneamente y aplicar un posterior análisis tiempo historia no lineal</p>
	<p>El modelamiento debe ser en 3D, con al menos 3 grados de libertad, 2 en planta y 1 de rotación alrededor del eje vertical.</p>

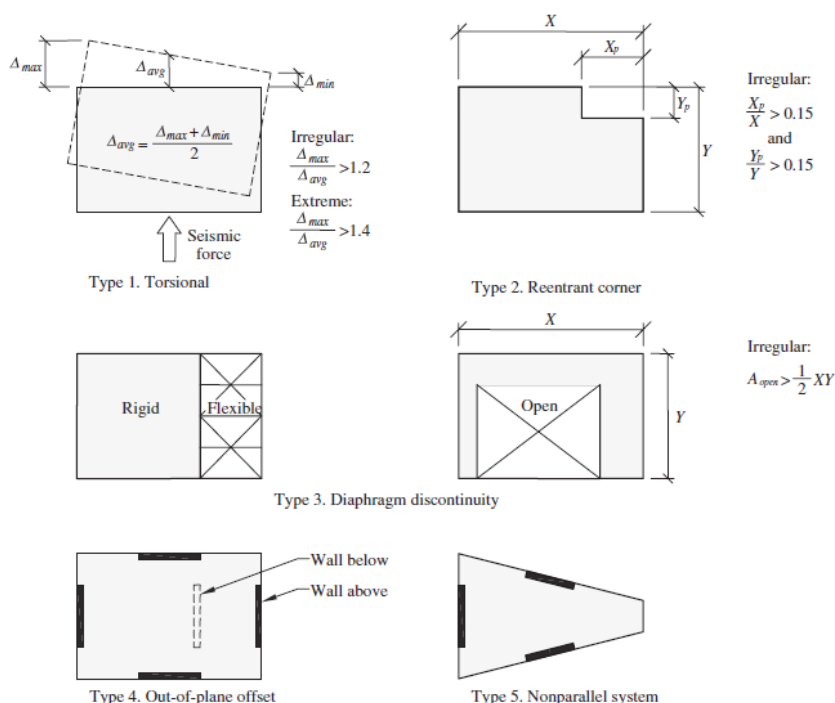


Ilustración 32. Ejemplos de irregularidades en planta. Tomada de (ASCE/SEI, 2016).

Se determinó, basándose en la configuración en planta del edificio (ver ilustración 31a), que un tipo de irregularidad que aplica en este caso es la número 2, debido al espacio en planta dejado para ductos y ascensores. Sin embargo, como se puede apreciar con facilidad, esta área no es ni cercanamente igual al 50% del área de toda la planta, por lo que se concluyó que la estructura es regular en planta.

Irregularidades torsionales se analizaron posteriormente en este capítulo, a partir de la obtención de desplazamientos máximos de piso.



De igual manera que con las irregularidades en planta, en la tabla 13 se presentan las irregularidades en elevación con su respectiva consideración en el diseño de la estructura para estructuras en zona de categoría de diseño sísmico D. En la ilustración 33 se indican de manera gráfica cada tipo de irregularidad en planta.

Tabla 13. Tipos de irregularidades en elevación y su consideración en el diseño. (Adaptada) tomada de (ASCE/SEI, 2016).

Tipo de irregularidad	Consideración
1a.- Irregularidad leve de rigidez. Si la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior, o menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores	Si la estructura excede 160 pies de alto (48,8m) no se puede aplicar el método de cargas laterales equivalentes
1b.- Irregularidad extrema de rigidez. Si la rigidez lateral de un piso es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso superior, o menor que el 70% de la rigidez lateral promedio de los 3 niveles superiores	
2.- Irregularidad de masa. Si la masa efectiva de un piso es mayor en un 50% de la masa de un piso adyacente. Una cubierta no necesita ser considerada.	
3.- Irregularidad geométrica vertical. Si la longitud horizontal del sistema lateral en un piso es mayor en un 30% que aquella en un piso adyacente.	
4.- Irregularidad de discontinuidad en el plano del sistema lateral. Si existe un desfase de un elemento del sistema lateral en el plano, resultando en cargas de vuelco en los elementos soportantes	Si la estructura excede 160 pies de alto (48,8m) no se puede aplicar el método de cargas laterales equivalentes Las cargas para diseñar la unión entre losa con columnas se deben aumentar un 25%
5a.- Irregularidad débil por discontinuidad del sistema lateral en resistencia lateral de piso. Si la rigidez lateral de un piso es menor que un 80% de aquella del piso superior.	Si la estructura excede 160 pies de alto (48,8m) no se puede aplicar el método de cargas laterales equivalentes
5b.- Irregularidad extrema por discontinuidad del sistema lateral en resistencia lateral de piso. Si la rigidez lateral de un piso es menor que un 65% de aquella del piso superior.	Si la estructura excede 160 pies de alto (48,8m) no se puede aplicar el método de cargas laterales equivalentes Estructuras con este tipo de irregularidad en zonas de categoría de diseño sísmico D no deben ser permitidas

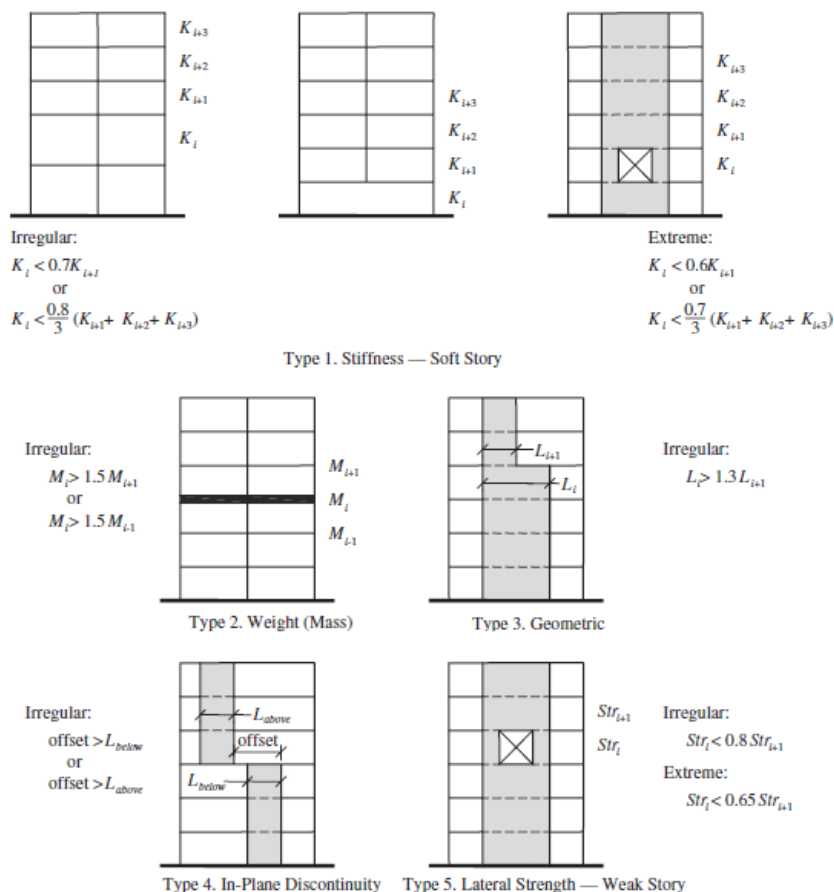


Ilustración 33. Ejemplos de irregularidades en elevación. Tomada de (ASCE/SEI, 2016).

En base a la configuración en elevación del edificio (ver ilustración 31b), se determinó que las irregularidades en elevación de tipo 3, 4 y 5 no aplican, debido a que existe continuidad en planta y elevación del sistema lateral en todo el edificio. Posteriormente, y en base a la tabla 6 se determinó que la irregularidad 2 tampoco aplica, puesto a que la masa sísmica efectiva (de componentes estructurales permanentes), es la misma para todos los pisos, salvo la de cubierta que queda exonerada de la comparación como se indica en la tabla 13.

Queda por revisar la irregularidad en elevación de tipo 1, ya que la rigidez lateral del primer piso es algo menor que el del segundo debido a la mayor longitud de entrepiso existente (ver ilustración 31b).

Siendo la rigidez lateral de un piso la correspondiente a la resistencia de los elementos verticales que resisten el cortante de piso, se debe considerar a columnas y riostras. Esta irregularidad se necesita comprobar por medio de las derivas de piso obtenidas.



Sin embargo, de darse esta irregularidad, el código de diseño indica que la estructura no puede diseñarse por el método de cargas laterales equivalentes ELF sólo si tiene una altura mayor a 160 pies o 48.8 metros. Al tener la estructura en cuestión una altura máxima de 21.5 metros, esta irregularidad no presenta problemas.

5.3.2 Tipo de diafragma

El tipo de diafragma que se tiene en la estructura es el de una cubierta o chapa de metal llenada con concreto, por lo que de acuerdo con la sección 12.3.1.2 de (ASCE/SEI, 2016) corresponde a un diafragma rígido.

5.4 Descripción del modelo computacional

Para la construcción del modelo computacional previo al diseño de los elementos del sistema lateral se empleó el programa ETABSv16.0.3 en su versión de prueba (30 días de duración de licencia). El programa mencionado emplea el método de elementos finitos para la determinación de las solicitaciones de esfuerzos sobre los elementos estructurales. Por dicho motivo es crucial el emplear consideraciones de modelamiento adecuadas, que representen la realidad de lo que se busca concebir en la estructura real. Dichas consideraciones se presentan en la siguiente sección.

5.4.1 Consideraciones de modelamiento

Las consideraciones de modelamiento tomadas en el modelo realizado tratan de definir claramente en términos de comportamiento estructural, el sistema lateral del edificio. Dichas consideraciones se basaron en indicar como trabajan los elementos estructurales mediante la definición de condiciones de apoyo, tipos de elementos, tipos de materiales, conexiones entre elementos, etc. A continuación se presentan las consideraciones tomadas junto con una breve explicación de su aplicación.

- Las cargas muertas, vivas y la componente vertical de las cargas sísmicas se modelaron como cargas de área.
- La componente horizontal de las cargas sísmicas se modeló como cargas aplicadas en un “joint” ubicado con una excentricidad del 5% de la longitud total de la estructura, en cada dirección ortogonal.



- Las columnas del sistema de gravedad se idealizaron como articuladas en la base, con el fin de que el momento debido a las cargas sísmicas sea transferido a las columnas del sistema lateral.
- Las columnas del sistema lateral se idealizaron como empotradas en la base, definiendo en estas una concentración en la sollicitación de momentos producidos por las cargas sísmicas.
- Las losas fueron modeladas como elementos tipo “Membrane” (rigidez flexural despreciada), con el fin de asignar este elemento estructural a cargas gravitacionales únicamente.
- Las riostras se modelaron como doblemente articuladas, para concebir su conexión articulada considerada con el pórtico (ver ilustración 22b).
- El módulo de elasticidad efectivo de las riostras se determinó mediante las expresiones 24 y 25, en congruencia con la longitud de fluencia de las riostras y la no prismicidad de estos elementos.
- El diafragma para interconectar los nodos de las columnas se definió como rígido.
- El peso y masa de los elementos estructurales no fue considerado en el programa, ya que se encuentran considerados dentro de las cargas muertas.
- La fuente de masa para la estructura se definió a partir de la carga muerta (componentes permanentes de la estructura).
- Las conexiones del sistema de gravedad fueron modeladas como conexiones a cortante (articuladas), puesto a que este sistema no se diseña para resistir momentos por cargas sísmicas.
- Las conexiones del sistema lateral fueron modeladas como continuas, para contar con algo del aporte de la capacidad flexural de las vigas.

En la ilustración 34 se puede apreciar una vista isométrica del modelo 3D realizado y en la ilustración 35 una vista isométrica del sistema lateral modelado.

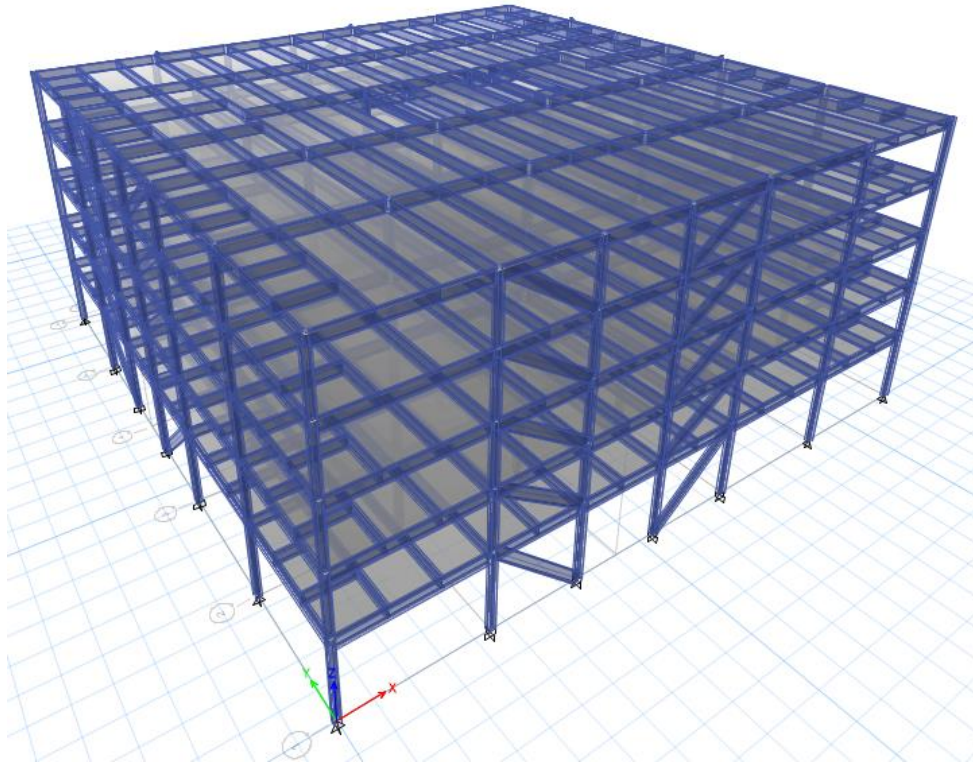


Ilustración 34. Vista en 3D del modelo computacional en ETABS.

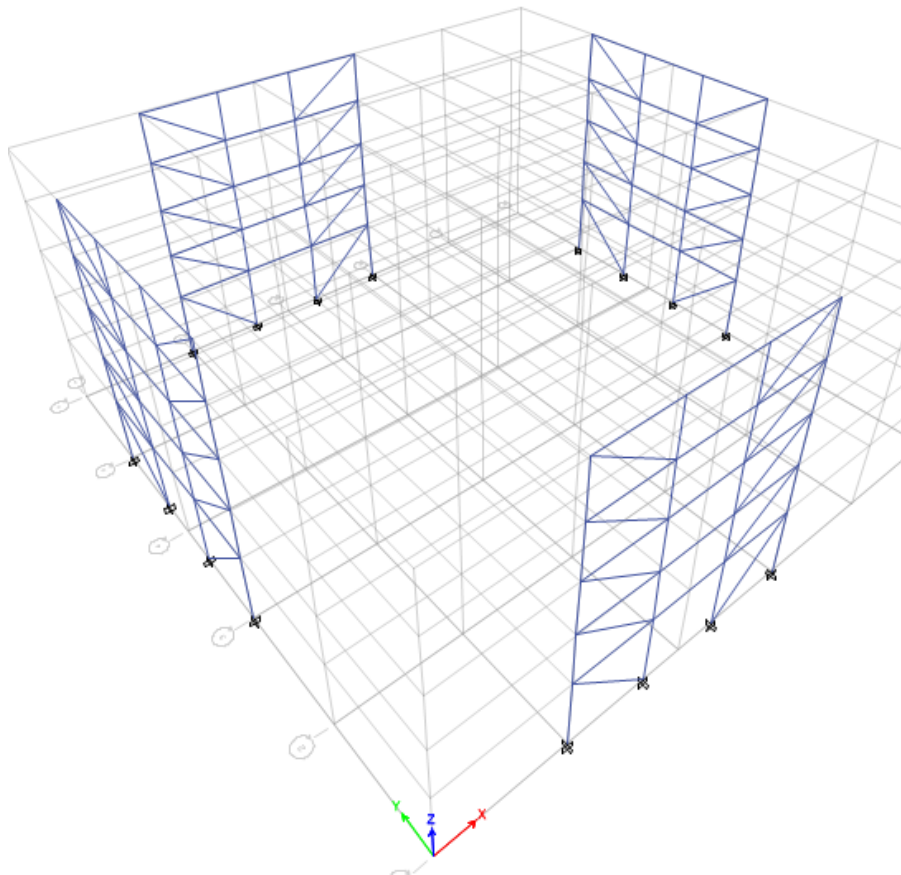


Ilustración 35. Modelado del sistema lateral en ETABS.



5.5 Diseño de elementos estructurales

En esta sección se presenta un informe detallado del diseño de los elementos estructurales del sistema lateral mediante el método de resistencia por factores de carga LRFD contemplado en (AISC/ANSI, 2016). Las solicitaciones para columnas y vigas fueron determinadas a partir de un modelo en 2D de uno de los pórticos arriostrados, al mismo que se le asignaron las mismas cargas gravitacionales que tendría en el modelo completo en 3D mediante la determinación del área tributaria, pero estará totalmente desacoplado de vigas y columnas del sistema de gravedad. Adicionalmente, los nodos de la columna exterior derecha presentan restricción de traslación en dirección x , para no considerar la flexión provocada por los desplazamientos laterales (AISC/ANSI, 2016). Tras haber utilizado las solicitaciones del modelo en 2D, se modelaron las riostras y se empleó el modelo en 3D para el control de derivas, revisión de irregularidades y efectos P- δ .

Las cargas puntuales para los nodos, obtenidas en la sección 5.2.3.1, fueron aplicadas en dos casos de carga, $x+$ y $x-$ para considerar cada sentido de la carga sísmica (derecha e izquierda del modelo respectivamente)

El modelo en 2D con las cargas asignadas por las resistencias ajustadas esperadas en las riostras producto de la carga sísmica en dirección $x+$ se puede apreciar en la ilustración 36. Para el caso de las fuerzas producidas por la carga sísmica en dirección $x-$ simplemente se alterna la aplicación de las cargas puntuales de compresión en el lado izquierdo, a compresión en el derecho, lo mismo para la de tracción en el lado derecho, a tracción en el lado izquierdo.

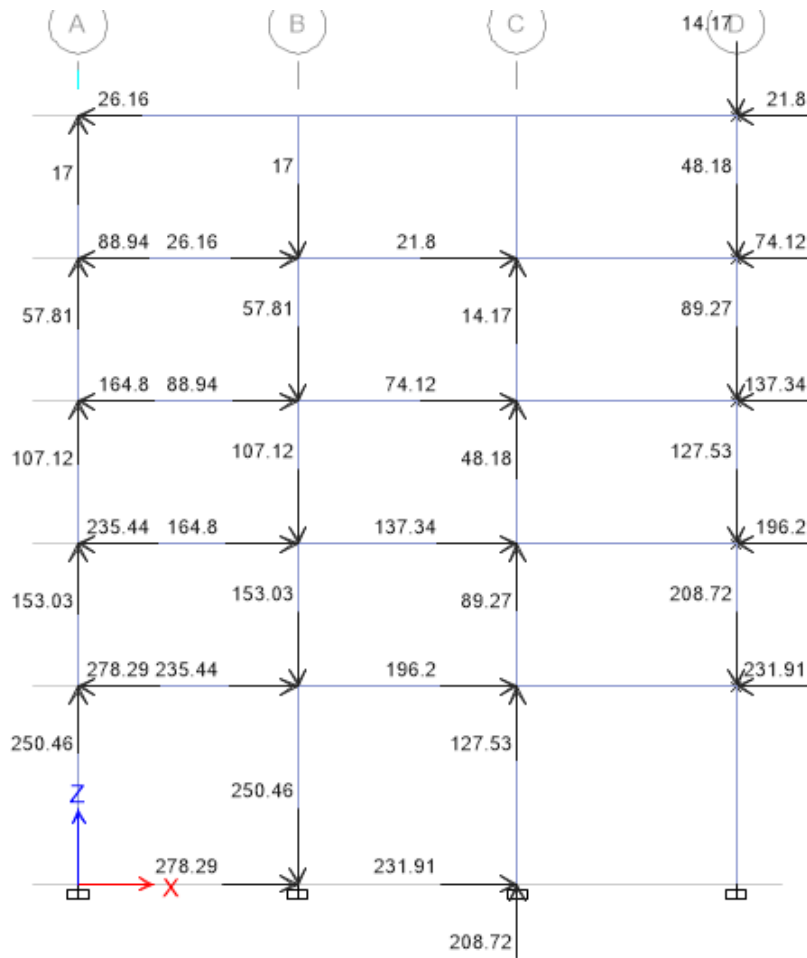


Ilustración 36. Modelamiento de un pórtico arriostrado con las fuerzas ajustadas esperadas en las riostras en dirección de carga sísmica x+ para diseño por capacidad. Tomada de ETABS.

Mediante el área tributaria, y las cargas de área definidas en la sección 5.2, se aplicaron las cargas gravitacionales que no considera el modelo en 2D resultantes del área no modelada que se encuentra hacia afuera del pórtico como cargas puntuales. Las cargas gravitacionales en el interior del pórtico fueron aplicadas como cargas lineales sobre las vigas. De esta manera se consiguió la misma sollicitación de cargas gravitacionales en el modelo 2D que se tiene en el modelo 3D.

Para la aplicación de cargas gravitacionales y el componente vertical de la carga sísmica en las columnas exteriores se determinó gráficamente el área tributaria para las mismas, como se indica en la ilustración 37. El área tributaria determinada es de 20.88m² correspondiente a un cuadrado de 4.57m de arista.

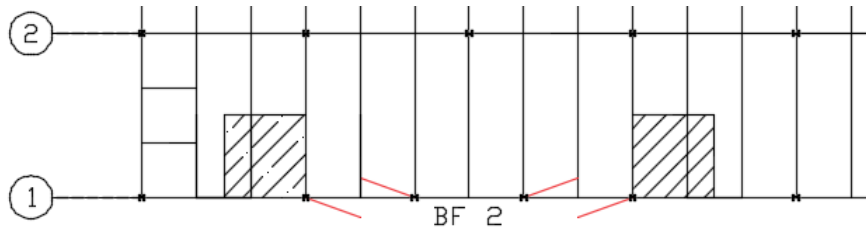


Ilustración 37. Áreas tributarias consideradas para columnas exteriores del sistema lateral.

Las cargas lineales sobre las vigas se determinaron multiplicando las cargas de área por la longitud tributaria tomada como la misma que la arista del área antes obtenida. Los valores de cargas gravitacionales sobre el modelo 2D se indican en la tabla 14

Tabla 14. Cargas gravitacionales sobre modelo en 2D.

Elementos de	Cargas lineales sobre vigas			Cargas puntuales sobre columnas exteriores		
	D [t/m]	L [t/m]	Ev [t/m]	D [t]	L [t]	Ev [t]
Cubierta	1,28	0,32	0,18	5,88	0,46	0,27
Piso	2,76	1,11	0,40	12,62	1,58	0,57

5.5.1 Diseño de riostras

El diseño de riostras fue llevado a cabo como parte necesaria para determinar las cargas sísmicas laterales, y se encuentra detallado en la sección 5.2.3.1 (ver tabla 9).

5.5.2 Diseño de mecanismo anti pandeo

Se diseñó el mecanismo anti pandeo para las riostras de cada piso basándose en la función de cada componente de dicho mecanismo. De esta manera el tubo exterior o camisa de revestimiento, se diseñó para evitar el pandeo global de la riostra. Por otro lado, se realizó una comprobación para el mortero de relleno, mismo que debe evitar el pandeo en modos altos del núcleo de la riostra.

5.5.2.1 Camisa de revestimiento

Se buscó un perfil HSS que haga cumplir la expresión 8 para las riostras de cada piso. La revisión para cada piso se muestra en la tabla 15, en donde h y b son los valores de los lados del perfil HSS y L corresponde a la longitud de punto de trabajo a punto de trabajo de la riostra. La última columna corresponde a la relación demanda/capacidad



entre la fuerza de pandeo de Euler determinada mediante la expresión 1 y la fuerza a la cual fluye la riostra ($P_y = F_y * A_g$).

Tabla 15. Determinación de secciones HSS para la camisa de revestimiento y revisión por pandeo global de la riostra.

Piso	Perfil	h [cm]	b [cm]	t [cm]	I [cm ⁴]	L [cm]	Pe [t]	Py [t]	D/C
5to	HSS5X5X3/16	12,70	12,70	0,48	524,45	733,96	20,18	12,5	1,61
4to	HSS7X7X1/4	17,78	17,78	0,64	1935,48	733,96	74,47	42,5	1,75
3ero	HSS8X8X5/16	20,32	20,32	0,79	3562,94	733,96	137,08	78,75	1,74
2do	HSS9X9X5/16	22,86	22,86	0,79	5161,27	733,96	198,58	112,5	1,77
1ero	HSS12X12X3/16	30,48	30,48	0,48	7866,77	822,17	241,21	150	1,61

5.5.2.2 Mortero de relleno

Para este elemento se consideró un mortero de $f'c = 180kg/cm^2$ de donde $E_c = 15000\sqrt{180} \approx 200000kg/cm^2$.

Los valores de la constante k determinados a partir de las expresiones 11 y 12 se presentan como k_1 y k_2 respectivamente. Adicionalmente, se consideró una capa de material antiadherente entre el mortero y el núcleo de la riostra de caucho de 1.5mm de espesor. En la tabla 16 se detalla la revisión por pandeo de modos altos en la riostra, en donde el valor de w en la columna 2, corresponde al ancho del núcleo de la riostra, mientras que h en la columna 5 corresponde al valor del mayor espesor del recubrimiento del mortero, como se había indicado en la ilustración 26. Dentro de h se encuentra considerado el espesor de la capa antiadherente. El valor de P_{cr} se determinó a partir de la expresión 9. En la última columna se muestra que el pandeo en modos altos es muy poco probable.

Tabla 16. Revisión por pandeo en modos altos en la riostra.

Piso	w [cm]	t [cm]	A _{xg} [cm ²]	h [cm]	I _n [cm ⁴]	k1	k2	P _{cr} [t]	Py [t]	D/C
5to	5	1	5	10,45	0,42	95,72	211,18	578,80	12,50	0,02
4to	8,5	2	17	14,21	5,67	119,63	211,18	2386,33	42,50	0,02
3ero	10,5	3	31,5	15,43	23,63	136,08	211,18	5196,57	78,75	0,02
2do	15	3	45	17,97	33,75	166,92	211,18	6879,12	112,50	0,02



1ero	20	3	60	26,23	45,00	152,51	211,18	7592,72	150,00	0,02
------	----	---	----	-------	-------	--------	--------	---------	--------	------

5.5.3 Diseño de columnas

Para el diseño de las columnas del sistema lateral se realizó un análisis por compresión, flexión, flexocompresión y revisión de secciones medianamente dúctiles. La revisión por corte no se presentó en este análisis debido a que, habiendo cumplido con las condiciones anteriores, se determinó que el estado límite que controla el diseño es el de flexocompresión.

El valor crítico de esbeltez se determinó mediante la expresión 46.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 115.37 \quad (46)$$

En la tabla 17 se indican los valores necesarios previos al diseño de las columnas determinados hasta este punto.

Tabla 17. Parámetros necesarios para el diseño de columnas.

Fy	3500	kg/cm2
Ry	1,1	-
E	2100000	kg/cm2
Longitud de columna	4	m
Longitud de columna base	5,5	m
Esbeltez crítica	115,37	-
Ø	0,9	-

Las secciones puestas a prueba para cada piso se indican en la tabla 18.

Tabla 18. Perfiles para columnas del sistema lateral.

Piso	Columnas exteriores	Columnas interiores
	Perfil	
5to	W14X82	W14X68
4to	W14X82	W14X68
3ero	W14X82	W14X68
2do	W14X159	W14X132



1ero	W14X159	W14X132
------	---------	---------

5.5.3.1 Revisión por compresión

Se empezó determinando la capacidad a compresión de las columnas, determinando la esbeltez, los esfuerzos de Euler y el esfuerzo crítico mediante las expresiones 47, 48 y 49 respectivamente.

$$Esbeltez = \frac{KL}{r_y} \tag{47}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2} \tag{48}$$

$$F_{cr} = (0.0658^{F_y/F_e}) F_y \tag{49}$$

De donde:

- K = Coeficiente de longitud efectiva (tomado como 1 de manera conservativa).
- L = Longitud de la columna.
- E = Módulo de elasticidad del acero.
- r_y = Radio de curvatura menor de la columna (alrededor del eje y).
- F_e = Esfuerzo elástico de Euler.
- F_{cr} = Esfuerzo crítico.

Los valores obtenidos se muestran en la tabla 19 tanto para columnas exteriores como para interiores.

Tabla 19. Esfuerzos de Euler y crítico para capacidad a compresión de las columnas del sistema lateral.

Piso	Columnas exteriores			Piso	Columnas interiores		
	Esbeltez	Fe	Fcr		Esbeltez	Fe	Fcr



	(KL/R)	[kg/cm2]	[kg/cm2]		(KL/R)	[kg/cm2]	[kg/cm2]
5to	63,50	5140,08	2632,05	5to	64,02	5057,51	2619,83
4to	63,50	5140,08	2632,05	4to	64,02	5057,51	2619,83
3ero	63,50	5140,08	2632,05	3ero	64,02	5057,51	2619,83
2do	39,37	13371,70	3136,82	2do	41,88	11815,23	3091,87
1ero	54,13	7072,63	2845,21	1ero	57,59	6249,38	2768,63

Así, se determinó la capacidad a compresión P_c de las columnas mediante la expresión 50.

$$P_c = \phi A_g F_{cr} \tag{50}$$

De donde $\phi = 0.9$. La sollicitación a compresión se determinó mediante el modelo computacional, a partir de las combinaciones de carga LRFD. La revisión por capacidad a compresión de las columnas se indica detalladamente en las tablas 20 y 21.

Tabla 20. Determinación y revisión de capacidad a compresión de columnas exteriores de sistema lateral.

Piso	Perfil	Ag [cm2]	ry [cm]	Pc [t]	Pu [t]	D/C
5to	W14X82	154,84	6,30	366,79	-25,77	0,07
4to	W14X82	154,84	6,30	366,79	-100,49	0,27
3ero	W14X82	154,84	6,30	366,79	-214,35	0,58
2do	W14X159	301,29	10,16	850,58	-365,39	0,43
1ero	W14X159	301,29	10,16	771,51	-600,10	0,78

Tabla 21. Determinación y revisión de capacidad a compresión de columnas interiores del sistema lateral.

Piso	Perfil	Ag [cm2]	ry [cm]	Pc [t]	Pu [t]	D/C
5to	W14X68	129,03	6,25	304,24	-19,15	0,06
4to	W14X68	129,03	6,25	304,24	-44,66	0,15
3ero	W14X68	129,03	6,25	304,24	-117,25	0,39
2do	W14X132	250,32	9,55	696,57	-239,28	0,34
1ero	W14X132	250,32	9,55	623,74	-410,68	0,66

5.5.3.2 Revisión por flexión

Posteriormente se determinó la capacidad a flexión de las columnas, en función de la longitud sin arriostrar de las mismas L_p . Para ello se determinó la longitud límite para



fluencia L_p y la longitud límite para pandeo lateral torsionante inelástico L_r mediante las expresiones 51 y 52.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{E/F_y} \tag{51}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \tag{52}$$

De donde:

- r_y = Radio de giro de la sección en torno al eje y .
- S_x = Módulo de sección elástico.
- $r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$, donde C_w es la constante de deformación I_y es el momento de inercia alrededor del eje y .
- h_o = Distancia entre centroides de alas.
- J = Constante torsional.
- $c = 1$ para secciones con simetría doble.

Se determinó que para todas las columnas del sistema lateral, el valor de longitud sin arriostrar de las columnas L_b se encuentra entre L_p y L_r , excepto para las columnas del segundo piso, en donde $L_b < L_p$. El detalle de estos resultados se indica en las tablas 22 y 23.

Tabla 22. Revisión del valor de longitud sin arriostrar de columnas exteriores del sistema lateral.

Piso	Perfil	r_y [cm]	L_p [cm]	r_{ts} [cm]	J [cm ⁴]	h_o [cm]	S_x [cm ³]	L_r [cm]	L_b [cm]
5to	W14X82	6,30	271,56	7,24	211,03	34,04	2015,61	1040,57	352
4to	W14X82	6,30	271,56	7,24	211,03	34,04	2015,61	1040,57	350
3ero	W14X82	6,30	271,56	7,24	211,03	34,04	2015,61	1040,57	350



2do	W14X159	10,16	438,01	11,46	819,98	35,05	4162,31	2098,03	346
1ero	W14X159	10,16	438,01	11,46	819,98	35,05	4162,31	2098,03	495

Tabla 23. Revisión del valor de longitud sin arriostrar de columnas interiores del sistema lateral.

Piso	Perfil	ry [cm]	Lp [cm]	rts [cm]	J [cm4]	ho [cm]	Sx [cm3]	Lr [cm]	Lb [cm]
5to	W14X68	6,25	269,37	7,11	125,29	33,78	1687,87	916,38	352
4to	W14X68	6,25	269,37	7,11	125,29	33,78	1687,87	916,38	350
3ero	W14X68	6,25	269,37	7,11	125,29	33,78	1687,87	916,38	348
2do	W14X132	9,55	411,73	10,74	511,96	34,80	3424,90	1755,36	343
1ero	W14X132	9,55	411,73	10,74	511,96	34,80	3424,90	1755,36	494

Cuando el valor de longitud sin arriostrar se encontró entre el valor de longitud de fluencia y el valor límite de pandeo lateral torsionante inelástico, el momento nominal de las columnas se determinó mediante la expresión 53.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (53)$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \quad (54)$$

De donde:

- C_b = Factor de modificación para diagramas de momento no uniformes (Obtenido a partir de gráfico de momentos en ETABS).
- M_{max} = Momento máximo en el diagrama de momento.
- M_a = Momento en el primer cuarto del diagrama de momento.
- M_b = Momento en la mitad del diagrama de momento.
- M_c = Momento en el tercer cuarto del diagrama de momento.
- M_p = Momento plástico ($F_y * Z_x$).



La capacidad a momento M_c se determinó mediante la expresión 55. La revisión por capacidad a flexión de las columnas se indica en la tabla 24.

$$M_c = \phi M_n \quad (55)$$

De donde $\phi = 0.9$. La sollicitación a momento se determinó mediante el modelo computacional, a partir de las combinaciones de carga LRFD.

En las columnas 3 y 9 de la tabla 24 se indican los momentos nominales obtenidos como el momento plástico, o M_{n1} , mientras que en las columnas 4 y 10 se indican los valores de momento nominal obtenidos a partir de la expresión 53 como M_{n2} . Para la relación demanda/capacidad se obtuvo la capacidad a momento M_c mediante la expresión 55.

Tabla 24. Determinación y revisión de la capacidad a momento de columnas del sistema lateral.

Piso	Columnas exteriores						Columnas interiores					
	Cb	Mn1 [t-m]	Mn2 [t-m]	Mc [t-m]	Mu [t-m]	D/C	Cb	Mn1 [t-m]	Mn2 [t-m]	Mc [t-m]	Mu [t-m]	D/C
5to	2,27	N/A	79,72	71,75	2,67	0,04	2,3	N/A	65,96	59,36	0,26	0,00
4to	2,19	N/A	79,72	71,75	2,42	0,03	2,21	N/A	65,96	59,36	2,41	0,04
3ero	2,18	N/A	79,72	71,75	3,30	0,05	2,27	N/A	65,96	59,36	2,58	0,04
2do	N/A	164,61	N/A	148,15	3,79	0,03	N/A	134,21	N/A	120,79	5,90	0,05
1ero	2,18	N/A	164,61	148,15	0,44	0,00	2,21	N/A	134,21	120,79	3,04	0,03

5.5.3.3 Revisión por flexocompresión

Una vez determinada la capacidad a compresión P_c y a momento M_c de las columnas, se procedió a revisar la interacción entre estos dos esfuerzos según se había indicado en el capítulo 4, mediante la expresión 56 si $\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2$ y mediante la expresión 57 si $\frac{P_u}{P_c} < 0.2$.

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (56)$$



$$\frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (57)$$

De donde:

- P_c = Resistencia a compresión disponible.
- M_{ux} = Solicitación de momento alrededor del eje x utilizando combinaciones de carga LRFD.
- M_{uy} = Solicitación de momento alrededor del eje y utilizando combinaciones de carga LRFD. Se tiene $M_{uy} = 0$ en este caso debido a que el diseño por capacidad se realizó en un análisis en 2D.
- M_{cx} = Resistencia a flexión disponible alrededor del eje x.
- M_{cy} = Resistencia a flexión disponible alrededor del eje y. Se debe tomar a partir del momento plástico $F_y * Z_y$, ya que el pandeo lateral en el eje y no va a ocurrir puesto a que el eje x es el de mayor inercia de las secciones.

La revisión por interacción entre compresión y flexión se encuentra detallada en la tabla 25 para columnas exteriores y 26 para columnas interiores. Puesto a que se ha hecho un análisis en 2D, no se muestran las capacidades a momento alrededor del eje y.

Tabla 25. Revisión por flexocompresión en columnas exteriores del sistema lateral.

Piso	Perfil	M _{cx} [t-m]	M _{ux} [t-m]	P _c [t]	P _u [t]	P _u /P _c	Factor interacción
5to	W14X82	71,75	2,67	366,79	-25,77	0,07	0,07
4to	W14X82	71,75	2,42	366,79	-100,49	0,27	0,30
3ero	W14X82	71,75	3,30	366,79	-214,35	0,58	0,63
2do	W14X159	148,15	3,79	850,58	-365,39	0,43	0,45
1ero	W14X159	148,15	0,44	771,51	-600,10	0,78	0,78

Tabla 26. Revisión por flexocompresión en columnas interiores del sistema lateral.

Piso	Perfil	M _{cx} [t-m]	M _{ux} [t-m]	P _c [t]	P _u [t]	P _u /P _c	Factor interacción
5to	W14X68	59,36	0,26	304,24	-19,15	0,06	0,04



4to	W14X68	59,36	2,41	304,24	-44,66	0,15	0,11
3ero	W14X68	59,36	2,58	304,24	-117,25	0,39	0,42
2do	W14X132	120,79	5,90	696,57	-239,28	0,34	0,39
1ero	W14X132	120,79	3,04	623,74	-410,68	0,66	0,68

5.5.3.4 Revisión de secciones medianamente dúctiles

Como se había indicado en la sección 3.2.6, vigas y columnas deben cumplir con los requerimientos indicados en la sección D1 de (AISC/ANSI, 2016) para miembros moderadamente dúctiles. Estos requerimientos se encuentran indicados mediante un factor límite λ_{md} , el cual es comparado con la relación h/t_w para el alma del elemento, y con la relación $b_f/2t_f$ para el patín del elemento. El valor de λ_{md} a ser empleado para el alma del elemento se determinó mediante las expresiones 58 y 59 según el valor de C_a , y para el patín mediante la expresión 60.

$$\text{Para } C_a \leq 0.114 \quad \lambda_{md} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a) \quad (58)$$

$$\text{Para } C_a > 0.114 \quad \lambda_{md} = 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a) \quad (59)$$

$$\lambda_{md} = 0.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (60)$$

De donde $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$, siendo ϕ_c el factor de resistencia a compresión (0.9), y

$$P_y = R_y F_y A_g$$

Los valores detallados de esta revisión se pueden apreciar en las tablas 27 y 28. En la ilustración 38 se puede apreciar las dimensiones de las secciones a ser consideradas en esta revisión.

Tabla 27. Revisión de secciones moderadamente dúctiles en columnas exteriores del sistema lateral.

Piso	Perfil	Alma				Patín		
		h/tw	Ca	λ_{md}	$(h/tw)/\lambda_{md}$	bf/2tf	λ_{md}	$(bf/2tf)/\lambda_{md}$
5to	W14X82	22,4	0,0000	92,47	0,24	5,92	9,34	0,63
4to	W14X82	22,4	0,0002	92,43	0,24	5,92	9,34	0,63
3ero	W14X82	22,4	0,0004	92,37	0,24	5,92	9,34	0,63
2do	W14X159	15,3	0,0004	92,39	0,17	6,54	9,34	0,70
1ero	W14X159	15,3	0,0006	92,32	0,17	6,54	9,34	0,70

Tabla 28. Revisión de secciones moderadamente dúctiles de columnas interiores del sistema lateral.

Piso	Perfil	Alma				Patín		
		h/tw	Ca	λ_{md}	$(h/tw)/\lambda_{md}$	bf/2tf	λ_{md}	$(bf/2tf)/\lambda_{md}$
5to	W14X68	27,5	0,0000	92,49	0,30	6,97	9,34	0,75
4to	W14X68	27,5	0,0000	92,49	0,30	6,97	9,34	0,75
3ero	W14X68	27,5	0,0000	92,49	0,30	6,97	9,34	0,75
2do	W14X132	17,7	0,0000	92,49	0,19	7,15	9,34	0,77
1ero	W14X132	17,7	0,0000	92,49	0,19	7,15	9,34	0,77

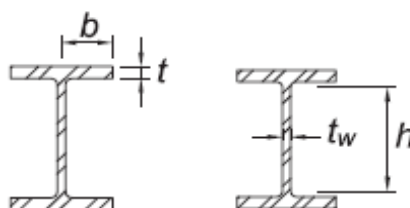


Ilustración 38. Dimensiones a ser revisadas para secciones moderadamente dúctiles. (Adaptada). Tomada de (AISC/ANSI, 2016).

5.5.4 Diseño de vigas

Para el diseño de las vigas del sistema lateral, al igual que para el diseño de las columnas, se realizó un análisis por compresión, la combinación de estos dos esfuerzos combinados, y la revisión de secciones moderadamente dúctiles.

Se determinó mediante la expresión 46 el mismo valor para la esbeltez crítica que en las columnas. En la tabla 29 se indican los parámetros previos al diseño de las vigas.

Tabla 29. Parámetros necesarios para el diseño de vigas.

Fy	3500	kg/cm2
E	2100000	kg/cm2
Ry	1.1	-
Ø	0,9	-



L	6,1	m
Esbeltez crítica	115,37	-

Las secciones puestas a prueba se indican en la tabla 30.

Tabla 30. Perfiles de vigas del sistema lateral.

Piso	Perfiles de vigas por piso
5to	W18X50
4to	W18X71
3ero	W18X97
2do	W21X101
1ero	W21X101

5.5.4.1 Revisión por compresión

Si bien normalmente las vigas no son concebidas mediante un diseño por cargas axiales, dado que en este caso son parte del sistema lateral de la estructura, y las riostras producen una sollicitación axial a ser considerada, como se indicó en la sección 4.5, se llevó a cabo esta revisión. Además es necesario determinar la capacidad a compresión para la revisión por flexocompresión.

Determinada mediante el mismo procedimiento que para las columnas, la capacidad a compresión de las vigas se determinó calculando mediante las expresiones 47 a 49 la esbeltez, esfuerzo de Euler y esfuerzo crítico respectivamente, para posteriormente, mediante la expresión 50 obtener la capacidad a compresión. Los valores de sollicitación de carga axial se obtuvieron del modelo computacional a partir de combinaciones de carga LRFD. Los valores obtenidos de esbeltez, esfuerzo de Euler y esfuerzo crítico se indican en la tabla 31, mientras que los valores de sollicitación y capacidad a compresión de esta revisión se indican en la tabla 32.

Tabla 31. Esfuerzos de Euler y crítico para capacidad a compresión de las vigas del sistema lateral.

Piso	Esbeltez (KL/R)	Fe [kg/cm²]	Fcr [kg/cm²]
5to	145,55	978,35	858,01
4to	141,27	1038,54	910,80
3ero	90,63	2523,59	1958,68
2do	83,10	3001,39	2148,31
1ero	83,10	3001,39	2148,31



Tabla 32. Determinación y revisión de capacidad a compresión de vigas del sistema lateral.

Piso	Perfil	Ag [cm ²]	ry [cm]	Pc [t]	Pu [t]	D/C
5to	W18X50	94,84	4,19	73,24	-21,40	0,29
4to	W18X71	134,84	4,32	110,53	-73,16	0,66
3ero	W18X97	183,87	6,73	324,13	-136,79	0,42
2do	W21X101	192,26	7,34	371,73	-195,63	0,53
1ero	W21X101	192,26	7,34	371,73	-233,38	0,63

5.5.4.2 Revisión por flexión

Se determinó la capacidad a flexión de las vigas en base a la longitud sin arriostramiento de las mismas L_p , tomada como un tercio de la distancia entre ejes o 305cm. Se consideró esta distancia debido a la presencia de una viga de piso conectada a la mitad de la longitud de cada viga del sistema lateral (ver ilustración 31).

Mediante las expresiones 51 y 52 se obtuvo la longitud límite para fluencia y longitud límite para pandeo lateral torsionante inelástico. Para el caso de las vigas de los pisos 3ro, 4to y 5to, se obtuvo que $L_p < L_b < L_r$, por lo que el momento nominal de dichas vigas se obtuvo mediante la expresión 53. El valor de C_b obtenido para el diagrama de momento se determinó mediante la expresión 54. Para las vigas del resto de pisos, se obtuvo que $L_b < L_p$, por lo que el momento nominal se determinó como igual al momento plástico de la sección $M_n = Z_x F_y$. La capacidad a momento de las vigas se determinó mediante la expresión 55 para $\phi = 0.90$. La sollicitación a flexión de las vigas se obtuvo del modelo computacional a partir de combinaciones de carga LRFD. Los valores correspondientes a la revisión de la longitud sin arriostrar se indican en la tabla 33 y por revisión de flexión se encuentran en la tabla 34.

Tabla 33. Revisión de valor de longitud sin arriostrar de vigas del sistema lateral.

Piso	Perfil	ry [cm]	Lp [cm]	rts [cm]	J [cm ⁴]	ho [cm]	Sx [cm ³]	Lr [cm]	Lb [cm]
5to	W18X50	4,19	180,68	5,03	51,61	44,20	1456,81	527,58	305,00
4to	W18X71	4,32	186,15	5,21	145,26	44,96	2081,16	612,95	305,00
3ero	W18X97	6,73	290,18	7,82	243,91	44,96	3080,77	949,11	305,00
2do	W21X101	7,34	316,46	8,51	216,86	52,32	3719,86	937,55	305,00



1ero	W21X101	7,34	316,46	8,51	216,86	52,32	3719,86	937,55	305,00
------	---------	------	--------	------	--------	-------	---------	--------	--------

En la columna 4 de la tabla 34 se indican los momentos nominales obtenidos como el momento plástico, o M_{n1} , mientras que en la columna 5 se indican los valores de momento nominal obtenidos a partir de la expresión 53 como M_{n2} . Para la relación demanda/capacidad se obtuvo la capacidad a momento M_c mediante la expresión 55.

Tabla 34. Determinación y revisión de la capacidad a momento de vigas del sistema lateral.

Piso	Perfil	Cb	Mn1 [t-m]	Mn2 [t-m]	Mc [t-m]	Mu [t-m]	D/C
5to	W18X50	2,54	No aplica	57,93	52,14	-14,67	0,28
4to	W18X71	2,42	No aplica	83,74	75,36	-28,09	0,37
3ero	W18X97	2,46	No aplica	121,02	108,92	-34,47	0,32
2do	W21X101	No aplica	145,11	No aplica	130,60	-37,75	0,29
1ero	W21X101	No aplica	145,11	No aplica	130,60	-30,29	0,23

5.5.4.3 Revisión por flexocompresión

Se realizó la revisión por flexocompresión de igual manera que con las columnas, mediante las expresiones 56 y 57 según se indicó deban aplicar. La revisión por flexocompresión en las vigas se puede apreciar en la tabla 35.

Tabla 35. Revisión por flexocompresión en vigas del sistema lateral.

Piso	Perfil	Mcx [t-m]	Mux [t-m]	Pc [t]	Pu [t]	Pu/Pc	Factor interacción
5to	W18X50	52,14	-14,67	73,24	-21,40	0,29	0,54
4to	W18X71	75,36	-28,09	110,53	-73,16	0,66	0,99
3ero	W18X97	108,92	-34,47	324,13	-136,79	0,42	0,70
2do	W21X101	130,60	-37,75	371,73	-195,63	0,53	0,78
1ero	W21X101	130,60	-30,29	371,73	-233,38	0,63	0,83

5.5.4.4 Revisión de secciones moderadamente dúctiles

De igual manera como se hizo con las columnas, se revisó que las secciones de las vigas sean moderadamente dúctiles mediante las expresiones 58 y 59 para revisión del alma, y mediante la expresión 60 para el patín. En la tabla 36 se pueden apreciar los valores de esta revisión.

Tabla 36. Revisión de secciones moderadamente dúctiles de vigas del sistema lateral.

Piso	Perfil	Alma				Patín		
		h/tw	Ca	λ_{md}	(h/tw)/ λ_{md}	bf/2tf	λ_{md}	(bf/2tf)/ λ_{md}
5to	W18X50	45,2	0,0001	92,47	0,49	6,57	9,34	0,70
4to	W18X71	32,4	0,0002	92,44	0,35	4,71	9,34	0,50
3ero	W18X97	30	0,0002	92,43	0,32	6,41	9,34	0,69
2do	W21X101	37,5	0,0003	92,40	0,41	7,68	9,34	0,82
1ero	W21X101	37,5	0,0004	92,39	0,41	7,68	9,34	0,82

5.5.5 Diseño de chapa de nudo o gusset plate

El diseño del gusset plate realizado contempla el efecto producido por dos fenómenos sobre este elemento estructural. El primero de ellos corresponde a las fuerzas axiales ajustadas que se producen en las riostras como se había mencionado (principio de diseño por capacidad). El segundo efecto a ser considerado es el de distorsión en el pórtico debido a las deformaciones de sismicidad alta (se deben acomodar rotaciones en las conexiones de hasta 0.02rad sin que la conexión falle dando lugar a pérdidas de capacidad y consecuente fluencia en las riostras). Recordemos que las fuerzas aplicadas en el diseño sísmico para un sismo máximo considerado MCE (2% de probabilidad de excedencia en 50 años o período de retorno de 2475 años), son reducidas en 2/3 para considerar el sismo de diseño DBE (10% de probabilidad de excedencia en 50 años o periodo de retorno de 475 años), y posteriormente reducidas nuevamente un factor $1/R$ considerando la ductilidad del sistema estructural (ASCE/SEI, 2016). Al reducir las fuerzas sísmicas aplicadas se debe asegurar la ductilidad que se está considerando en la reducción de fuerzas.

5.5.5.1 Efecto por carga axial de fuerzas ajustadas de las riostras

Para la determinación de las fuerzas actuantes sobre el gusset plate debido a la carga axial de las riostras, se empleó el método de fuerza uniforme UFM (Muir & Thornton, 2014). Este método trata de eliminar los momentos que se producen en las interfaces de conexión gusset-viga y gusset-columna buscando que se cumpla la expresión 61. Las dimensiones de la conexión consideradas para este método de diseño se pueden apreciar en la ilustración 39. El cumplimiento de la expresión 61 asegura que las resultantes de las fuerzas en la interfaz con la viga y columna R_b y R_c respectivamente, pasen por los

puntos de control *B* y *C* y converjan en el punto *A* con la fuerza de la riostra *P* (ver ilustración 40).

$$\alpha - \beta \tan \varphi = e_b \tan \varphi - e_c \quad (61)$$

De donde:

- α = Distancia ideal del centroide de la interfaz gusset-viga al patín de la columna.
- β = Distancia ideal del centroide de la interfaz gusset-columna al patín de la viga.
- φ = Ángulo de inclinación de la riostra con la vertical.
- e_b = Mitad del peralte de la viga.
- e_c = Mitad del peralte de la columna.

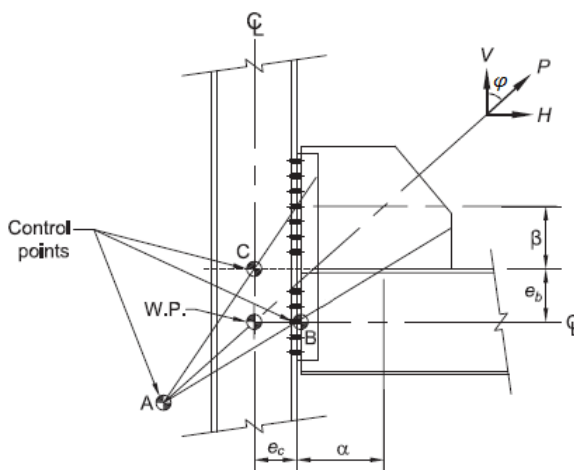


Ilustración 39. Geometría de gusset plate para el método UMF. (Adaptada). Tomada de (Muir & Thoronton, 2014).

Las fuerzas producidas en la interfaz del gusset plate con el pórtico se indican en las expresiones 62 y 63 para la interfaz gusset-columna y las expresiones 64 y 65 para la interfaz gusset-viga. Las fuerzas resultantes según el método UFM se pueden apreciar en la ilustración 40.

$$H_c = \frac{e_c}{r} P \quad (62)$$

$$V_c = \frac{\beta}{r} P \quad (63)$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} P \quad (64)$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} P \quad (65)$$

De donde:

- H_c = Fuerza horizontal en la interfaz gusset-columna.
- V_c = Fuerza vertical en la interfaz gusset-columna.
- H_b = Fuerza horizontal en la interfaz gusset-viga.
- V_b = Fuerza vertical en la interfaz gusset-viga.
- P = Fuerza axial en la riostra. Se tomó igual a la fuerza axial ajustada a compresión C_{max} .
- $r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$

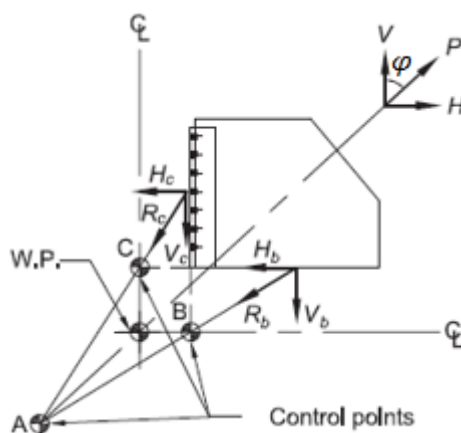


Ilustración 40. Diagrama de fuerzas admisibles de carga axial de las riostras por el método UFM. (Adaptada). Tomada de (Muir & Thornton, 2014)



Para el diseño obtenido, no fue posible acomodar dimensiones del gusset plate racionales para hacer cumplir la expresión 61. (Muir & Thornton, 2014), proponen para este caso, decidir cuál de las dos interfaces será más rígida y asignar a ésta un momento producido por la diferencia entre la distancia ideal del centroide de la interfaz con la distancia real multiplicado por la fuerza resultante perpendicular a la interfaz. De esta manera, se escogió a la interfaz gusset-viga como la más rígida, luego se tomó un valor B para a partir de este tomar $\beta = \frac{B}{2}$ como valor ideal, para mediante la expresión 61, obtener α . Luego, el momento producido en la interfaz gusset-viga se determina como $M_b = V_b(\alpha - \bar{\alpha})$. De donde $\bar{\alpha}$ es la distancia real escogida desde el centroide de la interfaz gusset-viga al patín de la columna. Finalmente se obtuvo $A = 2\bar{\alpha}$. La manera en la que se determinó la interfaz rígida es considerando una unión mediante soldadura, mientras que en la interfaz flexible, considerando una unión con pernos. Los valores A y B corresponden a las longitudes totales de las interfaces gusset-viga y gusset-columna respectivamente.

Para considerar el momento producido en la interfaz gusset-viga se obtuvo la fuerza vertical equivalente debida al momento mediante la expresión 66.

$$VM_b = \frac{2M_b}{\left(\frac{A}{2}\right)} \quad (66)$$

En la tabla 37 se indican los valores obtenidos para la geometría de cada gusset plate a partir del procedimiento indicado. $\bar{\alpha}$ Se indica en la columna 6 como α' .

En la tabla 38 se indican las fuerzas resultantes en las interfaces. Se consideró la conexión superior puesto a que en ella se tendrán secciones de viga y columna generalmente más esbeltas que en la conexión inferior pero con la misma sollicitación de carga axial. Se determinó además, que se tiene una mayor sollicitación de fuerzas horizontales y verticales en la interfaz cuando la riostra está a compresión, por lo que



fue la carga axial ajustada de compresión la considerada para la determinación de dichas fuerzas.

Tabla 37. Dimensiones consideradas para gusset plate y determinación de fuerzas en la interfaz gusset-pórtico producto de carga axial de compresión de las riostras.

Piso	Viga	Columna	A [cm]	B [cm]	α' [cm]	α [cm]	eb [cm]	β [cm]	ec [cm]
5to	W18X50	W14X82	40	15	20	28,1	22,86	7,5	18,16
4to	W18X71	W14X82	50	20	25	32,9	23,50	10,0	18,16
3ero	W18X97	W14X82	50	20	25	33,1	23,62	10,0	18,16
2do	W21X101	W14X159	65	30	32,5	45,3	27,18	15	19,05
1ero	W21X101	W14X159	65	35	32,5	30,5	27,18	17,5	19,05

Tabla 38. Determinación de fuerzas en la interfaz gusset-pórtico debido a carga axial ajustada de compresión de la riostra.

Piso	Hc [t]	Vc [t]	Hb [t]	Vb [t]	Mb [t-m]	VMb [t]
5to	10,23	4,23	15,86	12,88	0,70	6,99
4to	31,54	17,37	57,17	40,80	2,74	21,92
3ero	58,22	32,06	106,15	75,73	5,49	43,94
2do	69,55	54,76	165,27	99,22	10,69	65,81
1ero	106,90	98,20	171,16	152,51	-2,67	16,45

5.5.5.2 Efecto de distorsión del pórtico por derivas de alta sismicidad

Como se ha indicado al inicio de esta sección, las deformaciones en el pórtico por cargas laterales no pueden ser ignoradas en el diseño. Para cumplir con este requerimiento, se tomó una de las 3 opciones dadas por el código de diseño sísmico (AISC/ANSI, 2016). Se ha propuesto una conexión en la que tanto columnas, vigas y gusset plate participan para resistir el momento debido a distorsión del pórtico, y resistan el efecto de los momentos provenientes de la capacidad a flexión de la viga y las columnas.

(Muir & Thornton, 2014) proponen, ante la distorsión del pórtico, un diagrama de fuerzas que puede ser añadido algebraicamente al obtenido por el método UFM, mismo que se puede apreciar en la ilustración 41. El momento producido debido a la distorsión del pórtico se determina mediante la expresión 67 propuesta por (Tamboli, 2010).



$$M_D = 6 \left(\frac{P}{Abc} \right) \left(\frac{I_b I_c}{\frac{I_b}{b} + \frac{2I_c}{c}} \right) \left(\frac{b^2 + c^2}{bc} \right) \quad (67)$$

De donde:

- P = Fuerza axial de la riostra.
- I_b = Momento de inercia de la viga.
- I_c = Momento de inercia de la columna.
- A = Área de la riostra. Se tomó igual al área del segmento de no fluencia.
- b = Mitad de la longitud de la viga
- c = Mitad de la longitud de la columna.

La expresión 67 no es válida si es que M_D excede la fuerza flexural de la viga, o el doble de la fuerza flexural de la columna, en cuyo determinado caso, se tomase la menor de estas dos para el posterior análisis.

Mediante las expresiones 68, 69 y 70 se obtuvieron la resultante de las fuerzas en la interfaz, la componente horizontal en la interfaz y la componente vertical en la interfaz debido al efecto de distorsión en el pórtico respectivamente (Thornton & Muir, 2009).

$$F_D = \frac{M_D}{\bar{\beta} + e_b} \left(\frac{\bar{\beta}}{\bar{\alpha}} \right)^2 \quad (68)$$

$$H_D = \frac{\bar{\alpha}}{\sqrt{\bar{\alpha}^2 + \bar{\beta}^2}} F_D \quad (69)$$

$$V_D = \frac{\bar{\beta}}{\bar{\alpha}} H_D \quad (70)$$

De donde:

- $\bar{\alpha}$ = Distancia real del patín de la columna al centroide de la interfaz gusset-viga.
Real, en caso de que no cumpla con la expresión 61.
- $\bar{\beta}$ = Distancia real del patín de la viga al centroide de la interfaz gusset-columna.
Real, en caso de que no cumpla con la expresión 61.
- F_D = Resultante de las fuerzas en la interfaz debidas a distorsión del pórtico.
- H_D = Componente horizontal en la interfaz de la fuerza debida a distorsión en el pórtico.
- V_D = Componente vertical en la interfaz de la fuerza debida a distorsión en el pórtico.

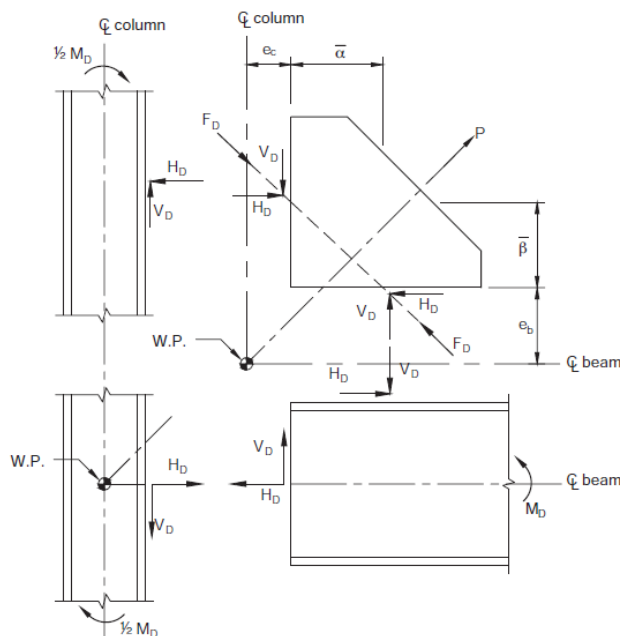


Ilustración 41. Diagrama de fuerzas admisibles por distorsión del pórtico. (Adaptada). Tomada de (Muir & Thornton, 2014).

De esta manera, mediante los lineamientos explicados, se obtuvieron las fuerzas en la interfaz gusset-viga y gusset-columna debidas a la distorsión del pórtico, como se indica detalladamente en las tablas 39 y 40.



Tabla 39. Parámetros necesarios para la determinación de fuerzas en interfaz gusset-pórtico por distorsión en el pórtico.

Piso	Viga	Columna	Ib [cm4]	Ic [cm4]	b [cm]	c [cm]	P [t]	Ar [cm2]
5to	W18X50	W14X82	33298,51	36669,99	305	200	31,20	6,50
4to	W18X71	W14X82	48699,08	36669,99	305	200	106,08	22,10
3ero	W18X97	W14X82	72840,50	36669,99	305	200	196,56	40,95
2do	W21X101	W14X159	100728,00	79083,97	305	200	280,80	58,50
1ero	W21X101	W14X159	100728,00	79083,97	305	275	374,40	78,00

Tabla 40. Fuerzas en la interfaz gusset-pórtico debido a la distorsión del pórtico.

Piso	MD [t-m]	FD [t]	HD [t]	VD [t]
5to	26,42	12,24	11,46	4,30
4to	34,93	16,69	15,49	6,20
3ero	45,42	21,61	20,07	8,03
2do	73,16	36,95	33,55	15,48
1ero	60,74	39,42	34,71	18,69

Como se indicó previamente, estas fuerzas se sumaron algebraicamente a las fuerzas obtenidas por el método UFM para la acción de la carga axial de la riostra. Se determinó que la carga axial por compresión de la riostra C_{max} , nuevamente es la que da una mayor demanda por lo que fue la considerada para el análisis. Para que la riostra esté en compresión, las fuerzas en el diagrama que se aprecia en la ilustración 41 estarían en sentido opuesto. Lo mismo para el caso de las fuerzas obtenidas por la carga axial de a riostra en la ilustración 40. Tomando en cuenta esto, se procedió a hacer la suma algebraica de las fuerzas en la interfaz para la posterior revisión del gusset plate. Las fuerzas obtenidas se pueden apreciar en la tabla 41. Según lo indicado, las fuerzas totales en la interfaz gusset-columna se determinaron mediante las expresiones 71 y 72, mientras que las fuerzas totales en la interfaz gusset-viga se determinaron mediante las expresiones 73 y 74.

$$H_C = H_c - H_D \tag{71}$$

$$V_C = V_c + V_D \tag{72}$$

$$H_B = H_b + H_D \tag{73}$$

$$V_B = V_b + V_D + VM_b \quad (74)$$

De donde:

- H_C = Fuerza total horizontal sobre la interfaz gusset-columna.
- V_C = Fuerza total vertical sobre la interfaz gusset-columna.
- H_B = Fuerza total horizontal sobre la interfaz gusset-viga.
- V_B = Fuerza total vertical sobre la interfaz gusset-viga.

Tabla 41. Obtención de fuerzas resultantes por efectos de carga axial de las riostras y distorsión del pórtico sobre la interfaz gusset-pórtico.

Piso	HC [t]	VC [t]	HB [t]	VB [t]
5to	-1,22	8,52	27,31	15,57
4to	16,05	23,56	72,66	56,53
3ero	38,15	40,08	126,22	111,64
2do	36,00	70,24	198,82	149,55
1ero	72,19	116,89	205,87	150,28

Como se había indicado en la sección 5.5.5.1, la unión gusset-viga (más rígida) se planteó como soldada, mientras que para la columna se planteó una unión con pernos a través de una placa (end plate) de 1 pulgada de espesor, como se puede apreciar en la ilustración 42.

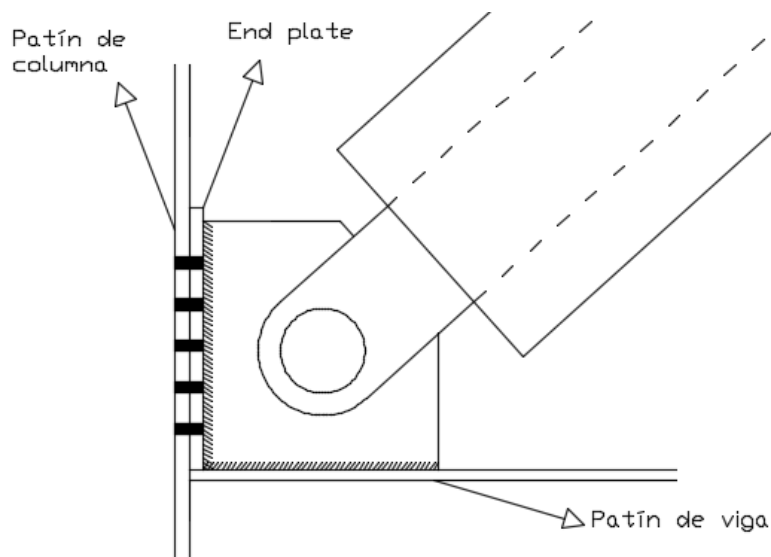


Ilustración 42. Configuración propuesta para conexión de gusset plate.



5.5.5.3 Determinación de ancho de soldadura en conexión gusset-viga y gusset-end plate de columna

En esta sección se detalla el dimensionamiento de la suelda requerida entre el gusset y la viga, y entre el gusset y la placa de conexión al patín de la columna. La soldadura se diseñó para resistir una fuerza por unidad de longitud de 1.25 veces el esfuerzo resultante por las fuerzas en la interfaz considerada (AISC, 2005). De esta manera, los esfuerzos producidos por las cargas en la interfaz se obtuvieron mediante las expresiones 75 y 76.

$$f_{ua} = \frac{V}{l} \quad (75)$$

$$f_{uv} = \frac{H}{l} \quad (76)$$

De donde:

- V = Fuerza vertical resultante en interfaz gusset-columna, gusset-viga (V_C o V_B según corresponda).
- H = Fuerza horizontal resultante en interfaz gusset-columna, gusset-viga (H_C o H_B según corresponda).
- l = Longitud de la interfaz gusset-columna, gusset viga (B o A según corresponda).
- f_{ua} = Esfuerzo axial obtenido en la interfaz gusset-end plate, gusset viga.
- f_{uv} = Esfuerzo cortante obtenido en la interfaz gusset-end plate, gusset viga.

Posteriormente, mediante la expresión 77 se sumó vectorialmente los dos esfuerzos obtenidos.

$$f_u = 1.25 \sqrt{f_{ua}^2 + f_{uv}^2} \quad (77)$$



De donde:

- f_u = Resultante de los esfuerzos axial y cortante obtenidos.
- El factor de 1.25 corresponde al caso del gusset directamente soldado al patín de la viga únicamente, con a la intención de brindar algo de ductilidad al gusset plate evitando que se produzca una fractura en el cordón de suelda (AISC, 2005).

Por otro lado, a partir de la expresión 78 se obtiene el valor de la resistencia disponible por el cordón de suelda (AISC, 2005).

$$f_u = 1.392(2)D(1 + 0.5(\sin \gamma)^{1.5}) \quad (78)$$

De donde:

- 2 = Se considera el cordón de suelda en los 2 lados de la placa.
- D = Tamaño de la suelda en dieciseisavos de pulgada.
- γ = Ángulo de carga $\gamma = \tan^{-1} \frac{f_{uv}}{f_{ua}}$.

La expresión 78 considera una resistencia de clasificación del metal de relleno $F_{EXX} = 70ksi$.

Nótese que de las expresiones anteriores se desprenden 2 valores para cada una, que corresponden a los esfuerzos en la interfaz gusset-viga y gusset-end plate.

En las tablas 42 y 43 se muestran a detalle los valores el procedimiento antes descrito para el diseño de la suelda en las interfaces.

Tabla 42. Determinación del tamaño de suelda en la interfaz gusset-viga.

Piso	fua [kip/in]	fuv [kip/in]	fu [kip/in]	γ [rad]	D [in/16]
5to	8,50	14,91	21,46	1,05	5,5
4to	10,02	12,87	20,39	0,91	5,4
3ero	10,72	12,11	20,22	0,85	5,5
2do	12,02	15,98	24,99	0,93	6,6
1ero	7,86	10,76	16,65	0,94	4,4

Tabla 43. Determinación del tamaño de suelda en la interfaz gusset-end plate.

Piso	fua [kip/in]	fuv [kip/in]	fu [kip/in]	γ [rad]	D [in/16]
5to	0,17	1,19	1,20	1,43	0,3
4to	1,79	2,63	3,19	0,97	0,8
3ero	4,26	4,48	6,18	0,81	1,7
2do	3,09	6,04	6,79	1,10	1,7
1ero	6,21	10,05	11,81	1,02	3,0

5.5.5.4 Revisión de pernos en interfaz gusset-columna

Todos los pernos que se consideraron son ASTM 325-X distribuidos en 2 filas, una de cada lado del gusset plate, de diferentes diámetros para la conexión de cada piso. De esta manera, se empezó determinando el número de pernos a utilizar. Para esto, a partir de las tablas 7-1 y 7-2 del *Manual de construcción* (AISC, 2005), se obtuvieron las resistencias a corte y tensión por perno $\phi_{r_{nv}}$ y $\phi_{r_{nt}}$. El número de pernos se determinó dividiendo las fuerzas normal H_C y vertical V_C para $\phi_{r_{nt}}$ y $\phi_{r_{nv}}$ respectivamente y tomando el mayor valor. La obtención del número de pernos se detalla en la tabla 44.

Tabla 44. Determinación de número de pernos en conexión gusset-columna.

Piso	HC [kips]	VC [kips]	d [in]	$\phi_{r_{nt}}$ [kips]	Pernos req	$\phi_{r_{nv}}$ [kips]	Pernos req	Pernos dados
5to	2,69	18,75	5/8	20,7	0,1	13,8	1,4	4
4to	35,30	51,84	5/8	20,7	1,7	13,8	3,8	4
3ero	83,94	88,19	3/4	29,8	2,8	19,9	4,4	6
2do	79,20	154,54	3/4	29,8	2,7	19,9	7,8	8
1ero	158,82	257,16	7/8	40,6	3,9	27,1	9,5	10

Dado que los pernos se encuentran sujetos a esfuerzos de tracción y corte simultáneamente, se realizó la revisión correspondiente para esta combinación de esfuerzos según la sección J3.7 de la *Especificación* (AISC/ANSI, 2016). Se determinó



el esfuerzo de tracción nominal modificado mediante la expresión 79. Posteriormente se determinó la resistencia a tensión modificada de cada perno mediante la expresión 80, que se comparó con la fuerza de tensión requerida por perno.

$$F_{nt}' = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (79)$$

$$\phi R_n = \phi F_{nt}' A_b \quad (80)$$

De donde:

- F_{nt}' = Esfuerzo de tracción nominal modificado.
- F_{nt} = Esfuerzo de tracción nominal (tomado de la tabla J3.2 de la *Especificación*).
- F_{nv} = Esfuerzo de corte nominal (tomado de la tabla J3.2 de la *Especificación*).
- f_{rv} = Esfuerzo de corte requerido por perno.

Los valores obtenidos de esta revisión se indican en la tabla 45. La fuerza requerida a tensión r_{ut} se determinó dividiendo la fuerza horizontal total en la interfaz H_C entre el número de pernos. El esfuerzo de corte requerido por perno f_{rv} se determinó dividiendo la fuerza vertical total en la interfaz V_C entre el número de pernos y el área de cada perno.

Tabla 45. Revisión de resistencia ajustada a tracción de pernos.

Piso	d [in]	Ab [in ²]	Fnt [ksi]	Fnv [ksi]	frv [ksi]	Fnt' [ksi]	Ørnt [kips]	rut [kips]	D/C
5to	5/8	0,31	89,70	67,85	15,28	89,68	20,63	0,67	0,03
4to	5/8	0,31	89,70	67,85	42,24	42,14	9,70	8,83	0,91
3ero	3/4	0,44	89,70	67,85	33,27	57,96	19,21	13,99	0,73
2do	3/4	0,44	89,70	67,85	43,72	39,53	13,10	9,90	0,76
1ero	7/8	0,60	89,70	67,85	42,77	41,22	18,59	15,88	0,85



5.5.5.5 Revisión por efecto “gusset pinching”

Los esfuerzos de distorsión pueden generar un modo de pandeo indeseable en el gusset plate conocido en la literatura técnica como “gusset pinching”. Este pandeo es producido cuando la distorsión produce una rotación que disminuye el ángulo entre la viga y la columna, aunque la riostra se encuentre en tracción (este es el caso que se presenta en la ilustración 41). Para evitar este pandeo, (Thornton & Muir, 2009) proponen obtener un esfuerzo crítico obtenido a partir de los lineamientos del capítulo 9 del *Manual de construcción* (AISC, 2005). El esfuerzo crítico se determina a partir de la expresión 81.

$$F_{cr} = QF_y \quad (81)$$

De donde Q es un factor en función de un parámetro λ como se indica a continuación.

$$\text{Para } \lambda \leq 0.7 \quad Q = 1 \quad (82)$$

$$\text{Para } 0.7 < \lambda \leq 1.41 \quad Q = 1.34 - 0.486\lambda \quad (83)$$

$$\text{Para } \lambda > 1.41 \quad Q = \frac{1.30}{\lambda^2} \quad (84)$$

$$\lambda = \frac{\left(\frac{b}{t_g}\right)\sqrt{F_y}}{5\sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{b}\right)^2}}} \quad (85)$$

De donde:

- a = Longitud entre extremos opuestos de las interfaces gusset-columna y gusset-viga.

- b = Longitud perpendicular desde el vértice o punto común de las interfaces gusset-columna y gusset-viga hasta la longitud a .
- t_g = Espesor del gusset plate.

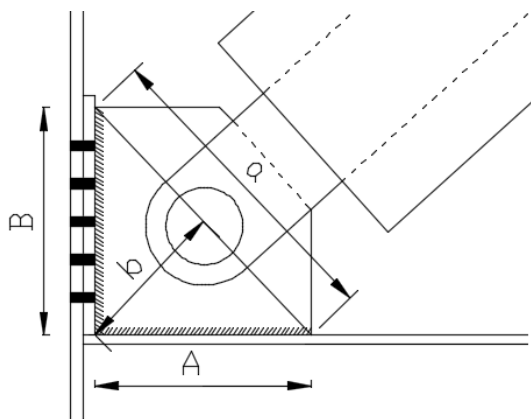


Ilustración 43. Dimensiones de gusset plate para la revisión por "gusset pinching".

El esfuerzo crítico obtenido mediante la expresión 81 se comparó con el esfuerzo actuante debido a la distorsión del pórtico, determinado mediante la expresión 86.

$$f_D = \frac{F_D}{bt_g} \quad (86)$$

Los resultados de esta revisión se presentan detalladamente en la tabla 46.

Tabla 46. Revisión por efecto "gusset pinching"

Piso	a [in]	b [in]	tg [in]	λ	Q	Fcr [ksi]	fD [ksi]	D/C
5to	16,82	5,53	1	0,03	1	50	4,06	0,08
4to	21,20	7,31	1 1/2	0,03	1	50	2,79	0,06
3ero	21,20	7,31	2	0,02	1	50	2,71	0,05
2do	28,18	10,72	2	0,03	1	50	3,16	0,06
1ero	29,06	12,13	2	0,03	1	50	2,98	0,06

5.5.5.6 Revisión por fluencia en la sección Whitmore

Ante la acción de una carga de tracción sobre el gusset plate producto de la tracción en la riostra, se puede producir la fluencia en el gusset plate en la denominada sección Whitmore. Esta sección, según indica el *Manual de construcción* (AISC, 2005), está

definida mediante el ancho Whitmore l_w , determinado al final de la conexión entre la riostra y el gusset plate, extendiéndose desde el inicio de esta una apertura de 30° a cada lado (ver ilustración 44). El ancho Whitmore podría extenderse más allá del gusset plate, en cuyo caso se debiera considerar el espesor del miembro al cual se prolongue al momento de determinar la sección Whitmore.

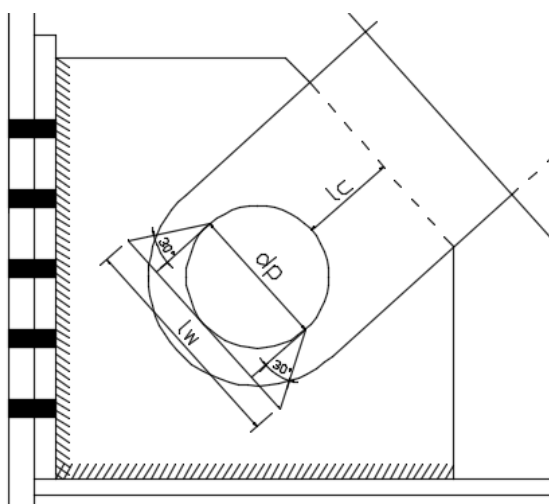


Ilustración 44. Ancho Whitmore, diámetro del pasador y longitud libre considerados para tipo de conexión asumida.

De esta manera, según la sección J4.1 de la *Especificación* (AISC/ANSI, 2016), la resistencia disponible para fluencia del gusset plate está determinada por la expresión 87. El ancho Whitmore se determinó geoméricamente a partir de la expresión 88.

$$\phi R_n = \phi F_y A_w \quad (87)$$

$$l_w = d_p + 2 \left(\frac{d_p}{2} \right) \tan 30 \quad (88)$$

De donde:

- $\phi = 0.9$ Para estado límite de fluencia.
- $A_w = l_w t_g$
- d_p = Diámetro del pasador (ver ilustración 44).

En el diseño tratado, gráficamente se determinó que el ancho Whitmore nunca se prolongó más allá del gusset plate. La sollicitación de carga axial corresponde a la resistencia ajustada a tracción de la riostra T_{max} . Los valores de la revisión por este modo de falla se pueden apreciar en la tabla 47.

Tabla 47. Revisión por fluencia a tracción en la sección Whitmore.

Piso	lw [in]	Aw [in2]	ϕR_n [kips]	P [kips]	D/C
5to	2,48	2,48	111,78	57,20	0,51
4to	3,73	5,59	251,51	194,48	0,77
3ero	4,97	9,94	447,12	360,36	0,81
2do	7,45	14,90	670,68	514,80	0,77
1ero	10,56	21,11	950,14	686,40	0,72

5.5.5.7 Revisión por pandeo de compresión en la sección Whitmore

Si se considera la carga axial ajustada correspondiente a la compresión de la riostra C_{max} podría existir un modo de falla es el pandeo en la sección Whitmore, previamente determinada. De esta manera, según la sección J4.4 de la Especificación (AISC/ANSI, 2016), se determinó la resistencia a compresión en la sección Whitmore mediante la expresión 89.

$$\phi R_n = \phi F_y A_g \quad (89)$$

De donde $A_g = A_w$ debido a que el ancho Whitmore no sobresale en ningún caso más allá del gusset plate. Los valores de la revisión por este modo de falla se indican en la tabla 48.

Tabla 48. Revisión por pandeo de compresión en la sección Whitmore.

Piso	lw [in]	Ag [in2]	ϕR_n [kips]	P [kips]	D/C
5to	2,48	2,48	111,78	68,64	0,61
4to	3,73	5,59	251,51	233,38	0,93
3ero	4,97	9,94	447,12	432,43	0,97
2do	7,45	14,90	670,68	617,76	0,92
1ero	10,56	21,11	950,14	823,68	0,87



5.5.5.8 Revisión por aplastamiento y desgarre en la perforación del pasador

Al tener la configuración adoptada un pasador, se realizó una revisión para el caso en el que la carga axial de las riostras a tracción C_{max} produzca aplastamiento en la perforación del gusset plate. Así mismo, la carga axial de tracción T_{max} podría causar desgarre en la perforación. Según la sección J3.10 de la *Especificación* (AISC/ANSI, 2016) se determinó la resistencia al aplastamiento y desgarre mediante las expresiones 90 y 91 respectivamente.

$$\phi R_n = 2.4d_p t_g F_u \quad (90)$$

$$\phi R_n = 2.1l_c t_g F_u \quad (91)$$

De donde:

- $\phi = 0.75$
- F_u = Esfuerzo último del material (65ksi o 4500kg/cm²).
- l_c = Longitud libre, en dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde del material (determinado gráficamente) (ver ilustración 44).

Los resultados de este análisis se muestran en la tabla 49.

Tabla 49. Revisión por aplastamiento y desgarre en la perforación del pasador.

Piso	Revisión por aplastamiento en perforación de pasador					Revisión por desgarre en perforación del pasador				
	dp [cm]	tg [cm]	ϕR_n [t]	P [t]	D/C	lc [cm]	tg [cm]	ϕR_n [t]	P [t]	D/C
5to	4	2,54	83,75	31,2	0,37	4,4	2,54	80,61	26,0	0,32
4to	6	3,81	188,44	106,08	0,56	6,56	3,81	180,27	88,4	0,49
3ero	8	5,08	335,00	196,56	0,59	5,52	5,08	202,26	163,8	0,81
2do	12	5,08	502,50	280,8	0,56	9,65	5,08	353,58	234,0	0,66
1ero	17	5,08	711,88	374,4	0,53	13,06	5,08	478,53	312,0	0,65



Como se ha determinado en la revisión de los modos de falla del gusset plate, el diseño adoptado impide que gobiernen estados límites no deseados como el pandeo por distorsión del pórtico y falla en la zona de interfaz. Si bien el modo de falla que controla es el de compresión en la sección Whitmore, debido a que el gusset plate tiene una esbeltez menor a 25, se tiene fluencia en la falla por compresión.

5.5.6 Control de derivas

Se realizó el control de derivas para cada nivel de la estructura, aplicando las cargas sísmicas horizontales en las dos direcciones ortogonales del modelo, indicadas en la columna 6 de la tabla 9. Para la determinación de las derivas inelásticas en cada dirección ortogonal se utilizó la expresión 24. Posteriormente, se determinaron las derivas en dirección de x y y mediante las expresiones 92 y 93 respectivamente, considerando los desplazamientos en ambas direcciones ortogonales.

$$\Delta_x = \sqrt{\Delta I_x E x^2 + \Delta I_x E y^2} \quad (92)$$

$$\Delta_y = \sqrt{\Delta I_y E x^2 + \Delta I_y E y^2} \quad (93)$$

De donde:

- $\Delta I_x E x$ = Relación de deriva inelástica en dirección x por la carga sísmica aplicada en dirección x .
- $\Delta I_x E y$ = Relación de deriva inelástica en dirección x por la carga sísmica aplicada en dirección y .
- $\Delta I_y E x$ = Relación de deriva inelástica en dirección y por la carga sísmica aplicada en dirección x .
- $\Delta I_y E y$ = Relación de deriva inelástica en dirección y por la carga sísmica aplicada en dirección y .



Los resultados del control de derivas realizado se pueden apreciar en la tabla 50. En los gráficos 18 y 19 se pueden apreciar las derivas elásticas por piso obtenidas a través del modelo computacional en ETABS.

Tabla 50. Control de derivas de la estructura por cargas sísmicas horizontales aplicadas en las 2 direcciones ortogonales principales.

Piso	Cargas sísmicas en X+				Cargas sísmicas en Y+				Δx	Δy
	Δx_{Ex}	Δy_{Ex}	ΔIx_{Ex}	ΔIy_{Ex}	Δx_{Ey}	Δy_{Ey}	ΔIx_{Ey}	ΔIy_{Ey}		
5to	0,0018	0,00008	0,0097	0,0005	0,00008	0,0017	0,0005	0,0095	0,98%	0,96%
4to	0,0021	0,00010	0,0117	0,0006	0,00010	0,0021	0,0006	0,0118	1,17%	1,18%
3ero	0,0022	0,00011	0,0121	0,0006	0,00011	0,0022	0,0006	0,0121	1,21%	1,22%
2do	0,0020	0,00010	0,0109	0,0005	0,00009	0,0020	0,0005	0,0109	1,09%	1,09%
1ero	0,0017	0,00008	0,0091	0,0004	0,00008	0,0017	0,0005	0,0091	0,91%	0,91%

Estos valores de relación de derivas se encuentran por debajo de el límite establecido de 2% indicado en la sección 12.12.1 de (ASCE/SEI, 2016).

En este punto, y como parte final del diseño, se debe contar con la curva característica de las riostras por parte del fabricante seleccionado. Esto con el objetivo de comprobar los valores de endurecimiento por deformación ω y sobre resistencia β , a través de la revisión de las deforaciones en las riostras, que como se había indicado en la sección 3.2.1 deben corresponder al mayor entre el valor de la deriva de piso y 2 veces el valor de la deriva de diseño.

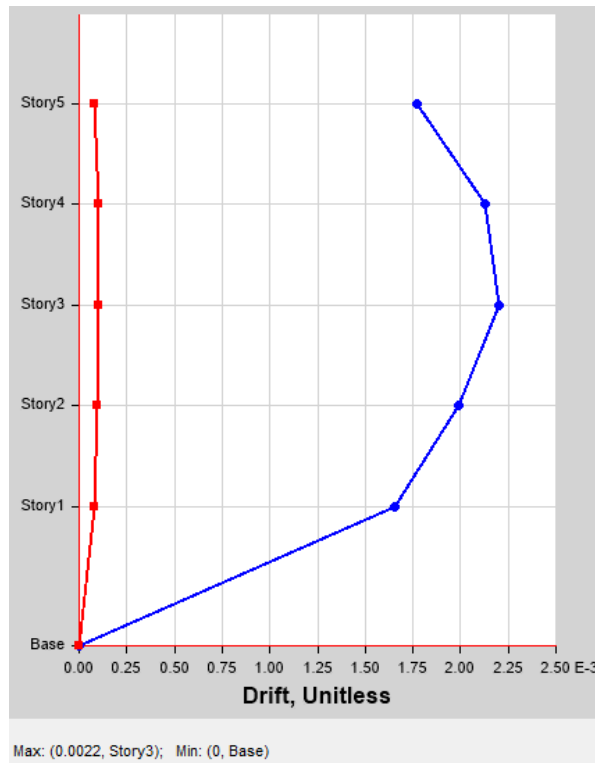


Gráfico 18. Derivas elásticas (azul en x, rojo en y) por carga sísmica aplicada en dirección de x positiva. Tomado de ETABS.

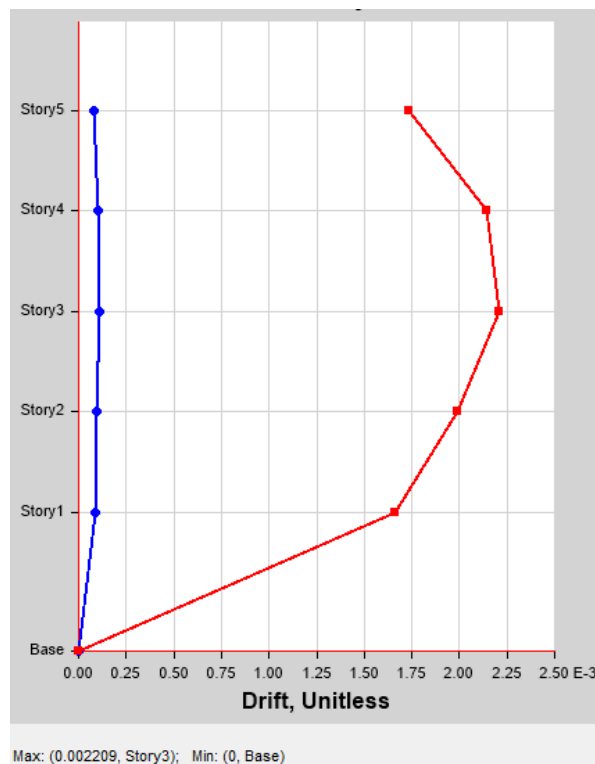


Gráfico 19. Derivas elásticas (azul en x, rojo en y) por carga sísmica aplicada en dirección de y positiva. Tomado de ETABS.



5.5.7 Revisión de irregularidad torsional

Una vez obtenidos los desplazamientos de piso aplicando las cargas laterales con una excentricidad del 5% con respecto al centro de masa en cada dirección ortogonal y según como se indica en la tabla 12, se revisaron los desplazamientos máximos y promedio de cada piso y en cada dirección ortogonal de la carga sísmica aplicada. Como se puede apreciar en la tabla 51, no existe irregularidad torsional, por lo que no es necesario incrementar las cargas aplicadas.

Tabla 51. Revisión por irregularidad torsional en cada piso de la estructura. Valores obtenidos de ETABS.

Piso	Cargas sísmicas en X+			Cargas sísmicas en Y+		
	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$
5to	0,007	0,007	1,049	0,007	0,007	1,050
4to	0,009	0,008	1,050	0,009	0,008	1,050
3ero	0,009	0,008	1,050	0,009	0,008	1,050
2do	0,008	0,008	1,050	0,008	0,008	1,049
1ero	0,009	0,009	1,049	0,009	0,009	1,053

5.5.8 Revisión de efectos P- δ

Para concluir el diseño, se revisaron los efectos P- δ según la sección 12.8.7 de (ASCE/SEI, 2016), en donde mediante el coeficiente de estabilidad θ , se permite ignorar los efectos mencionados si el coeficiente de estabilidad es menor que 0.1. El coeficiente de estabilidad se determinó a partir de la expresión 94.

$$\theta = \frac{P_x \Delta_i I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (94)$$

De donde:

- P_x = Carga total de diseño sobre el piso x .
- Δ_i = Deriva de diseño.
- I_e = Factor de importancia.
- V_x = Cortante actuante producto de carga sísmica entre pisos x y $x - 1$.
- h_{sx} = Altura del nivel x .



- C_d = Factor de amplificación de deformaciones (5,5 para BRBFs).

Los resultados de esta revisión se detallan en la tabla 52.

Tabla 52. Revisión por efectos P-δ para cada piso.

Piso	Px [t]	Δ [cm]	Vx [t]	hsx [cm]	Θ
5to	697,33	3,90	36,43	2150	0,006
4to	1678,83	4,68	124,91	1750	0,007
3ero	3357,66	4,84	232,22	1350	0,009
2do	5036,49	4,37	329,06	950	0,013
1ero	6715,32	5,01	391,71	550	0,028



6. ANÁLISIS POR DESEMPEÑO

Posterior a la etapa de diseño inicial, se realizó un análisis por desempeño sísmico de la estructura obtenida. Es importante entender que no existe un lineamiento fijo para realizar este análisis, sino que es más una filosofía que permite que las estructuras concebidas a través de códigos de diseño sean evaluadas de una manera en la que se pueda conocer el comportamiento o desempeño de las mismas ante un sismo. Esto también quiere decir que una estructura puede no necesariamente satisfacer todos los lineamientos del código de diseño, y seguir teniendo un diseño apto, si se demuestra que el desempeño de la estructura es igual, o mejor que aquel correspondiente a los procedimientos codificados de diseño. Otro objetivo del análisis por desempeño es el de, ante varios niveles de amenaza sísmica, verificar que la estructura se comporte o tenga un desempeño que cumple con criterios de aceptación.

Una vez explicado el objetivo para el cual el análisis por desempeño es concebido, a continuación se presenta el procedimiento aplicado para realizar dicho análisis.

1. Realizar el diseño inicial.
2. Detallar componentes dúctiles o DCE (Deformation Controlled Elements).
3. Realizar un análisis elástico para un sismo de diseño o DBE (Design Base Earthquake).
4. Realizar un análisis dinámico no lineal para un sismo de máxima intensidad o MCE (Maximum Considered Earthquake).
5. Verificar que los resultados cumplan con criterios de nivel de desempeño aceptables.

En el ejemplo realizado, se han completado ya los tres primeros puntos. Nótese que para el tercer punto, gracias a la comprobación de las relaciones demanda/capacidad de los elementos estructurales para un sismo de diseño o DBE, se espera un comportamiento elástico de los mismos.

6.1 Descripción del modelo computacional

Para la realización del análisis dinámico no lineal se empleó el programa OpenSees (McKenna, Fenves, & Scott, 2006). Se realizó un modelo en 2D de un pórtico del sistema lateral previo a la ejecución del análisis.

El proceso del modelamiento del pórtico del sistema lateral se indica a continuación en el gráfico 20. El detalle del modelamiento con la codificación del mismo se encuentra en el Apéndice A.

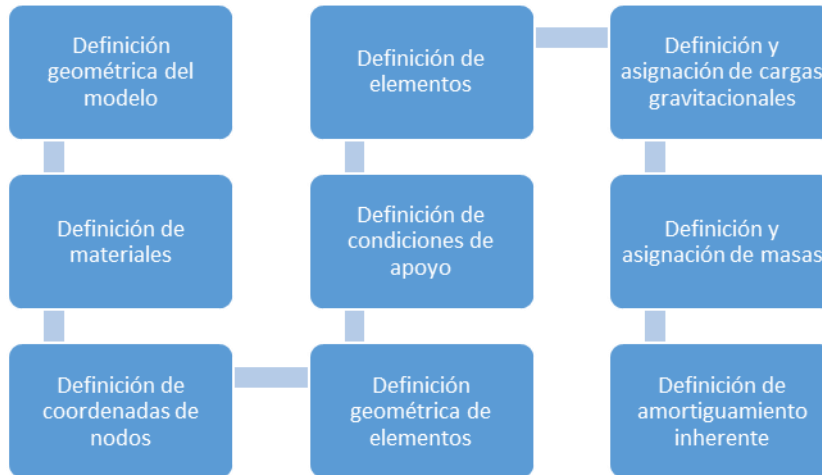


Gráfico 20. Proceso de modelamiento de pórtico del sistema lateral en OpenSees.

6.1.1 Definición geométrica del modelo

En la primera fase se definieron las dimensiones del modelo y consecuentemente, los grados de libertad considerados en el mismo. Como se mencionó, el modelo tiene 2 dimensiones y 3 grados de libertad.

6.1.2 Definición de materiales

Con el fin de tratar de representar adecuadamente el comportamiento de los elementos, se consideró material de comportamiento elástico y plástico.

El material considerado como dúctil y se asume de comportamiento plástico es el acero ASTM A36. Este material se modeló como el material de OpenSees Steel02, el cual es de comportamiento uniaxial, es decir, que considera un grado de libertad únicamente, correspondiente a las deformaciones en el sentido longitudinal del elemento. En adición a lo anterior, este material considera el comportamiento no lineal que tendrán las riostras, mediante la definición de los siguientes parámetros.

- F_y = Esfuerzo de fluencia.

- E = Módulo de elasticidad inicial.
- b = Relación entre el módulo de elasticidad post fluencia y el módulo de elasticidad inicial (recomendado = 0.01).
- $R0$, $cR1$ y $cR2$. Parámetros que controlan la transición entre la rama elástica y la plástica (valores recomendados son de 18, 0.925 y 0.15 respectivamente).
- $a1$ y $a2$. Parámetros de endurecimiento isotrópico. Aumento de fluencia a compresión como fracción de esfuerzo de fluencia después de deformación plástica (Valores asumidos son de 0 y 1 respectivamente).
- $a3$ y $a4$. Parámetros de endurecimiento isotrópico. Aumento de fluencia a tracción como fracción de esfuerzo de fluencia después de deformación plástica (Valores asumidos son de 0 y 1 respectivamente).

El gráfico esfuerzo deformación para el material calibrado se puede apreciar en el gráfico 21.

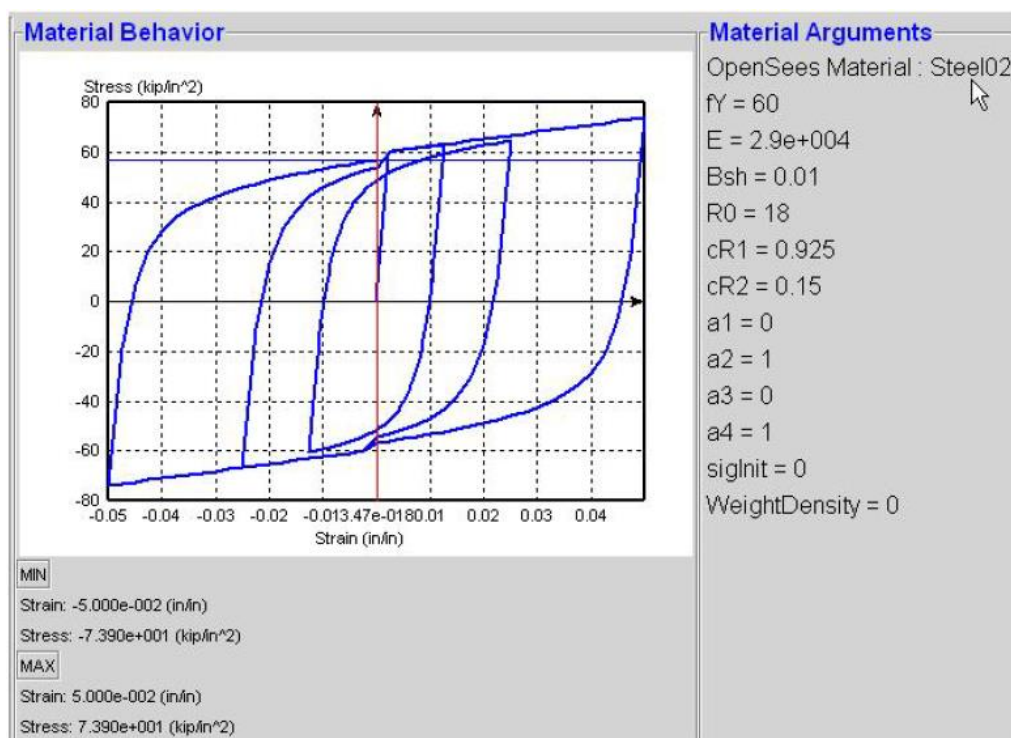


Gráfico 21. Definición de material Steel02 para las riostras. Tomado de (OpenSeesWiki, 2018)

Por otro lado, se consideró como material elástico al acero ASTM A572Gr50. La definición de este material no fue realizada explícitamente a través del comando de un



material pre cargado del programa, se ingresaron los siguientes parámetros como variables.

6.1.3 Definición de coordenadas de nodos

Una vez que se han definido los elementos del pórtico, se definieron las coordenadas de los nodos para la posterior delimitación de los mismos. Las ubicaciones para la asignación de los nodos consideradas corresponden a intersecciones de ejes viga-columna, inicio y fin de gusset plates, zonas rígidas de conexión viga-columna y apoyos de la estructura.

6.1.4 Definición geométrica de elementos

Seguidamente, se ingresaron los valores de las secciones del pórtico del sistema lateral, correspondientes a áreas transversales e inercias de vigas, columnas, riostras y gussets. El ingreso de estos valores se realizó directamente definiendo los parámetros de cada sección como variables. Una explicación más detallada de la definición de elementos se presenta más adelante en la sección 6.2.

6.1.5 Definición de condiciones de apoyo

De igual manera que en el modelo realizado en el programa ETABS, se modelaron empotramientos en los apoyos del sistema lateral.

6.1.6 Definición de elementos

Los elementos del sistema se definieron entre los nodos previamente definidos. De esta manera, se definieron elementos para gussets, vigas, columnas, riostras y zonas rígidas en conexión viga-columna entre los nodos definidos para cada elemento.

6.1.7 Definición y asignación de cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales consideradas corresponden a la carga muerta aplicada previamente al pórtico en 2D en la sección 5.5 (ver tabla 14).

Se asignaron las cargas gravitacionales de componentes permanentes de la estructura en las vigas como cargas por unidad de longitud, mientras que en las columnas exteriores como cargas puntuales, correspondientes al área tributaria que no considera el modelo en 2D, como se indicó en la sección 5.5 (ver ilustración 37).



6.1.8 Definición y asignación de masas

Las masas para cada nivel fueron definidas o bien como de piso o de cubierta, y se obtuvieron a partir del peso obtenido anteriormente en la sección 5.2 dividiéndolo para la aceleración de la gravedad.

Las masas se asignaron como masas nodales a los nodos correspondientes a la intersección de ejes viga-columna, un valor correspondiente a un octavo de la masa del piso considerado, pues se tienen 4 nodos, 2 de cada lado del piso.

6.1.9 Definición de amortiguamiento inherente

El amortiguamiento inherente de la estructura se idealizó como amortiguamiento Rayleigh, a partir de una razón de amortiguamiento $\xi = 2,5\%$, la misma que tiene que ver con el material del edificio.

El amortiguamiento Rayleigh es proporcional a la masa y a la rigidez, como se indica en la expresión 95.

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (95)$$

De donde:

- a_0 = Coeficiente de proporcionalidad a la masa.
- a_1 = Coeficiente de proporcionalidad a la rigidez.

De esta manera, considerando dos modos de vibración, se tienen dos ecuaciones con dos incógnitas, y si la razón de amortiguamiento ξ es la misma para ambos modos, se obtienen ambos coeficientes mediante las expresiones 96 y 97.

$$a_0 = \frac{2\omega_{n1}\omega_{n2}\xi}{\omega_{n1} + \omega_{n2}} \quad (96)$$

$$a_1 = \frac{2\xi}{\omega_{n1} + \omega_{n2}} \quad (97)$$

De donde:

- ω_{n1} = Frecuencia natural del modo 1.
- ω_{n2} = Frecuencia natural del modo 2.

El modelo obtenido se puede apreciar en la ilustración 45

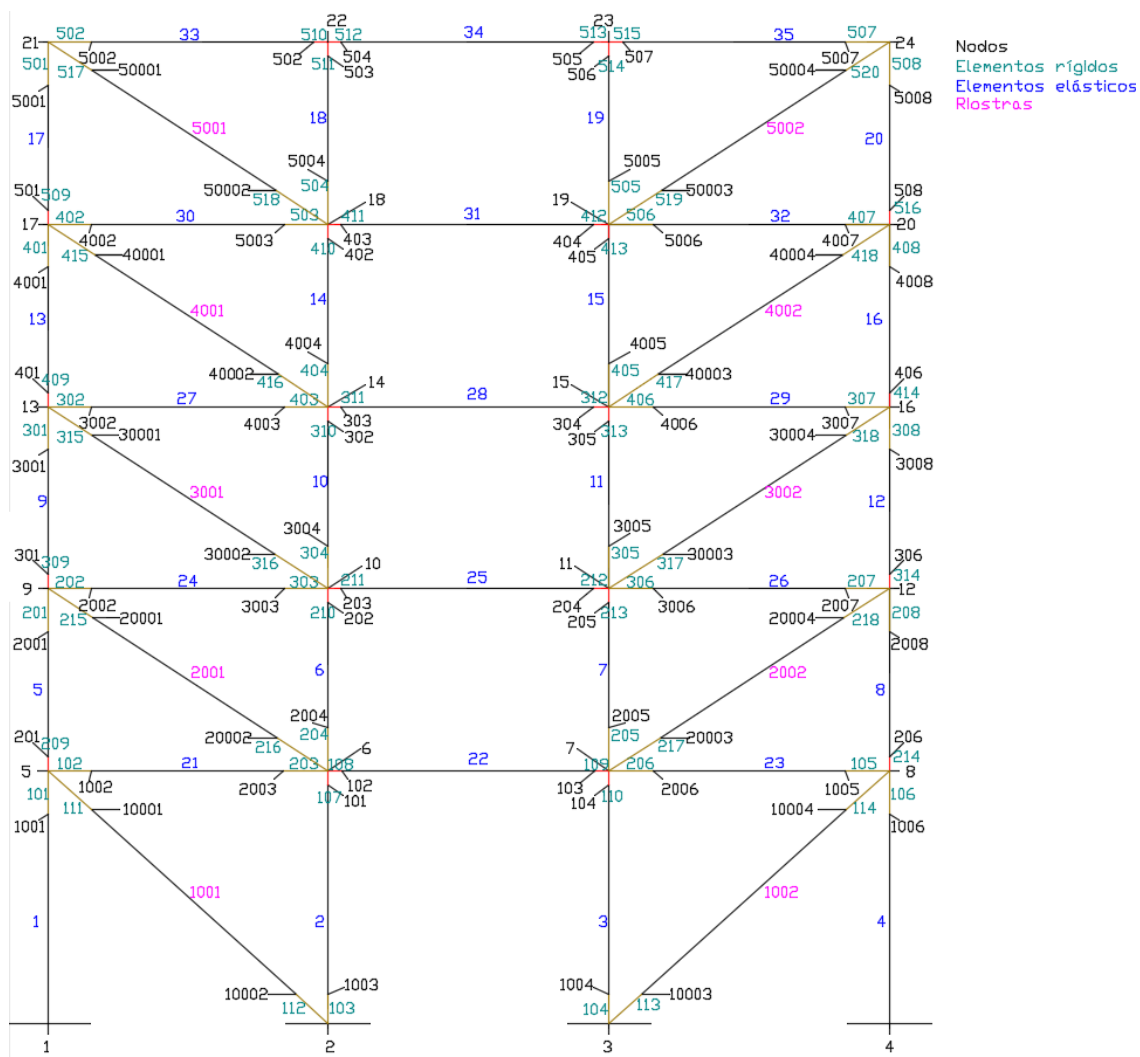


Ilustración 45. Modelo en 2D para análisis por desempeño en OpenSees.



6.2 Tipos de elementos

Previo a la realización del análisis por desempeño, se distinguieron los tipos de elementos en la estructura, en lo que a comportamiento mecánico se refiere. De esta manera, se distinguieron elementos de deformación controlada o DCE (Deformation Controlled Elements) y elementos de fuerza controlada (Force Controlled Elements).

6.2.1 Elementos de deformación controlada o DCEs

En el sistema estructural en cuestión, claramente los elementos de deformación controlada son las riostras de pandeo restringido. Estos elementos son los encargados de proveer la ductilidad necesaria a la estructura para que se comporte de manera adecuada ante un sismo.

Para el modelamiento de las riostras se empezó definiendo el material que las conforma, el mismo que se trata de acero ASTM A36, definición que se indicó en la sección 6.1.3. Una vez definido el material, se procedió a definir el tipo de elemento a ser usado para las riostras. El tipo de elemento utilizado es de tipo armadura, denominado Corotational Truss Element. Este elemento se basa principalmente en el material previamente definido y en el área transversal del mismo. La codificación completa del modelamiento de este elemento se encuentra detallada en el Apéndice A.

6.2.2 Elementos de fuerza controlada o FCEs

Estos elementos hacen referencia a todos aquellos que son concebidos para tener un comportamiento elástico ante la acción de las cargas aplicadas, y en cuanto a cargas laterales se refiere, a las cargas que se producen en los DCEs (principio de diseño por capacidad). En el sistema estructural en cuestión, estos elementos serían las vigas y columnas. Si bien según el código de diseño sísmico (AISC/ANSI, 2016) requiere que para este sistema estructural vigas y columnas tengan la capacidad de acomodar ciertas deformaciones plásticas que se puedan producir a través de secciones moderadamente dúctiles, esta ductilidad limitada no se consideró en el modelamiento de dichos elementos.

Dicho esto, vigas y columnas fueron modeladas como elementos que se comportan mecánicamente en su rango elástico, a través del elemento denominado Elastic Beam



Column. Este elemento considera los 3 grados de libertad en el plano del elemento, es decir, considera los esfuerzos axiales, de corte y flectores. La codificación completa del modelamiento de estos elementos se encuentra detallada en el Apéndice A.

6.3 Definición de carga dinámica

En esta sección se indica el procedimiento llevado a cabo para obtener la carga dinámica aplicada en la base de la estructura. Si bien se indica en los códigos de diseño (ASCE/SEI, 2016) que el análisis dinámico se aplica a modelos 3D de la estructura diseñada, en el presente análisis se aplicó al modelo 2D, con la aclaración importante de que, mediante el modelo 3D de la estructura, se demostró que la misma es lo suficientemente regular como para poder ser representada en 2D. Para el ingreso, procesamiento y presentación de resultados de la carga dinámica se utilizó el programa Matlab.

6.3.1 Registros de aceleraciones

Se tomaron 7 registros acelerográficos del set de registros de (FEMA, 2009) denominado P695 Far-Field. Este set de registros contiene una muestra consistente de sismos importantes que han ocurrido, habiéndose registrado estos a al menos una distancia de 10km del epicentro. Así mismo, (FEMA, 2009) recomienda tener precaución al aplicar los registros de este set para estructuras con un periodo natural de 4 segundos o mayor (edificios altos), debido a que el espectro de estos registros podría no ser válido. Esto debido a la capacidad de los instrumentos de captar con precisión vibraciones de periodos altos. Dicho esto, los registros de aceleraciones son adecuados para el análisis de la estructura diseñada. Los registros empleados se indican en la tabla 53. Los registros se pueden apreciar en el gráfico 22.

Tabla 53. Registros de aceleraciones empleados.

Sismo	País	Año	npts	dt	PGA(g)
Northridge	EEUU	1994	2999	0,01	0,270
Duzce	Turquía	1999	5590	0,01	0,458
Imperial Valley	EEUU	1979	9992	0,01	0,311
Kobe	Japón	1995	4096	0,01	0,525
Superstition Hills	EEUU	1987	2230	0,02	0,522
San Fernando	EEUU	1971	2800	0,01	0,441
Hector	EEUU	1999	4531	0,01	0,367

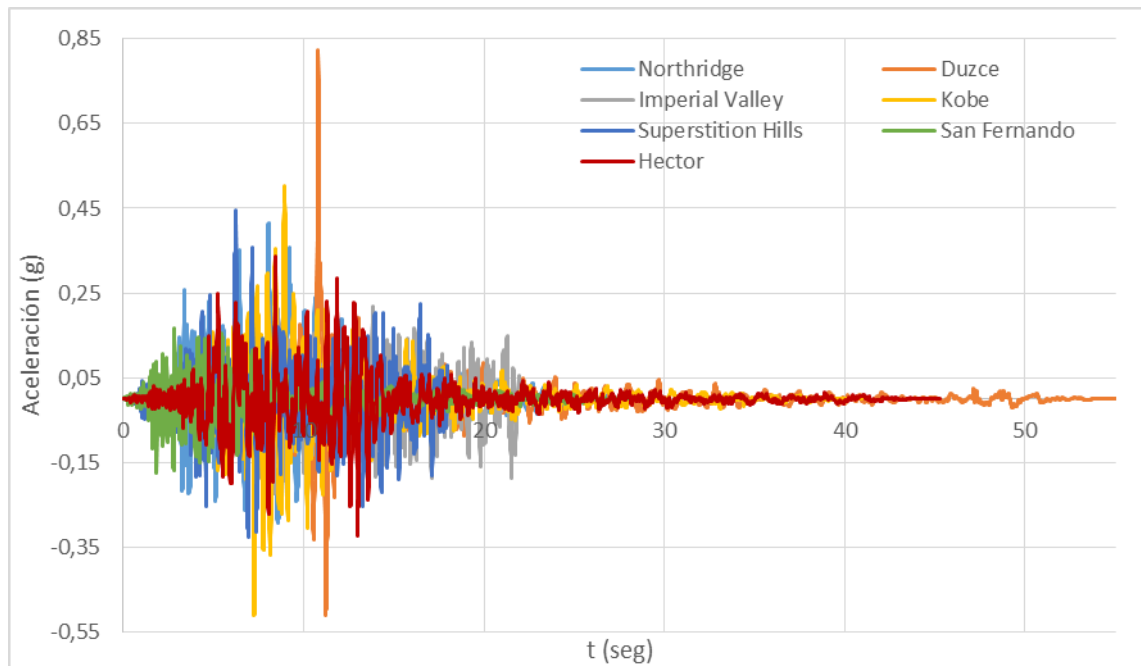


Gráfico 22. Registros de aceleraciones empleados. Tomado de MATLAB.

6.3.2 Escalamiento espectral de sismos

Para el escalamiento de cada registro de aceleraciones se obtuvo el espectro de pseudoaceleración de cada uno correspondiente a una relación de amortiguamiento $\xi = 5\%$ con respecto un sistema de 1 grado de libertad dinámico y haciendo variar el periodo. Tras haberse obtenido el espectro de pseudoaceleración de cada sismo, se obtuvo el espectro promedio. Este espectro promedio se escaló de manera que en el rango $0,8T_{lower} - 1,2T_{upper}$ no tenga ningún valor por debajo del espectro al cual se deseó escalar. El espectro de referencia corresponde al MCE del espectro de diseño del ejemplo, SDC Dmax, y se obtuvo multiplicando los valores de aceleración espectral de este último por $3/2$ (inverso del coeficiente empleado para, de una aceleración de sísmica MCE, obtener la del DBE). Los espectros escalados se pueden apreciar en el gráfico 23.

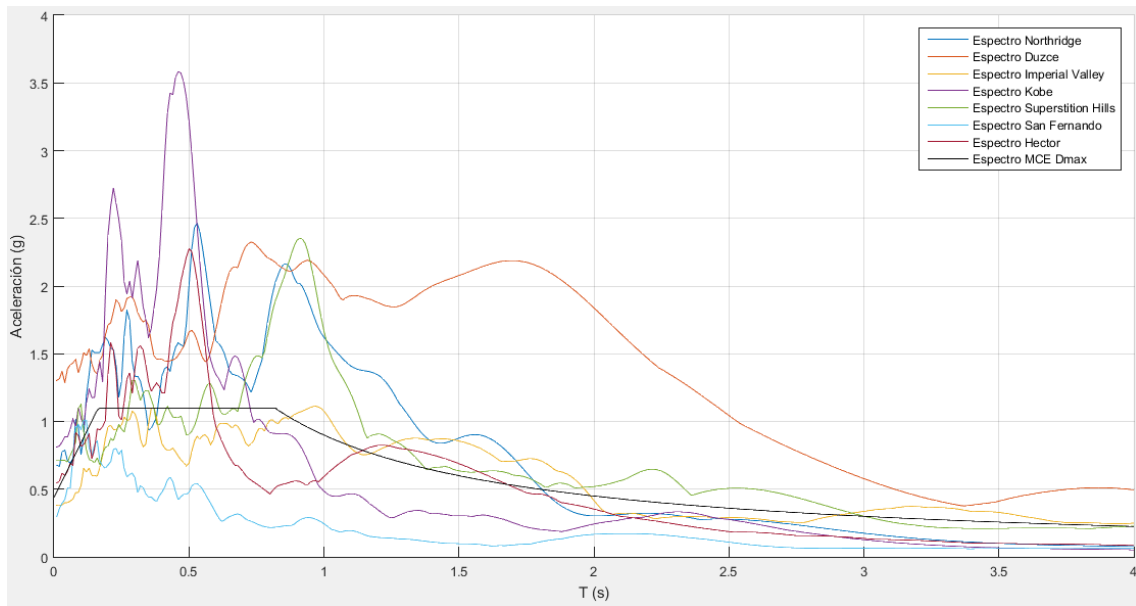


Gráfico 23. Espectros de pseudoaceleración escalados. Tomado de MATLAB.

T_{lower} corresponde al periodo del modo bajo el cual los modos acumulen al menos el 90% de la participación de masa de la estructura. Este valor se obtuvo directamente del modelo de ETABS evitando la necesidad de realizar un análisis modal sólo para este paso y se obtuvo $T_{lower} = 0,363s$. T_{upper} corresponde al mayor valor del periodo en las dos direcciones ortogonales principales del modelo. Este valor corresponde al periodo natural del primer modo $T_{upper} = 0,957s$ obtenido previamente. El rango a considerar queda definido como $0,29s - 1,15s$.

El espectro promedio escalado de esta manera se puede apreciar en el gráfico 24.

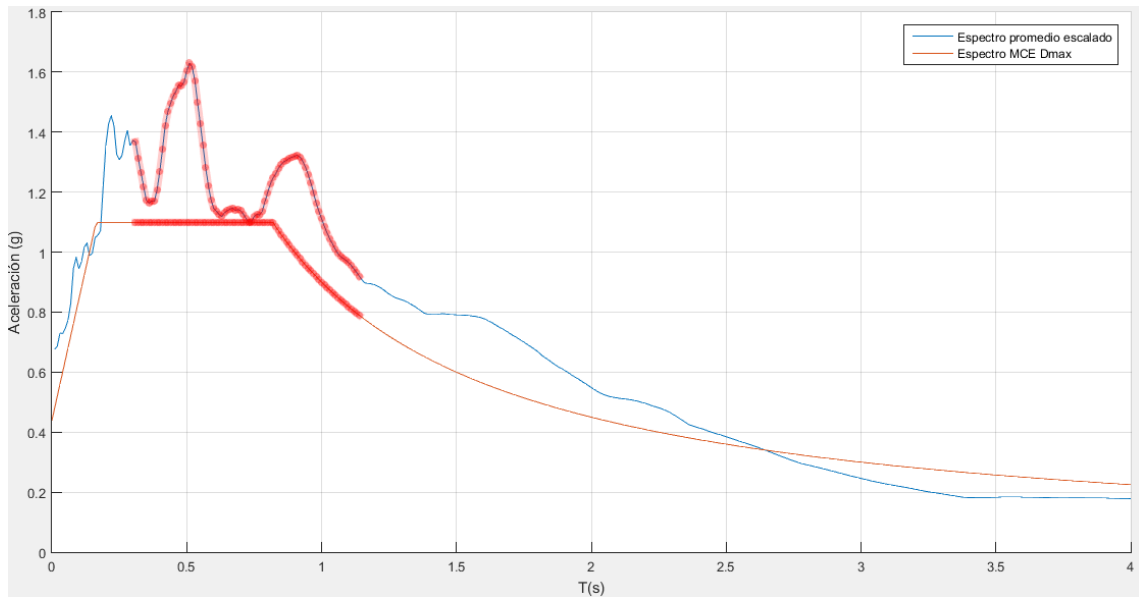


Gráfico 24. Espectro promedio escalado en el rango $0.8T_{lower}-1.2T_{upper}$. Tomado de MATLAB.

El factor utilizado para escalar los registros de aceleraciones obtenido es de $F = 1,591$. Los programas realizados para este análisis de escalamiento se presentan en el Apéndice B.

6.4 Criterio de aceptación de nivel de desempeño

Del análisis dinámico realizado, mediante la revisión de derivas, se determinó que la estructura cuenta con un nivel de desempeño sísmico de prevención de colapso, ante un sismo máximo considerado MCE. En la tabla 54 y el gráfico 26 se presentan las derivas máximas obtenidas en el análisis correspondiente al sismo de Northridge. En el gráfico 27 se pueden apreciar los desplazamientos de cada piso en el tiempo.

Tabla 54. Derivas máximas de piso obtenidas del análisis dinámico.

Piso	Δ_{max}
5to	1,98%
4to	3,18%
3ero	3,28%
2do	1,76%
1ero	1,72%

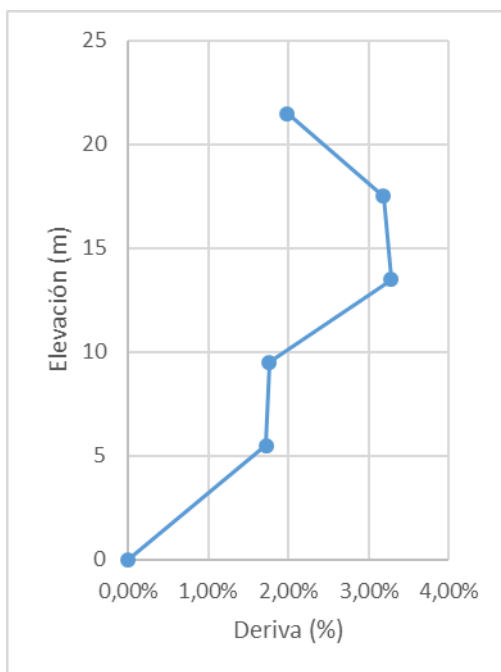


Gráfico 25. Derivas máximas obtenidas del análisis dinámico.

Como se puede apreciar en la tabla 54, la deriva máxima corresponde al tercer piso alto, y tiene un valor de $\Delta_{max} = 3,28\%$. Este valor se encuentra por debajo del máximo permitido para un sismo MCE según la sección 16.4 de (ASCE/SEI, 2016) correspondiente **4%**. De esta manera, se llegó a determinar que el nivel de desempeño sísmico del diseño planteado es aceptable para una estructura de ocupación especial.

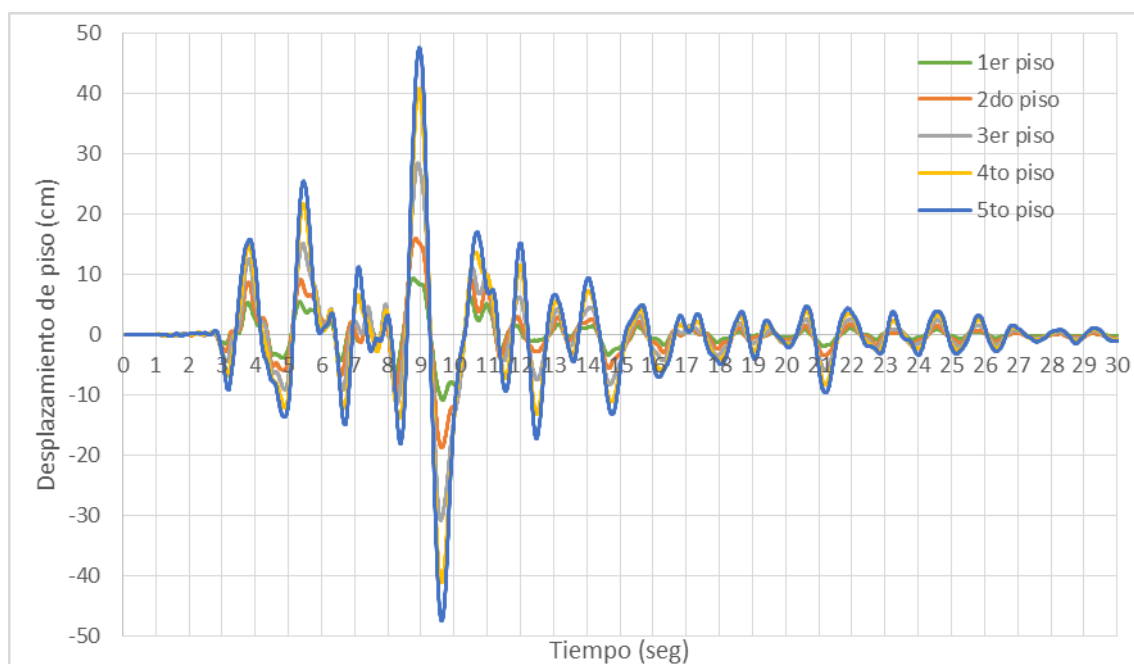




Gráfico 26. Desplazamientos absolutos por piso obtenidos del análisis dinámico.

Con respecto al comportamiento del sistema estructural en cuestión, en el gráfico 27 se puede apreciar la respuesta inelástica de una de las riostras ubicada en el piso de mayor deriva registrada en el análisis no lineal, mientras que en la tabla 55 se muestra el promedio de los desplazamientos residuales máximos obtenidos en el análisis dinámico.

Tabla 55. Desplazamientos residuales máximos obtenidos del análisis dinámico.

Piso	Desplazamiento residual [cm]	Deriva residual [%]	Deriva de diseño [%]	Relación
1ero	0,2	0,03	0,96	0,03
2do	0,9	0,17	1,18	0,15
3ero	1,6	0,18	1,22	0,15
4to	2,2	0,15	1,09	0,14
5to	2,6	0,09	0,91	0,10

La concentración de derivas en un piso, producto de la disminución de rigidez por la fluencia de las riostras, es indeseable, puesto a que podría producir inestabilidad causada por efectos P- δ (Kersting, Fahnestock, & López, 2015). Esta concentración de derivas no se hizo presente en ningún piso, como se aprecia en la tabla 55. Los desplazamientos residuales esperados en este sistema estructural corresponden a un valor entre un 40-60% de la deriva de diseño (Sabelli, Mahin, & Chang, 2003). Las derivas residuales obtenidas en el análisis realizado, indican desplazamientos residuales relativamente bajos, llegando a ser de máximo un 15% de la deriva de diseño.

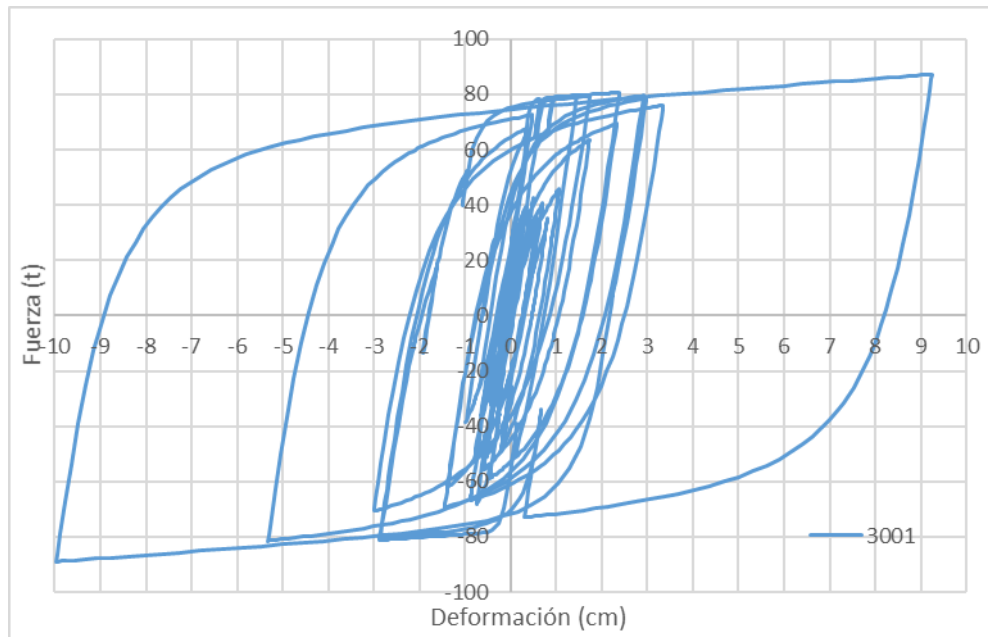


Gráfico 27. Respuesta inelástica de riostra No 3001.

Como se puede apreciar, la riostra inicia un comportamiento elástico al inicio, describiendo posteriormente lazos cada vez mayores, conforme aumenta la intensidad del sismo. De igual manera que en la fase final de diseño, en este punto se podría realizar una comparación entre la respuesta lineal obtenida en el análisis y la obtenida por parte de ensayos reales por parte del fabricante escogido. De esta manera se realizaría una calibración de los parámetros empleados en la definición del material Steel02 para ajustar la respuesta inelástica a los resultados de laboratorio. Sin embargo, las fuerzas máximas de tracción y compresión obtenidas del análisis no lineal siguen siendo superiores a la fuerza de fluencia de la riostra, como se puede indicar en la tabla 56.

Tabla 56. Fuerza de fluencia y fuerzas máximas de compresión y tracción obtenidas en BRB 3001

BRB	Ay _{sc} [cm ²]	P _y [t]	C _{max} [t]	T _{max} [t]
3001	31,5	78,75	-88,90	87,25



7. CONCLUSIONES

En el presente trabajo de titulación, se consiguió una propuesta de diseño para un pórtico con riostras de pandeo restringido que, mediante el procedimiento de diseño y consideraciones necesarias, cumple con los requerimientos de diseño pertinentes.

Mediante el procedimiento seguido de diseño por capacidad, se pudieron determinar aspectos clave a considerar, como es la revisión de la sollicitación de esfuerzos combinados de flexocompresión en las vigas y columnas del sistema lateral, producto de cargas laterales y gravitacionales. Se determinó que este estado de falla fue la que controló el diseño de los dos elementos estructurales mencionados.

Se determinó que la consideración de las fuerzas producidas por la distorsión del pórtico es de vital importancia. Es así debido a que se encontró que estas fuerzas sobre los gussets pueden llegar a ser hasta más de 3 veces las producidas por las fuerzas axiales que se originan por la fluencia de las riostras. No considerar estas fuerzas comprometería seriamente la capacidad del pórtico de asegurar la fluencia en las riostras.

En cuanto a la guía de diseño, se comprobó, mediante el diseño obtenido, que la guía propuesta constituye una ayuda al momento del diseño del sistema lateral para considerar los aspectos importantes a ser tomados en cuenta.

Se ha detallado el procedimiento seguido para el modelamiento estructural, tanto en el software ETABS como OpenSees. Esto con el fin de cumplir con el objetivo que se planteó de proporcionar una guía en el modelamiento en los programas mencionados.

Se pudo evidenciar de manera tangible, a través de la revisión de irregularidades en planta y elevación (sobre todo en torsión), lo recomendable que es concebir estructuras regulares, debido a que no se necesitó realizar ningún procedimiento post-diseño para mayorar las cargas aplicadas.

Mediante el análisis por desempeño realizado, se determinó que la estructura cumple con un nivel de desempeño de prevención de colapso ante un sismo máximo considerado, de un periodo de retorno de 2500 años.



Se recomienda de manera especial realizar una revisión para la cimentación debido a la tracción que ejercen las riostras sobre la columna hacia los cimientos. De no poder implementarse una cimentación adecuada, se recomienda nuevamente, añadir pórticos más riostras en cada dirección ortogonal.

Como propuesta a investigaciones futuras, se recomienda realizar un análisis energético, que contemple la disipación de energía que se tiene por parte de la fluencia en las riostras como parte del diseño obtenido frente al “input” energético que tiene lugar por la aceleración sísmica. Este análisis constituiría un estudio más detallado del comportamiento de la estructura ante un sismo.



8. REFERENCIAS

- AISC. (2005). *13th Steel Construction Manual*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC/ANSI. (2016). *AISC/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC/ANSI. (2016). *ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC/ANSI. (2016). *ANSI/AISC 358-16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ASCE/SEI. (2016). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Atlayan, O., & Charney, F. (2014). Hybrid buckling-restrained braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 95-105.
- Black, C., Markis, N., & Aiken, I. (2002). *Component testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces*. Berkely: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Black, C., Markis, N., & Aiken, I. (2004). Component testing, Seismic Evaluation and Characterization of Buckling-Restrained Braces. *Journal of Structural Engineering*.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. McGraw-Hill.
- Cancelado, R. A. (2012). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. Parte 1 (Tesis de maestría)*. Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia.
- Chin-Yu, W., & Keh-Chuyan, T. (2008). Local buckling of Buckling Restrained Braces. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Shangai.
- Clark, P., Aiken, I., Ko, E., Kazuhiko, K., & Kimura, I. (1999). Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices. *Proceedings, 68th annual convention of SEAOC*. California.
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de estructuras de acero*. Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.



- FEMA. (1997). *FEMA 273 NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2009). *FEMA P-695 Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.
- Fujimoto, M., Wada, A., Saeki, E., Takeuchi, T., & Watanabe, A. (1990). Development of Unbonded Brace. *Quarterly Column*, 91-96.
- Ghowsi, A. F., & Sahoo, D. R. (2017). Experimental study of All-steel buckling-restrained braces under cyclic loading. *International Conference of Earthquake engineering and Structural Dynamics*. Nueva Delhi.
- Iwata, M., Kato, T., & Wada, A. (2000). Buckling-restrained braces as hysteretic dampers. *Behaviour of steel structures in seismic areas* (pp. 33-38). Montreal: STESSA.
- Kersting, R. A., Fahnestock, L. A., & López, W. A. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames. NIST GCR.
- Kiggins, S., & Huang, C.-M. (2006). Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system. *Engineering Structures*, 1525-1532.
- Kimura, K., Yoshioka, K., Takeda, T., Fukuya, Z., & Takemoto, K. (1976). Tests on braces encased by mortar in-filled steel tubes. [en Japonés]. In *Summaries of technical papers of annual meeting* (pp. 1041-1042). Architectural Institute of Japan.
- McKenna, F., Fenves, G., & Scott, M. (2006). *OpenSees: Open system for earthquake engineering*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Center, University of California.
- MIDUVI/CAMICON. (2015). *NEC_SE_DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- MIDUVI/CAMICON. (2015). *NEC-SE-AC Estructuras de Acero*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- MIDUVI/CAMICON. (2015). *NEC-SE-CG Cargas no sísmicas*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Muir, L. S., & Thornton, W. (2014). *Vertical Bracing Connections Analysis and Design. Steel Design Guide 29*. American Institute of Steel Construction.
- Murakami, E., Mitarai, Y., Asayama, N., & Narihara, H. (1999). Experiment on retrofitting of existing brace improved to unbonded brace. [en Japonés]. In



- Summaries of technical papers of annual meeting, vol. III* (pp. 843-844). Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section.
- Nakamura, H., Maeda, Y., Sasaki, T., Wada, A., Takeuchi, T., Nakata, Y., & Iwata, M. (2000). Fatigue properties of practical-scale unbonded braces. *Nippon steel technical report*, 51-57.
- OpenSeesWiki. (2018, Septiembre 24). *OpenSeesWiki Web site*. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page
- Palazzo, G., López Almansa, F., Cahís, X., & Crisafulli, F. J. (2009). A low-tech dissipative buckling restrained brace. Design, analysis, production and testing. *Engineering Structures*, 2152-2161.
- R. Wigle, V., & Fahnestock, L. A. (2010). Buckling-restrained braced frame connection performance. *Journal of Constructional Steel Research*(66), 65-74.
- Sabelli, R., Mahin, S., & Chang, C. (2003). Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings With Buckling-Restrained Braces. *Engineering Structures*, 655-666.
- Saeki, E., Sugisawa, M., Yamaguchi, T., & Wada, A. (1998). Mechanical properties of low yield point steels. *Journal of materials in Civil Engineering*, 143-152.
- Shadiya, K. P., & Anjusha, R. (2015). Bracing Configurations Effect on Buckling-Restrained Braced Frames. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 4, 2552-2560.
- Singaucho, J. C., Laurendeau, A., Viracucha, C., & Ruiz, M. (2016). *Observaciones del sismo de 16 de abril de 2016 de magnitud Mw 7.8 Intensidades y aceleraciones*. Quito: Instituto Geofísico.
- Suzuki, N., Kono, R., Higasibata, Y., Sasaki, T., & Segawa, T. (1994). Experimental study on the H-section steel brace encased in RC or steel tube. [en Japonés]. In *Summaries of technical papers of annual meeting, vol. II* (pp. 1621-1622). Architectural Institute of Japan, C, Structural Engineering Section.
- Tada, M., Kuwahara, S., Yoneyama, T., & Imai, K. (1993). Horizontally loading test of the steel frame braced with double tube members. [en Japonés]. In *Annual technical papers of steel structures, vol. I* (pp. 203-208).
- Tamboli, A. R. (2010). *Handbook of Structural Steel Connection Design and Details*. New York: McGraw-Hill.
- Thornton, W. A., & Muir, L. S. (2009). Design of Vertical Bracing Connections for High-Seismic Drift. (pp. 61-65). *Modern Steel Construction*.



- Wakabayashi, M., Nakamura, T., Katagihara, A., Yogoyama, H., & Morisono, T. (1973). Experimental study on the elasto-plastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading —Parts 1 & 2 [in Japanese]. In *Summaries of technical papers of annual meeting, vol. 6* (pp. 121-128). Kinki Branch of the Architectural Institute of Japan.
- Xie, Q. (2005). State of art of buckling-restrained braces in Asia. *Journal of Constructional Steel Research*, 727-748.
- Yoshino, T., & Karino, Y. (1971). Experimental study on shear wall with braces: Part 2. [en Japonés]. In *Summaries of technical papers of annual meeting, vol. 11* (pp. 403-404). Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section.



APÉNDICES

Apéndice A: Programa empleado para análisis dinámico en OpenSees

#####PROGRAMA PARA MODELAMIENTO Y ANÁLISIS DE UN PÓRTICO CON BRBFS#####

#####REALIZADO POR: ING. FRANCISCO FLORES SOLANO, OSCAR ORTIZ MÉNDEZ#####

#-----Definir modelo-----#

model basic -ndm 2 -ndf 3

#####Modelo del pórtico arriostrado del sistema lateral#####

#Unidades fuerza=[t] longitud=[cm]

#-----Definir grilla del modelo-----#

set hPiso 400

set hPB 550

set IVano 609.6

set Gusset_vert_proy [expr \$hPiso*0.12]

set gusset_hor_proyPB [expr 0.10*\$IVano]

set Gusset_hor_proy [expr 0.09*\$IVano]

#-----Definir masas-----#

set mPiso [expr 1195.13/980.7]

set mCubierta [expr 556.25/980.7]

#-----Definir materiales-----#

#Definir módulo elástico para el acero

set Es 2100

#Definir material del núcleo de BRBs (Acero A36)

set A36_ysc_material 1 ;#Etiqueta del material

set Fy_A36 2.5 ;#Esfuerzo de fluencia

set E_A36 \$Es ;#Módulo elástico

set b_A36 0.01 ;#Relación de endurecimiento por deformación

set R0_A36 18 ;#Parámetros para controlar transición de rama elástica a plástica

set cR1_A36 0.925

set cR2_A36 0.15

set a1_A36 0 ;#Parámetros de endurecimiento isotrópico. (aumento de fluencia a compresión como fracción de esfuerzo de fluencia después de deformación plástica

set a2_A36 1

set a3_A36 0 ;#Parámetros de endurecimiento isotrópico. (aumento de fluencia a tracción como fracción de esfuerzo de fluencia después de deformación plástica

set a4_A36 1



Universidad de Cuenca

```
# uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $b $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4
uniaxialMaterial Steel02 $A36_ysc_material $Fy_A36 $E_A36 $b_A36 $R0_A36 $cR1_A36 $cR2_A36 $a1_A36
$a2_A36 $a3_A36 $a4_A36
```

```
#-----Definir secciones-----#
```

#Columnas

```
set A_W14X159 301.29
set A_W14X132 250.32
set A_W14X82 154.84
set A_W14X68 129.03
set I_W14X159 79083.97
set I_W14X132 63683.41
set I_W14X82 36669.99
set I_W14X68 30051.91
set d_W14X159 38.1
set d_W14X132 37.338
set d_W14X82 36.332
set d_W14X68 35.56
```

#Vigas

```
set A_W21X101 192.26
set A_W18X97 183.87
set A_W18X71 134.84
set A_W18X50 94.84
set I_W21X101 100728.00
set I_W18X97 72840.50
set I_W18X71 48699.08
set I_W18X50 33298.51
set d_W21X101 54.356
set d_W18X97 47.244
set d_W18X71 46.99
set d_W18X50 45.72
```

#Núcleo de riostras (yielding steel core)

```
set A_ysc_BRB1 60
set A_ysc_BRB2 45
set A_ysc_BRB3 31.5
set A_ysc_BRB4 17
set A_ysc_BRB5 5
```

#Definir zona rígida en zona de gusset plate

```
set A_Gusset 1e6
set E_Gusset 2.5
set I_Gusset 1e6
```



```
#-----Definir cargas-----#

#Cargas distribuidas
set qPiso -0.0276;# t/cm
set qCubierta -0.0128;# t/cm

#Cargas puntuales
set pPiso -12.62
set pCubierta -5.88

puts "Datos ingresados"

#####Geometría y elementos del modelo#####

#-----Definir coordenadas de nodos-----#

#Nodos de ejes
node 1 0 0
node 2 $IVano 0
node 3 [expr 2*$IVano] 0
node 4 [expr 3*$IVano] 0
node 5 0 $hPB
node 6 $IVano $hPB
node 7 [expr 2*$IVano] $hPB
node 8 [expr 3*$IVano] $hPB
node 9 0 [expr $hPB+$hPiso]
node 10 $IVano [expr $hPB+$hPiso]
node 11 [expr 2*$IVano] [expr $hPB+$hPiso]
node 12 [expr 3*$IVano] [expr $hPB+$hPiso]
node 13 0 [expr $hPB+2*$hPiso]
node 14 $IVano [expr $hPB+2*$hPiso]
node 15 [expr 2*$IVano] [expr $hPB+2*$hPiso]
node 16 [expr 3*$IVano] [expr $hPB+2*$hPiso]
node 17 0 [expr $hPB+3*$hPiso]
node 18 $IVano [expr $hPB+3*$hPiso]
node 19 [expr 2*$IVano] [expr $hPB+3*$hPiso]
node 20 [expr 3*$IVano] [expr $hPB+3*$hPiso]
node 21 0 [expr $hPB+4*$hPiso]
node 22 $IVano [expr $hPB+4*$hPiso]
node 23 [expr 2*$IVano] [expr $hPB+4*$hPiso]
node 24 [expr 3*$IVano] [expr $hPB+4*$hPiso]

#Nodos de zonas rígidas viga-columna
node 101 $IVano [expr $hPB-$d_W21X101/2]
```



Universidad de Cuenca

node 102 [expr \$IVano+\$d_W14X132/2] \$hPB
node 103 [expr 2*\$IVano-\$d_W14X132/2] \$hPB
node 104 [expr 2*\$IVano] [expr \$hPB-\$d_W21X101/2]

node 201 0 [expr \$hPB+\$d_W21X101/2]
node 202 \$IVano [expr \$hPB+\$hPiso-\$d_W21X101/2]
node 203 [expr \$IVano+\$d_W14X132/2] [expr \$hPB+\$hPiso]
node 204 [expr 2*\$IVano-\$d_W14X132/2] [expr \$hPB+\$hPiso]
node 205 [expr 2*\$IVano] [expr \$hPB+\$hPiso-\$d_W21X101/2]
node 206 [expr 3*\$IVano] [expr \$hPB+\$d_W21X101/2]

node 301 0 [expr \$hPB+\$hPiso+\$d_W21X101/2]
node 302 \$IVano [expr \$hPB+2*\$hPiso-\$d_W18X97/2]
node 303 [expr \$IVano+\$d_W14X68/2] [expr \$hPB+2*\$hPiso]
node 304 [expr 2*\$IVano-\$d_W14X68/2] [expr \$hPB+2*\$hPiso]
node 305 [expr 2*\$IVano] [expr \$hPB+2*\$hPiso-\$d_W18X97/2]
node 306 [expr 3*\$IVano] [expr \$hPB+\$hPiso+\$d_W21X101/2]

node 401 0 [expr \$hPB+2*\$hPiso+\$d_W18X97/2]
node 402 \$IVano [expr \$hPB+3*\$hPiso-\$d_W18X71/2]
node 403 [expr \$IVano+\$d_W14X68/2] [expr \$hPB+3*\$hPiso]
node 404 [expr 2*\$IVano-\$d_W14X68/2] [expr \$hPB+3*\$hPiso]
node 405 [expr 2*\$IVano] [expr \$hPB+3*\$hPiso-\$d_W18X71/2]
node 406 [expr 3*\$IVano] [expr \$hPB+2*\$hPiso+\$d_W18X97/2]

node 501 0 [expr \$hPB+3*\$hPiso+\$d_W18X71/2]
node 502 [expr \$IVano-\$d_W14X68/2] [expr \$hPB+4*\$hPiso]
node 503 \$IVano [expr \$hPB+4*\$hPiso-\$d_W18X50/2]
node 504 [expr \$IVano+\$d_W14X68/2] [expr \$hPB+4*\$hPiso]
node 505 [expr 2*\$IVano-\$d_W14X68/2] [expr \$hPB+4*\$hPiso]
node 506 [expr 2*\$IVano] [expr \$hPB+4*\$hPiso-\$d_W18X50/2]
node 507 [expr 2*\$IVano+\$d_W14X68/2] [expr \$hPB+4*\$hPiso]
node 508 [expr 3*\$IVano] [expr \$hPB+3*\$hPiso+\$d_W18X71/2]

#Nodos de gusset plates
node 1001 0 [expr \$hPB-\$Gusset_vert_proy]
node 1002 \$gusset_hor_proyPB \$hPB
node 1003 \$IVano \$Gusset_vert_proy
node 1004 [expr 2*\$IVano] \$Gusset_vert_proy
node 1005 [expr 3*\$IVano-\$gusset_hor_proyPB] \$hPB
node 1006 [expr 3*\$IVano] [expr \$hPB-\$Gusset_vert_proy]

node 2001 0 [expr \$hPB+\$hPiso-\$Gusset_vert_proy]
node 2002 \$Gusset_hor_proy [expr \$hPB+\$hPiso]
node 2003 [expr \$IVano-\$Gusset_hor_proy] \$hPB



```
node 2004 $IVano [expr $hPB+$Gusset_vert_proy]
node 2005 [expr 2*$IVano] [expr $hPB+$Gusset_vert_proy]
node 2006 [expr 2*$IVano+$Gusset_hor_proy] $hPB
node 2007 [expr 3*$IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+$hPiso]
node 2008 [expr 3*$IVano] [expr $hPB+$hPiso-$Gusset_vert_proy]

node 3001 0 [expr $hPB+2*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
node 3002 $Gusset_hor_proy [expr $hPB+2*$hPiso]
node 3003 [expr $IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+$hPiso]
node 3004 $IVano [expr $hPB+$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 3005 [expr 2*$IVano] [expr $hPB+$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 3006 [expr 2*$IVano+$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+$hPiso]
node 3007 [expr 3*$IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+2*$hPiso]
node 3008 [expr 3*$IVano] [expr $hPB+2*$hPiso-$Gusset_vert_proy]

node 4001 0 [expr $hPB+3*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
node 4002 $Gusset_hor_proy [expr $hPB+3*$hPiso]
node 4003 [expr $IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+2*$hPiso]
node 4004 $IVano [expr $hPB+2*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 4005 [expr 2*$IVano] [expr $hPB+2*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 4006 [expr 2*$IVano+$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+2*$hPiso]
node 4007 [expr 3*$IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+3*$hPiso]
node 4008 [expr 3*$IVano] [expr $hPB+3*$hPiso-$Gusset_vert_proy]

node 5001 0 [expr $hPB+4*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
node 5002 $Gusset_hor_proy [expr $hPB+4*$hPiso]
node 5003 [expr $IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+3*$hPiso]
node 5004 $IVano [expr $hPB+3*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 5005 [expr 2*$IVano] [expr $hPB+3*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 5006 [expr 2*$IVano+$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+3*$hPiso]
node 5007 [expr 3*$IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+4*$hPiso]
node 5008 [expr 3*$IVano] [expr $hPB+4*$hPiso-$Gusset_vert_proy]

#Nodos de riostras (inicio y fin de segmento ysc)
node 10001 $gusset_hor_proyPB [expr $hPB-$Gusset_vert_proy]
node 10002 [expr $IVano-$gusset_hor_proyPB] $Gusset_vert_proy
node 10003 [expr 2*$IVano+$gusset_hor_proyPB] $Gusset_vert_proy
node 10004 [expr 3*$IVano-$gusset_hor_proyPB] [expr $hPB-$Gusset_vert_proy]

node 20001 $Gusset_hor_proy [expr $hPB+$hPiso-$Gusset_vert_proy]
node 20002 [expr $IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 20003 [expr 2*$IVano+$Gusset_hor_proy] [expr $hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 20004 [expr 3*$IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+$hPiso-$Gusset_vert_proy]

node 30001 $Gusset_hor_proy [expr $hPB+2*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
```



Universidad de Cuenca

```
node 30002 [expr $IVano-$Gusset_hor_proy] [expr 2*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 30003 [expr 2*$IVano+$Gusset_hor_proy] [expr 2*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 30004 [expr 3*$IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+2*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
```

```
node 40001 $Gusset_hor_proy [expr $hPB+3*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
node 40002 [expr $IVano-$Gusset_hor_proy] [expr 3*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 40003 [expr 2*$IVano+$Gusset_hor_proy] [expr 3*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 40004 [expr 3*$IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+3*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
```

```
node 50001 $Gusset_hor_proy [expr $hPB+4*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
node 50002 [expr $IVano-$Gusset_hor_proy] [expr 4*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 50003 [expr 2*$IVano+$Gusset_hor_proy] [expr 4*$hPiso+$Gusset_vert_proy]
node 50004 [expr 3*$IVano-$Gusset_hor_proy] [expr $hPB+4*$hPiso-$Gusset_vert_proy]
```

```
#-----Definir restricciones de nodos-----#
```

```
#Condiciones de apoyo
```

```
fix 1 1 1 1
```

```
fix 2 1 1 1
```

```
fix 3 1 1 1
```

```
fix 4 1 1 1
```

```
#-----Aplicar masas nodales-----#
```

```
#Aplicar masas
```

```
# mass $nodeTag (ndf $MassValues)
```

```
mass 5 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 6 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 7 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 8 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 9 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 10 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 11 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 12 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 13 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 14 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 15 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 16 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 17 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 18 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 19 [expr $mPiso/8] 0 0
```

```
mass 20 [expr $mPiso/8] 0 0
```




```
mass 21 [expr $mCubierta/8] 0 0
mass 22 [expr $mCubierta/8] 0 0
mass 23 [expr $mCubierta/8] 0 0
mass 24 [expr $mCubierta/8] 0 0

#-----Definir transformaciones geométricas-----#
set trans_lin 1
# geomTransf Linear $transfTag <-jntOffset $dXi $dYi $dXj $dYj>
geomTransf Linear $trans_lin

#-----Definir elementos-----#

#Columnas
#element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag <-mass $massDens> <-cMass>
element elasticBeamColumn 1 1 1001 $A_W14X159 $Es $I_W14X159 $trans_lin
element elasticBeamColumn 2 1003 101 $A_W14X132 $Es $I_W14X132 $trans_lin
element elasticBeamColumn 3 1004 104 $A_W14X132 $Es $I_W14X132 $trans_lin
element elasticBeamColumn 4 4 1006 $A_W14X159 $Es $I_W14X159 $trans_lin

element elasticBeamColumn 5 201 2001 $A_W14X159 $Es $I_W14X159 $trans_lin
element elasticBeamColumn 6 2004 202 $A_W14X132 $Es $I_W14X132 $trans_lin
element elasticBeamColumn 7 2005 205 $A_W14X132 $Es $I_W14X132 $trans_lin
element elasticBeamColumn 8 206 2008 $A_W14X159 $Es $I_W14X159 $trans_lin

element elasticBeamColumn 9 301 3001 $A_W14X82 $Es $I_W14X82 $trans_lin
element elasticBeamColumn 10 3004 302 $A_W14X68 $Es $I_W14X68 $trans_lin
element elasticBeamColumn 11 3005 305 $A_W14X68 $Es $I_W14X68 $trans_lin
element elasticBeamColumn 12 306 3008 $A_W14X82 $Es $I_W14X82 $trans_lin

element elasticBeamColumn 13 401 4001 $A_W14X82 $Es $I_W14X82 $trans_lin
element elasticBeamColumn 14 4004 402 $A_W14X68 $Es $I_W14X68 $trans_lin
element elasticBeamColumn 15 4005 405 $A_W14X68 $Es $I_W14X68 $trans_lin
element elasticBeamColumn 16 406 4008 $A_W14X82 $Es $I_W14X82 $trans_lin

element elasticBeamColumn 17 501 5001 $A_W14X82 $Es $I_W14X82 $trans_lin
element elasticBeamColumn 18 5004 503 $A_W14X68 $Es $I_W14X68 $trans_lin
element elasticBeamColumn 19 5005 506 $A_W14X68 $Es $I_W14X68 $trans_lin
element elasticBeamColumn 20 508 5008 $A_W14X82 $Es $I_W14X82 $trans_lin

#Vigas
element elasticBeamColumn 21 1002 2003 $A_W21X101 $Es $I_W21X101 $trans_lin
element elasticBeamColumn 22 102 103 $A_W21X101 $Es $I_W21X101 $trans_lin
element elasticBeamColumn 23 2006 1005 $A_W21X101 $Es $I_W21X101 $trans_lin
```



element elasticBeamColumn 24 2002 3003 \$A_W21X101 \$Es \$I_W21X101 \$trans_lin
element elasticBeamColumn 25 203 204 \$A_W21X101 \$Es \$I_W21X101 \$trans_lin
element elasticBeamColumn 26 3006 2007 \$A_W21X101 \$Es \$I_W21X101 \$trans_lin

element elasticBeamColumn 27 3002 4003 \$A_W18X97 \$Es \$I_W18X97 \$trans_lin
element elasticBeamColumn 28 303 304 \$A_W18X97 \$Es \$I_W18X97 \$trans_lin
element elasticBeamColumn 29 4006 3007 \$A_W18X97 \$Es \$I_W18X97 \$trans_lin

element elasticBeamColumn 30 4002 5003 \$A_W18X71 \$Es \$I_W18X71 \$trans_lin
element elasticBeamColumn 31 403 404 \$A_W18X71 \$Es \$I_W18X71 \$trans_lin
element elasticBeamColumn 32 5006 4007 \$A_W18X71 \$Es \$I_W18X71 \$trans_lin

element elasticBeamColumn 33 5002 502 \$A_W18X50 \$Es \$I_W18X50 \$trans_lin
element elasticBeamColumn 34 504 505 \$A_W18X50 \$Es \$I_W18X50 \$trans_lin
element elasticBeamColumn 35 507 5007 \$A_W18X50 \$Es \$I_W18X50 \$trans_lin

#Zonas rígidas (gussets y zonas viga-columna)

element elasticBeamColumn 101 1001 5 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 102 5 1002 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 103 2 1003 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 104 3 1004 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 105 1005 8 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 106 1006 8 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 107 101 6 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 108 6 102 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 109 103 7 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 110 104 7 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 111 5 10001 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 112 10002 2 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 113 3 10003 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 114 10004 8 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin

element elasticBeamColumn 201 2001 9 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 202 9 2002 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 203 2003 6 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 204 6 2004 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 205 7 2005 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 206 7 2006 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 207 2007 12 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 208 2008 12 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 209 5 201 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 210 202 10 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 211 10 203 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 212 204 11 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 213 205 11 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin



element elasticBeamColumn 214 8 206 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 215 9 20001 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 216 20002 6 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 217 7 20003 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 218 20004 12 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin

element elasticBeamColumn 301 3001 13 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 302 13 3002 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 303 3003 10 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 304 10 3004 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 305 11 3005 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 306 11 3006 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 307 3007 16 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 308 3008 16 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 309 9 301 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 310 302 14 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 311 14 303 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 312 304 15 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 313 305 15 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 314 12 306 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 315 13 30001 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 316 30002 10 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 317 11 30003 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 318 30004 16 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin

element elasticBeamColumn 401 4001 17 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 402 17 4002 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 403 4003 14 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 404 14 4004 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 405 15 4005 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 406 15 4006 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 407 4007 20 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 408 4008 20 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 409 13 401 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 410 402 18 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 411 18 403 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 412 404 19 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 413 405 19 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 414 16 406 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 415 17 40001 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 416 40002 14 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 417 15 40003 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin
element elasticBeamColumn 418 40004 20 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin

element elasticBeamColumn 501 5001 21 \$A_Gusset \$E_Gusset \$I_Gusset \$trans_lin



```

element elasticBeamColumn 502 21 5002 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 503 5003 18 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 504 18 5004 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 505 19 5005 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 506 19 5006 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 507 5007 24 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 508 5008 24 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 509 17 501 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 510 502 22 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 511 503 22 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 512 22 504 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 513 505 23 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 514 506 23 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 515 23 507 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 516 20 508 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 517 21 50001 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 518 50002 18 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 519 19 50003 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin
element elasticBeamColumn 520 50004 24 $A_Gusset $E_Gusset $I_Gusset $trans_lin

```

#Riostras

```
#element corotTruss $eleTag $iNode $jNode $A $matTag <-rho $rho> <-cMass $cFlag> <-doRayleigh $rFlag>
```

```
element corotTruss 1001 10001 10002 $A_ysc_BRB1 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 1002 10003 10004 $A_ysc_BRB1 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 2001 20001 20002 $A_ysc_BRB2 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 2002 20003 20004 $A_ysc_BRB2 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 3001 30001 30002 $A_ysc_BRB3 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 3002 30003 30004 $A_ysc_BRB3 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 4001 40001 40002 $A_ysc_BRB4 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 4002 40003 40004 $A_ysc_BRB4 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 5001 50001 50002 $A_ysc_BRB5 $A36_ysc_material
```

```
element corotTruss 5002 50003 50004 $A_ysc_BRB5 $A36_ysc_material
```

```
puts "Geometria definida"
```

```
#####Resultados a obtener del análisis#####
```

```
#-----Definir directorio de almacenamiento-----#
```

```
file mkdir Resultados; #Comando que crea la carpeta de resultados
```

```
set ResDir "Resultados"
```



```
#set NodeControl 21

#-----Definir Recorders-----#

#Desplazamientos
recorder Node -file $ResDir/LatDisp.out -time -node 8 12 16 20 24 -dof 1 disp ;

#Derivas
recorder Drift -file $ResDir/DriftStory1.out -time -iNode 1 2 3 4 -jNode 5 6 7 8 -dof 1 -perpDim 2
recorder Drift -file $ResDir/DriftStory2.out -time -iNode 5 6 7 8 -jNode 9 10 11 12 -dof 1 -perpDim 2
recorder Drift -file $ResDir/DriftStory3.out -time -iNode 9 10 11 12 -jNode 13 14 15 16 -dof 1 -perpDim 2
recorder Drift -file $ResDir/DriftStory4.out -time -iNode 13 14 15 16 -jNode 17 18 19 20 -dof 1 -perpDim 2
recorder Drift -file $ResDir/DriftStory5.out -time -iNode 17 18 19 20 -jNode 21 22 23 24 -dof 1 -perpDim 2

puts "Recorders creados"

#####Definición de cargas gravitacionales#####

#-----Definir carga muerta-----#

set qMuerta 1
set pMuerta 2

#Aplicar cargas muertas
pattern Plain $qMuerta Constant {
eleLoad -ele 21 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 22 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 23 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 24 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 25 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 26 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 27 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 28 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 29 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 30 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 31 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 32 -type -beamUniform $qPiso
eleLoad -ele 33 -type -beamUniform $qCubierta
eleLoad -ele 34 -type -beamUniform $qCubierta
eleLoad -ele 35 -type -beamUniform $qCubierta
}

pattern Plain $pMuerta Constant {
load 5 0.0 $pPiso 0.0
load 8 0.0 $pPiso 0.0
```



Universidad de Cuenca

```
load 9 0.0 $pPiso 0.0
load 12 0.0 $pPiso 0.0
load 13 0.0 $pPiso 0.0
load 16 0.0 $pPiso 0.0
load 17 0.0 $pPiso 0.0
load 20 0.0 $pPiso 0.0
load 21 0.0 $pCubierta 0.0
load 24 0.0 $pCubierta 0.0
}

puts "Cargas aplicadas"

#####Amortiguamiento inherente del sistema (Rayleigh)#####

set zi 0.025; #Razón de amortiguamiento
set f1 1; #Asigna un índice a frecuencias del modo 1 y 2 a ser usado más adelante
set f2 2;

set numeigs 2; #Amortiguamiento se define a través de dos frecuencias wi y wj de dos modos de vibración
set lambda [eigen -genBandArpack $numeigs] ;#-fullGenLapack
set pi 3.1416

foreach lam $lambda {
    lappend freq [expr sqrt($lam)]
    lappend period [expr 2.*$pi/sqrt($lam)]
}

set wi [[index $freq [expr $f1 -1]]]
set wj [[index $freq [expr $f2 -1]]]

set a0 [expr 2*$zi*$wi*$wj/($wi+$wj)]
set a1 [expr 2*$zi/($wi+$wj)]

rayleigh $a0 0 $a1 0

puts "Amortiguamiento definido"

#####Análisis de sistema lateral#####

#-----Ejecutar análisis estático-----#

#Definir análisis
#1. Constraint handler
constraints Plain
```



#2. DOF Number

numberer Plain

#3. SystemofEqu/Solver

system BandGeneral

#4. Convergence text

test NormDispIncr 1.0e-6 100

#5. Solution Algorithm

algorithm Newton

#6. Integrator

integrator LoadControl 0.1

#7. Analysis

analysis Static

#8. Analyze

analyze 10

loadConst

puts "Análisis estático realizado exitosamente"

#-----Ejecutar análisis dinámico-----#

set g 981.1

load Pattern ID

set Sismo 3

Accel series ID

set accelSeries 1

Dirección a aplicar el sismo

set GMdirection 1;

1.Datos del sismo a analizar

set GMfile "Sismo_escalado.txt"

set dt 0.01; # Intervalo de tiempo del sismo

set ScaleFact 1.0; # Para escalar el sismo

set SubStep 1; #Para subdividir más el dt (Se aumenta si hay problemas de convergencia)



```
set npts 1800
```

```
# 2.Duración del sismo
```

```
set maxtime [expr $npts*$dt]
```

```
# 3.Factor total a escalar sismo
```

```
set accfactor [expr $g*$ScaleFact]
```

```
# 4.Definir el sismo (Time Series)
```

```
timeSeries Path $accelSeries -dt $dt -filePath $GMfile -factor $accfactor
```

```
# 5.Definir la carga (Pattern)
```

```
pattern UniformExcitation $Sismo $GMdirection -accel $accelSeries
```

```
# 6. Integrator
```

```
integrator Newmark 0.5 0.25
```

```
# 7. Analysis
```

```
analysis Transient
```

```
# 8.Realizar el análisis
```

```
set DtAnalysis [expr $dt/$SubStep]
```

```
set Nsteps [expr int($maxtime/$DtAnalysis)]
```

```
set ok [analyze $Nsteps $DtAnalysis]
```

```
if {$ok !=0} {
```

```
    set ok 0;
```

```
    set controlTime [getTime]
```

```
    while {$controlTime <= $maxtime && $ok==0} {
```

```
        set controlTime [getTime]
```

```
        set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
```

```
        if {$ok != 0} {
```

```
            puts "Intentar Newton con tangente inicial"
```

```
            algorithm Newton -inicial
```

```
            set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
```

```
        }
```

```
        if {$ok != 0} {
```

```
            puts "Intentar Broyden"
```




```
        algorithm Broyden 8
        set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
    }
    if {$ok != 0} {
        puts "Intentar Newton line search"
        algorithm NewtonLineSearch - type InitialInterpolation -tol 0.8 -maxIte 100
        set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
    }
}
}
if {$ok != 0} {
    puts "El analisis dinamico no converge"
} else {
    puts "Analisis dinamico realizado exitosamente"
}
}
```

Apéndice B: Programa para escalamiento espectral de sismos

```
%%%%PROGRAMA PARA LA OBTENCION DE FACTORES DE ESCALAMIENTO
ESPECTRAL%%%%
%%%%REALIZADO POR: OSCAR ORTIZ MÉNDEZ%%%%
% Método de Newmark para sistemas de 1 grado de libertad
% Datos Requeridos
% zi=razón de amortiguamiento
% Gamma=1/2
% Beta= rango de valores entre 1/6 y 1/4 (1/4=aceleración
constante,
% 1/6 acelereación lineal)
% k=rigidez
% m=masa del sistema
% dt=intervalo de tiempo (se considera constante)
% ag=aceleración del suelo en unidades de gravedad (vector de n
puntos)
% u0=desplazamiento inicial (condición de borde)
% v0=velocidad iniaial (conción de borde)
% g=aceleración de gravedad

clear all
close all
clc

function [u,v,a]=Newmark_1GDL(zi,Beta,k,m,dt,ag,u0,v0,g)
Peff=-m*g*ag; % carga efectiva
u(1,1)=u0;
v(1,1)=v0;
wn=(k/m)^0.5; % frecuencia natural del sistema
Tn=2*pi/wn; % Periodo natural del sistema
c=2*m*wn*zi; % Factor de amortiguamiento
Gamma=1/2;
Npuntos=length(Peff); % Número de puntos
% Calculos iniciales
a0=(Peff(1,1)-c*v0-k*u0)/m;
a(1,1)=a0;
ks=k+Gamma/(Beta*dt)*c+1/(Beta*dt^2)*m;
A=1/(Beta*dt)*m + Gamma/Beta*c;
```



```
B=1/(2*Beta)*m + dt*(Gamma/(2*Beta)-1)*c;

% Análisis del sistema
for i=1:Npuntos-1
    dpi=PeFF(i+1,1)-PeFF(i,1);

    dPis(i,1)=dpi + A*v(i,1) + B*a(i,1);
    du=dPis(i,1)/ks;
    dv=Gamma/(Beta*dt)*du-Gamma/Beta*v(i,1)+dt*(1-
Gamma/(2*Beta))*a(i,1);
    da=1/(Beta*dt^2)*du-1/(Beta*dt)*v(i,1)-1/(2*Beta)*a(i,1);

    u(i+1,1)=u(i,1)+du;
    v(i+1,1)=v(i,1)+dv;
    a(i+1,1)=a(i,1)+da;
end
end

function [SPA, SA, SAT]=RutinaEspectro(e, ag, dt, Tini, Tfin, Int, g)
%e=amortiguamiento
% ag=aceleración del sismo
% dt=delta t
% Tini= límite inferior de grafico del espectro
% Tfin= límite superior de grafico del espectro
% Int= Intervalo entre Tn
% g=Gravedad
%SPA=Espectro pseudo Aceleración
%SAT=Espectro total de Aceleración

C=0;
for Tn=Tini:Int:Tfin
    C=C+1;
    m=1;
    Wn=2*pi/Tn;
    K=Wn^2*m;
    %Condiciones iniciales de borde
    u0=0;
    v0=0;
    Beta=1/4; %Variación constante de la aceleración
    [u, v, a]=Newmark_1GDL(e, Beta, K, m, dt, ag, u0, v0, g);
    % u= desplazamiento relativo
    % v= velocidad relativa
    % a= aceleración relativa
    aT=a+ag*g;%Aceleración Total
    ps_a=Wn^2*u;%Pseudo alceleración
    %Calcular máximos para obtener espectros
    SPA(C,1)=max(abs(ps_a/g));%Se divide para g para tener las
    aceleraciones en función de la gravedad
    SA(C,1)=max(abs(a));
    SAT(C,1)=max(abs(aT));
end
end
%Datos para todos los sismos

Tn=0.957;%Periodo natural de la estructura
Tlow=0.363;%Periodo sobre el que se obtiene 90% de participación de
masa
Tini=0;%Inicio del rango de periodos
Tfin=4;%Fin del rango de periodos
```



Universidad de Cuenca

```
Int=0.01;%Ancho del intervalo para el espectro  
g=980.7;%Aceleración de la gravedad (cm/s2)
```

```
%Sismo 1
```

```
[ag1]=textread('NorthridgeBHa.txt','%s');  
ag1=str2double(ag1);%Transformo a número  
dt1=0.01;
```

```
[SPA1,SA1,SAT1]=RutinaEspectro(0.05,ag1,dt1,Tini,Tfin,Int,g);
```

```
%Sismo 2
```

```
[ag2]=textread('Manjil.txt','%s');  
ag2=str2double(ag2);%Transformo a número  
dt2=0.02;
```

```
[SPA2,SA2,SAT2]=RutinaEspectro(0.05,ag2,dt2,Tini,Tfin,Int,g);
```

```
%Sismo 3
```

```
[ag3]=textread('LandersYa.txt','%s');  
ag3=str2double(ag3);%Transformo a número  
dt3=0.02;
```

```
[SPA3,SA3,SAT3]=RutinaEspectro(0.05,ag3,dt3,Tini,Tfin,Int,g);
```

```
%Sismo 4
```

```
[ag4]=textread('KobeNAa.txt','%s');  
ag4=str2double(ag4);%Transformo a número  
dt4=0.01;
```

```
[SPA4,SA4,SAT4]=RutinaEspectro(0.05,ag4,dt4,Tini,Tfin,Int,g);
```

```
%Sismo 5
```

```
[ag5]=textread('Cape_MendocinoRDa.txt','%s');  
ag5=str2double(ag5);%Transformo a número  
dt5=0.02;
```

```
[SPA5,SA5,SAT5]=RutinaEspectro(0.05,ag5,dt5,Tini,Tfin,Int,g);
```

```
%Sismo 6
```

```
[ag6]=textread('San_FernandoLAa.txt','%s');  
ag6=str2double(ag6);%Transformo a número  
dt6=0.01;
```

```
[SPA6,SA6,SAT6]=RutinaEspectro(0.05,ag6,dt6,Tini,Tfin,Int,g);
```

```
%Sismo 7
```

```
[ag7]=textread('Hector.txt','%s');  
ag7=str2double(ag7);%Transformo a número  
dt7=0.01;
```

```
[SPA7,SA7,SAT7]=RutinaEspectro(0.05,ag7,dt7,Tini,Tfin,Int,g);
```



```

%Espectro considerado en el escalamiento SDC Dmax

[ts,as]=textread('MCE.txt','%s %s');
ts=str2double(ts);%Transformo a número
as=str2double(as);%Transformo a número
dts=ts(2)-ts(1);

%Periodo

T(1)=Tini;
for i=0:size(SPA1,1)-1
    if i==0
        T(i+1,1)=0;
    else
        T(i+1,1)=T(i)+Int;
    end
end

%Factor FPS

Tn=round(Tn,2);
[f c]=find(ts==Tn);

FPS(1,1)=as(f)/SPA1(f);
FPS(2,1)=as(f)/SPA2(f);
FPS(3,1)=as(f)/SPA3(f);
FPS(4,1)=as(f)/SPA4(f);
FPS(5,1)=as(f)/SPA5(f);
FPS(6,1)=as(f)/SPA6(f);
FPS(7,1)=as(f)/SPA7(f);

%Espectros escalados
SPA1E=FPS(1,1)*SPA1;
SPA2E=FPS(2,1)*SPA2;
SPA3E=FPS(3,1)*SPA3;
SPA4E=FPS(4,1)*SPA4;
SPA5E=FPS(5,1)*SPA5;
SPA6E=FPS(6,1)*SPA6;
SPA7E=FPS(7,1)*SPA7;

%Cálculo del espectro promedio del conjunto de registros

SPAЕ=[SPA1E SPA2E SPA3E SPA4E SPA5E SPA6E SPA7E];
SPAЕ=mean(SPAЕ,2);
EspectroPromedio=[T SPAЕ];

%Factor SS

Ti=round(0.8*Tlow,2);
Tf=round(1.2*Tn,2);
[f1 c]=find(ts==Ti);
[f2 c]=find(ts==Tf);
asr=as(f1:f2);
SPAЕr=SPAЕ(f1:f2);
for i=1:size(asr,1)
    RelOrd(i)=asr(i)/SPAЕr(i);
end
SS=max(RelOrd);

```



```
%Determinación de coeficientes a escalar  
Coeficientes=FPS*SS;  
SPAER=SPAE*SS;
```