

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



Título

“ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE LA APLICACIÓN DE ARRIOSTRES DE PANDEO RESTRINGIDO COMO SISTEMA DE CONTROL DE RESPUESTA”

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN
INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

AUTOR:

Alan Kenji Orellana Ayre

ASESOR:

Luis Antonio Zegarra Ciquero

Lima, mayo del 2020.

DEDICATORIA

La presente tesis se la dedico a mi familia que por su apoyo incondicional pude concluir con mis objetivos. A mis padres y hermanos por su apoyo y confianza. Gracias por ayudarme a cumplir mis metas como persona y profesional. A mi padre Emilio por brindarme consejos siempre que los he necesitado. A mi madre Vilma por sus enseñanzas y amor. A mis hermanos por estar siempre presentes.



AGRADECIMIENTOS

Expreso mi agradecimiento a Dios por mi familia, él ha provisto lo que me ha hecho falta para llenar necesidades, todos los días veo sus bondades.

Mi agradecimiento a mi asesor el Profesor Luis Zegarra por compartirme sus conocimientos, también quisiera agradecer al Profesor Akira Wada por su contribución al desarrollo de esta tesis, finalmente quería agradecer a mis jurados de tesis, el profesor Alejandro Muñoz y Antonio Zevallos por sus aportes y contribuciones al desarrollo de la presente investigación.



RESUMEN

El Perú es un país altamente sísmico, en tal sentido nuestras edificaciones tienen la necesidad de la implementación del uso de técnicas de control de respuesta sísmica con las que, sin un alto costo, se aumente la protección de respuesta sísmica en edificaciones. Es por eso que en el Perú ya se tiene conocimiento y aplicación de sistemas de control de respuesta, sin embargo, no es muy común el uso de los disipadores activados por desplazamiento como el arriostre con pandeo restringido, el cual es una alternativa relativamente nueva en nuestro país, a diferencia de otros países donde es una de las más utilizadas. En consecuencia, el objetivo de esta tesis es realizar el rediseño de una edificación de acero estructural utilizando los arriostres de pandeo restringido como sistemas de control de respuesta, como objetivos secundarios se plantea analizar los fundamentos teóricos del diseño para estos elementos, evaluar la configuración más adecuada para el edificio planteado, evaluar mediante análisis no lineales el refuerzo propuesto, y realizar una comparación del dispositivo con y sin BRB. Se utilizaron la norma técnica nacional E030 Diseño sismorresistente, así como normas internacionales como el ASCE 7-16, AISC 341-16 y AISC 360-16, entre otras donde sea conveniente. Primeramente, se realizó una recopilación de información y revisión bibliográfica. Además, se escogió la edificación de acero a rediseñar con el nuevo sistema de control de respuesta. Se investigó las principales configuraciones de BRB para posteriormente elegir la más adecuada según la dirección de análisis. En segundo lugar, se inició el diseño de la edificación a partir de un dimensionamiento de los núcleos de BRB, su verificación con la norma E030 con un análisis lineal dinámico. Posteriormente, se comprobó el diseño con las distribuciones de fuerzas de reajuste del BRB en los otros elementos del pórtico. Por último, mediante un análisis estático no lineal se comparó el desempeño estructural del sistema con BRB con el original SCBF, finalmente se realizó un análisis dinámico no lineal Tiempo – Historia donde se verificó las máximas respuesta del edificio como derivas, desplazamientos, fuerzas y energía disipadas.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. JUSTIFICACIÓN	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. Objetivo General.....	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.3. HIPÓTESIS	2
1.4. METODOLOGÍA	3
1.5. ALCANCE.....	3
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1. Evolución	4
2.2. Desarrollo en todo el mundo.....	6
2.2.1. Desarrollo en Japón	6
2.2.2. Desarrollo en Estados Unidos	6
2.2.3. Desarrollo en Latinoamérica	7
2.2.4. Análisis de la situación actual en el Perú	8
2.3. Descripción general del arriostre de pandeo restringido.....	9
2.4. Componentes básicos.....	11
2.4.1. Núcleo de acero	11
2.4.2. Núcleo de acero no confinado	11
2.4.3. Capa o material aislante.....	12
2.4.4. Material de confinamiento.....	12
2.5. Tipos de BRB.....	12
2.6. Conexiones.....	14
2.7. Ventajas y desventajas	16
2.7.1. Principales ventajas	16
2.7.2. Principales desventajas	16
3. ANÁLISIS Y DISEÑO CON ARRIOSTRES DE PANDEO RESTRINGIDO 18	
3.1. CONCEPTOS GENERALES	18
3.1.1. CONSIDERACIONES DE ELECCIÓN DE CONFIGURACIÓN	21
3.1.1.1. V invertida (Chevron) & V	23
3.1.1.2. Configuración X	23
3.1.1.3. Diagonal sola en la misma dirección y Diagonal Zigzag	23
3.1.2. MODELO HISTERETICO PARA ANÁLISIS	24
3.2. DISEÑO ELÁSTICO	26

3.2.1.	Dimensionamiento de los BRB	26
3.2.2.	Verificación de deriva inelástica de diseño y la tracción del núcleo del BRB	26
3.2.3.	Determinación de resistencia ajustada del BRB y reajuste en otros elementos	27
3.2.4.	Verificación de conexiones	29
3.2.5.	Fuerzas de reajuste en Vigas y columnas	29
3.2.6.	Camisa de confinamiento	31
3.2.7.	Resistencia del mortero de confinamiento.....	32
3.3.	DISEÑO INELÁSTICO	34
3.3.1.	Diseño sísmico basado en desempeño para (ASCE/SEI 41-06)	34
3.3.2.	Rotulas plásticas en arriostres típicos y BRB	34
3.3.3.	Análisis estático no lineal	37
3.3.4.	Análisis Dinámico no lineal	38
4.	CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL	40
4.1.	EJEMPLO APLICATIVO	40
4.1.1.	Características de la estructura planteada:.....	40
4.1.2.	Descripción del modelado	44
4.2.	DISEÑO ELÁSTICO DE ARRIOSTRES DE PANDEO RESTRINGIDO ...	46
4.2.1.	Configuraciones adoptadas.....	46
4.2.1.1.	Dirección X – X.....	46
4.2.1.2.	Dirección Y – Y	47
4.2.2.	Consideraciones para los arriostres de pandeo restringido.....	47
4.2.3.	Parámetros de demanda sísmica requeridos:	48
4.2.4.	Combinaciones de carga	49
4.2.5.	Calculo de fuerza sísmica	50
4.2.6.	Calculo de deriva de diseño por piso	50
4.2.7.	DISEÑO DE V INVERTIDA “CHEVRON” DE BRB	52
4.2.7.1.	Fuerzas de reajuste para BRB caso V invertida de BRB	53
4.2.7.2.	Diseño de viga caso V invertida “chevron”	54
	A.Verificación de resistencia por fuerzas inducidas por la cortante sísmica ..	54
	B.Verificación del diseño por fuerzas requeridas originadas por la deformación del BRB de 2.0 Δ_{bm}	58
4.2.7.3.	Diseño de columna caso V invertida “chevron”	60
	A.Verificación de resistencia por fuerzas inducidas por la cortante sísmica ..	60
	B.Verificación del diseño por fuerzas requeridas originadas por la deformación del BRB de 2.0 Δ_{bm}	63
4.2.8.	DISEÑO DE DIAGONAL SIMPLE DE BRB	67

4.2.8.1.	Fuerzas de reajuste para BRB caso diagonal simple	68
4.2.8.2.	Diseño de viga caso diagonal simple	69
	A. Verificación del diseño por fuerzas inducidas por la cortante sísmica en la base.....	69
	B. Verificación del diseño por fuerzas requeridas originadas por la deformación límite del BRB ($2.0 \Delta_{bm}$)	73
4.2.8.3.	Diseño de columna caso diagonal simple	76
	A. Verificación de resistencia por fuerzas inducidas por la cortante sísmica... 76	
	B. Verificación del diseño por fuerzas requeridas originadas por la deformación límite del BRB ($2.0 \Delta_{bm}$)	79
4.2.9.	Configuración final con BRB	82
4.2.10.	Análisis de cimentaciones.....	84
4.2.10.1.	Cimentación original sistema SCBF	84
4.2.10.2.	Comportamiento con el reforzamiento con BRB.....	85
4.3.	ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO	88
4.3.1.	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO	88
4.3.1.1.	Sistemas especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	88
	A. Mecanismo de colapso esperado.....	88
4.3.1.2.	Sistemas con arriostres de pandeo restringido BRBF	92
	A. Mecanismo de colapso esperado.....	92
4.3.2.	ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (ANLD).....	98
4.3.2.1.	Desplazamientos	100
4.3.2.2.	Energía disipada.....	102
4.3.2.3.	Fuerzas y momentos en columnas	104
4.3.2.4.	Rotulas plásticas en BRB.....	106
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	107
	BIBLIOGRAFÍA	110
 ANEXOS		
1.	CALCULO DE FACTOR R PARA SISTEMAS CON BRB	113
3.	MODELAMIENTO NUMÉRICO	122
3.1.	Estabilidad global de los arriostres bajo compresión axial.....	122
3.2.	Pandeo del núcleo interno en modos más altos	124
3.3.	Pandeo torsional del núcleo interno.....	128
3.3.1.	Pandeo inelástico de la columna cruciforme	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Primera configuración de ensayo de BRB	6
Figura 2.2. Exterior de la Universidad de California, Davis, California.....	7
Figura 2.3. Comportamiento histérico de un pórtico con BRB y SCBF	7
Figura 2.4. Configuración de un arriostre de pandeo restringido o BRB.....	9
Figura 2.5. Comportamiento de un BRB bajo ciclos de tracción y compresión.	10
Figura 2.6. Aparición de modos superiores entre el núcleo y el confinamiento.	10
Figura 2.7. Distintos tipos de núcleos de BRB.....	11
Figura 2.8. Secciones del núcleo de acero	11
Figura 2.9. Componentes del arriostre de pandeo restringido	13
Figura 2.10. Tipos de BRB según su material y ensamblaje.....	14
Figura 3.1. Comportamiento cinemático del BRB	20
Figura 3.2. Prueba cíclica de BRB y curva constitutiva.....	21
Figura 3.3. Configuraciones de BRB (a) V invertido "chevron" (b) V (c) Diagonal, misma dirección (d) Diagonal "zig zag" (e) Multinivel X	22
Figura 3.4. Deriva de entrepiso vs Nivel para distintas configuraciones de BRB.	23
Figura 3.5. Trasmisión de cargas desbalance y cargas axiales por configuración.	24
Figura 3.6. Modelado de BRB en el estado elastoplástico.....	24
Figura 3.7. Valor de Q relacionada a α_c para $\alpha_t = 0.04$	25
Figura 3.8. Curva esfuerzo-deformación para tres aceros ASTM.	27
Figura 3.9. Protocolo de prueba para BRB.....	28
Figura 3.10. Curva constitutiva del BRB, ω y β	29
Figura 3.11. Clasificación de secciones de acero para definir la consideración del pando local en vigas y columnas.....	30
Figura 3.12. Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección.....	31
Figura 3.13. Esquema de diseño elástico de BRB	33
Figura 3.14. Relación de fuerza-deformación generalizado con los criterios de aceptación.....	35
Figura 3.15. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para arriostres rectangulares para análisis no lineales.....	35
Figura 3.16. Relación de fuerza-deformación generalizado para elementos de acero. ...	36
Figura 4.1. Planta típica de la estructura propuesto.....	40
Figura 4.2. (a) Elevación Eje A-A, (b) Elevación Eje E-E, (c) Elevación Eje 1-1 y (d) Elevación Eje 2-2.....	42
Figura 4.3. Mecanismo de colapso para pórticos con columna zipper.....	43
Figura 4.4. Modelado de la edificación con SCBF.....	44
Figura 4.5. Derivas inelásticas edificio con sistema SCBF.....	45
Figura 4.6. Configuración asignada a la dirección X-X.....	46
Figura 4.7. Configuración asignada a la dirección Y-Y	47
Figura 4.8. Curva esfuerzo-deformación de BRB	48
Figura 4.9. Modelo estructural - elevación eje E-E.....	52
Figura 4.10. Momento nominal en función de la longitud para sección W14x30	55
Figura 4.11. Fuerzas axiales en viga del primer piso caso V invertido.....	58

Figura 4.12. Fuerzas axiales en columnas caso V invertido “chevron”	63
Figura 4.13. Diagrama de cuerpo libre de columna extremo 1 caso “chevron”	64
Figura 4.14. Diagrama de cuerpo libre de columna extremo 2 caso diagonal simple....	66
Figura 4.15. Modelo estructural - elevación eje 1-1 caso Diagonal simple.	67
Figura 4.16. Momento nominal en función de la longitud para sección W14x30	70
Figura 4.17. Fuerzas axiales en viga del primer piso caso diagonal simple.....	73
Figura 4.18 Arriostre lateral tipo puntual mediante viga secundaria.	75
Figura 4.19. Fuerzas axiales en columnas caso diagonal simple	79
Figura 4.20. Diagrama de cuerpo libre de columna extremo 1 caso diagonal simple....	80
Figura 4.21. Diagrama de cuerpo libre de columna eje A.	81
Figura 4.22. Planta corregida de sistema estructural con BRB	82
Figura 4.23. Pórtico lateral Eje 1 – 1 & Eje 4 - 4 con BRB	83
Figura 4.24. Pórtico lateral Eje A – A, Eje G – G con BRB	83
Figura 4.25. Pórtico intermedio Eje E – E con BRB.....	84
Figura 4.26 Cimentación edificio original sistema SCBF	85
Figura 4.27. Cimentación reforzada mediante c/ vigas de cimentación.....	87
Figura 4.28. Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de los arriostres.....	88
Figura 4.29. Curva esfuerzo-deformación arriostres típicos SCBF.	89
Figura 4.30 Mecanismo de colapso sistema SCBF Dirección X-X	90
Figura 4.31. Mecanismo de colapso sistema SCBF Dirección Y-Y	91
Figura 4.32. Curva esfuerzo-deformación arriostres típicos para edificio con BRB	92
Figura 4.33. Mecanismo de colapso sistema SCBF Dirección X-X	93
Figura 4.34. Mecanismo de colapso sistema BRBF Dirección Y-Y	94
Figura 4.35. Comparación de curvas de capacidad SCBF vs BRBF Eje X-X.....	95
Figura 4.36. Comparación de curvas de capacidad SCBF vs BRBF Eje Y-Y.....	96
Figura 4.37. Evaluación por desempeño para el sistema BRB Eje X-X.y Y-Y	97
Figura 4.38. Modelo en ETABS del edificio para el ANLD.....	98
Figura 4.39. Registros espectro compatibles con el espectro de respuesta de la E030 ..	99
Figura 4.40. Desplazamiento y derivas de entrepiso máximas por registro DirX-X....	100
Figura 4.41. Desplazamiento y derivas de entrepiso máximas por registro DirY-Y....	101
Figura 4.42. Disipación de energía alcanzada en cada registro Dirección X-X.....	102
Figura 4.43. Disipación de energía alcanzada en cada registro Dirección Y-Y	102
Figura 4.44. Gráfico de energía Registro sísmico 7050 Dirección X-X	103
Figura 4.45. Gráfico de energía Registro sísmico 7050 Dirección Y-Y	103
Figura 4.46. P, V y M en columnas caso configuración chevron.....	104
Figura 4.47. P, V y M en columnas caso Diagonal simple	105
Figura 4.48. Rotulas plásticas en BRB registro 7039.....	106

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Evolución del arriostre de pandeo restringido (BRB).....	5
Tabla 2.2. Desarrollo de los BRB en Latinoamérica.....	8
Tabla 2.3. Conexiones Típicas en BRB.....	15
Tabla 3.1. Parámetros de modelamiento para BRB.....	36
Tabla 4.1. Periodos fundamentales y % de masa participacional con SCBF	45
Tabla 4.2. Distribución de fuerza sísmica en la dirección X-X.....	50
Tabla 4.3. Distribución de fuerza sísmica en la dirección Y-Y.....	50
Tabla 4.4. Deformaciones y derivas de entrepiso, Dirección X-X.....	51
Tabla 4.5. Deformaciones y derivas de entrepiso, Dirección Y-Y.....	51
Tabla 4.6. Resistencia de los núcleos de acero, caso diagonal simple.	53
Tabla 4.7. Factores de reajuste para BRB caso V invertida “chevron”.....	53
Tabla 4.8. Fuerzas de reajuste del BRB para caso V invertida “chevron”.....	54
Tabla 4.9. Carga axial en vigas caso V invertido” chevron”.....	58
Tabla 4.10. Verificación axial de la columna 3/E para la deformación 2.0 Δ_{bm}	65
Tabla 4.16. Verificación axial de la columna 2/E para la deformación 2.0 Δ_{bm}	66
Tabla 4.6. Resistencia de los núcleos de acero, caso diagonal simple.	68
Tabla 4.13. Factores de reajuste para BRB caso diagonal simple.....	68
Tabla 4.8. Fuerzas de reajuste del BRB para caso diagonal simple.	69
Tabla 4.15. Carga axial en vigas caso diagonal simple.....	73
Tabla 4.16. Verificación axial de la columna 1/C para la deformación 2.0 Δ_{bm}	81
Tabla 4.11. Verificación axial de la columna 1/A para la deformación 2.0 Δ_{bm}	82
Tabla 4.18. Registros de aceleración del suelo.....	99

SÍMBOLOS

<i>BRB</i>	Arriostre de pandeo restringido
<i>BRBF</i>	Pórticos con arriostres de pandeos restringidos
<i>CBF</i>	Pórticos concéntricamente arriostrados
<i>SCBF</i>	Pórticos especiales concéntricamente arriostrados
<i>SRFS</i>	Sistema resistente a fuerzas sísmicas
h_{sx}	Altura del piso, ft
F_{cr}	Capacidad límite de pandeo de la sección, kip
α	Angulo de inclinación del BRB con respecto a la horizontal
A_w	Área del alma, in ²
A_{sx}	Área del núcleo de acero del BRB, in ²
A_g	Área total, in ²
C_b	Cociente de flexión dependiente de la gradiente de momentos
R	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas
C_w	Constante de alabeo, in ⁶
Δ_{bx}	Deformación axial del BRB, in
ε_{sc}	Deformación del núcleo del BRB
ε_y	Deformación de fluencia del BRB
Δ_{bm}	Deformación última del BRB que garantiza ductilidad, in
<i>DCR</i>	Demand capacity ratio del BRB
θ_x	Deriva del piso
Δ_x	Desplazamiento del piso, in
θ_y	Deriva de fluencia del BRB
L	Distancia entre ejes, ft
F_y	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado, ksi
t_f	Espesor del ala, in
t_w	Espesor del alma, in
L_{ysc}	Estimación de la longitud de fluencia del BRB, ft
ω	Factor de ajuste en compresión
β	Factor de ajuste en tracción
<i>YLR</i>	Factor de fluencia por longitud
Q	Factor de modificación de rigidez BRB

ϕ_c	Factor de resistencia para compresión
ϕ_v	Factor de resistencia para corte
ϕ_b	Factor de resistencia para flexión
C_{MAX}	Fuerza compresión máxima del BRB, kip
V_x	Fuerza cortante del nivel especificado, kip
T_{MAX}	Fuerza tracción máxima del BRB, kip
$L_{y_{sc}}$	Longitud de fluencia de la región del núcleo de acero del BRB, ft
L_{wp}	Longitud del arriostre de pandeo restringido, ft
L_p	Longitud limite lateral sin arriostrear para desarrollar la capacidad total plástica a la flexión, ft
L_r	Longitud limite no arriostrada lateralmente para pandeo inelástico lateral torsional, ft
L_b	Longitud no arriostrada lateralmente, ft
L'	Luz libre, ft
$F_{y_{sc}}$	Mínima esfuerzo de ruptura del núcleo de acero del BRB, kip
E	Módulo de elasticidad del acero, ksi
S_x	Módulo de la sección, de la sección crítica en la longitud de viga no arriostrada bajo consideración, in ³
Z_x	Modulo plástico de la sección, in ³
M_p	Momento de flexión plástico, kip-ft
M_r	Momento de pandeo limite, kip-ft
λ_{ps}	Parámetro de esbeltez límite para elemento compacto
λ_c	Parámetro de esbeltez para columna
d	Peralte total del elemento, in
w_i	Peso del nivel especificado, kip
r_{ts}	Radio de giro que controla la esbeltez, in
r_x, r_y	Radio de giro respecto a los ejes x e y, respectivamente
R_y	Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado F_y
P_n	Resistencia axial nominal (tracción o compresión), kip
P_u	Resistencia axial requerida (tracción o compresión), kip
$P_{y_{sc}}$	Resistencia de fluencia del BRB, kip
F_u	Resistencia mínima de tracción especificado, ksi
V_n	Resistencia nominal en corte, kip
M_n	Resistencia nominal en flexión, kip-ft

V_{pa}	Resistencia nominal plástica en corte correspondiente a M_p modificada por la carga axial, kip-ft
M_{pa}	Resistencia nominal plástica en flexión modificada por la carga axial, kip-ft
V_u	Resistencia requerida en cortante. kip
V_u	Resistencia requerida en corte, kip
M_u	Resistencia requerida en flexión, kip-ft
μ	Ductilidad de demanda del BRB
θ_y	Rotación de fluencia para columnas y vigas
θ_{CP}	Rotacion ultima de colapso para columnas y vigas.



CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

El Perú es un país altamente sísmico, en tal sentido nuestras edificaciones tienen la necesidad de la implementación del uso de técnicas de control de respuesta sísmica con las que, sin un alto costo, se aumente la protección de respuesta sísmica en edificaciones. Esto debe ir acompañado de una disminución de los daños después de los sismos por medio del control de las deformaciones en la estructura, así como los costos por reparaciones y rehabilitaciones consecuentes, y se otorgue una protección adicional a la vida y al patrimonio de los usuarios e inversionistas de las edificaciones.

En el Perú se vienen ejecutando proyectos de edificios con el uso de sistemas de control de respuesta, sin embargo, no es muy común el uso de los disipadores activados por desplazamiento como el arriostre con pandeo restringido, el cual es una alternativa relativamente nueva en nuestro país, a diferencia de otros países donde es una de las más utilizadas.

Los arriostres de pandeo restringido como disipadores de energía cumplen un papel importante en las edificaciones por controlar las derivas, proporcionar rigidez adicional al sistema. Adicionalmente, son diseñados para asegurar una respuesta dúctil a través de la fluencia de metales, debido a esto mejoran el desempeño estructural, otorgando protección adicional a la estructura.

El objetivo de esta tesis es realizar el análisis de factibilidad de la aplicación de arriostres de pandeo restringido como disipadores de energía mediante un modelo numérico, para tal efecto se pretende realizar el rediseño de reforzamiento de una edificación de acero estructural con un sistema convencional, para la verificación del diseño propuesto se realizarán análisis no lineales dinámico y estático. De esta manera se espera fomentar la aplicación de estos dispositivos como opción de sistema de control de respuesta para edificios en el Perú.

1.1. JUSTIFICACIÓN

La geometría y configuración de los arriostres de pandeo restringido (BRB) es muy similar a los Pórticos Concéntricamente Arriostrados (CBF) es decir al grupo que engloba a los Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF), y Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF), sin embargo, la principal diferencia es el comportamiento del arriostre de pandeo restringido (BRB).

Estos dispositivos constan de un núcleo esbelto de acero incrustado en una barra robusta compuesta comúnmente por un tubo de acero relleno de mortero, esta configuración impide el pandeo del núcleo bajo cargas de compresión axial y le permite un mejor comportamiento bajo cargas cíclicas de tracción y compresión. Los BRB pueden desarrollar completamente su capacidad axial a tracción y compresión, con lo que consiguen disipar grandes cantidades de energía a través de ciclos estables de histéresis. Algunos de los inconvenientes que presenta su implementación en el Perú son, la poca investigación, la escasa experiencia y la incertidumbre en el desempeño.

La presente investigación se justifica porque constituye una aplicación de diseño y verificación de una edificación de acero estructural con arriostres de pandeo restringido como sistema de control de respuesta para lo cual se utilizarán las norma técnica nacional E030 de Diseño Sismorresistente, así como normas internacionales como el ASCE 7-16, AISC 341-16 y AISC 360-16, entre otras donde sea conveniente.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Rediseño de una edificación de acero estructural utilizando los arriostres de pandeo restringido como sistema de control de respuesta.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Analizar los fundamentos teóricos de diseño de arriostres de pandeo restringido.
- Determinar la configuración de arriostres de pandeo restringido más adecuada para el edificio en análisis.
- Realizar del reforzamiento de un edificio con dispositivos de arriostre de pandeo restringido.
- Evaluar mediante un análisis no lineal la respuesta de un edificio de acero estructural con arriostres de pandeo restringido.
- Realizar un análisis comparativo para un edificio con y sin arriostres de pandeo restringido.

1.3. HIPÓTESIS

La aplicación de disipadores de pandeo restringido es una alternativa segura y técnicamente viable para su uso como sistemas de control de respuesta en el Perú.

1.4. METODOLOGÍA

Primeramente, se realizó una recopilación de información y revisión bibliográfica de los disipadores activados por desplazamiento denominados arriostres de pandeo restringido (BRB) y su aplicación. Además, se escogió la edificación de acero a rediseñar con el nuevo sistema de control de respuesta. Se investigo las principales configuraciones de BRB para posteriormente elegir la más adecuada según la dirección de análisis.

En segundo lugar, se inició de diseño de la edificación a partir de un dimensionamiento de los núcleos de BRB, su verificación con la norma E030 con un análisis lineal dinámico. Posteriormente, se comprobó el diseño con las distribuciones de fuerzas de reajuste del BRB en los otros elementos del pórtico.

Por último, se verifico el diseño definitivo mediante análisis no lineales de la siguiente manera, mediante un análisis estático no lineal se comparo el desempeño estructural del sistema con BRB con el original SCBF, finalmente se realizó un análisis dinámico no lineal Tiempo – Historia donde se verifico las máximas respuesta del edificio como derivas, desplazamientos y fuerzas.

1.5. ALCANCE

El primer capítulo consiste en la introducción, donde se describen la justificación, objetivos, metodología y alcance. El segundo capítulo consiste en la revisión de base teórica de los arriostres de pandeo restringido, evolución, desarrollo, descripción componentes, etc. El tercer capítulo corresponde al análisis y diseño con BRB donde se realizan las consideraciones de elección de configuración, diseño elástico y diseño inelástico. El cuarto capítulo consiste en el análisis del edificio de acero estructural original diseñado con SCBF , posteriormente se realizó el rediseño con los BRB según la normativa nacional e internacional. Finalmente, el quinto capítulo consiste en las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

El Perú es un país sísmico, ante esto se hace necesario realizar innovación e investigación en nuevas tecnologías, sistemas y elementos estructurales que mejoren el desempeño sísmico de una estructura en términos de capacidad de disipación de energía, rigidez y resistencia. Es por esa razón que los diseños se orientan a conseguir estructuras con una capacidad de disipar energía mayor a la demanda sísmica de energía, en paralelo cuanto menos resistente y rígida sea una edificación, iniciara su comportamiento inelástico con un desplazamiento más pequeño (Crisafulli F. J., 2018).

Las arriostres de pandeo restringido (Buckling Restrained Braces), forman parte de los elementos sismo resistentes de una estructura. Pueden ser dispuestos, al igual que las arriostres convencionales, en forma de “V”, “V invertida” entre otras, poseen la particularidad de resistir esfuerzos similares tanto en tracción como en compresión, esto sumado al comportamiento de manera estable después del estado de fluencia del núcleo de acero, brinda a una estructura una mejor capacidad de disipación de energía.

Una investigación anterior explicó que esto se logra otorgando confinamiento al arriostre mediante una camisa de confinamiento, evitando o disminuyendo el desplazamiento fuera del plano producto del pandeo en la fase de compresión (Cameron Black, 2002).

Además, se provee un material que permita el deslizamiento relativo con la menor fricción posible entre el núcleo y el concreto de confinamiento debido a que sin esta condición, en los ciclos de tracción existiría degradación del concreto producto de la fricción entre ambos materiales (Cancelado, 2012).

De esta manera se asegura que, en la fase de compresión, el pandeo ocurra en modos altos, con lo cual se logra una resistencia en compresión incluso levemente mayor que en tracción. Se debe señalar que el núcleo de acero es el elemento que debe tomar la carga axial mientras que todo el sistema confinante se dispone con el objetivo de otorgar estabilidad lateral al núcleo y evitar el pandeo en modos bajos.

2.1. Evolución

La idea de utilizar un material de confinamiento que evite el pandeo del núcleo de acero tiene 40 años de antigüedad. Los conceptos del arriostre de pandeo restringido datan de la década de 1970, cuando se observaron buenos comportamientos de arriostres perfil W embebidos en concreto reforzado, esta configuración tenía un mejor comportamiento ante el pandeo del perfil. Aunque, como no se había colocado un material aislante entre estos

el concreto recibía una significativa porción de la fuerza de compresión, fisurándose y pandeándose de todos modos. (Wada & Takeuchi, 2018)

A lo largo de la historia numerosos investigadores han aportado conocimientos para el desarrollo de esta tecnología (Cancelado, 2012) (Pag 30) explicó que “En el estudio del arriostre de pandeo restringido se destacan las investigaciones y compilaciones elaboradas por Black et al., (2002), Tajirian et al. (2003), Uang & Nakashima (2004), Xie (2005) y D’Aniello (2007), en las que presentan de manera detallada las diferentes etapas en el desarrollo de los BRB, desde su concepción, hasta estudios e investigaciones presentadas en los últimos años”. Aun a la fecha se sigue realizando investigaciones tanto de adaptación de la aplicación del arriostre de pandeo restringido en elementos de concreto armado, nuevos materiales de confinamiento, nuevos modelamientos matemáticos y configuraciones posibles.

Se presenta en la Tabla 2.1 un resumen correspondiente al desarrollo de los pórticos con arriostres de pandeo restringido como sistema antisísmico.

Tabla 2.1 Evolución del arriostre de pandeo restringido (BRB)

Año	País	Hito
Inicios 1980s	Japón	Se realiza su invención como una mejora de los pórticos arriostrados excéntricamente (EBF)
1984	Japón	Se realizaron las primeras pruebas en laboratorio donde se demuestra su buena disipación de energía.
1988	Japón	Las investigaciones alcanzan la actual configuración y determinan el mejor material de aislación para obtener un comportamiento estable y simétrico histérico.
1999	Estados Unidos	Se generaliza su estudio como en la UC Berkeley, demostrando un buen rendimiento.
2000	Estados Unidos	Primera aplicación del sistema como dispositivo de resistencia lateral en UC Davis
2005	Estados Unidos	Fueron incluidos por primera vez como un sistema estructural formal aceptado por ANSI/AISC 341-05
2006 - a la fecha	Latinoamérica	Se realizan las primeras investigaciones tratando de adaptar esta tecnología a las características regionales de distintos países latinoamericanos como Ecuador, México, Argentina, Chile y Colombia.

Fuente: Propia

2.2. Desarrollo en todo el mundo

2.2.1. Desarrollo en Japón

La idea del BRB fue concebida en Japón. “El sistema fue diseñado inicialmente para que placas planas de acero se intercalaran entre paneles de hormigón prefabricado, el mismo que se encargaría de proveer una efectiva restricción lateral” (Avecillas Leon, 2015). Posteriormente en la década de 1980 se intentó eliminar el fallo por pandeo de elementos esbeltos, esto condujo a una colaboración entre el profesor Akira Wada, del Instituto de Tecnología de Tokio; y la empresa Nippon Steel Construction, producto de esto dio como resultado el modelo actual del sistema BRB en 1988. Es importante mantener la condición de anti adherencia entre el núcleo y el concreto para permitir que el núcleo resista solamente las cargas axiales, paralelamente el concreto evita el pandeo. En 1989 fueron aplicados los BRB en edificios de 10 y 15 pisos de acero destinados a oficinas. La Figura 2.1 muestra la configuración de prueba para determinar el desempeño del sistema propuesto y diseñado en Japón.



Figura 2.1. Primera configuración de ensayo de BRB
Fuente: Watanabe (1988), Wada (1989)

2.2.2. Desarrollo en Estados Unidos

En 1999, se realizaron ensayos a escala real en UC Berkeley. Los ensayos realizados demostraron un buen rendimiento del sistema bajo varios protocolos de carga. Para el año 2000, se implementó por primera vez en una edificación de los Estados Unidos, específicamente en el campus de la Universidad de California que se observa en la Figura 2.2. Desde eso los BRB fueron usados en numerosas edificaciones de los Estados Unidos en edificaciones y puentes como dice (Kersting, Fahnestock, & López, 2015)



Figura 2.2. Exterior de la Universidad de California, Davis, California
Fuente: (Cameron Black, 2002)

En comparación con el sistema SCBF los arriostres de Pandeo Restringido (BRB) demostraron un mejor diagrama de histéresis como se muestra en la Figura 2.3. Actualmente, los BRB son fabricados en Estados Unidos por una pequeña cantidad de empresas, CoreBrace, Nippon Steel, StarSeismic y Bloescope Buildings.

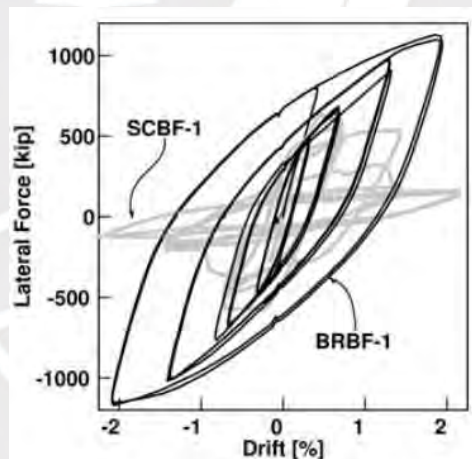


Figura 2.3. Comportamiento histérico de un pórtico con BRB y SCBF
Fuente: (Avecillas Leon, 2015)

2.2.3. Desarrollo en Latinoamérica

En Latinoamérica se han llevado numerosas investigaciones sobre este elemento estructural de forma teórica y experimental, dejando así un precedente para que futuros análisis aporten a un mejor conocimiento de este disipador de energía. Por lo tanto, se presenta en la Tabla 2.2 un resumen de dichos trabajos, destacando las investigaciones iniciales realizadas en diferentes estados de la región.

Tabla 2.2. Desarrollo de los BRB en Latinoamérica.

País	Investigador	Descripción
México	Teran & Virto (2006)	Comportamiento de edificaciones de variada altura rigidizadas con contravientos des adheridos (BRB)
Argentina	Palazzo & Crisafulli (2004)	Estudio de distintos disipadores de fluencia
	Palazzo & Crisafulli (2006)	Análisis numérico experimental de barras de pandeo restringido
Colombia	Oviedo & Duque (2009)	Disipadores históricos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas
	Cancelado (2012)	Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo BRB
	Castro, Lopez & Oller (2014)	Modelización numérica del comportamiento estructural cíclico de barras esbeltas de acero con pandeo restringido
Ecuador	Avecillas (2015)	Análisis de factibilidad de riostras de pandeo restringido en Cuenca
Chile	Medalla, Peña & Bravo (2015)	Aplicación industrial de riostras de pandeo restringido (BRB) en Chile
	Espinoza (2016)	Diseño de sistema de ensayo cuasi estático cíclico de tracción y compresión para riostras de pandeo restringido.

Adaptación: (Cancelado, 2012)

2.2.4. Análisis de la situación actual en el Perú

El arriostre de pandeo restringido (BRB) presenta una gran versatilidad y una muy buena adaptación para su implementación en el reforzamiento de edificaciones existentes o diseño de edificios nuevas. Sin embargo, la falta de investigaciones, sumados al desconocimiento de nuestros profesionales y a la desconfianza en el comportamiento esperado al momento de utilizar sistemas sismorresistente no convencionales; son las razones principales para que en el Perú no sea común la utilización de este disipador de energía. Adicionalmente, los pocos proyectos donde se considera la utilización de estos disipadores tienen costos muy elevados, debido a que estos son importados y a la mano de obra calificada para su instalación.

2.3. Descripción general del arriostre de pandeo restringido

Los arriostres de pandeo restringido son elementos que se componen básicamente de un núcleo de acero dúctil diseñado para que fluya tanto a tracción como a compresión. Para evitar el pandeo general en compresión, el núcleo se coloca dentro una camisa de acero, la cual puede estar vacía o estar rellena con algún material para el confinamiento del núcleo.

En la Figura 2.4 se presenta un esquema de un tipo específico de BRB cuyo núcleo lo conforman dos platinas o cruceta y con mortero, como material de confinamiento. Cuando se emplea algún material de confinamiento, debe existir una capa o material aislante para disminuir o eliminar en lo posible, contacto directo entre el núcleo y este material, evitando así la transferencia de esfuerzos axiales a la camisa de confinamiento.

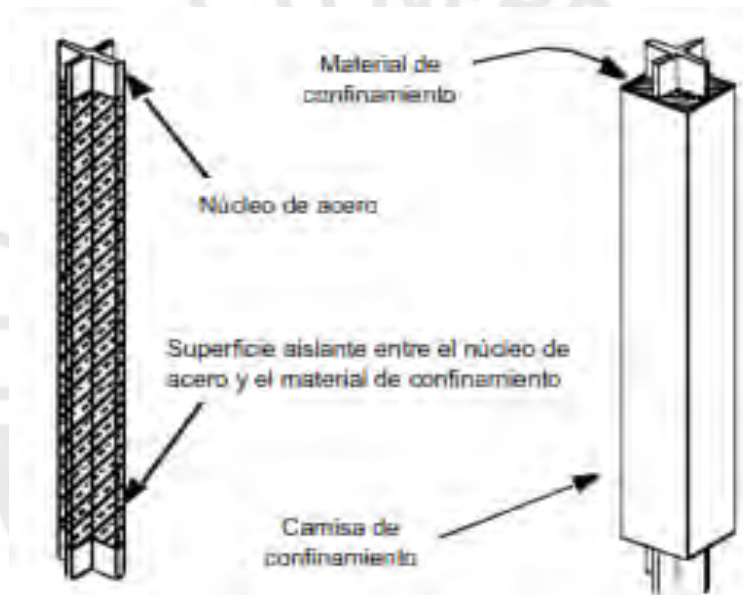


Figura 2.4. Configuración de un arriostre de pandeo restringido o BRB.

Fuente: (Cameron Black, 2002)

En la Figura 2.5 se observa el comportamiento de un arriostre normal y un BRB, sometidos a cargas de tracción y compresión. Claramente se aprecia que hay un aumento significativo en la resistencia del BRB bajo carga de compresión, cuando se restringe de alguna manera su pandeo.

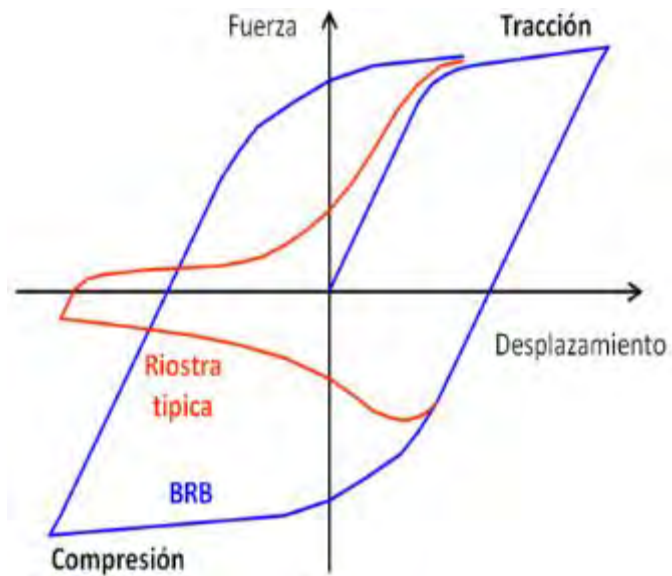


Figura 2.5. Comportamiento de un BRB bajo ciclos de tracción y compresión.
Fuente: (Crisafulli F. J., 2018)

Como se muestra en la Figura 2.6, el núcleo bajo la acción de la carga pandea inicialmente en el primer modo y presiona asimismo la superficie del confinamiento, de esta manera es posible aumentar la carga siempre y cuando la separación entre el núcleo y el confinamiento se reduzca, sin embargo, una separación igual a cero puede resultar en una pérdida de capacidad porque el núcleo no podrá pandearse en modos superiores.

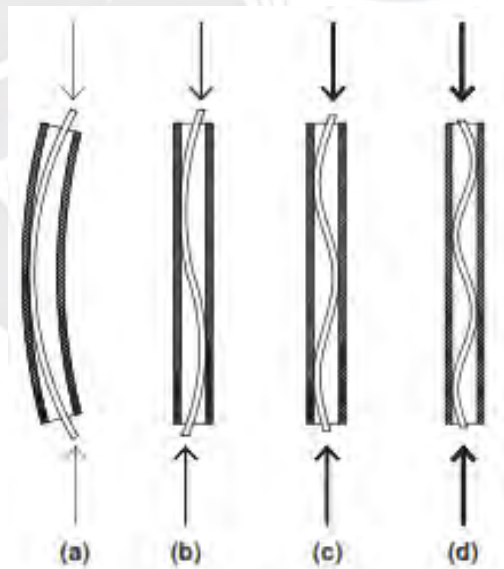


Figura 2.6. Aparición de modos superiores entre el núcleo y el confinamiento.
Fuente: (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

2.4. Componentes básicos

2.4.1. Núcleo de acero

Este es el miembro principal del arriostre que soporta la carga axial. Dado que la idea básica de BRB es que fluya a tracción, es más apropiado que el núcleo de acero sea delgado y con una menor resistencia.

Entonces, la fluencia en el acero debe ocurrir en la carga cíclica y generar más disipación de energía. Diferentes formas de núcleo de acero se muestran en la Figura 2.7.

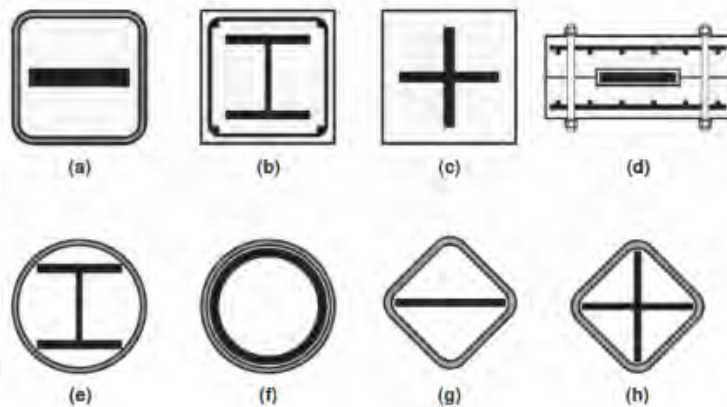


Figura 2.7. Distintos tipos de núcleos de BRB.

Fuente: (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

2.4.2. Núcleo de acero no confinado

Una parte del arriostre debe ser inevitablemente no confinada para conectar el arriostre a la estructura del edificio. Como el pandeo no debe ocurrir en la parte no confinada, debe tener un área de sección transversal mayor que la zona confinada. El cambio de esta sección transversal no debe ser rápida ya que esto puede causar concentraciones de esfuerzos en el área de cambio de la sección transversal. Para este propósito, se usa una zona de transición.

La sección transversal se incrementa a lo largo de la zona de transición de una manera uniforme.

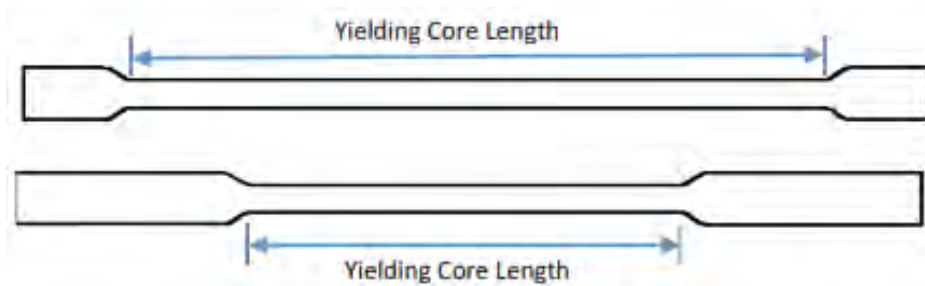


Figura 2.8. Secciones del núcleo de acero

Fuente: (Robinson, 2016)

2.4.3. Capa o material aislante

Este material proporciona un mecanismo aislante de la sujeción restringida por pandeo (BRB). El material aislante elimina o minimiza la fricción entre el núcleo de acero y el concreto de confinamiento. Debido a este hecho, el material antiadherente solo transfiere la deformación lateral de núcleo de acero para el concreto confinado y previene la transmisión de la fuerza axial al concreto de confinamiento.

Diferentes materiales antiadherentes han sido utilizados por los investigadores en sus experimentos. Material similar al caucho, polietileno, masilla y aceite de silicona se encuentran entre las sustancias que se han utilizado como material aislante. Debe haber una adecuada distancia entre el núcleo de acero y el concreto de confinamiento. La distancia no debe ser demasiado grande para que el núcleo de acero se pandeo en los modos superiores. En otras palabras, la distancia entre el núcleo y el concreto debe ser menor que la deformación causado por el pandeo. Por otra parte, la distancia no debe ser muy pequeña para que el núcleo de acero se adhiera al concreto de confinamiento debido a la expansión causada por el efecto de Poisson que da como resultado la fricción entre el núcleo y el concreto (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

Si el espacio es pequeño o no existe en caso de elongación del núcleo, causa el daño en el núcleo de acero y concreto. Además, puede reducir la capacidad de resistencia y deformación del BRB en tracción. Este problema no es deseable en el diseño.

2.4.4. Material de confinamiento

A lo largo del tiempo se han implementado diferentes tipos de confinamiento. El más común es la camisa cuadrada de acero llenó con mortero como se muestra en la Figura 2.9. En el informe del Instituto Nacional de terremotos de Taiwán, se han utilizado materiales diferentes al concreto, como la madera y la arena, como material de confinamiento.

2.5. Tipos de BRB

En el mercado internacional existen un gran rango de diseños de BRB, diferenciándose por el material de confinamiento, material del núcleo, capa aislante, forma del núcleo y tipo de conexión. La más popular composición del BRB es de un núcleo rectangular o cruciforme de acero restringida por mortero de relleno en forma rectangular o circular en una sección hueca como se muestra en la Figura 2.9. Mientras que el tiempo de fabricación, costo y peso pueden ser mayores que otros tipos de diseños, este tipo de BRB ofrece el mejor desempeño. Numerosas variaciones de este diseño fueron propuestas

alternativas como el relleno de confinamiento, así como también el material aislante, aunque estos no son típicamente publicados.

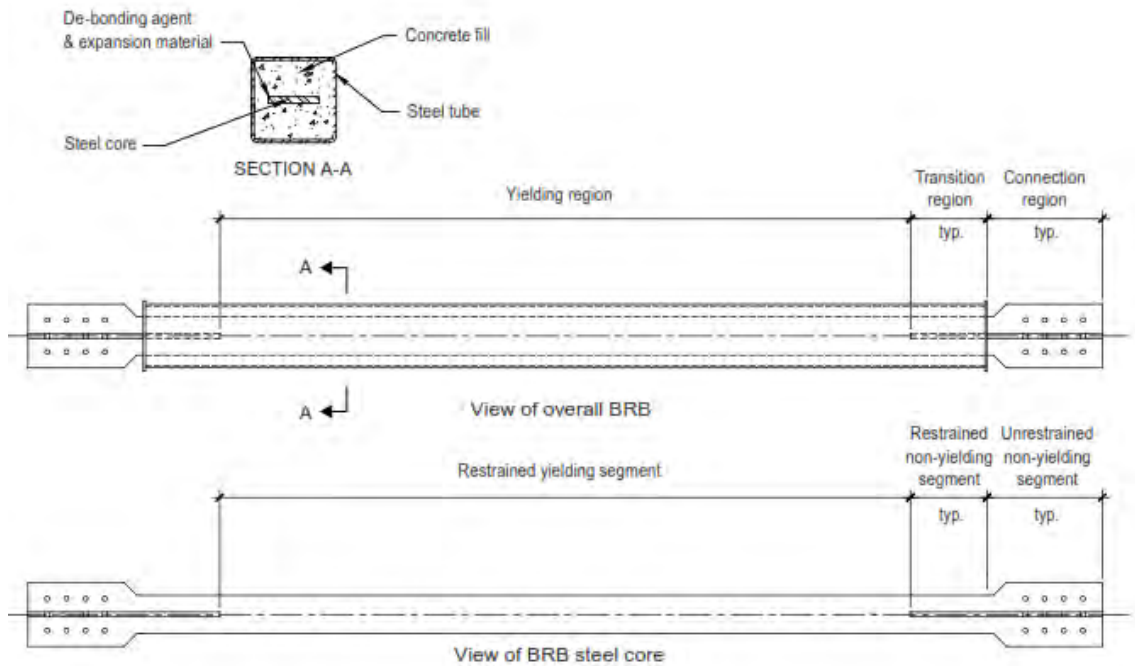


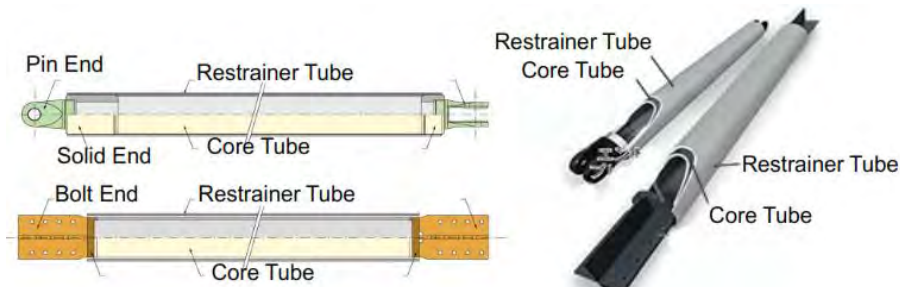
Figura 2.9. Componentes del arrioste de pandeo restringido
Fuente: (Kersting et al, 2015)

Durante su investigación (Wada & Takeuchi, 2018) menciono algunos tipos de BRB que fueron validados:

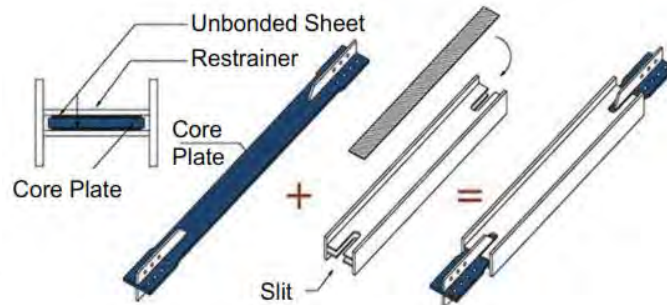
La figura 2.10 (a) muestra el tipo de BRB sección de tubo dentro de otra sección en tubo. El núcleo es en forma hueca circular, con un elemento de confinamiento por un segundo tubo circular posicionado ya sea afuera o adentro. Aunque el pandeo global es efectivamente prevenido, el pandeo local puede aun ocurrir.

La figura 2.10 (b) muestra una configuración totalmente de acero con una restricción soldada. Este tipo de BRB es más liviano como el mortero no es requerido, aunque las platinas de restricción tratan de ser gruesas para satisfacer la rigidez a flexión requerida. Aunque es difícil prevenir la aparición de abultamientos del núcleo.

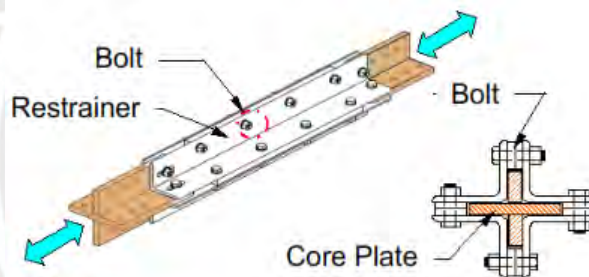
La figura 2.10 (c) presenta otra configuración totalmente de acero, donde la camisa de confinamiento puede ser ensamblada en sitio, mediante pernos de ajustes. Mientras esta composición tiene ventajas en el ensamblaje e inspección. Los pernos deben ser cuidadosamente diseñados para evitar fuerzas fuera del plano. También es difícil lograr transferencia de momentos en el final de las restricciones, el cual permite satisfacer la estabilidad del arrioste.



(a) BRB de sección tubular dentro de otra sección tubular



(b) BRB totalmente de acero y soldada



(c) BRB totalmente de acero y empernada

Figura 2.10. Tipos de BRB según su material y ensamblaje.

Fuente: (Wada & Takeuchi, 2018)

2.6. Conexiones

Las conexiones típicas para los BRB se muestran en la Tabla 2.3. (Wada & Takeuchi, 2018) menciona que las conexiones empernadas son comúnmente usadas por su fácil instalación y debido a que permiten reemplazar estos después de un sismo. Las conexiones soldadas producen conexiones compactas, pero requiere que la soldadura sea en el sitio. Las conexiones articuladas son usadas para evitar momentos flectores en el plano y son preferidas por los arquitectos, pero requiere de mucha precisión en su instalación.

Tabla 2.3. Conexiones Típicas en BRB.

Tipo de conexión	Ventajas	Desventajas
<p>Empernada estándar (Butt Spliced End)</p> 	<p>Gran cantidad de pernos proporciona una mayor redundancia a la conexión y distribuyen mejor las deformaciones inelásticas en las platinas de conexión.</p> <p>Fácil instalación y debido a que permiten reemplazar estos después de un sismo</p>	<p>Mayor tamaño en las platinas de conexión y menor longitud de fluencia para los BRB</p> <p>Requiere de un mayor trabajo y tiempo por la cantidad de pernos y de platinas de empalme en la conexión</p> <p>Se presentan momentos secundarios debido a que no es una articulación</p>
<p>Empernada modificada (Lapped End)</p> 	<p>Las mismas que la conexión pernada estándar.</p> <p>Menor cantidad de pernos y la longitud de la conexión, no requiere ninguna platina de empalme.</p> <p>Reducción del tiempo de trabajo.</p>	<p>Las mismas que la conexión pernada estándar</p>
<p>Pasador o articulada (Pinned)</p> 	<p>La articulación real elimina los momentos secundarios debido a las derivas</p> <p>Son usadas para evitar momentos flectores en el plano y son preferidas por los arquitectos</p>	<p>Requiere de mucha precisión en su instalación.</p> <p>La tolerancia para el montaje es menor (1/32 " aprox).</p> <p>Mayor longitud de fluencia del BRB</p>
<p>Soldada (Welded)</p> 	<p>Facilitan la construcción y mejora la estabilidad del BRB.</p> <p>Producen conexiones compactas</p>	<p>Presenta costos importantes por inspección.</p> <p>Pueden presentar efectos de los momentos secundarios en la conexión y el arrioste</p>

Fuente: Propia

2.7. Ventajas y desventajas

Los pórticos con arriostres de pandeo restringido (BRBF) se pueden comparar con sus similares de pórticos concéntricamente arriostrados (CBF) debido a que utilizan la fluencia del material y la geometría empleada. A continuación, se detallan algunas ventajas y desventajas recopiladas de las investigaciones de (Avecillas Leon, 2015) y (Cancelado, 2012)

2.7.1. Principales ventajas

- Los BRB son los únicos arriostres donde la resistencia máxima a compresión es mayores a la resistencia máxima en tracción, debido a esto elimina el pandeo presente en los sistemas convencionales CBF.
- Los niveles de ductilidad alcanzados son los más altos dentro de los pórticos con arrostramientos concéntricos.
- El grado de plastificación depende de la resistencia última del núcleo de acero y cuando ocurre es uniforme a lo largo de todo este.
- Comparado con los pórticos especiales resistentes a momento, los pórticos con arriostres de pandeo restringido presentan una mayor rigidez lateral, lo que facilita el cumplimiento de derivas inelásticas recomendadas por las normativas sísmicas.
- Disipan gran parte de energía sísmica por medio de ciclos histeréticos, mientras los otros miembros del pórtico pórticos y vigas no sufren daños considerables.

2.7.2. Principales desventajas

- La mayoría de los dispositivos BRB están patentados y solamente 03 empresas suministran esta tecnología en américa latina, los cuales son Nippon Steel Engineering Company, Core Brace y Star Seismic.
- Muchas de las investigaciones realizadas para mejorar la composición y configuración de este arriostre no son publicadas al público en general.
- El material aislante debe evitar que se produzca una fricción elevada entre el núcleo y el concreto de confinamiento, esto es difícil de predecir, debido a la gran cantidad de variables mecánicas y físicas que se presentan.
- Se requiere un diseño, fabricación y montaje mucho más preciso que otros sistemas de arriostramiento debido a las bajas tolerancias.

- Las deformaciones del núcleo se acumulan y se convierten en permanentes, debido a que este sistema de disipación de energía no tiene un mecanismo de auto-centrado.
- Se deben establecer criterios para los procesos de detección y reemplazo de los arriostres después de sismos importantes.
- Las propiedades de ductilidad varían según el material y la geometría del acero empleado en la fabricación del núcleo.
- Se requieren más estudios y pruebas en laboratorio sobre el comportamiento y confiabilidad de las conexiones de los arriostramientos.



CAPITULO III

3. ANÁLISIS Y DISEÑO CON ARRIOSTRES DE PANDEO RESTRINGIDO

El núcleo está desacoplado axialmente de la camisa y el mortero por diversos medios que producen un aislamiento físico. Como su nombre lo indica el ensamblaje el BRB restringe el pandeo del núcleo bajo cargas de compresión y logra una resistencia a compresión aproximadamente igual a la carga de tracción del mismo.

Es por esta razón que el área del núcleo de acero puede ser diseñado para distintos niveles de cargas sísmicas basadas en la capacidad de fluencia del núcleo ($F_{y_{sc}}$), en oposición a pórticos convencionales de CBF, que son dimensionados basadas en la capacidad límite de pandeo de la sección (F_{cr}).

En arriostres de pandeo restringido la resistencia última está limitada por el núcleo que fluye a tracción. A diferencia de los pórticos de arriostres de pandeo restringido (BRBF), los CBF están limitados al pandeo de los arriostres y a través de esto a la pérdida de ductilidad.

Este comportamiento es reflejado en el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas asignado por el código americano ASCE 7-16, el cual asume para sistemas BRBF ($R=8$), en comparación con OCBF ($R = 3 \frac{1}{4}$) y SCBF ($R=6$), por otro lado, en la norma técnica del Perú E030 2018 es ($R = 4$) y ($R = 7$) respectivamente, sin considerar un coeficiente de reducción para los sistemas con BRB.

En la mayoría de los casos, los beneficios del uso de BRBF están asociados con la posibilidad de usar un coeficiente R más grande para reducir las fuerzas de diseño sísmico.

3.1. CONCEPTOS GENERALES

Los BRB son dimensionados para una fuerza sísmica reducida y se espera que sufran una significativa deformación inelástica para un determinado sismo de diseño, mientras que otras partes del sistema se espera que permanezcan en el rango elástico hasta alcanzar el límite del BRB.

La norma técnica AISC 360 contiene las disposiciones relacionadas con el diseño y el detalle de los miembros individuales y las conexiones dentro del BRBF, así como los requisitos de proporciones para garantizar el comportamiento dúctil deseado.

Los BRBF son principalmente un sistema sismorresistente y debe resistir fuerzas laterales y permitir el control de las deformaciones durante un sismo para permitir la estabilidad de la edificación. El código americano ASCE 7-16 proporciona un coeficiente de

reducción sísmica ($R=8$) “que representa el valor más elevado considerado (comparable con los pórticos no arriostrados especiales y pórticos arriostrados excéntricamente) (Crisafulli F. J., 2018) “ lo que indica que se espera que el sistema resista grandes demandas de deformación inelástica y, al mismo tiempo, mantenga la seguridad de la vida y evite el colapso bajo movimientos sísmicos severos”.

El diseño de los BRBF está definido por:

1. Los BRB son dimensionados por las combinaciones de carga de la norma técnica E030 Diseño Sismorresistente, donde las fuerzas sísmicas son reducidas por el coeficiente R .
2. La deriva inelástica de diseño y la tracción del núcleo del BRB se verifican para garantizar el cumplimiento de E030 y AISC 360 respectivamente.
3. Las resistencias ajustadas de los BRB (capacidades ultimas del BRB que garantizan la ductilidad y ultima deformación esperada a compresión) se determinan y utilizan para diseñar vigas, columnas y conexiones para que permanezcan esencialmente elásticas

Los dos primeros pasos son similares a los principios de diseño de otros sistemas estructurales para fuerzas sísmicas.

Sin embargo, la suma entre la deriva del piso, la deformación del BRB y la deformación última del BRB son aspectos únicos y críticos del diseño de BRBF.

(Kersting et al, 2015) indico que el comportamiento cinético básico de los BRBF es mostrado en la Figura 3.1, donde se asume que los ángulos son pequeños, la deformación axial del BRB (Δ_{bx}) es igual a $\Delta_x \cos \alpha$, donde Δ_x es el desplazamiento del piso y α es el ángulo de inclinación del BRB con respecto a la horizontal. Esto puede ser alternativamente expresado en términos de la longitud del arrioste L_{wp} y en el ángulo de la deriva del piso θ_x o Δ_x/h_{sx} , donde h_{sx} es la altura del piso como $\Delta_{bx} = \theta_x L_{wp} \sin 2\alpha \div 2$. Entonces definiendo el factor de fluencia por longitud (YLR) como $YLR = L_{y_{sc}}/L_{wp}$ donde $L_{y_{sc}}$ es la longitud de fluencia de la región del núcleo de acero del BRB (A_{sc}) y asumiendo que la viga es rígida y la deformación elástica en la región no dúctil BRB del núcleo es pequeño, la deformación del núcleo del BRB ϵ_{sc} puede ser expresada a continuación:

$$\epsilon_{sc} = \frac{\theta_x \sin 2\alpha}{2 YLR} \quad (3.1)$$

Asimismo, se puede determinar la ductilidad de demanda a partir de la ecuación:

$$\mu = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_y} = \frac{\theta_x \sin 2\alpha}{2 \varepsilon_y YLR} \quad (3.2)$$

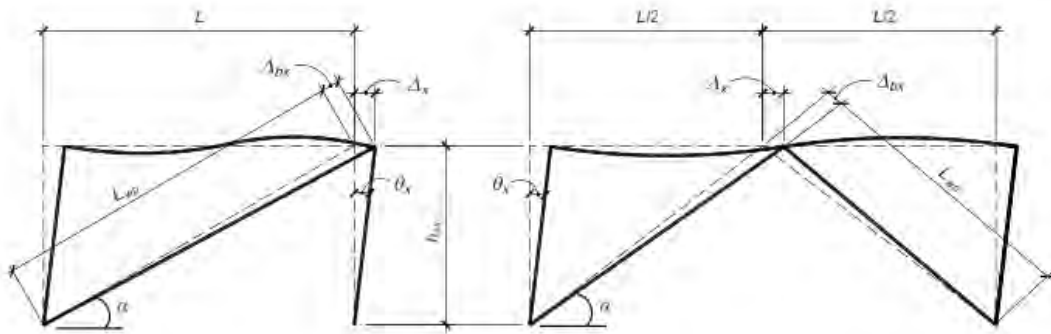


Figura 3.1. Comportamiento cinemático del BRB

Fuente: (Kersting et al, 2015)

La Ec (3.1) es usada como herramienta por los diseñadores porque permite la rápida estimación de la deformación del núcleo y la consideración de la variación de otros parámetros, particularmente YLR.

Además, la relación inversa entre la deformación y el YLR en la ecuación significa que para longitudes de fluencia cortas (YLR pequeño), se desarrollarán grandes deformaciones del núcleo, lo que debería evitarse o podría provocar una falla prematura en el BRB.

Una estimación de la deformación del núcleo tiene dos importantes implicaciones en el proceso de diseño:

- La deformación del núcleo debe mantenerse por debajo de la capacidad de deformación disponible según las pruebas del BRB para garantizar un desempeño aceptable
- La demanda de deformación del núcleo se utiliza para calcular la tracción del núcleo endurecida por deformación que luego se utiliza para el diseño de los demás elementos.

Ambos casos requieren de ensayos en el laboratorio, y estos se determinan de dispositivos BRB construidos a escala o sin esta, típicamente en la forma de una curva constitutiva.

Como podemos ver en la ecuación 3.1, la deriva del piso, deformación del núcleo del BRB y YLR esta interrelacionados, y resistencia máxima del BRB está también conectada con estos parámetros por la deformación por endurecimiento.

La figura 3.2. presenta una curva constitutiva de BRB según protocolo de carga del AISC 341, esta verificación experimental se realiza hasta el nivel de desplazamiento axial del arriostre igual al desplazamiento inducido por una deriva de piso del 2% o por una deriva de piso igual a dos veces la deriva de diseño del BRB , adoptando el mayor valor de los

dos , esta deformación es asignada como Δ_{bm} (Crisafulli F. J., 2018) . Posteriormente, esta deformación esperada del núcleo es luego usada para determinar los parámetros β y ω de la curva constitutiva de un ensayo realizado.

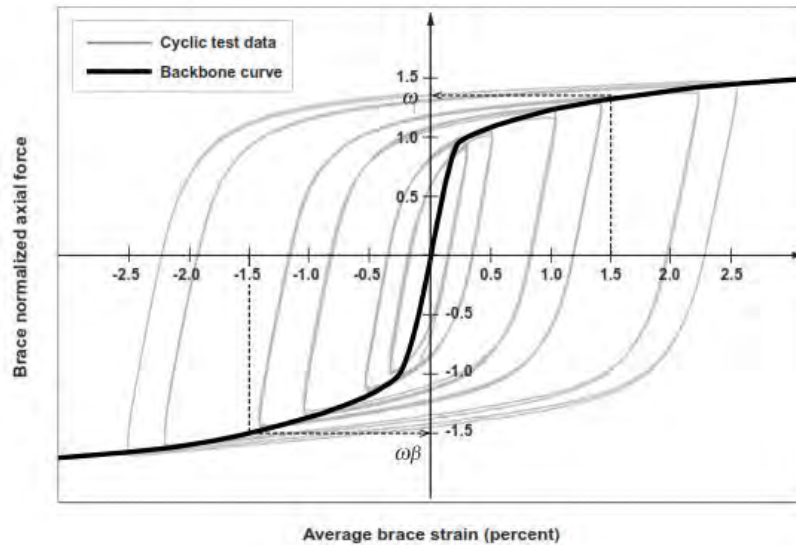


Figura 3.2. Prueba cíclica de BRB y curva constitutiva
Fuente: (Kersting et al, 2015)

De la gráfica se espera un incremento en la deformación, el factor de ajuste de endurecimiento por deformación (ω) o también factor de máxima fuerza de tracción para la fuerza de fluencia en tracción. Similarmente a la deformación esperada, el factor de ajuste para la fuerza de compresión es (β) o también factor de la máxima fuerza de compresión. El producto de $\omega\beta$ es igual al factor la máxima fuerza de compresión al ser medida con respecto a la fuerza de fluencia en tracción. Estos factores de reajuste son usados como parte de verificación del diseño para las vigas, columnas y conexiones por eso deberán permanecer esencialmente elásticos, por otro lado, la respuesta inelástica se limita a los BRB.

Los factores de reajustes de BRB varían basados en el material del núcleo, YLR y otros detalles, (Kersting et al, 2015) indica que los valores típicos están en los rangos de 1.3 a 1.5 para ω y 1.05 a 1.15 para β . Por otro lado, ensayos realizados por distintas empresas como CoreBrace, Nippon Steel y Star seismic nos permiten obtener ecuaciones para usar ω y β .

3.1.1. CONSIDERACIONES DE ELECCIÓN DE CONFIGURACIÓN

La elección del tipo de configuración es un aspecto que el responsable debe coordinar con el arquitecto. Además de incidir fácilmente en el funcionamiento del sistema de

respuesta sísmica, así como en la economía. En general, al tener un comportamiento similar en compresión y tracción hace que se requieren menos cantidad de BRB que otros métodos convencionales CBF. Asimismo, se debe considerar la transmisión de fuerzas elevadas a otros elementos, cimentaciones, derivas límite de entrepiso, así como minimizar los efectos negativos de torsión sobre el edificio.

Existen diferentes configuraciones para implementar en BRB, estas son:

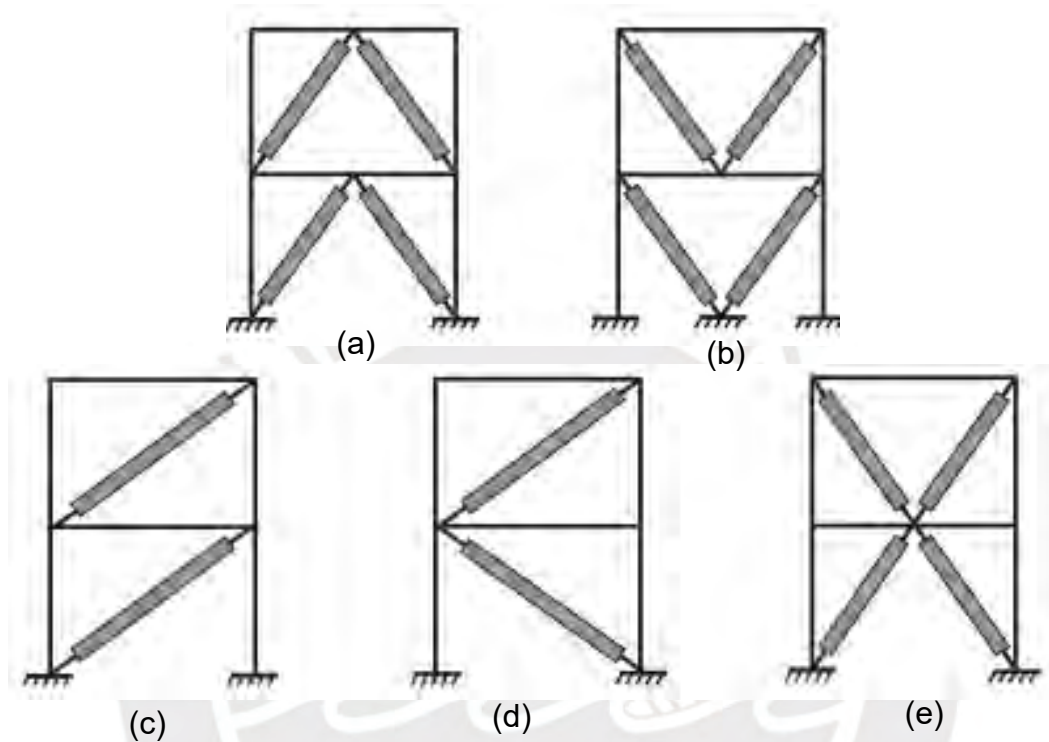


Figura 3.3. Configuraciones de BRB (a) V invertido "chevron" (b) V (c) Diagonal, misma dirección (d) Diagonal "zig zag" (e) Multinivel X

Fuente: (Kersting et al, 2015)

Se sabe por la investigación realizada por (Deulkar, 2010) quien estudio las rigideces de las distintas configuraciones, que la configuración V invertida presenta la menor deriva de entrepiso, como se muestra en la figura 3.4 presentada a continuación:

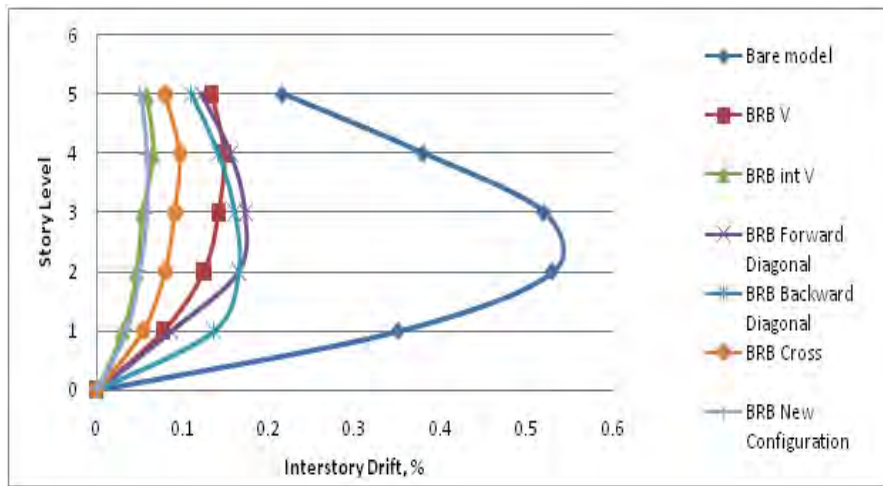


Figura 3.4. Deriva de entrepiso vs Nivel para distintas configuraciones de BRB.
Fuente: (Deulkar, 2010)

3.1.1.1. *V invertida (Chevron) & V*

Esta configuración es la más adecuada para contribuir al sostenimiento de las cargas gravitacionales por parte de los arriostres, disminuyendo la carga soportada por las columnas. Como describe (Kersting et al, 2015) en edificios de múltiples niveles se puede usar la configuración V-invertida (chevron) o V, las configuraciones V y V invertida presentan requerimientos adicionales en las vigas de modo que estas tengan la resistencia adecuada para permitir que ambos BRB fluyan como se ve en la figura 3.5. (b).

“Las vigas deben ser continuas entre las columnas del pórtico y deben arriostrarse lateralmente según los requerimientos exigidos a estructuras de ductilidad moderada. Como mínimo, se requiere un arriostramiento lateral en el punto de intersección de las riostras con la viga, a menos que ésta tenga suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para asegurar la estabilidad” (Crisafulli F. J., 2018).

3.1.1.2. *Configuración X*

Esta configuración es preferida porque minimizan las cargas verticales desbalanceadas producidas por los arriostres en tracción y compresión, asimismo disminuyen también las cargas axiales que se transmiten en las vigas, como se ve en la figura 3.5. (a) es así como provee la oportunidad de una mejor distribución de deformación en varios niveles.

3.1.1.3. *Diagonal sola en la misma dirección y Diagonal Zigzag*

Es la más utilizada en edificaciones de un solo nivel, en edificios de varios niveles se debe verificar la carga axial en la viga, si no cumpliera se debe considerar colocar arriostramiento lateral como se ve en la figura 3.5. (c).

Finalmente, la configuración zigzag minimiza esta carga axial en la viga de manera similar a la configuración X como se muestra en la figura 3.5. (d).

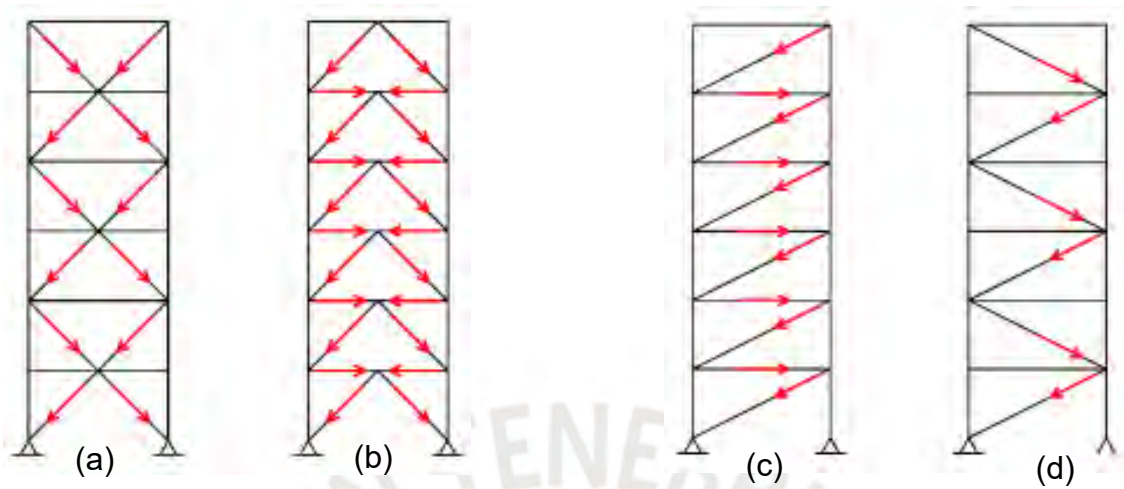


Figura 3.5. Trasmisión de cargas desbalance y cargas axiales en vigas por configuración.

Fuente: (Robinson, 2016)

3.1.2. MODELO HISTERETICO PARA ANÁLISIS

Para el análisis y diseño (Wada & Takeuchi, 2018) menciona que los BRB son típicamente modelados usando elementos y reglas de histéresis elastoplásticas. Si un solo arriostre es usado para el núcleo y las conexiones, como es el normal de los casos, se debe utilizar un equivalente de rigidez elástica, indicada a continuación en la ecuación 3.3, la figura 3.6 representa las secciones típicas del BRB en estado elastoplastico.

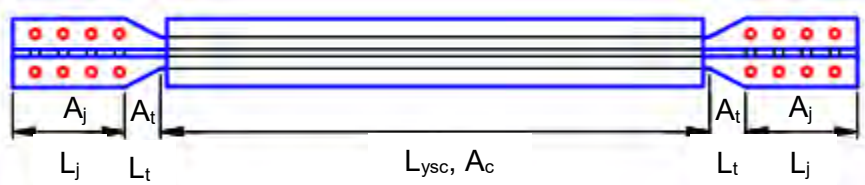


Figura 3.6. Modelado de BRB en el estado elastoplastico.

Fuente: (Crisafulli F. J., 2018)

El equivalente de rigidez axial es:

$$K_{\text{eff}} = \frac{1}{\frac{L_{\text{ysc}}}{E A_{\text{sc}}} + \frac{2 L_{\text{t}}}{E A_{\text{t}}} + \frac{L_{\text{j}}}{E A_{\text{j}}}} \quad (3.3)$$

Las proporciones de la longitud:

$$L_{\text{ysc}} = \alpha_{\text{c}} \cdot L_{\text{wp}} \quad (3.4)$$

$$2L_t = \alpha_t \cdot L_{wp} \quad (3.5)$$

$$2L_j = \alpha_j \cdot L_{wp} \quad (3.6)$$

$$\alpha_c + \alpha_t + \alpha_j = 1 \quad (3.7)$$

Las proporciones del área:

$$A_t = a_t \cdot A_{sc} \quad (3.8)$$

$$A_j = a_j \cdot A_{sc} \quad (3.9)$$

La ecuación 3.3. anterior se transforma en:

$$K_{eff} = \left(\frac{a_j \cdot a_t}{\alpha_c \cdot a_t \cdot a_j + \alpha_t \cdot a_j + \alpha_j \cdot a_t} \right) \frac{E A_c}{L_{wp}} = Q \frac{E A_{sc}}{L_{wp}} \quad (3.10)$$

De esta manera se obtiene la rigidez elástica del modelo prismático del arriostre que coincide con la rigidez del actual BRB no prismático.

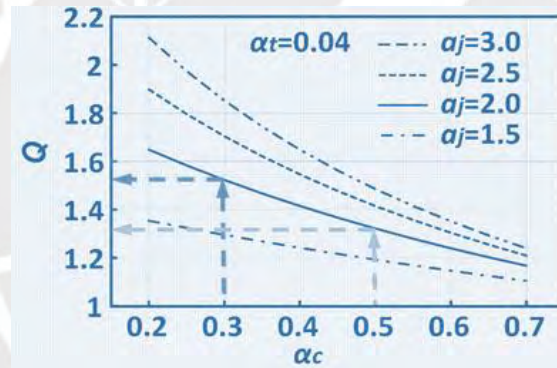


Figura 3.7. Valor de Q relacionada a α_c para $\alpha_t = 0.04$

Autor: (Chyuan Tsai, 2019)

El factor de rigidez (Q) del BRB varía dependiendo del YLR y otros factores geométricos del BRB, detalles de conexión e incluso de su fabricación, como vemos en la Figura 3.7 obtenida para la universidad nacional de Taiwan. Diferentes tipos de BRB tienen diferentes factores de rigidez y los valores de Q.

(Chun Lin, Chyuan Tsai, & Chien Wu, 2014) determino que un razonable valor de Q está entre 1.2 y 1.5 para dispositivos largos hasta los más pequeños. La importancia de este valor deriva de la efectividad para medir la máxima fuerza del BRB la cual espera la deformación, deformación que a su vez se basa en el valor de Q.

De la Ec 3.1 al reemplazar en Ec.3.10 se obtiene Q para la deriva de fluencia θ_y .

$$\theta_y = \frac{2 F_{y_{sc}} / Q \cdot E}{\sin 2\alpha \cdot YLR} \quad (3.11)$$

3.2. DISEÑO ELÁSTICO

Para esta investigación se utilizará el valor de R que especifica el ASCE 7-16 en la tabla 12.2.1, el cual como se mencionó anteriormente es igual a 8.

Esto implica que el cortante basal de diseño V_d , será significativamente menor que otros sistemas. “Sin embargo, estos otros sistemas se verifican con criterios menos estrictos y los detalles constructivos y las conexiones son más simples y económicas” (Crisafulli F. J., 2018). Asimismo, otra diferencia entre otros sistemas con el sistema de BRB es que generalmente este último es más flexible y tendrá un periodo natural de vibración más largo que el CBF.

Como observamos en la Figura 3.6 el BRB tiene una forma no prismática que está compuesta principalmente por tres partes cada una debe ser considerada para determinar su rigidez: región de núcleo dúctil, región de transición, región de conexión. El análisis elástico necesita considerar la rigidez total del BRB, el cual es calculado según la ecuación 3.10. y es considerado al realizar el modelamiento computacional. De esta manera vamos a obtener la rigidez elástica del modelo prismático que coincide con la rigidez del actual BRB no prismático.

3.2.1. Dimensionamiento de los BRB

Se debe reducir la fuerza sísmica por el valor adoptado del ASCE de R, para este método se podrá usar cualquier de los dos métodos siguiente:

3.2.1.1. Análisis Estático o Fuerzas equivalentes

El análisis consiste en el mismo que indica la norma E030 considerando solo el coeficiente de $R=8$, por lo que se debe hallar la cortante basal de la estructura tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y considerando los arriostres de pandeo restringido, para ello se puede utilizar la relación especificada en la Norma E.030.

3.2.1.2. Análisis dinámico o Modal

El fenómeno sísmico es predominantemente dinámico por lo cual es nuestra mejor herramienta, se utilizó el procedimiento de la norma peruana E030.

3.2.2. Verificación de deriva inelástica de diseño y la tracción del núcleo del BRB

(Wada & Takeuchi, 2018) menciona que el material del núcleo es uno de los parámetros más importantes para lograr alcanzar las derivas de diseño. En particular, la fluencia puede ser lograda con pequeñas deformaciones reduciendo la longitud de fluencia o incrementado el área de la conexión relativa al núcleo. De esta manera se puede alcanzar grandes disipaciones de energía temprana, pero esta debe ser balanceada en contra por el

incremento de las derivas de entrepiso que podría suceder. En consecuencia, la mayoría de autores recomienda el acero A36 por tener un bajo punto de fluencia y la capacidad de resistir deformaciones inelásticas elevado (ductilidad) como se ve en la Figura 3.8.

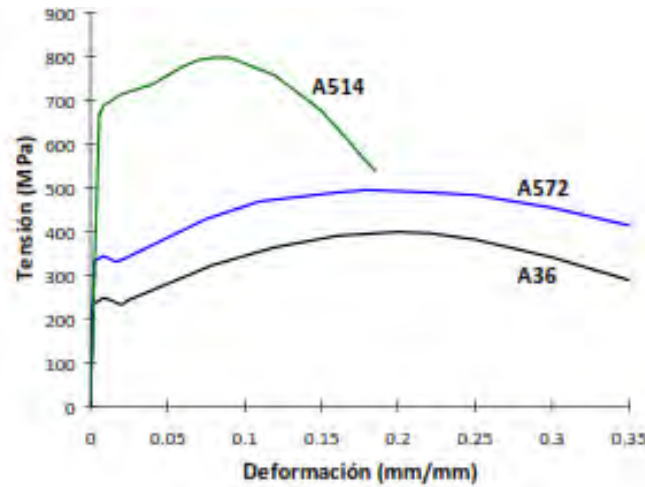


Figura 3.8. Curva esfuerzo-deformación para tres aceros ASTM.
Fuente: (Crisafulli F. J., 2018)

Para determinar las derivas inelásticas se multiplica los resultados de la respuesta elástica por un factor (0.75 R) según la E030 para edificios regulares, estas derivas inelásticas se verifican con la *Tabla 11- Límites para la distorsión de entrepiso* de la E030 (2018), para estructuras de acero la deriva máxima es de 0.010.

Una vez verificado el procedimiento se procede a determinar la resistencia en tracción ϕP_n el cual debe ser menor que el valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en el área total del núcleo de acero considerando:

$$\phi P_n = \phi F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (3.12)$$

Siendo:

A_{sc} : el área del núcleo de acero.

$F_{y_{sc}}$: mínima esfuerzo de ruptura del núcleo de acero.

ϕ : 0.90 según la E090.

3.2.3. Determinación de resistencia ajustada del BRB y reajuste en otros elementos

Este procedimiento permite determinar la deriva relacionada a la capacidad última del BRB que garantiza la ductilidad del sistema. Esta deformación está relacionada a fuerzas de compresión y tracción con los que posteriormente se diseñará vigas, columnas y

conexiones para que permanezcan esencialmente elásticas. Se determina la deriva Δ_{bm} la cual es determinada de la siguiente manera:

$$\Delta_{bm} = 0.75R \Delta_{bx} \quad (3.13)$$

Siendo:

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} \cdot L_{ySc}}{E \cdot A_{Sx}} \quad (3.14)$$

En muchos lugares donde los BRB han sido usados, estos han sido especificados por un protocolo de ensayo requerido por las autoridades locales. Entre las principales razones de establecer un protocolo se tiene:

- Demostrar la estabilidad del BRB bajo las deformaciones de diseño
- Determinar la sobrerresistencia del BRB y propiedades de fatiga.
- Validar la mano de obra y control de calidad del fabricante.

La normativa del AISC 341-16 especifica un protocolo mínimo de carga que desarrolla satisfactoriamente el comportamiento del BRB para la costa oeste de los Estados Unidos. Esta se desarrolló después de mucha experimentación y finalmente en la edición del 2005 del AISC Seismic Provisions se estableció como $2.0 \Delta_{bm}$ la deformación máxima donde se espera obtener un comportamiento adecuado.



Figura 3.9. Protocolo de prueba para BRB

Fuente: AISC 341-16

Para (Wada & Takeuchi, 2018) es importante notar que el código americano define las amplitudes del protocolo con la deriva de diseño Δ_{bm} obtenida de la ecuación (3.13) y la deriva de fluencia Δ_{bx} que depende solo del dispositivo BRB.

En esta investigación se usó este límite de $2.0 \Delta_{bm}$ como deformación máxima, debido a que fue determinada para el acero A36 y para acumular elevadas energías de disipación.

Se determina la deformación máxima del BRB como:

$$\epsilon_{BRC} = \frac{2.0 \Delta_{bm}}{L_{ySC}} \quad (3.15)$$

Una vez obtenidos la deformación ajustada ϵ_{BRC} se procede a calcular los factores de máxima fuerza de tracción (ω) y máxima fuerza de compresión (β) de la curva constitutiva, la cual como ya se mencionó con anterioridad es determinada por ensayos de laboratorio. A continuación, se presenta la curva que se usara para el diseño de los elementos

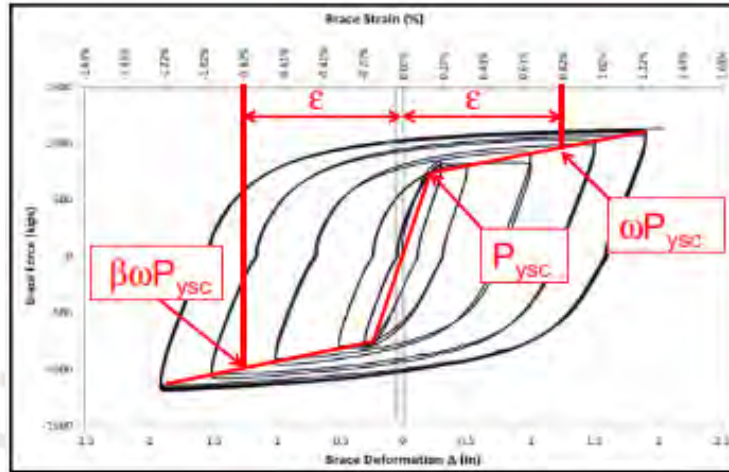


Figura 3.10. Curva constitutiva del BRB, ω y β
Fuente: (Robinson, 2016)

Una vez obtenido los valores de ω y β se procede a calcular los valores de reajuste en el BRB, Tracción máxima T_{MAX} y Compresión máxima C_{MAX} , utilizando el límite elástico superior permitido por las especificaciones del material. Donde:

$$P_{ySC} = F_{ySC} \times A_{SC} \quad (3.16)$$

$$T_{MAX} = \omega \times P_{ySC} \quad (3.17)$$

$$C_{MAX} = \omega \times \beta \times P_{ySC} \quad (3.18)$$

3.2.4. Verificación de conexiones

Las conexiones son diseñadas considerando 1.1 veces C_{MAX} , un factor de seguridad de 1.1 es usado para considerar en parte la incertidumbre relacionada con el nivel de deformación por endurecimiento que se espera (AISC 2010). Esta fuerza debe ser usada para el diseño de la cartela y así evitar el pandeo de esta.

3.2.5. Fuerzas de reajuste en Vigas y columnas

Como indica (Bruneau et al, 2011) las máximas fuerzas T_{MAX} y C_{MAX} también se emplean en el diseño de vigas y columnas. El AISC 341-16 requiere que las vigas y columnas se

diseñen para permanecer "nominalmente elásticas" en los niveles de fuerza correspondientes a los arriostres totalmente deformadas.

El diseño de capacidad del BRB está orientado a prevenir que las vigas y columnas pandeen. “El pandeo local es un fenómeno complejo, propio de las secciones de acero (perfiles laminados y secciones armadas), las que están formadas por placas delgadas en relación a las dimensiones de la sección, para lograr un uso óptimo del material” (Crisafulli F. J., 2018). Por otro lado, no se intenta prevenir el límite de fluencia de los miembros.

Las columnas y vigas son elementos que trabajan a flexión, por lo tanto, se prefiere que las secciones sean compactas, en esta condición las alas están vinculadas en forma continua con el alma y todos los elementos comprimidos cumplen que la relación anchura – espesor no mayor al valor de λ_p , los valores de λ_p se encuentran en la AISC 341-16 según el tipo de elemento y estado de solicitación.



Figura 3.11. Clasificación de secciones de acero para definir la consideración del pandeo local en vigas y columnas.
Fuente: (Crisafulli F. J., 2018)

Para el diseño de miembros flexionados las especificaciones de AISC 341-16 consideran que la plastificación de la sección se logra solo en el caso de secciones compactas. La Figura 3.11 presenta un esquema general donde se muestra el efecto que la clasificación de secciones tiene para el diseño de vigas y columnas.

Por recomendación del AISC 341-16 se requiere que los miembros puedan desarrollar una ductilidad moderada, adicionalmente deben cumplir la condición de que todos los elementos comprimidos de la sección tengan una relación anchura – espesor que no exceda el valor de λ_{md} , representada en la figura 3.12.

Los datos experimentales indican que las secciones compactas pueden alcanzar una rotación plástica de 0.02 rad, aproximadamente.

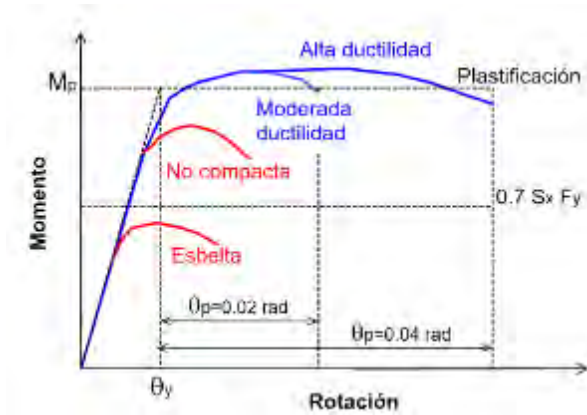


Figura 3.12. Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección

Fuente: (Crisafulli F. J., 2018)

A continuación, se resumen las principales verificaciones que se tendrán:

- Revisión de relaciones de ancho y espesor en vigas y columnas
- Compresión axial en vigas y columnas
- Flexión y cortante en vigas y columnas
- Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en vigas y columnas

3.2.6. Camisa de confinamiento

La camisa de confinamiento evita el pandeo del núcleo conjuntamente con el mortero de relleno, sin embargo, debido a que por lo general el mortero presenta fisuras después de una acción, las propiedades no son consideradas en el diseño. (Chyuan Tsai, Researches of BRB and BRBF in NCREE, 2019) determino la resistencia de la camisa como:

$$P_{cr} = P_{crt} = \frac{\pi^2 E_0 I_0}{(K L)^2} \quad (3.19)$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva (K =1 para extremos articulados y K =0.5 para extremos empotrados)

L: Longitud de la camisa de confinamiento.

E_0 : Módulo de elasticidad de la camisa de confinamiento.

I_0 : Momento de inercia de la camisa de confinamiento.

Por lo tanto, la ecuación 3.19 indica que la carga crítica del BRB es simplemente la carga de pandeo de Euler del tubo exterior.

Siendo el núcleo nominal, estudiado en la ecuación 3.16. De esta ecuación obtenemos la resistencia máxima a compresión del núcleo.

$$P_{max} = P_y \cdot R_y \cdot \Omega_h \cdot \beta \quad (3.20)$$

Siendo:

Ω_h : Factor de endurecimiento durante la deformación inelástica igual a 1.6 para A36 y 1.3 para A572 GR50.

En consecuencia, la estabilidad global del BRB está asegurada cuando la carga de pandeo de Euler del tubo P_{cr} , excede la carga del núcleo.

$$P_{max} < P_{crt} = \frac{\pi^2 E_o I_o}{(K L)^2} \quad (3.21)$$

3.2.7. Resistencia del mortero de confinamiento

El mortero de relleno es responsable solamente de transferir las fuerzas de los modos producidos en el núcleo de acero a la camisa de confinamiento. Como se mencionó con anterioridad, cuando el mortero no tiene suficiente resistencia, este puede fisurarse por la acción de las fuerzas producidas por los modos superiores del núcleo. (Wada & Takeuchi, 2018) determinó que, si la superficie de contacto es B_c de largo y l_c de espesor, se establece el siguiente criterio para determinar la resistencia a compresión del mortero f'_c , como:

$$\frac{P_{d,w}}{l_c \cdot B_c} < f'_c \quad (3.22)$$

Aunque calcular el valor de l_c requiere de mucha investigación., este puede ser estimado como $l_c = t$ (el espesor del núcleo). Usar concreto de baja resistencia y rigidez como material de relleno no es recomendable debido a que se ha encontrado fisuras en los experimentos. (Wada & Takeuchi, 2018) recomendó una resistencia f'_c mayor a 97 MPa (14 ksi) para evitar los fallos por abultamientos del núcleo.

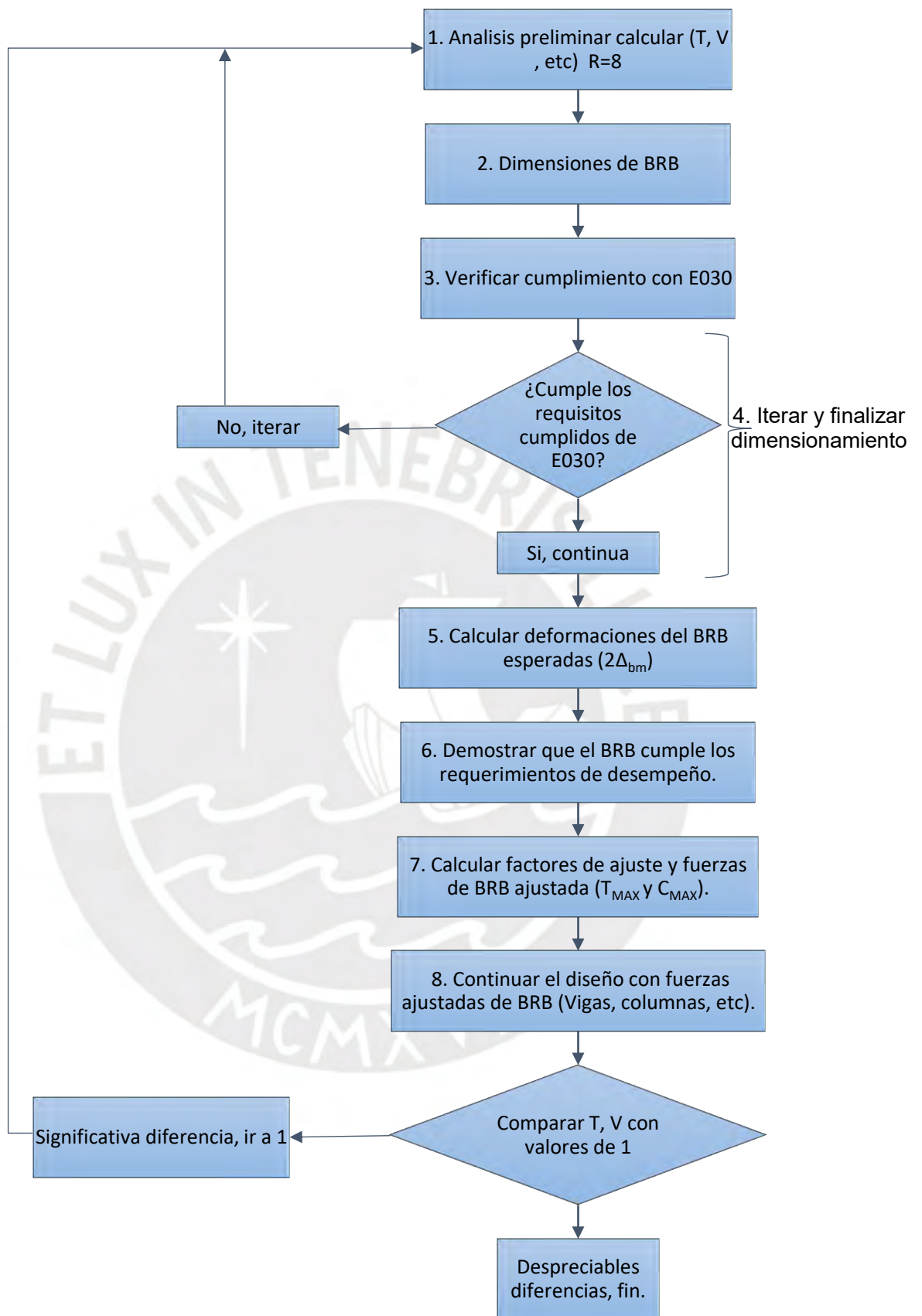


Figura 3.13. Esquema de diseño elástico de BRB

3.3. DISEÑO INELÁSTICO

Mientras que el método por fuerzas equivalentes y el modal espectral usan un análisis elástico para estimar la respuesta inelástica, los Análisis no lineales considera la inelasticidad y efectos de segundo orden en el análisis y por lo tanto presenta una evaluación más precisa de las derivas de entre piso, deformaciones del BRB, fuerzas y momentos en vigas, columnas y conexiones.

3.3.1. Diseño sísmico basado en desempeño para (ASCE/SEI 41-06)

El comportamiento de fluencia y post fluencia pueden ser modelados usando rotulas plásticas, para lo cual se utilizó el programa ETABS 2015 para el análisis no lineal estático y dinámico.

En el caso de las vigas se utilizó rotulas plásticas para M2 o M3, las cuales consideran una curva Momento-rotación similar a la Figura 3.14. En el mismo contexto para las columnas se utilizó rotulas P-M2-M3, las cuales consideran la interacción de cargas axiales y momentos flectores en la misma rotula. Para el caso de los arriostres solo se considerará las cargas axiales P, las cuales serán descritas detalladamente a continuación, en todos los casos se usó los manuales del ASCE 41-13 y FEMA 356 para las propiedades de los elementos y propiedades de las secciones.

3.3.2. Rotulas plásticas en arriostres típicos y BRB

Para el caso de los arriostres típicos y BRB se realizará un modelamiento tratando de reflejar el comportamiento no lineal de estos.

Según el ASCE/SEI 41-13 se tiene 04 rangos de desempeño que fueron especificados:

- Ocupación Inmediata (S - 1)
- Seguridad de vida (S - 3)
- Prevención de colapso (S - 5)
- No considerado (S - 6)

Asimismo, se tienen dos rangos intermedios de desempeño:

- Rango de control de daño (S - 2)
- Límite de seguridad (S - 4)

A continuación, se presenta los niveles de desempeño del ASCE/SEI 41-13 siendo en el siguiente orden: Operational (O), Immediate Operational (IO), Life Safety (LS), Collapse Prevention (CP)

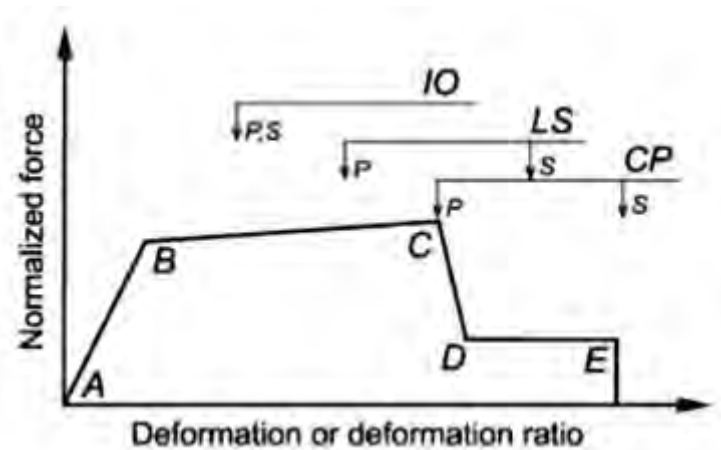


Figura 3.14. Relación de fuerza-deformación generalizado con los criterios de aceptación.

Fuente: (ASCE 41-13, 2013)

A. Arriostres típicos

En el caso de los arriostres típicos se utilizan las recomendaciones del ASCE/SEI 41-13 las cuales consideran el comportamiento de los arriostres en compresión y tracción para secciones rectangulares, donde Δ_c es la deformación axial esperada en la carga de pandeo y Δ_t es la deformación axial esperada en la carga máxima de fluencia.

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	IO	Plastic Deformation			
	a	b			Primary		Secondary	
			LS		CP	LS	CP	
1. $\frac{d}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_y}}$	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.4	$0.25\Delta_c$	$4\Delta_c$	$6\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
2. $\frac{d}{t} \geq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	$0.5\Delta_c$	$3\Delta_c$	0.2	$0.25\Delta_c$	$1\Delta_c$	$2\Delta_c$	$2\Delta_c$	$3\Delta_c$
3. $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	Linear interpolation shall be used.							
Braces in Tension (except EBF braces) ²	$11\Delta_t$	$14\Delta_t$	0.8	$0.25\Delta_t$	$7\Delta_t$	$9\Delta_t$	$11\Delta_t$	$13\Delta_t$

Figura 3.15. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para arriostres rectangulares para análisis no lineales.

Fuente: (ASCE 41-13, 2013)

B. Arriostres de pandeo restringido (BRB)

Para el análisis no lineal de los dispositivos de BRB se han realizado numerosas investigaciones utilizando distintos núcleos de acero para obtener las curvas esfuerzo-deformación y obtener el comportamiento de los BRB. En algunos casos se dio como

resultado ductilidades de hasta 20 veces la deformación de fluencia del núcleo de acero. Para la presente investigación se realizó un diseño conservador para la obtención de la relación generalizada de elementos de acero estructural, por lo tanto, se utilizará las recomendaciones del ASCE 41-13 como la Figura 3.15 de relación esfuerzo-deformación.

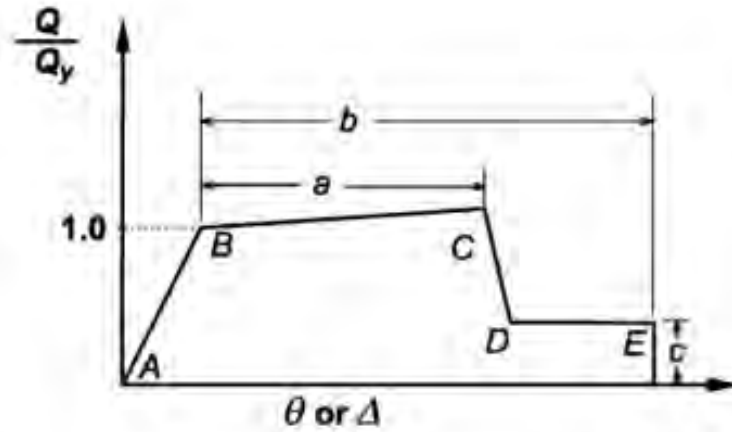


Figura 3.16. Relación de fuerza-deformación generalizado para elementos de acero.
Fuente: (ASCE 41-13, 2013)

Para los arriostres de pandeo restringido se utilizó los criterios de la Tabla 3.1, parámetros de modelado y criterios de aceptación de proceso no Lineales de componentes de BRB.

Tabla 3.1. Parámetros de modelamiento para BRB

Deformación Plástica	
a	13.3 Δ_y
b	13.3 Δ_y
Ratio residual de resistencia	
c	1.0
Criterios de aceptación	
IO	3.0 Δ_y
LS	10 Δ_y
CP	13.3 Δ_y

Adaptación: (ASCE 41-13, 2013)

C. Columnas y vigas

Se utilizo las recomendaciones del ASCE/SEI 41-13 Tabla 9-6, donde θ es la total rotación elástica y plástica de la viga o columna, θ_y es la rotación de fluencia, Δ es el desplazamiento total elástico e inelástico y Δ_y es el desplazamiento de fluencia, como se muestra en la Figura.

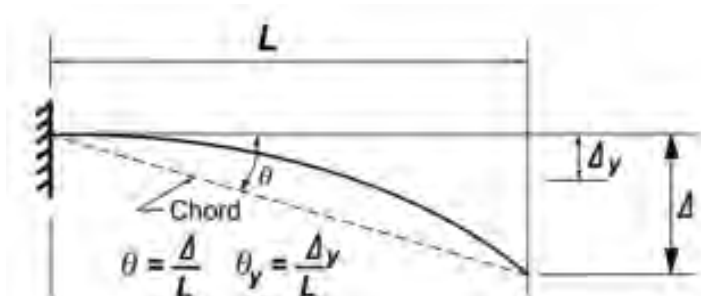


Figura 3.17. Definición de rotación para viga cantilver

Fuente: (ASCE 41-13, 2013)

Finalmente se define las siguientes ecuaciones para calcular la rotación de fluencia θ_y , que depende de propiedades de la sección analizada.

Para vigas:

$$\theta_y = \frac{Z \times F_y \times L_v}{6 E \times I_v} \quad (3.23)$$

Para columnas:

$$\theta_y = \frac{Z \times F_y \times L_c}{6 E \times I_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ysc}} \right) \quad (3.24)$$

Donde:

P: Es la carga axial recibida por la columna.

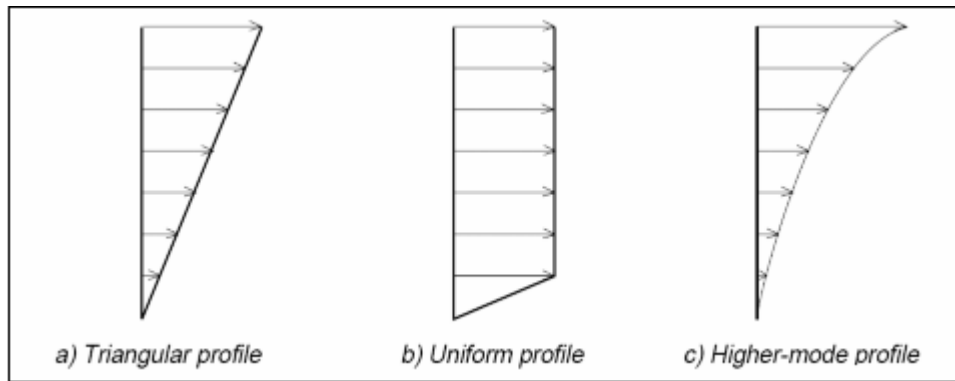
3.3.3. *Análisis estático no lineal*

El análisis estático no lineal puede ser una herramienta para la verificación del comportamiento del BRB. El procedimiento será determinado del ASCE/ SEI 41-13 debido a que este documento fue escrito como una guía para la verificación sísmica de proyectos.

En este procedimiento usa una carga monotonica estática y no requiere de un registro de aceleraciones y procedimiento de integración paso a paso.

Sin embargo, al considerar solo unos pocos patrones de carga lateral, el procedimiento estático no lineal no proporciona información significativa sobre la respuesta inelástica del sistema BRBF. Sin embargo, se utilizará porque permite la comparación de respuesta no lineal de otros sistemas resistentes como OCBF y SCBF.

(Park & Kim, 2009) definió la relación entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en el último nivel, denominado curva de pushover o curva de capacidad. Existen muchas alternativas para la distribución de la carga lateral, y cada una puede resultar en distintas curvas de capacidad con diferentes características y diferentes secuencias de aparición de rotulas plásticas.



Fuerza de distribución para pushover
Fuente: (FEMA 274, 1997)

Para este estudio las curvas de capacidad fueron obtenidas aplicando la proporción de fuerzas establecida por el Método estático equivalente de la E030. Donde:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (3.25)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_j^n P_j(h_j)^k} \quad (3.26)$$

Donde n es el número de piso del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada.

3.3.4. *Análisis Dinámico no lineal*

El procedimiento de análisis dinámico no lineal es un método de análisis estructural que incorpora de manera explícita las propiedades no lineales de todos los elementos que componen el sistema sismorresistente, permitiendo determinar de manera más precisa la demanda inelástica de sus componentes en cualquier instante de tiempo para un registro sísmico en particular, mediante métodos iterativos de integración numérica que actualizan las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los elementos en función de la amplitud de deformación, frecuencia de excitación y duración de la carga sísmica, entre otros.

Como se mencionó con anterioridad los BRB son también considerados como dispositivos de protección sísmica, y pertenecen a los disipadores de energía metálicos, debido a la plastificación de los arriostres, la energía que el dispositivo absorbe mediante su deformación plástica es transformada en calor, para (Boroschek, 2013) “La clave en el diseño de esta clase de dispositivos radica en la capacidad de incursionar en el rango inelástico mediante la plastificación uniforme del material, a través de todo o gran parte del elemento, sin provocar la fractura o deterioro del mismo.”

Para el análisis no lineal dinámico, se debe realizar un análisis tiempo-historia, este es desarrollado en el modelo para incorporar las capacidades no lineales de fuerza –

deformación en los miembros individuales de la estructura la cual es sujeta al registro sísmico para obtener las fuerzas y desplazamientos.

(Nch3411, 2017) recomienda el uso de siete registros para cada una de las direcciones de análisis como requisito para promediar los valores máximos de los parámetros de respuesta, esto tiene el propósito de mitigar los efectos provocados por la alta sensibilidad en relación a los registros considerados.

Los beneficios de usar un análisis no lineal dinámico son los siguientes:

- a. Detectar indeseadas concentraciones de deriva en uno o varios pisos.
- b. Se usa para analizar las propiedades de los materiales y secciones no lineales que no están permitidas cuando se realizan métodos elásticos.
- c. Medir directamente la deformación de capacidad de demanda del BRB (DCR), cual será típicamente más pequeña que la estimada del análisis elástico. Una pequeña deformación de los BRB da como resultado en una menor deformación de endurecimiento y reducción de las fuerzas del BRB para ser usadas en el diseño de vigas, columnas y conexiones como vimos en la sección 3.2.5.

Para un análisis dinámica no lineal preciso, (Burkholder, 2012) recomendó lo siguiente:

- Cuando se usa el endurecimiento post fluencia para modelar el comportamiento inelástico de BRB, el modelo se endurecerá continuamente y puede atribuir niveles de fuerza irrealmente grandes a los BRB en deformaciones grandes. Esta sobreestimación del endurecimiento de BRB puede conducir a fuerzas de diseño de conexión innecesariamente grandes, pero también puede conducir a una resistencia y rigidez de BRB poco realistas que pueden causar derivas importantes y una capacidad de colapso demasiado optimista.
- Aunque las vigas y columnas en BRBF están diseñadas para permanecer en el rango elástico, se debe verificar esta premisa, las demandas sísmicas inelásticas reales no coincidirán con las distribuciones de fuerza utilizadas en el diseño elástico, y la fluencia puede ocurrir fuera de los BRB.
- Las conexiones deben representar con precisión las condiciones reales en el BRBF, teniendo en cuenta la relativamente alta rigidez proporcionada en las conexiones de viga-columna con planchas de espesor importante. En los casos en que las derivas estén concentradas en un piso significa que la acción de las columnas conjuntamente con las vigas debe ser capturadas en el modelo.

CAPITULO IV

4. CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL

4.1. EJEMPLO APLICATIVO

Para poder entender mejor el método propuesto es necesario un ejemplo en donde se muestre paso a paso la forma adecuada de resolver los pórticos teniendo en cuenta todas las consideraciones que se vieron en el capítulo III.

4.1.1. Características de la estructura planteada:

La planta típica de la estructura que se utilizará como ejemplo de reforzamiento es la siguiente:

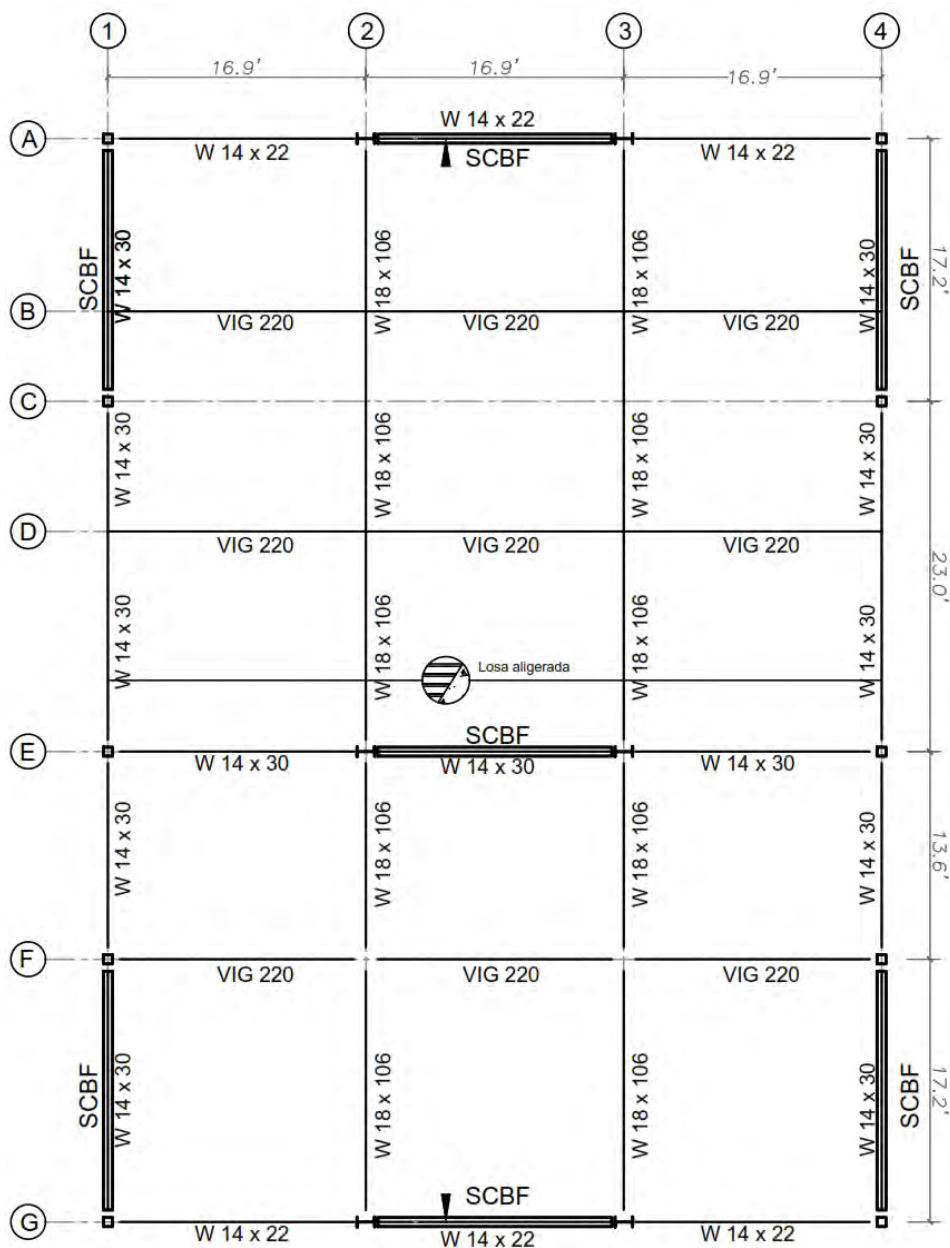
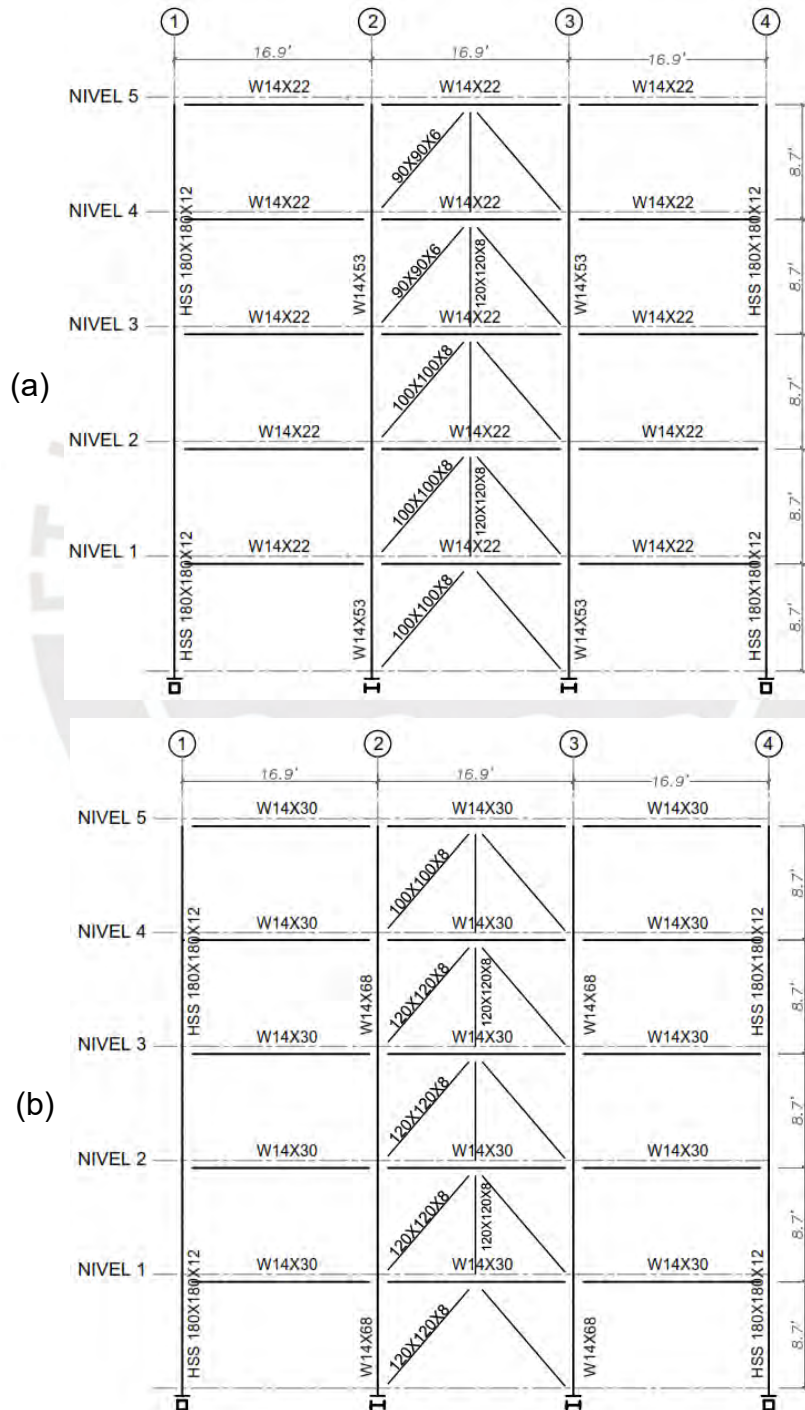


Figura 4.1. Planta típica de la estructura propuesto.
Adaptación: (Vera Nuñuero, 2016)

Como se puede observar de la figura 4.1. la planta del edificio es de 15mx22m entre ejes. En la dirección “x” se tiene tres Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF) como elementos sismo resistentes; en la dirección “y” se tiene cuatro Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF) para resistir las solicitaciones sísmicas. El resto de los pórticos y vigas son solo para soportar las cargas de gravedad, todas sus conexiones entre si son articuladas. Las viguetas que se muestran en la figura son solo referenciales, todas las losas están armadas en la dirección X-X.



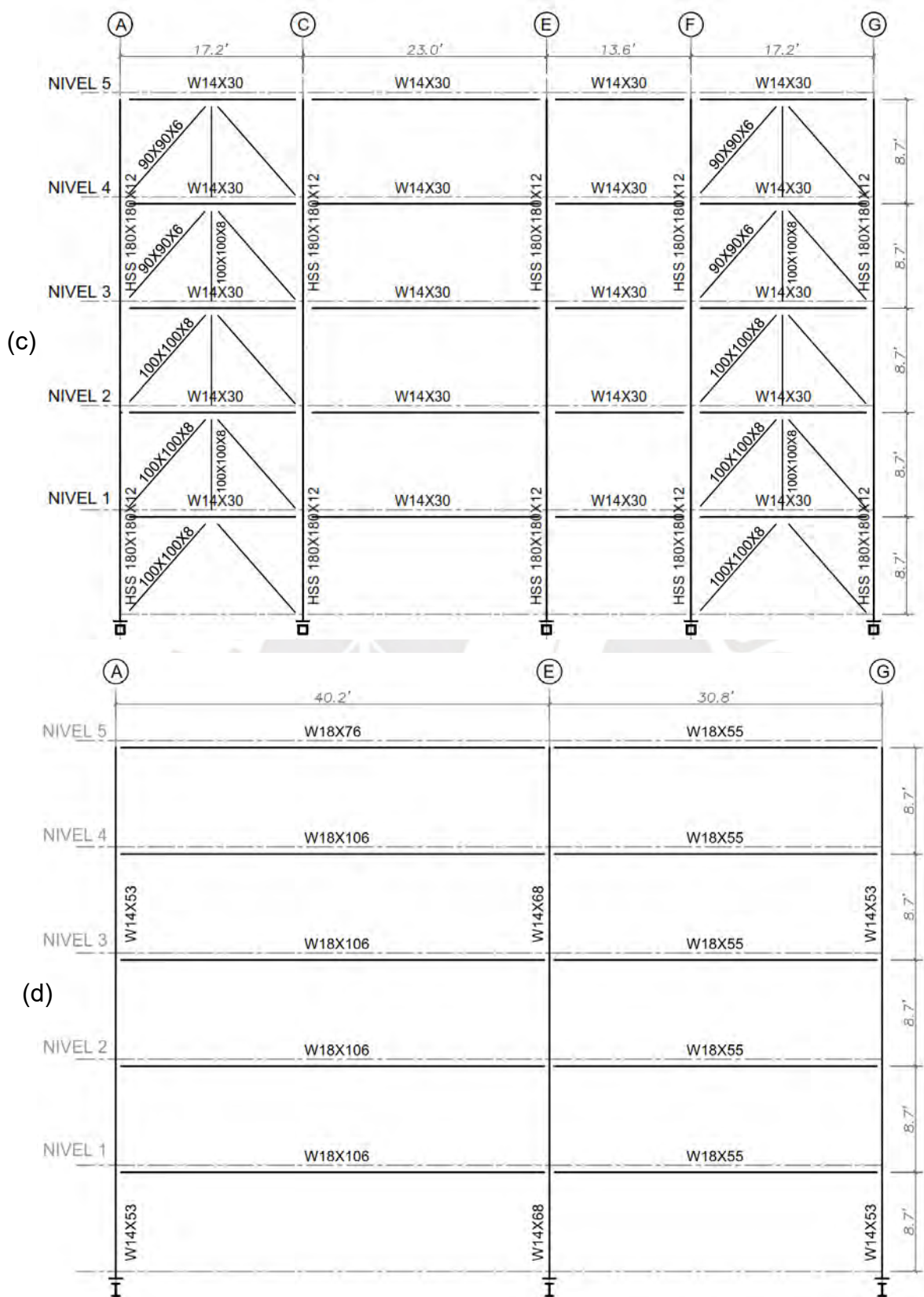


Figura 4.2. (a) Elevación Eje A-A, (b) Elevación Eje E-E, (c) Elevación Eje 1-1 y (d) Elevación Eje 2-2
Adaptación: (Vera Nuñuero, 2016)

Los pórticos especiales arriostrados concéntricos (SCBF) utilizados son los que presentan una columna intermedia tipo zipper, esta columna debe paliar con el efecto de la carga desbalanceada, cuando se pandea el primer arriostre, la columna zipper transfiere carga hacia arriba y pandean el resto de arriostres:

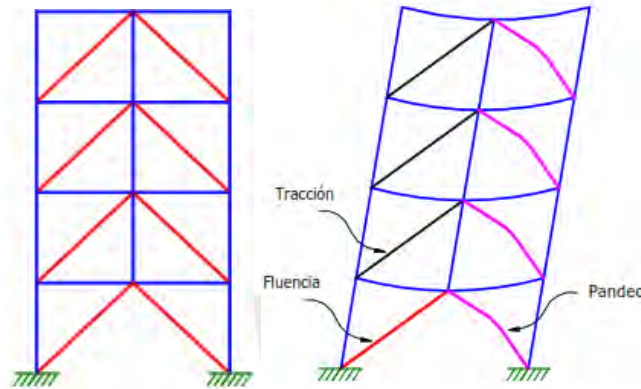


Figura 4.3. Mecanismo de colapso para pórticos con columna zipper
Fuente: (Vera Nuñuvero, 2016)

Datos adicionales

- La estructura será de 5 niveles, en donde la altura típica de entrepiso es de 2.65 m del eje de la viga al empotramiento en la base.
- Se elegirá un aligerado con viguetas FIRTH, del manual técnico se obtiene el peso que le corresponde a un aligerado de 20 cm a 50 cm de espaciamiento. Sin embargo, se agregará 2 cm más de concreto pues se quiere que el acero negativo traspase las vigas de acero y con 20 cm no hay suficiente espacio para que el concreto llene espacios vacíos entre el ala de la viga y el acero negativo.
- Se considera que la tabiquería es de ladrillos de arcilla y será de 15 cm de espesor en todos los tabiques. Además, se considera la tabiquería tiene un peso específico de 1800 kg/m^3 por lo tanto para un ancho de 15 cm así como una altura de 2.4 mts entre cada nivel el peso lineal del tabique será de 0.648 ton/m
- Se estima las cargas en la estructura de la siguiente manera

Tipo de carga	Carga por metro cuadrado (ton/m^2)
Carga muerta	0.428
Carga viva	0.200
Carga viva de techo	0.100

4.1.2. Descripción del modelado

Se realizó el modelado en ETABS para el análisis lineal y no lineal, considerando algunas suposiciones que serán descritas a continuación:

- Se utilizará acero A992 Gr50 para las vigas, columnas y arriostres típicos ($F_y=50$ ksi, $F_u=65$ ksi).
- Las fuerzas sísmicas fueron aplicadas en el centro de masas de cada diafragma como cargas puntuales con un momento accidental de torsión considerando una excentricidad del 5%.
- Los arriostres son modelados como articulados y pueden presentar un comportamiento elástico o inelástico, dependiendo del tipo de análisis que se ejecute.
- Las conexiones viga- columna son modeladas como articuladas, es decir solo transfieren fuerzas cortantes y permiten el giro de la conexión.
- Las bases de las columnas son consideradas como empotradas en la cimentación.
- Los diafragmas de los pisos son modelados como rígidos.
- El amortiguamiento considerado es del 5%.

A continuación, se presenta el modelado de la edificación con sistema SCBF:

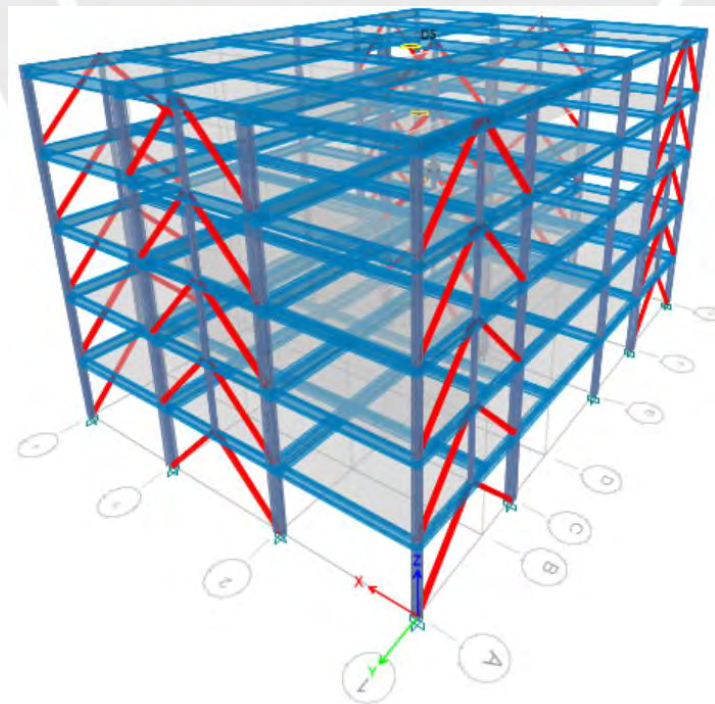


Figura 4.4. Modelado de la edificación con SCBF

A fin de realizar una comparación descriptiva, es decir buscar semejanzas y diferencias entre los sistemas propuestos, se realizó un análisis preliminar de la edificación diseñada con sistema SCBF según los lineamientos de la norma E030 de diseño sísmoresistente y AISC 346. A continuación, se presentan algunas características necesarias para la comparación con la posterior propuesta con sistema BRBF. Para tal efecto se presenta:

Tabla 4.1. Periodos fundamentales y % de masa participacional con SCBF

Modo	Periodo	U _x	U _y	RZ
1	0.589	79.1%	0.0%	0.5%
2	0.549	0.0%	78.5%	0.0%
3	0.443	0.7%	0.0%	78.1%
4	0.206	14.7%	0.0%	0.4%
5	0.193	0.0%	16.5%	0.0%
6	0.156	0.1%	0.0%	15.8%
7	0.118	3.5%	0.0%	0.1%
8	0.110	0.0%	3.5%	0.0%
9	0.090	1.0%	0.0%	0.6%

Por último, se obtuvieron los desplazamientos inelásticos para una estructura regular donde $R = 7$ (E030), de la misma manera se procedió a calcular rápidamente las derivas inelásticas por piso para compararlas con el máximo de 1% (E030), de la Figura 4.5. se observa que el diseño cumple los requisitos de la norma por lo que se verifica que el diseño original es satisfactorio.

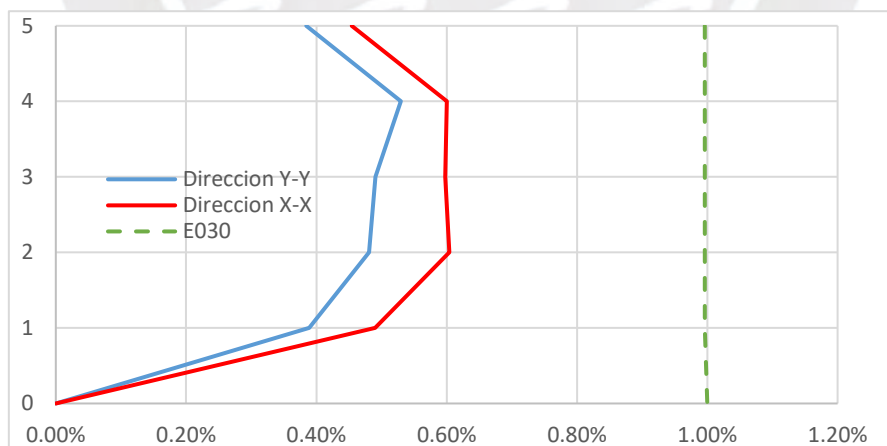


Figura 4.5. Derivas inelásticas edificio con sistema SCBF.

Se puede observar que la edificación cumple sobradamente las derivas de entrepiso, esto es porque fue diseñada para evitar el pandeo de los arriostres lo que finalmente le dio elevada rigidez.

4.2. DISEÑO ELÁSTICO DE ARRIOSTRES DE PANDEO RESTRINGIDO

Para el rediseño con arriostres de pandeo restringido (BRB) se considerará la misma arquitectura del modelo original, las cargas en la estructura, así como las consideraciones en el modelado usando el ETABS, a continuación, se presenta los cambios más importantes.

4.2.1. Configuraciones adoptadas

Al momento de ubicar los BRB se mantendrá la arquitectura original, es decir se colocarán los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en la misma ubicación que la concepción original. Sin embargo, se consideró las siguientes configuraciones diferentes según la dirección de análisis:

4.2.1.1. Dirección X-X

Se colocaron tres pórticos con configuración V invertida “chevron” resistentes en la dirección X. Al tener un comportamiento similar en tracción y compresión, se retiró la columna zipper, (*Wada & Takeuchi, 2018*) recomienda colocar una viga perpendicular a la viga de conexión con la configuración chevron. De esta manera la longitud de la viga se mide desde el centro del paño.

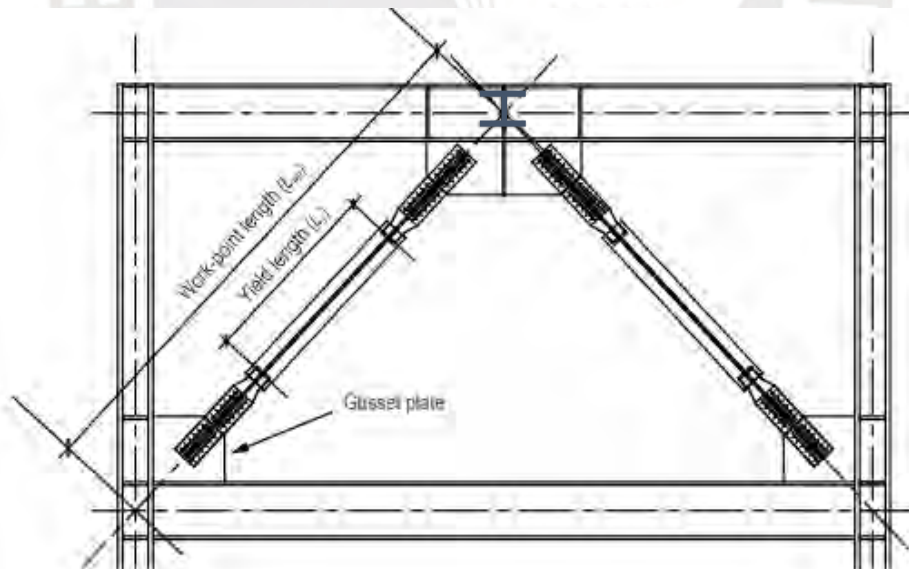


Figura 4.6. Configuración asignada a la dirección X-X

Los tres pórticos se distribuyen igualmente las fuerzas laterales en la dirección X-X, sin embargo, las cargas verticales son mayores en la parte intermedia, es decir en el eje E-E, por lo que requerirá un mayor dimensionamiento de los núcleos de acero.

Para esta investigación la rigidez efectiva (Q) del BRB (Ec. 3.10) es definida como 1.4 veces la rigidez calculada solamente con el núcleo de acero.

Asimismo, como se puede observar en la Figura 4.6, la longitud de fluencia del dispositivo asumida será:

$$L_{y_{sc}} = 0.50 L_{wp} \quad (4.1)$$

4.2.1.2. Dirección Y–Y

Se colocaron 04 pórticos con configuración diagonal resistentes en la dirección Y-Y, Como se detalló en el marco teórico esta configuración debe considerar un análisis de las cargas axiales en las vigas, al presentar una luz libre importante se de considerar colocar arriostramiento lateral para dar estabilidad a la viga.

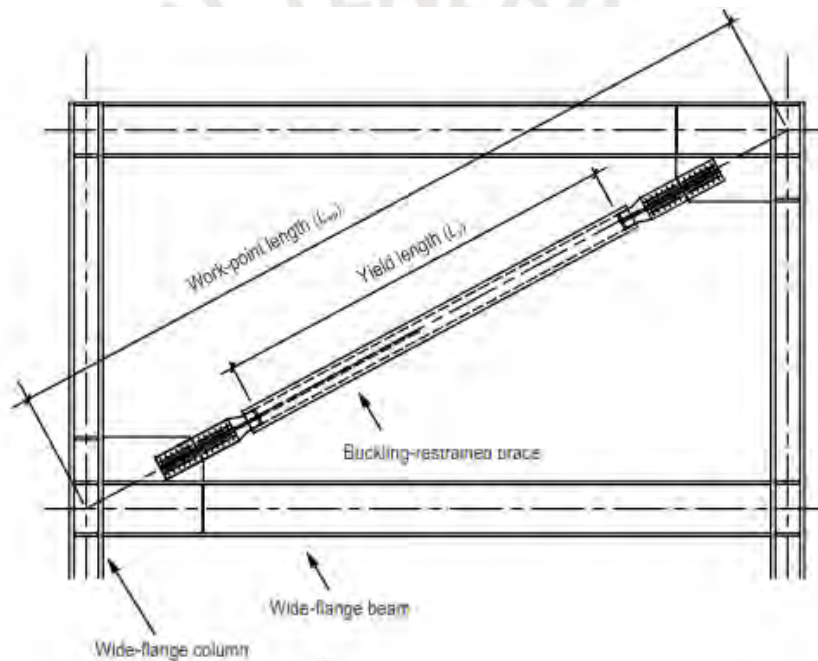


Figura 4.7. Configuración asignada a la dirección Y-Y

Asimismo, como podemos observar en la Figura 4.7, la longitud de fluencia del dispositivo es mayor que la configuración chevron, se asumirá una longitud:

$$L_{y_{sc}} = 0.66 L_{wp} \quad (4.2)$$

4.2.2. Consideraciones para los arriostros de pandeo restringido.

Se consideró una configuración en la que la falla a tracción gobernara el diseño de los arriostros de pandeo restringido, es por eso que se escogerá un acero estructural de menor resistencia para el núcleo del concreto, el resto de componentes deben asegurar un

adecuado comportamiento en compresión del dispositivo, para los arriostres de pandeo restringido (BRB)

- Núcleo de acero ASTM A36 ($F_y=36$ ksi, $F_u=42$ ksi)
- Camisa de acero ASTM A500
- Concreto de relleno $f'_c=3000$ psi

Asimismo, de ensayos en laboratorio el Ing. Walterio Lopez obtuvo la siguiente curva esfuerzo-deformación de BRB que se utilizara en el diseño de los dispositivos.

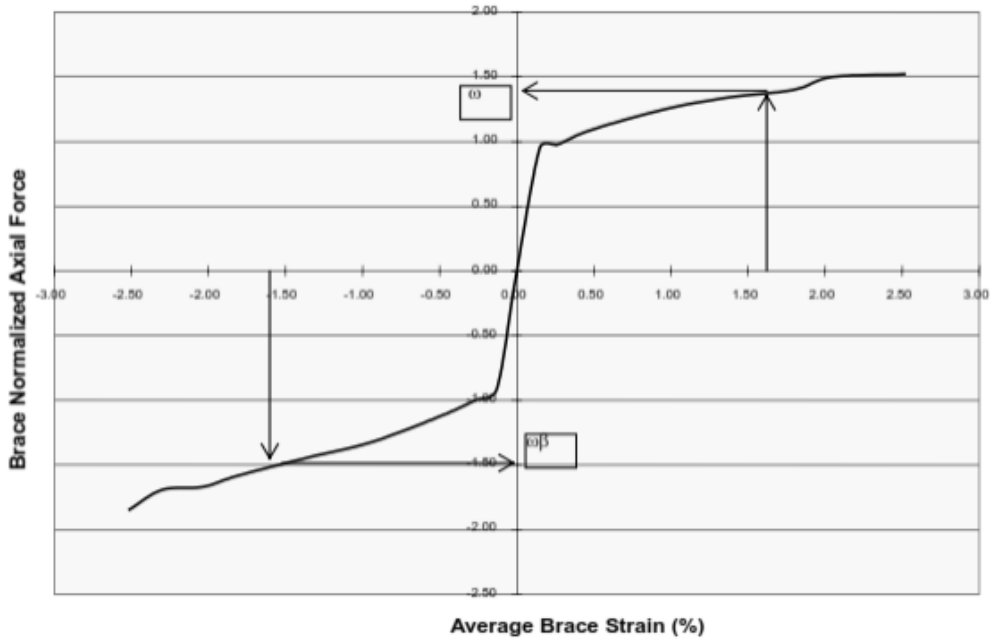


Figura 4.8. Curva esfuerzo-deformación de BRB
Fuente: (Lopez & Sabelli, 2004)

4.2.3. *Parámetros de demanda sísmica requeridos:*

Se utilizará la Norma E.030 2018 para poder estimar el espectro elástico de diseño.

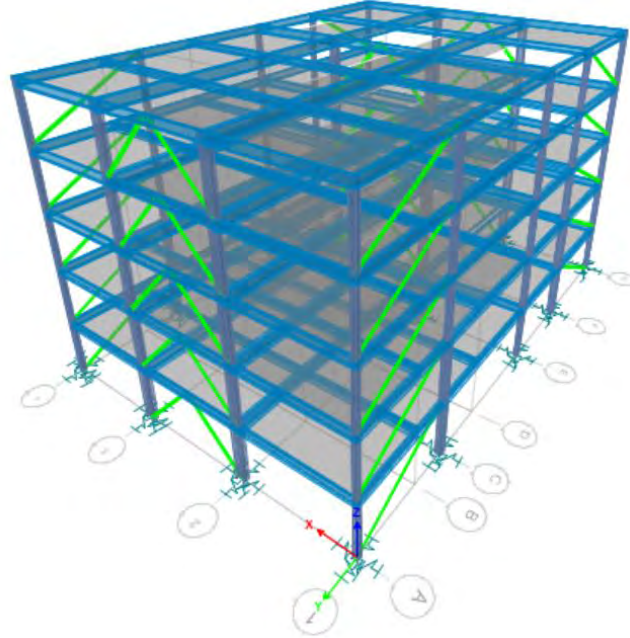
Se utilizarán los siguientes valores:

- $Z=0.45$ (La estructura se encontrará localizada en la zona 4 del mapa sísmico del Perú).
- $U=1$ (Se considerará que la estructura tendrá un uso común, ya que se espera que se comporte plásticamente, lo cual debería tratar de evitarse en estructuras importantes o esenciales).
- $S=1$ (Se considerará un suelo S1, por lo que $T_p=0.4s$ y $T_L=2.5s$)

$$C = \begin{matrix} 2.5 \\ 2.5(T_p/T) \\ 2.5(T_p T_L / T^2) \end{matrix} \quad \begin{matrix} t < T_p \\ T_p < t < T_L \\ T_L < t \end{matrix} \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

- R = 7 Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)
- R = 8 Pórticos con arriostres de pandeo restringido (BRBF)

El modelo computacional utilizando BRB se representa en la siguiente figura:



Los periodos fundamentales y porcentajes de masa participación para el edificio con BRBF encontrados son:

Modo	Periodo	Ux	Uy	RZ
1	0.764	0.0%	79.1%	0.0%
2	0.678	74.1%	0.0%	3.0%
3	0.571	3.3%	0.0%	75.6%
4	0.272	0.0%	14.0%	0.0%
5	0.253	15.1%	0.0%	0.7%
6	0.209	0.5%	0.0%	14.1%
7	0.178	0.0%	4.3%	0.0%
8	0.148	3.8%	0.0%	0.3%
9	0.129	0.0%	1.4%	0.0%

4.2.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga serán las establecidas en la Norma E090 Estructuras Metálicas Sección 1.4 Cargas y combinaciones de carga. No se considerará efectos del viento, nieve, lluvia y granizo.

4.2.5. Cálculo de fuerza sísmica

La distribución de fuerzas según la norma E.030 sería la siguiente:

	X - X	Y - Y
Configuración	Chevron	Diagonal
K	1.089	1.132
ZUCS/R	0.141	0.141
W (kip)	3248	3248
V (kip)	366.7	366.7

Tabla 4.2. Distribución de fuerza sísmica en la dirección X-X

Nivel	w _i KIP	h _i ft	w _i x h _i ^k kip-ft	C _{vx}	F _x kip	V _x kip
5	486.35	43.5	29598	0.272	99.6	0.0
4	684.17	34.8	32655	0.300	109.9	99.6
3	684.17	26.1	23872	0.219	80.3	209.5
2	684.17	17.4	15350	0.141	51.7	289.8
1	709.17	8.7	7480	0.069	25.2	341.5
Total	3248.03		108955			366.7

Tabla 4.3. Distribución de fuerza sísmica en la dirección Y-Y.

Nivel	w _i KIP	h _i ft	w _i x h _i ^k kip-ft	C _{vy}	F _y kip	V _y kip
5	486.35	43.5	34811	0.277	101.40	0.00
4	684.17	34.8	38039	0.302	110.80	101.40
3	684.17	26.1	27466	0.218	80.00	212.19
2	684.17	17.4	17357	0.138	50.56	292.20
1	709.17	8.7	8209	0.065	23.91	342.75
Total	3248.03		125882		366.7	366.7

De esta manera se obtuvo la fuerza asignada en cada piso relacionada al modo de mayor participación según la dirección de análisis.

4.2.6. Cálculo de deriva de diseño por piso

Del análisis modal espectral, se calcula las derivas por piso donde las deflexiones son elásticas, Las deformaciones Δ_x , fueron calculadas como la diferencia entre las deformaciones de la parte superior e inferior del nivel en consideración. Posteriormente

Δ_m fue calculado como el producto de $0.75xR$ y Δ_x , Δ_m es otro termino para el diseño de la deformación axial de los BRB denominado

Δ_{bm} . Donde:

Δ_x : Deformación de piso elástica, h_{sx} : Altura de entre piso.

$$\Delta_m = 0.75R \times \Delta_x \quad (4.3)$$

$$\Delta_a = \theta_a \times h_{sx} \quad (4.4)$$

θ_x : Deriva de piso para análisis elástico.

$$\theta_m = \Delta_m \div h_{sx} \quad (4.5)$$

$$\theta_a = \Delta_a \div h_{sx} < 1.00\% \text{ Para estructuras metálicas (E030, 2018)} \quad (4.6)$$

Tabla 4.4. Deformaciones y derivas de entrepiso, Dirección X-X

Piso	h_{sx} in	Δ_x in	Δ_m in	Δ_{max} in	θ_x %	θ_m %	θ_{max} %
5	104.4	0.134	0.805	1.04	0.13%	0.77%	1.00%
4	104.4	0.169	1.011	1.04	0.16%	0.97%	1.00%
3	104.4	0.147	0.881	1.04	0.14%	0.84%	1.00%
2	104.4	0.146	0.878	1.04	0.14%	0.84%	1.00%
1	104.4	0.089	0.532	1.04	0.08%	0.51%	1.00%

Tabla 4.5. Deformaciones y derivas de entrepiso, Dirección Y-Y

Piso	h_{sx} in	Δ_x in	Δ_m in	Δ_{max} in	θ_x %	θ_m %	θ_{max} %
5	104.4	0.104	0.625	1.04	0.10%	0.60%	1.00%
4	104.4	0.123	0.737	1.04	0.12%	0.71%	1.00%
3	104.4	0.149	0.893	1.04	0.14%	0.86%	1.00%
2	104.4	0.125	0.751	1.04	0.12%	0.72%	1.00%
1	104.4	0.104	0.625	1.04	0.10%	0.60%	1.00%

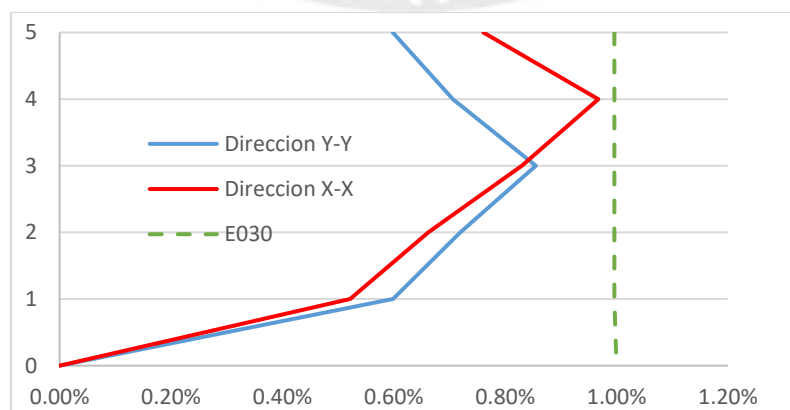


Figura 4.8. Derivas de entrepiso para edificio con sistema BRBF

4.2.7. DISEÑO DE V INVERTIDA “CHEVRON” DE BRB

En esta sección se ilustra el diseño de los BRB del primer al quinto nivel, ubicados en el Eje E-E. Entre los ejes 2 y 3. Del modelo se obtuvieron las mayores fuerzas axiales en el BRB según la combinación de análisis.

Luego, para calcular la resistencia del BRB consideramos en el análisis la variabilidad del material. Las especificaciones en este caso en promedio $F_{ySC} = 42 \text{ ksi}$ con una tolerancia de $\pm 4 \text{ ksi}$. Las áreas de los núcleos de acero se muestran en la Figura 4.9.

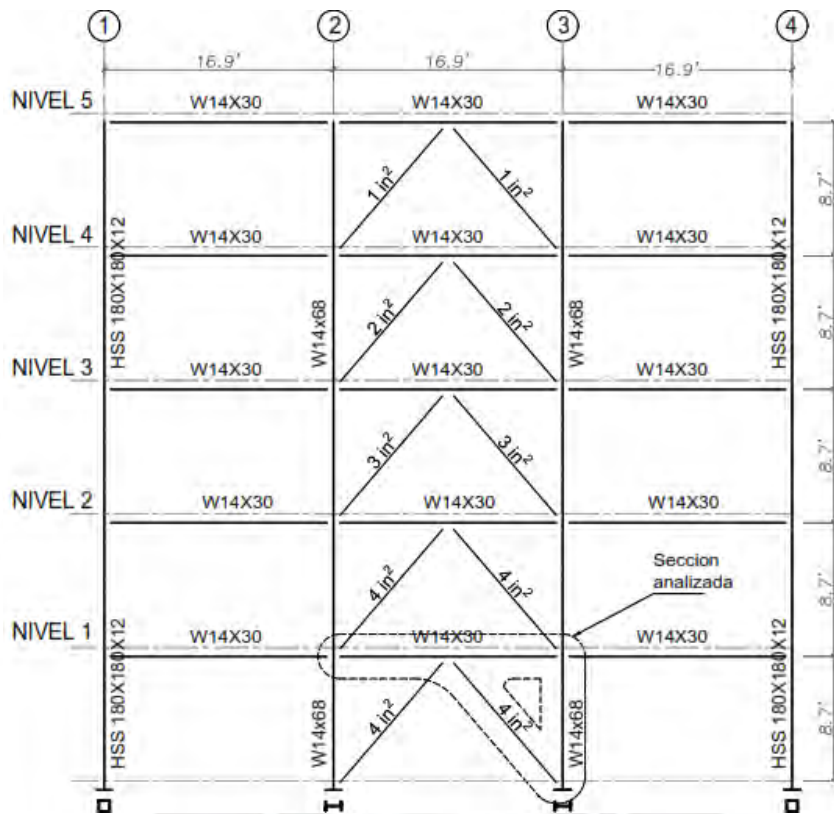


Figura 4.9. Modelo estructural - elevación eje E-E.

En el caso del BRB del primer nivel se resume de la siguiente manera:

$$P_u = 68.2 \text{ kips}$$

Como se vio con anterioridad en la sección 3.2.2. se verifica la tracción del núcleo. Siendo el área del núcleo $A_{sc} = 4 \text{ in}^2$, al reemplazar en la Ec. 3.12:

$$\phi P_n = \phi F_{ySC} \times A_{sc} = 0.9 \times 42 \times 4 = 151.2 \text{ kip} \quad (4.7)$$

$$DCR = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{68.2}{151.2} = 0.451 < 1.00 \quad (4.8)$$

Se considera la tolerancia ± 4 ksi, es decir el menor valor $F_{y_{sc}} = 38$ ksi, de esta manera se obtuvo $DCR = 0.50 < 1.00$. Este valor es aceptable, de la misma manera se verifica el resto de BRB según la ecuación 4.8 como se muestra en la tabla 4.6 a continuación:

Tabla 4.6. Resistencia de los núcleos de acero, caso chevron.

Nivel	Acero in ²	P _u KIP	ØP _n KIP	DCR %
1°	1	17	34.2	50%
2°	2	45	68.4	66%
3°	3	58	102.6	57%
4°	4	69	136.8	50%
5°	4	68.2	136.8	50%

4.2.7.1. Fuerzas de reajuste para BRB caso V invertida de BRB

En esta sección se determina la resistencia ajustada del BRB, es decir cuando la deformación alcanza $2 \Delta_{bm}$ por recomendación del (AISC, 2010) como vimos en la sección 3.2.3.. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 4.7. Los valores de ajuste fueron obtenidos de la curva esfuerzo – deformación del BRB Figura 4.8.

Tabla 4.7. Factores de reajuste para BRB caso V invertida “chevron”.

Piso	A _{sc} in ²	P _{bx} k	L _{y_{sc}} in	Δ _{bx} in	Δ _{bm} in	2.0Δ _{bm} in	ε _{BRC} %	Factores de ajuste		
								ω	ωβ	β
5°	1.00	17	72.71	0.043	0.26	0.51	0.70%	1.165	1.214	1.042
4°	2.00	45	72.71	0.056	0.34	0.68	0.93%	1.252	1.322	1.056
3°	3.00	58	72.71	0.048	0.29	0.58	0.80%	1.204	1.261	1.048
2°	4.00	69	72.71	0.043	0.26	0.52	0.71%	1.169	1.219	1.043
1°	4.00	68.2	72.71	0.043	0.26	0.51	0.71%	1.165	1.214	1.042

Seguidamente se presenta. Las fuerzas de BRB reajustadas para el caso de V invertido. En este caso se utilizó el $F_{y_{sc}} = 46$ ksi. Se obtuvieron C_{max} y T_{max} de las ecuaciones 3.17 y 3.18 respectivamente.

Tabla 4.8. Fuerzas de reajuste del BRB para caso V invertida “chevron”.

Piso	P_{ysc} KIP	T_{max} KIP	C_{max} KIP
5°	46	54	56
4°	92	115	122
3°	138	166	174
2°	184	215	224
1°	184	214	223

4.2.7.2. *Diseño de viga caso V invertida “chevron”*

A modo de ilustración, se verificará la viga del primer nivel ubicada en el Eje E-E. Entre los ejes 2 y 3. Como se mencionó en la sección 3.1 el procedimiento consiste en dos estados:

A. Verificación de resistencia por fuerzas inducidas por la cortante sísmica en la base.

Las fuerzas axiales, flexión y cortantes son extraídas del modelo y después se verifica el diseño de la viga en análisis, la combinación máxima fue **1.2 D + 1.0 E + 0.5 L**:

$$\begin{aligned} M_u &= 32.92 \text{ kip.ft} \\ V_u &= 13.5 \text{ kip} \\ P_u &= 43.8 \text{ kip} \end{aligned}$$

La resistencia por flexión depende de la longitud espaciada L_b que hay entre arriostres laterales de una viga no soportada lateralmente y del patín a compresión (E090), del procedimiento de la norma procedemos a calcular el Momento nominal de la viga en función de su longitud L_b .

De la Figura 4.10 se aprecia que la viga tiene tres distintos intervalos o zonas de pandeo dependientes de sus condiciones de soporte lateral. Conforme se incrementa la separación entre los soportes laterales, la viga empezara a fallar inelásticamente. En el caso la viga tiene L_b de 17.2 ft (Zona 3)

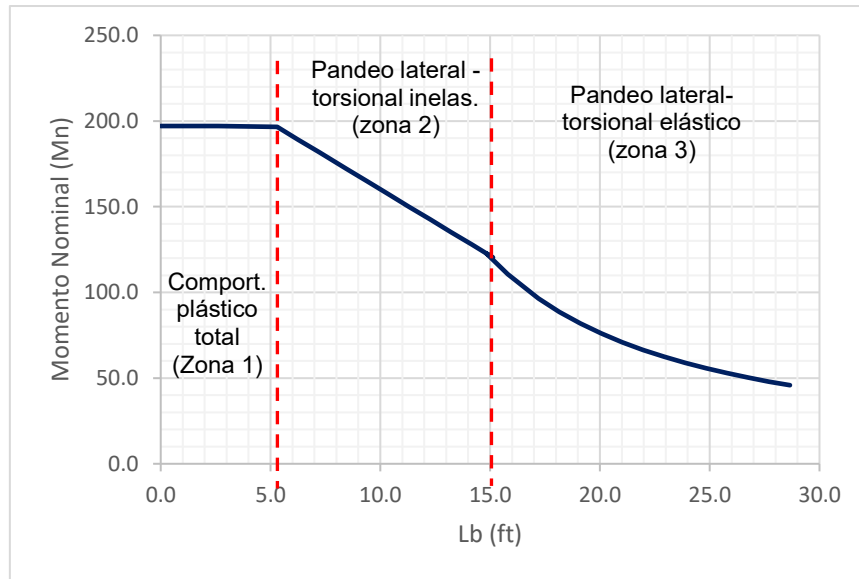
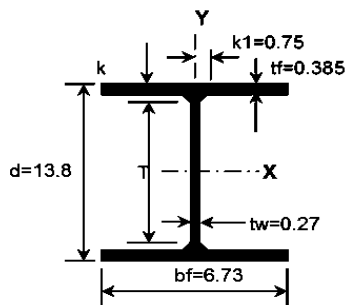


Figura 4.10. Momento nominal en función de la longitud para sección W14x30

Las propiedades de la sección W 14x30 son:



$E = 29000$ ksi	$A_g = 8.85$ in ²	$b_f = 6.73$ in
$F_y = 50$ ksi	$r_x = 5.73$ in ²	$t_f = 0.39$ in
$\Phi_b = 0.90$	$r_y = 1.49$ in ²	$S_x = 42.05$ in ³
$\Phi_c = 0.85$	$Z_x = 47.3$ in ³	$t_w = 0.27$ in
$L = 202.8$ in	$d = 13.84$ in	$C_w = 885.24$ in ⁶

El momento nominal es el mismo que en la Figura 4.10, se obtuvieron las siguientes longitudes y Momento de pandeo límite para la sección W14x30:

$$L_p = 5.26 \text{ ft}$$

$$L_r = 14.86 \text{ ft}$$

$$M_r = 122.5 \text{ kip-ft}$$

- a. Revisión de relaciones de ancho y espesor en vigas.

Para el ala:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 9.16 \quad (4.9)$$

$$\frac{b_f}{2 t_f} = \frac{6.73}{2 (0.385)} = 8.74 \quad (4.10)$$

$$\lambda_p > \frac{b_f}{2 t_f} \quad \mathbf{OK} \quad (4.11)$$

Para el alma:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{13.84}{0.27} = 48.81 \quad (4.12)$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 90.5 \quad (4.13)$$

$$\lambda_p > \frac{h}{t_w} \quad \mathbf{OK} \quad (4.14)$$

Se verifica que la sección es sísmicamente compacta.

b. Compresión axial en vigas.

Como se mencionó en la sección 4.2.1.1. la configuración Chevron requiere de una viga adicional que disminuye a la mitad la longitud no arriostrada.

$$k = 1.00 ; l_b = 101.4 \text{ in}$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 113.43 \quad (4.15)$$

$$\lambda_{c1} = \frac{k \cdot l_b}{r_x} = 17.7 \quad (4.16)$$

$$\lambda_{c2} = \frac{k \cdot l_b}{r_y} = 68.05 \quad (4.17)$$

$$\lambda_c = \max(\lambda_{c1}, \lambda_{c2}) = 68.05 < 4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} \quad (4.18)$$

El esfuerzo de pandeo elástico es:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E_y}{\lambda_c^2} = 61.8 \text{ kips} \quad (4.19)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 35.64 \quad (4.20)$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = 268.08 \text{ kips} \quad (4.21)$$

Siendo:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{55.7}{268.1} = 0.208 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.22)$$

c. Flexión en vigas.

Del estado límite de fluencia

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 197.1 \text{ kip} - \text{ft}$$

Del estado límite de pandeo lateral flexo torsional LTB

$L_r > L_b > L_p$, La viga se encuentra en la Zona 2

$C_b = 1.33$ Para el caso de la viga (McCormac, 2013)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 125.82 \text{ ksi} \quad (4.23)$$

$$M_{nLTB} = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 229.1 \text{ kipf.ft} \quad (4.24)$$

Se escoge el menor

$$M_n = \min(M_p, M_{nLTB}) \quad (4.25)$$

$$M_n = 197.08 \text{ kip.ft} \quad (4.26)$$

$$\phi_b \cdot M_n = 177.36 \text{ kip.ft} \quad (4.27)$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{27.11}{177.36} = 0.15 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.28)$$

d. Diseño por corte (Capítulo 7, E090)

$\phi_v = 0.90$ $C_v = 1.00$, Se verifica:

$$\frac{h}{t_w} = 48.81 \quad (4.29)$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.9 \quad (4.30)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \mathbf{OK} \quad (4.31)$$

Entonces:

$$A_w = d \cdot t_w = 3.74 \text{ in}^2 \quad (4.32)$$

$$V_n = 0.60 \cdot A_w \cdot F_y \cdot C_v = 112.1 \text{ kips} \quad (4.33)$$

$$\phi_v \cdot V_n = 100.89 \text{ kips} \quad (4.34)$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = \frac{9.74}{100.89} = 0.10 \quad \mathbf{OK} \quad (4.35)$$

e. Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en vigas (Capitulo 8, E090).

Se verifica:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.20 \quad \mathbf{OK} \quad (4.36)$$

Entonces:

$$R = \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b \cdot M_n} = 0.25 \quad \mathbf{OK} \quad (4.37)$$

B. Verificación del diseño por fuerzas requeridas originadas por la deformación del BRB de $2.0 \Delta_{bm}$

Considerando solo un comportamiento elástico, permite dar ciertas asunciones para calcular la carga axial en la viga.

$V_{c_{i+1}} = V_c = 0$ Cortante en columnas se asumen igual a cero.

$$F_i = T_{max_i} \cdot \sin(\psi_i) + C_{max_i} \cdot \sin(\psi_i) - T_{max_{i+1}} \cdot \sin(\psi_{i+1}) - C_{max_{i+1}} \cdot \sin(\psi_{i+1}) \quad (4.38)$$

F_i es la suma de las fuerzas del nivel considerando el comportamiento descrito. Se analizará los nudos de las vigas. Este procedimiento es conservador. Se presenta un diagrama de cuerpo libre de la viga analizada en la Figura 4.11:

$$P_i = T_{max_{i+1}} \cdot \sin(\psi_{i+1}) + \frac{F_i}{2} \quad (4.39)$$

$$P_j = P_i - T_{max_i} \cdot \sin(\psi_i) - C_{max_i} \cdot \sin(\psi_i) \quad (4.40)$$

$$P_u = \max(P_i ; P_j) \quad (4.41)$$

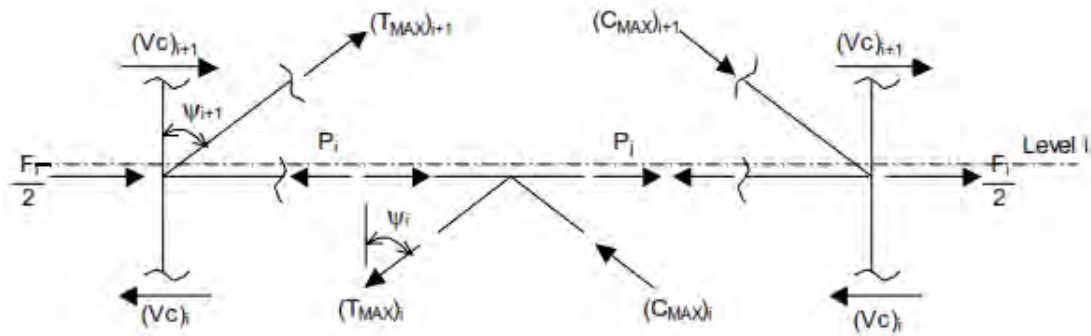


Figura 4.11. Fuerzas axiales en viga del primer piso caso V invertido

De la Tabla 4.8 de fuerzas de reajuste previamente vista y utilizando la geometría se obtiene la siguiente tabla 4.9 de cargas axiales en vigas.

Tabla 4.9. Carga axial en vigas caso V invertido” chevron”.

Nivel	ψ_i rad	ψ_{i+1} rad	T_{MAX_i} kip	$T_{MAX_{i+1}}$ kip	C_{MAX_i} kip	$C_{MAX_{i+1}}$ kip	F_i kip	P_i kip	P_j kip	P_u kip
5 piso	44°	44°	54	0	56	0	76	38	-39	39
4 piso	44°	44°	115	54	122	56	88	81	-86	86
3 piso	44°	44°	166	115	174	122	72	116	-125	125
2 piso	44°	44°	215	166	224	174	69	150	-161	161
1 piso	44°	44°	214	215	223	224	-1	149	-161	161

Para el ejemplo, se considera la viga del primer nivel.

$$\begin{aligned} M_u &= 28.17 \text{ kip.ft} \\ V_u &= 10.81 \text{ kip} \\ P_u &= 160.79 \text{ kip} \end{aligned}$$

- a. Compresión axial en vigas (Capítulo 5, E090)

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = 268.08 \text{ kips} \quad (4.42)$$

Siendo:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{160.8}{268.1} = 0.60 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.43)$$

- b. Flexión en vigas (Capítulo 6, E090).

La viga es continua:

$$\phi_b \cdot M_n = 177.38 \text{ kip} - \text{ft} \quad (4.44)$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{28.17}{177.38} = 0.16 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.45)$$

- c. Diseño por corte (Capítulo 7, E-090)

$$\phi_v \cdot V_n = 100.89 \text{ kips} \quad (4.46)$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = \frac{10.81}{100.89} = 0.11 \quad \mathbf{OK} \quad (4.47)$$

- d. Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en vigas (Capítulo 8, E090).

Se verifica:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.60 \quad \mathbf{OK} \quad (4.48)$$

Entonces:

$$R = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b \cdot M_n} = 0.74 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.49)$$

Es necesario una viga secundaria para arriostrar la viga principal del pórtico con configuración chevron, y así impedir el desplazamiento lateral y controlar así la ocurrencia del pandeo lateral-torsional.

4.2.7.3. Diseño de columna caso *V* invertida “chevron”

A modo de ilustración, se verifico las columnas del primer nivel al quinto nivel ubicadas en el Eje E-E. Entre los ejes 2 y 3. Como se mencionó en la sección 3.1 el procedimiento consiste en dos estados:

A. Verificación de resistencia por fuerzas inducidas por la cortante sísmica en la base.

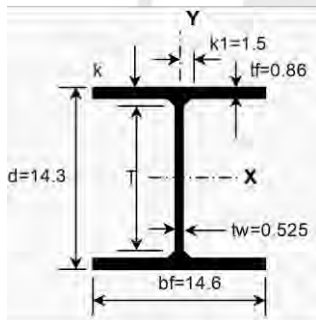
Las fuerzas axiales, flexión y cortantes son extraídas del modelo y después se verifica el diseño de la viga en análisis, la combinación máxima fue **1.2 D + 1.0 E + 0.5 L**:

$$M_u = 48.24 \text{ kip.ft}$$

$$V_u = 5.66 \text{ kip}$$

$$P_u = 583 \text{ kip}$$

Alternativa a fin de resistir las elevadas fuerzas de redistribución del BRB, se utilizará una sección de mayor área, siendo la sección W14x109 para el primer nivel.



Las propiedades de la sección W14x109:

$$E = 29000 \text{ ksi} \quad A_g = 32.00 \text{ in}^2 \quad t_2 = 14.60 \text{ in}$$

$$F_y = 50.00 \text{ ksi} \quad r_x = 6.22 \text{ in} \quad t_f = 0.86 \text{ in}$$

$$\Phi_b = 0.90 \quad r_y = 3.73 \text{ in} \quad S_x = 173 \text{ in}^3$$

$$\Phi_c = 0.85 \quad Z_x = 192.00 \text{ in}^3 \quad t_w = 0.53 \text{ in}$$

$$L = 104.40 \text{ in} \quad d = 14.30 \text{ in} \quad C_w = 20143. \text{ in}^6$$

Se obtuvieron los siguientes longitudes y momentos nominales límites para la sección W14x109:

$$L_p = 13.18 \text{ ft}$$

$$L_r = 48.42 \text{ ft}$$

$$M_r = 504.6 \text{ kip-ft}$$

a. Revisión de relaciones de ancho y espesor en columnas

Para el ala

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 9.99 \quad (4.50)$$

$$\frac{b_f}{2 t_f} = \frac{14.02}{2 (0.72)} = 8.49 \quad (4.51)$$

$$\lambda_p > \frac{b_f}{2 t_f} \quad \mathbf{OK} \quad (4.52)$$

Para el alma:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 90.5 \quad (4.53)$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{14.30}{0.53} = 23.96 \quad (4.54)$$

$$\lambda_p > \frac{h}{t_w} \quad \mathbf{OK} \quad (4.55)$$

Se verifica que la sección es sísmicamente compacta.

b. Compresión axial en columnas.

$$k = 1.00 ; l_b = 104.4 \text{ in}$$

Siendo:

Para la sección A2 W14x90

$$\lambda_{c1} = \frac{k \cdot l_b}{r_x} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 8.39 \quad (4.56)$$

$$\lambda_{c2} = \frac{k \cdot l_b}{r_y} = 13.99 \quad (4.57)$$

$$\lambda_c = 13.99 < 4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} \quad (4.58)$$

El esfuerzo de pandeo elástico es:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E_y}{\lambda_c^2} = 4063.85 \text{ ksi} \quad (4.59)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 49.74 \quad (4.60)$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = \mathbf{1340 \text{ kip}} \quad (4.61)$$

De manera similar para la sección original W14x68 se obtuvo:

$$\phi_c P_n = \mathbf{744.32 \text{ kip}}$$

Para el primer nivel se usará la sección W14x90, entonces:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{583}{1340} = 0.44 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.62)$$

c. Flexión en columnas

Del estado límite de fluencia

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 800 \text{ kip} - \text{ft}$$

Del estado límite de pandeo lateral flexo torsional LTB

$L_b < L_p$, La viga se encuentra en la Zona 1

No es necesario realizar este análisis

Se escoge el menor

$$M_n = M_p = 800 \text{ kip} - ft \quad (4.63)$$

$$\phi_b \cdot M_n = 720 \text{ kip} - ft \quad (4.64)$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{48.2}{720} = 0.07 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.65)$$

d. Diseño por corte.

$$\phi_v = 0.90$$

Se verifica:

$$\frac{h}{t_w} = 23.96 \quad (4.66)$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59.00 \quad (4.67)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \mathbf{OK} \quad (4.68)$$

Entonces:

$$A_w = 2 \cdot d \cdot t_w = 7.51 \text{ in}^2 \quad (4.69)$$

$$V_n = 0.60 \cdot A_w \cdot F_y = 225.23 \text{ kips} \quad (4.70)$$

$$\phi_v \cdot V_n = 202.70 \text{ kips} \quad (4.71)$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = \frac{5.66}{202.70} = 0.03 \quad \mathbf{OK} \quad (4.72)$$

e. Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en columnas.

Se verifica:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.20 \quad \mathbf{OK} \quad (4.73)$$

Entonces:

$$R = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b \cdot M_n} = 0.50 \quad \mathbf{OK} \quad (4.74)$$

B. Verificación del diseño por fuerzas requeridas originadas por la deformación del BRB de $2.0 \Delta_{bm}$

Considerando solo un comportamiento elástico, se pueden ciertas asunciones para calcular la carga axial en las columnas. Este procedimiento es conservador. Se presenta un diagrama de cuerpo libre de las columnas analizadas:

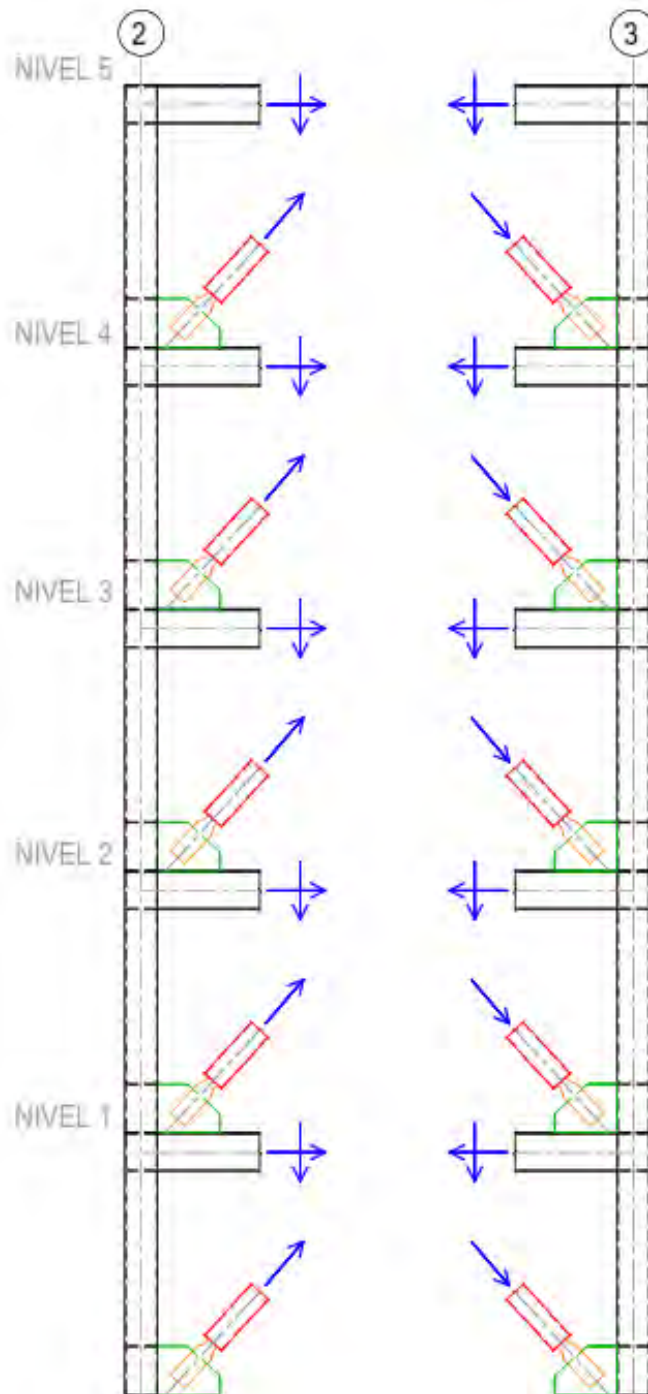


Figura 4.12. Fuerzas axiales en columnas caso V invertido "chevron"

La viga en todos los niveles tiene la misma sección W14x30 con:

$$\begin{aligned} M_p &= 197.08 \text{ kip-ft} \\ P_y &= 442.50 \text{ kip} \end{aligned}$$

La determinación de P_u se vio con anterioridad para el caso de análisis de la viga del primer nivel: $P_u = 160.79 \text{ kip}$.

$$\text{Si: } \frac{P_u}{P_y} = 0.36 > 0.15 \quad \mathbf{OK} \quad (4.75)$$

$$M_{pa} = 1.18 \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) M_p = 148 \text{ kip-ft} \quad (\text{AISC, 2010}) \quad (4.76)$$

$R_y = 1.10$ Para secciones W (AISC, 2010)

$$V_{pa} = \frac{2 \cdot R_y \cdot M_{pa}}{L'} \quad (4.77)$$

$$P_E = V_{pa} + C_{\max} \cdot \cos \psi \quad (4.78)$$

$$L' = \text{longitud libre} - \text{ancho columna} - \text{conexión} \quad (4.79)$$

$$L' = 8.7' - 14'' = 7.53' \quad (4.80)$$

Para el cálculo de las cargas axiales se considera la presencia de la carga muerta y viva mediante la siguiente combinación:

$$P_u = 1.2P_D + 0.50 P_L + \sum P_E \quad (4.81)$$

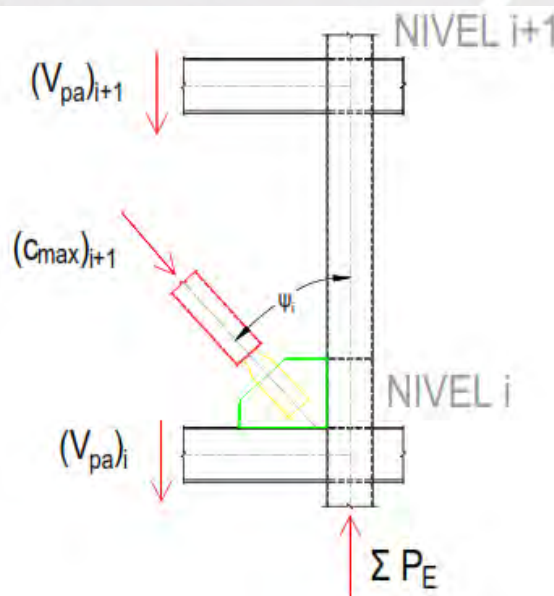


Figura 4.13. Diagrama de cuerpo libre de columna extremo 1 caso “chevron”

Se verifica el planteamiento de Sección W14x109 (Primer nivel): $P_u = 1130 \text{ kip}$

a. Compresión axial en columnas.

$$\phi_c P_n = 1284.29 \text{ kips} \quad (4.82)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{1130}{1340} = 0.84 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.83)$$

b. Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en columnas.

Se verifica:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.20 \quad \mathbf{OK} \quad (4.84)$$

Entonces:

$$R = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b \cdot M_n} = 0.88 \quad \mathbf{OK} \quad (4.85)$$

De manera resumida se presenta la Tabla 4.10 para las columnas del Eje 3 donde se verifica la compresión axial.

Tabla 4.10. Verificación axial de la columna 3/E para la deformación 2.0 Δb_m

Colum.	Viga			ψ	BRB $C_{max} \cdot \cos \psi$ kip	Colum. ΣP_e kip	Del modelo		Columna	
	P_u kip	M_{pa} kip-ft	V_{pa} kip				ΣP_d kip	ΣP_l kip	P_u kip	$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n}$
W14x68	36	214	62	44°	40	62	39	18	118	16%
W14x68	80	190	56	44°	87	158	112	34	309	42%
W14x68	99	181	53	44°	125	295	190	52	549	74%
W14x68	139	160	47	44°	161	465	211	63	729	98%
W14x109	137	160	47	44°	161	672	345	88	1130	84%

Se pudo apreciar que en el primer nivel el cambio de sección A2 (W14x109) cumple satisfactoriamente las cargas axiales producidas por la deformación máxima del BRB. En los niveles restantes se puede mantener la sección original B2 (W 14x68).

De la misma manera se analizó las columnas del eje 2. Esta vez se utilizará la tracción máxima producida por la deformación del BRB.

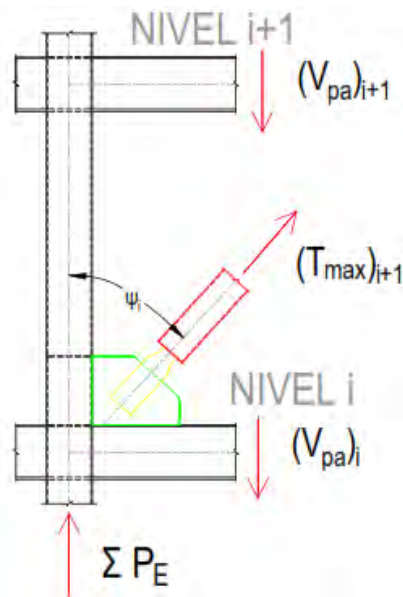


Figura 4.14. Diagrama de cuerpo libre de columna extremo 2 caso diagonal simple.

Tabla 4.11. Verificación axial de la columna 2/E para la deformación 2.0 Δ_{bm}

Colum.	Viga			Ψ_i	BRB	Colum.	Del modelo		Columna	
	Pu kip	M _{pa} kip-ft	T _{max} *cos ψ kip		T _{max} *cos ψ kip		ΣP_e kip	ΣP_d kip	ΣP_l kip	Pu kip
W14x68	36	214	62	44°	39	62	39	18	118	16%
W14x68	80	190	56	44°	80	78	112	34	229	31%
W14x68	99	181	53	44°	119	48	190	52	302	41%
W14x68	139	160	47	44°	154	-25	211	63	238	32%
W14x109	137	160	47	44°	152	-134	345	88	324	24%

Se puede apreciar la variación de las solicitaciones en las columnas si los BRB están a tracción máxima, esto puede requerir un análisis más profundo de la cimentación que no puede soportar cargas de tracción como se vio en la sección 4.2.10. La sección cumple en tracción y compresión máxima producida por el BRB, el diseño se da por satisfactorio.

4.2.8. DISEÑO DE DIAGONAL SIMPLE DE BRB

En esta sección se presenta el diseño de los BRB del primer al quinto nivel, ubicados en el Eje 1-1. Entre los ejes A y C. Del modelo se obtuvieron las mayores fuerzas axiales en el BRB según la combinación de análisis.

Luego, para calcular la resistencia del BRB se consideró en el análisis la variabilidad del material. Las especificaciones en este caso en promedio $F_{ySC} = 42 \text{ ksi}$ con una tolerancia de $\pm 4 \text{ ksi}$. Las áreas de los núcleos de acero se muestran en la Figura 4.15.

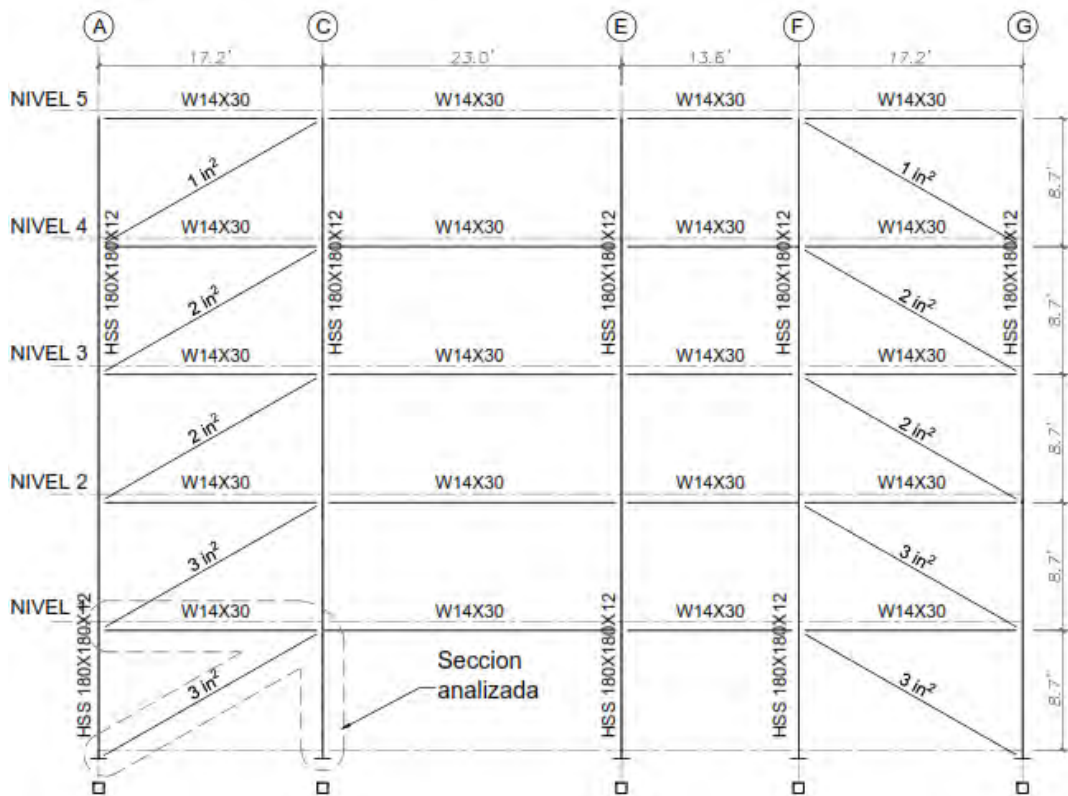


Figura 4.15. Modelo estructural - elevación eje 1-1 caso Diagonal simple.

En el caso del dispositivo del primer nivel se resume de la siguiente manera:

$$P_U = 60.9 \text{ kips}$$

Como se vio con anterioridad en la sección 3.2.2. se verifica la tracción del núcleo, Siendo el área del núcleo $A_{sc} = 3 \text{ in}^2$, al reemplazar en la ecuación 3.12:

$$\phi P_n = \phi F_{ySC} \times A_{sc} = 0.9 \times 42 \times 3 = 113.4 \text{ kip} \quad (4.86)$$

$$DCR = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{60.9}{113.4} = 0.54 < 1.00 \quad (4.87)$$

Se considero también la tolerancia ± 4 ksi, es decir el menor valor $F_{ySC} = 38$ ksi, de esta manera se obtuvo $DCR = 0.59 < 1.00$. Este valor es aceptable, de la misma manera se verifica el resto de BRB según la ecuación 4.86 como se muestra en el cuadro a continuación:

Tabla 4.12. Resistencia de los núcleos de acero, caso diagonal simple.

Nivel	Acero in ²	P _u KIP	ØP _n KIP	DCR %
1°	1	15	34.2	44%
2°	2	34	68.4	50%
3°	2	43	68.4	63%
4°	3	56	102.6	55%
5°	3	52	102.6	51%

4.2.8.1. Fuerzas de reajuste para BRB caso diagonal simple

En esta sección se determinó la resistencia ajustada del BRB, es decir cuando la deformación alcanza $2 \Delta_{bm}$ por recomendación como vimos en la sección 3.2.3. de esta investigación (AISC, 2010). Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 4.13. Los valores de ajuste fueron obtenidos de la curva esfuerzo deformación del BRB Figura 4.8.

Tabla 4.13. Factores de reajuste para BRB caso diagonal simple.

Piso	A _{sc}	P _{bx}	L _{ySC}	Δ _{bx}	Δ _{bm}	2.0Δ _{bm}	ε _{BRC}	Factores de ajuste		
	in ²	k	in	in	in	in	%	ω	ωβ	β
5°	1.00	10.7	152.8	0.056	0.34	0.68	0.44%	1.065	1.093	1.026
4°	2.00	21.6	152.8	0.057	0.34	0.68	0.45%	1.065	1.093	1.026
3°	2.00	25	152.8	0.066	0.40	0.79	0.52%	1.092	1.126	1.031
2°	3.00	31.9	152.8	0.056	0.34	0.67	0.44%	1.062	1.089	1.025
1°	3.00	27.6	152.8	0.048	0.29	0.58	0.38%	1.042	1.065	1.022

Seguidamente se presenta. Las fuerzas de BRB reajustadas. En este caso se utilizó el $F_{ySC} = 46$ ksi. Se obtuvieron C_{max} y T_{max} de las ecuaciones 3.17 y 3.18 respectivamente.

Tabla 4.14. Fuerzas de reajuste del BRB para caso diagonal simple.

Piso	P_{ysc} KIP	T_{max} KIP	C_{max} KIP
5°	46	49	50
4°	92	98	101
3°	92	100	104
2°	138	146	150
1°	138	144	147

4.2.8.2. Diseño de viga caso diagonal simple

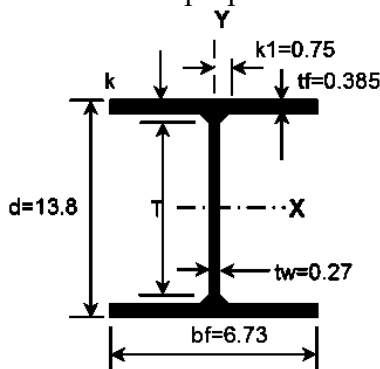
A modo de ilustración, se verifico la viga del primer nivel ubicada en el Eje 1-1. Entre los ejes A Y C. Como se mencionó en la sección 3.2.5. el procedimiento consiste en dos estados:

A. Verificación del diseño por fuerzas inducidas por la cortante sísmica en la base.

Las fuerzas axiales, flexión y cortantes son extraídas del modelo y después se verifica el diseño de la viga en análisis, la combinación máxima fue $1.2 D + 1.0 E + 0.5 L$:

$$\begin{aligned} M_u &= 74.05 \text{ kip.ft} \\ V_u &= 17.20 \text{ kip} \\ P_u &= 44.34 \text{ kip} \end{aligned}$$

Las propiedades de la sección W 14x30 son:



$$\begin{aligned} E &= 29000 \text{ ksi} & A_g &= 8.85 \text{ in}^2 & b_f &= 6.73 \text{ in} \\ F_y &= 50 \text{ ksi} & r_x &= 5.73 \text{ in} & t_f &= 0.39 \text{ in} \\ \Phi_b &= 0.90 & r_y &= 1.49 \text{ in} & S_x &= 42.05 \text{ in}^3 \\ \Phi_c &= 0.85 & Z_x &= 47.3 \text{ in}^3 & t_w &= 0.27 \text{ in} \\ L_b &= 206.4 \text{ in} & d &= 13.84 \text{ in} & C_w &= 885.24 \text{ in}^6 \end{aligned}$$

La resistencia por flexión depende de la longitud espaciada L_b que hay entre arriostres laterales de una viga no soportada lateralmente y del ala a compresión

(AISC-360), del procedimiento de la norma procedemos a calcular el Momento nominal de la viga en función de su longitud L_b .

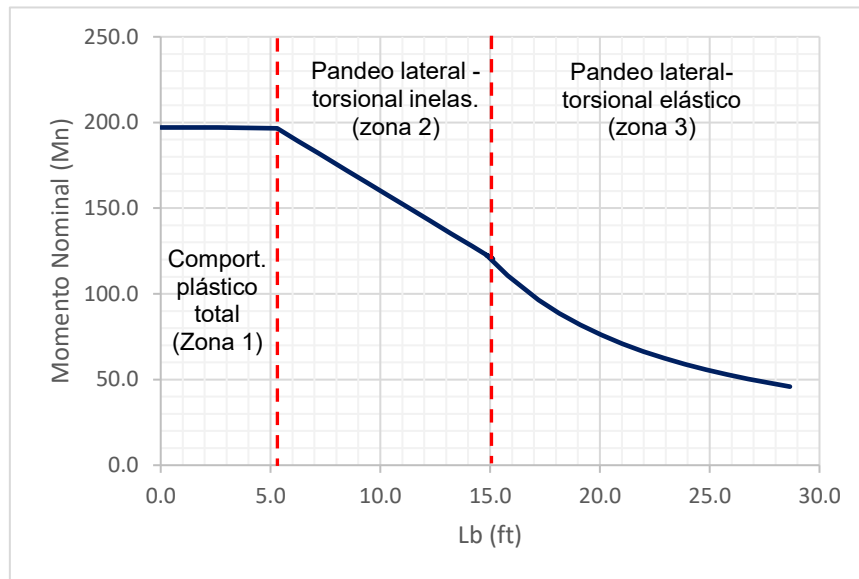


Figura 4.16. Momento nominal en función de la longitud para sección W14x30

De la Figura 4.16 se aprecia que la viga tiene tres distintos intervalos o zonas de pandeo dependientes de sus condiciones de soporte lateral. Conforme se incrementa la separación entre los soportes laterales, la viga empezara a fallar inelásticamente. En el caso la viga tiene L_b de 17.2 ft (Zona 3)

Se obtuvieron las siguientes longitudes y Momento de pandeo límite para la sección W14x30:

$$\begin{aligned} L_p &= 5.3 \text{ ft} \\ L_r &= 14.9 \text{ ft} \\ M_r &= 122.6 \text{ kip-ft} \end{aligned}$$

- a. Revisión de relaciones de ancho y espesor en vigas.

Se verificará que las secciones son compactas.

Para el ala:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 9.16 \quad (4.88)$$

$$\frac{b_f}{2 t_f} = \frac{6.73}{2 (0.39)} = 8.74 \quad (4.89)$$

$$\lambda_p > \frac{b_f}{2 t_f} \text{ OK} \quad (4.90)$$

Para el alma:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 90.5 \quad (4.91)$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{13.84}{0.39} = 48.81 \quad (4.92)$$

$$\lambda_p > \frac{h}{t_w} \quad \mathbf{OK} \quad (4.93)$$

Se verifica que la sección es sísmicamente compacta.

b. Compresión axial en vigas.

$$k = 1.00 ; l_b = 206.4 \text{ in}$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 113.43 \quad (4.94)$$

$$\lambda_{c1} = \frac{k \cdot l_b}{r_x} = 36.02 \quad (4.95)$$

$$\lambda_{c2} = \frac{k \cdot l_b}{r_y} = 138.52 \quad (4.96)$$

$$\lambda_c = \max(\lambda_{c1}, \lambda_{c2}) = 138.52 < 4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} \quad (4.97)$$

El esfuerzo de pandeo elástico es:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E_y}{\lambda_c^2} = 14.92 \text{ kips} \quad (4.98)$$

$$F_{cr} = 0.877F_e = 13.08 \text{ ksi} \quad (4.99)$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = 268.08 \text{ kips} \quad (4.100)$$

Siendo:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{24.83}{98.4} = 0.25 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.101)$$

c. Flexión en vigas.

Del estado límite de fluencia

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 197.1 \text{ kip} - \text{ft}$$

Del estado límite de pandeo lateral flexo torsional LTB

$L_b > L_r$, La viga se encuentra en la Zona 3

$C_b = 1.30$ Para el caso de la viga (McCormac, 2013)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 35.87 \text{ ksi} \quad (4.102)$$

$$M_{nLTB} = F_{cr} \cdot S_x = 125.56 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad (4.103)$$

Se escoge el menor

$$M_n = \min(M_p, M_{nLTB}) \quad (4.104)$$

$$M_n = 125.56 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad (4.105)$$

$$\phi_b \cdot M_n = 113 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad (4.106)$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{100}{113} = 0.88 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.107)$$

d. Diseño por corte.

$$\phi_v = 0.90$$

Se verifica:

$$\frac{h}{t_w} = 48.81 \quad (4.108)$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59 \quad (4.109)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \mathbf{OK} \quad (4.110)$$

Entonces:

$$A_w = d \cdot t_w = 3.74 \text{ in}^2 \quad (4.111)$$

$$V_n = 0.60 \cdot A_w \cdot F_y = 112.1 \text{ kips} \quad (4.112)$$

$$\phi_v \cdot V_n = 100.89 \text{ kips} \quad (4.113)$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = \frac{30.7}{100.89} = 0.30 \quad \mathbf{OK} \quad (4.114)$$

e. Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en vigas.

Se verifica:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.20 \quad \mathbf{OK} \quad (4.115)$$

Entonces:

$$R = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b \cdot M_n} = 1.04 \quad \mathbf{NO CUMPLE} \quad (4.116)$$

Sera necesario realizar arriostramiento lateral en la viga para disminuir la longitud no arriostrada.

B. Verificación del diseño por fuerzas requeridas originadas por la deformación límite del BRB ($2.0 \Delta_{bm}$)

Considerando solo un comportamiento elástico, se permite dar ciertas premisas para calcular la carga axial en la viga. Este procedimiento es conservador. Se presenta un diagrama de cuerpo libre de la viga analizada:

$$V_{c_{i+1}} = V_c = 0 \text{ Cortante en columnas se asumen igual a cero.}$$

F_i es la suma de las fuerzas del nivel considerando el comportamiento descrito. Se analizará los nudos de las vigas.

$$F_i = T_{max_i} \cdot \sin(\psi_i) - T_{max_{i+1}} \cdot \sin(\psi_{i+1}) \tag{4.117}$$

$$P_{u_i} = T_{max_{i+1}} \cdot \sin(\psi_{i+1}) + \frac{F_i}{2} \tag{4.118}$$

$$P_u = P_{u_i} \tag{4.119}$$

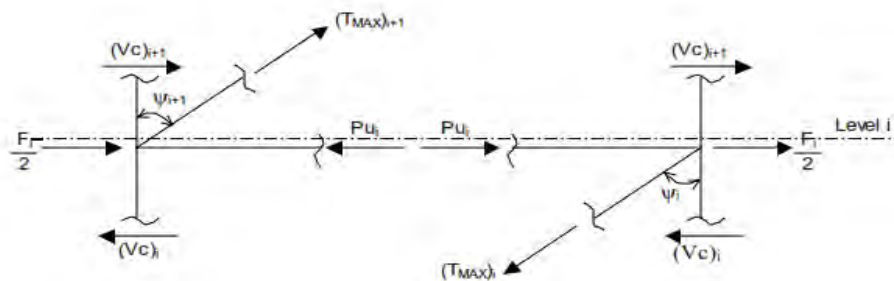


Figura 4.17. Fuerzas axiales en viga del primer piso caso diagonal simple

De la Tabla 4.15 previamente vista y utilizando la geometría se obtiene la siguiente tabla de cargas axiales en vigas.

Tabla 4.15. Carga axial en vigas caso diagonal simple.

Nivel	ψ_i	ψ_{i+1}	T_{MAX_i} kip	$T_{MAX_{i+1}}$ kip	F_i kip	P_{u_i} kip
5	63°	63°	49	0	43.65	21.83
4	63°	63°	98	49	43.65	65.48
3	63°	63°	100	98	2.21	88.41
2	63°	63°	146	100	40.97	110.00
1	63°	63°	144	146	-2.36	129.31

Para el ejemplo, se considera la viga del primer nivel.

$$M_u = 100.08 \text{ kip.ft}$$

$$V_u = 27.72 \text{ kip}$$

$$P_u = 129.31 \text{ kip}$$

a. Compresión axial en vigas.

Se considera arriostrar con *dos soportes laterales*.

$$k = 1.00 ; l_b = 206.4/3 = 68.8 \text{ in} \quad (4.120)$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 113.43 \quad (4.121)$$

$$\lambda_{c1} = \frac{k \cdot l_b}{r_x} = 12.01 \quad (4.122)$$

$$\lambda_{c2} = \frac{k \cdot l_b}{r_y} = 46.17 \quad (4.123)$$

$$\lambda_c = \max(\lambda_{c1}, \lambda_{c2}) = 46.17 < 4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} \quad (4.124)$$

El esfuerzo de pandeo elástico es:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E_y}{\lambda_c^2} = 134.24 \text{ ksi} \quad (4.125)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 42.78 \text{ ksi} \quad (4.126)$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = 321.83 \text{ kips} \quad (4.127)$$

Siendo:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{129.31}{321.83} = 0.4 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.128)$$

b. Flexión en vigas.

Del estado límite de fluencia

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 197.1 \text{ kip-ft}$$

Del estado límite de pandeo lateral flexo torsional LTB

$L_r > L_b > L_p$, La viga se encuentra en la Zona 2

$C_b = 1.3$ Para el caso de la viga (McCormac, 2013)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 256.35 \text{ ksi} \quad (4.129)$$

$$M_{nLTB} = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \quad (4.130)$$

$$= 251.46 \text{ kip.ft}$$

Se escoge el menor

$$M_n = \min(M_p, M_{nLTB}) \quad (4.131)$$

$$M_n = 197.08 \text{ kip.ft} \quad (4.132)$$

$$\phi_b \cdot M_n = 177.38 \text{ kip.ft} \quad (4.133)$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{100}{177.36} = 0.56 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.134)$$

c. Diseño por corte.

$$\phi_v \cdot V_n = 100.89 \text{ kips} \quad (4.135)$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = \frac{14.85}{100.9} = 0.27 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.136)$$

d. Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en vigas.

Se verifica:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.20 \quad \mathbf{OK} \quad (4.137)$$

Entonces:

$$R = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b \cdot M_n} = 0.98 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.138)$$

El arriostramiento lateral es suficiente para asegurar el diseño en el estado B y por consiguiente también lo será en el estado A. Se considera colocar arriostramiento puntual mediante vigas secundarias, para controlar así la ocurrencia del pandeo lateral torsional, de la manera siguiente:

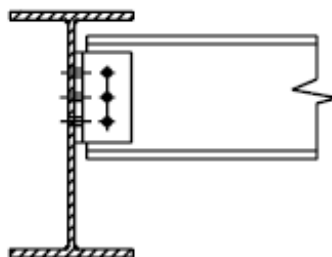


Figura 4.18 Arriostre lateral puntual mediante viga secundaria.

4.2.8.3. Diseño de columna caso diagonal simple

A modo de ilustración, se verifico las columnas del primer al quinto nivel ubicadas en el Eje 1-1. Entre los ejes A Y C. Como se mencionó en la sección 4.3.5. el procedimiento consiste en dos estados:

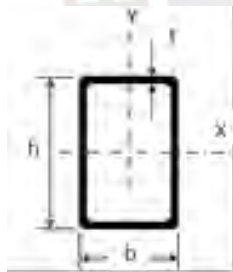
A. Verificación de resistencia por fuerzas inducidas por la cortante sísmica en la base.

Las fuerzas axiales, flexión y cortantes son extraídas del modelo y después se verifica el diseño de la viga en análisis, la combinación máxima fue $1.2 D + 1.0 E + 0.5 L$:

$$\begin{aligned} M_u &= 23.83 \text{ kip.ft} \\ V_u &= 4.97 \text{ kip} \\ P_u &= 387.0 \text{ kip} \end{aligned}$$

Debido a las elevadas cargas de compresión que son transferidas a las columnas por el BRB, se considero una sección HSS 10x10x1/2" para el primer y segundo nivel, a fin de garantizar la estabilidad de la estructura.

Las propiedades de la sección HSS 10x10x1/2" desde ahora **A1**



$$\begin{aligned} E &= 29000 \text{ ksi} & A_g &= 17.20 \text{ in}^2 & t_2 &= 10.0 \text{ in} \\ F_y &= 50.00 \text{ ksi} & r_x &= 3.85 \text{ in} & t_f &= 0.465 \text{ in} \\ \Phi_b &= 0.90 & r_y &= 3.85 \text{ in} & S_x &= 51.2 \text{ in}^3 \\ \Phi_c &= 0.85 & Z_x &= 60.70 \text{ in}^3 & t_w &= 0.465 \text{ in} \\ L &= 104.40 \text{ in} & d &= 10.0 \text{ in} & C_w &= 303.6 \text{ in}^6 \end{aligned}$$

- a. Revisión de relaciones de ancho y espesor en columnas. Se verificará que la sección es compacta.

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 26.97 \quad (4.139)$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{10.00}{0.465} = 18.39 \quad (4.140)$$

$$\lambda_p > \frac{b_f}{t_f} \quad \mathbf{OK} \quad (4.141)$$

- b. Compresión axial en columnas.

$$k = 1.00 ; l_b = 104.4 \text{ in}$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E_y}{F_y}} = 113.43 \quad (4.142)$$

$$\lambda_c = \frac{k \cdot l_b}{r_x} = 27.5 \quad (4.143)$$

El esfuerzo de pandeo elástico es:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E_y}{\lambda_c^2} = 391.27 \text{ kips} \quad (4.144)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 47.4 \quad (4.145)$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = 713.07 \text{ kip} \quad (4.146)$$

Para la sección original 180x180x12mm

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g = 476.25 \text{ kip} \quad (4.147)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{387}{713.07} = 0.54 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.148)$$

c. Flexión en columnas.

Del estado límite de fluencia

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 252.92 \text{ kip} - \text{ft}$$

Como la sección es sísmicamente compacta

$$M_n = M_p = 252.92 \text{ kip} - \text{ft} \quad (4.149)$$

$$\phi_b \cdot M_n = 227.63 \text{ kip} - \text{ft} \quad (4.150)$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{4.97}{227.63} = 0.02 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.151)$$

d. Diseño por corte.

$$\phi_v = 0.90$$

Se verifica:

$$\frac{h}{t_w} = 18.39 \quad (4.152)$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 59.00 \quad (4.153)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \mathbf{OK} \quad (4.154)$$

Entonces:

$$A_w = 2 \cdot d \cdot t_w = 8.48 \text{ in}^2 \quad (4.155)$$

$$V_n = 0.60 \cdot A_w \cdot F_y = 254.45 \text{ kips} \quad (4.156)$$

$$\phi_v \cdot V_n = 229.00 \text{ kips} \quad (4.157)$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = \frac{2.84}{229.00} = 0.012 \quad \mathbf{OK} \quad (4.158)$$

e. Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en columnas.

Se verifica:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.20 \quad \mathbf{OK} \quad (4.159)$$

Entonces:

$$R = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b \cdot M_n} = 0.64 \quad \mathbf{OK} \quad (4.160)$$



B. Verificación del diseño por fuerzas requeridas originadas por la deformación límite del BRB ($2.0 \Delta_{bm}$)

Considerando solo un comportamiento elástico, se permite dar ciertas asunciones para calcular la carga axial en las columnas. Este procedimiento es conservador. Se presenta un diagrama de cuerpo libre de las columnas analizadas:

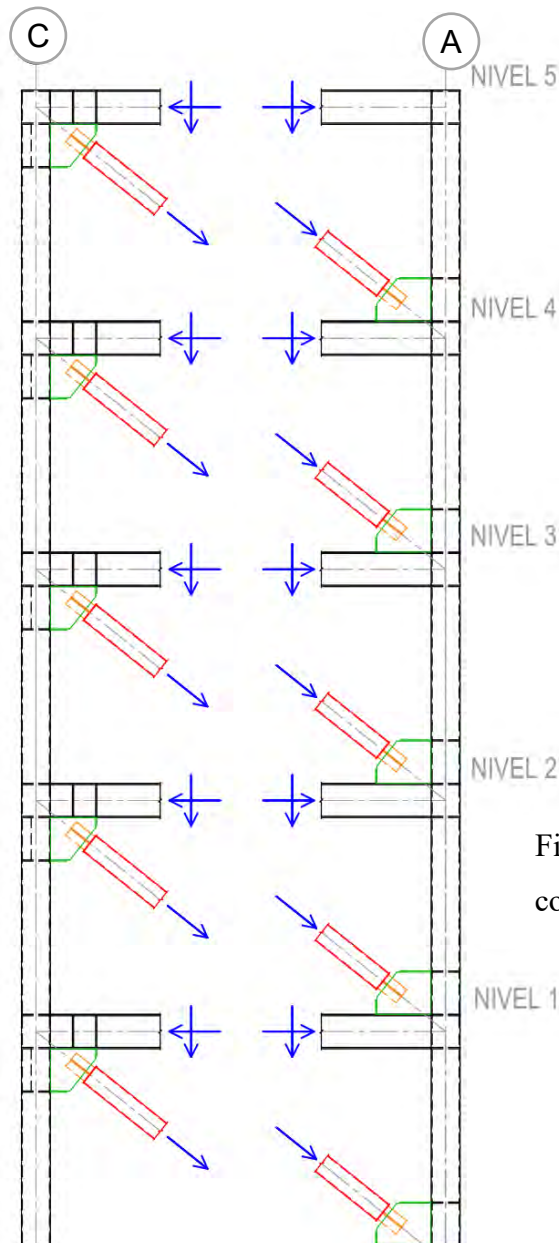


Figura 4.19. Fuerzas axiales en columnas caso diagonal simple

La viga en todos los niveles tiene la misma sección W14x30, en la sección anterior se analizó la viga, por lo tanto, de la ecuación 4.132 se tiene:

$$M_p = 197.1 \text{ kip-ft}$$

$$P_y = 442.50 \text{ kip}$$

La determinación de P_u de la viga se vio con anterioridad en el caso B de la sección anterior, para la viga del primer nivel se tiene: $P_u = 129.11 \text{ kip}$.

$$Si: \frac{P_u}{P_y} = \frac{129.11}{442.50} = 0.29 > 0.15 \quad \mathbf{OK} \quad (4.161)$$

$$M_{pa} = 1.18 \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) M_p = 164.6 \text{ kip} - \text{ft} \quad (\text{AISC}, 2010) \quad (4.162)$$

$$R_y = 1.30 \text{ Para secciones HSS } (\text{AISC}, 2010) \quad (4.163)$$

$$V_{pa} = \frac{2 \cdot R_y \cdot M_{pa}}{L'} \quad (4.164)$$

$$P_E = V_{pa} + T_{max} \cdot \cos \psi \quad (4.165)$$

$$L' = \text{longitud libre} - \text{ancho columna} - \text{conexion} \quad (4.166)$$

$$L' = 17.20' - 0.6' - 1' - 3.20'' = 14.07' \quad (4.167)$$

Para el cálculo de las cargas axiales se considera la presencia de la carga muerta y viva mediante la siguiente combinación:

$$P_u = 1.2P_D + 0.50 P_L + \sum P_E \quad (4.168)$$

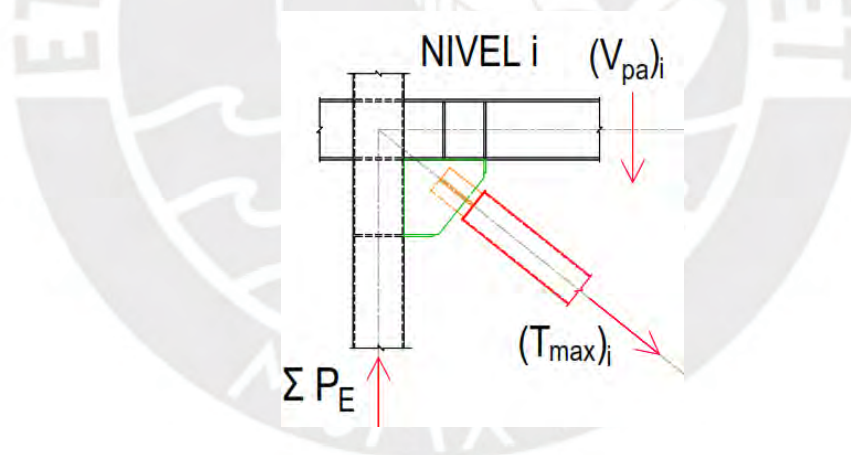


Figura 4.20. Diagrama de cuerpo libre de columna extremo 1 caso diagonal simple.

Se verifica el planteamiento de Sección HSS 10X10X1/2" (Primer-Segundo Nivel):

$$P_u = 684 \text{ kip}$$

- a. Compresión axial en columnas (Capítulo 5, E090).

$$\phi_c P_n = 713.07 \text{ kips} \quad (4.169)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{684}{713.07} = 0.96 < 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad (4.170)$$

- b. Fuerzas combinadas a flexión y fuerza Axial en vigas (Capítulo 8, E090).

Se verifica:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0.20 \quad \mathbf{OK} \quad (4.171)$$

Entonces:

$$R = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi_b \cdot M_n} = 0.99 \quad \mathbf{OK} \quad (4.172)$$

De manera resumida se presenta la Tabla 4.16 para las columnas del eje C donde se verifica la compresión axial y estabilidad a compresión axial.

Tabla 4.16. Verificación axial de la columna 1/C para la deformación 2.0 Δ_{bm}

Columna	Viga			ψ °	BRB $T_{max} \cdot \cos \psi$ kip	Columna ΣP_E kip	Del modelo		Columna	
	P_u kip	M_{pa} kip-ft	V_{pa} kip				ΣP_D kip	ΣP_L kip	P_u kip	$\frac{P_u}{\phi_c P_n}$
SEC. B1	22	221	41	1.10	22	63	38	8	113	24%
SEC. B1	65	198	37	1.10	45	144	89	16	259	54%
SEC. B1	88	186	34	1.10	46	224	140	23	404	85%
SEC. A1	110	175	32	1.10	67	323	182	31	557	78%
SEC. A1	129	165	30	1.10	65	419	223	38	684	96%

Se puede apreciar que en el primer y segundo nivel el cambio de sección A1 (HSS 10X10X1/2") cumple satisfactoriamente las cargas axiales producidas por la deformación. En los niveles restantes se puede mantener la sección original B1.

De la misma manera se analizará las columnas del eje A. Donde no se realizó el cambio de sección, se mantuvo la sección original B1.

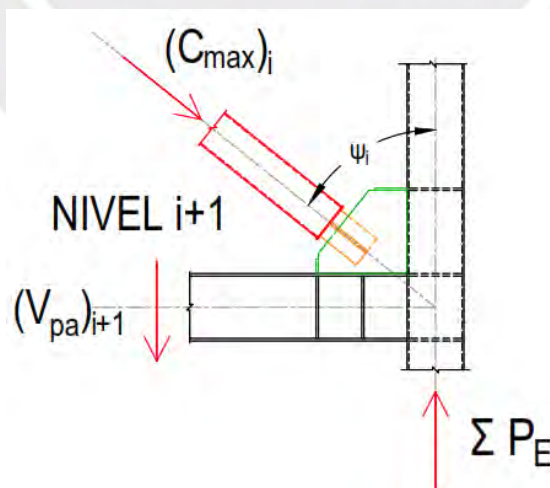


Figura 4.21. Diagrama de cuerpo libre de columna eje A.

Tabla 4.17. Verificación axial de la columna 1/A para la deformación 2.0 Δbm

Columna	Viga			ψ °	BRB $C_{max} \cdot \cos\psi$ kip	Columna ΣP_E kip	Del modelo		Columna	
	Pu kip	M_{pa} kip-ft	V_{pa} kip				ΣP_D kip	ΣP_L kip	Pu kip	$\frac{P_u}{\phi_c P_n}$
SEC. B1	22	221	41	63	23	0.00	14	3	18	4%
SEC. B1	65	201	37	63	46	63	29	5	101	21%
SEC. B1	88	187	35	63	47	146	45	8	205	43%
SEC. B1	110	179	33	63	68	228	61	11	306	64%
SEC. B1	129	179	33	63	67	329	84	14	437	89%

De esta manera se verifica que la sección original B1 (180x180x12mm) es suficiente.

4.2.9. Configuración final con BRB

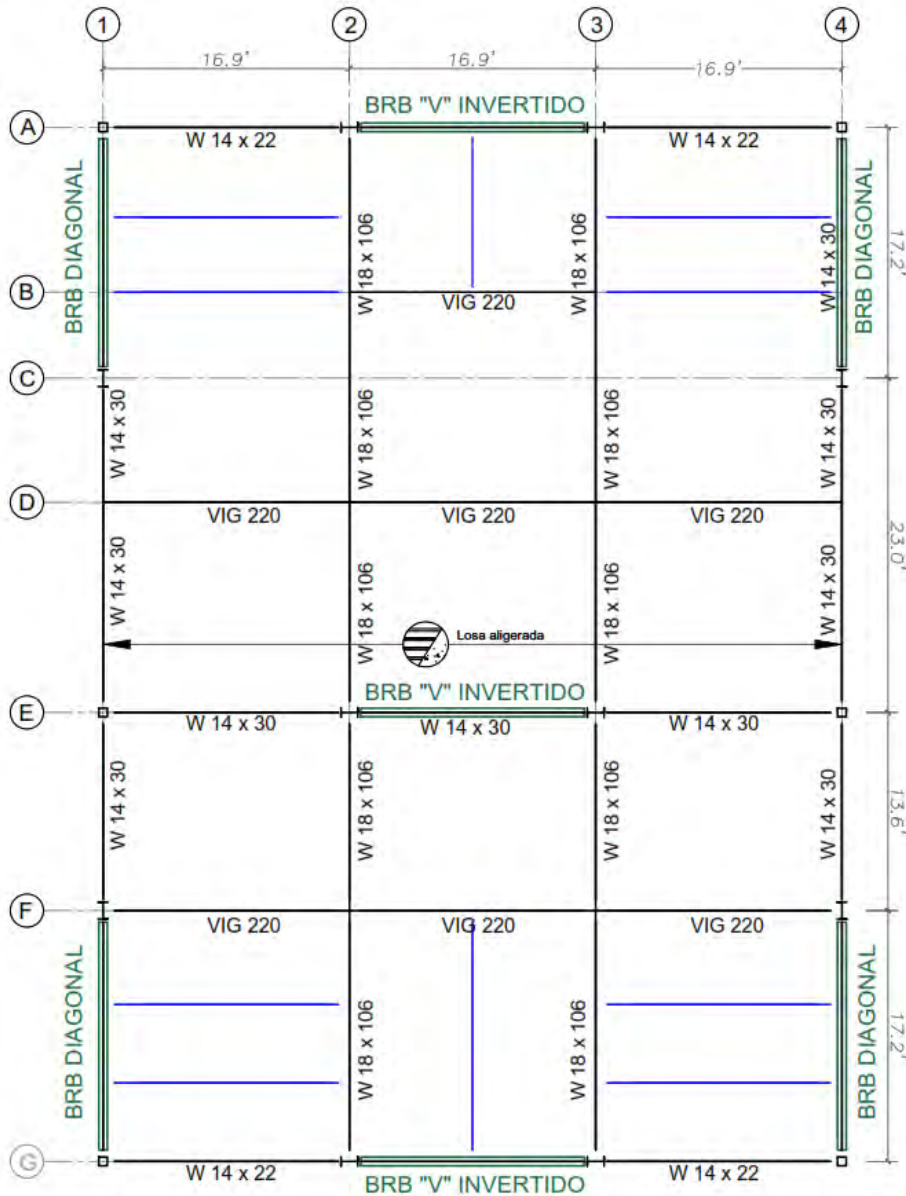


Figura 4.22. Planta corregida de sistema estructural con BRB



Figura 4.23. Pórtico lateral Eje 1 – 1 & Eje 4 - 4 con BRB

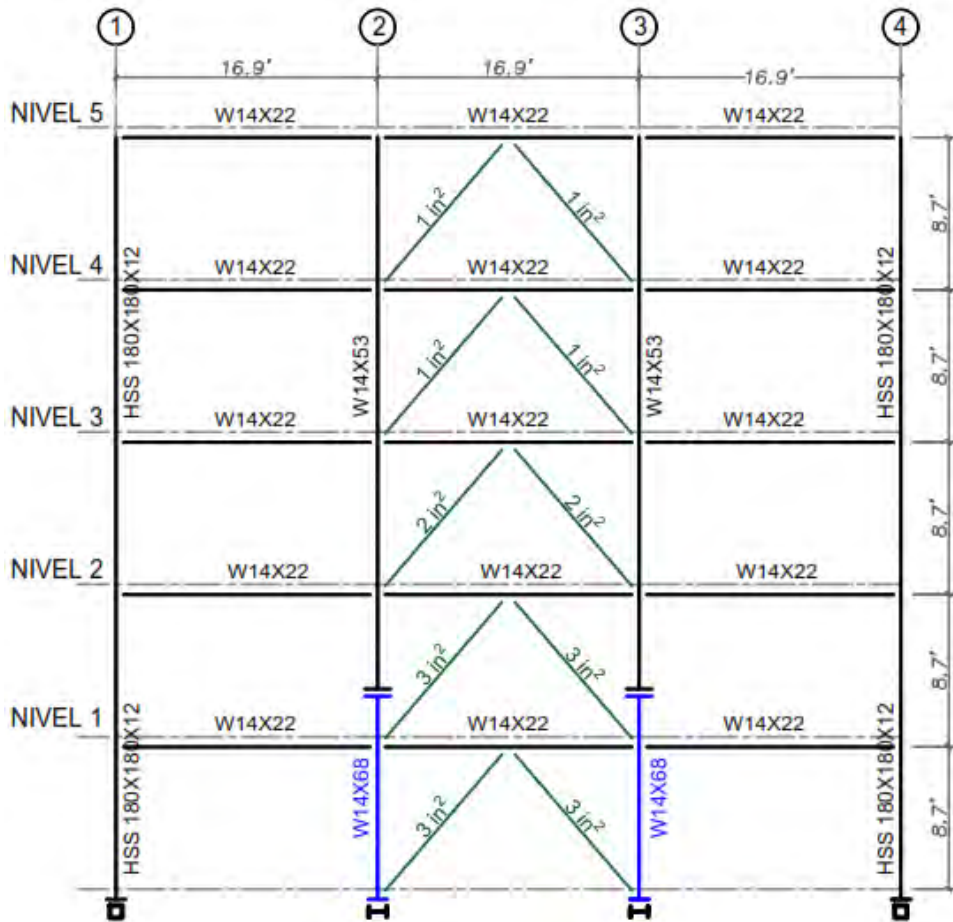


Figura 4.24. Pórtico lateral Eje A – A, Eje G – G con BRB

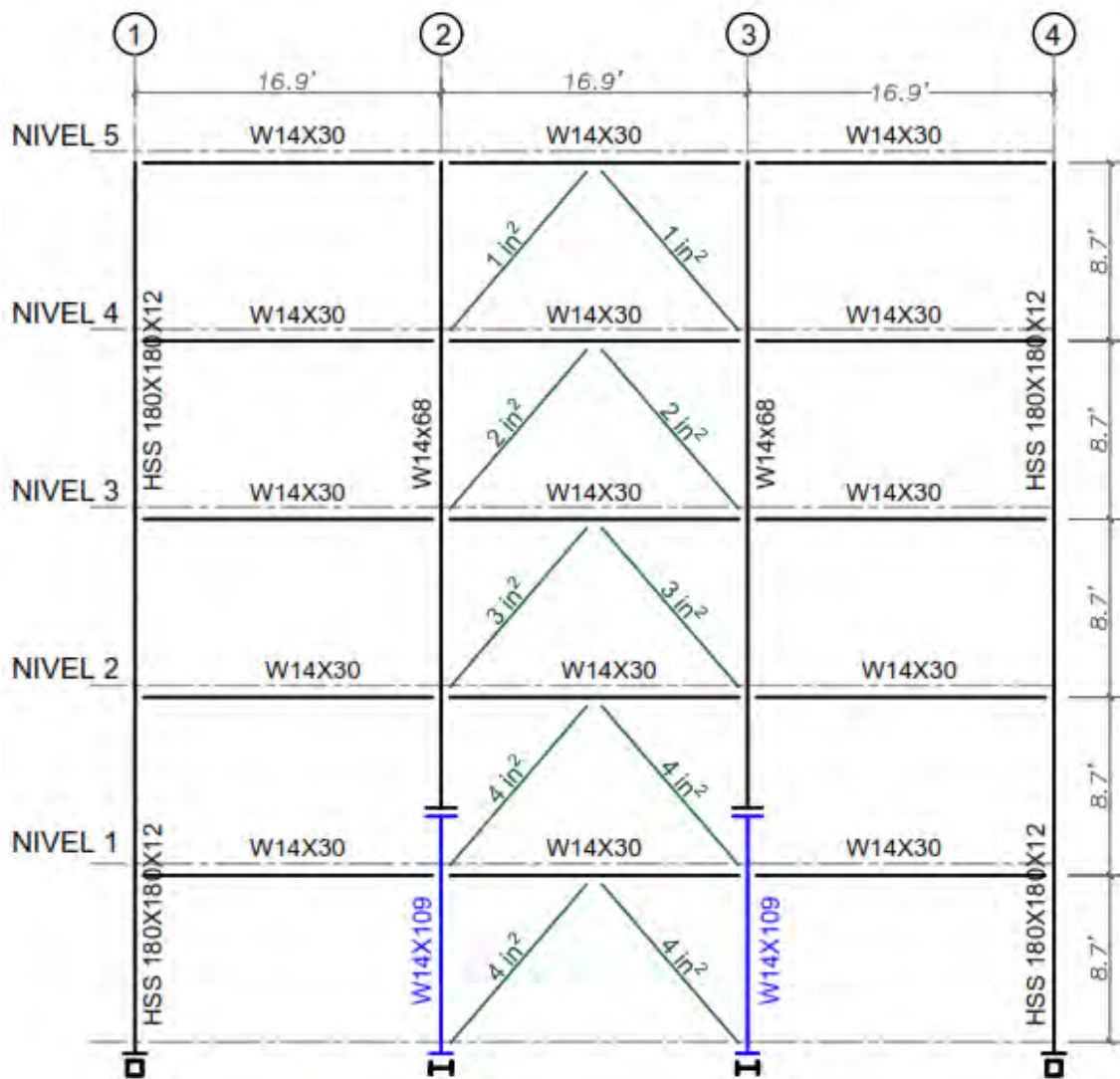


Figura 4.25. Pórtico intermedio Eje E – E con BRB

4.2.10. Análisis de cimentaciones

4.2.10.1. Cimentación original sistema SCBF

La subestructura se puede describir como una cimentación superficial según los criterios comunes de ingeniería, está conformada por zapatas aisladas y zapatas combinadas entre los pórticos con Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas (SRFS), como se ve en la Figura 4.26, la idea era capturar las fuerzas de tracción y compresión de cada paño e intentar equilibrarlos con las cargas gravitatorias asignadas a cada zapata combinada. Se conoce que para una profundidad de desplante (D_f) de 1.80m la capacidad portante del terreno es de 40 ton/m², algunos otros parámetros necesarios para realizar el análisis de interacción suelo estructura se encuentran en el Anexo III de la presente investigación.

4.2.10.2. Comportamiento con el reforzamiento con BRB

Como vimos en la sección anterior, el empleo de BRB puede conllevar a fuerzas importantes de tracción en los arriostres, que serán transmitidas al resto de la edificación, estas fuerzas se hacen importantes en los paños donde se encuentran los Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas (SRFS) y que a la vez presentan poca cargas de gravedad, como es el caso de la dirección Y-Y , los paños A/C, F/G de los ejes 1 y 4, frente a este nuevo escenario fue necesario analizar el comportamiento de la cimentación mediante el programa SAP2000, considerando la interacción dinámica suelo estructura en vez del clásico empotramiento en la base, este análisis se describe en la sección 4.3.

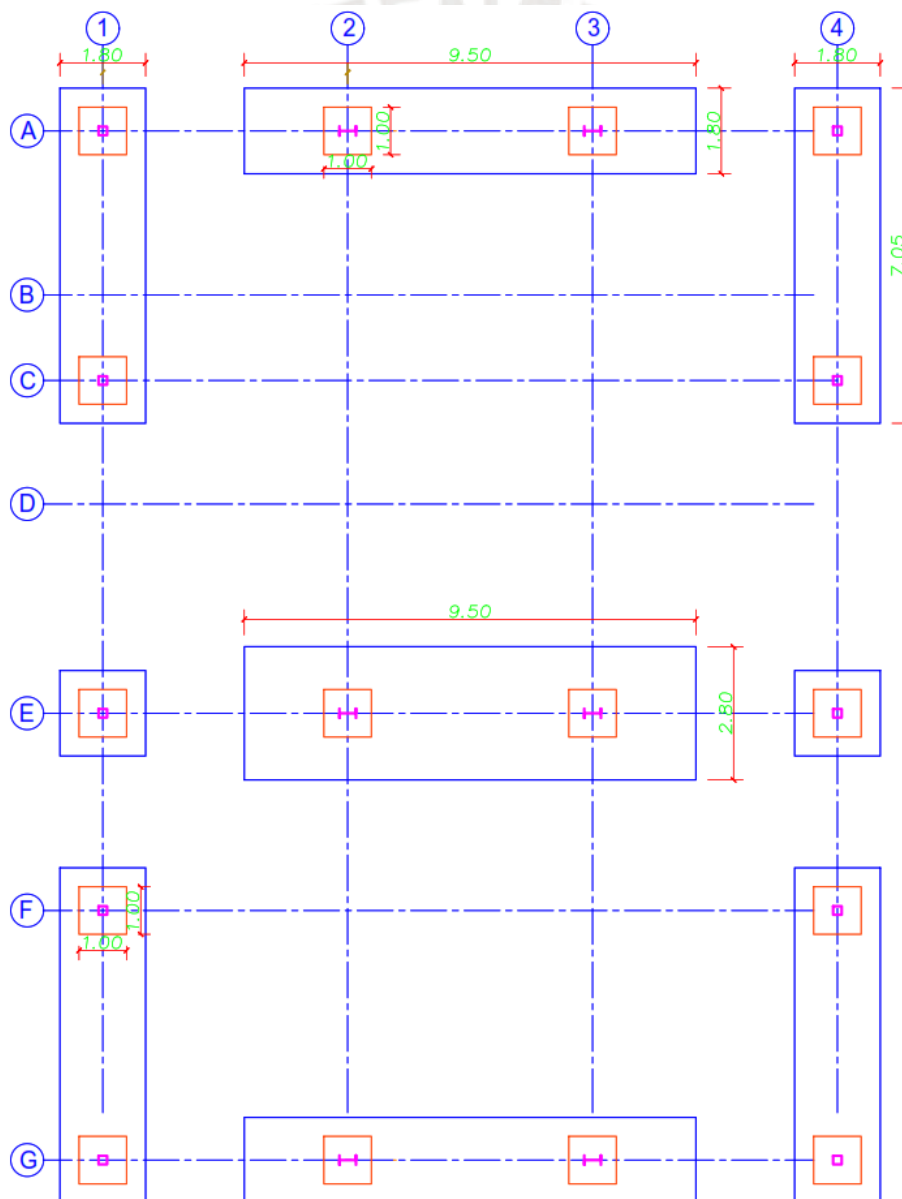


Figura 4.26 Cimentación edificio original sistema SCBF

4.2.10.3. *Alternativas de reforzamiento de la cimentación*

Se realizó un breve resumen sobre las alternativas que se tiene para realizar un reforzamiento de la cimentación de la edificación.

- **Ampliación de zapatas.**

El procedimiento es picando la zapata existente y cosiéndola a la nueva zapata con refuerzos o con resinas epoxicas, de esta manera se gana área de presión. También se puede construir la cimentación por debajo de la existente. Por encima de la cimentación se puede colocar concreto simple con el objetivo de aumentar las cargas gravitacionales permanentes a la que es sometido la cimentación, sin embargo, esta propuesta presenta problemas por los límites de propiedad por tratarse de cimentaciones perimetrales.

- **Vigas de cimentación entre zapatas existentes.**

Para esta alternativa se utilizarán las zapatas existentes y pedestales, mediante anclajes epoxicos se cose las vigas de cimentación a los zapatas y pedestales, de esta manera se consigue una cimentación más rígida, que puede trasladar las fuerzas a las que es sometidas al resto de cimentaciones aledañas. Es necesario que el concreto nuevo y el viejo queden totalmente adheridos, también la resistencia del concreto de las vigas debe ser igual o ligeramente superior al existente ya que de nada serviría que sea mucho mayor.

- **Inyección de Micropilotes**

Estos elementos cilíndricos con un diámetro inferior a 250mm, se caracterizan por llevar refuerzo de acero, por lo general este es perforado “in situ” y se procede a inyección del mortero a una cierta presión. Su resistencia dependerá principalmente de la fricción entre la lechada inyectada y el terreno, por lo cual puede resistir fuerzas elevadas a tracción. Sin embargo, se trata de un método no convencional, por lo general requiere de maquinaria y mano de obra calificada.

- **Elección del método de reforzamiento**

Dadas las alternativas planteadas en esta investigación, se prefirió el método por vigas de cimentación, debido a que el procedimiento se adapta a las necesidades del proyecto, además de ser el mejor cuando se comparan los costos de los distintos métodos, finalmente presenta facilidades frente a la dificultad de conectar la cimentación existente a la nueva, se utilizara vigas de cimentación de 50x100cm como se ve en la figura 4.27. estas conectan los pedestales a las cimentaciones aledañas. La cimentación se analizará con el programa SAP2000 para realizar el análisis con la edificación.

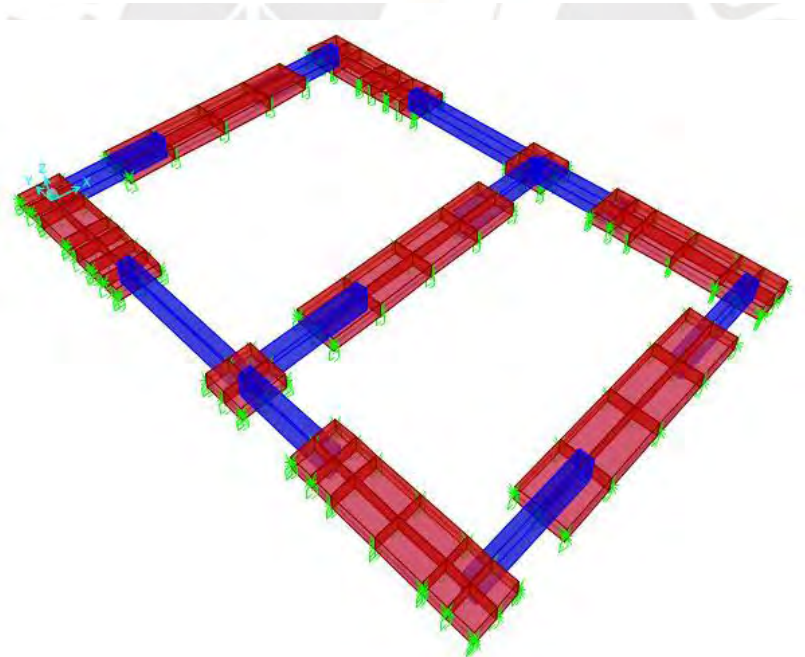
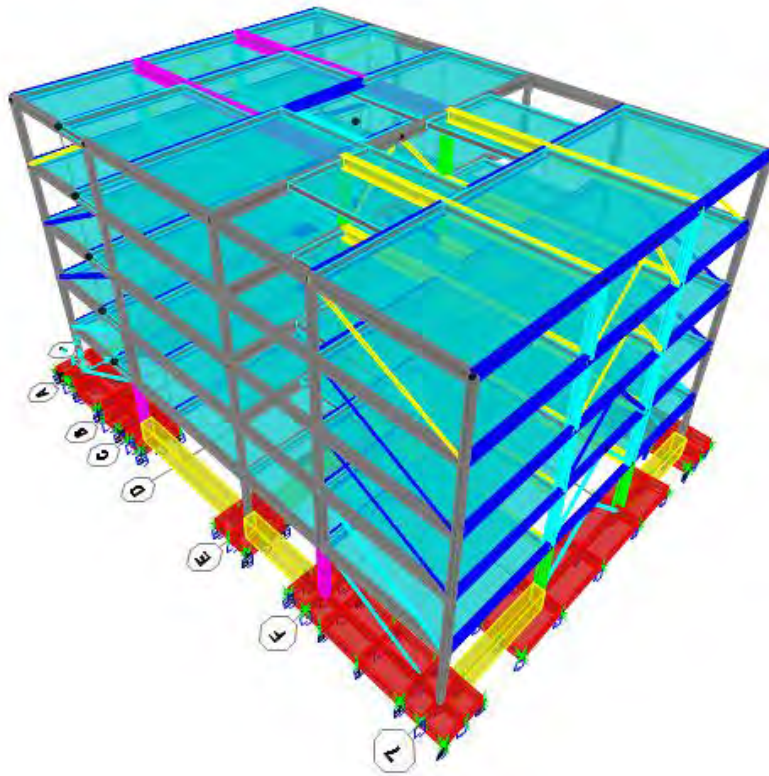


Figura 4.27. Cimentación reforzada mediante c/ vigas de cimentación.

La verificación de la cimentación planteada se realizará mediante un análisis de interacción dinámica suelo estructura, la cual consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo por lo que estará incluida en la sección 4.3 de análisis no lineal del edificio, los resultados de presión del suelo y deformación se presentan en el Anexo III de la presente investigación.

4.3. ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO

En el análisis de edificios de acero existen diferentes tipos de sistemas estructurales, tales como: pórticos a momentos y pórticos arriostrados. “Para cada sistema, las diferentes normas dan recomendaciones o sollicitaciones que deberán cumplirse con la finalidad de que se llegue a un determinado mecanismo plástico” (Silva Paytan, 2017). En el caso del edificio de la presente investigación pertenece al tipo de pórticos arriostrados, por recomendación del ASCE 41-13 el desarrollo del mecanismo plástico está orientado a la aparición de rotulas ya sea por compresión o tracción de los arriostres. Para realizar un análisis más equitativo se consideró el cambio de la sección de las columnas que vimos en la sección anterior en el edificio con SCBF, a continuación, se describe los mecanismos plásticos deseados para cada modelado analizado.

4.3.1. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

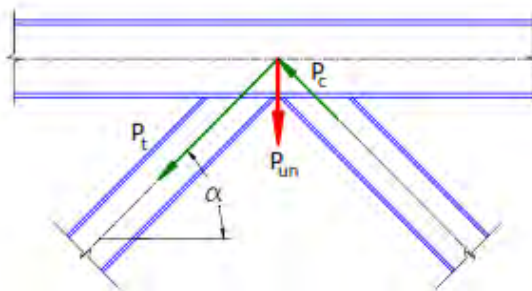
El análisis no lineal pushover fue llevado para evaluar el límite de fluencia global del sistema para obtener la curva de capacidad, incrementado progresivamente las fuerzas laterales proporcionales con la aproximación del modo fundamental, descritas en la sección de análisis lineal estático. Se consideró la masa del sistema como el 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva.

4.3.1.1. Sistemas especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)

A. Mecanismo de colapso esperado

- En la configuración V invertida cuando el arriostre comprimido pandea su capacidad resistente disminuye (hasta un valor P_c), mientras que la fuerza axial del arriostre traicionado aumenta (hasta un valor P_t), se origina así una fuerza vertical en la P_{un}

$$P_{un} = (P_t - P_c) \text{ Sen}\alpha$$



4.28. Fuerza vertical en el nudo resultante de la diferencia de los arriostres.

Fuente: (Crisafulli F. J., 2018)

- La columna zipper debe transferir la carga axial de desbalance P_{un} entre los pórticos. (Crisafulli F. J., 2018) describe que cuando se produce el pandeo de la primera riostra, la columna zipper transfiere carga hacia arriba y los arriostres comprimidos de los pisos superiores pandean en forma casi simultánea. La única viga que no tiene esta ayuda es la del último piso, por lo que se debe verificar de resistir las fuerzas que recibe.
- El modelamiento de los arriostres típicos se realizó por recomendaciones del ASCE/SEI 41-13 Como se vio en la sección 3.3.2., se obtuvieron los siguientes parámetros:

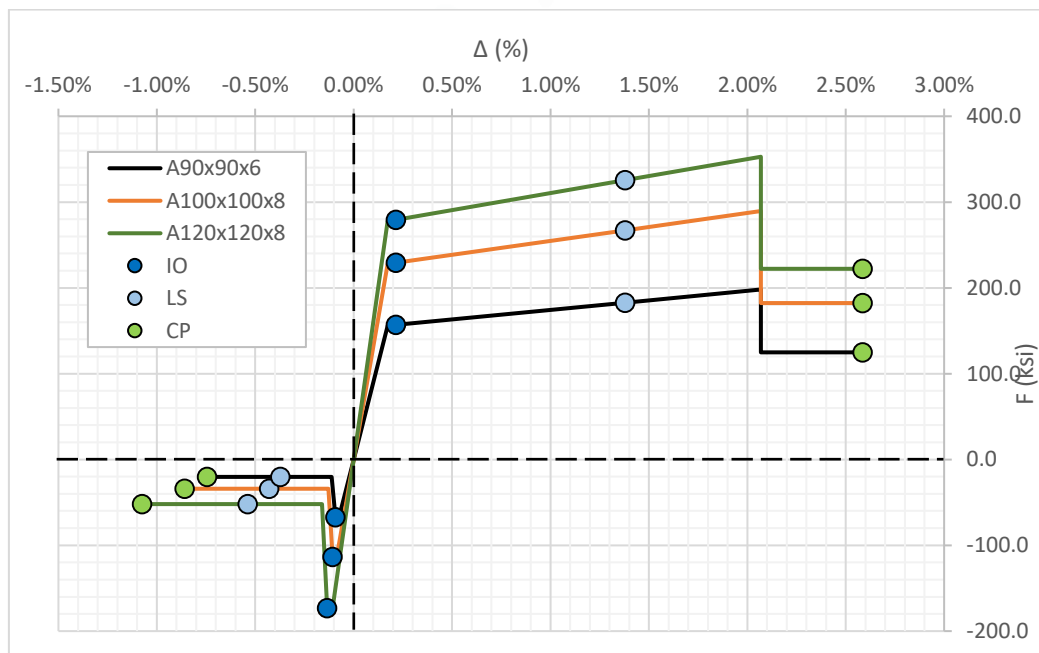


Figura 4.29. Curva esfuerzo-deformación arriostres típicos SCBF.

- Debido a que el sistema sismorresistente de la estructura a analizar corresponde a marcos arriostrados concéntricos del tipo BRB, se espera que las inelasticidades se concentren en las diagonales sísmicas. Por consiguiente, el resto de elementos estructurales debieran permanecer elásticos.
- Se espera que las columnas o las vigas ocasionen el desplazamiento último del sistema, una rotula plástica después del colapso en columnas por lo general desestabiliza el sistema.

B. Formación de rotulas plásticas

El mecanismo de formación de rotulas plásticas para la dirección X-X es:

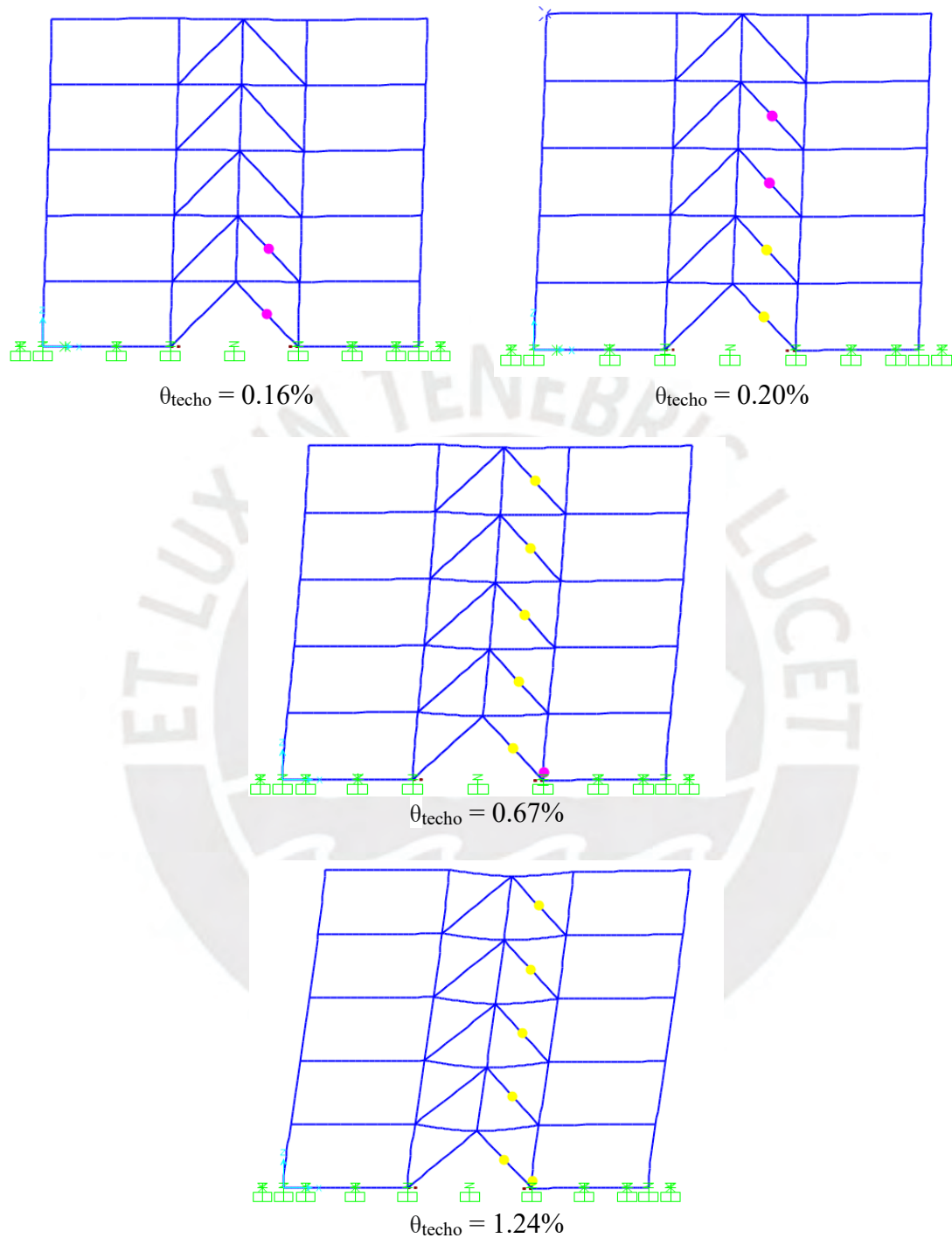
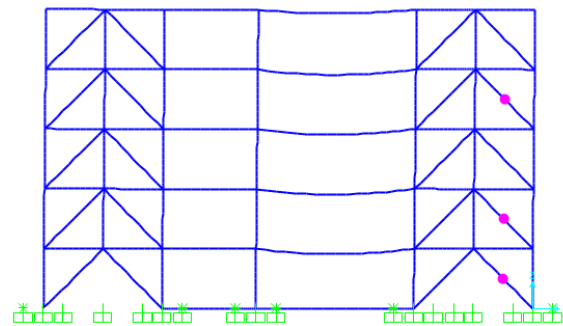


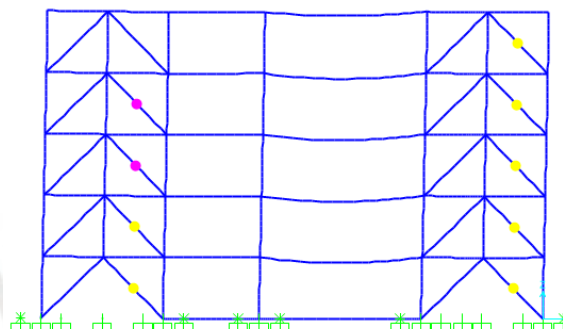
Figura 4.30 Mecanismo de colapso sistema SCBF Dirección X-X

La edificación ha alcanzado su desplazamiento de colapso 17.1 cm (1.24%), cuando la rótula de la columna del primer piso W14x109 supera el giro de prevención del colapso (θ_{CP}) la estructura ha alcanzado su desplazamiento ultimo. Se observó que los arriostres han perdido mucha de su resistencia al pandeo.

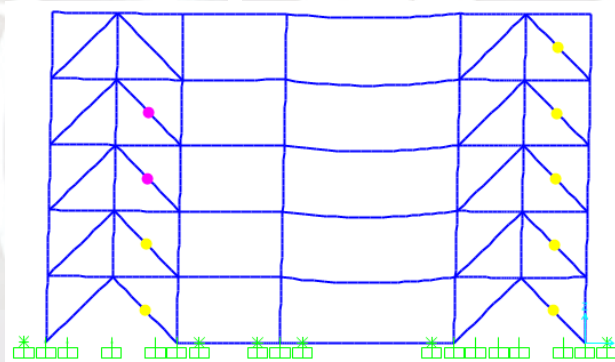
El mecanismo de formación de rotulas plásticas para la dirección Y-Y es:



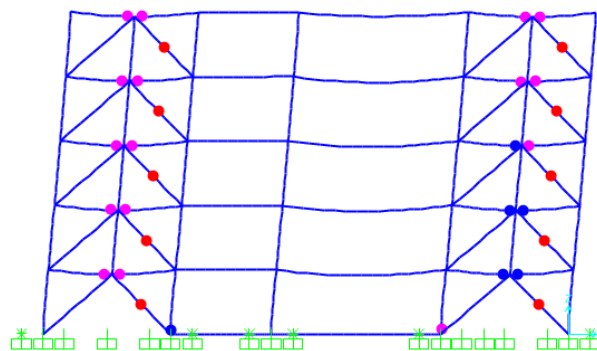
$$\theta_{techo} = 0.20\%$$



$$\theta_{techo} = 0.24\%$$



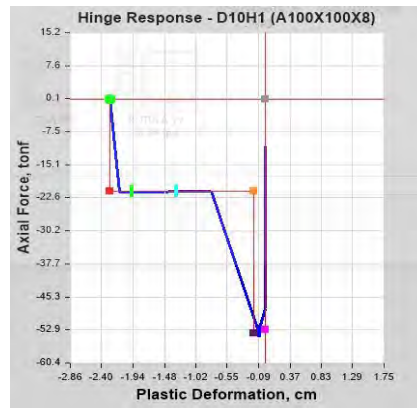
$$\theta_{techo} = 0.46\%$$



$$\theta_{techo} = 0.93\%$$

Figura 4.31. Mecanismo de colapso sistema SCBF Dirección Y-Y

La edificación ha alcanzado su desplazamiento de colapso 12.9 cm (0.93%), cuando los arriostres han alcanzado el punto E, el cual representa el colapso por pandeo como podemos ver en la figura. Se observó que las vigas han alcanzado el giro por fluencia.



4.3.1.2. Sistemas con arriostres de pandeo restringido BRBF

A. Mecanismo de colapso esperado

- El comportamiento esperado en compresión y tracción es similar por lo que no se espera fuerzas de desbalance en la configuración chevron, se espera que la viga sea capaz de resistir sin plastificarse las fuerzas laterales.
- Debido a que el sistema sismorresistente de la estructura a analizar corresponde a marcos arriostrados concéntricos del tipo BRB, se espera que las inelasticidades se concentren en las diagonales sísmicas. Por consiguiente, el resto de elementos estructurales debieran permanecer elásticos.
- El modelamiento de los arriostres típicos se realizó por recomendaciones del FEMA 356 Como se vio en la sección 3.3.2., se obtuvieron los siguientes parámetros:

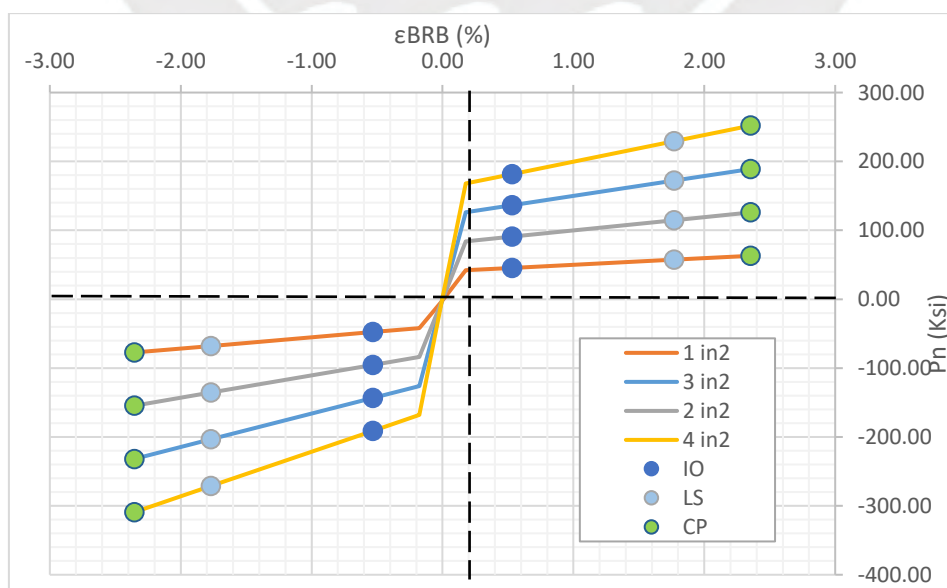


Figura 4.32. Curva esfuerzo-deformación arriostres típicos para edificio con BRB

B. Formación de rotulas plásticas

El mecanismo de formación de rotulas plásticas en el eje X-X se detalla a continuación:

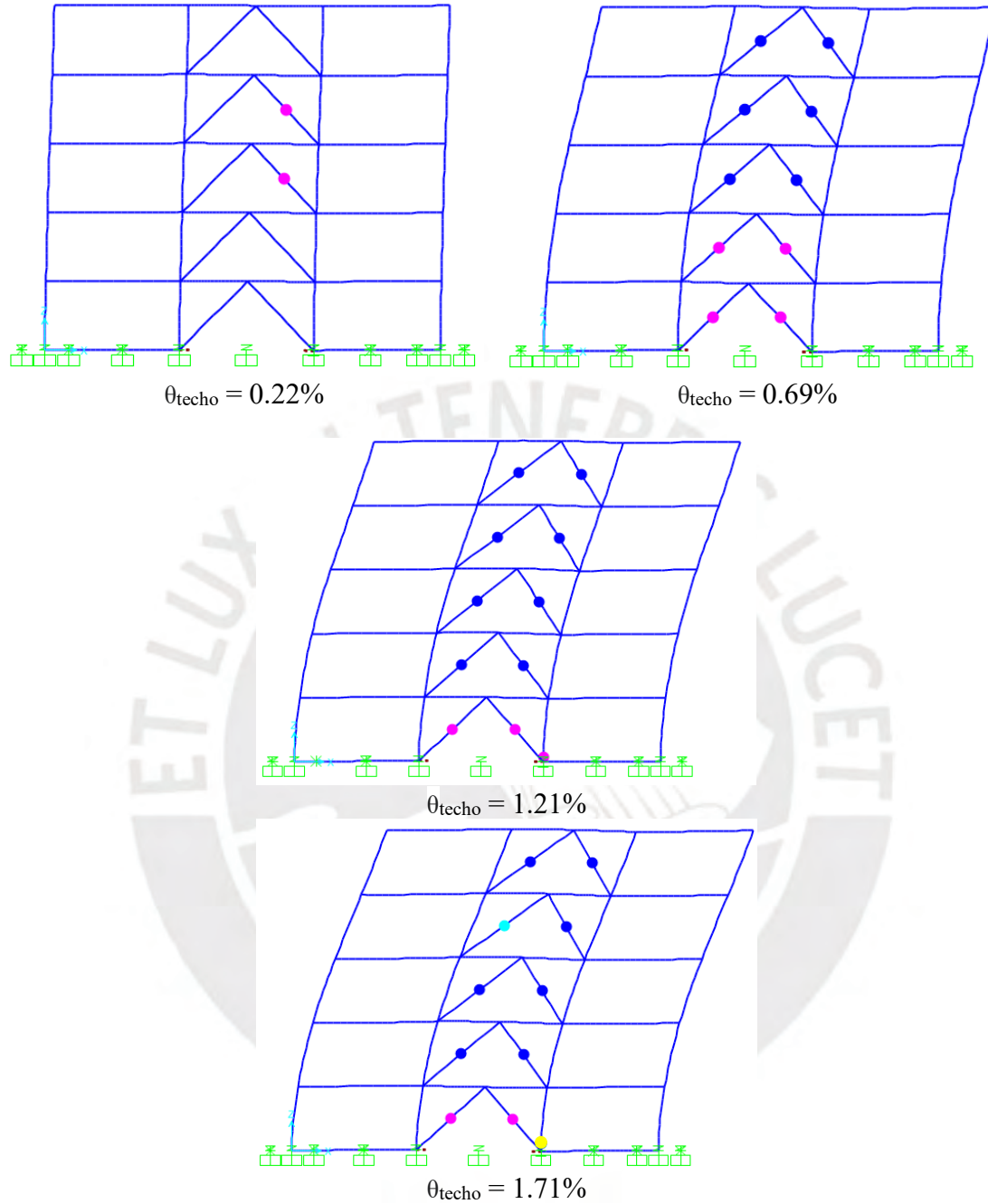


Figura 4.33. Mecanismo de colapso sistema SCBF Dirección X-X

La edificación ha alcanzado su desplazamiento de colapso 23.9 cm (1.71%), cuando la rótula de la columna del primer piso W14x109 supera el giro de prevención del colapso (θ_{CP}) la estructura ha alcanzado su desplazamiento ultimo. En este punto, se verifico que los BRB aún no han alcanzado su capacidad máxima a compresión o tracción, la viga se comporta de forma lineal.

El mecanismo de formación de rotulas plásticas en el eje Y-Y se detalla a continuación:

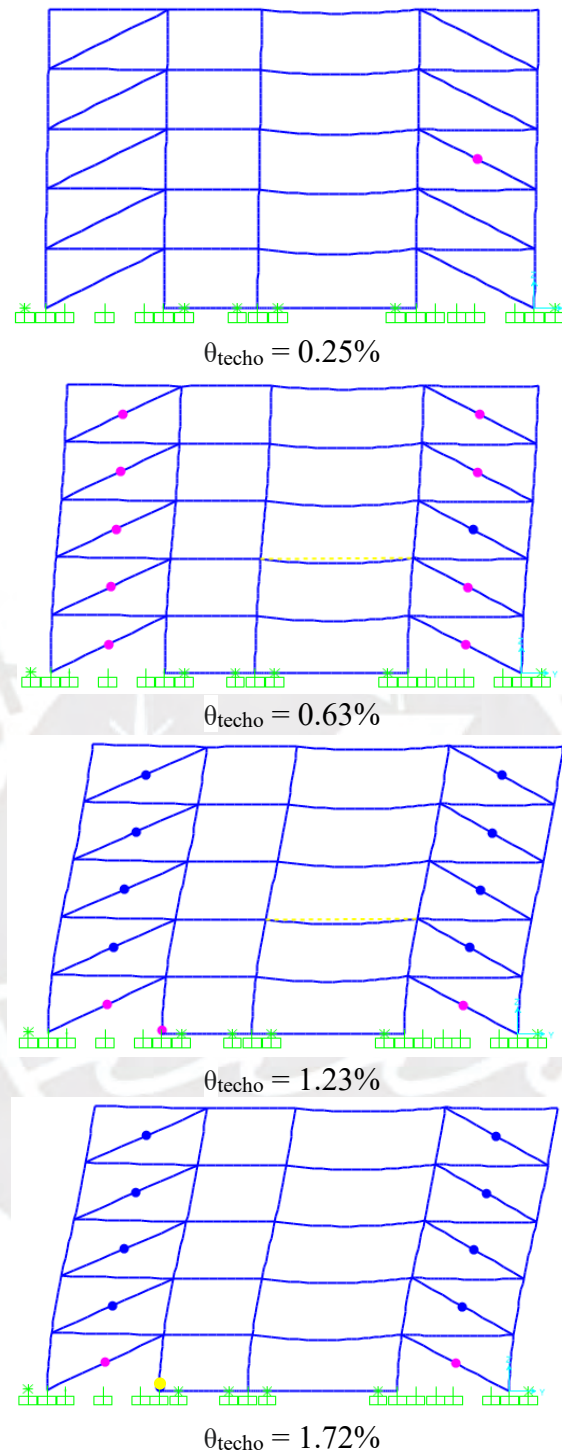


Figura 4.34. Mecanismo de colapso sistema BRBF Dirección Y-Y

Cuando la rótula de la columna HSS10x10x1/2'' supera el giro de prevención del colapso (θ_{CP}) la estructura ha alcanzado su desplazamiento último 25.7 cm (1.72 %), esta rotula se produce por la interacción de cargas axiales y momentos flectores. En este punto, se verifico que los BRB aún no han alcanzado su capacidad máxima a compresión o tracción.

4.3.1.3. Comparación de curvas de capacidad

La curva de capacidad obtenida por el programa ETABS se presenta a continuación como Deriva (%) y Cortante en la base (%Peso).

DIRECCIÓN X

En la figura 4.35 se representa la curva de capacidad comparativa entre los sistemas analizados. Para el sistema SCBF, en el estado 1, la estructura es linealmente elástica, en el estado 2, los primeros arriostres alcanzan el límite de resistencia elástica por compresión y también se alcanza la mayor fuerza cortante, para el estado 3 todos los arriostres han sufrido una significativa pérdida de resistencia al pandeo, las columnas zipper soportan las principales fuerzas de desbalance y la resistencia de la edificación disminuye, en el estado 4 los arriostres han degradado mucha de su resistencia a compresión, finalmente la columna alcanza el giro máximo de θ_{CP} . El sistema BRBF tiene una pendiente menor que significa una menor rigidez, en el estado I, la estructura se encuentra linealmente elástica, en el estado II, el primer BRB alcanza el límite elástico por compresión, para el estado III todos los BRB alcanzan el límite de fluencia en tracciones y compresiones respectivamente, la columna alcanza el θ_y , finalmente en el estado IV se alcanza θ_{CP} y la máxima fuerza cortante del sistema.

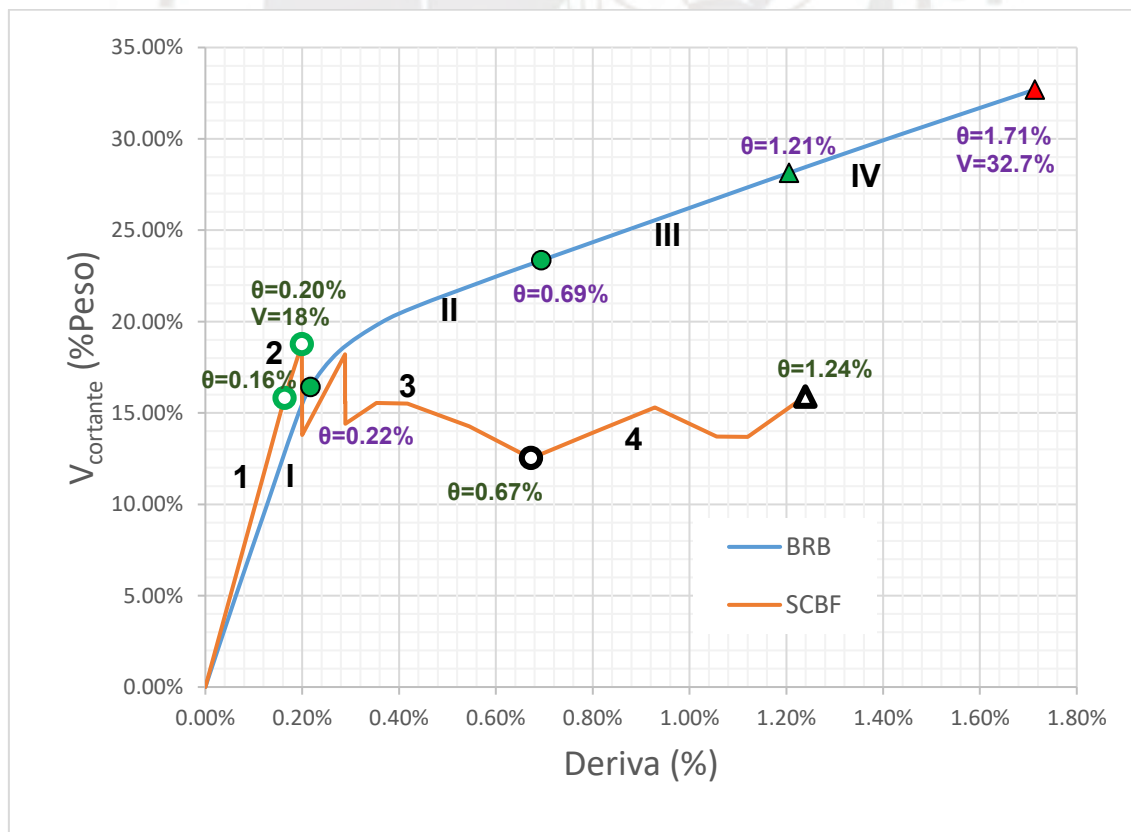


Figura 4.35. Comparación de curvas de capacidad SCBF vs BRBF Eje X-X.

DIRECCIÓN Y

En la figura 4.36 se representa la curva de capacidad comparativa entre los sistemas analizados. Para el sistema SCBF, en el estado 1, la estructura es linealmente elástica, en el estado 2, los primeros arriostres alcanzan el límite de resistencia elástica por compresión y también se alcanza la mayor fuerza cortante en el piso, para el estado 3 todos los arriostres han sufrido una significativa pérdida de resistencia al pandeo, las columnas zipper soportan las principales fuerzas de desbalance y la resistencia de la edificación disminuye, en el estado 4 los arriostres alcanzan la deformación máxima y ya no resisten fuerzas a compresión. El sistema BRBF tiene una pendiente menor que significa una menor rigidez, en el estado I, la estructura se encuentra linealmente elástica, en el estado II, posteriormente se generan tracciones y compresiones en los demás BRB, para el estado III los BRB están fluyendo a tracción o compresión, la columna alcanza el θ_y , finalmente en el estado IV se alcanza θ_{CP} y la máxima fuerza cortante del sistema.

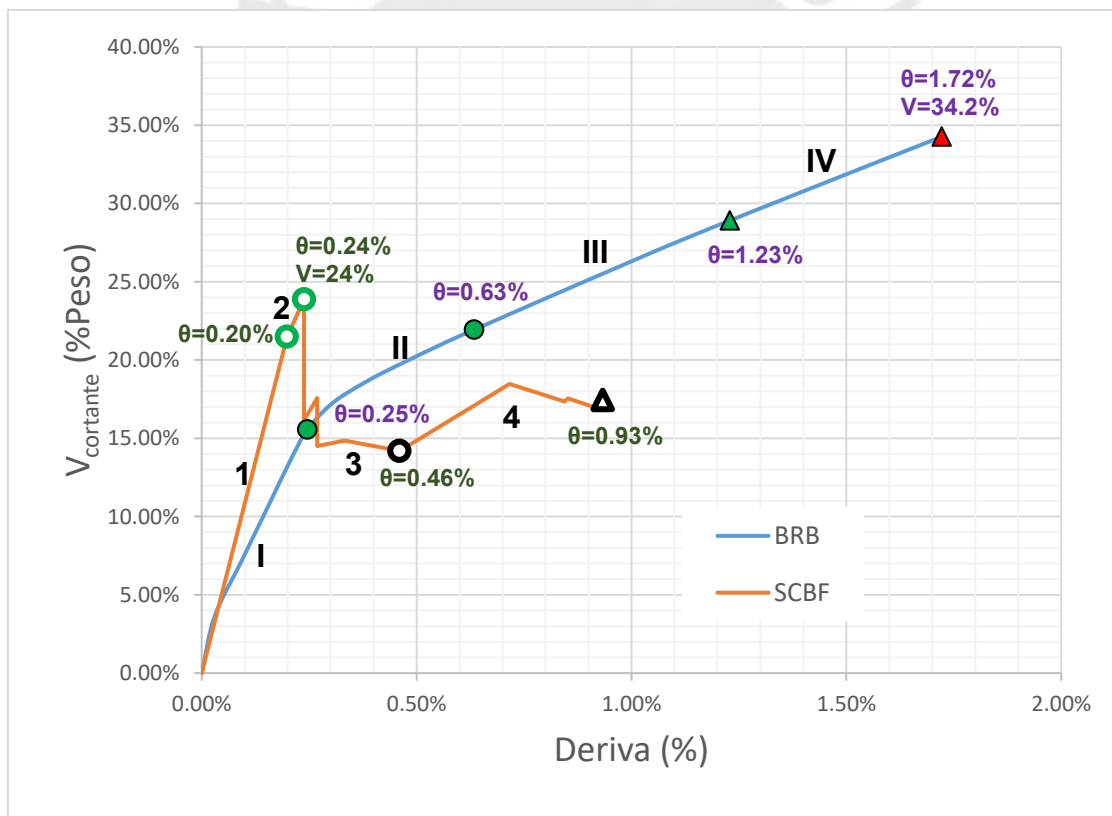


Figura 4.36. Comparación de curvas de capacidad SCBF vs BRBF Eje Y-Y.

Se aprecia que los sistemas convencionales SCBF no tienen mucha ductilidad en comparación de los sistemas BRBF, asimismo presentan mayor rigidez debido a que el diseño está limitado por relaciones de la esbeltez de los arriostres, se analizara los sistemas BRBF a continuación.

4.3.1.4. Verificación del sistema BRBF por desempeño

Se realizó el análisis por desempeño del sistema BRBF según el comité VISIÓN 2000, se considerará un sismo ocasional, raro y muy raro, respectivamente, el tipo de edificación en análisis se trata de una construcción básica, por lo que se relacionó con el nivel de desempeño esperado para este tipo de edificaciones.

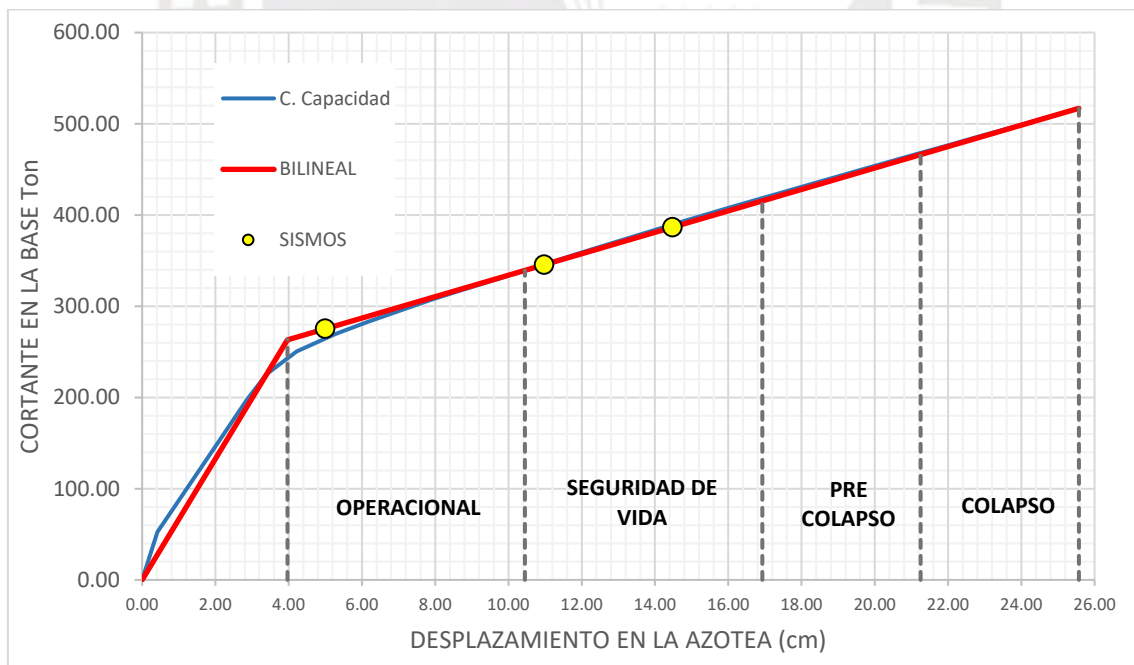
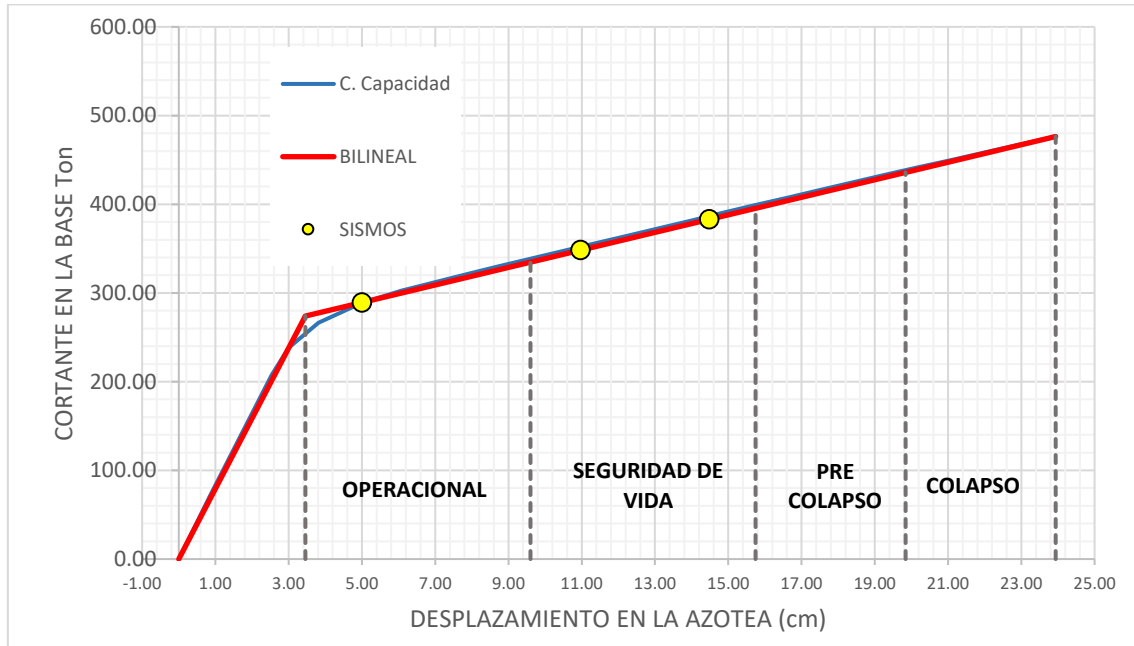


Figura 4.37. Evaluación por desempeño para el sistema BRB Eje X-X.y Y-Y

El edificio con BRB alcanza los niveles de desempeños esperados.

4.3.2. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (ANLD)

Debido a que el edificio cuenta un sistema resistente a fuerzas sísmicas (SFRS) compuesto exclusivamente por los dispositivos de disipación de energía, se espera que las inelasticidades se concentren en los arriostres. Por este motivo los demás elementos estructurales debieran permanecer elásticos (verificación posterior). Asimismo, se realizará el análisis considerando las recomendaciones para una edificación Categoría 1 de la norma chilena de sistemas de disipación de energía (Nch3411, 2017).

El modelo computacional es similar al utilizado en el análisis no lineal estático, con la diferencia que los arriostres de pandeo restringido son modelados con elementos tipo *Link* como se ve en la figura a continuación:

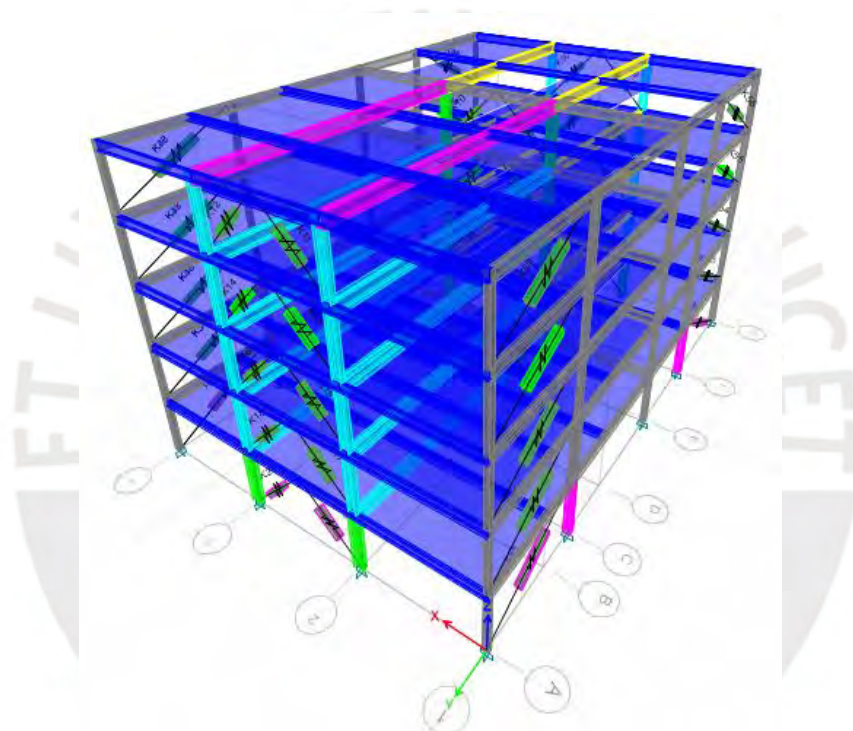


Figura 4.38. Modelo en ETABS del edificio para el ANLD.

Estos elementos tipo *Link* pueden presentar un comportamiento elástico o inelástico calibrado según los resultados obtenidos en el laboratorio, como se vio en la Figura 4.32., además el modelo de histéresis asociado a este es el “BRB Hardening Hysteresis Model” que considera la curva constitutiva y está diseñado principalmente para su uso con comportamiento axial, y considerar el aumento de la fuerza con la deformación plástica. Suponiendo que es posible asociar un amortiguamiento viscoso lineal a cada modo de vibrar se considera un amortiguamiento igual al 3% del crítico, esta es una recomendación de la Nch3411 para estructuras de acero. Asimismo se utilizara el método iterativo de integración numérica por las propiedades descritas en el capítulo anterior.

Para esta investigación se utilizó ocho registros, con estos se generaron acelerogramas compatibles con el espectro de respuesta de la norma E030, (Bonett & Pujades, 2002) indica que este método está basado en la superposición de ondas armónicas cuyas amplitudes son moduladas por una función envolvente temporal, que define la forma del acelerograma, mientras que su contenido frecuencial es modulado por medio de una función de densidad espectral evolutiva de potencia. Los ángulos de fase distribuidos normalmente entre 0 y 2π son generados aleatoriamente.

Los registros utilizados son los siguientes:

Tabla 4.18. Registros de aceleración del suelo

COD	FECHA	DENOMINACIÓN	PGA g	PGV cm/seg	PGD cm	M
7035	17/10/1966	Comp. N82W	0.184	13.23	7.35	7.5
7036	17/10/1966	Comp. N08E	0.275	-21.60	-16.60	7.5
7038	31/05/1970	Com. L	0.107	4.71	1.55	7.7
7039	31/05/1970	Com. T	0.100	6.98	2.64	7.7
7050	03/10/1974	1421 GCT Comp. N08E	0.182	10.30	-5.34	7.5
7051	03/10/1974	1421 GCT Comp. N82E	0.196	14.48	6.41	7.5
7044	5-Ene-74	N82W	0.070	4.03	0.59	6.6
7045	5-Ene-74	NO8E	0.070	-2.15	-0.45	6.6

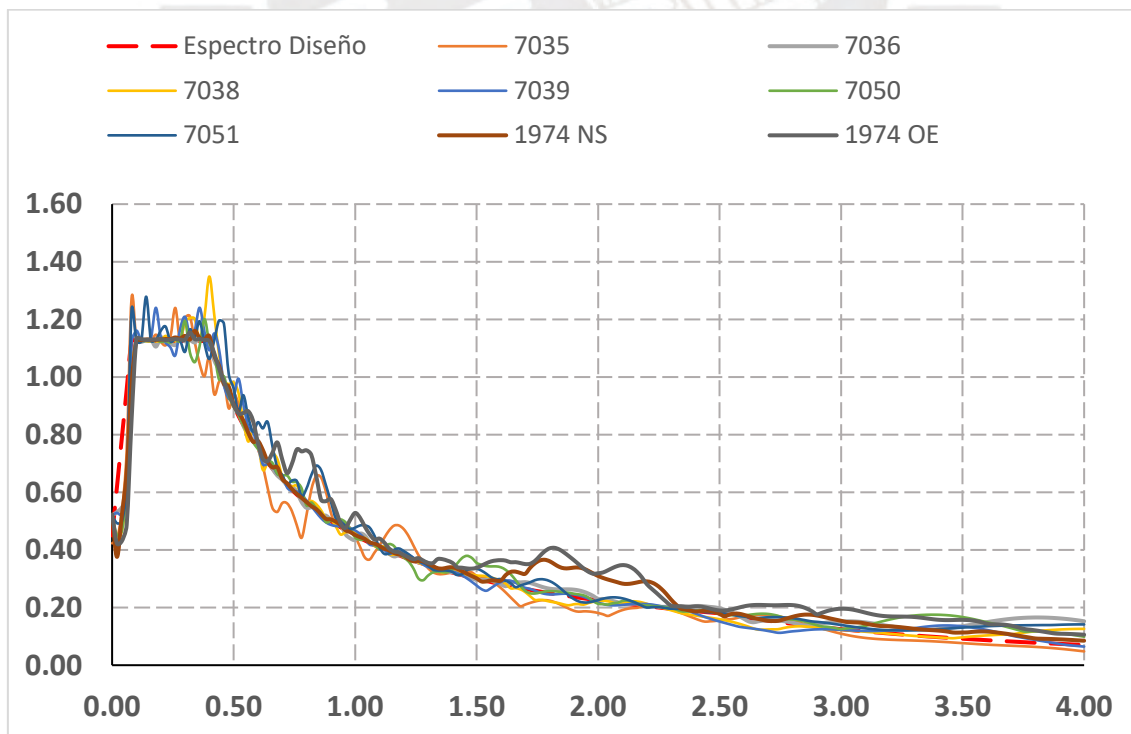


Figura 4.39. Registros espectro compatibles con el espectro de respuesta de la norma E030

4.3.2.1. Desplazamientos

Las derivas máximas correspondientes a cada nivel se determinaron como los máximos desplazamientos por nivel divididos entre las alturas del entrepiso para cada dirección de análisis. Se puede apreciar en las figuras 4.39 y 4.40 de análisis para la dirección X-X y Y-Y respectivamente.

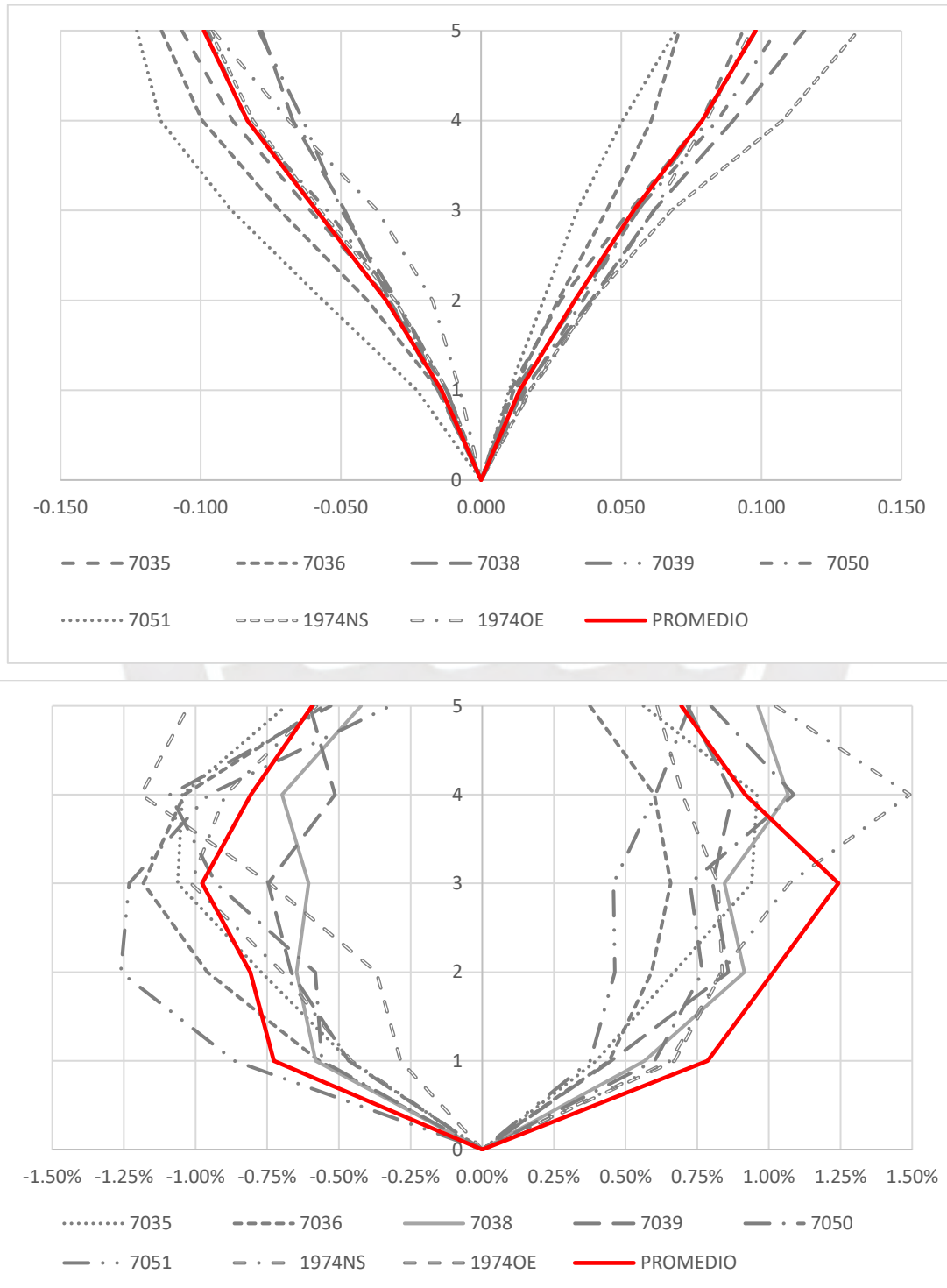


Figura 4.40. Desplazamiento y derivas de entrepiso máximas por registro y promedio Dirección X-X

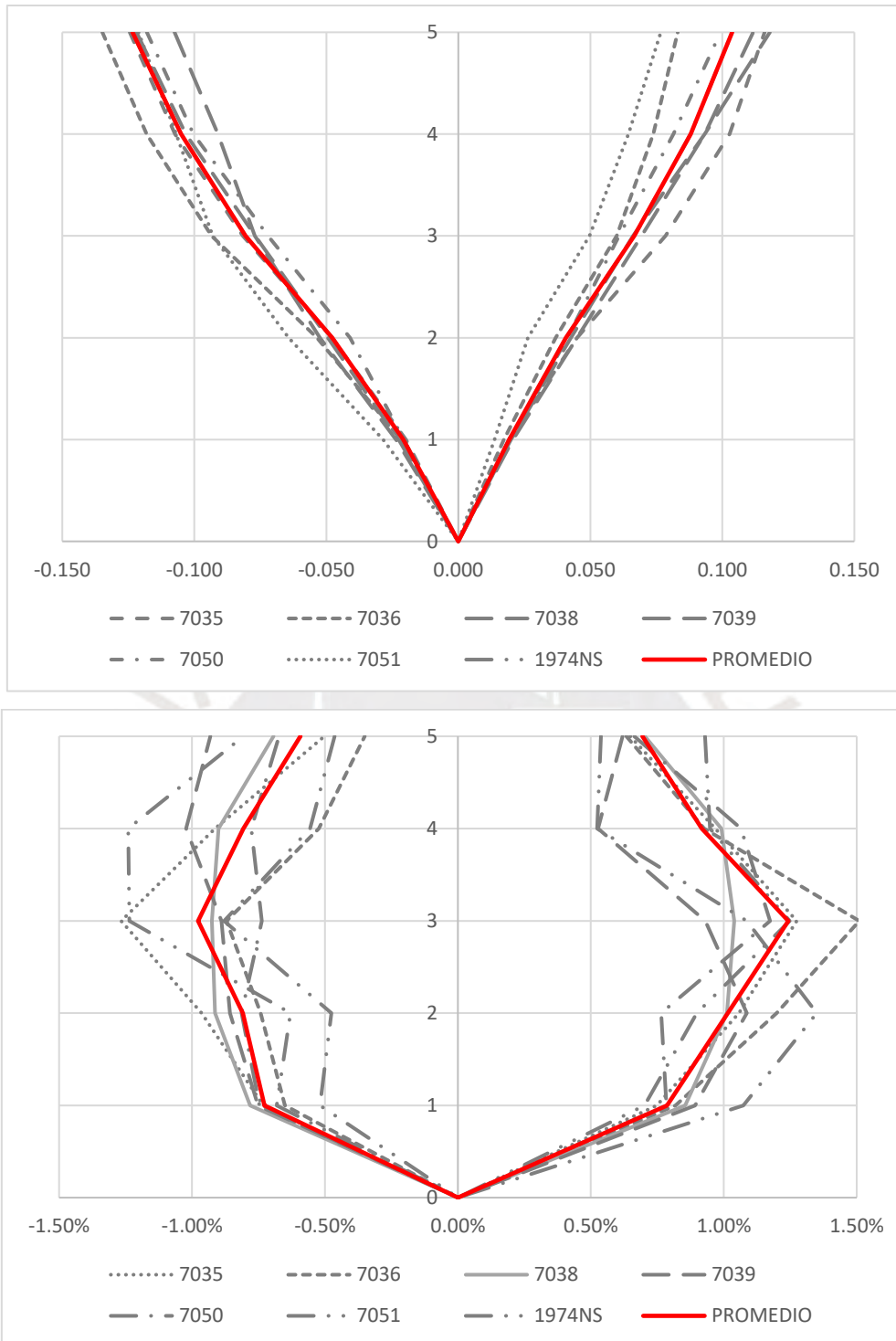


Figura 4.41. Desplazamiento y derivas de entresida máximas por registro y promedio Dirección Y-Y

De los promedios obtenidos de los 08 registros analizados en ninguno de los casos se superó la deriva máxima establecida en la norma E030 (1.25%) para estructuras de acero estructural.

4.3.2.2. Energía disipada

Las figuras 4.42 y 4.43 muestran las cantidades de energía disipada por el sistema de BRB (Histéresis), la disipada por amortiguamiento modal inherente (3% de acuerdo a NCh3411), la energía cinética, la energía potencial de la estructura y la energía sísmica ingresada a la estructura para cada dirección de análisis.

Load Case	Input tonf-m	Kinetic tonf-m	Potential tonf-m	Global Damping tonf-m	Hysteretic Links tonf-m
TH7035	117.7	16.4	7.1	41.5	75.8
TH7036	94.7	11.1	8.0	30.0	64.5
TH7038	195.4	16.5	7.5	80.8	112.0
TH7039	147.6	14.9	6.2	66.6	79.7
TH7050	321.9	13.5	6.7	130.2	191.8
TH 1974NS	122.3	18.3	7.5	38.4	82.4
TH 1974EO	70.9	14.9	6.2	24.9	44.8

Figura 4.42. Disipación de energía alcanzada en cada registro Dirección X-X

Load Case	Input tonf-m	Kinetic tonf-m	Potential tonf-m	Global Damping tonf-m	Hysteretic Links tonf-m
TH7035	134.0	18.5	11.9	54.6	79.1
TH7036	105.8	15.3	13.9	41.8	63.6
TH7038	202.0	18.6	12.0	96.9	102.0
TH7039	163.0	17.4	10.8	85.6	75.7
TH7050	313.5	18.4	10.3	159.6	153.8
TH 1974NS	119.6	17.8	10.5	47.8	70.1
TH 1974EO	98.8	20.0	12.6	34.2	45.6

Figura 4.43. Disipación de energía alcanzada en cada registro Dirección Y-Y

Se evidencia que en todos los registros analizados el sistema BRB genera la máxima disipación de energía, el que se encuentra por encima del 55%, en comparación con el amortiguamiento modal.

Se evidencia que la plastificación de los BRB mantiene la velocidad de la estructura controlada, evitando divergencia de la energía ingresa a la estructura (proporcional al cuadro de la velocidad).

Estos resultados nos permiten confiar en la reducción de daños con la ayuda de este sistema de disipación de energía. En las figuras 7.44 y 7.45 se puede observar la disipación de energía para el registro 7050, el cual genero el mayor ingreso de energía por sismo en ambas direcciones de analisis.

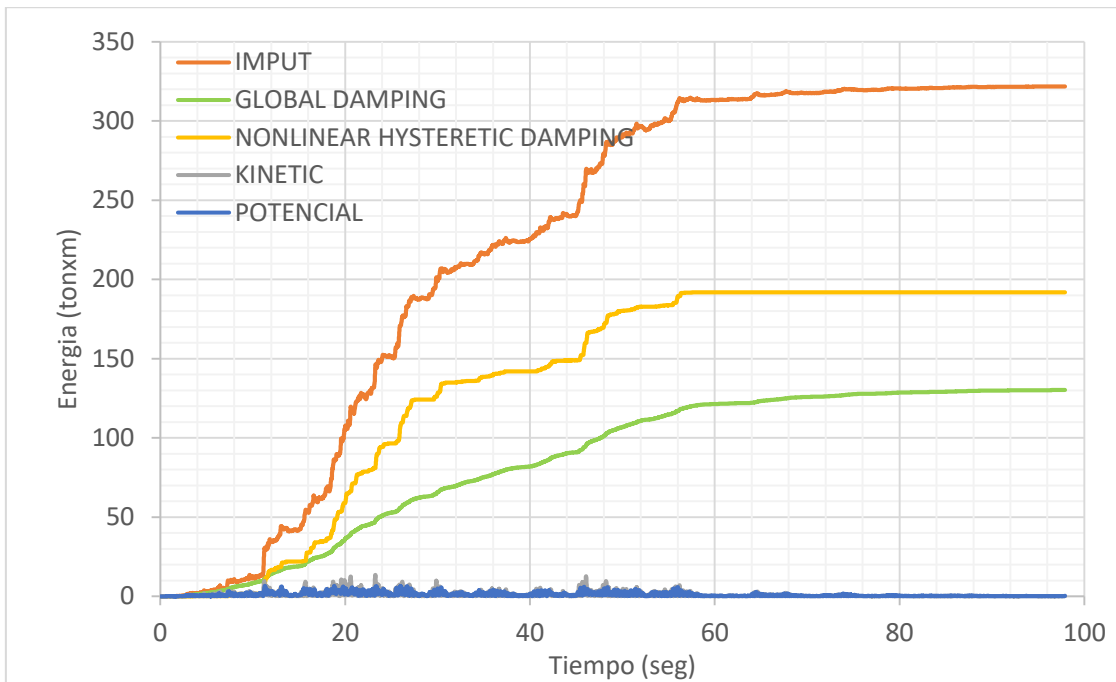


Figura 4.44. Gráfico de energía Registro sísmico 7050 Dirección X-X

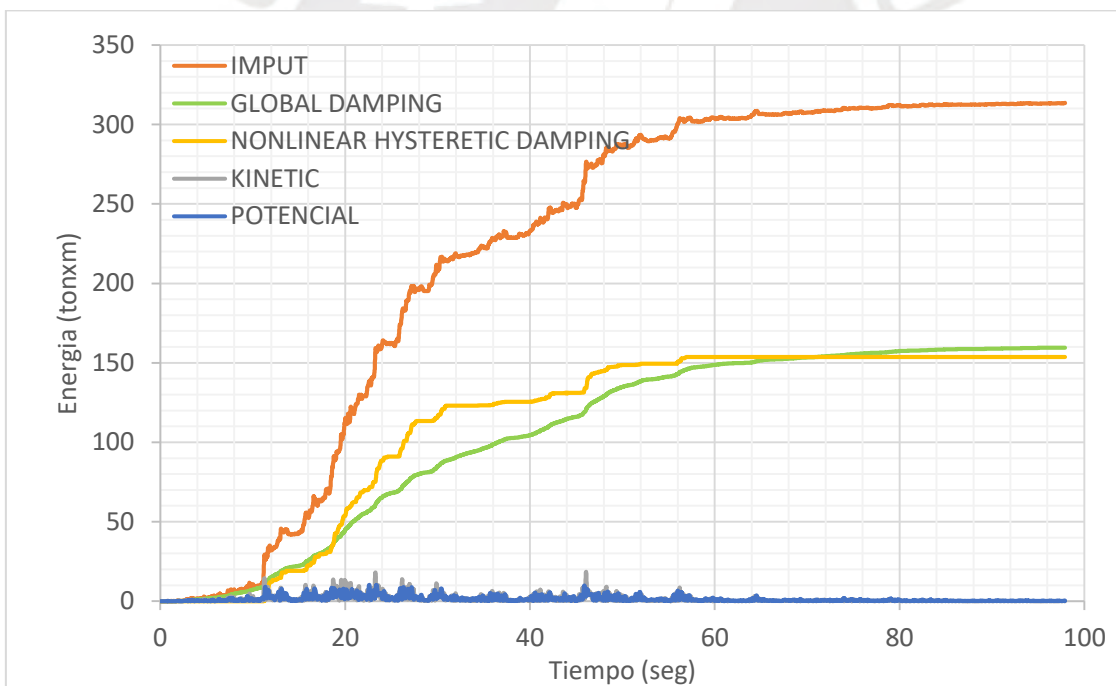


Figura 4.45. Gráfico de energía Registro sísmico 7050 Dirección Y-Y

En naranja, energía sísmica ingresada a la estructura; en amarillo, energía disipada por los dispositivos BRB; en verde, energía disipada por amortiguamiento inherente (3%) y el resto de energías.

4.3.2.3. Fuerzas y momentos en columnas

Finalmente se verifica las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores por registro en columnas obtenidas del modelo no lineal dinámico, se verifico que sean menores que las resistencias ultimas de los elementos obtenidas en las secciones 4.2.7.3. y 4.2.8.3. para las direcciones X y Y respectivamente. En el caso de columnas caso V invertida “chevron” se obtuvo la figura 4.38 y en el caso diagonal simple la figura 4.39.

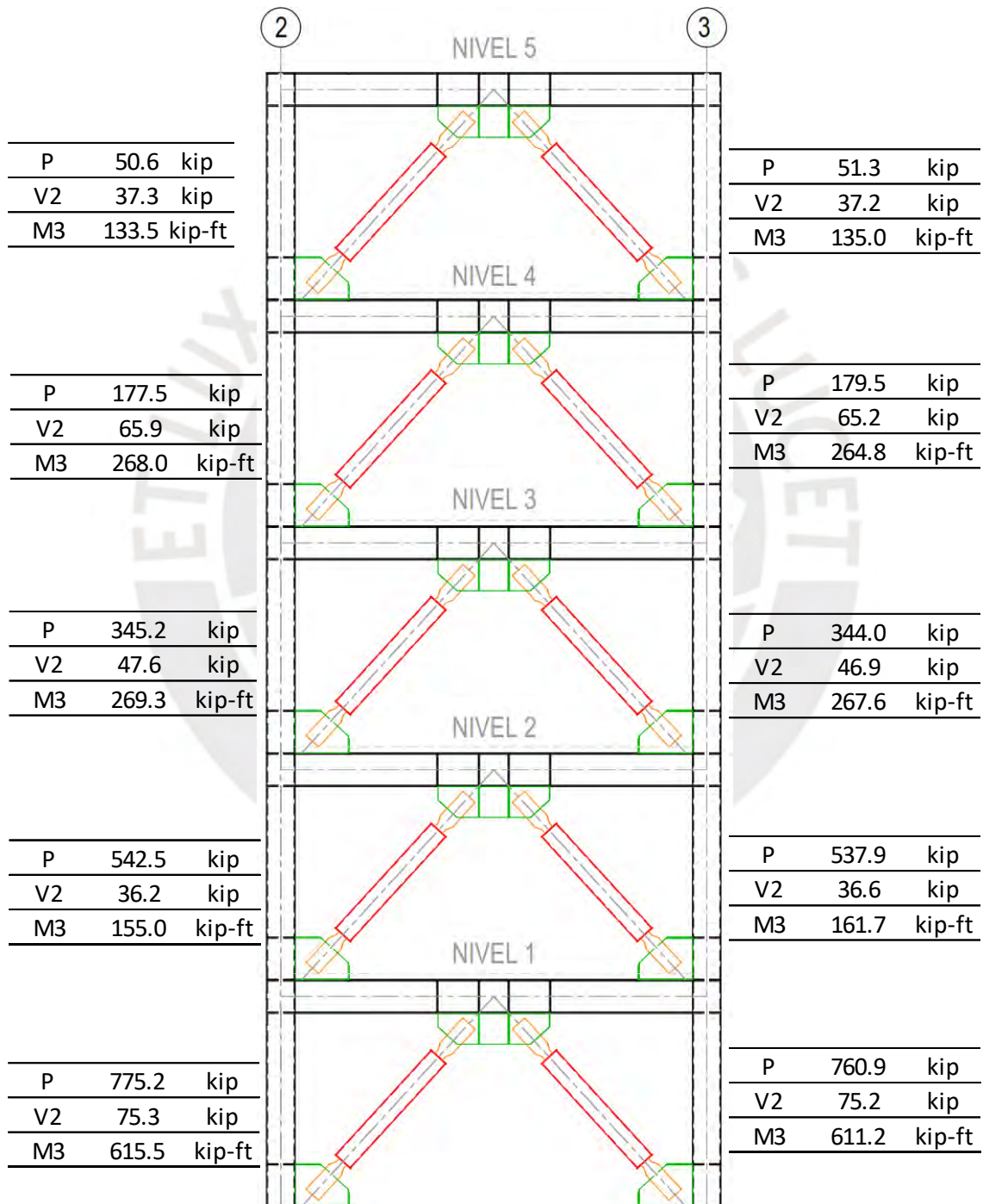


Figura 4.46. P, V y M en columnas caso configuración chevron

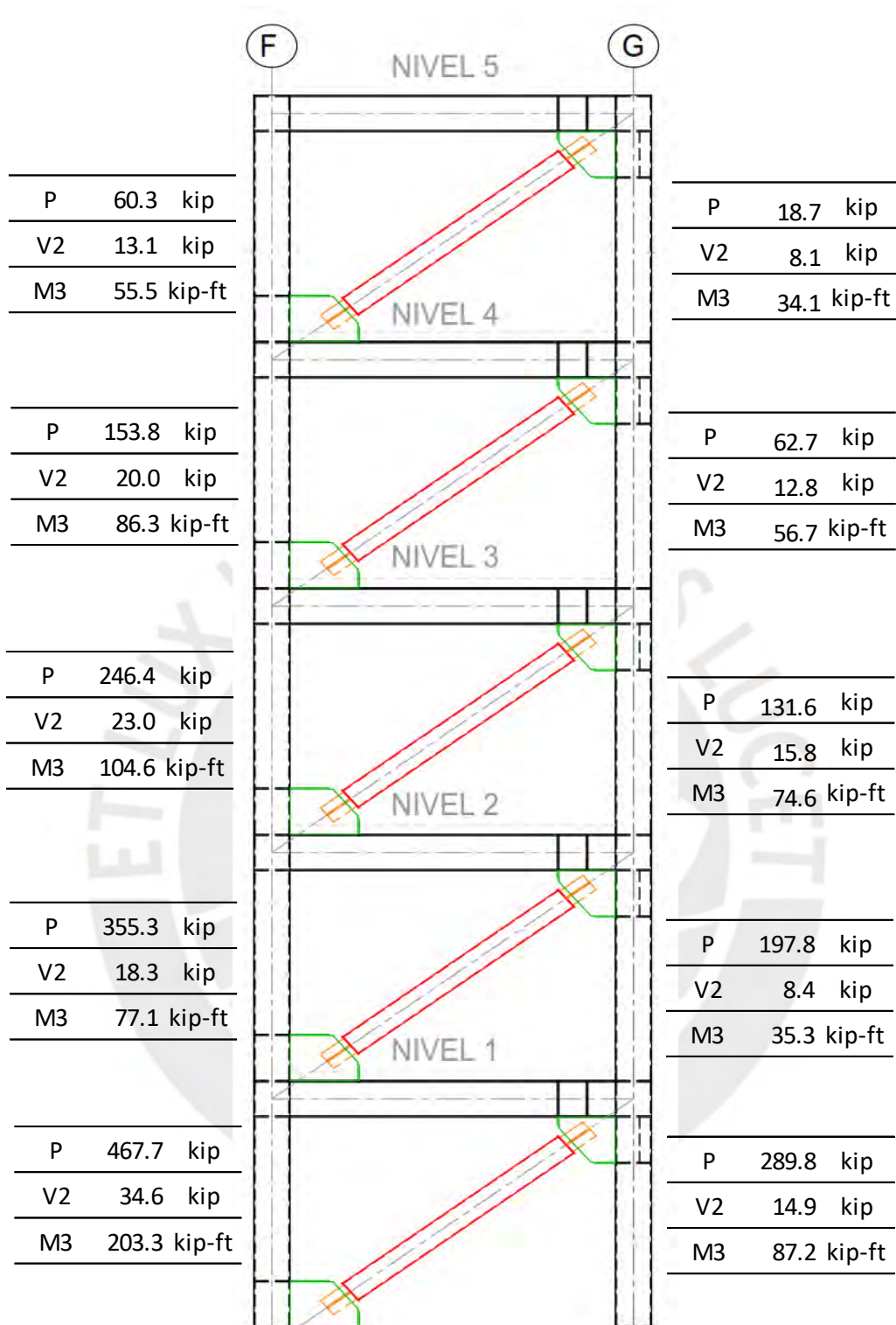


Figura 4.47. P, V y M en columnas caso Diagonal simple

Determinadas las mayores solicitaciones de los 08 registros utilizados, en ningún caso se supera la resistencia para cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones propuestas en el rediseño, de esta manera se verifica que las columnas se comportaran en el rango lineal, por lo que se considera culminado la verificación del rediseño propuesto.

4.3.2.4. Rotulas plásticas en BRB

En último lugar, a modo de ilustración se presenta a continuación del lado derecho de la figura los diagramas Carga axial(Kip)-deformación (%) de los BRB por nivel. En paralelo, del lado izquierdo se presenta las deformaciones del piso de análisis (in) para el registro 7039.

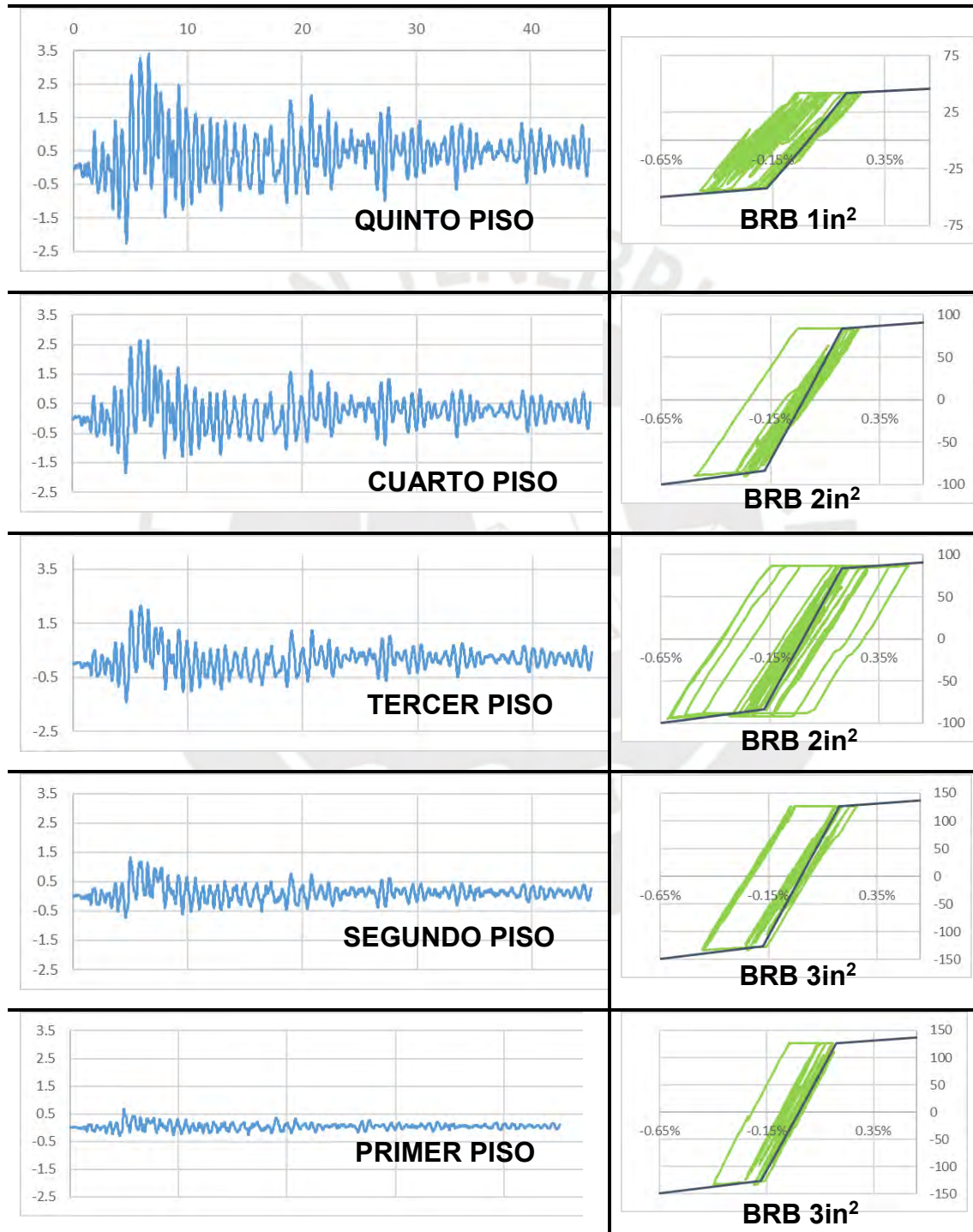


Figura 4.48. Rotulas plásticas en BRB registro 7039

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

- El arriostre de pandeo restringido puede implementarse en una edificación diseñada con otros sistemas, particularmente porque puede adaptarse a las rigidez y resistencia del edificio. Se tiene particular interés en la verificación de la transmisión de las cargas axiales en columnas y vigas que genera los BRB como fue el caso de esta investigación.
- Se puede considerar para futuros diseños con BRB un factor $R = 8$, un valor elevado, esto es debido a que los sistemas BRBF son más eficientes y más flexibles que los convencionales CBF y pueden en algunos casos ser gobernados por las derivas límites en lugar que los requisitos de fuerza. Sobredimensionar los BRB generaría un costo adicional innecesario, así como fuerzas de transferencias elevadas en vigas, columnas y conexiones.
- Como se pudo observar a través del análisis estático no lineal los arriostres de pandeo en SCBF tienen excesiva resistencia a la tracción, y el comportamiento conduce hacia la rápida degradación cíclica del sistema. En diferencia los sistemas BRBF presentan una diferencia de la deformación elástica e inelástica mucho menos dramática que para un pórtico especial concéntricamente arriestrado (SCBF).
- Las reacciones que se presentan en las cimentaciones de los SRFS son de gran importancia, las reacciones de compresión están en el margen de seguridad por capacidad portante, sin embargo, las reacciones de tracción son elevadas, debido a que las cargas gravitacionales de la columna no podían contrarrestar estas reacciones, se tuvo que plantear un sistema de reforzamiento a fin de buscar un punto de equilibrio para este problema como fue con vigas de cimentación.
- En la configuración V invertida usada en ambos sistemas, se vio una significativa mejora en el comportamiento de la viga de conexión en el sistema BRB, debido a las fuerzas a las que es sometidas son muy inferiores en comparación que el sistema SCBF, esto se debe principalmente al comportamiento similar entre tracción y compresión de los BRB que genera pequeños valores para la fuerza de desbalance en viga .
- Se verifico mediante los registros sísmicos que los disipadores BRB se encontraran en estado inelástico después de sismos importantes, permitiendo a los

demás elementos del pórtico, es decir las vigas y columnas continuar en estado elástico. De esta manera se comprueba el adecuado comportamiento y validación del diseño propuesto.

- Del análisis dinámico no lineal se encontró que en ningún caso se supera la deriva máxima de entrepiso indicada en la norma técnica E030 igual a 1.25 veces la permitida en edificaciones de acero estructural (1%).

RECOMENDACIONES:

- El diseño de los BRB está gobernado principalmente por las fuerzas de reajuste hacia los demás elementos del pórtico resistente, estas fuerzas tienden en vigas a aumentar las cargas a compresión por lo que se debe considerar arriostamiento lateral para disminuir las longitudes no soportadas lateralmente (L_b) de las vigas. El caso de las columnas es similar, sin embargo, la recomendación general es aumentar la sección hasta alcanzar las resistencias solicitadas.
- El ingeniero diseñador debe considerar las reacciones de compresión y tracción en la cimentación producto la acción sísmica sobre los SRFS con BRB, a fin de obtener valores de tracción mitigables, se debe buscar una correcta distribución espacial de los pórticos con BRB, con la intención de aminorar la carga sísmica que disipa cada pórtico y por ende disminuir las cargas de tracción.
- El ingeniero diseñador debe considerar el efecto de la variación de la rigidez del BRB en todo el edificio en vez de solo la respuesta local del elemento. Si todos los BRB del sistema tienen mayor rigidez que el usado en el análisis, la edificación tendrá un periodo de corto de vibración y el ingeniero diseñador necesita considerar si esto da como resultado un aumento en la fuerza de la cortante en la base y mayores fuerzas de diseño en el BRB.
- Es necesario una estrecha coordinación entre los fabricantes de BRB para ayudar al ingeniero diseñador a entender la rigidez del BRB y determinar apropiadamente el factor de modificación de rigidez en los BRB y su uso en el diseño y análisis. Los fabricantes de BRB brindan una estimación de los valores de Q para un determinado proyecto. Asimismo, modelando directamente el núcleo como un elemento no prismático es una alternativa para obtener la correcta rigidez elástica del BRB.

- En esta investigación no se detalló el diseño de las conexiones, que es un procedimiento complejo donde se aplican criterios del diseño de capacidad para asegurar que las conexiones tengan la resistencia adecuada para resistir la fuerza ajustada del BRB en tracción y compresión, se puede usar los lineamientos del código americano AISC 360-16 y AISC 341-16 para diseño sísmico.
- La mayoría de los dispositivos BRB están patentados y solo 03 empresas suministran en américa latina, los cuales son Nippon Steel Engineering Co, Core Brace y Star Seismic. Se recomienda para siguientes investigaciones realizar un ensayo experimental utilizando materiales y tecnología local, de esta manera se podría reducir los costos por la fabricación de estos dispositivos.
- Para la incorporación del BRB en el reglamento peruano se debe establecer un protocolo de ensayo, a través de estos ensayos se demuestra la estabilidad bajo deformaciones de diseño, sobrerresistencia del arriostre, propiedades de fatiga y verificar el control de calidad del fabricante, se recomienda utilizar el protocolo establecido en AISC 341- 16 del reglamento americano, que también es usado por países de la región.
- Los BRB también pueden ser usados en estructuras de concreto armado como edificios o puentes, la principal dificultad es la variabilidad de resistencia de los elementos de concreto que, a diferencia del acero es heterogéneo. Salvada esta dificultad el diseño es similar, primero se debe verificar de tener secciones suficientes en vigas y columnas para las fuerzas de reajuste. En segundo lugar, asegurar la adecuada distribución de las fuerzas en las conexiones, la cual es lograda con el uso de anclajes epoxicos.

BIBLIOGRAFÍA

1. AISC. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.
2. Ali, H., & Akbar, H. (2015). *Numerical Modeling of BRB Frame Systems With and Without Concrete*. Isfahan, Iran: Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology.
3. Al-Sadoon, Z. (2019). Buckling Restrained Braces: Concept, Applications and performance - Based Seismic Design Aspects. *Workshop on Building Design for Extreme Loads* (págs. 1-73). Sharjah: University of Sharjah.
4. Alvarez Valadez, O., & Chazaro Rosario, C. (2012). *Miembros en flexion: Traves y vigas*. Mexico C.D.: GERDAU CORSA.
5. ASCE. (2000). *FEMA 356 PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, D.C.: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY .
6. ASCE. (2016). *Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures*. Washington D.C.: Structural Engineering Institute.
7. Aukeman, L. J., & Laursen, P. (2010). *Evaluation of the ASCE 7-05 Standard for Dual Systems: Response History Analysis of a Tall Buckling-Restrained Braced Frame Dual System*. California: University, San Luis Obispo.
8. Avecillas Leon, J. A. (2015). *Analisis de la factibilidad de la implementacion de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energia*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
9. Bagerzadeh Karimi, R., Lotfollahi Yaghin, A., & Nezhad, M. (2015). Seismic Behavior of Steel Structure with Buckling Restrained Braces. *International Scholarly and Scientific Research & Innovation*, 503-511.
10. Baker, W., Besjak, C., & Sarkisian, M. (2010). *Proposed Methodology to determine Seismic Performance Factors for steel diagrid Framed Systems*. Tokyo: CTBUH.
11. Bonett, R., & Pujades, L. (2002). Generacion de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Aplicacion a eventos recientes en Colombia y España. *Revista internacional de metodos numericos para calculo y diseño en Ingenieria*, 297-308.
12. Boroschek, R. (2013). *Buckling restrained unboded braces for improved seismic performance: Research; development, testing and theory*. Santiago: AICE.
13. Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. New York: McGraw Hill.
14. Burkholder, M. (2012). *Performance based analysis of a steel braced frame building with buckling restrained braces*. California: Faculty of California Polytechnic State University.
15. Burkholder, M. (2012). *PERFORMANCE BASED ANALYSIS OF A STEEL BRACED FRAME BUILDING WITH BUCKLING RESTRAINED BRACES* . San Luis Obispo: Faculty of California Polytechnic State University.

16. Calderon Quispe, G. (s.f.). *ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL & TIEMPO HISTORIA DE UNA EDIFICACIÓN CON MATHCAD PRIME CSI SAP2000 Y ETABS*. Ayacucho.
17. Cameron Black, N. M. (2002). *Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces*. Tokyo: Pacific Earthquake Engineering Research.
18. Cancelado, R. A. (2012). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido*. Bogota: Universidad Nacional de Colombia.
19. Chun Lin, P., Chyuan Tsai, K., & Chien Wu, A. (2014). *User Guide for BOD: Buckling restrained brace and Connections Design Procedures*. Taipei: National Taiwan University.
20. Chyuan Tsai, K. (2019). Researches of BRB and BRBF in NCREE. *Shake International Conference*.
21. Chyuan Tsai, K. (2019). *Researches of BRB and BRBFs in NCREE*. Taiwan: NCREE.
22. Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sísmoresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina: Asociación Latinoamericana de Acero.
23. Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sísmoresistente de construcciones de acero*. Mendoza: Asociación latinoamericana de acero.
24. Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *Nonlinear Structural Analysis or Seismic Design*. California: National Institute of Standards and Technology.
25. Deulkar, W. N. (2010). *Buckling restrained braces for vibration control of building structure*. Surat: IJRRAS.
26. Espinoza Bravo, J. I. (2016). *DISEÑO DE SISTEMA DE ENSAYO CUASIESTÁTICO CÍCLICO DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN PARA RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO*. Santiago: UNIVERSIDAD DE CHILE.
27. FEMA. (2000). *Prestandar and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: ASCE.
28. Goel, S., Liao, W.-C., Bayat, R., & Chao, S.-H. (2010). PERFORMANCE-BASED PLASTIC DESIGN (PBD) METHOD FOR EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES: AN OVERVIEW. *THE STRUCTURAL DESIGN OF TALL AND SPECIAL BUILDINGS*, 115-137.
29. Hussain, S., Benschoten, P. V., Al Satari, M., & Lin, S. (Los Angeles C.A.). Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues. *Nippon Steel News*, 1-12.
30. Jaylene Aukeman, L. (2011). *ASCE 7-05 DESIGN RULE FOR RELATIVE STRENGTH IN A TALL BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAME DUAL SYSTEM*. California: The Faculty of California Polytechnic State University.
31. Kersting, R., Fahnestock, L., & López, W. (2015). *Seismic Design of Steel Buckling Restrained Braced Frames*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.

32. Kim, J., & Park, J. (2009). Seismic behavior factors of buckling restrained braces frames. *Structural Engineering and Mechanics*, 261-284.
33. Lopez, W., & Sabelli, R. (2004). *Seismic Design of Buckling Restrained Braced Frames*. Oakland: Steel Tips.
34. McCormac, J. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. Mexico D.C.: Alfaomega.
35. MDUV. (2016). *Guia practica para el diseo de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construccion NEC 2015*. Quito: ISBN.
36. Medalla, M., Peña, C., Hidalgo, P., & Bravo, M. E. (2015). APLICACIÓN INDUSTRIAL DE RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO (BRB) EN CHILE. *ACHISINA 2015*, 1-12.
37. Mitesh, S. (2010). *Non-Linear Static Analysis using SAP 2000*. CSI.
38. Moore, W., & Lopez, W. (2010). Buckling Restrained Braced Frames. *NEHRP*, 1-11.
39. MVCS. (2010). *Norma Tecnica E090 Estructuras metalicas*. Lima.
40. MVCS. (2018). *Norma Tecnica E030 Diseño Sismoresistente*. Lima.
41. Nch3411. (2017). *Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía- Requisitos y metodos de ensayo*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización.
42. Padilla Quincot, G. (2010). *Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Peru*. Lima: PUCP.
43. Park, J., & Kim, J. (2009). Seismic behavior factors of buckling restrained braced frames. *Structural Engineering and Mechanics*, 261-284.
44. Peña L., C. (2019). *Implementación de dispositivos BRB en edificio industrial mayor. Aplicación en Chile*. Santiago: ACHISINA.
45. Rahnavard, R., Naghavi, M., Aboudi, M., & Suleiman, M. (2018). Investigating modeling approaches of buckling-restrained braces under cyclic loads. *ELSEVIER*, 476-488.
46. Robinson, K. (2016). *Buckling Restrained Brace Frames 2016*. StarSeismic Company.
47. Silva Paytan, J. A. (2017). *Diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero*. Lima: PUCP.
48. STARSEISMIC. (2010). *Cost advantages of Buckling Restrained Braced Frame buildings in accordance with Eurocode*. Star Seismic Europe.
49. Vera Nuñuvero, A. V. (2016). *Diseño de un edificio multifamiliar de cuatro pisos en estructura de acero y etrepisos de concreto*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
50. Wada, A., & Takeuchi, T. (2018). *Buckling restrained braces and applications*. Tokyo: The Japan Society of Seismic Isolation.
51. Yamashita, T., & Ohko, Y. (2012). *Pushover Analysis of Steel Frames with Buckling Restrained Braces focusing Slab-Composite Effect*. Tokyo: Kogakuin University.

ANEXOS

1. CALCULO DE FACTOR R PARA SISTEMAS CON BRB

En la actualidad el reglamento ASCE/ SEI 7-16 al igual que los reglamentos de varios países de Latinoamérica, especifica que:

$$R = R_{\mu}R_{\Omega}$$

Donde R_{μ} es el factor de reducción por ductilidad y R_{Ω} es el factor de sobrerresistencia.

Para la determinación de R_{μ} algunos autores realizaron investigaciones de la relación entre μ y R_{μ} , para diferentes periodos, para esta investigación se utilizó el método propuesto por Newmark y Hall (1982)

$$R_{\mu} = 1.0 \quad (T < 0.003 \text{ seg})$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (0.12 < T < 0.5)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad (T > 0.5)$$

Para la determinación de R_{Ω} (Kim & Park, 2009) recomienda los factores establecidos por (ATC 1995).

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d}$$

Donde V_d es la cortante de diseño y V_y es la cortante correspondiente al máximo desplazamiento inelástico.

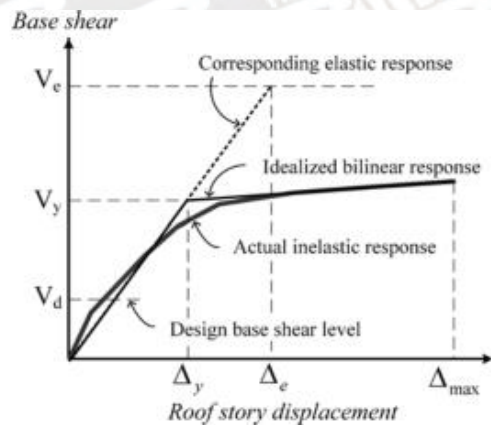


Fig. 1. Curva idealizada de relación desplazamiento vs Cortante en la base

Fuente: (Kim & Park, 2009)

De lo expuesto se determina a continuación el factor R de reducción de fuerza sísmica de las curvas de capacidad calculadas en el análisis no lineal estático de la sección 4.3.2, para lo cual se utilizará un Δ_{max} como máximo desplazamiento lateral que el sistema puede resistir.

1.1. Dirección X-X: Configuración V invertida “Chevron”

Del análisis anterior se obtuvieron la siguiente curva idealizada para la dirección X-X:

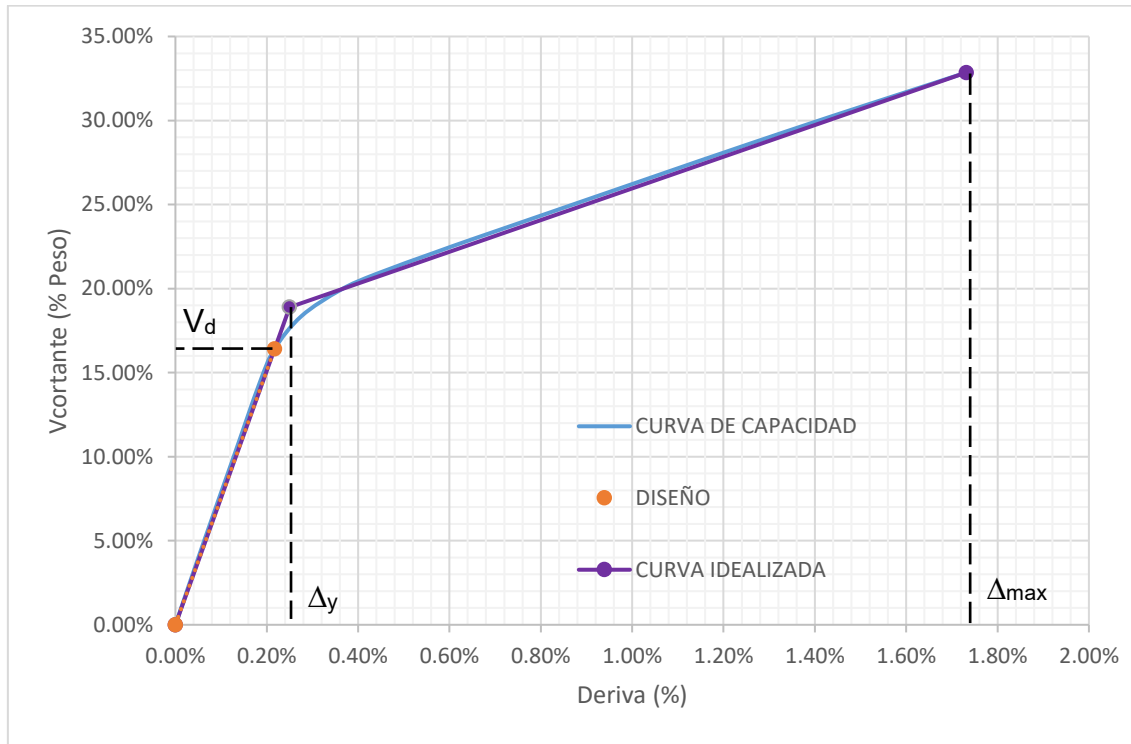


Fig. 2. Curva de capacidad vs curva idealizada dirección X-X

Del análisis pushover en la dirección X se encontraron los siguientes valores:

Tabla 1. Resultados del pushover para dirección X-X

	%	(Ton, cm)
V_d	14.06	204
V_y	18.90	274.
Δ_y	0.25	3.45
Δ_{max}	1.73	23.9

Al reemplazar en las ecuaciones anteriores, se obtuvieron los siguientes valores:

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} = \frac{274}{204} = 1.34$$

$$R_{\mu} = \mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} = \frac{23.9}{3.45} = 6.93 \text{ (T > 0.5)}$$

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} = 6.93 \times 1.34 = 9.31$$

$$\mathbf{R = 9.31}$$

1.2. Dirección Y-Y: Configuración diagonal simple

Del análisis anterior se obtuvieron la siguiente curva idealizada para la dirección Y-Y:

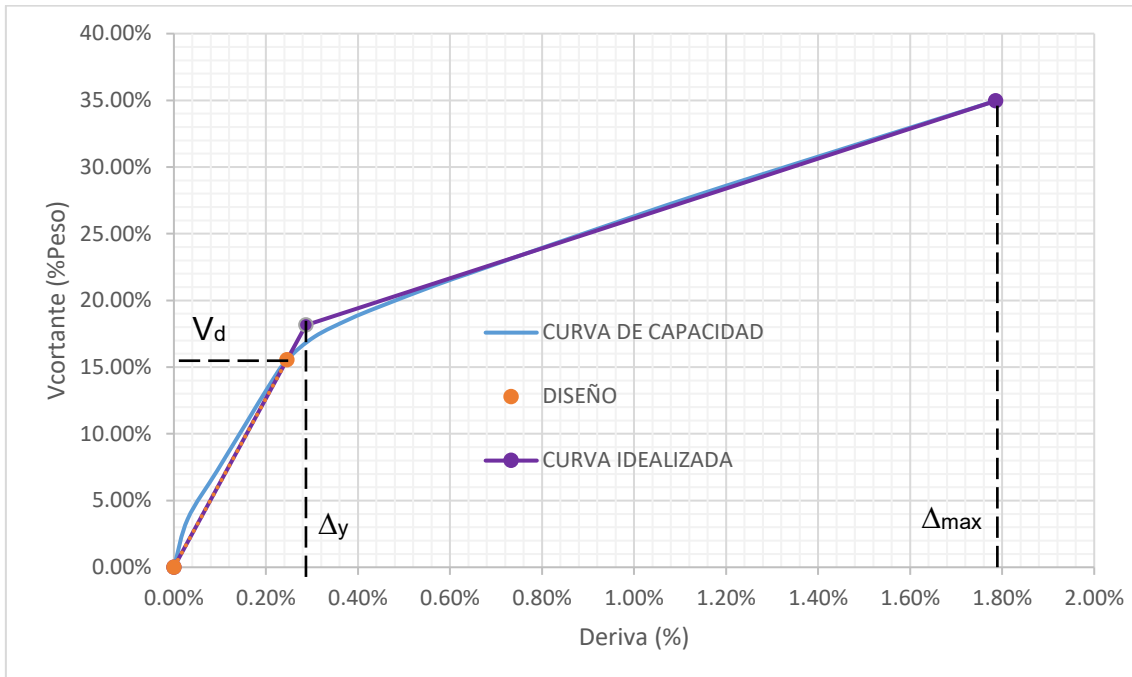


Fig. 3. Curva de capacidad vs curva idealizada dirección Y-Y

Del análisis pushover en la dirección Y se encontraron los siguientes valores:

Tabla 2. Resultados del pushover para dirección Y-Y

	%	(Ton, cm)
V_d	14.06	204
V_y	18.15	263
Δ_y	0.29	4.00
Δ_{max}	1.79	24.73

Al reemplazar en las ecuaciones anteriores, se obtuvieron los siguientes valores:

$$R_\Omega = \frac{V_y}{V_d} = \frac{263}{204} = 1.29$$

$$R_\mu = \mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} = \frac{24.73}{4} = 6.22 \quad (T > 0.5)$$

$$R = R_\mu R_\Omega = 6.22 \times 1.29 = 8.03$$

$$\mathbf{R = 8.03}$$

En ambas direcciones el factor de sobrerresistencia obtenido es mayor al utilizado en el análisis elástico $R = 8$, por lo que se puede decir que utilizar un $R = 8$ es conservador para la edificación.

3. INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

Para el análisis no lineal de la edificación no se considero el empotramiento en la base, por el considero la interacción dinámica suelo estructura, la cual consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante una excitación sísmica.

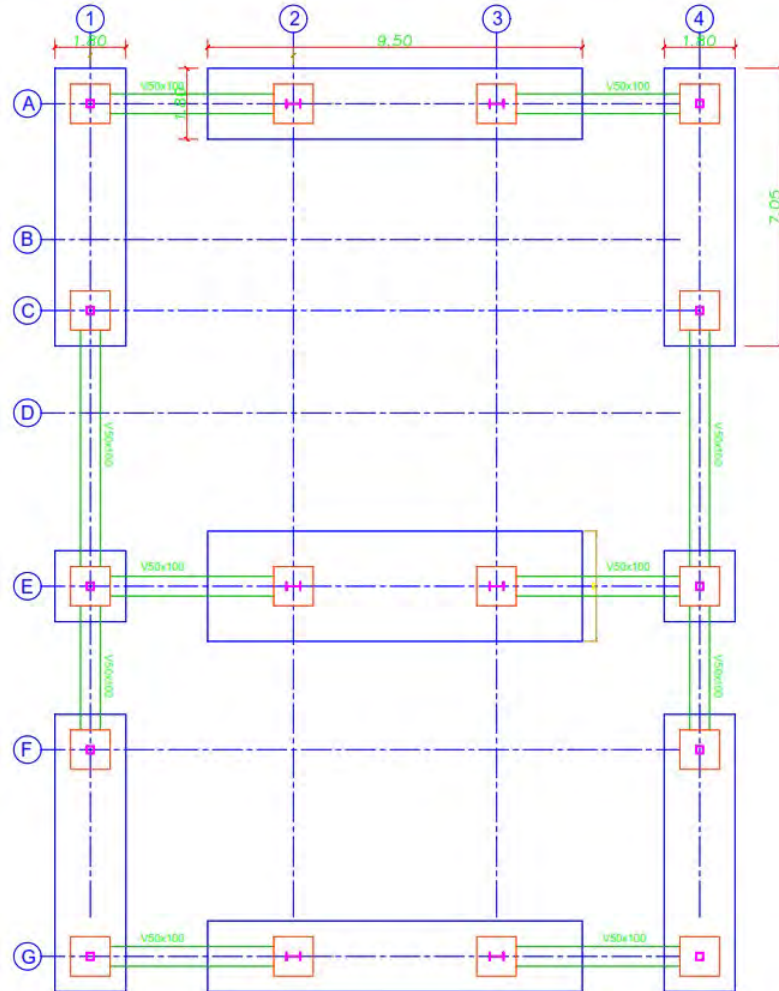


Fig 4. Cimentación del edificio de análisis

La rigidez de la interacción suelo - estructura se calculo según las funciones de impedancia establecidas en el reglamento americano ASCE 41-17.

$$B := 7.05 \text{ m}$$

$$L := 1.8 \text{ m}$$

$$v := 0.43$$

$$\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Suelo muy denso C

$$V_s := 650 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$G_{max} := \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 818.298 \text{ MPa}$$

Tabla 3. Modulo de corte

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5^a$			
	$S_{XS}/2.5 = 0$	$S_{XS}/2.5 = 0.1$	$S_{XS}/2.5 = 0.4$	$S_{XS}/2.5 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	^b
F	^b	^b	^b	^b

^a Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

^b Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

$$G := G_{max} \cdot 0.75 = 613.723 \text{ MPa}$$

Grado de libertad

Rigidez de la función en la superficie

Traslado a lo largo del eje x
$$K_x := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(3.4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right) = (7.165 \cdot 10^6) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Traslado a lo largo del eje y
$$K_y := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(3.4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = (6.344 \cdot 10^6) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Traslado a lo largo del eje z
$$K_z := \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left(1.55 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right) = (1.03 \cdot 10^7) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Balanceo alrededor del eje x
$$K_{xx} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \left(0.4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right) = (7.626 \cdot 10^7) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

Balanceo alrededor del eje y
$$K_{yy} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \left(0.47 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right) = (1.952 \cdot 10^7) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

Torsión alrededor del eje z
$$K_{zz} := G \cdot B^3 \left(0.53 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right) = (1.137 \cdot 10^8) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

Factores de corrección por Empotramiento

$D := 1.8 \text{ m}$

$h := 1.4 \text{ m}$

$d := 0.8 \text{ m}$

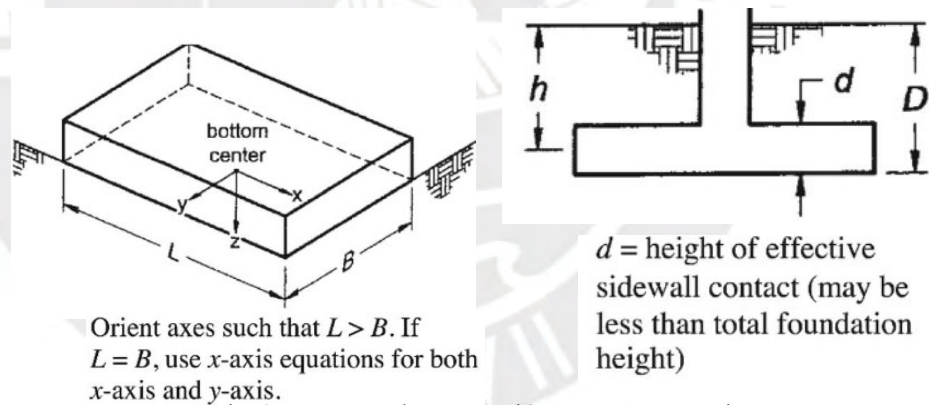


Fig 4. Factores de corrección por empotramiento

Grado de libertad

Rigidez de la función en la superficie

Traslación a lo largo del eje x
$$\beta_x := \left(1 + 0.21 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left(1 + 1.6 \cdot \left(\frac{h \cdot d \cdot (B+L)}{B \cdot L^2} \right)^{0.4} \right) = 2.373$$

Traslación a lo largo del eje y
$$\beta_y := \left(1 + 0.21 \cdot \sqrt{\frac{D}{L}} \right) \cdot \left(1 + 1.6 \cdot \left(\frac{h \cdot d \cdot (B+L)}{B \cdot L^2} \right)^{0.4} \right) = 2.596$$

Traslación a lo largo del eje z
$$\beta_z := \left(1 + \frac{1}{21} \cdot \frac{D}{B} \cdot \left(2 + 2.6 \cdot \frac{B}{L} \right) \right) \cdot \left(1 + 0.32 \cdot \left(\frac{d \cdot (B+L)}{B \cdot L} \right)^{\frac{2}{3}} \right)$$

$$\beta_z = 1.397$$

Balanceo alrededor del eje x $\beta_{xx} := 1 + 2.5 \cdot \left(\frac{d}{B}\right) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot d}{B} \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2} \cdot \sqrt{\frac{B}{L}}\right) = 1.434$

Balanceo alrededor del eje y $\beta_{yy} := 1 + 1.4 \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^{0.6} \cdot \left(1.5 + 3.7 \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^{1.9} \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right) = 3.401$

Torsión alrededor del eje z $\eta_{zz} := \left(1 + 2.6 \cdot \left(1 + \frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}\right) = 2.803$

Área total

$$A_t := B \cdot L = 12.69 \text{ m}^2$$

Área parciales

Área de las esquinas $Col_{esq} := 2$

$$A_e := \left(1.8 \text{ m} \cdot \frac{7.05 \text{ m}}{2}\right) = 6.345 \text{ m}^2$$

La distribución de la rigidez se realiza en cada una de las direcciones de los grados de libertad:

$$K_i := K_i \cdot \frac{A_e}{A_t} \cdot \frac{1}{n}$$

Rigideces en cimentación:

$$K_{xe} := K_x \cdot \beta_x \cdot \frac{A_e}{A_t} \cdot \frac{1}{Col_{esq}} = (4.779 \cdot 10^5) \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_{ye} := K_y \cdot \beta_y \cdot \frac{A_e}{A_t} \cdot \frac{1}{Col_{esq}} = (4.629 \cdot 10^5) \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_{ze} := K_z \cdot \beta_z \cdot \frac{A_e}{A_t} \cdot \frac{1}{Col_{esq}} = (4.043 \cdot 10^5) \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_{xxe} := K_{xx} \cdot \beta_{xx} \cdot \frac{A_e}{A_t} \cdot \frac{1}{Col_{esq}} = (3.072 \cdot 10^6) \text{ m} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

$$K_{yye} := K_{yy} \cdot \beta_{yy} \cdot \frac{A_e}{A_t} \cdot \frac{1}{Col_{esq}} = (1.866 \cdot 10^6) \text{ m} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

$$K_{zze} := K_{zz} \cdot \eta_{zz} \cdot \frac{A_e}{A_t} \cdot \frac{1}{Col_{esq}} = (8.956 \cdot 10^6) \text{ m} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{rad}}$$

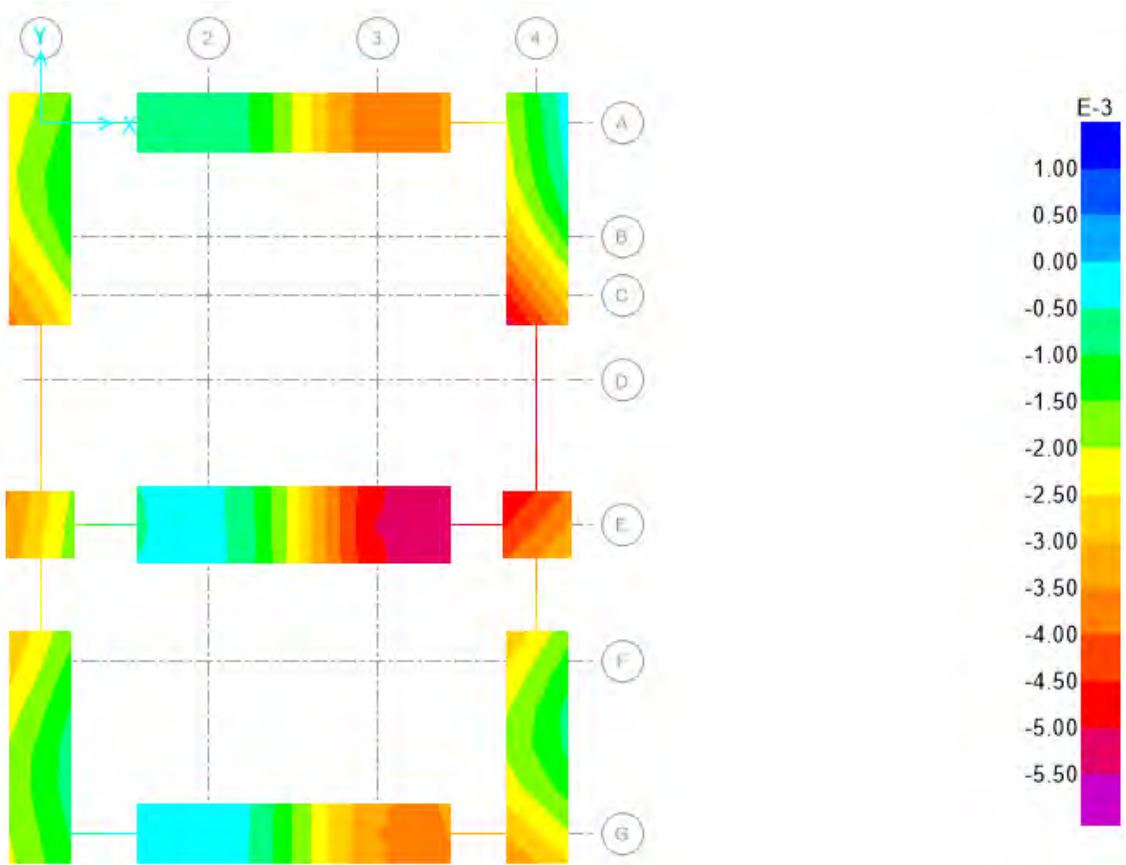


Fig 7. Asentamientos máximos de la cimentación – Pushover dirección X -X (m)

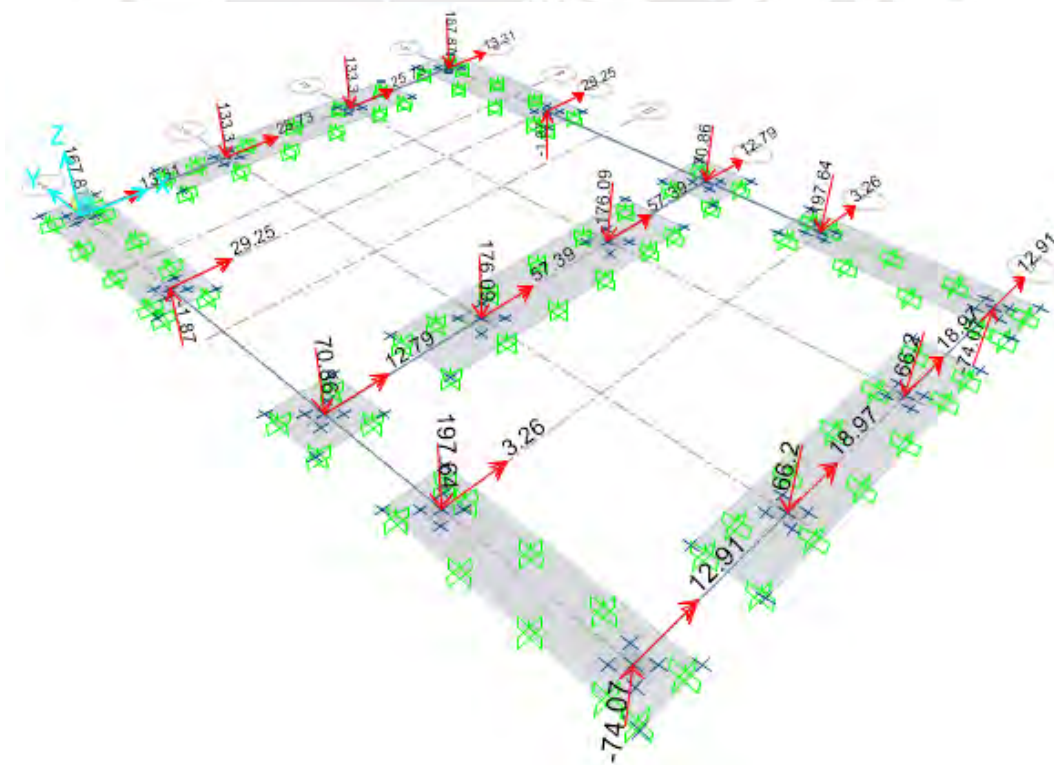
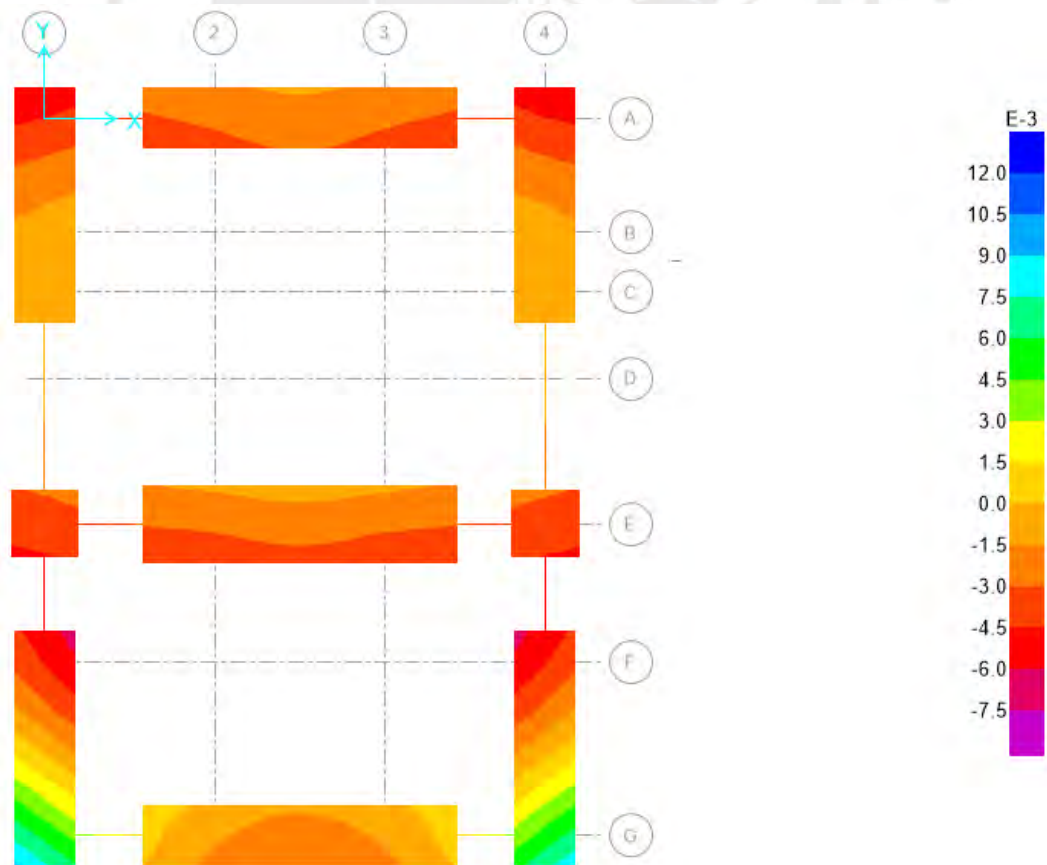
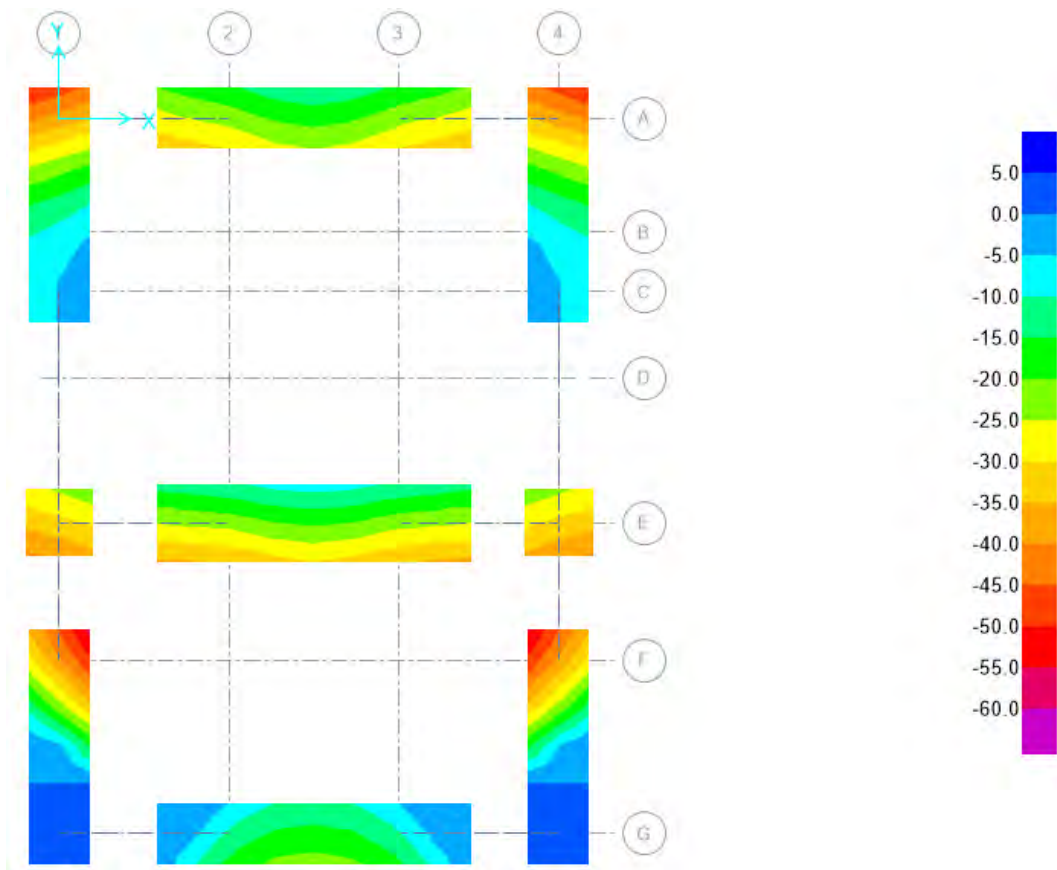


Fig 8. Cargas ultimas en la cimentación – Pushover dirección Y-Y



3. MODELAMIENTO NUMÉRICO

El equipo conformado por Cameron Black, Nicos Makris del UC Berkeley y Ian Aiken de Ic. Oakland realizó las siguientes demostraciones acerca de la estabilidad del arriostre de pandeo restringido el año 2002, la cual se describe a continuación.

3.1. Estabilidad global de los arriostres bajo compresión axial

La estabilidad global de la un arriostre libre por un extremo se puede estimar directamente a partir de la teoría de pandeo de Euler. La Figura 10 (a) muestra el esquema de un arriostre libre en compresión, mientras que la Figura 10 (b) y Figura 10 (c) muestran las fuerzas distribuidas en el núcleo de acero y el concreto de confinamiento / tubo exterior en la deformación configuración. La carga distribuida desconocida, que se muestra en la Figura 10 (b) es la reacción transversal del tubo externo / concreto de confinamiento a lo largo del núcleo interno de acero. Usando el sistema de ejes que se muestra en la Figura 10, el equilibrio del núcleo interno de acero en su configuración deformada viene dado por:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{d x^4} + P \frac{d^2 y(x)}{d x^2} = -q(x) \quad \text{Ec. 3.1}$$

donde $y(x)$ es la deflexión transversal, P es la carga axial, E_i y I_i es el módulo de Young y el momento de inercia del núcleo interno de acero, respectivamente. El signo menos en el lado derecho de la ecuación (Ec. 1) resulta del hecho de que $q(x)$ actúa en la dirección opuesta a la deflexión $y(x)$. La igual carga distribuida y opuesta está cargando el concreto de confinamiento / tubo exterior como se muestra en la Figura XVII (b). El equilibrio de un segmento de la viga da

$$E_o I_o \frac{d^4 y(x)}{d x^4} = q(x) \quad \text{Ec. 3.2}$$

Don de $y(x)$ es la misma deflexión transversal encontrada en la Ec.1 y $E_o I_o$ es la rigidez a flexión del elemento compuesto.

Eliminando la desconocida carga distribuida $q(x)$, en la ecuación Ec 1, Ec 2. tenemos:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{d x^4} + P \frac{d^2 y(x)}{d x^2} = -E_o I_o \frac{d^4 y(x)}{d x^4} \quad \text{Ec. 3.3}$$

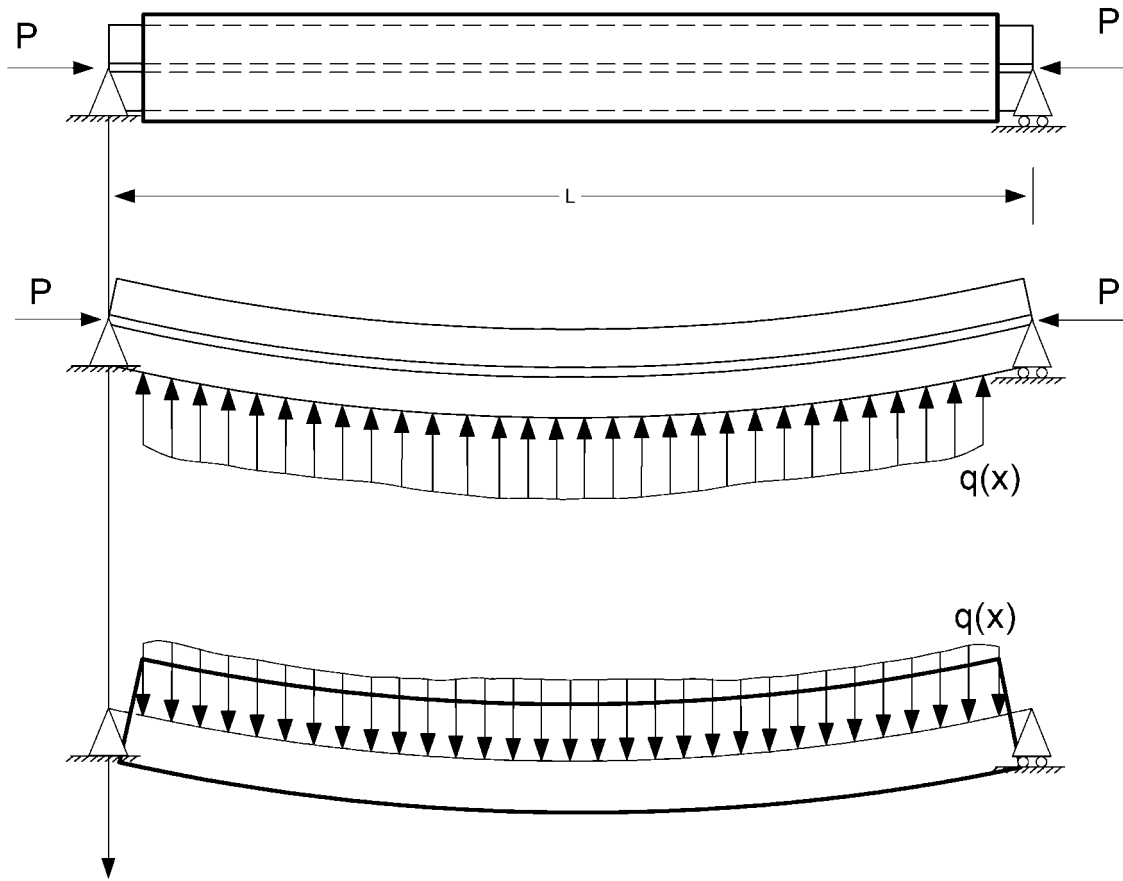


Figura 11. Comportamiento del arriostre libre bajo carga axial de compresión.

Fuente: (Cameron Black, 2002)

Si realizamos una reagrupación de los términos, se convierte en una ecuación diferencial homogénea de Euler.

$$\frac{d^4 y(x)}{d x^4} + \frac{P}{E_i I_i + E_o I_o} \frac{d^2 y(x)}{d x^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.4}$$

Para un arriostre de longitud L, la ecuación 4 representa la carga crítica de pandeo de la arriostre, obteniéndose:

$$P_{cr} = P_{crt} = \frac{\pi^2}{(KL)^2} (E_i I_i + E_o I_o) \quad \text{Ec. 3.5}$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva (K =1 para extremos articulados y K =0.5 para extremos empotrados)

L: Longitud del elemento.

Despreciando la rigidez a flexión del núcleo de acero $E_i I_i$, (la cual es dos a tres veces menor en magnitud que la rigidez a flexión del sistema anti pandeo $E_t I_t$), la ecuación 5 se simplifica a:

$$P_{cr} = P_{crt} = \frac{\pi^2 E_O I_O}{(K L)^2} \quad \text{Ec. 3.6}$$

Donde:

E_O : Módulo de elasticidad de la camisa de revestimiento,

I_O : Momento de inercia de la camisa de revestimiento.

Por lo tanto, la ecuación 6 indica que la carga crítica de la riostra de pandeo restringido es simplemente la carga de pandeo de Euler del tubo exterior. En consecuencia, la estabilidad global de la riostra está asegurada cuando la carga de pandeo de Euler del tubo P_{cr} , excede el rendimiento de carga del núcleo $P_y = F_y A_n$.

3.2. Pandeo del núcleo interno en modos más altos

La eficacia del arriostre de pandeo restringido se incrementa cuando no se produce el pandeo local del núcleo de acero a lo largo de la longitud restringida. Suponiendo que el comportamiento del mortero de hormigón confinante se puede comparar con el de una superficie elástica, la carga distribuida $q(x)$ ejercida a lo largo del núcleo de acero puede ser expresada por $q(x) = \beta y(x)$, donde β es la constante elástica distribuida de un resorte con dimensiones $[F]/[L^2]$ y $y(x)$ es la deflexión transversal del núcleo. Con estas consideraciones, la ecuación 1 se transforma en:

$$E_i I_i \frac{d^4 y(x)}{d x^4} + P \frac{d^2 y(x)}{d x^2} + \beta y(x) = 0 \quad \text{Ec. 3.7}$$

La solución de la ecuación 6 se puede obtener ya sea siguiendo un método energético o por integración directa. En este documento presentamos la solución para la carga crítica por integración directa, ya que implica un análisis más sencillo y compacto.

Dividiendo por $E_i I_i$ la ecuación 6 se puede expresar como:

$$\frac{d^4 y(x)}{d x^4} + 2k^2 \frac{d^2 y(x)}{d x^2} + \xi^4 y(x) = 0 \quad \text{Ec. 3.8}$$

Donde:

$k^2 = \frac{P}{2 E_i I_i}$ y $\xi^4 = \frac{\beta}{E_i I_i}$, Una solución para la ecuación tiene la forma:

$$y(x) = A e^{\lambda x} \quad \text{Ec. 3.9}$$

La cual, cuando es sustituida en la ecuación 7 da como resultado una ecuación bicuadrada de la forma:

$$\lambda^4 + 2k^2 \lambda^2 + \xi^4 = 0 \quad \text{Ec. 3.10}$$

Con el objetivo de reducir el orden de la ecuacion 9 se azume que $z = \lambda^2$, con lo que se obtiene

$$z^2 + 2k^2z + \xi^4 = 0 \quad \text{Ec. 3.11}$$

Cuyo discriminante es $\Delta = 2\sqrt{k^4 - \xi^4}$

Para un arriostre en particular, el factor $\xi = \sqrt[4]{\beta/E_i I_i}$ esta dado, mientras que $k = \sqrt{P/2E_i I_i}$ se incrementa con la carga axial P.

Para el caso específico en que $k^4 < \xi^4$, el cual corresponde a la situación en la cual $P < 2\sqrt{\beta E_i I_i}$, el discriminante es imaginario:

$$\sqrt{\Delta} = 2ik^2 \sqrt{\frac{\xi^4}{k^4} - 1} \quad \text{Ec. 3.12}$$

Y las soluciones para la ecuación 10 son:

$$z_1 = -k^2(1 - i\delta) \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$z_2 = -k^2(1 + i\delta) \quad \text{Ec. 3.14}$$

Donde $\delta = \sqrt{\frac{\xi^4}{k^4} - 1}$. Las cuatro raíces de λ para la ecuación 9 es:

$$\lambda_1 = ik(1 - i\delta)^{1/2} \quad \text{Ec. 3.15}$$

$$\lambda_2 = -ik(1 - i\delta)^{1/2} \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$\lambda_3 = ik(1 + i\delta)^{1/2} \quad \text{Ec. 3.17}$$

$$\lambda_4 = -ik(1 + i\delta)^{1/2} \quad \text{Ec. 3.18}$$

Con las cuatro raíces admisibles de λ dadas por las ecuaciones 14,15, 16 y 17, la solución general de la ecuacion 7 es:

$$y(x) = A_1 e^{ik(1-i\delta)^{1/2}x} + A_2 e^{-ik(1-i\delta)^{1/2}x} + A_3 e^{ik(1+i\delta)^{1/2}x} + A_4 e^{-ik(1+i\delta)^{1/2}x} \quad \text{Ec. 3.19}$$

Las constantes A1 hasta A4 son obtenidas mediante las condiciones de frontera, para el arriostre con conexiones articulados en ambos extremos:

$$y(0) = 0 \quad y \frac{d^2y(0)}{dx^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.20}$$

$$y(L) = 0 \quad y \frac{d^2y(L)}{dx^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.21}$$

Las misma que al ser reemplazadas en la ecuacion 18 conduce a un sistema de ecuaciones homogéneo:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ -k^2(1-i\delta) & -k^2(1-i\delta) & -k^2(1+i\delta) & -k^2(1+i\delta) \\ e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} & e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} \\ -k^2(1-i\delta)e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & -k^2(1-i\delta)e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & -k^2(1-i\delta)e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} & -k^2(1-i\delta)e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ec. 3.22

Para una solución no trivial de la ecuación 21, el determinante del sistema tiene que ser igual a cero. Esto se puede conseguir asumiendo que $\delta = 0$, lo que hace que las dos primeras y las dos últimas filas sean linealmente dependientes y así el determinante desaparece. El requerimiento para que δ sea igual a 0 implica que $k^4 = \xi^4$, lo que nos proporciona un valor para la carga crítica P_{crt} de:

$$P_{crt} = 2\sqrt{\beta E_i I_i} \quad \text{Ec. 3.23}$$

La carga crítica dada por la ecuación 23 también puede ser obtenida de la minimización de la energía de deformación de una viga en un medio elástico que ha asumido m números de ondulaciones.

La ecuación 18 puede también ser usada para obtener la carga crítica de pandeo de una riostra de pandeo restringido con uniones rígidas en sus extremos

$$y(0) = 0 \quad y \quad \frac{dy(0)}{dx^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.24}$$

$$y(L) = 0 \quad y \quad \frac{dy(L)}{dx^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.25}$$

Cuando las condiciones de contorno dadas por la ecuación 24 y ecuación 25 son aplicadas en la ecuación 18 se obtiene un sistema homogéneo de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ ik(1-i\delta)^{1/2} & -ik(1-i\delta) & ik(1+i\delta) & -ik(1+i\delta)^{1/2} \\ e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & e^{-ik(1-i\delta)^{1/2}L} & e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} & e^{-ik(1+i\delta)^{1/2}L} \\ ik(1-i\delta)^{1/2}e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & -ik(1-i\delta)^{1/2}e^{-ik(1-i\delta)^{1/2}L} & ik(1+i\delta)^{1/2}e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} & -ik(1+i\delta)^{1/2}e^{-ik(1+i\delta)^{1/2}L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ec. 3.26

Como en el caso anterior, para obtener una solución no trivial de la ecuación 25, el determinante del sistema debe ser cero. Esto es logrado asumiendo que $\delta = 0$, lo que hace que la primera con la tercera, y la segunda con la cuarta columnas sean linealmente dependientes. El requerimiento para cumplir que $\delta = 0$ proporciona un valor para la carga crítica dada por la ecuación 22. El análisis realizado anteriormente demuestra por lo tanto que la carga crítica del núcleo interno en modos superiores de pandeo es independiente de las condiciones de sujeción de los extremos del elemento.

Para evitar los modos superiores de pandeo del núcleo $P_{crt} = 2\sqrt{\beta E_i I_i} > F_y A_n$

$$\beta > \frac{F_y^2 A_n^2}{4E_i I_i} \quad \text{Ec. 3.27}$$

Cuando el núcleo interno posee una sección transversa rectangular $t \times b$, la ecuación 26 da como resultado:

$$\beta > 3 \frac{F_y^2 b}{4E_i t} \quad \text{Ec. 3.28}$$

Mientras que cuando el nucleo interno presenta una sección cruciforme, con $A_t = 2 b t$, la ecuacion 26 da como resultado:

$$\beta > 12 \frac{F_y^2 t}{4E_i b} \quad \text{Ec. 3.29}$$

Para la mayoría de los núcleos incluidos en el sistema BRB el valor b/t generalmente varía entre $5 < b/t < 10$. Los límites para la relación anteriormente descrita indican que un núcleo con sección rectangular requiere un mayor valor de la constante elástica distribuida para evitar el pandeo local.

Además, cuando el núcleo interno ha fluido; el módulo de elasticidad del núcleo E_n , se convierte en el módulo tangencial E_t . Un valor de $E_t = 550 \text{ ksi}$ (38000 kgf/cm^2) para un $F_y = 55 \text{ ksi}$ (3800 kgf/cm^2).

Otra investigación señala que un valor promedio para el módulo tangencial cuando se trata de acero A36 ($F_y = 2500 \text{ kgf/cm}^2$) se encuentra dentro del rangode $49000 \text{ kgf/cm}^2 < E_t < 63000 \text{ kgf/cm}^2$.

Por otra parte, el valor de la constante elástica distribuida β , se puede estimar calculando el módulo de compresión unidimensional del material de relleno, en este caso hormigón; que está confinado lateralmente por la presencia del sistema anti pandeo y longitudinalmente por su material vecino. Suponiendo condiciones de deformación plana se tiene que:

$$\beta = E_c \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{Ec. 3.30}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del material confinante,

ν : Módulo de Poisson del material confinante.

3.3. Pandeo torsional del núcleo interno

3.3.1. Pandeo inelástico de la columna cruciforme

Este caso de pandeo considera que el esfuerzo σ , se ha alcanzado de manera que la columna cruciforme ha fluido a compresión y el pandeo por torsión es inminente. El esfuerzo torsional inelástico crítico se puede determinar con la ecuación:

$$\sigma_{cr} = \frac{E_t}{3} \left[\frac{\pi^2 b^2}{3 l^2} + 1 + 3 \frac{F_y^2}{E_t} \right] \frac{t^2}{b^2} \quad \text{Ec. 3.31}$$

Donde:

E_t : Modulo tangencial del acero,

F_y : Esfuerzo nominal de fluencia del acero,

l : Longitud de la columna cruciforme,

t : Espesor del patín de la sección cruciforme,

b : Ancho del patín de la sección cruciforme.

