



**UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA**

POWERED BY **Arizona State University**

UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA

**FACULTAD DE INGENIERÍAS, TECNOLOGÍAS DE LA
INFORMACIÓN Y COMUNICACIÓN**

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Licenciatura en Ingeniería civil

Modalidad tesis de grado

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS
DE ACERO CON MARCOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE
(EBF) Y MARCOS DE MOMENTO (MF)**

AUTOR

ILIA VILLALOBOS SEMENOV

SAN PEDRO, 4 DE MAYO DEL 2023



TRIBUNAL EXAMINADOR

Esta tesis titulada: Evaluación del comportamiento sísmico en edificios de acero con marcos arriostrados excéntricamente (EBF) y marcos de momento (MF), por el estudiante: Iliá Villalobos Semenov, fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede San Pedro, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

Gerardo Chacón Rojas

(Tutor)

Luis Alejandro Carvajal Soto

(Lector)

Danilo Hernández Guerrero

(Presidente)



DECLARACIÓN JURADA

Yo, Iliá Villalobos Semenov estudiante de la Universidad Latina de Costa Rica, declaro bajo la fe de juramento y consciente de las responsabilidades penales de este acto, que soy Autor Intelectual de la tesis titulada:

- Evaluación del comportamiento sísmico en edificios de acero con marcos arriostrados excéntricamente (EBF) y marcos de momento (MF).

Por lo que libero a la Universidad de cualquier responsabilidad en caso de que mi declaración sea falsa.

Firmo en San Pedro, 04/05/2023



Iliá Villalobos Semenov

Licencia De Distribución No Exclusiva (carta de la persona autora para uso didáctico)
Universidad Latina de Costa Rica

Yo (Nosotros):	Iliá Villalobos Semenov.
De la Carrera / Programa:	Ingeniería Civil.
Modalidad de TFG:	Tesis.
Titulado:	Evaluación del comportamiento sísmico en edificios de acero con marcos arriostrados excéntricamente (EBF) y marcos de momento (MF).

Al firmar y enviar esta licencia, usted, el autor (es) y/o propietario (en adelante el “**AUTOR**”), declara lo siguiente: **PRIMERO:** Ser titular de todos los derechos patrimoniales de autor, o contar con todas las autorizaciones pertinentes de los titulares de los derechos patrimoniales de autor, en su caso, necesarias para la cesión del trabajo original del presente TFG (en adelante la “**OBRA**”). **SEGUNDO:** El **AUTOR** autoriza y cede a favor de la **UNIVERSIDAD U LATINA S.R.L.** con cédula jurídica número 3-102-177510 (en adelante la “**UNIVERSIDAD**”), quien adquiere la totalidad de los derechos patrimoniales de la **OBRA** necesarios para usar y reusar, publicar y republicar y modificar o alterar la **OBRA** con el propósito de divulgar de manera digital, de forma perpetua en la comunidad universitaria. **TERCERO:** El **AUTOR** acepta que la cesión se realiza a título gratuito, por lo que la **UNIVERSIDAD** no deberá abonar al autor retribución económica y/o patrimonial de ninguna especie. **CUARTO:** El **AUTOR** garantiza la originalidad de la **OBRA**, así como el hecho de que goza de la libre disponibilidad de los derechos que cede. En caso de impugnación de los derechos autorales o reclamaciones instadas por terceros relacionadas con el contenido o la autoría de la **OBRA**, la responsabilidad que pudiera derivarse será exclusivamente de cargo del **AUTOR** y este garantiza mantener indemne a la **UNIVERSIDAD** ante cualquier reclamo de algún tercero. **QUINTO:** El **AUTOR** se compromete a guardar confidencialidad sobre los alcances de la presente cesión, incluyendo todos aquellos temas que sean de orden meramente institucional o de organización interna de la **UNIVERSIDAD** **SEXTO:** La presente autorización y cesión se regirá por las leyes de la República de Costa Rica. Todas las controversias, diferencias, disputas o reclamos que pudieran derivarse de la presente cesión y la materia a la que este se refiere, su ejecución, incumplimiento, liquidación, interpretación o validez, se resolverán por medio de los Tribunales de Justicia de la República de Costa Rica, a cuyas normas se someten el **AUTOR** y la **UNIVERSIDAD**, en forma voluntaria e incondicional. **SÉPTIMO:** El **AUTOR** acepta que la **UNIVERSIDAD**, no se hace responsable del uso, reproducciones, venta y distribuciones de todo tipo de fotografías, audios, imágenes, grabaciones, o cualquier otro tipo de

presentación relacionado con la **OBRA**, y el **AUTOR**, está consciente de que no recibirá ningún tipo de compensación económica por parte de la **UNIVERSIDAD**, por lo que el **AUTOR** haya realizado antes de la firma de la presente autorización y cesión. **OCTAVO:** El **AUTOR** concede a **UNIVERSIDAD.**, el derecho no exclusivo de reproducción, traducción y/o distribuir su envío (incluyendo el resumen) en todo el mundo en formato impreso y electrónico y en cualquier medio, incluyendo, pero no limitado a audio o video. El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD.** puede, sin cambiar el contenido, traducir la **OBRA** a cualquier lenguaje, medio o formato con fines de conservación. **NOVENO:** El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede conservar más de una copia de este envío de la **OBRA** por fines de seguridad, respaldo y preservación. El **AUTOR** declara que el envío de la **OBRA** es su trabajo original y que tiene el derecho a otorgar los derechos contenidos en esta licencia. **DÉCIMO:** El **AUTOR** manifiesta que la **OBRA** y/o trabajo original no infringe derechos de autor de cualquier persona. Si el envío de la **OBRA** contiene material del que no posee los derechos de autor, el **AUTOR** declara que ha obtenido el permiso irrestricto del propietario de los derechos de autor para otorgar a **UNIVERSIDAD** los derechos requeridos por esta licencia, y que dicho material de propiedad de terceros está claramente identificado y reconocido dentro del texto o contenido de la presentación. Asimismo, el **AUTOR** autoriza a que en caso de que no sea posible, en algunos casos la **UNIVERSIDAD** utiliza la **OBRA** sin incluir algunos o todos los derechos morales de autor de esta. **SI AL ENVÍO DE LA OBRA SE BASA EN UN TRABAJO QUE HA SIDO PATROCINADO O APOYADO POR UNA AGENCIA U ORGANIZACIÓN QUE NO SEA UNIVERSIDAD U LATINA, S.R.L., EL AUTOR DECLARA QUE HA CUMPLIDO CUALQUIER DERECHO DE REVISIÓN U OTRAS OBLIGACIONES REQUERIDAS POR DICHO CONTRATO O ACUERDO. La presente autorización se extiende el día** **de** **de** **a las**

Firma del estudiante(s):



AGRADECIMIENTOS

Reconozco el compañerismo de mis colegas Justin Mora Salazar, Brian Pérez Quesada y Jack Molina Palián. Los cuales han impactado de una manera fructífera en mi experiencia académica contribuyendo en el desarrollo de proyectos exitosos.

Agradezco al ingeniero Gerardo Chacón Rojas, por coadyuvar con su valioso conocimiento y experiencia en virtud de las recomendaciones clave que proporciona en el presente trabajo investigativo.

Valoro a todos mis profesores de carrera, pero en particular hago mención de: Allan López, Guido Seas, Ana Elena Morales, Luis Antonio Ureña, Hernando García y Roberto Jiménez. Por ser quienes me motivaron, creyeron en mi capacidad intelectual y reconocieron mi disciplina como estudiante.

DEDICATORIA

*A mis padres Aida y Félix,
a quienes considero mis principales asesores
durante mi formación profesional. A los dos, les
cedo todo el mérito de mis consecuciones.*

*A mi hermano Nicolás,
por su apoyo incondicional.*

*A Jennifer,
por creer siempre en mí.*

EPÍGRAFE

“Los códigos sísmicos modernos, que intentan reflejar grandes avances en conocimiento y entendimiento de una manera muy simple, no son transparentes sobre el nivel de comportamiento esperado o respuesta del sistema completo”

Vitelmo V. Bertero (1995).

Resumen

Desde los años 70, la industria de la construcción en Estados Unidos replantea la forma en que las estructuras de acero son concebidas. Anteriormente se consideraban estructuras más redundantes, ofreciendo ventajas como la alta ductilidad y mejor adaptación a los criterios arquitectónicos de espacio a través de los marcos resistentes a momento (MF), de modo que todo el sistema de marco estructural se integrara al sistema de fuerzas resistentes a sismo (SFRS). Hoy, los norteamericanos sustituyen ese paradigma por sistemas con menor redundancia, lo cual implica no solo estructuras más económicas, sino también una simplificación desde el punto de vista de análisis y diseño. En general, América Latina, y particularmente en Costa Rica, estriba el criterio de diseñar conexiones con un sistema SFRS híbrido denominado dual en virtud de ciertas ventajas, como lograr mayor rigidez en las estructuras y evitar miembros estructurales robustos. Por tanto, el objetivo del trabajo consiste en evaluar el comportamiento sísmico en estructuras de acero con marcos arriostrados excéntricamente (EBF) y marcos de momento (MF) por medio de un análisis no lineal estático con incremento monotónico de fuerzas laterales (*Pushover*) para determinar la efectividad de la acción conjunta. En la investigación se utiliza el paradigma positivista-cuantitativo por medio de un razonamiento hipotético-deductivo para desarrollar el nuevo conocimiento. El diseño para obtener los datos se denomina experimento puro con posprueba únicamente y con grupo de control, en aras de determinar una relación causal con la efectividad del comportamiento sísmico. En virtud de que el diseño es cuantitativo-experimental, el escrito posee un alcance de carácter explicativo. El tipo de muestra es no probabilística, de modo que para seleccionar los grupos se emplea una muestra dirigida que obedece a criterios del investigador con el fin de obtener validación interna en los resultados. El diseño de los grupos se fundamenta con las especificaciones de la norma AISC y CSCR-10. Se emplea como instrumento de análisis (*Pushover*) el programa SAP2000 y, por medio del procesamiento de los datos en Excel, se obtiene la curva de capacidad espectral de los edificios y finalmente su respectiva evaluación.

Palabras clave: marcos resistentes a momento, marcos arriostrados excéntricamente, estructuras de acero, sistema dual, comportamiento sísmico, efectividad, análisis no lineal estático con incremento monotónico de fuerzas laterales.

Abstract

Since the 1970s, the U.S. construction industry has been rethinking the way steel structures are conceived. Previously, structures were considered more redundant, offering advantages such as high ductility and better adaptation to architectural space criteria through moment resisting frames (MF), so that the entire structural frame system was integrated into the seismic resistant force resisting system (SFRS). Today, North Americans are replacing that paradigm by systems with less redundancy, which implies not only more economical structures, but also a simplification from the point of view of analysis and design. In general, in Latin America, and particularly in Costa Rica, the criterion of designing connections with a hybrid SFRS system called dual by virtue of certain advantages, such as achieving greater rigidity in the structures and avoiding robust structural members. Therefore, the objective of this work is to evaluate the seismic behavior of steel structures with eccentrically braced frames (EBF) and moment frames (MF) by means of a nonlinear static analysis with monotonic increase of lateral forces (Pushover) to determine the effectiveness of the joint action. The research uses the positivist-quantitative paradigm by means of hypothetical-deductive reasoning to develop new knowledge. The design to obtain the data is called pure experiment with post-test only and with control group, in order to determine a causal relationship with the effectiveness of the seismic behavior. By virtue of the fact that the design is quantitative-experimental, the paper has an explanatory scope. The type of sample is non-probabilistic, so that to select the groups a directed sample is used, which obeys the researcher's criteria in order to obtain internal validation of the results. The design of the groups is based on the specifications of the AISC and CSCR-10 standards. The SAP2000 program is used as an analysis tool (Pushover) and, by means of data processing in Excel, the spectral capacity curve of the buildings is obtained and finally their respective evaluation.

Keywords: moment resisting frames, eccentrically braced frames, steel structures, dual system, seismic behavior, effectiveness, nonlinear static analysis with monotonic increase of lateral forces.

Índice de contenidos

1	CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1	ANTECEDENTES	1
1.1.1	<i>Antecedentes nacionales</i>	<i>1</i>
1.1.2	<i>Antecedentes internacionales.....</i>	<i>2</i>
1.2	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.3	OBJETIVOS	7
1.3.1	<i>Objetivo general.....</i>	<i>7</i>
1.3.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	<i>7</i>
1.4	JUSTIFICACIÓN	8
1.5	ALCANCES	9
1.6	LIMITACIONES.....	9
1.7	IMPACTO	10
1.8	HIPÓTESIS	11
2	CAPÍTULO II: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	12
2.1	ACERO ESTRUCTURAL.....	13
2.1.1	<i>Relaciones constitutivas</i>	<i>13</i>
2.1.2	<i>Energía de deformación elástica e inelástica bajo una carga estática</i>	<i>14</i>
2.1.3	<i>Aceros clasificados por la ASTM.....</i>	<i>15</i>
2.1.4	<i>Límite elástico máximo probable</i>	<i>17</i>
2.2	CAPACIDADES PLÁSTICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL	18
2.2.1	<i>Perfiles W.....</i>	<i>18</i>
2.2.2	<i>Flexión inelástica de vigas.....</i>	<i>20</i>
2.3	CONCEPTOS DE ANÁLISIS PLÁSTICO AL LÍMITE	23
2.3.1	<i>Articulaciones plásticas</i>	<i>24</i>
2.3.2	<i>Mecanismos de colapso en marcos de edificios.....</i>	<i>25</i>
2.3.3	<i>Contraste entre las teorías elástica y plástica</i>	<i>27</i>
2.3.4	<i>Niveles de desempeño</i>	<i>30</i>
2.4	DINÁMICA DE LAS ESTRUCTURAS.....	32
2.4.1	<i>Movimiento armónico simple.....</i>	<i>32</i>

2.4.2	<i>Modelo estructural y ecuación de movimiento</i>	35
2.4.3	<i>Espectros de diseño y respuesta</i>	39
2.4.4	<i>Respuesta inelástica y reducción de la ductilidad</i>	41
2.5	SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	43
2.5.1	<i>Marco arriostrado excéntricamente (EBF)</i>	43
2.5.2	<i>Marcos duales</i>	50
2.5.3	<i>Tipos de construcción</i>	53
3	CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	57
3.1	PARADIGMA, ENFOQUE METODOLÓGICO Y MÉTODO DE INVESTIGACIÓN ...	57
3.2	CATEGORÍAS DE ANÁLISIS DE LA INVESTIGACIÓN	58
3.3	POBLACIÓN Y MUESTRA. TÉCNICAS DE MUESTREO	59
3.4	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS	63
3.4.1	<i>Análisis sísmico</i>	63
3.4.2	<i>Diseño elástico</i>	69
3.4.3	<i>Detallado sísmico EBF</i>	76
3.4.4	<i>Modelo computacional de rótulas plásticas</i>	84
3.4.5	<i>Procedimiento del análisis estático no lineal</i>	90
3.4.6	<i>Herramienta informática para el análisis estructural SAP2000</i>	92
3.5	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LOS DATOS	93
4	CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS	96
4.1	DISEÑO DE MUESTRA EBF	96
4.1.1	<i>Determinación del periodo fundamental</i>	96
4.1.2	<i>Miembros estructurales</i>	97
4.1.3	<i>Método estático: fuerza lateral equivalente</i>	98
4.1.4	<i>Cumplimiento de las derivas</i>	99
4.1.5	<i>Reacciones en la base</i>	100
4.1.6	<i>Diseño elástico de miembros estructurales</i>	101
4.1.7	<i>Detallado sísmico del acople</i>	108
4.2	DISEÑO DE MUESTRA EBF EN ACCIÓN CONJUNTA CON MARCOS MF	110

4.2.1	<i>Determinación del periodo fundamental</i>	110
4.2.2	<i>Miembros estructurales</i>	112
4.2.3	<i>Método estático: fuerza lateral equivalente</i>	112
4.2.4	<i>Cumplimiento de las derivas</i>	113
4.2.5	<i>Reacciones en la base</i>	114
4.2.6	<i>Detallado sísmico de los marcos MF</i>	115
4.2.7	<i>Detallado sísmico del acople</i>	118
4.3	ANÁLISIS TIPO <i>PUSHOVER</i> EN EL PROGRAMA SAP2000.....	118
4.3.1	<i>Curva de capacidad del EBF</i>	122
4.3.2	<i>Curva de capacidad del EBF con marcos MF</i>	126
4.3.3	<i>Rotación en uniones de marcos MF</i>	129
4.4	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS GRUPOS DE ESTUDIO 131	
5	CONCLUSIONES	135
6	RECOMENDACIONES	136
7	REFERENCIAS	137
8	ANEXOS	143
9	GLOSARIO	158

Índice de tablas

Tabla 1.	<i>Valores R_y y R_t para diferentes tipos de acero</i>	17
Tabla 2.	<i>Ductilidad global asignada para el sistema EBF</i>	44
Tabla 3.	<i>Conexiones de momento precalificadas</i>	55
Tabla 4.	<i>Variables dependientes e independientes de la investigación</i>	58
Tabla 5.	<i>Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef}, para un periodo de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio</i>	64
Tabla 6.	<i>Fracciones mínimas de la carga temporal para determinación de la carga sísmica</i>	65
Tabla 7.	<i>Cargas permanentes utilizadas en los grupos de estudio</i>	67

Tabla 8. <i>Cargas temporales unitarias mínimas</i> -----	68
Tabla 9. <i>Límite superior de la razón de deriva inelástica, según categoría de edificación y sistema estructural</i> -----	75
Tabla 10. <i>Razones de esbeltez por sismo para elementos en compresión</i> -----	83
Tabla 11. <i>Parámetros de modelación para procedimientos estáticos no lineales</i> -----	86
Tabla 12. <i>Criterio de aceptación para procedimientos estáticos no lineales en acoples</i> --	87
Tabla 13. <i>Verificación del periodo EBF</i> -----	96
Tabla 14. <i>Coeficiente sísmico EBF</i> -----	97
Tabla 15. <i>Miembros estructurales del edificio EBF</i> -----	97
Tabla 16. <i>Análisis EBF de fuerzas sísmicas</i> -----	98
Tabla 17. <i>Verificación de las derivas EBF para el sismo en la dirección X</i> -----	99
Tabla 18. <i>Verificación de las derivas EBF para el sismo en la dirección Y</i> -----	100
Tabla 19. <i>Verificación de bajada de cargas EBF</i> -----	100
Tabla 20. <i>Verificación de cortantes en la base EBF</i> -----	101
Tabla 21. <i>Miembros EBF y razones de esbeltez por sismo para elementos en compresión</i> -----	101
Tabla 22. <i>Miembros EBF para marcos gravitacionales y límites de razones de esbeltez según AISC 360-22</i> -----	102
Tabla 23. <i>Verificación de razones de esbeltez para miembros que forman parte de marcos gravitacionales</i> -----	102
Tabla 24. <i>Cálculo manual de capacidades y relación demanda-capacidad de viga</i> ----	103
Tabla 25. <i>Cálculo manual de capacidades y relación demanda-capacidad de columna.</i>	103
Tabla 26. <i>Verificación de cálculos manuales de las relaciones demanda-capacidad de viga y columna</i> -----	104
Tabla 27. <i>Cortante ajustado en los niveles del marco EBF</i> -----	105
Tabla 28. <i>Distribución de fuerzas internas en el marco EBF</i> -----	106
Tabla 29. <i>Cálculo manual de capacidades y relaciones demanda - capacidad de riostra</i> -----	107
Tabla 30. <i>Verificación de cálculos manuales de relaciones demanda - capacidad de riostra</i> -----	108
Tabla 31. <i>Verificación de la demanda sísmica en los acoples</i> -----	108

Tabla 32. Propuesta de acoples y capacidades-----	109
Tabla 33. Verificación de capacidad de rotación de los acoples -----	110
Tabla 34. Verificación del periodo EBF con marcos MF-----	111
Tabla 35. Coeficiente sísmico EBF con marcos MF-----	112
Tabla 36. Análisis EBF con marcos MF de fuerzas sísmicas-----	112
Tabla 37. Verificación de las derivas EBF con marcos MF para el sismo en la dirección X -----	113
Tabla 38. Verificación de las derivas EBF con marcos MF para el sismo en la dirección Y -----	114
Tabla 39. Verificación de bajada de cargas EBF con marcos MF -----	114
Tabla 40. Verificación de cortante en la base EBF con marcos MF -----	114
Tabla 41. Miembros MF y razones de esbeltez por sismo para elementos en compresión -----	115
Tabla 42. Cálculo manual de capacidades y relación demanda - capacidad MF de viga -----	116
Tabla 43. Cálculo manual de capacidades y relaciones demanda - capacidad MF de columna-----	116
Tabla 44. Verificación de cálculos manuales MF de las relaciones demanda - capacidad de viga y columna -----	117
Tabla 45. Verificación EBF con marco MF de la capacidad de rotación de los acoples	118
Tabla 46. Criterio de aceptabilidad para el desempeño de links W12X79 -----	119
Tabla 47. Parámetros del modelo simétrico normalizado para links W12X79 -----	119
Tabla 48. Criterio de aceptabilidad para el desempeño de links W12X45 -----	120
Tabla 49. Parámetros del modelo simétrico normalizado para links W12x45-----	121
Tabla 50. Valores de desplazamiento y cortante en la base del marco EBF-----	125
Tabla 51. Valores de desplazamiento y cortante en la base del EBF con marcos MF---	128
Tabla 52. Rotaciones en marcos MF-----	131

Índice de figuras

Figura 1. Diagrama esfuerzo-deformación unitaria para un acero estructural común en tensión (no a escala) -----	13
---	----

Figura 2. Algunos modelos cíclicos de materiales para el acero estructural-----	14
Figura 3. Energía de deformación elástica e inelástica -----	15
Figura 4. Diagramas esfuerzo - deformación unitaria de aceros con diferentes porcentajes de carbono-----	16
Figura 5. Características dimensionales de los perfiles W-----	19
Figura 6. Relaciones de momento-curvatura normalizadas y factores de forma para diferentes secciones transversales-----	22
Figura 7. Idealizaciones de momento-curvatura para los análisis plásticos de vigas de diferentes secciones transversales-----	23
Figura 8. Articulación plástica -----	24
Figura 9. Tipos de mecanismos-----	26
Figura 10. Viga biapoyada con carga uniforme w y ley de momentos de la viga -----	27
Figura 11. a) Viga empotrada con carga uniforme w . b) Ley de momentos de la viga antes de que plastifique ninguna sección. c) Momento en el que plastifican las secciones empotradas. d) Ley de momentos de la viga con secciones plastificadas-----	28
Figura 12. Rangos y niveles de desempeño para edificios objetivo -----	30
Figura 13. Opciones de diseño y consecuencias bajo grandes terremotos-----	31
Figura 14. Edificio de varios pisos a base de marcos-----	36
Figura 15. Tipos de excitación dinámica -----	37
Figura 16. Espectro de respuesta de deformación-----	40
Figura 17. Construcción del espectro de diseño elástico -----	41
Figura 18. Factor de reducción de ductilidad-----	42
Figura 19. Variaciones de la rigidez lateral en sistemas EBF -----	45
Figura 20. Ejemplos de marcos arriostrados excéntricamente -----	46
Figura 21. Comportamiento inelástico típico del eslabón en marcos EBF -----	47
Figura 22. Clasificación de enlaces y capacidad de rotación -----	48
Figura 23. Comportamiento típico de enlace de cortante -----	48
Figura 24. Sobrerresistencia de eslabones -----	49
Figura 25. Rotaciones de los enlaces por nivel en un sistema EBF con marcos de momento -----	50
Figura 26. Marcos con desplazamiento permitido-----	51

Figura 27. <i>Conexión simple</i> -----	53
Figura 28. <i>Conexión rígida</i> -----	53
Figura 29. <i>Curvas momento - rotación para conexiones</i> -----	54
Figura 30. <i>Planta XY del grupo control EBF</i> -----	59
Figura 31. <i>Planta XY del grupo experimental EBF con marcos MF</i> -----	60
Figura 32. <i>Elevación ZY. Dimensión corta del edificio</i> -----	61
Figura 33. <i>Elevación ZX. Dimensión larga del edificio</i> -----	61
Figura 34. <i>Vista 3D. Estructuración de los grupos de estudio</i> -----	62
Figura 35. <i>Zonificación sísmica</i> -----	63
Figura 36. <i>Factor espectral dinámico, FED, para sitios de cimentación tipo S₃ en zona sísmica III</i> -----	66
Figura 37. <i>Programación en SAP2000 para estimar demandas a miembros del marco gravitacional EBF</i> -----	69
Figura 38. <i>Momento nominal en función de la longitud no arriostrada lateralmente</i> -----	70
Figura 39. <i>Modelo de análisis auxiliar</i> -----	78
Figura 40. <i>Programación en SAP2000 para estimación de las demandas en el modelo auxiliar</i> -----	79
Figura 41. <i>Programación de las combinaciones de carga en SAP2000 para el modelo auxiliar</i> -----	79
Figura 42. <i>Ángulo de rotación del acople</i> -----	82
Figura 43. <i>Definición de la rotación del acople</i> -----	84
Figura 44. <i>Modelo general de fuerza-deformación para componentes de acero</i> -----	86
Figura 45. <i>Configuración de rótula plástica en acoples</i> -----	87
Figura 46. <i>Rótulas plásticas asignadas en vigas, columnas y riostras EBF</i> -----	88
Figura 47. <i>Rótulas plásticas asignadas a vigas en marcos intermedios</i> -----	89
Figura 48. <i>Asignación de rótulas plásticas en el modelo</i> -----	89
Figura 49. <i>Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad</i> -----	90
Figura 50. <i>Esquema de la técnica del pushover</i> -----	91
Figura 51. <i>Efectos de la carga gravitacional en el comportamiento sísmico de componentes</i> -----	91
Figura 52. <i>Método de capacidad espectral</i> -----	94

Figura 53. Factor espectral dinámico EBF-----	96
Figura 54. Distribución de fuerzas laterales del edificio EBF-----	99
Figura 55. Factor espectral dinámico EBF con marcos MF-----	111
Figura 56. Distribución de fuerzas laterales del edificio EBF con marcos MF-----	113
Figura 57. Definición fuerza - desplazamiento para rótulas en links W12X79-----	120
Figura 58. Definición fuerza - desplazamiento para rótulas en links W12X45-----	121
Figura 59. Pasos 1 y 2 del marco EBF en el eje X-----	122
Figura 60. Pasos 3 y 4 del marco EBF en el eje X-----	122
Figura 61. Paso 5 del marco EBF en el eje X-----	122
Figura 62. Paso 1 y 2 del marco EBF en el eje Y-----	123
Figura 63. Pasos 3 y 4 del marco EBF en el eje Y-----	124
Figura 64. Paso 5 del marco EBF en el eje Y-----	124
Figura 65. Curva de capacidad del marco EBF-----	125
Figura 66. Pasos 1 y 2 del marco EBF con marcos MF en el eje X-----	126
Figura 67. Pasos 3 y 4 del marco EBF con marcos MF en el eje X-----	126
Figura 68. Paso 5 del marco EBF con marcos MF en el eje X-----	126
Figura 69. Paso 1 y 2 del marco EBF con marcos MF en el eje Y-----	127
Figura 70. Pasos 3 y 4 del marco EBF con marcos MF en el eje Y-----	128
Figura 71. Curva de capacidad del marco EBF con marcos MF-----	129
Figura 72. Medición de rotaciones con respecto al eje Y en marcos MF-----	130
Figura 73. Medición de rotaciones con respecto al eje X en marcos MF-----	130
Figura 74. Comparación de curvas de capacidad en el eje X-----	132
Figura 75. Comparación de curvas de capacidad en el eje Y-----	132
Figura 76. Superposición de curvas de capacidad espectral en el eje X y espectros de diseño inelásticos de ductilidad constante-----	133
Figura 77. Superposición de curvas de capacidad espectral en el eje Y y espectros de diseño inelásticos de ductilidad constante-----	133

1 Capítulo I: Introducción

1.1 Antecedentes

A través de la historia, la ingeniería estructural ha tenido que replantear los paradigmas para diseñar estructuras seguras y garantizar la funcionalidad. Actualmente, a pesar de contar con filosofías sismorresistentes basadas en la capacidad y en el desempeño para el control de daños, las normativas satisfacen parcialmente los objetivos a consecuencia de la falta de verificación de los supuestos en el proceso de diseño. Lo anterior implica incertidumbre en la predicción del comportamiento sísmico de los sistemas.

Por otro lado, particularmente en las estructuras de acero, se ha evidenciado una respuesta satisfactoria durante los eventos telúricos. No obstante, también se observa en ellas fenómenos inesperados e inadecuados que inducen costos en reparaciones. Lo anterior está muy asociado a las dificultades que tienen los países ajenos a Estados Unidos en cuanto a adecuarse a las prácticas constructivas y a las calidades requeridas de los materiales. De hecho, esto ocurre de manera generalizada en países de América Latina, donde “no se tiene mucha experiencia y la normativa existente se enfoca principalmente en el diseño de estructuras de hormigón armado, lo que hace que los proyectistas se apoyen en normas foráneas para la confección de sus proyectos” (Fuentes et al., 2018, p. 11).

Ante esta problemática, los marcos arriostrados excéntricamente que incorporan marcos resistentes a momento son una solución de mucho interés, “lo cual puede atribuirse a que aportan tanto una alta rigidez elástica (similar a los contraventeos concéntricos) como ductilidad (similar a los marcos resistentes a momento)” (Ruiz et al., 2019, p. 31). Así entonces, se han promovido investigaciones por parte de la comunidad Latinoamericana con la intención de evaluar el desempeño de dichos sistemas, considerando factores inherentes de la industria nacional.

A continuación se pretende esbozar las investigaciones que evalúan las principales variables de estudio, es decir, lo relacionado intrínsecamente con la respuesta sísmica y de las configuraciones de acero de interés en el ámbito nacional e internacional.

1.1.1 Antecedentes nacionales

Rivas (2021) realiza la “Evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento”. Dicha indagación busca evaluar el efecto de la redundancia a través del análisis

estático no lineal, de tal forma que se comparen niveles de capacidad y demanda. Asimismo, se determinan las rotaciones que manifiestan las conexiones de momento que acompañan al sistema EBF, así como diagnosticar el mecanismo inelástico de dicho sistema. En síntesis, se determina que el efecto de la redundancia proporciona mayor resistencia, en contraste con el sistema EBF, y que ambas estructuras desarrollan únicamente la capacidad elástica en virtud de la demanda sísmica. Finalmente, la autora afirma que lo recomendable es mejorar la capacidad de disipación de energía a través de los enlaces y que, en función de las rotaciones estimadas en los marcos de momento, se establezca el detallado de las conexiones requeridas.

De modo similar, en la tesis de grado de Solórzano (2021), se hace un estudio sobre la “Evaluación de respuesta por capacidad de edificios de acero tipo dual”. El objetivo de la indagación consiste en cuestionar la definición de los marcos duales, qué ventajas ofrece dicho sistema desde el punto de vista de capacidad, desempeño y recursos económicos, en contraste con los sistemas basados en marcos articulados que incorporan el sistema de arriostramiento. El enfoque de la investigación es cuantitativo y la población de estudio corresponde a los marcos de momento tipo especial (SMF) y los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF). El autor concluye que, aunque el sistema con nudos rígidos presenta mejor capacidad, para la demanda sísmica esperada, ambos sistemas se desempeñan con una diferencia despreciable. No obstante, se recomienda elaborar estudios que desprecien las derivas máximas permitidas por el Código Sísmico. Esto tiene como fin que se diseñen estructuras que aprovechen la capacidad dúctil, tal que en ambos sistemas exista una diferencia clara en desempeño que obligue a emplear sistemas duales que combinen las capacidades de los SMF y SCBF de forma eficiente.

1.1.2 Antecedentes internacionales

Dentro de este marco, García y Tapia (2019), en el artículo llamado “Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico”, pretenden analizar la respuesta inelástica de sistemas duales regulares de mediana altura. El escrito señala que el diseño y análisis de los modelos se basan en el contexto normativo mexicano vigente, de manera que se evalúan configuraciones de 6 y 9 pisos con base en un muestreo de estructuras existentes con características de la Ciudad de México. También se consideran efectos inelásticos distribuidos mediante fibras en los perfiles estructurales, sobrerresistencias de los perfiles

del mercado, asignaciones de desplome lateral en los edificios e imperfecciones en riostras, respectivamente, y otros aspectos que toman en cuenta resultados analíticos y experimentales asociados a los criterios de falla de la viga de enlace en aras de obtener una mejor predicción en la capacidad real de los edificios.

Los principales resultados del artículo mencionado se refieren a una mayor ductilidad con respecto a lo que presupone la norma acerca de este tipo marcos, de modo que lo anterior está posiblemente en función de la altura de los edificios. Sin embargo, se determina una menor sobrerresistencia en comparación con lo supuesto en la etapa de diseño. Los autores recomiendan estudiar con mayor detenimiento la redistribución de cargas en virtud de la disipación no uniforme de energía en los niveles.

Luego, en Chile, en su tesis de maestría, Calo (2018) estudia el “Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCH433”. El alcance se basa en determinar los factores que rigen el desempeño de las estructuras a través de la metodología establecida por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA P695); aunado a lo anterior, se pretende juzgar la aceptabilidad del factor de reducción de respuesta R que emplea como supuesto la norma chilena. El total de la muestra se conforma por marcos planos arriostrados considerando la variabilidad del periodo y de las demandas, es decir, estructuras entre 1 y 16 pisos situados en diferentes zonas de riesgo sísmico, para un total de 135 estructuras.

Con base en la obtención de resultados, el autor alega que la norma subestima el factor R cuando se trata de marcos entre 1 y 8 pisos, sin embargo, en los marcos con más de 8 pisos sucede lo contrario. Además, se alude a que es posible que dicho sistema se deba restringir hasta 10 pisos para garantizar un adecuado comportamiento. Calo recomienda que se utilicen secciones armadas para la viga de enlace de modo que se logre optimizar el diseño en virtud de la poca variedad de espesores de alma en vigas W .

Como instancia final, se ha evaluado el comportamiento de marcos EBF con la configuración de Y invertida (viga de enlace vertical). De hecho, trabajos como el de Martínez (2020) destacan la ventaja de poder mermar la interacción de la viga de enlace con otros elementos estructurales (losa de piso). Además, Saffari et al. (2017) resalta el hecho de que estos sistemas presentan mayor ductilidad y disipación de energía en comparación con las vigas de enlace horizontales (como se cita en Guerrero y Barbecho, 2022). Puesto que

“los eslabones pueden fallar ante la acción de réplicas intensas” (Ruiz et al., 2019, p. 30), los modelos estudiados por Hernández y Tena (2018) verifican que “es muy factible diseñar resilientemente al sistema” (p. 45).

1.2 Planteamiento del problema

El ANSI/AISC 341 es la norma que regula en Estados Unidos el diseño, fabricación y construcción de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, denotado por las siglas (SFRS). En ella se establece que los sistemas deben contener, como mínimo, alguno de los tipos de marcos resistentes a momento (MF), arriostramientos (BF) o muros de corte (2016, p. 9.1-10) en ambas direcciones ortogonales, de modo que se transmita las fuerzas laterales hacia el sistema fundación-suelo.

Sin embargo, las estructuras también deben ser estableces ante las cargas permanentes y temporales durante la vida útil. En virtud de lo anterior, como indican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC), “tradicionalmente se han admitido tres tipos de estructuras que dependen de las características de las conexiones” (2020, p. 36), entre ellas:

- (a) Marcos rígidos, donde las conexiones son capaces de restringir de manera significativa las rotaciones.
- (b) Marcos gravitacionales, conformado por uniones simples o articuladas, las cuales transmiten un porcentaje despreciable del momento de empotramiento. Cabe señalar que debe combinarse con alguna configuración SFRS para que sea parte del sistema principal que resiste fuerzas laterales.
- (c) Marcos con nudos semirrígidos, que corresponden a un caso intermedio con respecto a los anteriores (NTC, 2020, p. 35).

Para Reyes et al. (2010), en un inicio las estructuras de acero en la industria estadounidense fueron concebidas para que todo el sistema formara parte del SFRS y así se obtuviera una alta redundancia a través de los MF, ofreciendo ventajas como la alta ductilidad y mejor adaptación a los criterios arquitectónicos de espacio. Posteriormente, a partir de los años 70, esta tendencia se fue sustituyendo por un sistema menos redundante, con menor cantidad de conexiones de momento. Particularmente, esto se realizó con las uniones con respecto al eje débil de las columnas, lo cual no solo supuso estructuras más económicas, sino que también una simplificación desde el punto de vista de análisis y diseño.

En general, los países de la región Latinoamericana no han seguido esta práctica en los procesos de diseño. Por ejemplo, existe la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2014), por lo cual se reconoce que en ese país actualmente se construye y se diseña para que todos los marcos sean parte del SFRS (p. 19).

Otro caso que ilustra lo anterior es México, con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS). En la tabla 4.2.2 de dicha disposición se enumera una serie de estructuraciones permitidas, de las cuales se encuentra disponible el diseño de sistemas duales formados por marcos de acero con marcos arriostrados, entendido el término dual cuando la “resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos” (NTCS, 2020, p. 49). Inclusive, la norma parece sugerir esta forma dual por su notorio desempeño estructural “en relación con lo observado en sistemas estructurados de manera exclusiva con marcos” (NTCS, 2020, p. 14).

Costa Rica tampoco es la excepción. De hecho, el Ing. Gerardo Chacón Rojas, quien es consultor en ingeniería estructural, profesor investigador de estructuras de acero y miembro del Comité Técnico de Acero del Código Sísmico de Costa Rica (comunicación personal, 23 de septiembre del 2022), afirma que los sistemas BF están concebidos teóricamente para que trabajen de manera independiente, pero en el país la práctica común es que trabajen en conjunto con marcos MF. Sin embargo, existen algunas razones por las que se opta por diseñar con un sistema dual, entre ellas, se tiene mayor redundancia, las vigas con doble empotramiento poseen una mejor condición que permite transmitir momentos hacia las columnas y, en consecuencia, poder disminuir el tamaño de las vigas.

Cabe mencionar que en el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10), particularmente con el sistema tipo muro (EBF), la nota 6 de la tabla 10.5 permite asignar una ductilidad global que corresponde a un marco dual (2016, p. 10/12). En consecuencia, la definición no es muy precisa para este tipo de sistema arriostrado y es cuestionable entonces qué tan efectivo es un marco dual EBF en contraste con un marco tipo muro EBF. Lo anteriormente expuesto es lo que pretende estudiar el presente trabajo, ya que, al menos para este caso, es posible que el sistema dual pueda encarecer la obra en términos de tiempo y costo.

Esbozado el problema, el investigador plantea la siguiente pregunta:

¿Qué beneficios aporta el comportamiento sísmico de los edificios de acero, con marcos arriostrados excéntricamente (EBF) y marcos de momento (MF)?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Evaluar el comportamiento sísmico en estructuras de acero con marcos arriostrados excéntricamente (EBF) y marcos de momento (MF) por medio de un análisis no lineal estático con incremento monotónico de fuerzas laterales (*Pushover*) para determinar la efectividad de la acción conjunta.

1.3.2 Objetivos específicos

- 1- Diseñar un edificio EBF (objeto de control) por el método LRFD de manera que satisfaga las especificaciones del AISC y el CSCR-10.
- 2- Efectuar el diseño de otro edificio EBF, que actúa en conjunto con marcos MF (objeto de estudio), aplicando el mismo método y especificaciones del anterior.
- 3- Auscultar las rotaciones en las conexiones, rótulas plásticas y modos de falla en los elementos del sistema de estudio por medio del programa SAP2000.
- 4- Comparar los niveles de demanda y capacidad de ambos sistemas a través del cálculo de curvas S_A-S_D (método de capacidad espectral CSCR-10).
- 5- Determinar posibles usos de conexiones precalificadas en los nudos del marco MF con base en las rotaciones.

1.4 Justificación

Esta investigación cuenta con dos funciones. La primera, comparar con los resultados de estudios anteriores en aras de verificar o, por el contrario, disentir el conocimiento que se tiene hasta ahora sobre el comportamiento sísmico de marcos duales EBF; y la segunda, determinar si la acción conjunta de los EBF con MF aporta algún valor.

Las implicaciones prácticas que tiene la investigación son tales que permiten ser un punto de referencia para evaluar las demás estructuras sismorresistentes, de modo que eventualmente se establezcan las mejores prácticas durante el proceso de diseño en acero en el país. Cabe señalar que “la elección del sistema estructural es una de las decisiones más importantes que se toman durante el diseño por sismo” (NTCS, 2020, p. 14), por lo que, los resultados derivados del presente trabajo representan una necesidad para la toma de decisiones.

Los que se benefician de los resultados de la indagación son esencialmente los inversionistas y las personas que hacen uso de la infraestructura civil. El primer caso se explica porque todo ingeniero civil debe ajustarse a los principios de su profesión, entre ellos que “el proyecto deberá ser el óptimo, el más bajo en costos para conseguir los objetivos que se desean, o el mejor en relación con el dinero invertido, tal como lo solicitó el dueño o cliente” (Merritt et al., 1999, p. 1.1), puesto que el trabajo determina la efectividad de los sistemas, luego coadyuva a cumplir el principio mencionado. En cuanto a los segundos actores, se debe recordar que el diseño por capacidad es una filosofía que orienta la práctica profesional para diseñar estructuras en donde el objetivo principal es garantizar la seguridad de vida ante los sismos. Los análisis elásticos no son suficientes, y las normas en general no exigen que se verifique la respuesta no lineal de las estructuras (Vielma y Mendoza, 2011). En consecuencia, la indagación realiza una evaluación de las capacidades y niveles demandados de los sistemas para corroborar los supuestos de las disposiciones y reducir la incertidumbre en el desempeño sísmico.

La novedad de la investigación consiste en abordar el diseño con otros criterios de falla para la viga de enlace en el sistema EBF que aún no se han estudiado con suficiente detenimiento, al menos en investigaciones en el contexto nacional, de modo que se espera obtener resultados diferentes y fructíferos para sugerir ideas desde el punto de vista teórico a partir de las evaluaciones del comportamiento sísmico del objeto de estudio e inducir con

ello, un cambio en el paradigma en los diseños y, por ende, en las normas. Además, uno de los objetivos de la investigación es determinar posibles usos de conexiones precalificadas en los marcos MF, un aspecto que se rescata de la investigación de Rivas (2021), quien recomienda, en efecto, determinar el tipo de uniones requeridas para el sistema dual (p. 135).

1.5 Alcances

- El objeto de estudio es el sistema EBF con marcos de momento. No se consideran otras combinaciones, salvo el sistema EBF con marcos gravitacionales, que sirve de punto de control para realizar la evaluación.
- Esta investigación considera únicamente edificios que poseen regularidad en planta y en altura. Además, el trabajo pretende estudiar estructuras con un número de pisos no superior a cinco.
- En el trabajo se asume una y solo una zona de riesgo sísmico, con un tipo de suelo en particular. Asimismo, el edificio de estudio y de control se diseñan con la misma cantidad de pisos.
- El sistema de arriostramiento excéntrico se diseña para que la viga de enlace horizontal presente fluencia por cortante. Este, además, se ubica en el centro de la bahía.
- Para el diseño de estructuras de acero se siguen las especificaciones del AISC y el CSCR-10 por el método LRFD.

1.6 Limitaciones

- No se toman en cuenta aspectos económicos o requerimientos arquitectónicos.
- Debido a que no se tiene al alcance una base de datos de las calidades de acero que se consumen en Costa Rica, se emplean valores nominales de sobrerresistencia.
- Las curvas de momento-curvatura que definen la flexión de los miembros son curvas normalizadas.
- Se omite el efecto biaxial en los sistemas, de modo que las conclusiones están sujetas a un eventual análisis que incorpore dichos efectos en los marcos y en las conexiones.
- No se contempla la interacción suelo-estructura.
- El diseño de muestras no contempla necesariamente la serviciabilidad estructural (deflexiones).

1.7 Impacto

La investigación pretende impactar diferentes sectores. En primer lugar, a nivel prescriptivo, con la intención de realizar aportes positivos y generar discusión sobre algunos aspectos que define el Código Sísmico de Costa Rica en cuanto al tratamiento que se les da a los sistemas de arriostramiento en la práctica y las clasificaciones de estructuras sismorresistentes en acero, particularmente el sistema dual, que en un anterior estudio fue cuestionado por el investigador Solórzano (2021). Además, se espera juzgar la aceptabilidad de los valores que presupone la norma para fines de diseño a partir de la evaluación del comportamiento sísmico de tales sistemas, de modo que se logre o no verificar las disposiciones que describen los factores de desempeño sísmico, como las capacidades dúctiles, de rigidez, de sobrerresistencia y distorsiones de piso.

Así entonces, se espera que también este trabajo represente una iniciativa para elaborar futuras investigaciones que aborden el tema de las estructuras de acero y fornecer las buenas prácticas en los procesos constructivos y de diseño a nivel nacional. A pesar de que la tendencia creciente del uso de concreto es muy influenciada por las normas, incluso en la región Latinoamericana, es relevante que se siga investigando la respuesta que tienen las estructuras de acero para aprovechar las ventajas que tienen estos sistemas, lo anterior cobra mayor relevancia cuando se sabe que Costa Rica pertenece a una zona de alta sismicidad.

Aunque no es el propósito de la investigación realizar un análisis económico del sistema dual, el método de capacidad espectral que se emplea para la evaluación permite representar de manera gráfica el desempeño del objeto de estudio. Se consigue, por lo tanto, cotejar los resultados con el sistema de control y de ese modo evidenciar indicios de que los sistemas duales (EBF actuando con MF) encarecen los proyectos, bajo la premisa de que reducir la cantidad de conexiones resistentes a momento figura como un aspecto significativo en términos de ahorro económico.

Por último, los resultados de la investigación tienen un impacto indirecto sobre la sociedad. Esto es así por el hecho de que los avances tecnológicos permiten hoy realizar análisis sísmicos elástico-lineales de manera eficiente. No obstante, dichos métodos solo proponen una aproximación de la respuesta no lineal (las estructuras diseñadas por sismo consideran este posible comportamiento). Por medio del análisis *Pushover*, se constata en

esta investigación con mayor cabalidad el comportamiento inelástico de las estructuras. Por consiguiente, es posible corroborar los supuestos del diseño elástico y verificar el cumplimiento del objetivo de desempeño en los diseños, el cual es garantizar la vida humana.

1.8 Hipótesis

La acción conjunta del sistema de arriostramiento (EBF) con marcos resistentes a momento (MF) no aporta valor, de manera que la definición de sistema dual en acero, para este caso de estudio, encarece los proyectos.

2 Capítulo II: Fundamentación teórica

El comportamiento sísmico de los sistemas estructurales depende de una serie de interrelaciones de conceptos que fundamentan la teoría para realizar la evaluación que busca el presente escrito. Dichas nociones son básicas para la comprensión de los procesos de análisis y diseño por sismo. Son traducidos mediante códigos, los cuales representan una guía de tales métodos. Para Caudana (2004):

El comportamiento sísmico de una estructura está en función de dos parámetros: las cargas vibratorias aplicadas y las características dinámicas propias de la estructura. Obviamente, al tratarse de sismos, no podemos tener control alguno sobre el primer aspecto, pero no ocurre lo mismo con el segundo. De las características de los edificios, tres son las que principalmente definen el comportamiento sísmico: el periodo de vibración (sobre todo el fundamental), el grado de amortiguamiento y el comportamiento inelástico (p. 94).

No obstante, siguiendo al autor (Caudana, 2004, p. 93), se menciona que otro aspecto sustancial es el tema constructivo. A pesar de que en los análisis no es considerado, y aunque en el diseño se cumpla con los requerimientos de ductilidad en los miembros y en las conexiones, es evidente que si no se garantiza en el campo la conformidad de lo establecido (inclusive una deficiente soldadura), el comportamiento de la solución estructural puede tener incongruencias con lo esperado.

Lo anterior es de particular interés para los países como Costa Rica, donde a través del CSCR-10 se adoptan muchas de las prácticas establecidas en normas foráneas, como las del AISC. Si bien es un factor importante, para esta investigación se asume que la forma en que se construye es conforme. Por mencionar un ejemplo, las conexiones precalificadas representan un reto para los talleres nacionales, lo cual deja en evidencia lo comentando en cuando a las técnicas constructivas.

De esta manera, se exponen a continuación las teorías y conceptos que contienen al fenómeno. Como primer asunto, se examina la dinámica estructural, luego se presentan las propiedades mecánicas de los materiales (en este caso del acero), seguidamente se abordan los sistemas estructurales de interés para el escrito, asimismo, el comportamiento inelástico y mecanismos de fallas en dichos sistemas, para finalmente exponer sobre los tipos de análisis sísmico y la filosofía de diseño por capacidad.

2.1 Acero estructural

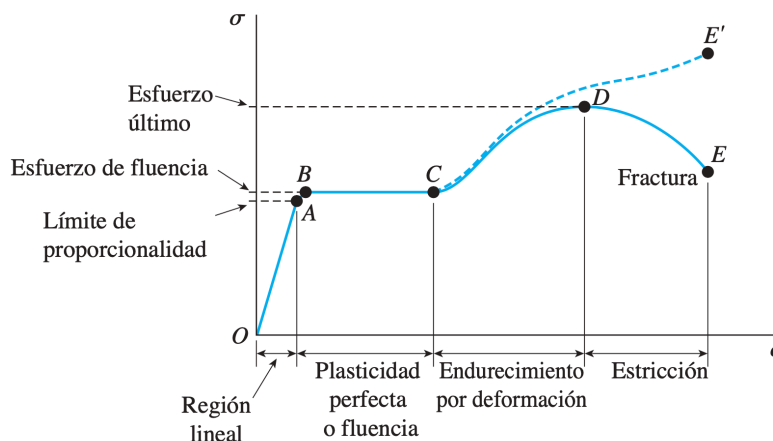
En virtud de que la investigación se concentra en el estudio de edificios de acero, es oportuno describir las propiedades mecánicas de dicho material. Además, el comportamiento es función (entre otros factores) de la composición química, inducida por las aleaciones empleadas en la industria siderúrgica para conformar las calidades más conocidas en el mercado.

2.1.1 Relaciones constitutivas

En problemas de ingeniería estructural es importante definir el modelo de comportamiento del acero en una forma simplificada, tal que sea susceptible de análisis, proceso que se denota como la idealización del comportamiento del material. Para representar el efecto de una carga monotónica creciente, se utiliza el diagrama de esfuerzos-deformaciones unitarias ($\sigma - \epsilon$).

Figura 1.

Diagrama esfuerzo-deformación unitaria para un acero estructural común en tensión (no a escala)



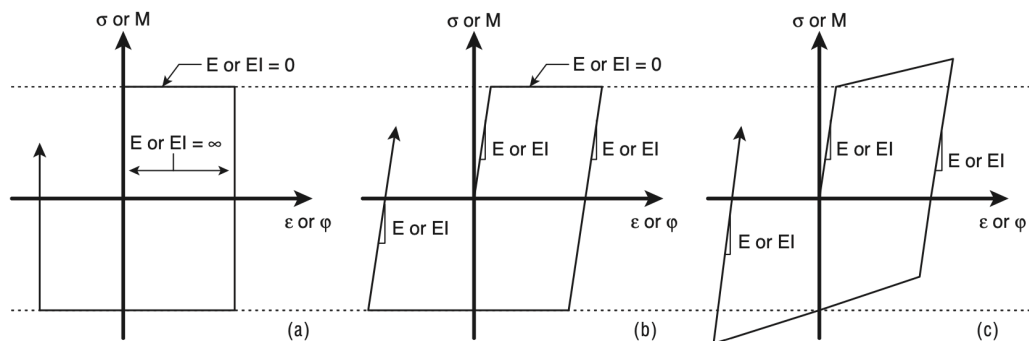
Nota. También se le conoce como curva de esfuerzo-deformación ingenieril, la línea discontinua representa la curva real de esfuerzo-deformación unitaria. Tomado de J. M. Gere y B. J. Goodno, 2016, p. 41.

De acuerdo con la figura 1, se observa las diferentes etapas del comportamiento del material, entre ellos la región lineal, la fluencia, el endurecimiento por deformación y finalmente la estricción hasta llegar a la fractura. Sin embargo, en la práctica se busca

modelar únicamente aquellas propiedades que gobiernan las intenciones del diseño (supuestos) o alcances de una investigación.

Figura 2.

Algunos modelos cíclicos de materiales para el acero estructural



Nota. Modelos más frecuentes de relación esfuerzo-deformación unitaria ($\sigma - \epsilon$) o momento-curvatura ($M - \varphi$): a) bilineal rígido-perfectamente plástico, b) bilineal elasto-plástico, c) bilineal elasto-plástico con endurecimiento por deformación; $I =$ momento de inercia; $E =$ módulo elástico. Tomado de M. Bruneau et al., 2011, p. 71.

En la figura 2, Bruneau et al. (2011) indica que el modelo a) se emplea cuando se decide despreciar las deformaciones elásticas, lo cual supone una rigidez infinita hasta alcanzar la capacidad plástica de colapso. El modelo b) se caracteriza por dos estados de rigidez y el c), a diferencia del modelo anterior, considera una rigidez diferente de 0, el cual permite contemplar el efecto del endurecimiento por deformación. Parece trivial, pero conforme los modelos son más refinados, mayor es la complejidad de cálculo. Por lo tanto, es de interés para el presente escrito los modelos anteriormente mencionados, no obstante, se debe también identificar qué idealizaciones representan mejor los propósitos del diseño.

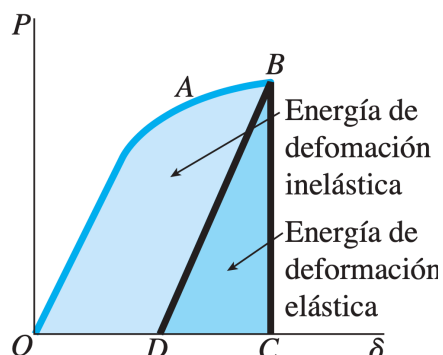
2.1.2 Energía de deformación elástica e inelástica bajo una carga estática

Una carga externa que se aplica lentamente y que desplaza un punto denota el trabajo externo realizado físicamente. El trabajo equivale a una transferencia de energía que es posible cuantificar como la energía potencial en virtud de las deformaciones inducidas a un elemento estructural. Si se considera el sistema abierto, durante el proceso es posible que no toda la energía transferida pueda ser absorbida, de modo que, por conservación de la energía, parte de ella se disipa en forma de calor. El fenómeno es muy importante, ya que los sistemas

estructurales se diseñan para que algunos elementos se comporten en el rango elástico y otros en el rango inelástico.

Figura 3.

Energía de deformación elástica e inelástica



Nota. El área que contiene el polígono (OABCD) representa el trabajo realizado sobre un elemento cargado axialmente; $P = \text{carga estática}$; $\delta = \text{desplazamiento}$. Tomado de J. M. Gere y B. J. Goodno, 2016, p. 178.

Siguiendo a Popov (2000), “en el rango inelástico, solo es recuperable una pequeña parte de la energía absorbida por un material. La mayor parte de la energía se disipa en deformar permanentemente el material y se pierde en forma de calor” (p. 113). Aunque en un análisis de carga monotónica no ocurren descargas, se considera que la figura 3 ayuda a comprender un fenómeno importante que ocurre en el acero durante la acción de sismos en una estructura. Debido al alcance de la investigación definido, no se abordaran otras propiedades, tales como el efecto Bauschinger (de hecho, afecta en cierto grado la capacidad de disipar energía) que es más relevante en el análisis de ciclos histeréticos.

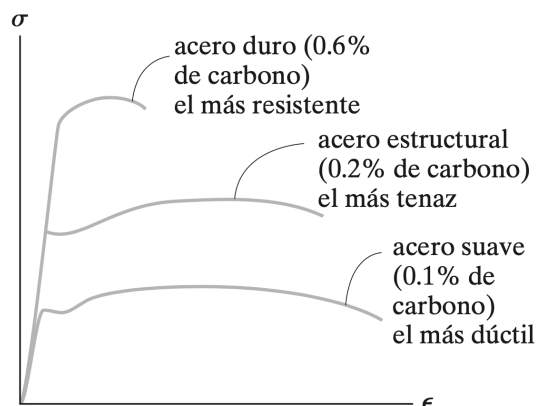
2.1.3 Aceros clasificados por la ASTM

Uno de los requerimientos más importantes que se busca en la elección del tipo de acero es la capacidad que tiene este para disipar energía de deformación durante un sismo; en los ciclos de carga y descarga el material debe mantener un adecuado comportamiento para poder acumular esa energía (Bruneau et al., 2011, p. 30). Es cierto que la ductilidad está relacionada con la disipación de energía, sin embargo, lo ideal es determinar el conjunto ductilidad-resistencia que permita desarrollar el mayor módulo de tenacidad; Hibbeler señala que “al modificar el porcentaje de carbono en el acero, los diagramas de esfuerzo-

deformación resultantes (...) muestran cómo pueden cambiarse los grados de resiliencia y tenacidad” (2011, p. 93).

Figura 4.

Diagramas esfuerzo - deformación unitaria de aceros con diferentes porcentajes de carbono



Nota. El carbono es el principal elemento que influye en el acero. Se observa que, al aumentar el contenido de carbono, disminuye la ductilidad pero aumenta la resistencia del material. Tomado de R.C. Hibbeler, 2011, p. 93.

La figura 4 ofrece un panorama general de las propiedades del acero. Es posible inferir que el módulo de elasticidad es independiente de la aleación empleada y que el acero puede clasificarse de manera general en tres tipos: a) suave o dúctil, b) duro o muy resistente y una cualidad intermedia que se caracteriza por ser el más tenaz c) acero estructural.

Por otro lado, según McCormac y Csernak (2012), la *American Society for Testing and Materials* (ASTM) clasifica los aceros en tres grandes tipos, asignando varias designaciones dependiendo del grado especificado:

Los aceros al carbono A36, A53, A500, A501 y A529; los aceros de baja aleación y de alta resistencia A572, A618, A913 y A992, y los aceros de baja aleación y alta resistencia y resistentes a la corrosión A242, A588 y A847 (p. 21).

Para efectos de la investigación, es de especial interés el acero de baja aleación y alta resistencia A992, por razones que se detallarán en la siguiente sección. Cabe destacar que las clasificaciones de los aceros y sus propiedades se pueden consultar en el Manual del AISC, en la tabla 2-4 y 2-5.

2.1.4 Límite elástico máximo probable

En la anterior sección se comentó la importancia de seleccionar un material acorde con las especificaciones ASTM. Además, a través del manual AISC, se indica la disponibilidad de los perfiles o placas para cada uno de los grados del acero con sus correspondientes resistencias a la fluencia y fractura mínimas especificadas, parámetros muy útiles para el diseño. Sin embargo, en el diseño sísmico, es igual de importante conocer el límite elástico máximo probable. En términos matemáticos, se define las siguientes expresiones (CSCR-10, 2016, p. 10/3):

$$F_{ey} = R_y \cdot F_y \quad (1)$$

$$F_{te} = R_t \cdot F_u \quad (2)$$

Donde F_y y F_u son las resistencias a la fluencia y a la ruptura mínimas especificadas respectivamente. De manera análoga, R_y y R_t representan las relaciones de resistencias esperadas (fluencia y ruptura respectivamente), entre el valor mínimo especificado.

Tabla 1.

Valores R_y y R_t para diferentes tipos de acero

Uso del elemento	R_y	R_t
<i>Elementos fabricados a partir de placas</i>		
ASTM A36	1.3	1.2
ASTM A1043 grado 36	1.3	1.1
ASTM A1011 HSLAS grado 55	1.1	1.1
ASTM A572 grado 42	1.3	1.0
ASTM A572 grado 50 o 55	1.1	1.2
ASTM 1043	1.2	1.1
<i>Secciones laminadas en caliente y barras</i>		
ASTM A36	1.5	1.2
ASTM A1043	1.3	1.1

ASTM A572 grado 50 o 55, ASTM 913 grado 50 60 o 65, ASTM A588, ASTM A992	1.1	1.1
ASTM A1043 grado 50	1.2	1.1
ASTM A529 grado 50	1.2	1.2
ASTM A529 grado 55	1.1	1.2

Nota. Se extraen los valores de la tabla 10.1, los elementos fabricados a partir de placas y secciones laminadas en caliente y barras. Tomado del CSCR-10, 2016, p. 10/4.

Los valores de R_y y R_t se obtienen a partir de ensayos de laboratorio, sin embargo, en la tabla 1 se presentan dichos valores para el diseño en la práctica costarricense. Se considera que estos valores teóricos deben sopesarse, ya que, a nivel nacional, inclusive las certificaciones de las calidades pueden distar de la realidad. La preocupación radica en que en el diseño sísmico una mayor resistencia probable podría generar efectos no deseados en el comportamiento estructural; esto implica que la capacidad de los elementos denotados como “fusibles” tienen que ser controlados mediante estos valores en primera instancia.

La razón que justifica el uso del acero ASTM A992 son dos: a) el manual del AISC indica que dicha especificación es la recomendada para los perfiles W, los más comunes en la práctica constructiva y b) según Bruneau et al. (2011), la especificación se caracteriza por tener un mayor control del límite elástico probable, cumplir con requisitos especiales para limitar el carbono equivalente en aceros aleados y limitar la relación $\frac{F_y}{F_u} \leq 0,85$ para garantizar la ductilidad del material (p. 27).

2.2 Capacidades plásticas de la sección transversal

En esta sección se deducen los conceptos y expresiones matemáticas fundamentales de la capacidad plástica de las secciones transversales en los perfiles. El modelo es importante, ya que el diseño sísmico prevé rótulas plásticas en zonas específicas. Estas deben ser controladas por el diseñador con el fin de estimar el efecto esperado del comportamiento, en virtud de la redistribución de esfuerzos en una estructura.

2.2.1 Perfiles W

Jaramillo (2010) explica que:

Desde el punto de vista del diseño, el ingeniero debe tener en cuenta que cada sección está construida buscando optimizar la ubicación del material para producir la mejor eficiencia, generalmente obtenida maximizando la relación resistencia-peso. En el

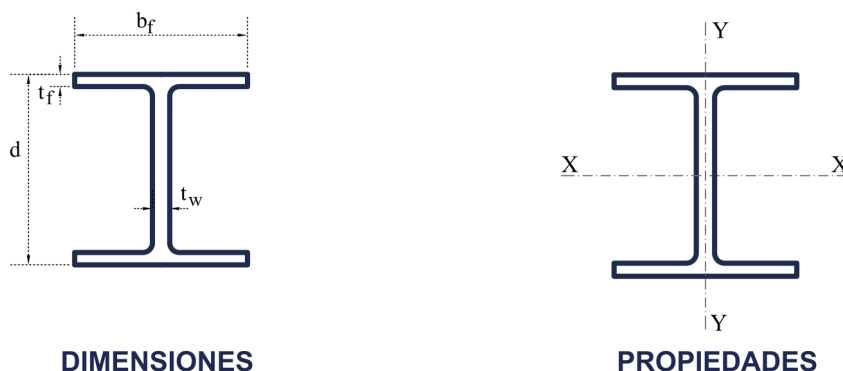
caso de elementos a flexión, generalmente el perfil de mayor altura y menor peso dará la solución más económica. Los perfiles usados para vigas son los tipos I o W (denominados de ala ancha). Estos tienen una resistencia y rigidez (medida en función del momento de inercia) importante respecto a su eje principal y mucho menor respecto a su eje menor (p. 116).

De acuerdo con lo anterior, es comprensible que sea fácil reconocer en los proyectos de construcción de acero la forma de I característica de las vigas. Además de lo que menciona el autor, es claro que la distribución de la masa en la sección transversal obedece a un parámetro que aporta a la rigidez flexionante de manera eficiente con respecto al eje fuerte. Los perfiles de ala ancha no se deben confundir con otro tipo de viga denominada S o estándar americanas, ya que ambos perfiles S y W tienen la misma forma, sin embargo, se prefiere la última, ya que:

“Debe notarse que los espesores constantes (o casi constantes) de los patines de las vigas W, a diferencia de los patines ahusados de las vigas S, facilitan las conexiones. Las vigas de patín ancho representan hoy en día casi el 50 % de todos los perfiles estructurales laminados” (McCormac y Csernak , 2012, p. 8).

Figura 5.

Características dimensionales de los perfiles W



Nota. Los perfiles W también son llamados perfiles H, o IR; d = altura de la viga; b_f = ancho del patín; t_f = espesor del patín; t_w = espesor del alma; X y Y corresponden a los ejes de simetría de la sección. Tomado de Gerdau Corsa, 17 de noviembre del 2022, p. 12.

Al observar la figura 5, es notable que la sección es doblemente simétrica, lo cual representa otra ventaja de su uso desde el punto de vista analítico. La capacidad plástica puede obtenerse de manera más simple. Esto se debe a que, como se explica más adelante, el eje neutro coincide con el centroide geométrico, siempre y cuando se considere válida la hipótesis de que el material es homogéneo e isotrópico. Asimismo, en el Manual del AISC se especifica una lista amplia de perfiles estructurales con sus respectivas dimensiones y valores de ayuda para el diseño.

2.2.2 *Flexión inelástica de vigas*

Gracias a la teoría de mecánica de materiales se conoce la distribución lineal de esfuerzos uniaxiales que actúan en la sección transversal de una viga donde la ley de Hooke es aplicable. Ahora bien, Popov (2000) afirma que:

La teoría de la flexión elástica de vigas puede ampliarse fácilmente a la flexión inelástica introduciendo una relación esfuerzo-deformación unitaria uniaxial no lineal para el material. Los requisitos básicos de estática y cinemática de la deformación siguen siendo los mismos que para el caso elástico (p. 348).

Se recuerda que la hipótesis cinemática establece que las secciones transversales permanecen planas y que la deformación unitaria denota una relación lineal creciente conforme aumenta la distancia y desde el eje neutro. Matemáticamente se expresa que:

$$\varepsilon_x = \frac{-y}{c} \varepsilon_m \quad (3)$$

Donde la deformación unitaria ε_x tiene su máxima deformación ε_m cuando alcanza la fibra extrema c . Por otro parte, se debe plantear el equilibrio de la sección, de modo que:

$$\int \sigma_x dA = 0 \quad (4)$$

Beer et al. aclara que en deformaciones plásticas las secciones doblemente simétricas tendrán que el eje neutro coincide con el centroide geométrico de la sección (2017, p. 239). Por lo tanto, dicha suposición en la teoría elástica es aplicable también en el comportamiento inelástico. La ecuación 4 representa la suma de las componentes de fuerzas uniaxiales para

una distribución simétrica de esfuerzos (mismas propiedades mecánicas en tensión y compresión) σ_x .

El último requisito consiste en relacionar el momento interno resultante con la distribución de esfuerzos definido por el eje neutro de la sección. En virtud de que la distribución de esfuerzos es una función impar de y , se puede calcular el momento para el caso de una sección rectangular de ancho b (Beer et al., 2017, p. 239):

$$M = -2b \int_0^c y \sigma_x dy \quad (5)$$

Si la relación analítica $\sigma_x - \varepsilon_x$ se define a partir de un modelo elasto-plástico, el momento de fluencia M_y queda determinado por la siguiente fórmula de la flexión, en términos del módulo elástico S cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia σ_y :

$$M_y = S \sigma_y = \frac{2}{3} b c^2 \sigma_y \quad (6)$$

Una vez que se supera el momento de fluencia, “el material en las partes superior e inferior de la viga comenzará a ceder, lo que ocasiona una redistribución del esfuerzo en la sección transversal hasta que se desarrolla el momento interno M requerido” (Hibbeler, 2011, p. 336) (momento plástico M_p). Conforme se plastifica la sección, disminuye el núcleo elástico; de modo que la zona elástica denota la siguiente distribución de esfuerzo:

$$\sigma_x = -\frac{\sigma_y}{y_y} y \quad (7)$$

Donde y_y denota la mitad del núcleo elástico de la sección. Empleando la ecuación 5 se calculan los aportes de momento interno debido a la distribución de esfuerzo en la zona plastificada y del núcleo elástico (Beer et al., 2017, p. 241):

$$M_p = -2b \int_0^{y_y} y \left(-\frac{\sigma_y}{y_y} y \right) dy - 2b \int_{y_y}^c y (-\sigma_y) dy \quad (8)$$

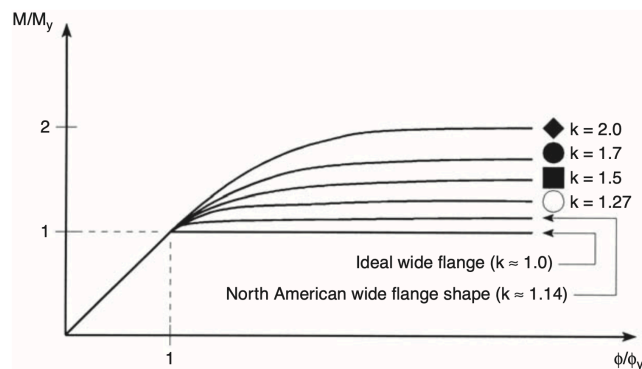
Resolviendo la ecuación 8 cuando y_y tiende a 0:

$$M_p = \frac{3}{2} M_y \quad (9)$$

Se denomina factor de forma k a la relación M_p/M_y y depende únicamente de las propiedades geométricas de la sección transversal (Popov, 2000, p. 352).

Figura 6.

Relaciones de momento-curvatura normalizadas y factores de forma para diferentes secciones transversales

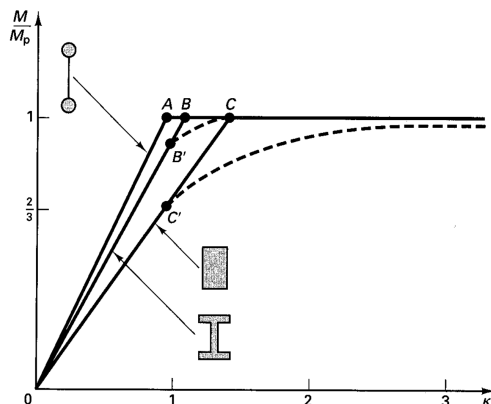


Nota. El punto (1,1) representa el punto de fluencia del material. Con cualquier incremento del momento deja de ser válida la ley de Hooke, lo cual se aprecia en términos de la curvatura ϕ normalizada en el comportamiento inelástico de la sección transversal. Para el caso particular del rectángulo, el factor de forma es 1.5. Tomado de M. Bruneau et al., 2011, p. 116.

Con base en un procedimiento análogo al de la sección rectangular, se determinan para otras geometrías el diagrama momento-curvatura normalizado en relación con los puntos de fluencia, tal como se ilustra en la figura 6. Cabe destacar que, dependiendo de la sección, la transición al momento plástico es más rápido conforme el factor de forma disminuye. De hecho, para los perfiles W norteamericanos ($k \approx 1.14$), se aprecia que el comportamiento es similar a un perfil ideal de ala ancha, lo cual conlleva a pesar de que, una vez alcanzado el límite elástico, cualquier incremento en la carga denota casi una plastificación total.

Figura 7.

Idealizaciones de momento-curvatura para los análisis plásticos de vigas de diferentes secciones transversales



Nota. Diagrama normalizado en relación con el momento plástico M_p . Cabe destacar el eje horizontal en términos $\kappa = \frac{1}{\rho} = \varphi$, donde ρ es el radio de curvatura. Tomado de E. P. Popov, 2000, p. 823.

Por último, con otra representación, debe notarse que en la figura 7 se ilustra un caso especial donde las masas están concentradas en los patines, en contraste con la viga rectangular; se observa en ello la influencia que tiene el núcleo elástico en el factor de forma. Para el caso de más interés, o sea, el perfil W, es importante advertir que para efectos prácticos en los análisis plásticos se presupone que “una transición abrupta del comportamiento elástico al idealmente plástico ocurre bajo M_p . Por la tanto, se considera que el comportamiento del miembro entre M_{yp} y M_p es elástico” (Popov, 2000, p. 822). Luego, el valor constante del momento plástico es asociado a un aumento infinito de la curvatura.

2.3 Conceptos de análisis plástico al límite

Con base en la explicación del comportamiento plástico de la sección transversal, se evidencia que los miembros tienen un margen de seguridad contra la falla algo mayor que lo que propone la teoría elástica. De hecho, con el creciente avance computacional en el desarrollo de programas de análisis estructural, la práctica profesional tiende a basarse con la capacidad elástica de los miembros e incluso en estimar la respuesta inelástica de las estructuras a partir de un análisis lineal elástico. Esta filosofía de diseño ha sido satisfactoria en la mayoría de los casos en el que la incertidumbre de las acciones aplicadas es reducida. Sin embargo, para el diseño sísmico, el interés reciente tiende a incluir mejores

aproximaciones del comportamiento global de las estructuras incorporando el fenómeno plástico de las secciones.

Para Jaramillo (2010):

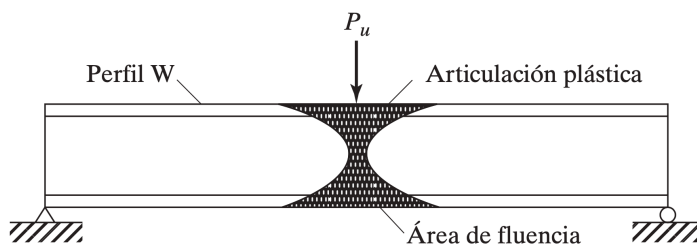
Las ventajas de diseñar plásticamente obteniendo diseños más racionales y económicos serían de poco valor si las técnicas de diseño fuesen más complicadas que las correspondientes para los métodos elásticos. Sin embargo, este no es el caso; de hecho, los métodos plásticos tienen aún mejores ventajas como la simplicidad y la rapidez en los cálculos. Lo anterior debido a que es posible determinar la carga de falla para una estructura dada y su correspondiente mecanismo de falla directamente, sin considerar el orden en el cual se presenten las diferentes rótulas plásticas a medida que se presentan los valores de falla (p. 142).

2.3.1 Articulaciones plásticas

Se entiende por articulación plástica cuando la plastificación de la sección transversal es completa. La hipótesis fundamental del análisis plástico consiste en tomar en cuenta el comportamiento descrito en los diagramas momento-curvatura, donde se evidencia que la sección tiende a aumentar su tasa de rotación mientras M_p es constante.

Figura 8.

Articulación plástica



Nota. Formación plástica en una viga simple conforme aumenta la carga puntal P_u . Tomado de J. C. McCormac y S. F. Csernak, 2012, p. 240.

Tal como se observa en la figura 8, realmente la articulación plástica corresponde a una región que se extiende a través de la dimensión de la viga. De hecho, “la longitud en donde se presenta esta plastificación hacia ambos lados de la sección considerada, depende de las condiciones de carga y de la sección transversal del miembro” (McCormac y Csernak, 2012, p. 239). Este aspecto es necesario comentarlo, ya que para efectos de modelación en

programas informáticos y en cálculos manuales lo usual es definir una plasticidad concentrada, es decir, una articulación plástica de longitud cero.

Además, recordando la figura 2, el fenómeno se puede modelar empleando la relación constitutiva, bilineal rígido-perfectamente plástico en dichas articulaciones, lo cual es conveniente para el análisis plástico por dos razones: (a) en esencia, las rotaciones inelásticas bajo M_p constante son mucho mayores a las elásticas y por lo tanto estas últimas se pueden despreciar y (b) permite elucubrar cómo se verá más adelante, cambiar las condiciones de frontera en un sistema y, en consecuencia, estudiar los mecanismos de colapso. Es claro que la longitud real de la zona plástica aporta mayores deflexiones, pero dicho enfoque no dista significativamente de la simplificación (plasticidad concentrada) (Bruneau, et al., 2011, p. 178).

En un sistema estructural se pueden identificar potenciales zonas para la formación de articulaciones plásticas; dependiendo de los patrones de carga y las condiciones de apoyo, es posible reconocer los valores máximos (extremos) en los diagramas de momento. Por ejemplo, Rus (2008) menciona que las secciones críticas en un marco “que no haya cargas distribuidas, las leyes de momentos se compondrán de segmentos rectos, con los que los extremos solo pueden aparecer en los puntos de aplicación de cargas o en los extremos de las barras” (p. 43).

2.3.2 Mecanismos de colapso en marcos de edificios

Normalmente, en un diseño lineal elástico la presencia de fluencia en las fibras extremas del perfil indicarían al diseñador que el sistema ha fallado. En contraste, en un diseño plástico las estructuras estáticamente indeterminadas, como los marcos de un edificio, podrían seguir tomando mayores cargas e inclusive permitir la formación de articulaciones plásticas, de modo que el sistema redistribuya los esfuerzos en nuevos puntos, cambiando las condiciones de frontera hasta generar el número de articulaciones necesarias para que ocurra un mecanismo cinemático, o, en otras palabras, un sistema inestable.

En el mismo sentido, Reyes (1975) afirma que:

El proceso de formación y rotación de una serie de articulaciones plásticas, bajo carga creciente, terminará cuando se haya formado un número de articulaciones suficiente para convertir a la estructura (o a una parte de ella) en un mecanismo; en ese instante

la estructura será incapaz de admitir nuevas cargas, y sus deformaciones irán en aumento bajo carga constante (p. 33-34).

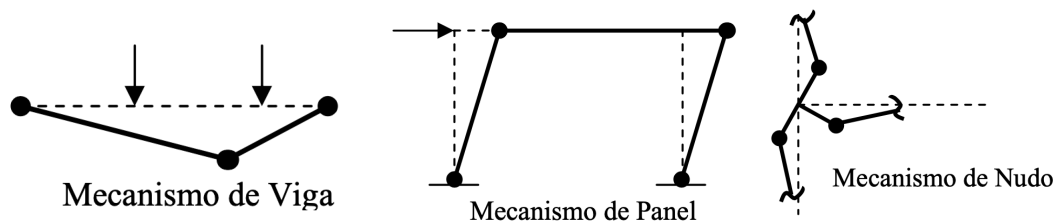
Por tanto, el análisis plástico tiene como objetivo determinar la carga última que induce la formación de un mecanismo. Este proceso debe cumplir con tres condiciones según Cheves:

- La estructura debe de estar en equilibrio (s.f., p.33).
- Debe desarrollarse un mecanismo de colapso (s.f., p. 33).
- En ninguna sección el momento existente deberá ser mayor que M_p (el momento plástico) (s.f. p. 33).

La intención del escrito no pretende estudiar a detalle los métodos para determinar el mecanismo de colapso plausible con base en las condiciones citadas anteriormente, sin embargo, se menciona que en estructuras más complejas de analizar, el mecanismo puede no ser obvio. Por lo tanto, se debe estudiar diferentes posibilidades y acotar la solución mediante los denominados teoremas del cálculo plástico.

Figura 9.

Tipos de mecanismos



Nota. Mecanismos básicos independientes en marcos. Tomado de la Universidad Nacional del Nordeste [UNNE], 20 de noviembre de 2022, p.12.

La figura 9 ayuda a comprender de manera conceptual los mecanismos de colapso plausible; se trata de configuraciones de distribución de esfuerzos en los sistemas de marco. Para la investigación es importante al menos mencionar los tres tipos básicos independientes de mecanismo, advirtiendo que no son únicos. De hecho, es posible la combinación de estos modos al evaluar la capacidad en sistemas más complejos.

En general, para varios mecanismos supuestos, se busca determinar la menor carga de colapso. Físicamente se interpreta como aquella carga que genere el menor trabajo interno debido a las rotaciones en las articulaciones plásticas o que maximice el trabajo externo

(Bruneau et al., 2011, p. 195). En primer lugar, el mecanismo de viga representa una situación inestable cuando se produce tres articulaciones colineales en el miembro; seguidamente, el mecanismo de panel corresponde a la aparición de articulaciones en los extremos de las columnas que provocan el desplazamiento lateral del marco (piso blando), una situación que normalmente se controla en el diseño a partir del llamado “criterio columna fuerte-viga débil”; por último, el mecanismo de nudo se identifica cuando las articulaciones ocurren en los extremos de los miembros y estos son comunes a un nodo, de modo que genera rotación en tal punto.

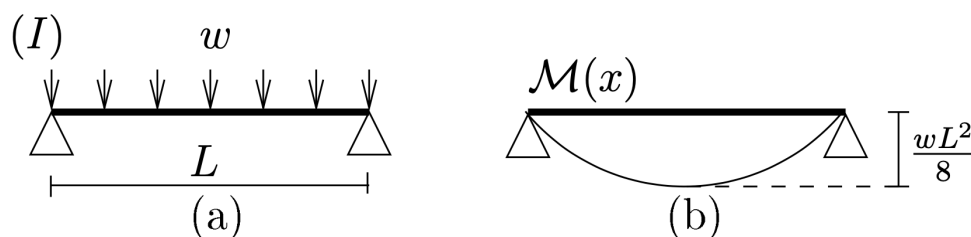
2.3.3 *Contraste entre las teorías elástica y plástica*

En la presente investigación se toma como fundamento la teoría elástica y plástica. Ambas se complementan, ya que no siempre es adecuado diseñar todo el sistema bajo un único criterio, sino que depende del tipo de comportamiento esperado a nivel de elementos y a nivel de sistema estructural. A pesar de que la teoría elástica es gobernada por la Ley de Hooke, existen factores como los esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos que incrementan los esfuerzos esperados, de modo que el supuesto de que las secciones críticas no exceden el límite de proporcionalidad se invalida frecuentemente.

De hecho, el comportamiento de las estructuras en zona sísmica no siempre se puede explicar, si no es admitiendo que existe una redistribución de esfuerzo en virtud de la ductilidad (Reyes, 1975, pp. 6 - 7). Según Reyes, “los métodos plásticos simplemente pretenden tener en cuenta, de manera consciente, esa ductilidad del acero, con lo que se obtiene, con mayor exactitud, la capacidad de carga real de las estructuras” (1975, p. 8), “por ello debe realizarse un análisis más profundo, basado en relaciones no lineales de esfuerzo y deformación” (Beer et al., 2017, p. 108).

Figura 10.

Viga biapoyada con carga uniforme w y ley de momentos de la viga

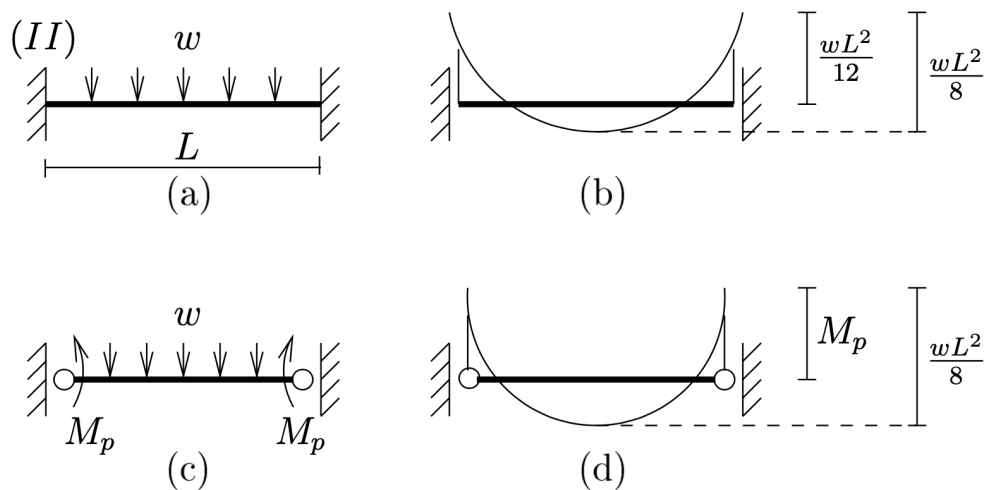


Nota. Donde: $L =$ longitud de viga; $w =$ carga uniformemente distribuida; $M(x) =$ momento interno. Tomado de G. Rus, 2008, p. 2.

Para terminar de conceptualizar las teorías se propone un ejemplo tomado del doctor Guillermo Rus Carlborg. Según la figura 10, Rus (2008) explica que en una viga biapoyada, el momento máximo está dado por $M = \frac{wL^2}{8}$. La sección crítica se localiza en el centro del claro. Si se supone una relación elástico-lineal entre M_y y M_p , y luego un comportamiento plástico perfecto para valores de M_p constante, entonces la formación de una articulación da lugar a un mecanismo de viga cuando la carga es $w = \frac{8M_p}{L^2}$. En este caso, el análisis elástico y plástico para la viga isostática coinciden en la capacidad de carga última.

Figura 11.

a) Viga empotrada con carga uniforme w . b) Ley de momentos de la viga antes de que plastifique ninguna sección. c) Momento en el que plastifican las secciones empotradas. d) Ley de momentos de la viga con secciones plastificadas



Nota. Los círculos simbolizan formación de articulaciones plásticas. Donde: $L =$ longitud de viga; $w =$ carga uniformemente distribuida; $M_p =$ momento plástico. Tomado de G. Rus, 2008, p. 3.

En contraste, de acuerdo con la figura 11, Rus (2008) afirma que si se evalúa una viga doblemente empotrada, por simetría el límite elástico (M_p) se alcanzaría simultáneamente en los apoyos para una carga de $w = \frac{12M_p}{L^2}$. Desde el punto de vista del

análisis elástico, esa sería la carga de colapso. Sin embargo, para el análisis plástico la estructura se convierte en isostática, lo cual implica que el equilibrio se mantiene, es decir, aún es válido un diagrama de momentos estáticamente admisible con la carga externa, de modo que se tiene una condición equivalente de capacidad al de la viga biapoyada. Por lo tanto, si se sigue incrementando la carga, el mecanismo de viga ocurre cuando $w = \frac{16 M_p}{L^2}$.

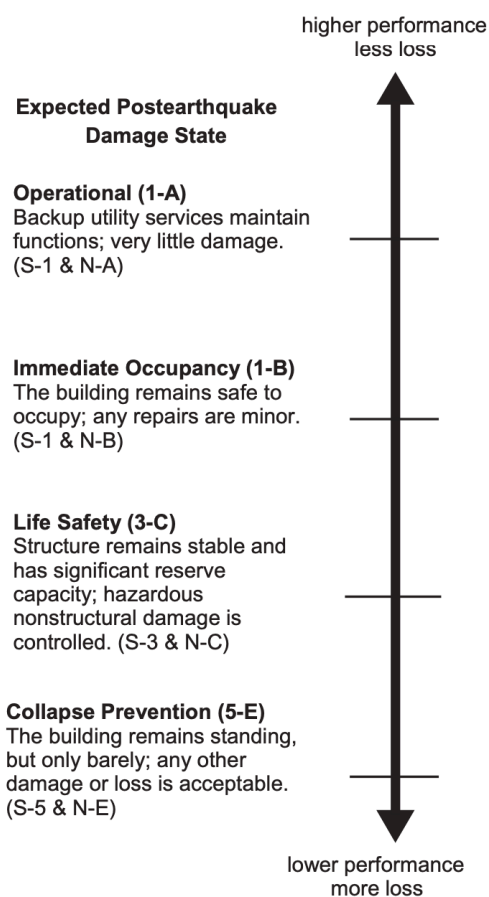
De todo lo anterior, se concluye que “además del ahorro económico que esto supone, el hecho de desaprovechar el funcionamiento añadido de los grados de hiperestatismo refleja la naturaleza ilógica del diseño basado exclusivamente en el límite elástico” (Rus, 2008, p. 3).

2.3.4 Niveles de desempeño

A pesar de que la teoría plástica puede parecer interesante desde el punto de vista económico para el diseño de nuevos edificios, la extensión del daño en los componentes estructurales no es un tema que los dueños o inversionistas les agrade, ya que todo daño siempre implica una reparación, un costo económico, o en el peor de los casos, la pérdida total del bien inmueble.

Figura 12.

Rangos y niveles de desempeño para edificios objetivo



Nota. FIG. C2-1. Tomado del ASCE 41-13, 2014, p. 43.

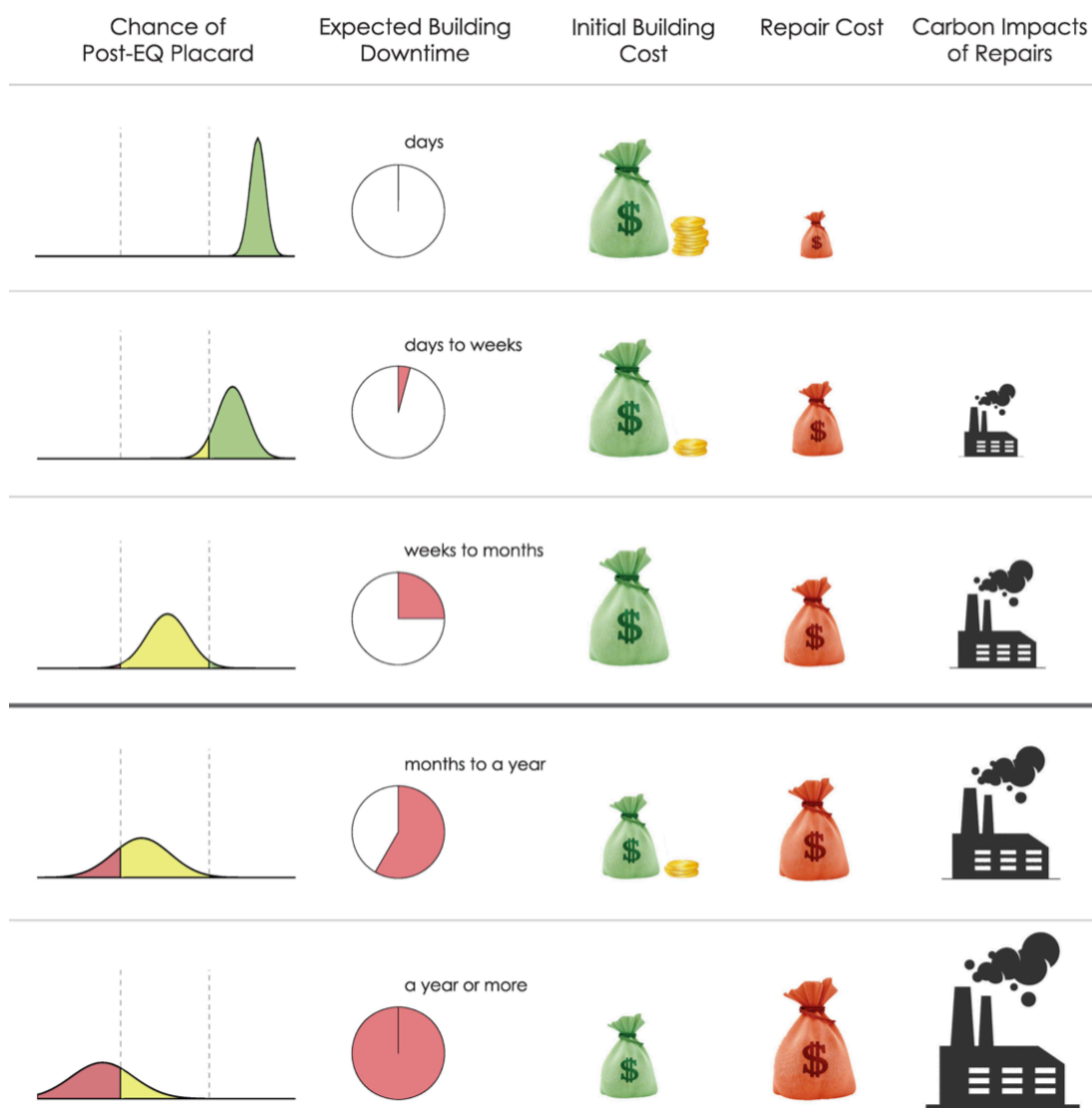
La figura 12 pertenece al estándar *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-13). En dicha figura, básicamente se define cualitativamente, estados de daño que una estructura podría incurrir en función de su importancia. Por ejemplo, el CSCR-10 trabaja con dos niveles de desempeño: el nivel de seguridad de vida (LS), o

nivel operativo (O). Ambas condiciones son verificables cuantitativamente a través del código por medio de la medición de distorsiones de piso entre niveles.

El enfoque de la mayoría de normas es verificar principalmente la seguridad de vida. El ASCE 41-13 lo define como aquel estado en el cual la estructura tiene un daño significativo, pero mantiene su estabilidad contra el colapso, de modo que se garantice la evacuación segura de transeúntes durante y después del evento sísmico (2014, p. 39).

Figura 13.

Opciones de diseño y consecuencias bajo grandes terremotos



Nota. FEMA P-58-7. Tomado de ATC, 2018, p. 7.

La figura 13 coadyuva a comprender mejor las limitaciones que tiene la teoría plástica, y cómo en realidad, las decisiones del diseño están interrelacionadas con diferentes parámetros de desempeño, que a su vez entran en conflicto con los intereses del inversionista.

Por ejemplo, optar por un diseño económico podría ser muy favorable en un principio, pero ante eventos sísmicos, la extensión del daño en los componentes estructurales provocaría un costo de reparación mucho mayor comparado con la inversión inicial; inclusive se volvería inoperable el edificio, y sin omitir el impacto ambiental por consumo de energía para fabricar materiales de construcción, el cual aumenta a medida que crecen las reparaciones; lo anterior se ve reflejado en la última fila, y de manera opuesta en la primera fila si se opta por un sistema resiliente.

El estado del arte del diseño por desempeño se ha vuelto muy importante para adaptarse a los requerimientos de servicio de las estructuras. Tal como explica la *Applied Technology Council* (ATC), el enfoque del diseño debe ir dirigido a la evaluación y al control probable del daño (2018, p. 8).

2.4 Dinámica de las estructuras

El método estático descrito en el CSCR-10, y en la mayoría de códigos de otros países, se basan en el análisis elástico lineal. Este es un enfoque preferido por la ingeniería sísmica por su simplicidad, “siempre y cuando la estructura cumpla con las condiciones estipuladas en la normatividad” (Caudana, 2004, p. 136).

Debido a que los efectos del sismo sobre la estructura se rigen por parámetros dinámicos, resulta conveniente definir los conceptos básicos que están relacionados con la respuesta estructural. Puesto que el fenómeno sísmico es complejo de analizar, también se mencionan las simplificaciones y modelos más importantes que toma como referencia esta investigación en la utilización de los métodos.

2.4.1 Movimiento armónico simple

Muchos fenómenos de la naturaleza se explican a partir de movimientos periódicos; en el caso de edificios, es posible relacionar un tipo en especial. Por definición, si el sentido de la fuerza que actúa en sistema de masa m tiende a la posición de reposo y la perturbación es proporcional al desplazamiento relativo x desde la posición de equilibrio, entonces el comportamiento denota un movimiento armónico simple (Serway y Jewett, 2008, pp. 418-

419). Dicha fuerza recibe el nombre de fuerza restauradora f_s y se define mediante la siguiente expresión, según la Ley de Hooke:

$$f_s = -kx \quad (10)$$

Donde k se interpreta como la constante de rigidez del sistema, o rigidez lateral en el caso de un edificio de acuerdo con el modelo de una estructura de un solo grado de libertad, como se explica más adelante. Si se aplica a la ecuación 10, la segunda ley de Newton y se define la aceleración como $a = \frac{dx^2}{dt^2}$, entonces:

$$\frac{dx^2}{dt^2} = -\frac{k}{m}x \quad (11)$$

Si se define por conveniencia la relación $\frac{k}{m} = \omega^2$ para resolver la ecuación diferencial de segundo orden, entonces la función que describe la posición del objeto es:

$$x(t) = A \cos(\omega t + \phi) \quad (12)$$

Donde A corresponde a la amplitud (máximo desplazamiento), ω es la frecuencia angular y ϕ el ángulo de fase inicial; todas ellas constantes. Se sabe además que cada ciclo del movimiento se completa cuando $2\pi = [\omega(t + T) + \phi] - (\omega t + \phi)$. Entonces:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (13)$$

Donde T denota el periodo, o el intervalo de tiempo para completar el ciclo. Si se deriva una y dos veces la ecuación 12, se obtiene la velocidad y la aceleración del sistema respectivamente. Por inspección, se reconoce que el factor que multiplica a las funciones seno y coseno representa el valor máximo de la respuesta, de modo que la velocidad y aceleración máxima se expresa como:

$$v_{m\acute{a}x} = \omega A = \sqrt{\frac{k}{m}} \cdot A \quad (14)$$

$$a_{m\acute{a}x} = \omega^2 A = \frac{k}{m} \cdot A \quad (15)$$

Nótese que las respuestas máximas están en función del máximo desplazamiento y que además depende de los componentes de masa y rigidez del sistema.

La condición estudiada evidencia que el periodo de un sistema mecánico es intrínseco y no depende de la perturbación, sin embargo, el estado que se considera es ideal: “en muchos sistemas reales, fuerzas no conservativas como la fricción retardan el movimiento. En consecuencia, la energía mecánica del sistema disminuye en el tiempo y se dice que el movimiento está amortiguado” (Serway y Jewett, 2008, p. 436). De hecho, según Chopra, “en un edificio en vibración estos incluyen la fricción en las conexiones de acero” (2014, p. 12); e inclusive a través de la energía térmica producto de la deformación elástica. Para cuantificar el decaimiento de la amplitud en el tiempo se suele emplear el coeficiente de amortiguamiento viscoso c con la siguiente expresión:

$$c = \zeta \cdot 2m\omega = \zeta \cdot c_{cr} \quad (16)$$

Donde ζ denota la fracción de amortiguamiento crítico. De acuerdo con el CSCR-10, lo habitual es considerar que las estructuras poseen un $\zeta = 5\%$. Esto implica limitarse a movimientos subamortiguados. Se resalta este hecho ya que el tipo de movimiento en cuestión exhibe una disminución de la frecuencia angular sin amortiguamiento, de la siguiente forma:

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (17)$$

Donde ω_D es la frecuencia angular amortiguada. No obstante, “estos efectos son insignificantes para fracciones de amortiguamiento por debajo de 20 %, un rango que incluye a la mayoría de las estructuras” (Chopra, 2014, p. 50). Aun así, el amortiguamiento participa en el decrecimiento de la amplitud del oscilador, de modo que se considera la fuerza de amortiguamiento f_D , que depende de la velocidad v , de la siguiente forma:

$$f_D = cv \quad (18)$$

2.4.2 *Modelo estructural y ecuación de movimiento*

Los modelos son herramientas conceptuales que permiten idealizar los fenómenos naturales, más aún, los modelos contienen supuestos y simplificaciones de la realidad, de modo que sea susceptible el análisis de algún problema particular. En este caso, el problema fundamental de la dinámica estructural es obtener las respuestas pico (deformaciones, velocidades, aceleraciones) que pueden alcanzar en algún momento de la vida útil a una edificación situada en una zona de riesgo sísmico.

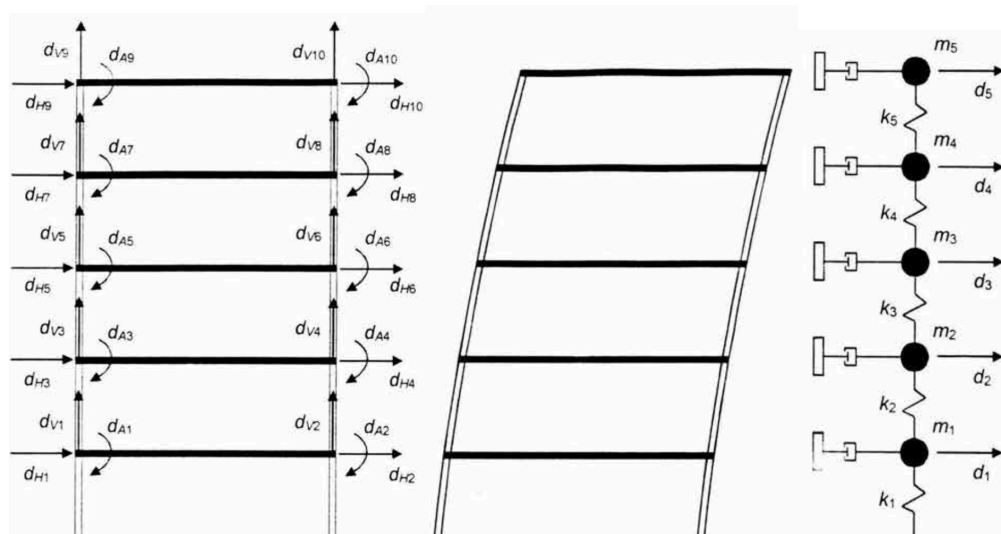
Según De la Fuente (2019), “cualquier sistema dinámico real es continuo y tiene infinitos puntos materiales. En consecuencia, necesitamos infinitos parámetros para identificar la posición de todos ellos en cualquier instante: decimos que un sistema real tiene infinitos grados de libertad” (p. 215). Siguiendo esta idea, lo conveniente para el análisis es plantear un modelo que reduzca la cantidad de grados de libertad a partir de una discretización finita. Las principales idealizaciones que menciona Caudana (2004) en un edificio implican suponer que:

las losas y sistemas de piso son rígidos en su plano, por lo que no aceptan deformaciones horizontales, y en ellos se concentra toda la masa correspondiente al nivel que considere; y las columnas proveen toda la resistencia a las deformaciones laterales del sistema (p. 50).

Cabe aclarar que no solo las columnas aportan a la rigidez lateral; los sistemas de arriostramiento, que son importantes para la investigación, también contribuyen en este aspecto.

Figura 14.

Edificio de varios pisos a base de marcos



Nota. De izquierda a derecha: a) grados de libertad por nodo; b) configuración deformada; c) modelo masa-resorte-amortiguador. Tomado de H. Caudana, 2004, p. 52.

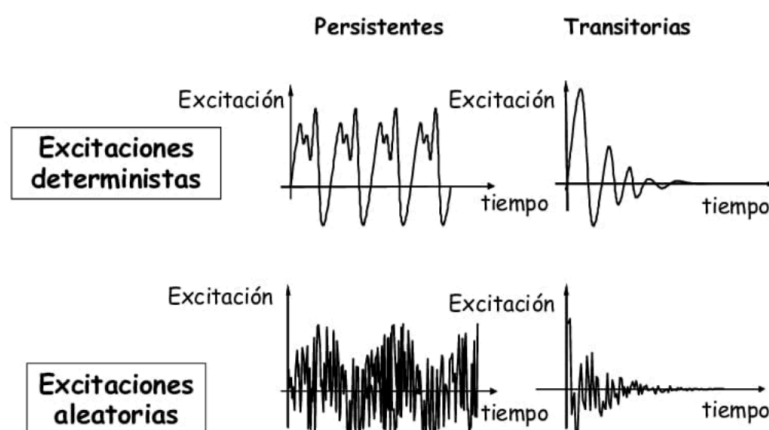
Al estudiar la figura 14, se asume que el marco responde a las excitaciones sísmicas externas de tipo traslacional en el plano ilustrado. Notar en la figura a) cómo se determina la posición del material a través de tres grados de libertad, dos de ellos traslacionales y el otro de orientación según un sistema de referencia. De modo que, para Caudana (2004), se tienen 6 grados de libertad por piso. Lo ideal es reducir a un grado de libertad por piso por medio de simplificaciones, entre ellas, despreciar las deformaciones axiales de las columnas (cuatro grados de libertad), que las columnas no rotan en sus extremos (dos grados de libertad), y que, en virtud del diafragma rígido, las columnas de un mismo nivel tienen el mismo desplazamiento horizontal (un grado de libertad).

Cabe recordar que para esta investigación se consideran estructuras compuestas por marcos arriostrados EBF y marcos de momento MF. Es cierto que el modelo expuesto corresponde a una estructura de tipo cortante (solo se admite deformaciones horizontales), sin embargo, en la práctica dicho modelo es el más ampliamente usado (siempre que haya una compatibilidad estructural) para poder reducir la masa concentrada a un grado de libertad por piso.

Finalmente, la figura c) representa el modelo conceptual del edificio de varios pisos denominado modelo masa-resorte-amortiguador con varios grados de libertad. Se denotan entonces los componentes clave para la comprensión del fenómeno: las propiedades inerciales, elásticas y de disipación de energía de la estructura. Cada componente participa en la respuesta estructural y, por lo tanto, es posible plantear una ecuación de movimiento de las masas concentradas.

Figura 15.

Tipos de excitación dinámica



Nota. Tomado de E. De la Fuente, 2019, p. 8.

Por supuesto, los fenómenos dinámicos se caracterizan por la aplicación de una carga que es dependiente del tiempo, sin embargo, con el objeto de identificar la perturbación dinámica de interés para la investigación, se muestra la figura 15. De la Fuente (2019) afirma que los terremotos son un caso de excitación aleatoria y transitoria (corta duración), ya que “es imposible disponer de un conocimiento preciso de su variación en función del tiempo y solo se disponen de caracterizaciones estadísticas” (p. 8).

Ahora bien, se sabe que durante los eventos telúricos los edificios responden con desplazamientos relativos (entre la masa concentrada y la base) denotado por $u(t)$. También, recordando la primera ley de Newton, un observador situado en la base reconoce que el marco de referencia no es inercial, ya que no es posible relacionar el cambio de movimiento con una fuerza real. Por lo tanto, para el observador el sistema debe de estar en reposo (equilibrio). Desde un marco de referencia inercial, un observador determina que la causa del movimiento la induce el desplazamiento de la base $u_g(t)$ con una aceleración $\ddot{u}_g(t)$.

Pero, según el principio de D' Alembert, “las fuerzas externas que actúan sobre un cuerpo rígido son equivalentes a las fuerzas efectivas de las diferentes partículas que lo constituyen” (Beer et al., 2010, p. 1033). Dichas fuerzas efectivas poseen un componente inercial (debido a las aceleraciones \ddot{u} y \ddot{u}_g) que permite el equilibrio dinámico del sistema; de modo que, incluyendo las fuerzas elásticas y de amortiguamiento, se define la ecuación diferencial:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (19)$$

Donde $-m\ddot{u}_g$ se interpreta como la fuerza sísmica efectiva sobre la estructura en sentido contrario al de la aceleración (Chopra, 2014, p. 24). Si se divide la ecuación entre la masa se evidencia la dependencia de las principales variables que afectan la respuesta de las estructuras: la frecuencia o periodo natural, y el porcentaje de amortiguamiento en sistemas lineales elásticos para una excitación aleatoria dada:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g \quad (20)$$

Se menciona que no es de interés resolver la ecuación diferencial ni describir los métodos numéricos para obtener la función de desplazamiento relativo $u(t)$. Más bien, la intención es mostrar el método de la fuerza estática equivalente, una idea muy práctica y que forma parte de los métodos que permiten la gran mayoría de normas, incluido el CSCR-10, bajo ciertas limitaciones: Ejemplo de estas condiciones son la regularidad en planta y en altura, que el edificio no supere los cinco pisos ni que exceda los 20 metros de altura (2016, pp. 7/4-7/5).

Una vez que se obtiene la máxima respuesta de desplazamiento D con base en la ecuación 20, es posible relacionarlo con la carga lateral equivalente f_{eq} . De modo que:

$$f_{eq} = kD = m(\omega^2D) = ma \quad (21)$$

Donde a denota la pseudo-aceleración máxima; nótese que tiene la misma forma que la definición de aceleración máxima para movimiento armónico simple en la ecuación 15.

Normalmente en los códigos de diseño, f_{eq} denota el cortante basal V_{base} , pero la aceleración se define en términos de la gravedad g . Por tanto:

$$V_{base} = W \frac{a}{g} = W \cdot C \quad (22)$$

Conceptualmente C es el coeficiente sísmico y se utiliza en los códigos de diseño para estimar la fuerza lateral asociada a una fracción del peso inercial de la estructura W . Se debe advertir que no toda la masa contenida en la estructura participa en la respuesta, por eso los códigos brindan disposiciones para calcular la masa reactiva.

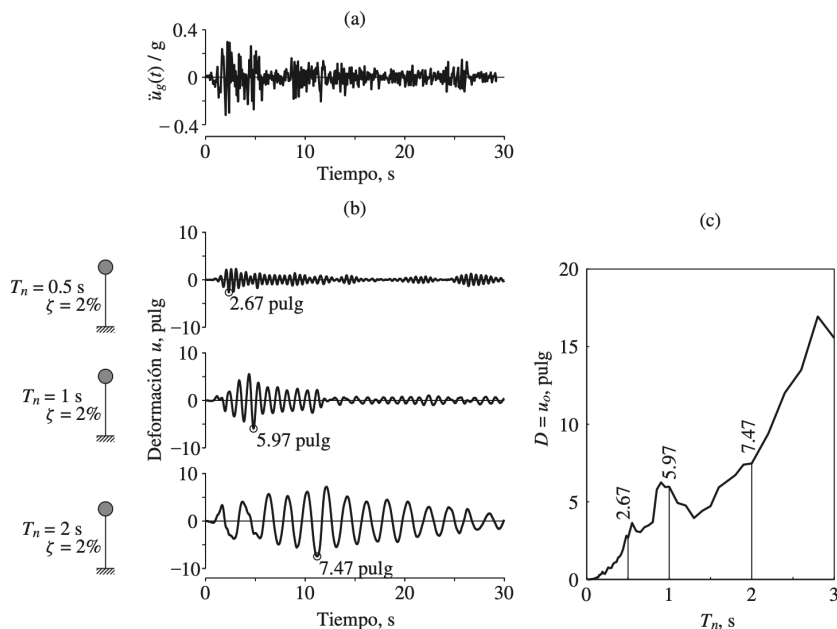
2.4.3 *Espectros de diseño y respuesta*

La ingeniería se concentra en las fuerzas internas requeridas para el diseño. En consecuencia, es menester conocer los valores máximos de respuesta en el tiempo. Para dichos fines, los resultados derivados de la dinámica de estructuras establecen que el periodo es la principal propiedad por determinar, ya que a través de gráficas denominados espectros es posible de manera práctica hallar el valor máximo, ya sea de aceleraciones, velocidades o desplazamientos, para un amplio intervalo de periodos. Matemáticamente se expresan diferentes espectros de respuesta en virtud de la cantidad requerida en el análisis (Chopra, 2014, p. 208):

$$u_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |u(t, T_n, \zeta)| \quad (23)$$

$$\dot{u}_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |\dot{u}(t, T_n, \zeta)| \quad (24)$$

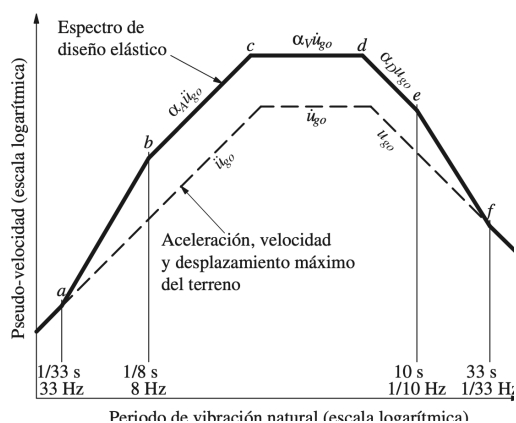
$$\ddot{u}_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |\ddot{u}(t, T_n, \zeta)| \quad (25)$$

Figura 16.*Espectro de respuesta de deformación*

Nota. a) Aceleración del terreno; b) respuesta de deformación de tres sistemas; espectro de respuesta de deformación. Tomado de A. K Chopra, 2014, p. 209.

La figura 16 ilustra el concepto de espectro de respuesta para el valor de deformaciones. Para una excitación dada en la base, se resuelven diferentes ecuaciones diferenciales que gobiernan el movimiento de los tres sistemas con diferente periodo. De cada solución interesan los valores máximos, los cuales son graficados en los espectros de deformación. Con base en la deformación pico ($u_o = D$), las otras respuestas se pueden deducir a partir de las ecuaciones del movimiento armónico simple.

Figura 17.
Construcción del espectro de diseño elástico



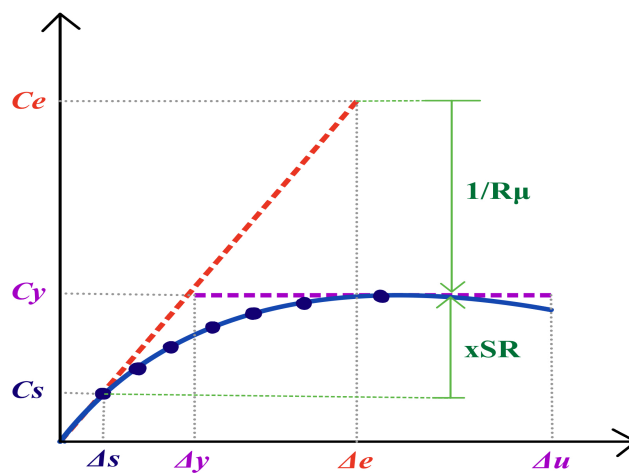
Nota. Tomado de A.K Chopra, 2014, p. 232.

Aunque los espectros de respuesta son interesantes por los resultados que resume en una gráfica, carece de utilidad para el diseño de nuevas estructuras debido a que el espectro de respuesta no es representativo para todos los posibles terremotos. Así entonces, para situaciones de diseño se emplean los denominados espectros de diseño y se definen por medio de análisis estadísticos con tal de considerar movimientos del terreno representativos de una zona en particular.

Se puede entender el espectro de diseño como una curva de respuesta idealizada y probable en función del periodo. La figura 17 es una gráfica de cuatro escalas logarítmicas que esboza todas las respuestas espectrales. En general, se toma como base las líneas de máximo movimiento probable del terreno y después se amplifican en intervalos de periodo específicos por factores que dependen del amortiguamiento. Según Chopra (2014), los factores de amplificación y sus correspondientes intervalos también “dependerán de la magnitud del sismo, la distancia al sitio de falla, la geología desde la falla hasta el sitio y las condiciones del terreno en el sitio” (p. 226).

2.4.4 Respuesta inelástica y reducción de la ductilidad

Los espectros de diseño elástico tienden a causar que los proyectos no sean económicamente factibles en virtud de que la estructura debe resistir sismos fuertes o, inclusive, extremos en el rango elástico. Para dichas eventualidades la ingeniería apuesta por el detallado riguroso de algunos miembros de la estructura, lo cual consiste en usar las propiedades dúctiles del acero en el diseño de estos miembros.

Figura 18.*Factor de reducción de ductilidad*

Nota. Adaptación sobre los factores de desempeño sísmico, figura 7.7 de M. Bruneau et al.; eje vertical corresponde a coeficiente sísmico C ; eje horizontal corresponde a deriva de piso Δ . Elaboración propia.

La figura 18 muestra un diagrama de fuerza normalizada con respecto a la masa reactiva de un edificio y la deriva de piso. Si un sistema se diseña para mantenerse en el rango lineal elástico ante un evento sísmico, el coeficiente sísmico C_e obliga a considerar mayor porcentaje del peso sísmico del edificio.

Empleando el concepto de ductilidad, el edificio tiene inicialmente una rigidez constante hasta el punto (C_s, Δ_s) . En ese momento empiezan las primeras rotulas plásticas que degradan la rigidez a medida que aumentan los desplazamientos. Nótese que inherentemente existe una sobrerresistencia SR definido por el cociente C_y/C_s ; efecto que se explica, entre otros factores, por la redistribución de esfuerzos.

Luego, el modelo elasto-plástico simplifica el análisis en lugar de considerar la capacidad sismorresistente real de la estructura, que se muestra en color azul. La ventaja de trabajar con el modelo es que el coeficiente C_y es mucho menor, por tanto, minora las demandas de los miembros. Para lograr lo anterior, a la respuesta elástica se le aplica un factor de reducción de ductilidad $1/R_\mu$.

Para realizar la reducción de la respuesta, según los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica, la metodología de Newmark-Hall es apropiada (2013, p. 5/7). Para periodos moderados y largos en los intervalos de amplificación, la metodología define:

$$R_{\mu} = \mu \quad (26)$$

Donde μ en términos del CSCR-10 puede interpretarse como la ductilidad global asignada, ya que forma parte de los supuestos durante el diseño y está en función del sistema estructural, la regularidad en altura y planta, y el nivel de detallado dúctil. Entonces:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (27)$$

Donde Δ_u y Δ_y son las derivas máximas y de cedencia según el modelo elastoplástico, respectivamente.

Bruneau et al. comentan que $R_{\mu} = \mu$ se le conoce también como la regla de desplazamientos iguales, al asumir que el desplazamiento elástico Δ_e es igual a Δ_u (2011, p. 315).

Por otro parte, para periodos cortos en el intervalo de amplificación, la reducción se define como:

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (28)$$

A esta forma de reducción también se le conoce como la regla de energías equivalentes, asumiendo que el área debajo de la curva lineal elástica es igual al área de la curva elasto-plástico bilineal (Bruneau et al., 2011, p. 315).

2.5 Sistemas estructurales

En esta sección se abordan los sistemas estructurales de interés y sus características alusivas al comportamiento sísmico esperado.

2.5.1 Marco arriostrado excéntricamente (EBF)

El CSCR-10 permite sistemas a base de miembros de acero estructural y los clasifica en dos grandes grupos: sistemas de marcos y sistemas arriostrados. Este último incluye al

sistema EBF, sin embargo, la investigación cuestiona la definición del CSCR-10 con respecto a la ductilidad global asignada para esta configuración. Si se remite a la tabla 4.3 de la norma, y con base en las notas que establece la tabla 10.5, el EBF debería ser concebido bajo el siguiente supuesto:

Tabla 2.

Ductilidad global asignada para el sistema EBF

Sistema estructural tipo dual					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
Dual a	X		X		4,0

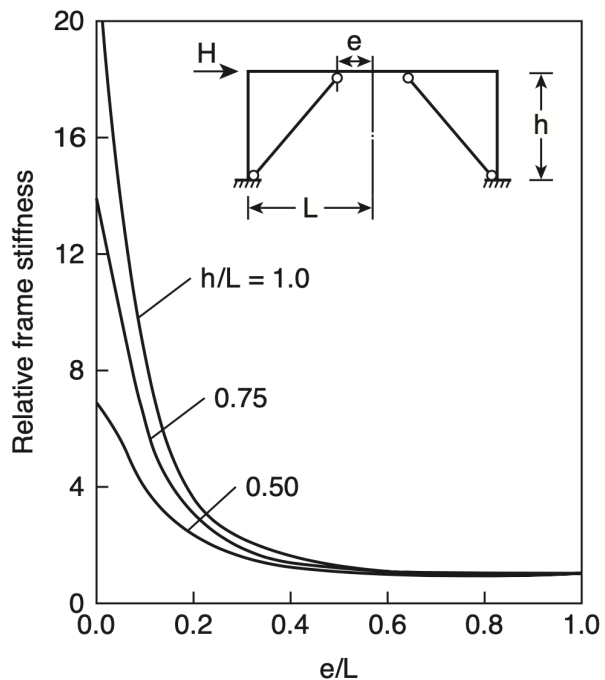
Nota. Adviértase que la ganancia de ductilidad sería aprovechable solo si los marcos se detallaran de manera óptima, al igual que el EBF. Extraído de la tabla 4.3. Tomado del CSCR-10, 2016, p. 4/11.

De la tabla 2 se desprenden dos aspectos: el primero es que la norma reconoce una ductilidad mayor en los EBF que otros sistemas tipo muro, el segundo consiste en que la norma parece sugerir que el EBF tiene un comportamiento similar a los marcos duales. De lo anterior, las preguntas que se plantea el investigador son: ¿en busca de una mayor efectividad, el diseño de un EBF debería orientarse más por un concepto de marco dual? y ¿aún con ese reconocimiento de mayor ductilidad, es posible que la norma subestime la capacidad del EBF?

Lo cierto es que dichas preguntas tienen como principal protagonista al EBF. García y Tapia (2019) afirman que en “los marcos momento-resistentes con contraventeo excéntrico, la viga enlace o eslabón de cortante es el elemento que constituye la primera línea de defensa” (p. 53).

Figura 19.

Variaciones de la rigidez lateral en sistemas EBF

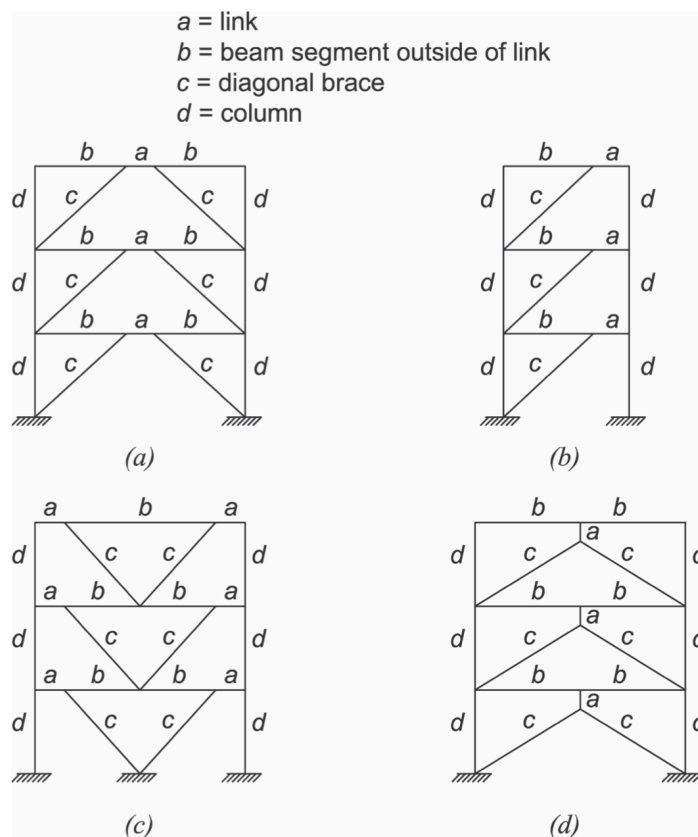


Nota. Investigaciones de Hjelmstad y Popov (1994). Tomado de M. Bruneau et al., 2011, p. 605.

La figura 19 intenta explicar cómo no solo la longitud del eslabón tiene un efecto directo en el desempeño estructural, sino que la relación h/L también. Quiere decir que establecer la configuración geométrica es un punto crítico en el diseño. Nótese además que si $\frac{e}{L} \geq 0,40$, entonces la rigidez es baja y es prácticamente invariante para cualquier relación h/L . Para $\frac{e}{L} \leq 0,20$ la relación $\frac{h}{L}$ se vuelve más relevante.

Figura 20.

Ejemplos de marcos arriostrados excéntricamente

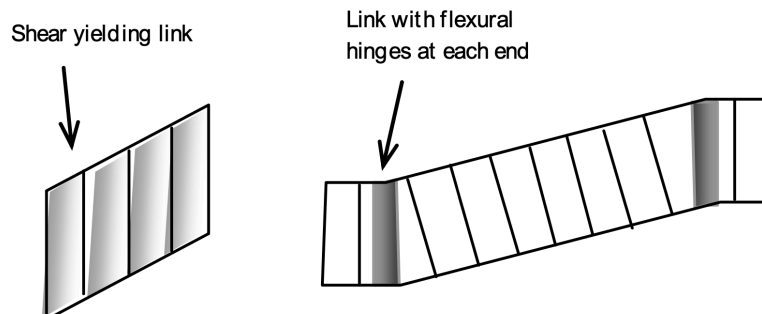


Nota. Figura C-F3.1. Tomado del AISC 341-16 (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*), 2016, p. 283.

La figura 20 representa posibles configuraciones de EBF. El AISC 341 -16 orienta principalmente hacia el diseño de las formas a), b) y c) (2016, p. 284). De hecho, Bruneau et al. (2011) señala que en la aplicación práctica los eslabones (*links*) horizontales son más empleados. Además, el autor también recomienda evitar eslabones que se encuentren en la unión viga-columna, ya que dicha conexión puede ser vulnerable a fracturas frágiles por las grandes fuerzas de momento y cortante que se desarrollan (pp. 592-593).

Figura 21.

Comportamiento inelástico típico del eslabón en marcos EBF



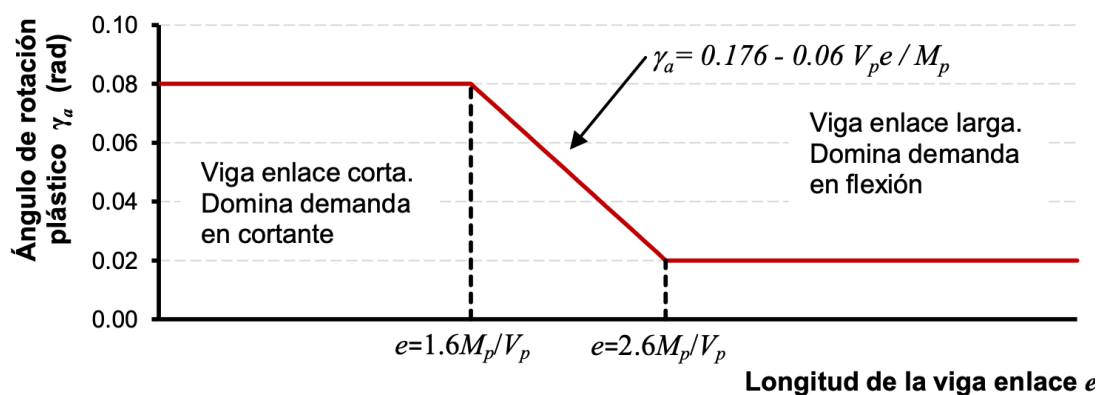
Nota. Tomado de G.S. Prinz, (2010), p. 2.

El sistema EBF se caracteriza por la forma en que las riostras transmiten esfuerzos de momento y cortante al segmento de viga. En función de la longitud del eslabón se esperan comportamientos inelásticos donde domina el cortante, el momento, o una combinación de ambas. Según la figura 21, se puede apreciar cómo la zona de cedencia del alma por cortante es uniforme a través de todo el segmento, gracias a una adecuada disposición de rigidizadores que retrasan la inestabilidad local. En cambio, para longitudes mayores, el segmento es susceptible a rótulas gobernadas por momento en sus extremos, pero al mismo tiempo, adolece de eventuales pandeos locales en el patín (Bruneau et al, 2011, p. 598).

En específico, el eslabón de cortante es el principal enfoque de la investigación. Prinz (2010) sostiene que la capacidad de los EBF depende de la cantidad de rotación inelástica que pueden acomodar los eslabones ante sismos severos. De hecho, el autor menciona que la mayoría de los experimentos se han centrado en estudiar las capacidades dúctiles de sistemas EBF con eslabones de cortante horizontales en la mitad de los marcos; entre ellas, pruebas con el acero A992 sugieren una capacidad superior a la prevista por las normas (p.13).

Figura 22.

Clasificación de enlaces y capacidad de rotación

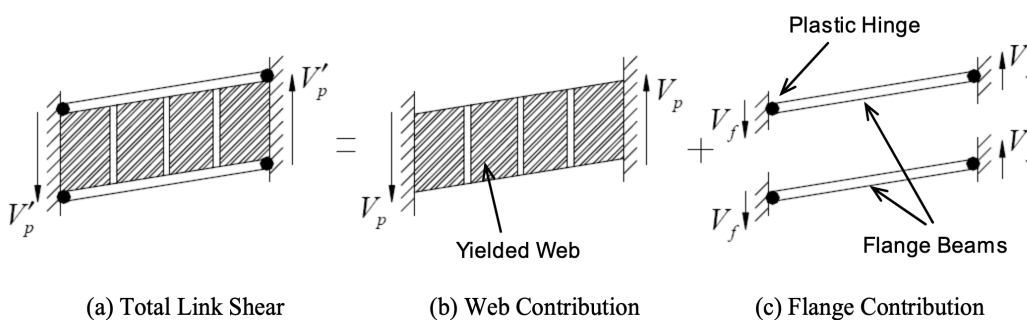


Nota. Tomado de J.S. García y E. Tapia, 2014, p. 3.

Como se ha descrito anteriormente, las normas definen la capacidad dúctil en función de la longitud del eslabón e . La figura 22 normaliza dicha longitud en términos de M_p/V_p , es decir, entre el momento plástico y cortante plástico del segmento de viga. El factor que acompaña al cociente se ha determinado a través de experimentos que consideran los fenómenos de sobrerresistencia y bajo el concepto de que la falla balanceada ocurre en $e = \frac{2M_p}{V_p}$.

Figura 23.

Comportamiento típico de enlace de cortante



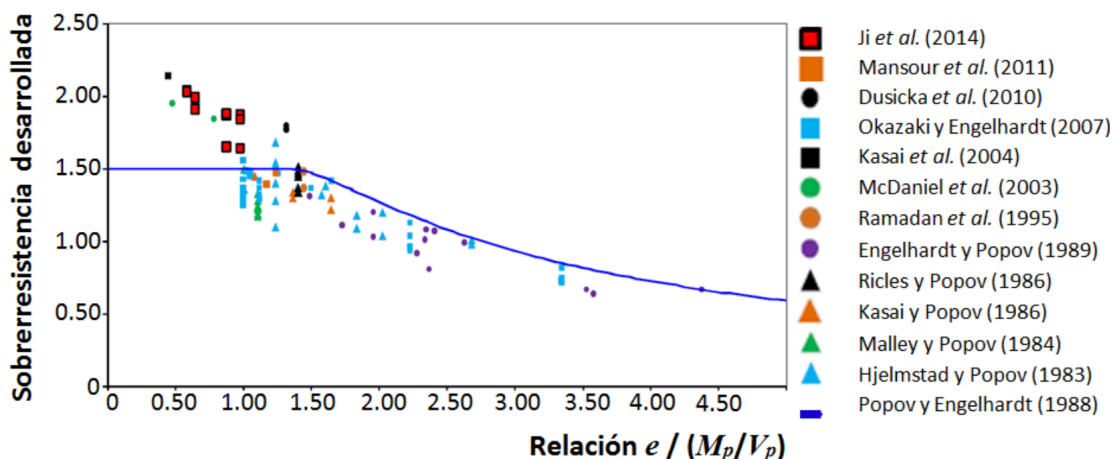
Nota. Tomado de G.S. Prinz, (2010), p. 16.

La figura 23 ilustra el comportamiento típico de un eslabón controlado por la cedencia a cortante. Nótese que las capacidades de deformación plástica las aportan tanto el alma como los patines del segmento de viga. No obstante, Prinz explica que la contribución

de los patines se puede despreciar (2010, p. 16). Además, el AISC 341-16 tampoco contempla la potencial participación, a pesar de investigaciones como de Okazaki et al. (2005) (como se cita en Prinz, 2010, p. 15), donde se demuestra que en perfiles con patines pesados (sobre todo con perfiles armados), los eslabones superan los factores de sobrerresistencia de las normas.

Figura 24.

Sobrerresistencia de eslabones



Nota. Adaptación de estudio comparativo de Ji et al. (2014). Tomado de J.S. García y E. Tapia, 2014, p. 6.

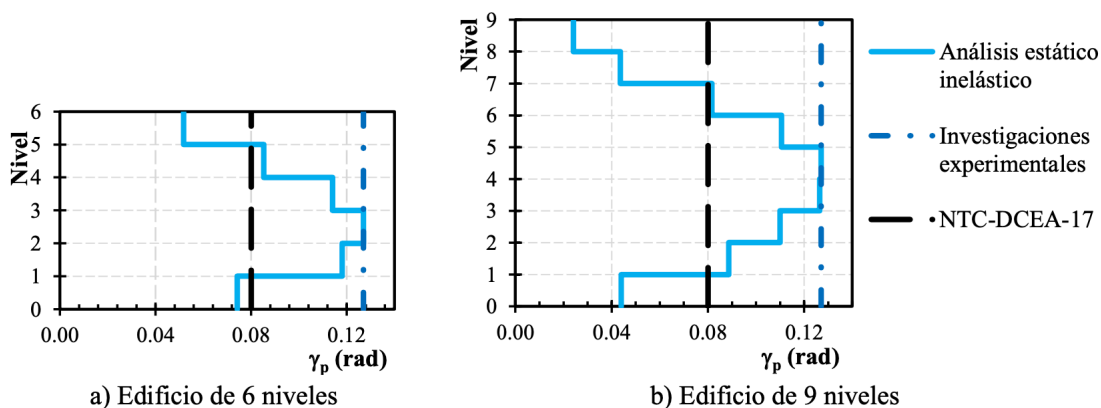
García y Tapia (2014) comentan sobre la figura 24 que conforme la relación $e/(M_p/V_p)$ disminuye, la sobrerresistencia del eslabón tiende a crecer. También afirman que la curva azul pertenece al criterio de Popov y Engelhardt que se basa en experimentos, pero recientemente se ha logrado determinar mayor sobrerresistencia en eslabones “I” de cortante.

Este es un detalle fundamental debido al impacto que tiene en el diseño por capacidad en los miembros fuera del enlace. Aparentemente, existe una falta de correspondencia con el valor máximo de 1,50 en enlaces cortos con $\frac{e}{\left(\frac{M_p}{V_p}\right)} \leq 1$ (p. 6).

Por último, respecto al comportamiento global del sistema, además de lo comentando en los antecedentes, en el análisis estático no lineal realizado por los investigadores García y Tapia (2019), se detalla que el daño en este tipo de sistemas de marcos EBF actuando con marcos MF tiende a concentrarse en los primeros niveles, distribuyendo luego los esfuerzos a miembros adyacentes (p. 61).

Figura 25.

Rotaciones de los enlaces por nivel en un sistema EBF con marcos de momento



Nota. Tomado de J.S. García y E. Tapia, 2019, p. 63.

Como se observa en la figura 25, a pesar de que en todos los niveles se presenta fluencia en los eslabones, según los autores, parece que dicha concentración del daño no depende de la altura del edificio. Además, afirman que el diseño del sistema se rige por la restricción en las rotaciones que prescriben las normas (2019, p. 67). En virtud de lo anterior, se piensa que dicha limitación podría ser una fuente global de sobrerresistencia, ya que esto tiende a rigidizar la estructura.

2.5.2 Marcos duales

El término dual no es un concepto que se reconoce en el AISC 341-16. Otros países, como México o Chile, han avanzado con la actualización de normas dirigidas exclusivamente al diseño de estructuras metálicas. Para este último país se evidencia la norma NCh427, en la que se distinguen claramente tres tipos de construcción en acero. En ninguno de ellos se contempla una combinación de sistemas de corte, pero dicha norma es complementaria a la especificación que rige, la NCh433, lo cual genera confusión ya que en esta última si se permiten los sistemas mixtos. Lo mismo sucede con la norma NTCS en México con su correspondiente norma complementaria para estructuras de acero.

El caso de Costa Rica, en su capítulo 10 el código “Requisitos para acero estructural” no hace dicha distinción y permite de igual forma la combinación de sistemas en su artículo 10.2.4.3.

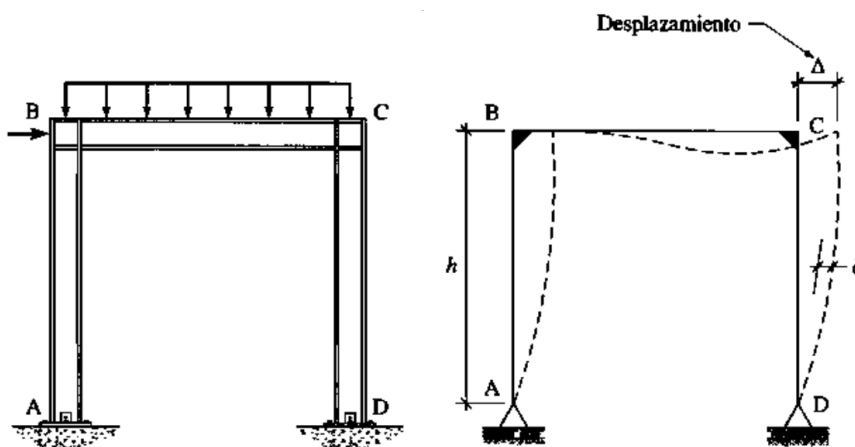
En general, el sistema dual se reconoce cuando la acción combinada de marcos de momento, con algún otro sistema de arriostramiento o muro, participa en la resistencia de cargas laterales y gravitacionales. Pero, existe otra condición que se debe satisfacer, y es que “la capacidad de cortante por piso de las columnas (...) sea al menos el 25 % de la fuerza cortante total de diseño obtenida del análisis para dicho piso” (Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010, 2013, p. 4/6).

Esa última condición que se menciona para el sistema dual es interesante, ya que en los comentarios de la norma NTCS justifica ese porcentaje de participación de los marcos de acero con arriostramiento de la siguiente forma:

La ductilidad que pueden desarrollar los marcos con contravientos depende altamente de la contribución al cortante lateral resistente del sistema de contravientos. Cuando la aportación al cortante lateral de los contravientos es muy alta ocurren disminuciones de la ductilidad que puede desarrollar la estructura. Por esta razón, la contribución del sistema de contravientos debe ser controlada (2020, p. 49).

Figura 26.

Marcos con desplazamiento permitido



Nota. Tomado de S. Vinnakota, 2006, p. 64.

El escrito estudia la acción conjunta de dos sistemas de cortante, los marcos arriostrados, y los marcos resistentes a momento. Para Vinnakota (2006), en el análisis y diseño, los marcos que no tienen un sistema definido de arriostramiento o muro de corte, se les cataloga como marcos con desplazamiento permitido. Estos se caracterizan por su comportamiento en las uniones, cuyos grados de libertad permiten la rotación y la traslación relativa con respecto a la base.

El cociente Δ/h según la figura 26, denominado distorsión de piso, es un parámetro importante en la etapa de diseño (pp. 63-64). Básicamente, es un sistema que mantiene su estabilidad interna a través de uniones rígidas, de tal forma que este marco “obtiene su rigidez lateral esencialmente de la rigidez a la flexión de sus miembros individuales y de la rigidez a la flexión de las conexiones entre ellos” (Vinnakota, 2006, p. 83).

Sobre su implementación, Gascón (2011) comenta que:

Los marcos a momento de acero han sido populares en muchas regiones de alta sismicidad por varias razones. Primero, estos marcos se han visto como sistemas altamente dúctiles. Segundo, son populares debido a su flexibilidad arquitectónica. No hay elementos diagonales que bloquean las aberturas en las paredes, proporcionando la flexibilidad máxima para la utilización del espacio (...). Comparado con los marcos arriostrados o contraventados, los marcos a momentos sujetos a cargas laterales requieren generalmente secciones más grandes de sus elementos estructurales, ya que requieren soportar los límites asignados en las deformaciones laterales y distorsiones de entrepiso establecidas por los códigos (p. 4).

Desde el punto de vista normativo, AISC 341-16 brinda disposiciones en el capítulo E para el diseño de marcos resistentes a momento. No es la intención profundizar en este tema, pero sí es necesario al menos definir lo que entiende la norma por marcos de momento ordinarios (OMF), marcos de momento intermedios (IMF) y marcos de momento especiales (SMF).

En síntesis, los OMF son sistemas con baja ductilidad en comparación con los otros, por tanto, son diseñados para fuerzas sísmicas mayores. Además, cuenta con pocas investigaciones y, por consiguiente, posee limitaciones para su uso, algo que se ve reflejado también en el CSCR-10 (AISC 341-16, 2016, p. 214).

Los sistemas IMF tienen una ductilidad algo mayor que los OMF y, por tanto, sus miembros requieren detallado sísmico para satisfacer un comportamiento inelástico limitado. Además, son marcos cuyas conexiones tienen la capacidad de adecuarse de manera segura a una distorsión de piso de al menos $0,02 \text{ rad}$ (AISC 341-16, 2016, p. 218). En el CSCR-10 también se evidencian condiciones que limitan su uso. Se espera que la deformación inelástica se logre “mediante la cedencia en flexión de sus vigas y columnas y la cedencia en cortante de la zona de panel de la columna” (CSCR-10, 2016, p. 10/29).

Por último, los SMF son sistemas altamente dúctiles, donde se espera una disipación de energía significativa a través de rótulas plásticas en las vigas, así como una deformación

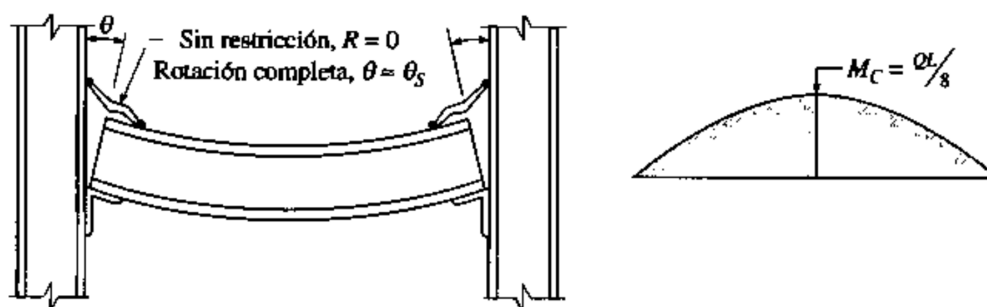
controlada en la zona del panel de la columna. Son marcos cuyas conexiones tienen la capacidad de adecuarse de manera segura a una distorsión de piso de al menos $0,04 \text{ rad}$ (AISC 341-16, 2016, p. 220). En general, a los SMF se les asignan disposiciones más estrictas para cumplir con lo anterior.

2.5.3 Tipos de construcción

En virtud del tipo de uniones, se determinan diferentes comportamientos de las estructuras. Con rigor, los marcos de acero se clasifican como construcción tipo 1, construcción tipo 2 y construcción tipo 3. Las diferencias principales entre ellas consisten en el tipo de conexión, del cual interesa dos aspectos: el grado de rigidez rotacional y su capacidad para transmitir momentos.

Figura 27.

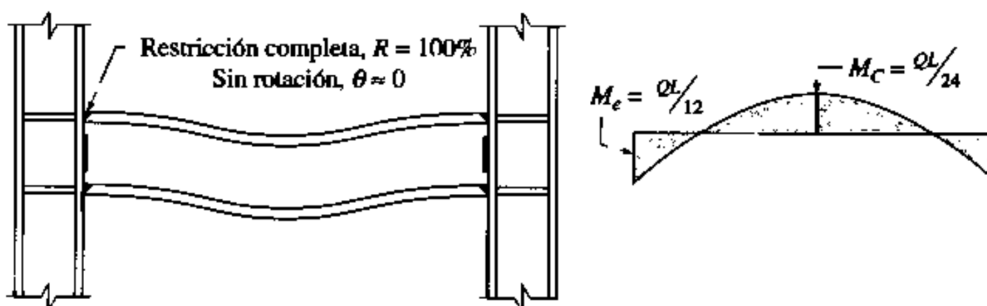
Conexión simple



Nota. Construcción tipo 2. Tomado de S. Vinnakota, 2006, p. 787.

Figura 28.

Conexión rígida



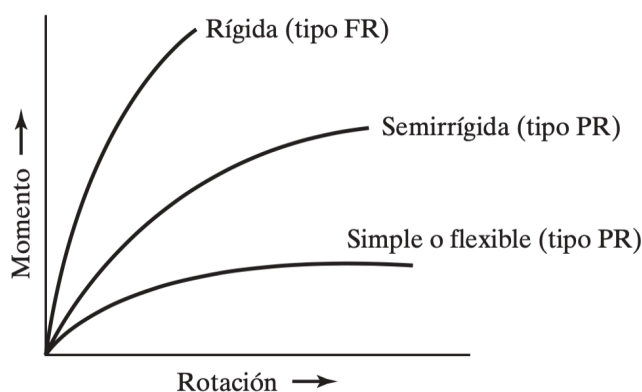
Nota. Construcción tipo 1. Tomado de S. Vinnakota, 2006, p. 787.

De las figuras 27 y 28, se observa las construcciones tipo 1 y 2, la 3 no es de interés para la investigación.

Durante los procesos de análisis y diseño del presente escrito se utilizan conceptualmente comportamientos ideales, de modo que la conexión es totalmente rígida (tipo 1), o totalmente flexible (tipo 2). McCormac y Csernak (2012) definen las conexiones rígidas o FR como aquellas con un grado de rigidez, tal que “los ángulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambio bajo cargas” (p. 529). Las conexiones simples son un caso especial de las conexiones tipo PR (parcialmente restringidas), ya que se ignora la restricción y, por ende, su capacidad para transmitir momentos.

Figura 29.

Curvas momento - rotación para conexiones



Nota. Tomado de J. C. McCormac y S. F. Csernak, 2012, p. 529.

La figura 29 ayuda a entender que la rigidez rotacional en conexiones PR se degrada rápidamente para pequeños incrementos durante la transmisión del momento. Notar que, en la realidad, las uniones FR no son totalmente rígidas, sino que pertenecen a un grupo que transmite un porcentaje importante del momento, de hecho, de forma aproximada se asume que transmiten al menos el 90 % del momento.

Se piensa que la definición de construcciones es relevante, ya que es posible asociar los comportamientos, con los sistemas de corte. Mas aún, está investigación se apoya en la idea de Vinnakota (2006), donde explica que “las conexiones simples de viga-columna (...), por lo general se emplean cuando existe contraventeo de panel total, ya que no es crucial

usar conexiones rígidas (p. 77). Esto puede sugerir que las construcciones tipo 1, no son esenciales cuando existe un sistema de contraventeo.

Finalmente, para concluir esta sección se hace referencia a la norma ANSI/AISC 358 (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*), el cual dispone para aplicaciones sísmicas en marcos IMF y SMF, conexiones viga-columna tipo FR (salvo una excepción que cumple con el tipo PR). Estas se caracterizan por ser precalificadas con sustento empírico y analítico, quiere decir que, la conexión cumple con los requisitos del AISC 341 en su capítulo K. Lo anterior implica (en detrimento de lo económico para los proyectos) fabricar y probar por medio de laboratorios las conexiones, y posteriormente satisfacer criterios de calidad, diseño y detallado.

Las conexiones precalificadas (ver tabla 3) se adjuntan con la intención de mostrar la dependencia que tiene Costa Rica, y otros países, en ajustarse a normas foráneas, ya que la industria de la construcción adolece en los procesos de fabricación y ensamblado de este tipo de conexiones.

Tabla 3.

Conexiones de momento precalificadas

Tipo de conexión	Sistema
<i>Reduced beam section (RBS)*</i>	SMF, IMF
<i>Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)*</i>	SMF, IMF
<i>Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)*</i>	SMF, IMF
<i>Bolted flange plate (BFP)*</i>	SMF, IMF
<i>Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W)*</i>	SMF, IMF
<i>Kaiser bolted bracket (KBB)</i>	SMF, IMF
<i>ConXtech ConXL moment connection (ConXL)</i>	SMF, IMF
<i>SidePlate moment connection (SidePlate)</i>	SMF, IMF
<i>Simpson Strong-Tie Strong Frame moment connection</i>	SMF, IMF
<i>Double-tee moment connection</i>	SMF, IMF
<i>SlottedWeb moment connection</i>	SMF

Nota. (*) incluidos en el anexo B del CSCR-10. Tomado del ANSI/AISC 358, 2020, p. 5.

Otras limitaciones de remitirse a la norma AISC 358 es que algunas conexiones (por ejemplo, KBB y ConXL) son patentadas (Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010, 2013, p. B/2).

3 Capítulo III: Marco metodológico

3.1 Paradigma, enfoque metodológico y método de investigación

En el presente estudio se utiliza el paradigma positivista-cuantitativo para construir el nuevo conocimiento. Hernández et al. (2004) consideran que existe una sola realidad, el objetivo, que es externo a los pensamientos o creencias del investigador, de modo que, para esta investigación se emplea un razonamiento hipotético deductivo para probar dichas concepciones sobre las manifestaciones del fenómeno.

Esencialmente, este trabajo es cuantitativo, ya que la recolección y el análisis de los datos:

Se encuentran en forma de números (cantidades) y, por lo tanto, su recolección se fundamenta en la medición (...). Esta recolección se lleva a cabo utilizando procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica. Para que un estudio sea creíble y aceptado por otros investigadores, debe demostrarse que se siguieron tales procedimientos (Hernández y Mendoza, 2018, p. 6).

El diseño que sirve para obtener los datos se denomina: experimento puro con posprueba únicamente y con grupo de control. Se considera el más adecuado para responder a la pregunta de investigación, que consiste en determinar una relación causal con la efectividad del comportamiento sísmico. Hernández y Mendoza (2018) explica que el diseño:

incluye dos grupos: uno recibe el tratamiento experimental y el otro no (grupo de control). Es decir, la manipulación de la variable independiente alcanza solo dos niveles: presencia y ausencia (...). Cuando concluye la manipulación, a ambos grupos se les administra una medición sobre la variable dependiente en estudio (p. 164).

Para garantizar la validación interna se debe tener la seguridad de que ambos grupos son equivalentes cuando se realiza la intervención de la variable independiente. En esta investigación se satisface lo anterior, puesto que inicialmente los sistemas estructurales a través del diseño se emparejan y así se contiene la influencia de otras variables que no son de interés. De hecho, el diseño de esta indagación tiene un contexto de laboratorio a través del uso de programas computacionales.

Se menciona, además, que en virtud de que el diseño es cuantitativo-experimental, el estudio tiene un alcance de carácter explicativo.

3.2 Categorías de análisis de la investigación

Tabla 4.

Variables dependientes e independientes de la investigación

Objetivos específicos	Variable independiente	Instrumento o método por utilizar	Variable dependiente
Diseñar edificio EBF (objeto de control)	Nudo articulado	AISC 341, AISC 360 y CSCR-10	Dimensionamiento del edificio EBF
Diseñar edificio EBF (objeto experimental)	Nudo rígido	AISC 341, AISC 360 y CSCR-10	Dimensionamiento del edificio EBF+MF
Auscultar rotaciones, rótulas plásticas y modos de falla	Nudos	SAP2000/ <i>Pushover</i> ; <i>ASCE 41-13</i>	Rotaciones, rótulas plásticas y modos de falla
Comparar niveles de demanda y capacidad de ambos sistemas	Nudos	CSCR-10/Método de capacidad espectral; Excel	Capacidad espectral y espectros inelásticos
Determinar posibles usos de conexiones precalificadas en nudos del marco MF	Rotaciones	AISC 341 y AISC 358	Conexiones precalificadas (según límites de rotaciones)

Nota. Elaboración propia.

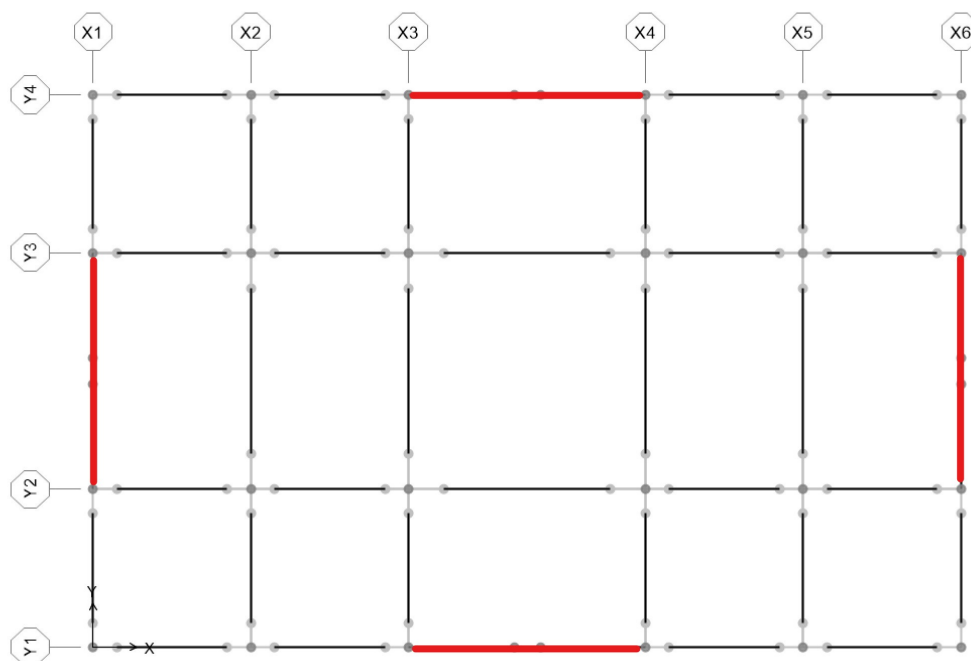
3.3 Población y muestra. Técnicas de muestreo

La intención del trabajo no es generalizar los resultados a una población, en realidad, la muestra que se configura es de tipo no probabilístico o también llamada muestra dirigida. Esto implica que la muestra seleccionada obedece a criterios del investigador, los cuales a su vez dependen del planteamiento del problema. Recurrir a este tipo de muestra es muy recomendable cuando se busca un control en la “elección de casos con ciertas características especificadas previamente en el planteamiento del problema. Su valor reside en que las unidades de análisis son estudiadas a profundidad, lo que permite conocer el comportamiento de las variables de interés en ellas” (Hernández y Mendoza, 2018, p. 215).

Dentro de los criterios que se toman en cuenta para el diseño de las muestras se encuentran: satisfacer principalmente las limitaciones del CSCR-10 para el método estático (análisis sísmico), adecuarse a las hipótesis dinámicas de la estructura requeridas para reducir el análisis a un grado de libertad por piso y que la mayor respuesta dinámica se relacione con el primer modo de vibración. Todo lo anterior se debe verificar antes de aplicar el análisis *Pushover* y el método de capacidad espectral.

Figura 30.

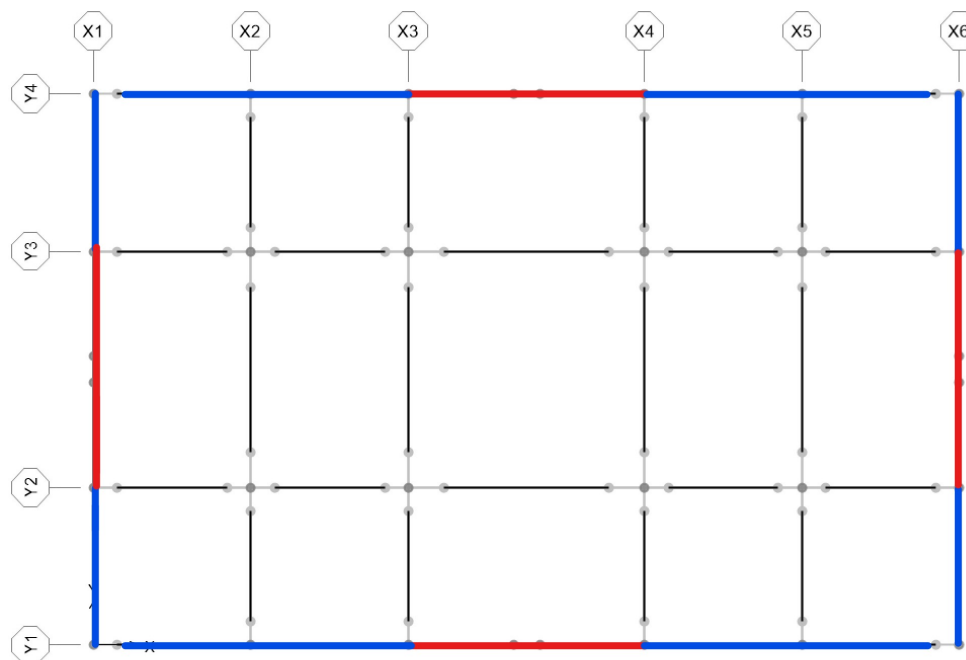
Planta XY del grupo control EBF



Nota. Líneas rojas denotan marcos EBF. Elaboración propia en el programa de análisis estructural SAP2000.

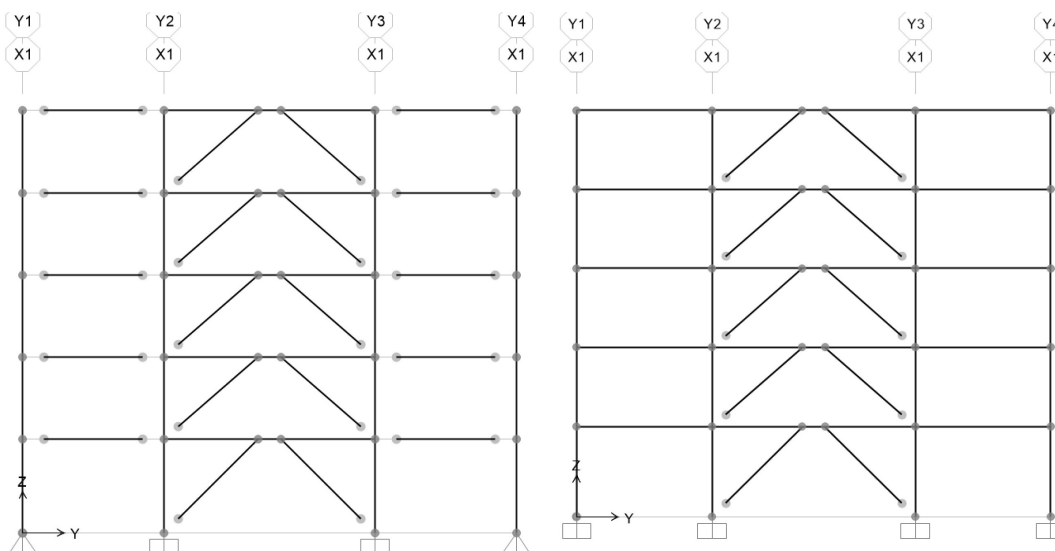
Figura 31.

Planta XY del grupo experimental EBF con marcos MF

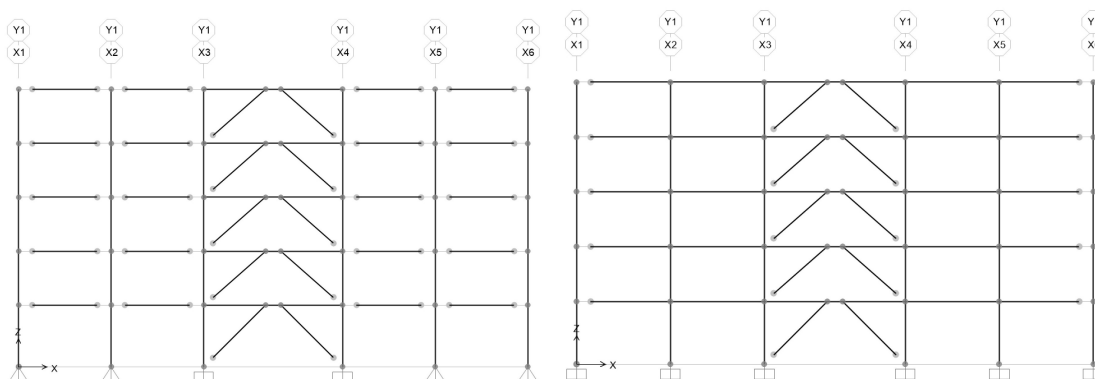


Nota. Líneas azules denotan marcos MF. Elaboración propia en el programa de análisis estructural SAP2000.

En las figuras 30 y 31 se esbozan las propuestas de dimensiones en planta de los grupos de estudio. Ambas consisten en edificios con dimensiones de 33 x 21 m, con bahías centrales de 9 m en ambos ejes ortogonales. Para la dimensión corta del edificio se asignan dos marcos adicionales de 6 m, así como cuatro marcos de 6 m para la dimensión larga. Además, hay que señalar que los marcos internos son gravitacionales en virtud de las conexiones simples de viga-columnas indicadas con la discontinuidad de la línea sólida. Nótese que todos los marcos perimetrales del sistema EBF con marcos MF son continuos, salvo en las esquinas donde se evita realizar una conexión a momento al eje débil de las columnas. Para este caso, el sistema de arriostramiento está definido en las bahías centrales y el resto con marcos resistentes a momento. En contraste, en el EBF el único marco que provee resistencia a la fuerza sísmica es la bahía central, por medio del arriostramiento excéntrico; el resto de marcos se definen como gravitacionales.

Figura 32.*Elevación ZY. Dimensión corta del edificio*

Nota. De izquierda a derecha: a) Marco arriostrado EBF, b) Marco arriostrado EBF con marcos MF. Elaboración propia en el programa de análisis estructural SAP2000.

Figura 33.*Elevación ZX. Dimensión larga del edificio*

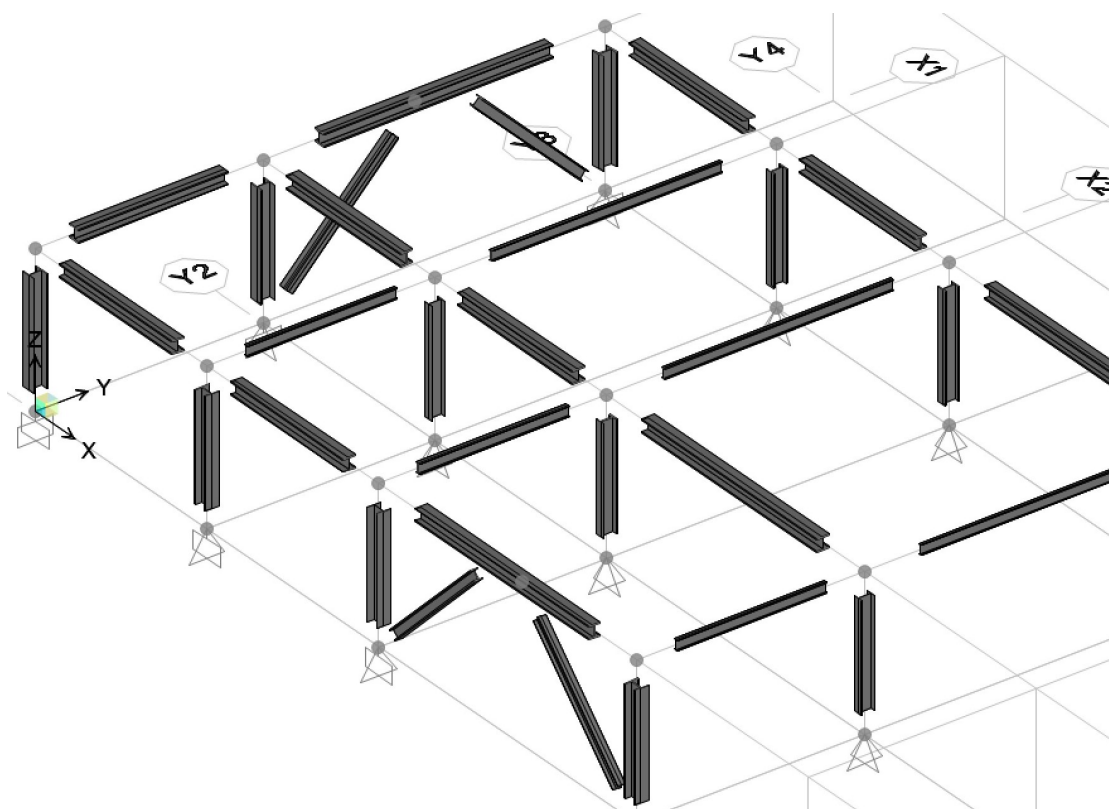
Nota. De izquierda a derecha: a) Marco arriostrado EBF, b) Marco arriostrado EBF con marcos MF. Elaboración propia en el programa de análisis estructural SAP2000.

Tal como se observa en la figura 32 y 33, en ambos grupos de estudio se considera cuatro entrepisos y una azotea, de los cuales el primero se encuentra a 4 m y el resto a 3,5 m entre cada entrepiso. Se aclara que el último nivel corresponde a una altura de 18 m sobre el nivel de acceso. También cabe destacar que los apoyos de las columnas son empotrados

cuando sus marcos asociados participan en el sistema resistente a la fuerza lateral. Otro detalle es que las riostras poseen una conexión rígida en la parte superior y una conexión articulada en el extremo inferior, esto para ambos grupos de estudio. Se toma de referencia un caso real en el que se ilustra las conexiones comentadas para la riostra (ver anexo 1 y anexo 2), de tal forma se evidencia su aplicación constructiva en la práctica.

Figura 34.

Vista 3D. Estructuración de los grupos de estudio



Nota. Elaboración propia en el programa de análisis estructural SAP2000.

Con respecto a la estructuración, las columnas perimetrales se orientan de modo que trabajen con una inercia mayor para resistir fuerzas laterales. Las columnas internas se configuran para trabajar con la inercia con respecto al eje X de coordenadas globales, de tal modo que las vigas de carga (orientadas en la dirección X de coordenadas globales) se conecten al eje débil de las columnas. Por tanto, todas las vigas de amarre y viguetas del sistema de piso se orientan en su dirección ortogonal. De acuerdo con la figura 34, se ilustra un ejemplo general de la estructuración para ambos grupos de estudio, nótese que las riostras también se orientan para resistir el lado con respecto a su eje fuerte.

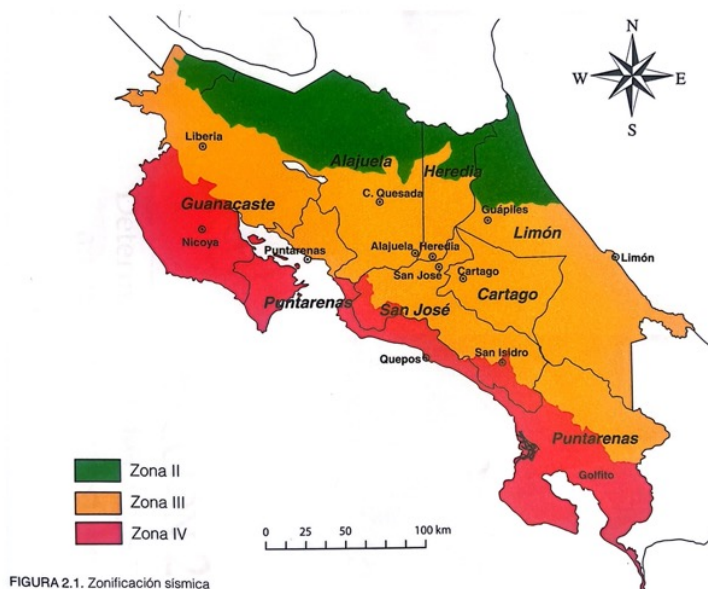
3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

3.4.1 Análisis sísmico

Las fuentes de las cuales se obtendrán los datos provienen del grupo control y del grupo experimental, es decir, grupo EBF y el sistema EBF, el cual actúa en conjunto con marcos MF respectivamente. Tales grupos corresponden a una muestra dirigida, de manera que, por criterios del investigador, ambos se localizan en una misma zona de riesgo sísmico particular dentro del territorio nacional.

Figura 35.

Zonificación sísmica



Nota. Tomado del CSCR-10, 2016, p. 2/9.

Para esta investigación se asume que los grupos de estudio se encuentran ubicados en la zona III, según la división que establece el CSCR-10 en la figura 35. Además, se considera el sitio de cimentación tipo S_3 . Según G. Chacón, los anteriores parámetros son adecuados ya que estadísticamente es más probable que se presenten dichas condiciones en una edificación (comunicación personal, 26 de enero del 2023).

Lo anterior implica un valor “de aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef} , como parámetro indicador de la sacudida sísmica correspondiente a un periodo de retorno de 475 años” (CSCR-10, 2016, p. 2/7). Este se estima con la tabla 5:

Tabla 5.

Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef} , para un periodo de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S₁	0,20	0,30	0,40
S₂	0,24	0,33	0,40
S₃	0,28	0,36	0,44
S₄	0,34	0,36	0,36

Nota. Tomado del CSCR-10, 2016, p. 2/8.

Con base en el CSCR-10, el parámetro a_{ef} se amplifica según el grado de importancia de la edificación, el cual toma en cuenta sismos fuertes, extremos o moderados según el artículo 2.3 (2016, p. 2/7). Para esta investigación, el interés es tratar edificaciones de ocupación normal, las cuales corresponden al grupo D de la clasificación que prescribe la norma en el artículo 4.1. De modo que se define una sacudida sísmica fuerte en virtud del factor de importancia $I = 1$ para ambos grupos de estudio estipulados en la tabla 4.1 (CSCR-10, 2016, p. 4/2).

Siguiendo con los parámetros del comportamiento sísmico esperado de las estructuras de acero, en los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010 se menciona que “debido al excelente desempeño sísmico que muestran los EBF se permite utilizar las ductilidades globales de los sistemas duales aun cuando el sistema clasifique como tipo muro” (2013, p. C10/9). No obstante, el investigador propone que en virtud de los antecedentes se asigne la máxima ductilidad global permitida por el código, de acuerdo con el artículo 4.4.3 en la tabla 4.3, es decir $\mu = 6$. Otro ejemplo es la norma NTCS, que califica de alta ductilidad los contravientos excéntricos, e incluso se compara con la respuesta de los sistemas MF.

Por otra parte, el periodo de la estructura es una propiedad dinámica intrínseca, la cual debe estimarse por primera vez con la siguiente expresión:

$$T = 0,08N \quad (29)$$

Donde T es el primer periodo estimado de la estructura en segundos y N el número de pisos del edificio.

El periodo debe determinarse de manera exacta a partir del recálculo siguiendo el método de Rayleigh conforme a la expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}} \quad (30)$$

Donde W_i es el peso sísmico en el nivel i calculado conforme al artículo 6.1.3 del CSCR-10, donde se define para estos efectos como “la carga permanente más una fracción de su carga temporal” (2016, p. 6/2). Se prescribe las fracciones mínimas que aportan inercia al movimiento los cuales aplican para la investigación (ver tabla 6):

Tabla 6.

Fracciones mínimas de la carga temporal para determinación de la carga sísmica

Asignación de carga	% de carga temporal
Equipo o instalaciones fijas a la estructura	100
Carga en bodegas	25,0
Cargas en edificios	15,0
Cargas en azoteas marquesinas y techos	0,00

Nota. Adaptado del artículo 6.1.3. Tomado del CSCR-10, 2016, p. 6/2.

La expresión de Rayleigh contiene las fuerzas sísmicas por entrepiso F_i distribuidas y aplicadas en los centros de masa de la siguiente manera:

$$F_i = V \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=k}^N W_k \cdot h_k} \quad (31)$$

Donde h_i es el nivel del entrepiso i o azotea medida desde el nivel de acceso. Es importante comentar que el artículo 7.3 del CSCR-10 permite omitir la contribución del 30 % de la sollicitación horizontal ortogonal si el sistema es regular en planta y los marcos sismorresistentes son perpendiculares o paralelos entre sí (2016, p. 7/4), tal como es el caso para esta investigación. En consecuencia, es permitido el análisis en forma independiente

para ambas direcciones. Sobre el cortante basal V , este se calcula con base en la siguiente ecuación:

$$V = C \cdot \sum_{i=1}^N W_i \quad (32)$$

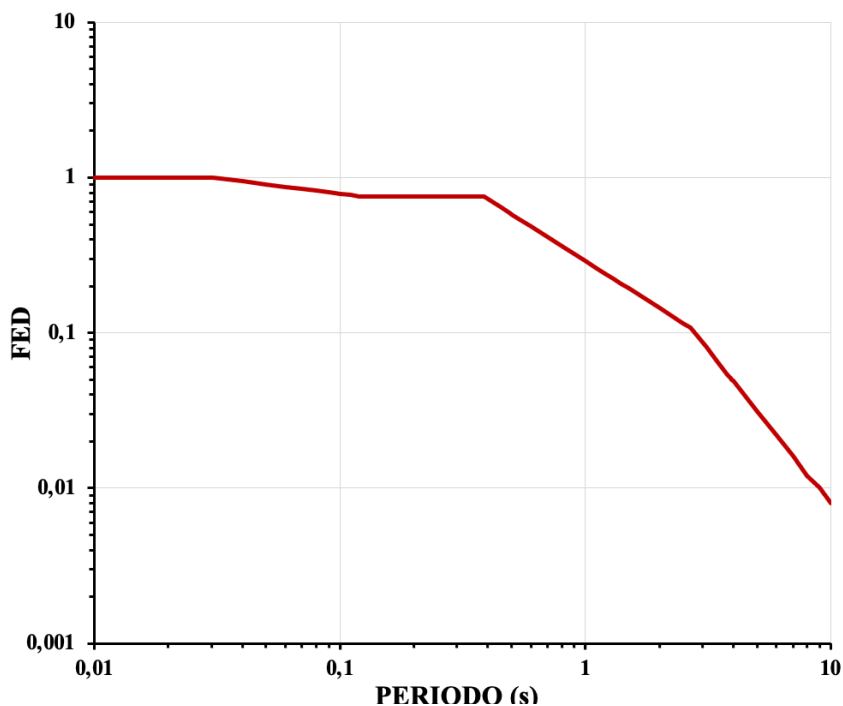
Donde C es el coeficiente sísmico definido en el capítulo 5 del CSCR-10:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} \quad (33)$$

El FED denota un factor que modifica la aceleración pico efectiva y que es función de la ductilidad global asignada y del periodo producto del recálculo por el método de Rayleigh. Todo lo anterior para un tipo de sitio de cimentación y una fracción del amortiguamiento crítico dado. Se ilustra a continuación el espectro normalizado que aplica para los grupos de estudio (ver figura 36):

Figura 36.

Factor espectral dinámico, FED, para sitios de cimentación tipo S_3 en zona sísmica III



Nota. Espectro con amortiguamiento $\xi = 5 \%$, ductilidad $\mu = 6$. Elaboración propia en Excel.

Se denota sobrerresistencia SR , la cual en los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica se define “como la razón entre la capacidad real sismorresistente y la capacidad nominal sismorresistente” (2013, p. C5/1). El parámetro considera los efectos de la redundancia en las estructuras, el diseño de miembros que exceden la demanda estimada, la incertidumbre en la resistencia de los materiales y sus dimensiones, entre otros aspectos (2013, C3/3). En la presente investigación dicho parámetro toma el valor de 2,0 según lo establecido en el capítulo 5 del CSCR-10. No obstante, en métodos alternativos de análisis los cuales se aplican en esta indagación por medio del método de capacidad espectral, para realizar la evaluación de los grupos de estudio se toma el valor de $SR = 1,0$ en la determinación de la demanda sísmica.

Siguiendo con las sollicitaciones, ambos grupos se cargan con las siguientes acciones permanentes en los entrepisos:

Tabla 7.

Cargas permanentes utilizadas en los grupos de estudio

Cargas permanentes (CP)	Magnitud (kg/m²)
Lámina <i>Metaldeck</i> corrugado calibre 22	8
Losa (6 cm)	288
Acabado	60
Mortero	48
Electromecánico	15
Cielo raso	25
Divisiones internas	50

Nota. Cargas permanentes recomendadas por el Ing. G. Chacón. Elaboración propia.

A partir de la tabla 7, la carga permanente por entrepiso suma $CP = 494 \text{ kg/m}^2$. Adicionalmente, se considera un muro cortina con $CP = 40 \text{ kg/m}^2$ que rodea de manera perimetral el edificio y que es cargado uniformemente distribuido en el sistema estructural, suponiendo un anclaje de los paneles y transmitido a las vigas de entrepiso. Se debe advertir que la azotea no contempla divisiones internas y acabados, por tanto, la azotea suma $CP = 384 \text{ kg/m}^2$. Además, se emplean viguetas W10x33 para el sistema de piso, donde se asume una separación máxima de 2 m entre ellas. Estos miembros transmiten las fuerzas en una

dirección (Eje Y) y se estima que dichos miembros aportan entre $16,37 \text{ kg/m}^2$ y $21,82 \text{ kg/m}^2$.

Por otro lado, se asignan cargas temporales en todos los niveles de entrepiso y azotea, respetando los mínimos regidos por el artículo 6.1.2 del CSCR-10 (ver tabla 8):

Tabla 8.

Cargas temporales unitarias mínimas

Destino del piso	Carga temporal (kg/m^2)
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento	200

Nota. Extraído de la tabla 6.1. Tomado del CSCR-10, 2016, p. 6/2.

Enumeradas las acciones sobre los grupos de estudio, estas se deben combinar a través del artículo 6.2.1 del CSCR-10 para obtener la carga última, es decir, la demanda de los elementos estructurales de los sistemas. Dichas combinaciones se programan en SAP2000 y corresponden a las siguientes ecuaciones (2016, p. 6/3):

$$CU = 1,4 \cdot CP \quad (34)$$

$$CU = 1,2 \cdot CP + 1,6 \cdot f_R \cdot CT + 1,6 \cdot CE \quad (36)$$

$$CU = 1,05 \cdot CP + f_1 \cdot f_R \cdot CT \pm CS + CE \quad (35)$$

$$CU = 0,95 \cdot CP \pm CS \quad (37)$$

La investigación toma $f_1 = 1,0$ considerando una alta probabilidad de ocupación de acuerdo con el artículo 6.2.1 del CSCR-10. Para efectos de f_R , no se toma en cuenta el factor de reducción de carga temporal, ya que no es obligatoria. Los términos CS y CE son las

cargas sísmicas y cargas de empuje, respectivamente. Para las cargas de empuje no se contempla ninguna acción sobre los grupos de estudio, de modo que $CE = 0$.

Figura 37.

Programación en SAP2000 para estimar demandas a miembros del marco gravitacional EBF

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
CP	Linear Static		1,05
CP	Linear Static		1,05
CT	Linear Static		1,
Sx	Linear Static		0,

Nota. De izquierda a derecha; a) Combinaciones de carga incluidas en el programa para analizar el diseño de miembros en SAP2000; b) Combinaciones de carga no incluye sismo de diseño. Elaboración propia.

Se ilustra en la figura 37 la forma en que se considera las demandas de los miembros en el programa. La figura a) le indica al programa que tome la envolvente de las combinaciones del CSCR-10, seguidamente, en la figura b) se presenta la manera en que estas combinaciones no consideran el sismo de diseño de manera preliminar en edificio EBF. Esta técnica aplica solo para el diseño de miembros que no pertenecen a los marcos sismorresistentes. No obstante, eventualmente el sismo de diseño debe ser considerado en los casos donde los miembros sismorresistentes no exijan requisitos especiales de análisis (diseño por capacidad), como en el caso de marcos intermedios que participan en el objeto experimental o cuando se deba estimar la demanda del acople.

3.4.2 Diseño elástico

Por lo que se refiere al diseño (elástico) de los miembros estructurales de acero (vigas, columnas, riostras) de los grupos de estudio, se sigue la especificación ANSI/AISC 360-22, el cual prescribe los requisitos mínimos para satisfacer los estados límite de

resistencia y de servicio. Para el primero, el AISC 360-22 en el capítulo B3 permite el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) o el método de Resistencias Admisibles (ASD). La investigación se basa con el criterio LRFD, que de manera matemática significa cumplir con la siguiente desigualdad:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (38)$$

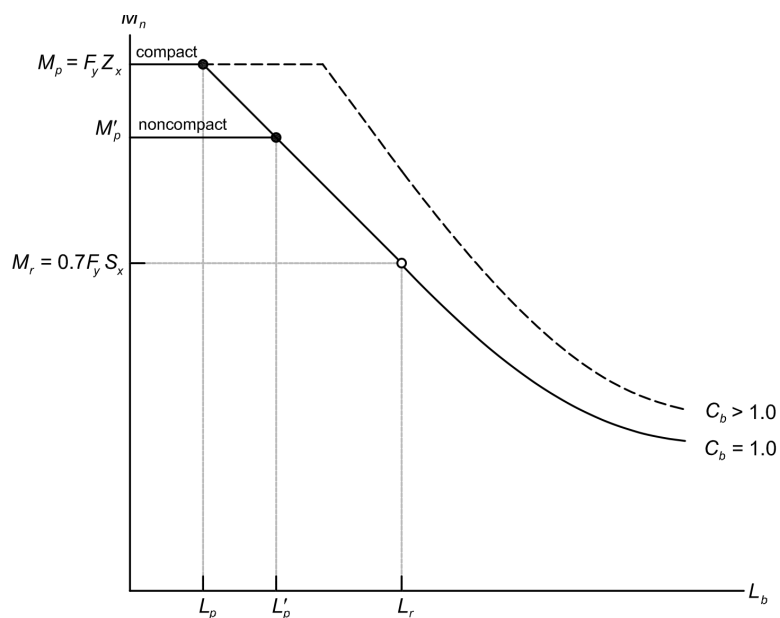
Donde:

- R_u : Resistencia requerida por las combinaciones del CSCR-10 (C_u).
- R_n : Resistencia nominal.
- ϕ : Factor de reducción de resistencia.
- ϕR_n : Resistencia de diseño.

Para el caso de diseño a flexión, la resistencia nominal depende de la separación de arriostramiento lateral L_b que mitiga el efecto del pandeo lateral torsional. Se ilustra seguidamente la curva de diseño que se emplea para determinar el momento nominal (ver figura 38):

Figura 38.

Momento nominal en función de la longitud no arriostrada lateralmente



Nota. Tomado del *Steel Construction Manual 14th*, 2011, p. 3/5.

De modo que:

$$L_b \leq L_p \rightarrow \varphi M_n = \varphi M_p = \varphi F_y * Z_x \quad (39)$$

$$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow \varphi M_n = \varphi C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \varphi M_p \quad (40)$$

La anterior ecuación se puede sustituir por la siguiente expresión, la cual resulta más sencilla para evitar el cálculo de L_r :

$$\varphi M_n = C_b [\varphi M_p - \varphi BF(L_b - L_p)] \leq \varphi M_p \quad (41)$$

Donde φBF es un factor en unidades *klb* y que se puede obtener de la tabla 3-2 del manual del AISC. C_b es un factor de modificación de pandeo torsional lateral y se define por el AISC 360-22 en el capítulo F de la siguiente forma:

$$C_b = \frac{12,5M_{m\acute{a}x}}{2,5M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (42)$$

Donde $M_{m\acute{a}x}$, M_A , M_B , M_C corresponden al momento máximo, el momento a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, y a $\frac{3}{4}$ de la longitud no arriostrada, respectivamente. Finalmente, se procede con lo siguiente:

$$L_b > L_r \rightarrow \varphi M_n = \varphi F_{cr} * S_x \leq \varphi M_p \quad (43)$$

Donde:

- $M_p =$ Momento plástico
- $M_n =$ Momento nominal
- $F_y =$ Esfuerzo de fluencia mínimo especificado
- $Z_x =$ Módulo de sección plástico en x
- $S_x =$ Módulo de sección elástico en x
- $F_{cr} =$ Esfuerzo crítico
- $\varphi = 0,90$ (LRFD)

Se advierte que en la investigación se busca que las vigas brinden toda la capacidad de modo que la falla sea de naturaleza plástica. Seguidamente, el interés consiste en no exceder el límite de la zona plástica L_p de acuerdo con la siguiente expresión que se puede consultar en la especificación AISC 360-22 capítulo F:

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (44)$$

Donde r_y es el radio de giro en y y E el módulo de elasticidad del acero. Adicionalmente, se debe evitar el pandeo local de los elementos de la sección transversal del miembro. Mediante la tabla B4.1b del AISC 360-22, se toman los casos 10 y 15 del mismo para verificar el pandeo local de los elementos no rigidizados y rigidizados de la sección, es decir, el patín y el alma del miembro laminado tipo W:

$$\lambda_{p \text{ caso } 10} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (45)$$

$$\lambda_{p \text{ caso } 15} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (46)$$

Los límites λ_p se comparan con las relaciones de esbeltez del elemento patín, definido como $\frac{b_f}{2t_f} = \lambda$; y el elemento alma, denotado como $\frac{d-2k_{des}}{t_w} = \frac{h}{t_w} = \lambda$. De modo que si $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$ "elemento compacto"; si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow$ "elemento no compacto"; si $\lambda > \lambda_r \rightarrow$ "elemento delgado". Para efectos del diseño, se busca que la sección del miembro sea compacta, de tal forma que se desarrolle toda la capacidad de la viga hasta llegar al estado plástico.

En lo que compete al diseño por cortante, el AISC 360-22 en el capítulo G especifica que la mayoría de los perfiles W cumplen con la siguiente inecuación, salvo ciertas excepciones que se mencionan en el mismo capítulo:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (47)$$

Por tanto, se debe considerar $C_v = \varphi_v = 1,00$, donde el primero denota el coeficiente de cortante del alma. Así las cosas, la resistencia nominal minorada se define como:

$$\varphi_v V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (48)$$

Es importante enfatizar en la definición de $A_w = d \cdot t_w$, es decir, el área incluyendo los patines del perfil (altura completa).

Para el caso de columnas y riostras, estas se diseñan a flexo-compresión, de tal forma que se debe considerar una interacción de relaciones demanda-capacidad correspondiente a los efectos de la carga axial y de los momentos biaxiales. En el capítulo E del AISC 360-22 se mencionan las disposiciones para el diseño de miembros a compresión, donde la resistencia nominal se define como:

$$\varphi P_n = F_{cr} * A_g ; \varphi=0.90 \quad (49)$$

De modo que el esfuerzo crítico de pandeo F_{cr} está definido con las siguientes condicionales:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 * F_e \quad (50)$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (51)$$

Donde F_e es el esfuerzo de pandeo elástico con la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (52)$$

- $A_g = \text{Área gruesa}$
- $r = \text{Radio de giro}$
- $L = \text{Longitud no arriostrada}$

- $K = \text{Factor de longitud efectiva}$

Cabe comentar que el factor de longitud efectiva para todos los componentes del sistema en esta investigación se toma como $K = 1,0$. Esto surge por recomendaciones del AISC 360-22, en el apéndice 7, cuando se trata de marcos con un sistema definido de arriostramiento que impida el lado (pp. 648-649).

De manera análoga a los miembros en flexión, la capacidad de los miembros sujetos a carga axial de compresión debe garantizar el estado límite del pandeo flexionante, tal que se compruebe que los elementos de la sección no sean esbeltos ($\lambda \leq \lambda_r$), con base en los criterios (caso 1 y 5 del patín y el alma respectivamente) que señala el AISC en la tabla B4.1a:

$$\lambda_{r \text{ caso 1}} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (53)$$

$$\lambda_{r \text{ caso 5}} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (54)$$

Recordar que λ denota las relaciones ancho/espesor de los elementos definidos anteriormente en la parte de diseño a flexión.

Una vez calculadas las capacidades nominales minoradas, tanto a flexión como a compresión, el diseño de tales elementos llamados viga-columna deben satisfacer las acciones simultáneas de primer orden a través de la siguiente desigualdad que plantea el AISC 360-22 en el capítulo H (p. 82):

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (55)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (56)$$

Donde:

- $P_r =$ Resistencia axial a compresión requerida (P_u) LRFD
- $M_r =$ Resistencia a la flexión requerida (M_u) LRFD
- $P_c =$ Resistencia disponible a la compresión axial (ϕP_n)
- $M_c =$ Resistencia disponible a la flexión (ϕM_n)
- $x =$ Subíndice del eje principal a flexión
- $y =$ Subíndice del eje menor a flexión

Una vez que se pre-dimensiona y se cumplen con los criterios de resistencia de los miembros elásticos, se realiza un primer chequeo de desplazamientos y derivas inelásticas por nivel advirtiendo que aún no se contempla el detallado del sistema sismorresistente, esto con el fin de adecuarse a la disposición del CSCR-10 en el artículo 7.8.

Tabla 9.

Límite superior de la razón de deriva inelástica, según categoría de edificación y sistema estructural

Sistema estructural	Edificaciones A y C	Edificaciones B, D y E
Marco	0,0125	0,020
Dual	0,0125	0,018
Muro	0,0100	0,010
Voladizo	0,0125	0,020
Otros	0,0065	0,010

Nota. Adaptación de la tabla 7.2. Tomado del CSCR-10, 2016, p. 7/14.

Los límites de la tabla 9 se definen como límites superiores de las distorsiones de un piso i con respecto al piso inferior $i - 1$ permisibles para garantizar los niveles de desempeño. Para el caso de esta investigación, la razón de deriva inelástica Δ_i/H_i que rige no es clara, ya que la hipótesis del escrito trata de manera indistinta al sistema tipo muro y dual en el sentido de su capacidad de respuesta. Además, con base en los antecedentes, se demuestra que los sistemas EBF tienen una capacidad dúctil similar a los sistemas tipo marco, por tanto, se considera adecuado tomar el valor 0,020. Sin embargo, en este trabajo se respeta y se emplea la limitación de 0,018 para el sistema dual con un nivel de desempeño de seguridad de vida.

Para realizar el cálculo de la razón de deriva inelástica demandada, se emplea primero la siguiente ecuación del CSCR-10, según el artículo 7.6:

$$\Delta_i = \mu \cdot SR \cdot \Delta_i^e \quad (57)$$

Donde:

- $\Delta_i = \text{deriva inelástica}$
- $\Delta_i^e = \delta_i^e - \delta_{i-1}^e = \text{deriva elástica}$

El factor $\mu \cdot SR$ se suele denotar también como C_d o el factor de amplificación de deflexión. Para obtener la distorsión de piso se divide Δ_i/H_i , donde $H_i = h_i - h_{i-1}$. Es decir, la diferencia entre las alturas del nivel i con respecto al nivel adyacente inferior $i - 1$.

3.4.3 Detallado sísmico EBF

En lo concerniente al diseño dúctil, se diseña el segmento de viga correspondiente al miembro fusible de modo que la disipación de energía sea estable para las rotaciones demandadas. Como primer paso se debe estimar la resistencia nominal en cortante del acople, según Bruneau et al. (2011, p. 615), se define de la siguiente forma:

$$V_n = \min \left\{ V_p, \frac{2M_p}{e} \right\} \quad (58)$$

En la investigación se busca la cedencia del acople por cortante, lo cual implica que la excentricidad del acople sea menor a $e \leq \frac{1,6 \cdot M_p}{V_p}$. En consecuencia se satisface $e \leq \frac{2 \cdot M_p}{V_p}$; de modo que la resistencia que rige el diseño es $V_n = V_p$, lo cual se expresa como:

$$V_p = \tau_y \cdot Al_w = 0,6 \cdot Fy \cdot Al_w \quad (59)$$

Donde $Al_w = (d - 2t_f)t_w$. Aquí se asume que el acople satisface $\frac{P_u}{P_y} \leq 0,15$. Con base en los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica (2013), “la carga axial es despreciable porque la componente horizontal de la carga en la riostra se transmite a la viga fuera del acople” (p. 10/49). Por ello no se considera ninguna reducción de capacidad para la configuración de EBF en estudio. Dicha capacidad se compara con la demanda V_u inducida por las fuerzas sísmicas de diseño, tal que $\phi V_p \geq V_u$, donde $\phi = 0,90$. La demanda en el acople debido al sismo de diseño puede tomarse directamente del análisis que realiza SAP2000, pero es posible verificarlo mediante una aproximación mediante la siguiente expresión propuesta por Bruneau et al. (2011):

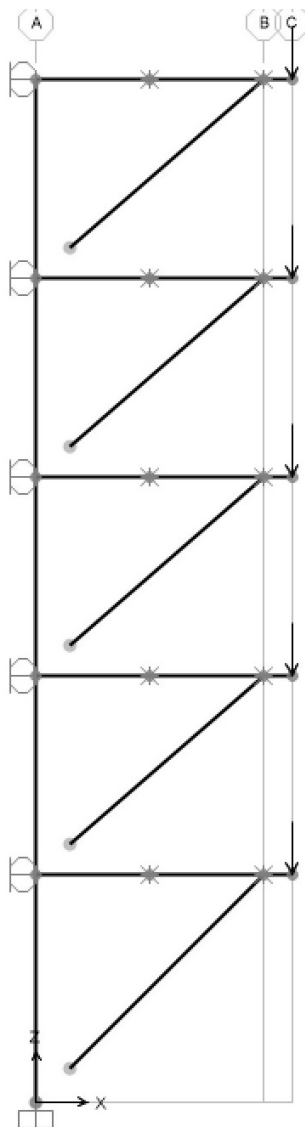
$$V_u = \frac{\left(\frac{V_i}{2}\right)H}{\left(\frac{L}{2}\right)} = \frac{V_i \cdot H}{L} \quad (60)$$

Donde V_i es el cortante acumulado a resistir en el nivel i . H y L denotan la altura entre niveles y la longitud del marco arriostrado, respectivamente (p. 629). Cabe destacar que la disposición simétrica permite asumir que cada EBF toma la mitad del cortante en su plano, de modo que la ecuación se puede interpretar como un equilibrio de momentos de una armadura rígida en el nivel i y como incógnita la fuerza interna V_u en la mitad de la bahía.

Por otra parte, Bruneau et al. señalan que la filosofía de diseño por capacidad requiere que los miembros fuera del acople se preparen para resistir de manera elástica las fuerzas que desarrolla el acople durante el comportamiento inelástico. En consecuencia, el valor de V_p se ajusta para tomar en cuenta la sobrerresistencia del material R_y y el endurecimiento por deformación ω . (2011, p. 615). De manera que el diseño por capacidad de las riostras, columnas y vigas fuera del acople, se basa en el cortante ajustado:

$$V_l = \omega(R_y \cdot V_n) \quad (61)$$

De acuerdo con AISC 341-16 (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*), en el capítulo F, el factor ω toma el valor de 1,25. No obstante, se permite usar el 88 % de este factor en las vigas fuera del acople (2016, p. 71). Aunado a lo anterior, en los comentarios de la misma norma se establece que las columnas también pueden tomar el factor de las vigas (2016, pp. 289-290). De hecho, en el CSCR-10 también se permite la misma reducción en columnas para marcos arriostrados de tres o más niveles (2016, p. 10/50).

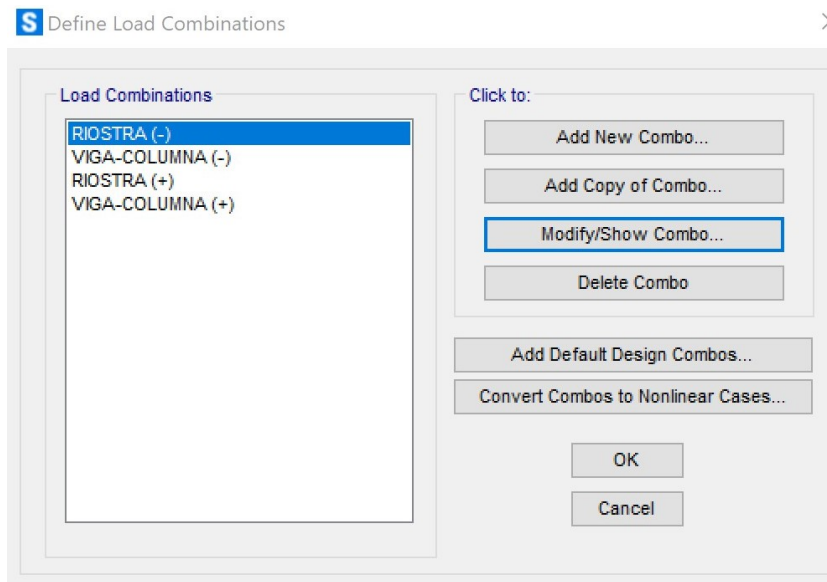
Figura 39.*Modelo de análisis auxiliar*

Nota. Modelo de análisis del marco arriostrado excéntricamente en SAP2000. Elaboración propia.

Por otro lado, las fuerzas esperadas en el acople se distribuyen a través del conjunto elástico del marco. Para la transmisión de cargas se utiliza un modelo auxiliar en SAP2000, el cual se ilustra en la figura 39. Este consiste en modelar la mitad de la bahía del marco arriostrado en aras de representar un corte en la sección transversal del acople, tal que el momento sea 0 en dicho corte. La fuerza interna V_l se asigna al modelo informático como carga puntual. Cabe mencionar que al modelo se le asignan restricciones tipo rodillo en cada piso que coadyuvan a simular la hipótesis de marco contra ladeo en sistemas arriostrados.

Figura 40.

Programación en SAP2000 para estimación de las demandas en el modelo auxiliar

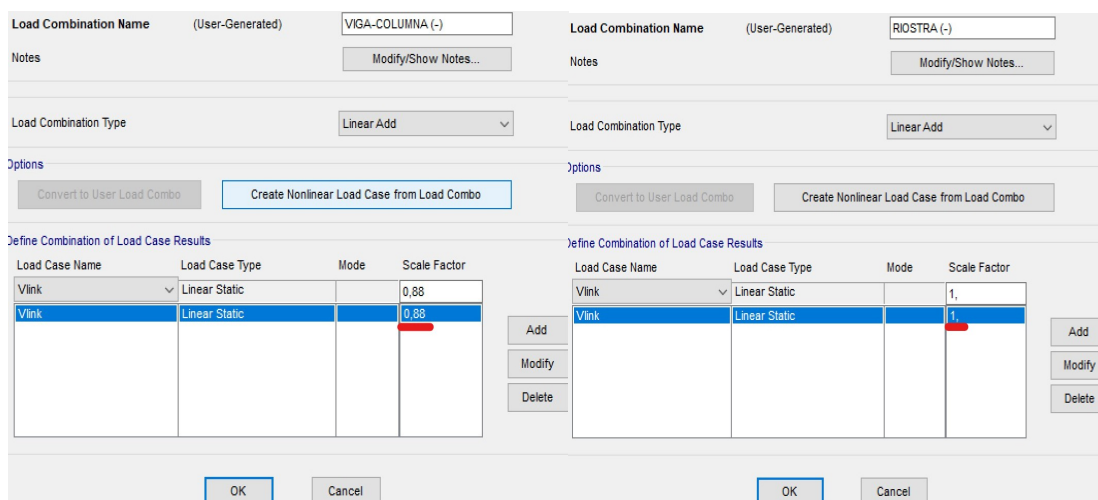


Nota. Elaboración propia.

En la figura 40 se muestra la forma en que se programa la carga puntual que previamente se calcula de manera manual y que su magnitud está en función de la capacidad del acople. Cabe destacar que se definen cuatro combinaciones, dos de ellas representan la demandas en virtud del elemento que se diseñe y luego estas se duplican para considerar todas las condiciones de esfuerzo variando el sentido de aplicación de la carga puntual.

Figura 41.

Programación de las combinaciones de carga en SAP2000 para el modelo auxiliar



Nota. De izquierda a derecha: a) Combinación de carga para estimar demandas de columnas y vigas fuera del acople; b) Combinación de para estimar demandas en las riostras. Elaboración propia.

Se ha de destacar en la figura 41 la técnica empleada para considerar los diferentes factores ω dentro del programa. Como se observa en la figura a) y b), las diferentes combinaciones usan el mismo caso de carga (*Vlink*) derivados de la capacidad del acople, pero el diseñador debe ser consciente de la reducción en el caso de vigas y columnas, como se mencionó anteriormente.

El modelo mencionado se toma del libro *Ductile Desing of Steel Structures* de Bruneau et al. (2011). El mismo autor sugiere expresiones matemáticas para aproximar y verificar de manera manual los resultados del análisis informático. El momento M_l en el extremo del acople es:

$$M_l = \left(\frac{e}{2}\right) V_l \quad (62)$$

La distribución de momentos M_b y M_{br} hacia la viga y la riostra, respectivamente, se basa en la rigidez relativa a la flexión de los miembros, de modo que:

$$M_b = \left(\frac{I_b/L_b}{\frac{I_b}{L_b} + \frac{I_{br}}{L_{br}}} \right) M_l \quad (63)$$

$$M_{br} = \left(\frac{I_{br}/L_{br}}{\frac{I_b}{L_b} + \frac{I_{br}}{L_{br}}} \right) M_l \quad (64)$$

El cortante en la viga $V_b = \frac{1,5 \cdot M_b}{L}$ y V_l en el extremo del acople se equilibra verticalmente con la componente de fuerza axial P_{br} , despreciando el cortante de la riostra. Esto se expresa como:

$$P_{br} = \frac{V_l + V_b}{\sin(\theta)} \quad (65)$$

Donde θ es el ángulo de la riostra con respecto a la horizontal.

De manera análoga, se satisface el equilibrio horizontal de la componente de la riostra por medio de la componente de la viga P_b :

$$P_b = P_{br} \cdot \cos(\theta) \quad (66)$$

Adicionalmente, se estima la fuerza axial de las columnas con la siguiente expresión:

$$P_{col(i)} = \sum_{k=i+1}^5 V_{lk} - V_{li} \left(\frac{x}{L-x} \right) \quad (67)$$

Donde x denota la distancia entre las intersecciones de línea centro de la riostra y de la viga, donde preliminarmente se puede tomar como la excentricidad de diseño ($e = x$), L denota la distancia de la bahía arriostrada y los V_{lk} son las fuerzas internas de corte ajustado generados en el acople del piso k .

Así, por principios del diseño por capacidad, se requiere que en las combinaciones de carga definidas en el artículo 6.2 del CSCR-10 la fuerza sísmica de diseño se sustituya por las fuerzas inducidas por la capacidad del acople. Esto permite el cálculo de la carga última de diseño C_u de los miembros fuera del acople del marco arriostrado (2016, p. 10/50).

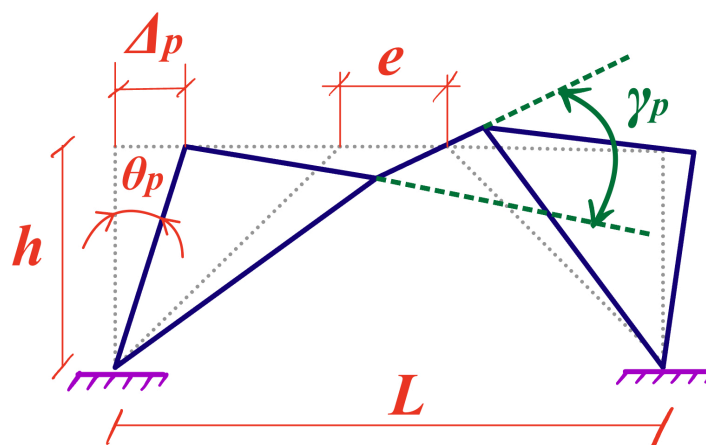
En suma, el AISC 341-16 explica que las vigas y riostras del marco sismorresistente se diseñan como miembros viga-columna, ya que en la mayoría de las configuraciones EBF estos miembros reciben importantes cargas axiales y momentos (2016, p. 286). El análisis elástico basado en el modelo auxiliar es una buena aproximación para la demanda de estos miembros, pero la norma también advierte que realizar un análisis inelástico del marco puede brindar mayor exactitud (2016, pp. 287-288).

En contraste, actualmente no existen métodos de análisis lineal elástico para determinar la demanda de las columnas, sin embargo, se toman las recomendaciones del AISC 341-16 y se asume de manera conservadora que en el análisis del marco arriostrado auxiliar todos los acoples ceden. De nuevo, la norma remite al diseñador a emplear métodos de análisis no lineal para mayor certeza en las demandas (2016, p. 290).

Nótese que solo se consideran los efectos de la carga axial sobre la columna. Esto se justifica por la especificación del CSCR-10, la cual afirma que es posible despreciar los momentos salvo que haya cargas aplicadas entre la longitud no arriostrada (2016, p. 10/19).

Figura 42.

Ángulo de rotación del acople



Nota. Adaptado a la figura C-F3.4 del AISC 341-16 (*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*). Elaboración propia.

El AISC 341-16 comenta también que para asegurar el buen comportamiento del marco EBF (estabilidad y ductilidad), se debe revisar las rotaciones inelásticas de los acoples en cada piso, suponiendo un mecanismo plástico-rígido según se aprecia en la figura 42. Al analizar el mecanismo cinemático, la rotación requerida del acople se determina de la siguiente forma (Bruneau et al., 2011, p. 604):

$$\gamma_p = \frac{\theta_p \cdot L}{e} \quad (68)$$

Donde θ_p denota la distorsión de piso plástico, es decir:

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{H_i} = \frac{\Delta_i - \Delta_i^e}{H_i} = \frac{(C_d - 1)\Delta_i^e}{H_i} \quad (69)$$

Las rotaciones requeridas se comparan con la capacidad de rotación, que es función de la longitud e para un acople dado. En los comentarios del AISC 341-16 se especifica que si $e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$, entonces la capacidad de rotación inelástica del acople γ_a no debe exceder

0,08 rad (2016, p. 291). En esta investigación el diseño se restringe a este límite superior que corresponde al comportamiento por cedencia y a cortante en el acople.

Por último, en los requisitos de diseño es menester definir los miembros según su ductilidad. Dependiendo del grado de inelasticidad esperado en los miembros, se clasifican los miembros en ductilidad moderada y ductilidad óptima. Los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica (2013) establece que “las razones de esbeltez de los elementos en compresión deben ser suficientes para resistir el pandeo local cuando ingresen al rango inelástico” (2013, p. 10/11). En virtud del tipo de miembro se fijan las razones de esbeltez requeridos (ver tabla 10):

Tabla 10.

Razones de esbeltez por sismo para elementos en compresión

Tipo de elemento	Razón de esbeltez	Razón de esbeltez máxima para ductilidad óptima λ_{hd}	Razón de esbeltez máxima para ductilidad moderada λ_{md}
Alas de secciones “I” laminadas	b/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
		$2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0,93 \cdot C_a)$ <i>Para $C_a \leq 0,125$</i>	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2,75 \cdot C_a)$ <i>Para $C_a \leq 0,125$</i>
Almas de secciones “I” laminadas	h/t_w	$0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,93 - C_a)$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,33 - C_a)$
		$\geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <i>Para $C_a > 0,125$</i>	$\geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <i>Para $C_a > 0,125$</i>
		<i>Donde $C_a = \frac{P_u}{\phi P_y}$</i>	<i>Donde $C_a = \frac{P_u}{\phi P_y}$</i>

Nota. Extraído de la tabla 10.6. Tomado del CSCR-10, 2016, p. 10/15.

Para el caso del sistema sismorresistente EBF, de acuerdo con el artículo 10.6.3 del CSCR-10, se tiene como requisito diseñar las riostras con ductilidad moderada y las

columnas con ductilidad óptima. Se debe advertir que los acoples deben definirse con ductilidad óptima, sin embargo, la norma hace una excepción para acoples con $e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$ y permite diseñar las alas de los acoples con ductilidad moderada. De modo que solo el alma debe cumplir con ductilidad óptima. En consecuencia, como la viga fuera del acople tiene la misma sección que la del acople, la primera debe seguir los mismos criterios que la del acople (2016, p. 10/51).

Por último, de acuerdo con los alcances de la investigación, se requiere que los marcos IMF que acompañan al EBF, sean detallados para una ductilidad moderada según el artículo 10.5.2.5 y no requiere ningún requisito especial de análisis.

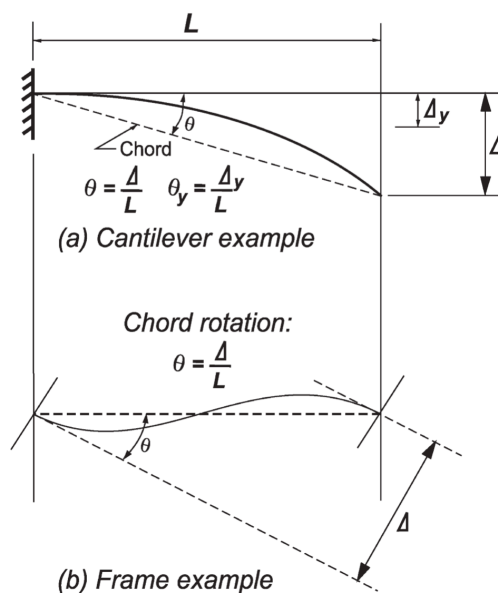
3.4.4 Modelo computacional de rótulas plásticas

En esta sección se sigue la especificación ASCE/SEI 41-13, la cual brinda los procedimientos para el análisis estático no lineal. En particular, define los criterios de modelación y criterios de aceptación para el desempeño de miembros estructurales.

Para el caso de rótulas plásticas en el acople la norma solicita definir la relación fuerza-deformación del componente.

Figura 43.

Definición de la rotación del acople



Nota. Tomado del ASCE 41-13, 2014, p. 157.

La figura 43 esboza la definición de rotación del componente, sin embargo, el SAP2000 relaciona dicha rotación con los momentos. Se debe recordar que el comportamiento del acople es de cortante, de modo que el investigador considera oportuno y preciso representar, en lugar de rotaciones, deformaciones Δ que se relacionen directamente con el cortante que desarrolla el componente. Esta solución se considera mejor que la representación momento-rotación, debido a que puede ser algo impreciso determinar el momento en términos del cortante que desarrolla el acople. En todo caso, es imperativo el cálculo de la rotación de cedencia θ_y y posteriormente traducirlo en términos del desplazamiento cedente Δ_y , de la siguiente forma:

$$\theta_y * L = \Delta_y \quad (70)$$

Donde $L = e$ es la excentricidad o longitud del acople. El Δ_y sirve de base para normalizar las deformaciones que experimente el acople. Se sigue entonces el procedimiento del ASCE 41-13, en el que se menciona que la rigidez elástica K_e del acople debe incluir la rigidez a la flexión y la rigidez a cortante mediante las siguientes expresiones (2014, p. 167):

$$K_s = \frac{G \cdot A_{wl}}{e} \quad (71)$$

$$K_b = \frac{12 \cdot EI_b}{e^3} \quad (72)$$

Donde G es el módulo de cortante. Una vez calculado la rigidez a la flexión K_b y a cortante K_s entonces:

$$K_e = \frac{K_s \cdot K_b}{K_s + K_b} \quad (73)$$

De modo que:

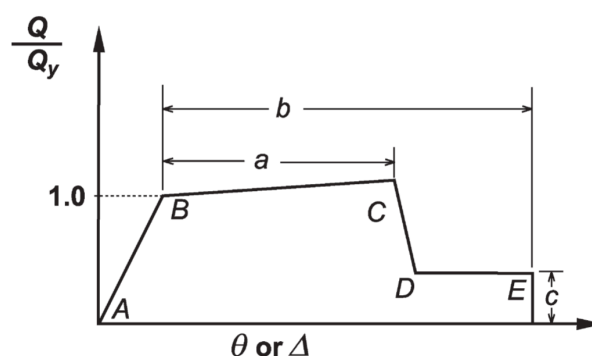
$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e \cdot e} \quad (74)$$

Donde Q_{CE} no es más que la resistencia a la cendencia esperada a cortante, es decir $Q_{CE} = 0,6 \cdot (F_y \cdot 1,1)A_{wl}$. Por supuesto lo anterior es aplicable cuando $e \leq \frac{1,6 \cdot M_p}{V_p}$ (ASCE 41-13, 2014, p. 168).

Luego, tal como establece el ASCE 41 -13 en su sección 9.5.3.2.2, el comportamiento no lineal fuerza-deformación del componente, debe ser modelado de la siguiente forma (2014, p. 168) (ver figura 44):

Figura 44.

Modelo general de fuerza-deformación para componentes de acero



Nota. Tomado del ASCE 41-13, 2014, p. 155.

Los valores a , b y c corresponden a parámetros de modelado especificados por la norma. El significado de los primeros dos denotan el ángulo de rotación plástica θ expresado en radianes, el último corresponde a una resistencia residual asignada en términos relativos a Q_{CE} .

Tabla 11.

Parámetros de modelación para procedimientos estáticos no lineales

Componente	θ (rad)		Resistencia residual
	a	b	c
<i>EBF link beam:</i>			
$e \leq \frac{1,6 \cdot M_p}{V_p}$	0,15	0,17	0,80

Nota. Adaptada de la tabla 9-6. Tomado del ASCE 41-13, 2014, p. 155.

Para efectos de la investigación, los parámetros a y b de la tabla 11 se convierten en términos de Δ a través de la ecuación 70 y luego se normalizan con respecto a Δ_y para poder ser ingresados en el programa SAP2000.

Tabla 12.

Criterio de aceptación para procedimientos estáticos no lineales en acoples

θ (rad)		
IO	LS	CP
0,005	0,14	0,16

Nota. Adaptada de la tabla 9-6. Tomado del ASCE 41-13, 2014, p. 155.

Además, se adjunta en la tabla 12 los parámetros empleados para auscultar el patrón de rotulación y el desempeño de los enlaces. De modo análogo, estos parámetros se normalizan para ser integrados al modelo no lineal fuerza-deformación.

Figura 45.

Configuración de rótula plástica en acoples

The screenshot displays the 'Displacement Control Parameters' dialog box in SAP2000. It features a table of points (A-F) with corresponding Force/SF and Disp/SF values. A hysteresis graph is shown to the right of the table. The 'Scaling for Force and Disp' section is highlighted with a red box, showing 'Force SF' set to 169,524 and 'Disp SF' set to 0,1614 for the positive direction. The 'Acceptance Criteria' section shows values for Immediate Occupancy (1,22), Life Safety (34,15), and Collapse Prevention (39,03). The 'OK' button is visible at the bottom right.

Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Nótese la importancia de la información que se indica en la figura 45: se piensa que es determinante en el modelo ingresar los propios valores que normalizan la fuerza cortante y los desplazamientos, en lugar de que el programa compute automáticamente estos valores. Por ejemplo, cabría recordar que el programa puede tomar mayor área de cortante, en contraste de lo que disponen las normas. En suma, la intención es darle trazabilidad al modelo y poder evitar sesgos en los resultados, ya que los factores que se ingresan para definir la gráfica están en dependencia de Q_{CE} y Δ_y .

Figura 46.

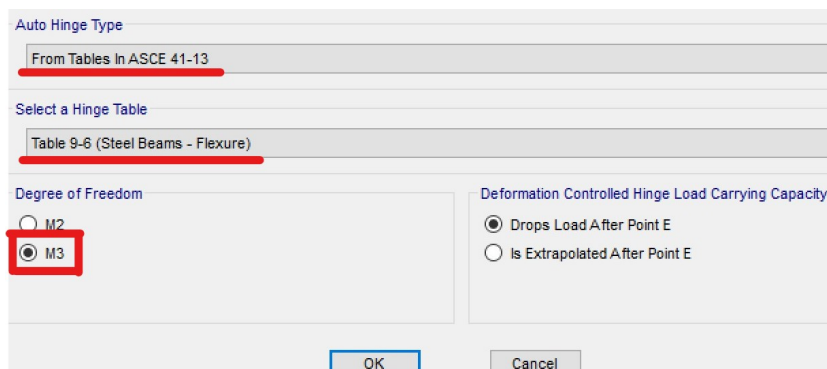
Rótulas plásticas asignadas en vigas, columnas y riostras EBF

Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Afortunadamente, (ver figura 46) SAP2000 cuenta con los parámetros y criterios de aceptación para el modelo estático no lineal de los demás miembros fuera del enlace con base en la misma norma que el investigador toma de referencia (ASCE 41-13). Se ha de recordar que los miembros fuera del enlace en el marco EBF son diseñados a flexo-compresión, de modo que se asignan rótulas tipo “Auto P-M3”.

Figura 47.

Rótulas plásticas asignadas a vigas en marcos intermedios

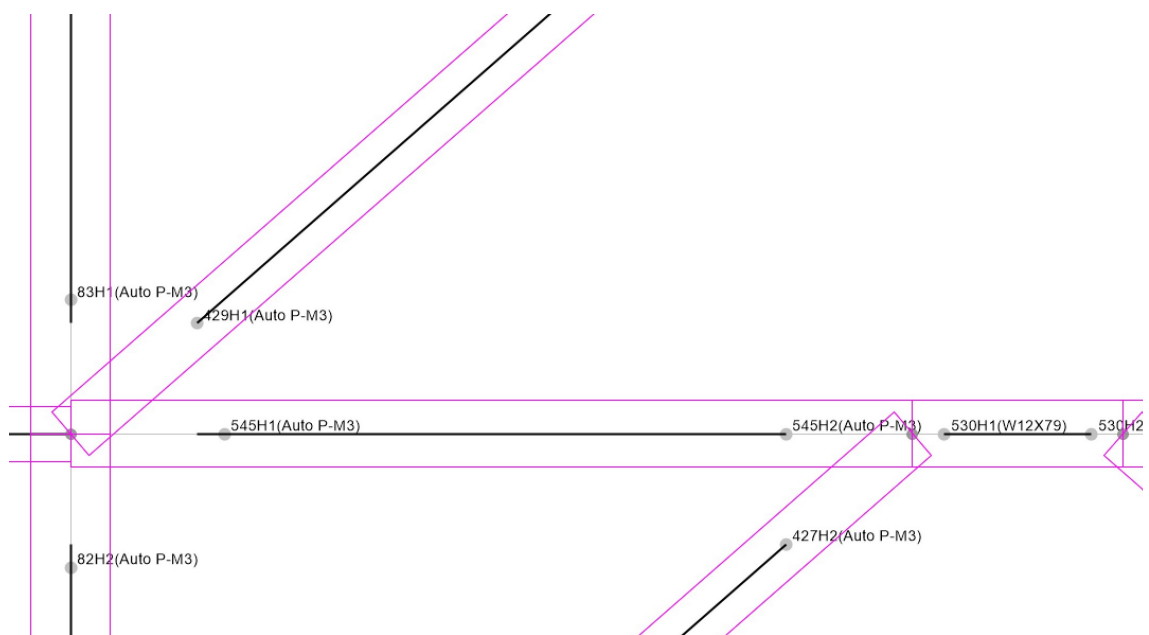


Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Se aclara, además, que en general las rótulas de columnas son asignadas con “Auto P-M3”. No obstante, como se muestra en la figura 47, las vigas que componen los marcos intermedios son asignadas con la rótula tipo “M3”.

Figura 48.

Asignación de rótulas plásticas en el modelo



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Por último (ver figura 48), se ilustra la forma en que se asignan las rótulas en el programa. Un detalle que cabe destacar es que, en esta investigación, la rótula se concentra

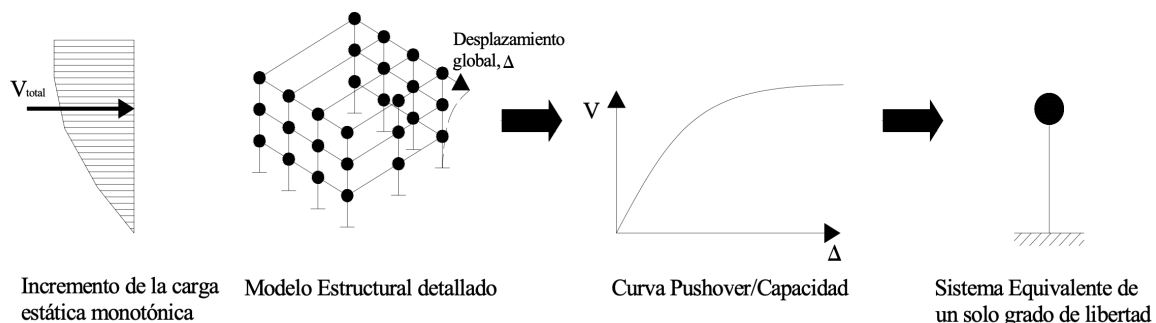
en los extremos de los miembros estructurales, de modo que no se contempla el tipo y tamaño de las conexiones. En todo caso, lo que ocasiona dicha asignación es que la estructura sea más flexible de lo que realmente es. Se piensa que, en cierta medida, este aspecto puede ser compensado con un factor de sobrerresistencia en la curva de capacidad. Inclusive, no forma parte de los alcances de la investigación realizar la propuesta de conexiones, pero se hace la aclaración sobre el tema.

3.4.5 Procedimiento del análisis estático no lineal

En la anterior sección se establece el modelo no lineal de los componentes. Cada miembro estructural diseñado para incurrir en un eventual comportamiento inelástico según su tipo de falla determina en conjunto la capacidad estructural.

Figura 49.

Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad

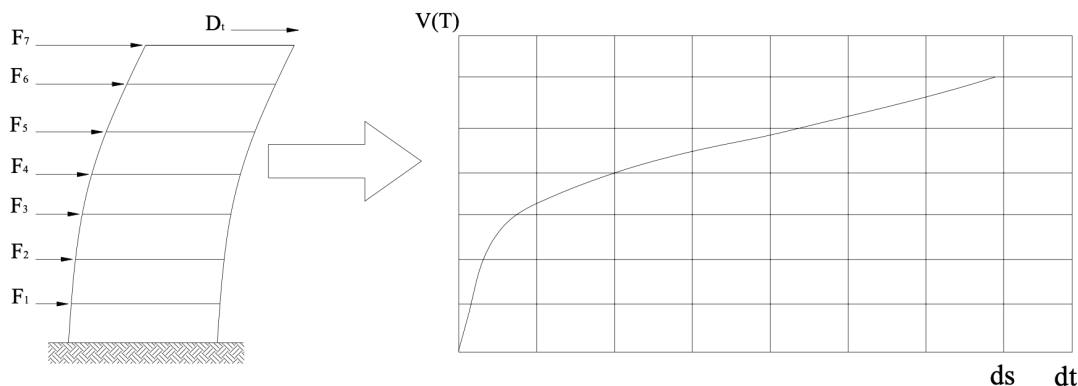


Nota. Tomado de N.E. Guevara et al., 2006, p. 52.

En la figura 49 se ilustra un esquema con la intención de mostrar el procedimiento a seguir para obtener la curva de capacidad de la estructura. En primer lugar se define una carga lateral prescriptiva que incrementa de manera monotónica; según el ATC existen varios niveles de sofisticación para definirla pero la que se usa en esta investigación califica como nivel tres (ATC-40), que para los alcances del escrito es oportuno ya que se ejercen fuerzas laterales proporcionales al producto de la masa de cada piso y a la primera forma modal del modelo elástico. De hecho, las curvas *pushover* se construyen para representar estructuras donde el primer modo de vibración tiene mayor participación en la respuesta y, generalmente esto es válido cuando el edificio tiene un periodo menor a un segundo (1996, pp. 8/4-8/5).

Figura 50.

Esquema de la técnica del pushover

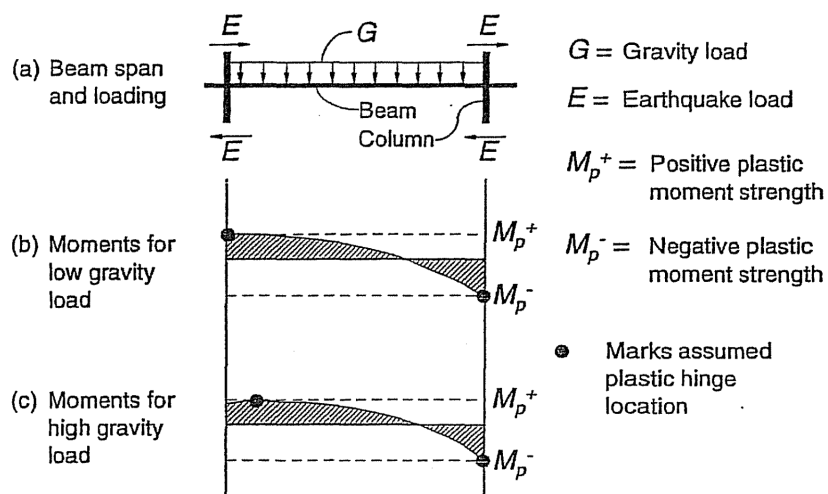


Nota. Tomado de N.E. Guevara et al., 2006, p. 79.

El siguiente paso consiste en tener un modelo estructural detallado y luego analizarlo de manera independiente en cada plano. De acuerdo con la figura 50, la técnica requiere aplicar las cargas prescriptivas y al mismo tiempo efectuar un monitoreo de desplazamientos, usualmente el control del desplazamiento se realiza a nivel de azotea o techo. De esta manera, se construye la curva *pushover*, que no es más que la habilidad que tiene la estructura para resistir el cortante en la base. He de recordar que la no linealidad de la curva es una consecuencia de la asignación de rótulas plásticas en el *software*.

Figura 51.

Efectos de la carga gravitacional en el comportamiento sísmico de componentes



Nota. Figure 9-1a. Tomado del ATC, 1996, p. 9/3.

Aunado a lo anterior, el ATC menciona que se debe incorporar y mantener en el modelo estructural los efectos de las cargas gravitacionales, ya que la interacción no lineal con las fuerzas laterales genera reducciones y aumentos en la reserva de capacidad de cortante o momento en los componentes. No solo eso, un caso interesante se presenta en la figura 51 c), donde inclusive la rótula plástica se podría desplazar cuando los efectos gravitacionales son significativos (1996, p. 9/2). Para cumplir con lo anterior se emplea la combinación gravitacional probable durante el evento sísmico según lo que dispone el CSCR-10 en su artículo 6.2.1.

Para terminar esta sección, al remitirse a la figura 49 se observa un último paso que permite según Safina (2002), “una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el remplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente, usando como base procedimientos del análisis modal” (como se cita en Guevara et al., 2006, p. 54). Lo anterior hace alusión al método de capacidad espectral que se describe en la sección de técnicas para el procesamiento y análisis de los datos del presente escrito.

3.4.6 Herramienta informática para el análisis estructural SAP2000

En resumen, los datos se recolectan por medio del programa de diseño y análisis estructural Structural Analysis Program (SAP2000). El procedimiento consiste en dimensionar y modelar las estructuras de acero de modo que cumplan con las especificaciones del AISC y del CSCR-10. Después de que se manipula la variable independiente, SAP2000 ofrece algunos tipos de análisis estructural, como: Estático y Dinámico, Lineal y no Lineal de 2º orden, Pandeo Global, Análisis de Historia en el Tiempo y *Pushover*. Este último es de interés para la investigación. Después de aplicar el análisis, se realiza la medición de la variable dependiente y seguidamente los datos son exportados en formato de tabla en una hoja de cálculo como Excel para su correspondiente procesamiento y análisis.

En general, se considera que SAP2000 cumple con los requisitos para ser un instrumento de medición para esta investigación, esto es, confiable, válido y objetivo. Además, en la comunidad de ingenieros (validez de expertos) se considera que es uno de los mejores programas de análisis y de los más empleados para el dimensionamiento de

estructuras de acero. Empero, se reconoce que la objetividad del instrumento es sensible a los sesgos del investigador, ya que este debe modelar e interpretar los resultados de manera correcta.

Con la intención de rectificar lo anterior, el ingeniero Gerardo Chacón Rojas se desempeñará como tutor. Brindará orientación en las instrucciones para aplicar el instrumento adecuadamente y asesorará en la evaluación de los resultados.

Asimismo, siguiendo con el principio de validez y confiabilidad del programa, no se asume en su totalidad que lo anterior se cumple, en contraste, por medio de la validación de constructo, se efectúan comprobaciones manuales empleando la teoría que explica los fenómenos. Se emplea la siguiente fórmula para calcular el porcentaje de error:

$$\frac{|V_T - V_E|}{V_T} \cdot 100 = E \quad (75)$$

Donde V_T y V_E denotan el valor teórico y valor experimental respectivamente, y E corresponde al porcentaje de error. Por medio de este criterio se verifica el proceso de aplicación del instrumento.

3.5 Técnicas e instrumentos para el procesamiento y análisis de los datos

Después de obtener los datos producto de la medición de las variables de interés, estos se organizan en una matriz. Se elige para esta tarea el *software* Excel, una hoja electrónica que permite el cómputo y la visualización de resultados por medio de gráficas. Dicha herramienta permite procesar los resultados del análisis realizado en SAP2000, sin embargo, para realizar una correcta evaluación de estos, se describe el siguiente método.

Se recuerda que el método estático, tal como explica los comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010, es:

aproximado y no permite conocer a cabalidad la respuesta inelástica de la estructura (...). Estos datos son indispensables para cuantificar los indicadores de daño u otros parámetros que permitan calcular los niveles de desempeño de la edificación ante un determinado nivel de sacudida sísmica (2013, p. 7/12).

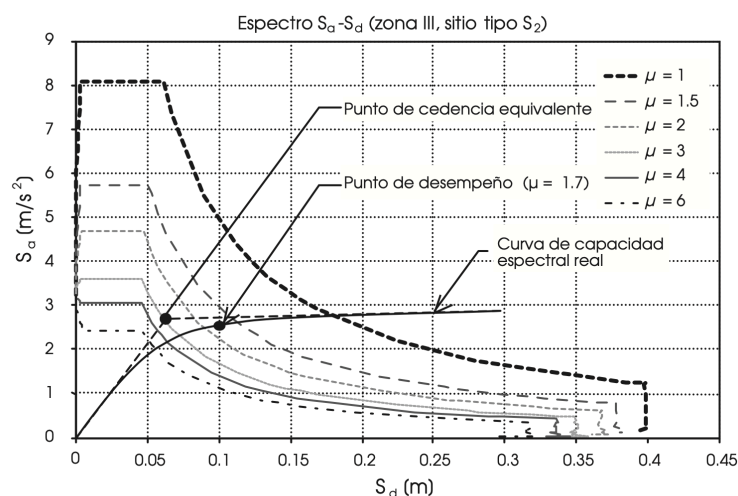
En consecuencia, para esta investigación se sigue un método alternativo de análisis propuesto por el CSCR-10, que consiste en la verificación de las capacidades y demandas

que tiene la estructura cuando este tiene un comportamiento no lineal. Uno de esos métodos alternos es el de capacidad espectral.

Lo anterior implica que, después de realizar el análisis *pushover*, se obtiene la curva de capacidad del edificio. No obstante, esta debe compararse (superponerse de manera gráfica) con la demanda sísmica, ambas en las mismas coordenadas expresadas en términos de aceleraciones y desplazamientos espectrales (S_a y S_d , respectivamente). De ese modo, es posible hacer una adecuada evaluación de la efectividad entre los grupos, los cuales corresponden a: objeto experimental y objeto de control.

Figura 52.

Método de capacidad espectral



Nota. Determinación gráfica del punto de desempeño; donde μ denota la ductilidad. Tomado de los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010, 2013, p. 7/18.

Tal como se ilustra en la figura 52, las líneas discontinuas representan las demandas sísmicas espectrales transformadas mediante las siguientes fórmulas:

$$S_a = C \cdot g \quad (76)$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a \cdot \mu \quad (77)$$

Donde C es el coeficiente sísmico, pero debe calcularse “con un factor de sobrerresistencia $SR = 1,0$ ” (CSCR-10, 2016, p. 7/11), seguidamente, g como la aceleración

de la gravedad, T denotado por un periodo fundamental en particular y μ una ductilidad global en particular definido por los FED.

Ahora, de acuerdo con el CSCR-10 “se escalan la ordenada y la abscisa de la curva de capacidad para que correspondan a valores de los espectros S_a y S_d , respectivamente” (2016, p. 7/12). Los Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010 brindan las siguientes expresiones para hacer el cambio de coordenadas:

$$S_a = \Lambda \cdot V_b \quad (78)$$

Donde,

$$\Lambda = g \frac{[\sum_{k=1}^N W_k (\varphi_k)_1^2]}{[\sum_{k=1}^N W_k (\varphi_k)_1]^2} \quad (79)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{\eta_1 (\varphi_N)_1} \quad (80)$$

Donde,

$$\eta_1 = \frac{[\sum_{k=1}^N W_k (\varphi_k)_1]}{[\sum_{k=1}^N W_k (\varphi_k)_1^2]} \quad (81)$$

Cada valor de S_a y S_d que se calcula corresponde, entonces, a los valores transformados: cortante basal V_b y desplazamiento en el techo de la curva de capacidad. Además, $(\varphi_k)_1$ denota los valores del primer modo en el nivel k . Finalmente, W_k es el peso calculado según el artículo 6.1.3 del CSCR-10 (2013, pp. 7/16-7/17).

4 Capítulo IV: Análisis de resultados

4.1 Diseño de muestra EBF

Se presentan los resultados y verificaciones del diseño EBF.

4.1.1 Determinación del periodo fundamental

Tabla 13.

Verificación del periodo EBF

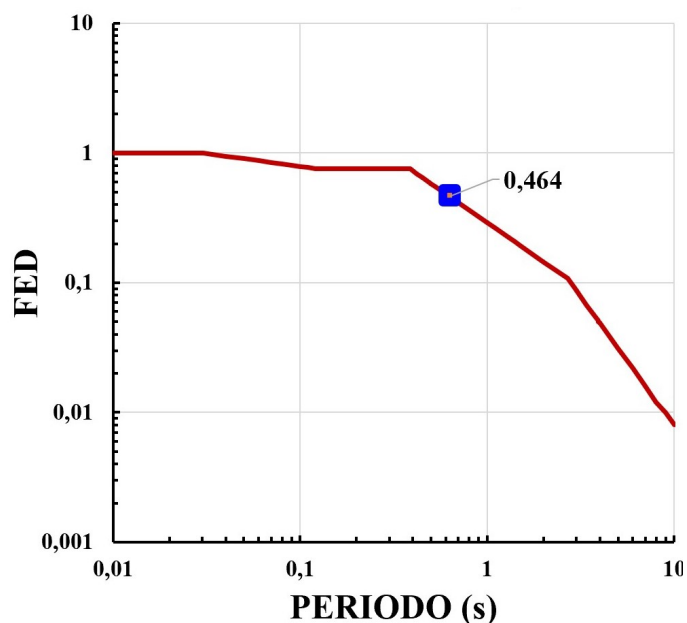
Eje	Periodo (s): Análisis Modal		% Error
	SAP2000	Rayleigh	
X	0,635	0,634	0,16
Y	0,635	0,634	0,16

Nota. Elaboración propia.

De acuerdo con la tabla 13, el periodo fundamental es el mismo para ambas direcciones ortogonales del sistema, según el análisis modal en SAP2000. Se observa que los datos contienen un error aceptable si se verifica con el método de Rayleigh. Por tanto, se puede considerar que la estructura posee un periodo igual a 0,63 s. Lo anterior es razonable, ya que en ambas direcciones se disponen de manera simétrica los marcos arriostrados, los cuales son principalmente responsables de la rigidez del sistema.

Figura 53.

Factor espectral dinámico EBF



Nota. Elaboración propia.

Para el periodo calculado, se tiene a partir de la figura 53 que el $FED = 0,464$. De modo que se resume el cálculo del coeficiente sísmico:

Tabla 14.

Coficiente sísmico EBF

Aceleración pico efectiva de diseño	0,36
Factor de importancia	1
Sobrerresistencia	2
FED	0,464
C_{sis}	0,084

Nota. Elaboración propia.

4.1.2 Miembros estructurales

Se resume a continuación la propuesta de perfiles que componen el EBF:

Tabla 15.

Miembros estructurales del edificio EBF

Miembros estructurales	Sección transversal (m ²)	Metros lineales (m)	Peso volumétrico (ton/m ³)	W _{pp} total (ton)
Columnas				
W14x132	0,025	144	7,85	28
W14x68	0,0129	144	7,85	15
W10x33	0,006265	144	7,85	7
Vigas				
W12x96	0,0182	90	7,85	13
W12x79	0,015	108	7,85	13
W12x45	0,008452	312	7,85	21
W10x26	0,00491	780	7,85	30
Riostras				
W10x88	0,0168	215	7,85	28

Total	155
-------	-----

Nota. No se incluye en esta tabla el peso de las viguetas, ya que no fueron modeladas como tal, pero sí se estima su peso y se incluye en el programa SAP2000 dentro del caso de carga CP. Elaboración propia.

Además de los miembros de la tabla 15, se emplean viguetas W10x33 para el sistema de piso, donde se asume una separación máxima de 2 m entre ellas. Estos miembros transmiten las fuerzas en una dirección y se estima que dichos miembros aportan entre $16,37 \text{ kg/m}^2$ y $21,82 \text{ kg/m}^2$. En general, para efectos del peso reactivo, se determina que cada entrepiso se vincula con 12,37 ton atribuido a las viguetas.

Como indicador del peso del edificio (cantidad de acero por área de losa), se tiene 52 kg/m^2 . Esto se encuentra dentro de lo normal, ya que con base en casos anteriores se sabe que el rango usual está entre 40 y 60 kg/m^2 para este tipo de edificaciones. Es relevante el dato no solo para presupuestar, sino para verificar que no se estén omitiendo limitaciones de las normas o también para evitar el sobrediseño y obtener una muestra representativa para los intereses del investigador.

4.1.3 Método estático: fuerza lateral equivalente

Se resume los resultados de la distribución de fuerza sísmica en todos los niveles:

Tabla 16.

Análisis EBF de fuerzas sísmicas

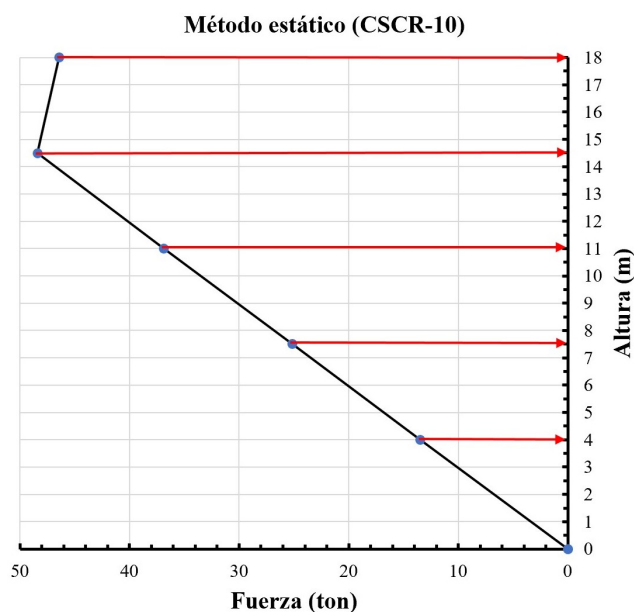
Nivel (m)	W_{CP+PP} (ton)	W_{CT} (ton)	Peso sísmico (ton)	Momento de vuelco (ton·m)	Distribución de fuerza sísmica (ton)
0,00	0	0	0	0	0
4,00	403	173	429	1716	13
7,50	401	173	427	3204	25
11,00	401	173	427	4699	37
14,50	399	173	425	6167	48
18,00	308	139	329	5916	46
	TOTAL		2037	21701	170

Nota. Elaboración propia.

Se esboza de manera gráfica los resultados del método, que suponen un modo traslacional debido a una distribución proporcional a la altura y al cortante en la base $V_{base} = 170 \text{ ton}$.

Figura 54.

Distribución de fuerzas laterales del edificio EBF



Nota. Elaboración propia.

4.1.4 Cumplimiento de las derivas

Se adjunta ahora la revisión de las derivas, de acuerdo con las limitaciones de la norma:

Tabla 17.

Verificación de las derivas EBF para el sismo en la dirección X

Nivel	δ_i^e (m)	Altura (m)	H (m)	Δ_i^e/H	Δ_i/H	Verificación
2	0,003123	4,00	4,00	0,0008	0,009	OK
3	0,006067	7,50	3,50	0,0008	0,010	OK
4	0,008884	11,00	3,50	0,0008	0,010	OK
5	0,011584	14,50	3,50	0,0008	0,009	OK
6	0,013504	18,00	3,50	0,0005	0,007	OK

Nota. Para una ductilidad $\mu = 6$ y sobrerresistencia $SR = 2$. Elaboración propia.

Tabla 18.*Verificación de las derivas EBF para el sismo en la dirección Y*

Nivel	δ_i^e (m)	Altura (m)	H (m)	Δ_i^e/H	Δ_i/H	Verificación
2	0,003127	4,00	4,00	0,0008	0,009	OK
3	0,006065	7,50	3,50	0,0008	0,010	OK
4	0,008890	11,00	3,50	0,0008	0,010	OK
5	0,011576	14,50	3,50	0,0008	0,009	OK
6	0,013523	18,00	3,50	0,0006	0,007	OK

Nota. Para una ductilidad $\mu = 6$ y sobrerresistencia $SR = 2$. Elaboración propia.

Con respecto a las tablas 17 y 18, se aprecia que para ambas direcciones ortogonales la respuesta es prácticamente igual. Es necesario advertir que aparentemente la distorsión de piso denota un comportamiento rígido propio de un sistema tipo muro, consecuencia en parte por la limitación que se impone en el diseño estable y dúctil del marco EBF, aunado por la geometría del marco y a la configuración de riostras que se aproximan a un marco arriostrado concéntrico.

4.1.5 Reacciones en la base

En aras de verificar que el modelo en SAP2000 considera todas las acciones definidas sobre la estructura, entre ellas los casos de carga CP y CT, se contrastan con la bajada manual de cargas en la dimensión Z. Los cortantes en la base calculados manualmente con ayuda de Excel en la dirección X y Y se verifican por el método del coeficiente sísmico en SAP2000 para que el programa calcule sus propios cortantes en la base y de esta manera también verificar la masa reactiva que considera el programa.

Tabla 19.*Verificación de bajada de cargas EBF*

Caso de carga	Z (Excel)	Z (SAP2000)	% Error
CP+CT	2752,73	2752,70	0,00

Nota. Datos en unidades de toneladas. Elaboración propia.

Tabla 20.*Verificación de cortantes en la base EBF*

Caso de carga	Excel (manual)	Coeficiente sísmico	
		(SAP2000)	% Error
SX	170,31	170,32	0,01
SY	170,31	170,32	0,01

Nota. Datos en unidades de toneladas. Elaboración propia.

Con base en la tabla 19 y 20, se puede afirmar que la muestra contiene las sollicitaciones correctas.

4.1.6 *Diseño elástico de miembros estructurales*

Como primer paso para verificar el cumplimiento de la relación demanda-capacidad, es necesario que todos los perfiles satisfagan los requisitos de miembros de alta y moderada ductilidad por medio de la revisión de los límites de ancho-espesor de los elementos de la sección.

Tabla 21.*Miembros EBF y razones de esbeltez por sismo para elementos en compresión*

Miembro	Perfil W	Ductilidad (Artículo 10.4.1 CSCR-10)	Patín		Alma		$\lambda \leq$ $\lambda_{hd/md}$
			λ	$\lambda_{hd/md}$	λ	$\lambda_{hd/md}$	
Acople (Nivel 1;2;3)	12x79	Óptima (excepción en alas según 10.6.3.5)	8,22	9,15	20,72	49,98	OK
Acople (Nivel 4; 5)	12x45	Óptima (excepción en alas según 10.6.3.5)	7,00	9,15	29,67	48,85	OK
Columna	14x132	Óptima	7,14	7,22	17,74	47,77	OK
Riostra	10x88	Moderada	5,20	9,15	12,93	54,45	OK

Nota. λ_{hd} = Límite para elementos con alta ductilidad; λ_{md} =Límite para elementos con moderada ductilidad; λ = Razón de esbeltez. Elaboración propia.

Tal como se observa en la tabla 21, los perfiles empleados en el marco sismorresistente cumplen con los requisitos de la sección.

Tabla 22.

Miembros EBF para marcos gravitacionales y límites de razones de esbeltez según AISC 360-22

Acciones	λ_p/λ_r (patín)	λ_p/λ_r (alma)
Miembros en flexión	9,15	90,55
Miembros en compresión axial	13,49	35,88

Nota. λ_p = Límite para elementos compactos; λ_r =Límite para elementos no esbeltos. Elaboración propia.

Además, las secciones fuera del marco arriostrado deben cumplir con los requisitos mínimos especificados en el AISC 360-22. Es decir, estos aplican para los marcos gravitacionales y sus límites se muestran en la tabla 22, en función de la acción que resisten los perfiles.

Tabla 23.

Verificación de razones de esbeltez para miembros que forman parte de marcos gravitacionales

Perfiles	λ (patín)	λ (alma)	$\lambda \leq \lambda_p/\lambda_r$
W10x33	9,15	27,10	OK
W12x96	6,78	17,64	OK
W14x68	6,94	27,42	OK
W10x26	6,56	33,92	OK

Nota. λ = Razón de esbeltez. Elaboración propia.

De manera análoga, los perfiles en la tabla 23 participan en los marcos gravitacionales, donde se observa que dichos miembros son válidos para la muestra EBF.

Una vez verificado las relaciones ancho-espesor de los elementos, se procede a la comprobación manual de las capacidades y relaciones demanda-capacidad, en aras de

evaluar la validez y confiabilidad de los resultados con el programa SAP2000. Para llevar a cabo lo anterior se diseñan tres miembros estructurales con base en las especificaciones.

Tabla 24.

Cálculo manual de capacidades y relación demanda-capacidad de viga

Perfil	Acción	Cálculos	Demanda /capacidad
W12x120 (viga)	Flexión	$Z_x = 147 \text{ in}^3$ $r_y = 3,09 \text{ in} \rightarrow L_p = 130,97 \text{ in} = 3,33 \text{ m}$ $L_b \leq 2,0 \text{ m}$ $\therefore \phi M_{nx} = \phi M_{px} = 6615 \text{ kips} \cdot \text{in}$ $\text{Si } M_u = 6483 \text{ kips} \cdot \text{in}$	0,98
	Cortante	$k_{des} = 1,50 \text{ in}; t_w = 0,55 \text{ in}; d = 12,70 \text{ in}$ $\frac{h}{t_w} = 17,64; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53,95$ $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = \phi_v = 1$ $\therefore \phi V_n = 0,6 F_y \cdot A_w = 209,55 \text{ kips}$ $\text{Si } V_u = 75,324 \text{ kips}$	0,36

Nota. Se toma como ejemplo una viga de carga interna del modelo con un claro de 9 m. Elaboración propia.

Tabla 25.

Cálculo manual de capacidades y relación demanda-capacidad de columna.

Perfil	Acción	Cálculos	Demanda /capacidad
	Compresión	$A_g = 20 \text{ in}^2; r_y = 2,46 \text{ in}; L = 151,18 \text{ in}$ $\frac{KL}{r_y} = 61,456 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	0,91

W14x68 (columna)	$\rightarrow F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y$ <p>Donde: $F_e = 75,783 \text{ ksi} \rightarrow F_{cr} = 37,935 \text{ ksi}$</p> $\therefore \varphi_c P_n = 682,8 \text{ kips}$ $\text{Si } P_u = 622,66 \text{ kips}$	
	$Z_x = 115 \text{ in}^3; Z_y = 36,9 \text{ in}^3$ $\rightarrow \varphi M_{px} = 5175 \text{ kips} \cdot \text{in};$ $\rightarrow \varphi M_{py} = 1661 \text{ kips} \cdot \text{in}$ $r_y = 2,46 \text{ in} \rightarrow L_p = 104,27 \text{ in}$	0,934
Flexión- compresión	$\rightarrow L_p < L_b \leq L_r$ <p>donde $L_r = 352 \text{ in}$ (manual AISC)</p> $\varphi BF = 7,81 \text{ (manual AISC); } C_b = 1,67$ $\rightarrow \therefore \varphi M_{nx} = 5175 \text{ kips} \cdot \text{in} \leq \varphi M_{px}$ $\text{Si } M_{ux} = 0,417 \text{ kips} \cdot \text{in}$ $\text{Si } M_{uy} = 41,532 \text{ kips} \cdot \text{in}$ $\frac{P_u}{\varphi_c P_n} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$	

Nota. Se toma como ejemplo una columna interna del nivel *ground*. Elaboración propia.

Tabla 26.

Verificación de cálculos manuales de las relaciones demanda-capacidad de viga y columna

Perfil	Acción	Cálculos manuales	Resultados SAP2000	% Error
W12x96	Flexión	0,980	0,980	0,00
(Viga)	Cortante	0,359	0,359	0,00
W14x68	Compresión	0,912	0,912	0,00
(Columna)	Flexo-compresión	0,934	0,934	0,00

Nota. Elaboración propia.

En las tablas 24 y 25 se presentan los cálculos del diseño de una viga y una columna respectivamente. Estos miembros pertenecen a los perfiles más demandados en el marco gravitacional, por tanto, el diseño se rige por la especificación AISC 360-22. En resumen, se observa en la tabla 26 que los cálculos manuales corresponden de manera satisfactoria con los resultados del programa SAP2000. Nótese que el error es despreciable en virtud de un adecuado modelado basado en conceptos teóricos y, por tanto, son confiables los resultados que brinda el programa.

Seguidamente, se esboza el diseño y comprobación del diseño de una riostra. No obstante, debido a que este miembro pertenece al marco sismorresistente, el diseño además de cumplir con los requisitos del AISC 360-22 también se rige por los principios del diseño por capacidad y, en consecuencia, se desarrollará el procedimiento y verificación de diseño con base en el AISC 341-16.

Para este caso se diseña la riostra ubicada entre el segundo y tercer nivel. La armadura elástica donde se ubica la riostra debe resistir las cargas impuestas durante la fase inelástica del acople en el tercer nivel. Como el acople tiene asignado el perfil W12x79, se tiene que $V_l = \omega(R_y V_n) = 211,91 \text{ kips}$; como $e_{diseño} \leq \frac{2M_p}{V_p} \rightarrow V_n = V_p$. Los cortantes ajustados por sobrerresistencia y endurecimiento en todos los niveles se presentan en la tabla 27:

Tabla 27.

Cortante ajustado en los niveles del marco EBF

Nivel	Acople	ω	R_y	V_l (kips)
1	W12x79	1,25	1,1	211,91
2	W12x79	1,25	1,1	211,91
3	W12x79	1,25	1,1	211,91
4	W12x45	1,25	1,1	151,32
5	W12x45	1,25	1,1	151,32

Nota. Se invita al lector a que compruebe que para los acoples indicados en la tabla se tiene que $e_{diseño} \leq \frac{2M_p}{V_p}$. Elaboración propia.

Dicho cortante ajustado debe transmitirse a la armadura elástica. Para verificar las fuerzas internas que brinda el modelo auxiliar en SAP200, se adjunta los resultados de la distribución manual en todos los miembros del marco arriostrado.

Tabla 28.

Distribución de fuerzas internas en el marco EBF

Miembro	Nivel	Cálculo manual		SAP2000 (modelo auxiliar)		% Error	
		Axial (kips)	Momento (kips·in)	Axial (kips)	Momento (kips·in)	Axial (kips)	Momento (kips·in)
Viga	1	209	2338	215	2488	3	6
	2	238	2284	245	2395	3	5
	3	238	2284	244	2360	3	3
	4	165	1216	180	1303	5	7
	5	165	1216	179	1273	5	4
Riostra	1	335	1515	339	1344	1	13
	2	359	1576	363	1450	1	9
	3	359	1576	362	1489	1	6
	4	250	1596	265	1499	3	7
	5	250	1596	264	1532	2	4
Columna	1	616	-	618	-	0	-
	2	429	-	433	-	1	-
	3	243	-	247	-	2	-
	4	117	-	122	-	5	-
	5	17	-	10	-	60	-

Nota. Para el caso de vigas y columnas se presentan los datos incluyendo la reducción del 88 % de la demanda. Elaboración propia.

Se comenta a partir de la tabla 28 que el error de los cálculos manuales es aceptable y de hecho representa un adecuado método para pre-dimensionar los miembros de la armadura, a excepción de la columna del último piso. Esto se debe a que las diferencias se

comparan con una magnitud esperada baja, no obstante, si se comparara la diferencia entre magnitudes, tampoco es significativo el error para efectos del pre-diseño.

Cabe recordar que el cálculo manual posee varias simplificaciones por ser un método aproximado. En la mayoría de las fuerzas internas se considera muy aceptable para el método un error promedio del 7 %. Inclusive, los mismos resultados del SAP2000 no corresponden a las fuerzas internas reales que puede desarrollar en su vida útil en virtud de que se ha determinado las fuerzas internas bajo un análisis lineal elástico y el problema corresponde más bien a un análisis no lineal.

Tabla 29.

Cálculo manual de capacidades y relaciones demanda - capacidad de riostra

Perfil	Acción	Cálculos	Demanda /capacidad
W10x88 (Riostra)	Compresión	$A_g = 26 \text{ in}^2; r_y = 2,624 \text{ in}; L = 209,25 \text{ in}$ $\frac{KL}{r_y} = 79,75 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\rightarrow F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y$ Donde: $F_e = 45,01 \text{ ksi} \rightarrow F_{cr} = 31,41 \text{ ksi}$ $\therefore \phi_c P_n = 734,9 \text{ kips}$ Si $P_u = 363,26 \text{ kips}$	0,49
		Flexión- compresión	$Z_x = 113 \text{ in}^3; Z_y = 53,1 \text{ in}^3$ $\rightarrow \phi M_{px} = 5085 \text{ kips} \cdot \text{in};$ $\rightarrow \phi M_{py} = 2389,5 \text{ kips} \cdot \text{in}$ $r_y = 2,624 \text{ in} \rightarrow L_p = 111,22 \text{ in}$ $\rightarrow L_p < L_b \leq L_r$ donde $L_r = 614,40 \text{ in}$ (manual AISC) Si $\phi BF = 3,94$ (manual AISC) y $C_b = 1,67$ $\rightarrow \therefore \phi M_{nx} = 5085 \text{ kips} \cdot \text{in} \leq \phi M_{px}$ Si $M_{ux} = 1489,40 \text{ kips} \cdot \text{in}$

$$\text{Si } M_{uy} = 0 \text{ kips} \cdot \text{in}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Nota. Incorporando las solicitaciones gravitacionales mayoradas (resultado de la envolvente en SAP2000) $P_{env} = 26,84 \text{ kips}$ y $M_{env} = 28,56 \text{ kips} \cdot \text{in}$, se tiene que la relación demanda/capacidad es 0,80. Por tanto, la riostra satisface el diseño. Elaboración propia.

Tabla 30.

Verificación de cálculos manuales de relaciones demanda - capacidad de riostra

Perfil	Acción	Cálculos manuales	Resultados SAP2000 (modelo auxiliar)	% Error
W10x88	Compresión	0,494	0,494	0,00
	Flexo-compresión	0,755	0,755	0,00

Nota. La comprobación manual de la relación demanda-capacidad que incorpora las solicitaciones gravitacionales no es posible verificarlo con el programa SAP2000 debido a que en esta investigación se utiliza un modelo auxiliar y no el método de factores de amplificación sísmica.

En las tablas 29 y 30 se demuestra que la riostra diseñada por medio de SAP2000 se adecua a la teoría y, por tanto, se asume que el programa es confiable para recabar los datos en el proceso de diseño, siempre y cuando el modelo corresponda con los supuestos. Se debe advertir que los otros miembros del marco arriostrado, es decir, vigas fuera del acople y columnas, se diseñan de la misma forma que la riostra, ya que estos deben diseñarse en el rango elástico. Pero, a diferencia de los miembros del marco gravitacional, se trabaja con las demandas que induce el acople durante la cedencia.

4.1.7 Detallado sísmico del acople

Se emplea un método aproximado para estimar las demandas sísmicas del acople con los siguientes resultados:

Tabla 31.

Verificación de la demanda sísmica en los acoples

Nivel	Corte acumulado por piso (kips)	h (in)	L (in)	Vu SAP2000 (kips)	Vu Cálculo manual (kips)	% Error
-------	---------------------------------	--------	--------	-------------------	--------------------------	---------

1	187,73	157,48	354,33	78,12	83,43	7
2	172,88	137,80	354,33	67,91	67,23	1
3	145,17	137,80	354,33	56,97	56,45	1
4	104,52	137,80	354,33	39,11	40,65	4
5	51,17	137,80	354,33	21,94	19,90	9

Nota. Elaboración propia.

Se verifica con la tabla 31 que la estimación manual aproximada es aceptable y los resultados del programa pueden ser tomados para la demanda del acople. El método se considera adecuado inclusive para el pre-diseño, ya que numéricamente se compara con valores esperados bajos y los errores no suelen superar el 10 % para este método.

Tabla 32.

Propuesta de acoples y capacidades

Nivel	Acople	ϕV_p (kips)	ϕV_n SAP 2000 (kips)	% Error
1	W12x79	138,70	175	21
2	W12x79	138,70	175	21
3	W12x79	138,70	175	21
4	W12x45	99,04	122	19
5	W12x45	99,04	122	19

Nota. Elaboración propia.

En la tabla 32 se proponen los acoples, donde se destaca la diferencia entre capacidades computadas manualmente y las que ofrece el programa. Esto no debe generar inquietud en virtud de que el programa se basa en la especificación AISC 360, y el cálculo manual en el AISC 341. Entre las primeras diferencias está el factor de reducción, donde ϕ es igual a 1 según AISC 360 y 0,90 para AISC 341. Además, en el cálculo de A_{lw} , una norma considera el área incluyendo los patines y la otra no. Nótese la importancia de no dejarse sesgar por los resultados del SAP2000 en este caso, ya que la definición de capacidad es diferente. Esta es otra de las razones por las que se opta por trabajar de manera manual ciertos procesos del diseño, en particular cuando se emplea el diseño por capacidad.

Cabe destacar que la propuesta puede parecer algo conservadora para las demandas de la tabla 31. Se ha de recordar que en el diseño por capacidad lo ideal es no sobrediseñar los miembros fusibles, sin embargo, esto no fue posible ya que se debe rigidizar el marco para cumplir otros requisitos que se muestran más adelante.

Tabla 33.

Verificación de capacidad de rotación de los acoples

Nivel	θ_p (rad)	L (in)	$e_{diseño}$ (in)	$e_{crítico}$ (in)	γ_p (rad)	γ_a (rad)	$\gamma_p \leq \gamma_a$
1	0,009	354,33	39,37	77,22	0,080	0,080	OK
2	0,009	354,33	39,37	77,22	0,080	0,080	OK
3	0,009	354,33	39,37	77,22	0,080	0,080	OK
4	0,008	354,33	39,37	58,34	0,080	0,080	OK
5	0,006	354,33	39,37	58,34	0,060	0,080	OK

Nota. Elaboración propia.

De la tabla 33 se puede deducir que, para los acoples propuestos, la excentricidad de diseño es expresada por $e_{diseño} \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$, lo cual implica que la capacidad de rotación sea $0,08 \text{ rad}$. Seguidamente, desde el punto de vista de la demanda, la distorsión de piso plástico es prácticamente igual para ambas direcciones ortogonales y por esa razón se presenta una sola tabla que resume el comportamiento de los acoples en todos los marcos.

De la tabla 33 se debe señalar el comportamiento esperado en los tres primeros niveles, donde la disipación de energía es mucho mayor y disminuye según aumenta la altura del edificio. Además, se reconoce en este caso que las rotaciones son el principal parámetro que controla el diseño del EBF, lo cual se ve reflejado en el sobrediseño de acoples para ajustarse a la capacidad de rotación. Existen otras opciones, como aumentar el tamaño de columnas o riostras, disminuir la excentricidad o aumentar el tamaño del acople. El investigador considera que el enfoque más viable es aumentar el tamaño del acople con el fin de rigidizar la estructura y en consecuencia las rotaciones.

4.2 Diseño de muestra EBF en acción conjunta con marcos MF

Se presentan los resultados y verificaciones del diseño EBF.

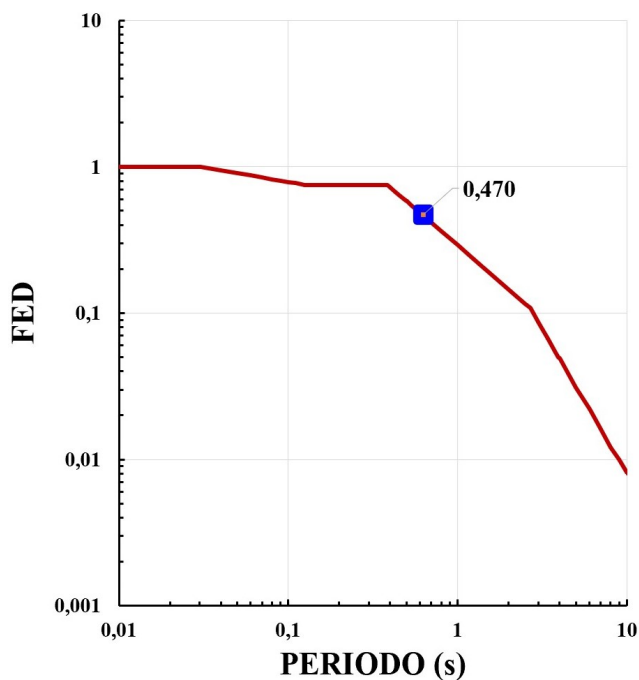
4.2.1 Determinación del periodo fundamental

Tabla 34.*Verificación del periodo EBF con marcos MF*

Eje	Periodo (s): Análisis Modal		% Error
	SAP2000	Rayleigh	
X	0,626	0,625	0,14
Y	0,626	0,626	0,15

Nota. Elaboración propia.

Con base en la tabla 34 se evidencia que el periodo del objeto experimental no posee variaciones significativas en ambas direcciones. Además, los resultados parecen indicar que la adición de marcos MF no tienen participación relevante en la rigidez del sistema. Para efectos de la investigación, se toman los resultados derivados del método estático (CSCR-10) y se asume que el periodo es igual a 0,62 s en ambas direcciones. Si se compara con la muestra EBF, se puede interpretar que los marcos MF aportan levemente en la reducción del periodo.

Figura 55.*Factor espectral dinámico EBF con marcos MF*

Nota. Elaboración propia.

Para el periodo calculado, se tiene a partir de la figura 55 que el $FED = 0,470$. De modo que se resume el cálculo del coeficiente sísmico como (ver tabla 35):

Tabla 35.

Coeficiente sísmico EBF con marcos MF

Aceleración pico efectiva de diseño	0,36
Factor de importancia	1
Sobrerresistencia	2
FED	0,470
C_{sis}	0,085

Nota. Elaboración propia.

4.2.2 *Miembros estructurales*

Luego de haber hecho una inspección del sistema, no se aprecia una redistribución de esfuerzos sustantiva a través de los miembros tal que obligue a cambiar la configuración EBF con fines de optimización. De hecho, por criterios del investigador, se piensa que una disminución en el tamaño de perfiles puede estar en detrimento del diseño y la razonabilidad constructiva. En suma, se emplean los mismos perfiles definidos en el edificio EBF.

4.2.3 *Método estático: fuerza lateral equivalente*

Se resumen los resultados de la distribución de fuerza sísmica en todos los niveles:

Tabla 36.

Análisis EBF con marcos MF de fuerzas sísmicas

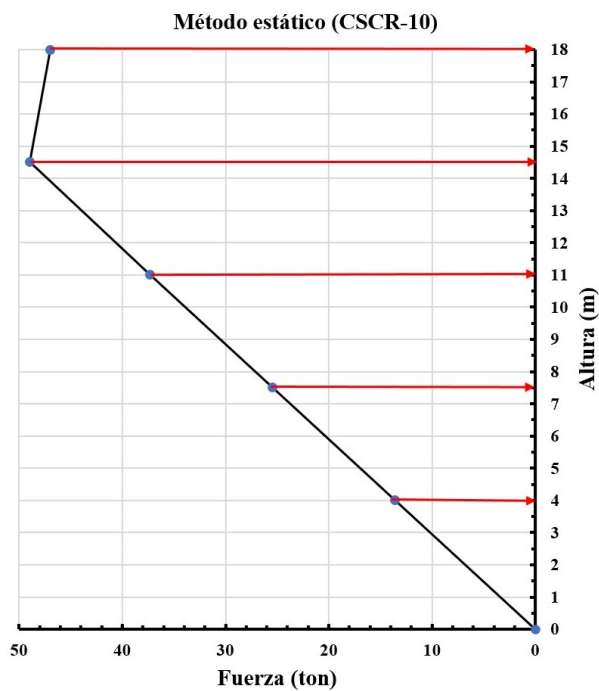
Nivel (m)	W_{CP+PP} (ton)	W_{CT} (ton)	Peso sísmico (ton)	Momento de vuelco (ton·m)	Distribución de fuerza sísmica (ton)
0,00	0	0	0	0	0
4,00	403	173	429	1716	14
7,50	401	173	427	3204	25
11,00	401	173	427	4699	37
14,50	399	173	425	6167	49
18,00	308	139	329	5916	47
	TOTAL		2037	21701	172

Nota. Elaboración propia.

Se esbozan además de manera gráfica los resultados del método, que suponen un modo traslacional debido a la proporcional con respecto a la altura y al cortante en la base $V_{base} = 172 \text{ ton}$.

Figura 56.

Distribución de fuerzas laterales del edificio EBF con marcos MF



Nota. Elaboración propia.

4.2.4 Cumplimiento de las derivas

Se adjunta ahora la revisión de las derivas, de acuerdo con las limitaciones de la norma:

Tabla 37.

Verificación de las derivas EBF con marcos MF para el sismo en la dirección X

Nivel	δ_i^e (m)	Altura (m)	H (m)	Δ_i^e/H	Δ_i/H	Verificación
2	0,003097	4,00	4,00	0,0008	0,009	OK
3	0,006003	7,50	3,50	0,0008	0,010	OK
4	0,008767	11,00	3,50	0,0008	0,009	OK
5	0,011398	14,50	3,50	0,0008	0,009	OK

6	0,013227	18,00	3,50	0,0005	0,006	OK
---	----------	-------	------	--------	-------	----

Nota. Para una ductilidad $\mu = 6$ y sobrerresistencia $SR = 2$. Elaboración propia.

Tabla 38.

Verificación de las derivas EBF con marcos MF para el sismo en la dirección Y

Nivel	δ_i^e (m)	Altura (m)	H (m)	Δ_i^e/H	Δ_i/H	Verificación
2	0,003106	4,00	4,00	0,0008	0,009	OK
3	0,006008	7,50	3,50	0,0008	0,010	OK
4	0,008779	11,00	3,50	0,0008	0,010	OK
5	0,011397	14,50	3,50	0,0007	0,009	OK
6	0,013252	18,00	3,50	0,0005	0,006	OK

Nota. Para una ductilidad $\mu = 6$ y sobrerresistencia $SR = 2$. Elaboración propia.

De las tablas 37 y 38 se manifiesta lo antes mencionado. La respuesta es muy similar al sistema EBF, sin embargo, siempre se logra apreciar un aporte mínimo en la rigidez por parte de los marcos MF.

4.2.5 Reacciones en la base

Se adjuntan las verificaciones de bajada de cargas y el cortante en la base:

Tabla 39.

Verificación de bajada de cargas EBF con marcos MF

Caso de carga	Z (Excel)	Z (SAP2000)	% Error
CP+CT	2752,73	2752,70	0,00

Nota. Elaboración propia.

Tabla 40.

Verificación de cortante en la base EBF con marcos MF

Caso de carga	Coeficiente sísmico		% Error
	Excel (manual)	(SAP2000)	
SX	172,29	172,27	0,01
SY	172,14	172,13	0,00

Nota. Elaboración propia.

Con base en la tabla 39 y 40, se puede afirmar que la muestra contiene las solicitudes correctas.

4.2.6 *Detallado sísmico de los marcos MF*

Aunque la configuración del sistema no cambia en cuando a geometría y perfiles propuestos, sí lo hace en el sentido de las conexiones en los marcos que acompañan el marco EBF, los cuales son dispuestos en este caso de manera rígida bajo el supuesto de un marco IMF. De modo que para comprobar los resultados del diseño se inspeccionan principalmente los miembros pertenecientes a los marcos de momento. El diseño del marco EBF y los marcos gravitacionales son redundantes para este caso, debido a la poca evidencia de redistribución de esfuerzos.

Tabla 41.

Miembros MF y razones de esbeltez por sismo para elementos en compresión

Miembro	Perfil	Ductilidad (Artículo 10.4.1 CSCR-10)	Patín		Alma		$\lambda \leq$ λ_{md}
			λ	λ_{md}	λ	λ_{md}	
Viga	10x33	Moderada	9,15	9,15	27,10	48,65	OK
Columna	10x26	Moderada	6,56	9,15	33,92	90,55	OK

Nota. λ_{md} =Límite para elementos con moderada ductilidad; λ = Razón de esbeltez. Elaboración propia.

Como se observa en la tabla 41, los perfiles propuestos son adecuados ya que cumplen los requisitos de ductilidad moderada.

Ahora, en aras de evaluar la validez y confiabilidad de los resultados con el programa SAP2000, se lleva a cabo el diseño de una columna y una viga del marco MF:

Tabla 42.

Cálculo manual de capacidades y relación demanda - capacidad MF de viga

Perfil	Acción	Cálculos	Demanda /capacidad
W10x26 (viga)	Flexión	$Z_x = 31,3 \text{ in}^3; L_b = 73,86 \text{ in}$ $\rightarrow \phi M_{px} = 1408,5 \text{ kips} \cdot \text{in}$ $r_y = 1,361 \text{ in} \rightarrow L_p = 57,69 \text{ in}$ $L_p \leq L_b < L_r$ <i>donde</i> $L_r = 179 \text{ in}$ (Manual AISC) <i>Si</i> $\phi BF = 4,34$ (Manual AISC); $C_b = 2,356$ $\therefore \phi M_{nx} = 1408,5 \text{ kips} \cdot \text{in} \leq \phi M_{px}$ <i>Si</i> $M_u = 1094,775 \text{ kips} \cdot \text{in}$	0,78
		$k_{des} = 0,74 \text{ in}; t_w = 0,26 \text{ in}; d = 10,3 \text{ in}$ $\frac{h}{t_w} = 33,92; 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53,95$ $\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = \phi_v = 1$ $\therefore \phi V_n = 0,6 F_y \cdot A_w = 80,34 \text{ kips}$ <i>Si</i> $V_u = 25,592 \text{ kips}$	0,32

Nota. Se toma como ejemplo la viga externa del marco MF. Elaboración propia.

Tabla 43.

Cálculo manual de capacidades y relaciones demanda - capacidad MF de columna

Perfil	Acción	Cálculos	Demanda /capacidad
	Compresión	$A_g = 9,71 \text{ in}^2; r_y = 1,941 \text{ in}; L = 152,28 \text{ in}$ $\frac{KL}{r_y} = 78,46 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	0,82

W10x33 (columna)	$\rightarrow F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y$ <p>Donde: $F_e = 46,50 \text{ ksi} \rightarrow F_{cr} = 31,88 \text{ ksi}$ $\therefore \phi_c P_n = 278,6 \text{ kips}$ Si $P_u = 229,52 \text{ kips}$</p>	
	$Z_x = 38,8 \text{ in}^3; Z_y = 14 \text{ in}^3$ $\rightarrow \phi M_{px} = 1746 \text{ kips} \cdot \text{in};$ $\rightarrow \phi M_{py} = 630 \text{ kips} \cdot \text{in}$ $r_y = 1,941 \text{ in} \rightarrow L_p = 82,27 \text{ in}$	0,91
Flexión- compresión	$\rightarrow L_p < L_b \leq L_r$ <p>donde $L_r = 261,60 \text{ in}$ (manual AISC) $\phi BF = 3,62$ (manual AISC); $C_b = 2,03$ $\rightarrow \therefore \phi M_{nx} = 1746 \text{ kips} \cdot \text{in} \leq \phi M_{px}$ Si $M_{ux} = 158,32 \text{ kips} \cdot \text{in}$ Si $M_{uy} = 0,437 \text{ kips} \cdot \text{in}$</p> $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$	

Nota. Se toma como ejemplo la columna externa del marco MF. Elaboración propia.

Tabla 44.

Verificación de cálculos manuales MF de las relaciones demanda - capacidad de viga y columna

Perfil	Acción	Cálculos manuales	Resultados SAP2000	% Error
W10x26	Flexión	0,777	0,777	0,00
(Viga)	Cortante	0,319	0,319	0,00
W10x33	Compresión	0,824	0,824	0,00
(Columna)	Flexo-compresión	0,905	0,905	0,00

Nota. Elaboración propia.

En la tabla 44 se muestra que los cálculos satisfacen la verificación con el programa y se asume que los resultados del SAP2000 son válidos en relación con las especificaciones y teorías. Se da por concluido el diseño de los miembros estructurales del MF.

4.2.7 *Detallado sísmico del acople*

Finalmente, aunque los perfiles propuestos en el marco EBF no cambian por las razones antes explicadas, es importante verificar el principal requisito del sistema EBF. Debe recordarse que la rotación del acople controla el diseño, por tanto, se adjunta la verificación de esta solicitud (ver tabla 45):

Tabla 45.

Verificación EBF con marco MF de la capacidad de rotación de los acoples

Nivel	θ_p (rad)	L (in)	$e_{diseño}$ (in)	$e_{crítico}$ (in)	γ_p (rad)	γ_a (rad)	$\gamma_p \leq \gamma_a$
1	0,009	354,33	39,37	77,22	0,080	0,080	OK
2	0,009	354,33	39,37	77,22	0,080	0,080	OK
3	0,009	354,33	39,37	77,22	0,080	0,080	OK
4	0,008	354,33	39,37	58,34	0,070	0,080	OK
5	0,006	354,33	39,37	58,34	0,050	0,080	OK

Nota. Elaboración propia.

De este modo, se dan por finalizados los dos primeros objetivos de la investigación.

4.3 **Análisis tipo *Pushover* en el programa SAP2000**

Enseguida, se adjuntan los resultados arrojados por el programa. Primero se procede a comparar entre los ejes ortogonales (planos monitoreados) y de manera independiente, la respuesta del grupo experimental y grupo de control; luego se comparan entre ambos grupos.

No sin antes aportar los valores normalizados que fueron empleados para definir la aceptabilidad de los componentes: viga de enlace W12x79 y W12x45.

Tabla 46.*Criterio de aceptabilidad para el desempeño de links W12X79*

$\Delta_{\text{criterio}} / \Delta_y$	Desempeño
1	Cedencia
1,22	IO
34,15	LS
39,03	CP

Nota. Elaboración propia en Excel.**Tabla 47.***Parámetros del modelo simétrico normalizado para links W12X79*

$\Delta_{\text{criterio}} / \Delta_y$	Q / Q_{CE}
0	0
1	1
37,59	1,364
37,59	0,80
42,47	0,80

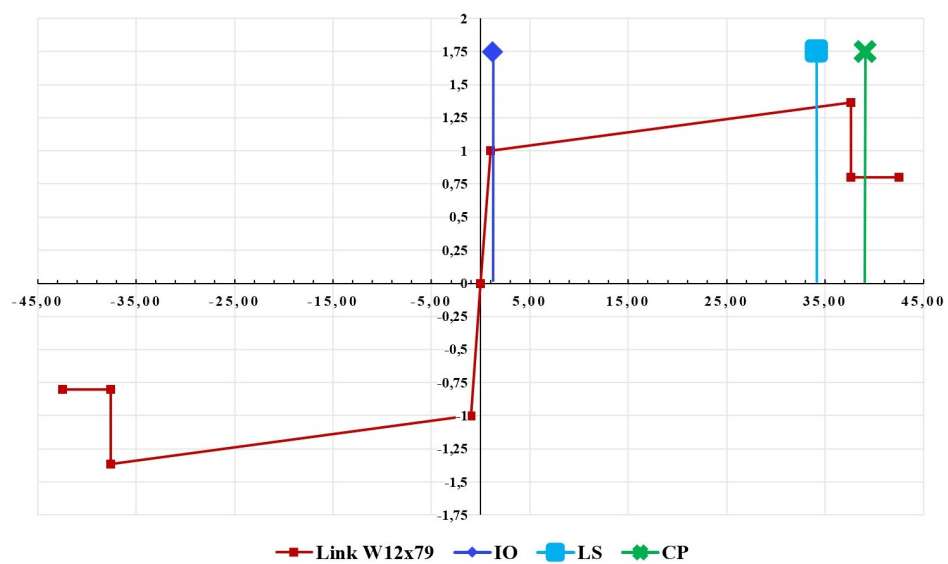
Nota. Elaboración propia en Excel.

En las tablas 46 y 47, la cedencia del *link* W12X79 es $\Delta_y = 0,1614 \text{ in.}$ Además, el cortante esperado es $Q_{CE} = 169,52 \text{ kips.}$ Notar que en esta investigación se prevé que el *link* experimente endurecimiento por deformación hasta una fuerza cortante igual 1,364 veces Q_{CE} . Esto se concibe así con base en el marco teórico por el comportamiento de *links* con una relación $e / (M_p / V_p)$ cercano a 1. Esto implica una sobrerresistencia de 1,50 veces

V_p . Lo anterior también aplica para los componentes W12x45.

Figura 57.

Definición fuerza - desplazamiento para rótulas en links W12X79



Nota. Elaboración propia en Excel.

Tabla 48.

Criterio de aceptabilidad para el desempeño de links W12X45

$\Delta_{\text{criterio}} / \Delta_y$	Desempeño
1	Cedencia
1,11	IO
31,06	LS
35,49	CP

Nota. Elaboración propia en Excel.

Tabla 49.

Parámetros del modelo simétrico normalizado para links W12x45

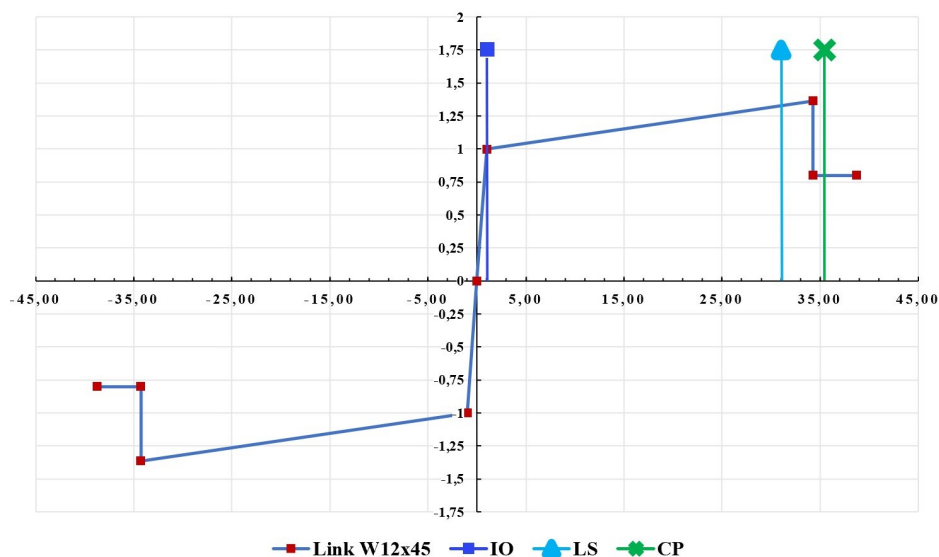
$\Delta_{\text{criterio}} / \Delta_y$	Q / Q_{CE}
0	0
1	1
34,27	1,364
34,27	0,80
38,71	0,80

Nota. Elaboración propia en Excel.

De manera análoga, en las tablas 48 y 49, la cedencia del *link* W12X79 corresponde a $\Delta_y = 0,1775$ in. Además, el cortante esperado es $Q_{CE} = 121,05$ kips.

Figura 58.

Definición fuerza - desplazamiento para rótulas en links W12X45



Nota. Elaboración propia en Excel.

Como se observa en las figuras 57 y 58, la intención del análisis es determinar el conjunto de desplazamientos hasta el punto en donde se supera el criterio de desempeño. De acuerdo con el enfoque del CSCR-10, para este tipo de muestras en estudio (edificios), la idea es acotarse a la seguridad de vida (LS). Como se mencionó antes, los componentes fuera

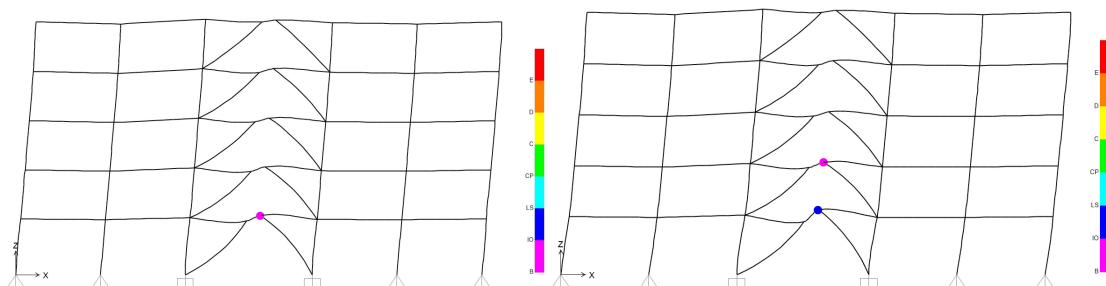
del *link* también son monitoreados con los criterios del ASCE 41-13 mediante la asignación rótulas automáticas del SAP2000.

4.3.1 Curva de capacidad del EBF

Se ilustra primero el patrón de rótulas obtenidas del análisis en el eje “X”:

Figura 59.

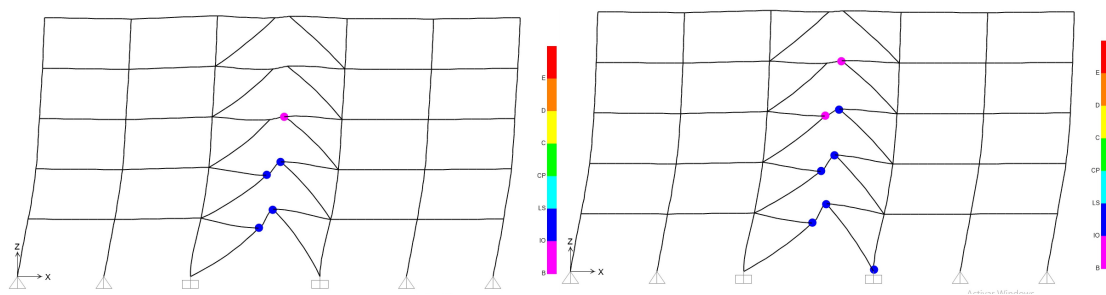
Pasos 1 y 2 del marco EBF en el eje X



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Figura 60.

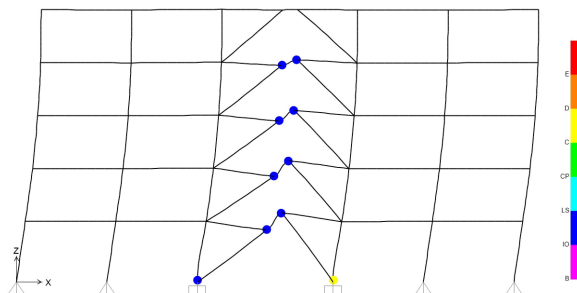
Pasos 3 y 4 del marco EBF en el eje X



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Figura 61.

Paso 5 del marco EBF en el eje X



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

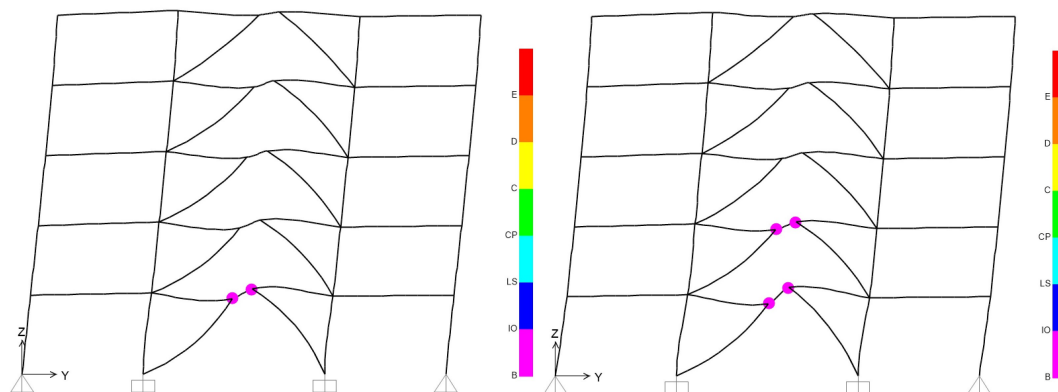
Analizando el patrón de rótulas, se observa un comportamiento según lo esperado, donde los primeros *steps* reflejan que las vigas fuera del enlace, riostras y columnas se desempeñan de manera lineal-elástica. Es evidente que, al aparecer las primeras rótulas en los primeros niveles, es donde se concentra el mayor daño, inducido por el cortante acumulado que recibe el EBF. Notar que los *links* llegan a ceder hasta el cuarto nivel sin exceder el criterio de aceptación de componentes controlados por deformación, lo cual es muy positivo ya que son la fuente principal de disipación de energía, pero en el fondo esto se debe también al sobrediseño que hubo en los *links* para cumplir con las rotaciones admisibles.

En el paso 4 se observa el comienzo de una rótula en la columna que forma parte del marco EBF, esto no debería preocupar, esto se justifica por el hecho de que todos los miembros fuera del enlace están dotados de una ductilidad moderada, a óptima, de modo que se acepta cierto nivel de incursión inelástica en virtud de que no compromete la estabilidad de la estructura. Finalmente, el análisis termina en el paso 5, donde se supera la seguridad de vida en la columna comentada anteriormente. Se cree que, en este último paso, los *links* dejan de cumplir su función.

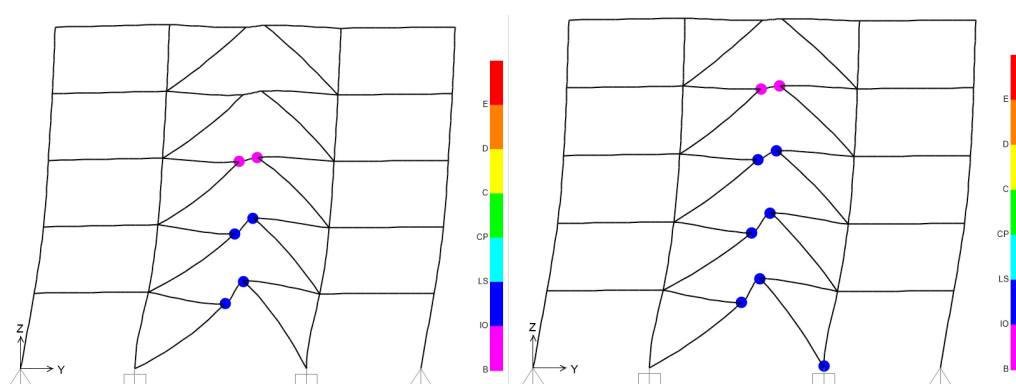
Ahora se ilustra el patrón de rótulas en el eje “Y”:

Figura 62.

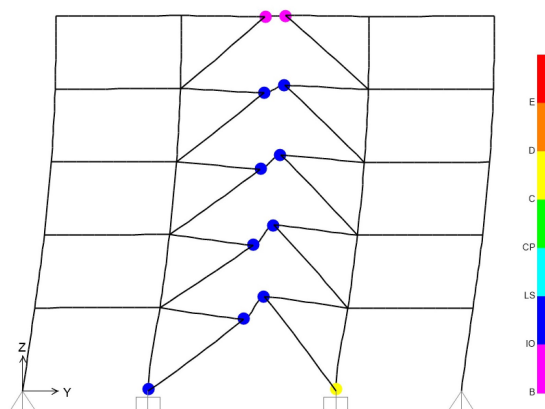
Paso 1 y 2 del marco EBF en el eje Y



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Figura 63.*Pasos 3 y 4 del marco EBF en el eje Y*

Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Figura 64.*Paso 5 del marco EBF en el eje Y*

Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Para este caso, esencialmente se denota un patrón de rótulas muy similar cuando se compara con el X, salvo de que, en los primeros pasos, las rótulas se mantienen por debajo del nivel IO. Posiblemente esto se debe a la dirección en la que se carga el sistema de piso. Sin embargo, el comportamiento aparenta ser consistente en los dos ejes, finalizando ambos con el daño concentrado en la columna del marco EBF.

Del análisis EBF, se puede inferir que el desempeño estructural está determinado por la capacidad de las columnas, algo que en teoría no debería ocurrir en este sistema. He de recordar que las normas en general permiten despreciar los momentos inducidos por la fuerza

lateral del sismo. Es razonable preguntarse si este enfoque logra adecuarse a la demanda sísmica para obtener el punto de desempeño deseado.

Tabla 50.

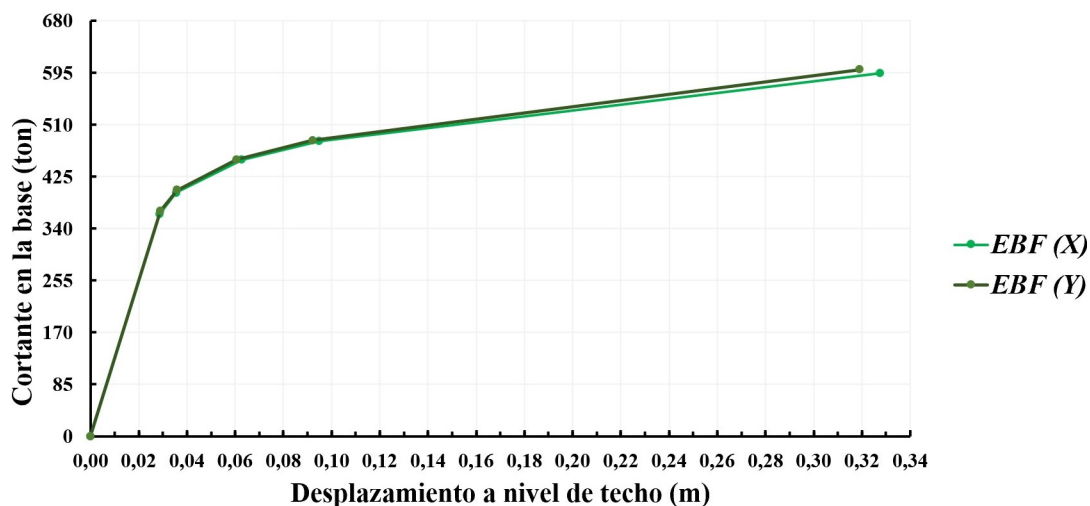
Valores de desplazamiento y cortante en la base del marco EBF

Pasos	Eje X		Pasos	Eje Y	
	Desplazamiento	Cortante en		Desplazamiento	Cortante
	a nivel de techo (m)	la base (ton)		a nivel de techo (m)	en la base (ton)
0	0,000	0	0	0,000	0
1	0,029	363	1	0,029	369
2	0,036	398	2	0,036	403
3	0,063	452	3	0,061	453
4	0,095	483	4	0,092	484
5	0,328	594	5	0,319	600

Nota. Elaboración propia.

Figura 65.

Curva de capacidad del marco EBF



Nota. Elaboración propia en el programa Excel.

De acuerdo con la figura 65, se constata el análisis de patrón de rótulas para ambos ejes, el comportamiento es consistente con lo esperado, los marcos EBF brindan la principal

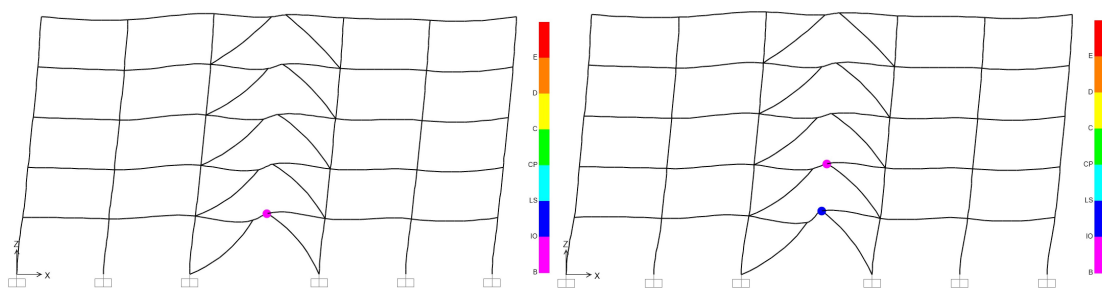
rigidez lateral, y como ambos están dispuestos de manera simétrica, la curva de capacidad es prácticamente la misma. Notar que el sistema tiene una $SR \approx 3,5$.

4.3.2 Curva de capacidad del EBF con marcos MF

Se ilustra primero el patrón de rótulas obtenidas del análisis en el eje "X":

Figura 66.

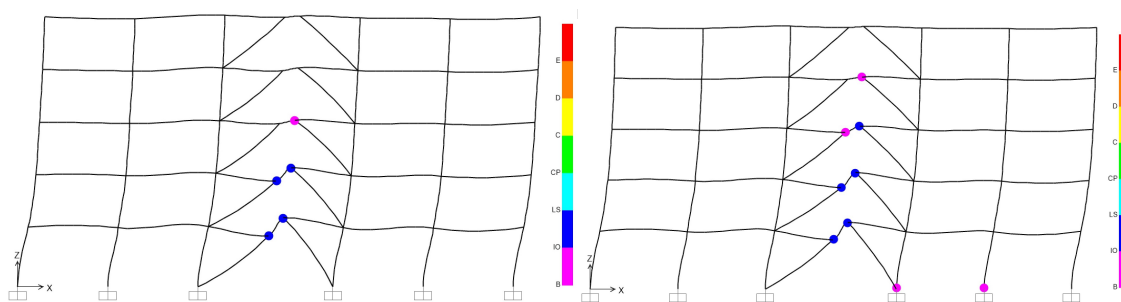
Pasos 1 y 2 del marco EBF con marcos MF en el eje X



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Figura 67.

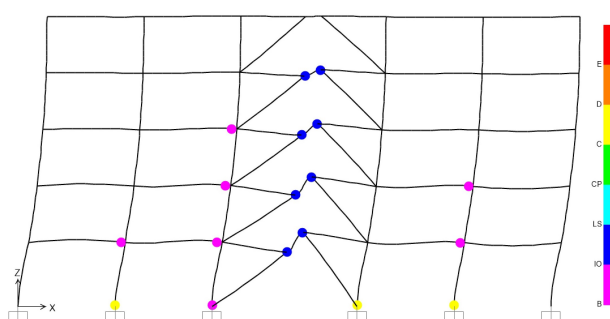
Pasos 3 y 4 del marco EBF con marcos MF en el eje X



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Figura 68.

Paso 5 del marco EBF con marcos MF en el eje X



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

De igual forma, se observa en todos los pasos una ductilidad estable en los *links* por debajo del nivel LS y hasta el cuarto nivel inclusive. Sin embargo, de nuevo hay un nivel de cortante en la base (a partir del paso 4, figura 67) donde los eslabones dejan de ser efectivos y el daño comienza a distribuirse a miembros adyacentes.

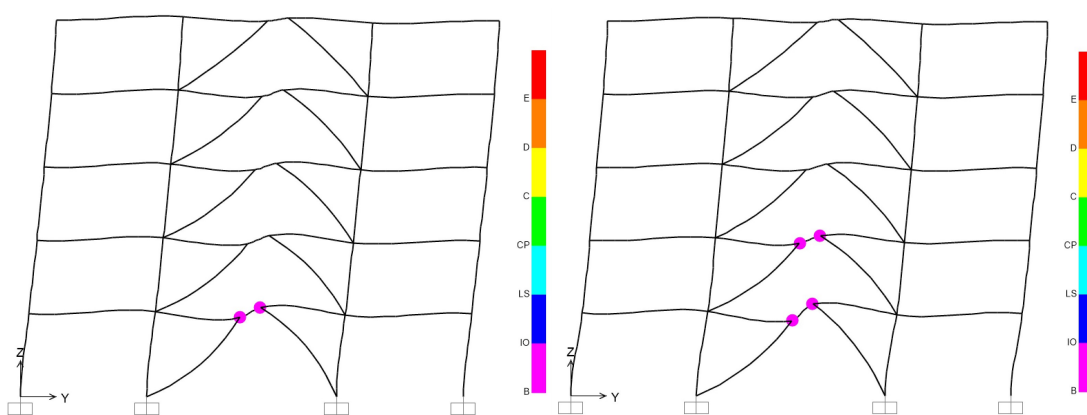
Es importante recordar que los marcos IMF poseen una ductilidad moderada, de modo que se acepta la incursión inelástica tanto en vigas como en columnas. Pero dicho marco no se preocupa por aspectos como la razón de momentos columna-viga para priorizar un patrón de rótulas más estable y dúctil.

El último *step* refleja un daño significativo de columnas en el marco MF, y apenas el inicio de rótulas en las vigas, en los primeros tres niveles.

Ahora se ilustra el patrón de rótulas en el eje “Y”:

Figura 69.

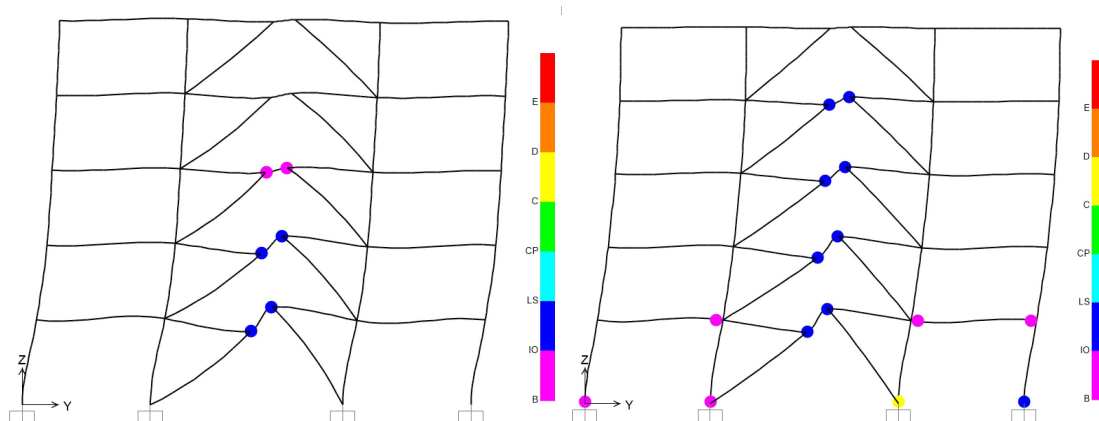
Paso 1 y 2 del marco EBF con marcos MF en el eje Y



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Figura 70.

Pasos 3 y 4 del marco EBF con marcos MF en el eje Y



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

En el eje Y se presenta el mismo comportamiento, sin embargo, en contraste al eje X, este análisis finaliza de manera temprana en el cuarto *step*, con una concentración del daño en columnas y un aporte inelástico despreciable en vigas del primer nivel.

Tabla 51.

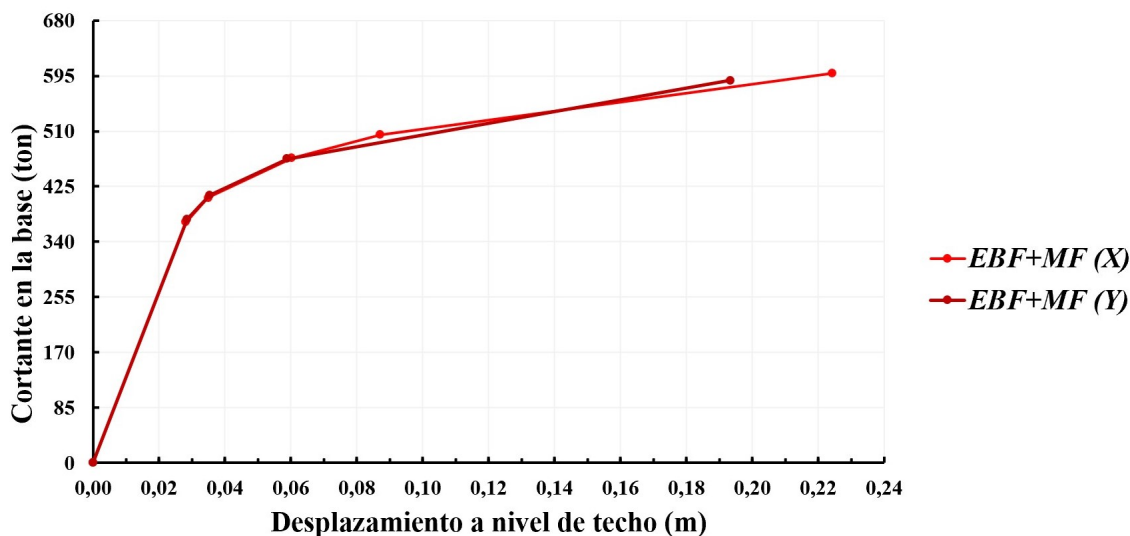
Valores de desplazamiento y cortante en la base del EBF con marcos MF

Pasos	Eje X		Eje Y		
	Desplazamiento a nivel de techo (m)	Cortante en la base (ton)	Desplazamiento a nivel de techo (m)	Cortante en la base (ton)	
0	0,000	0	0	0,000	0
1	0,028	370	1	0,029	375
2	0,035	408	2	0,035	411
3	0,060	469	3	0,059	467
4	0,087	504	4	0,193	588
5	0,224	599			

Nota. Elaboración propia.

Figura 71.

Curva de capacidad del marco EBF con marcos MF



Nota. Elaboración propia en el programa Excel.

De la figura 71, se puede dilucidar que la capacidad del sistema en ambas direcciones es muy similar, en esencia porque los marcos EBF suministran la principal rigidez lateral del sistema, tal como fue detectado en la etapa de diseño, no obstante, es oportuno no ignorar la pérdida de ductilidad del sistema de corte en el eje Y. Lo anterior se puede relacionar con la disminución de marcos MF.

Notar que el sistema tiene una $SR^1 \approx 3,4$. Esta sobrerresistencia es prácticamente igual a la conseguida por los marcos EBF. Luego, los resultados se podrían asociar con las investigaciones de Hamid (2011), el cual afirma que la sobrerresistencia global de los marcos contraventeados excéntricamente, depende fuertemente del *link* (como se cita en García y Tapia, 2019, p. 62). En virtud de lo anterior, existen alicientes para poder pensar que no se consigue una mejora sustantiva al incluir marcos IMF en el mismo plano que actúa el EBF, desde el punto de vista de la sobrerresistencia.

4.3.3 Rotación en uniones de marcos MF

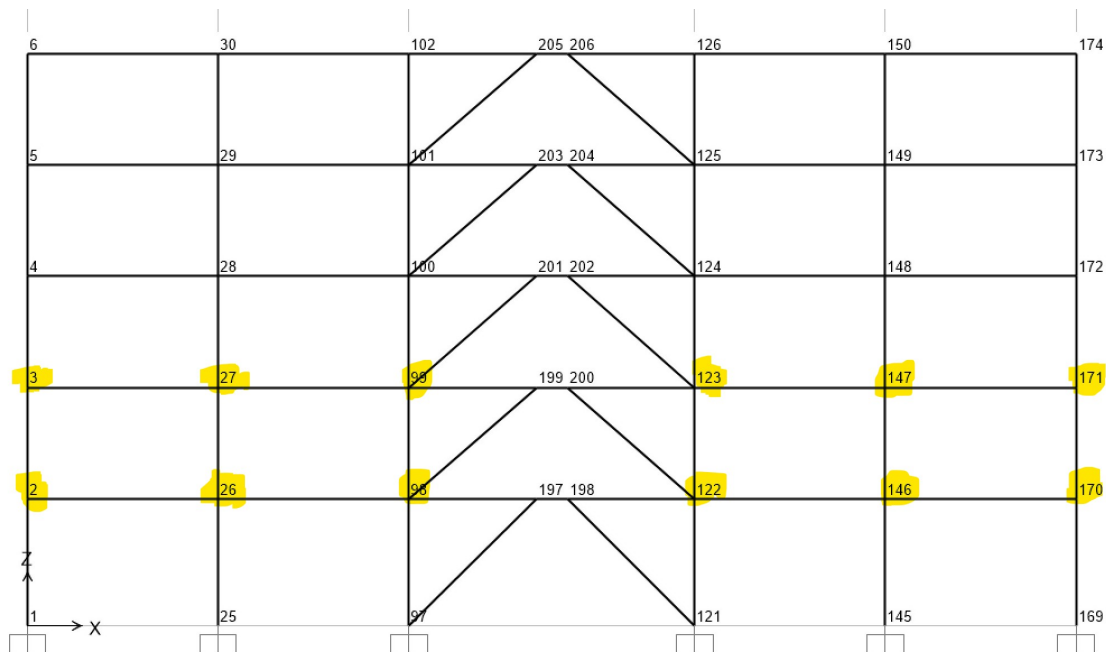
Enseguida se adjuntan las rotaciones que desarrollan las uniones viga-columna en los marcos MF para ambos ejes. Las mediciones se toman en las uniones señaladas con etiqueta

¹ Definido como el cociente del cortante máximo entre el cortante de diseño (nominal sismorresistente).

y en amarillo de acuerdo con la figura 72 y 73. Dichos puntos contienen las mayores demandas por rotación (primeros dos niveles de cada marco).

Figura 72.

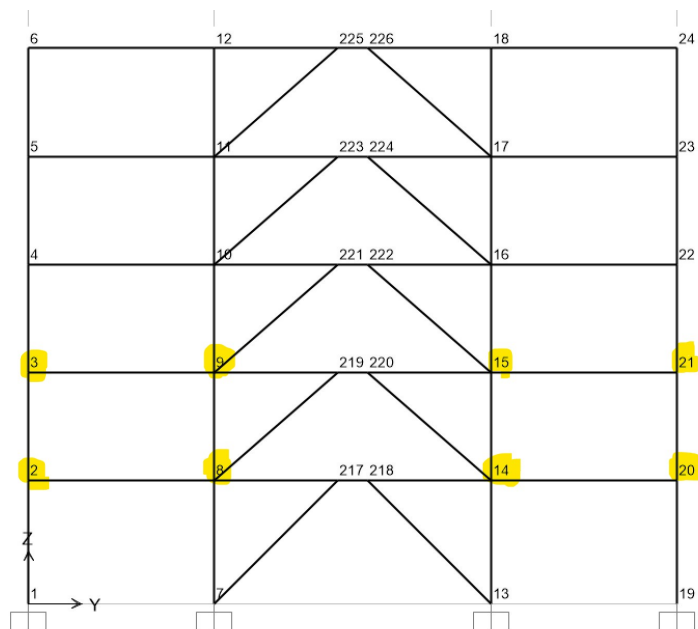
Medición de rotaciones con respecto al eje Y en marcos MF



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Figura 73.

Medición de rotaciones con respecto al eje X en marcos MF



Nota. Elaboración propia en el programa SAP2000.

Tabla 52.

Rotaciones en marcos MF

Eje X		Eje Y	
Uniones	Rotaciones (rad)	Uniones	Rotaciones (rad)
2	0,026	2	0,016
3	0,015	3	0,011
26	0,014	8	0,019
27	0,012	9	0,014
98	0,022	14	0,018
99	0,016	15	0,014
122	0,021	20	0,015
123	0,016	21	0,011
146	0,016		
147	0,013		
170	0,024		
171	0,015		

Nota. Elaboración propia.

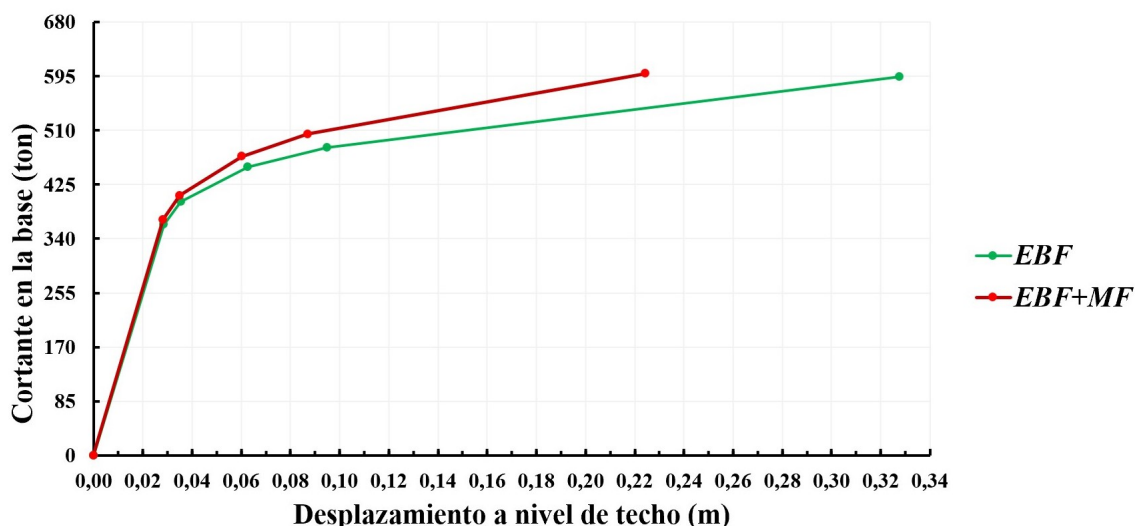
De la tabla 52 se deduce que las rotaciones demandadas requieren uniones que cumplan con los lineamientos del AISC 341, con la intención de poder satisfacer la capacidad plena del sistema. Así entonces, se deben proponer conexiones para poder cubrir la rotación requerida o diseñar una de acuerdo con lo que prescribe el AISC 358.

4.4 Evaluación del comportamiento sísmico de los grupos de estudio

A continuación, se procede a superponer las curvas de capacidad del edificio con marcos EBF, y el edificio EBF con marcos MF para una misma dirección. De esta manera, se contrasta también la efectividad de los sistemas con respecto a la demanda sísmica.

Figura 74.

Comparación de curvas de capacidad en el eje X

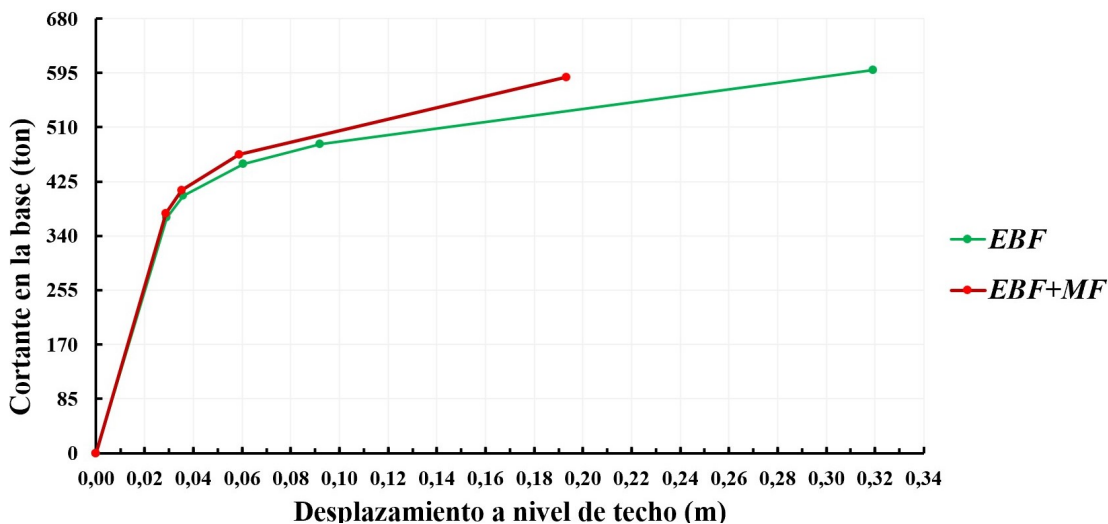


Nota. Elaboración propia en el programa Excel.

En términos de capacidad, ambos sistemas que se muestran en la figura 74, tienen la misma rigidez elástica, de hecho, en ambos, la primera rótula plástica ocurre simultáneamente. Luego de la primera rótula, la curva EBF con marcos MF posee una menor tasa de degradación de rigidez, comparado con el sistema EBF, no obstante, se presenta en este último una mayor ductilidad. En todo caso, se vuelve a comprobar que los dos edificios ofrecen la misma sobrerresistencia.

Figura 75.

Comparación de curvas de capacidad en el eje Y



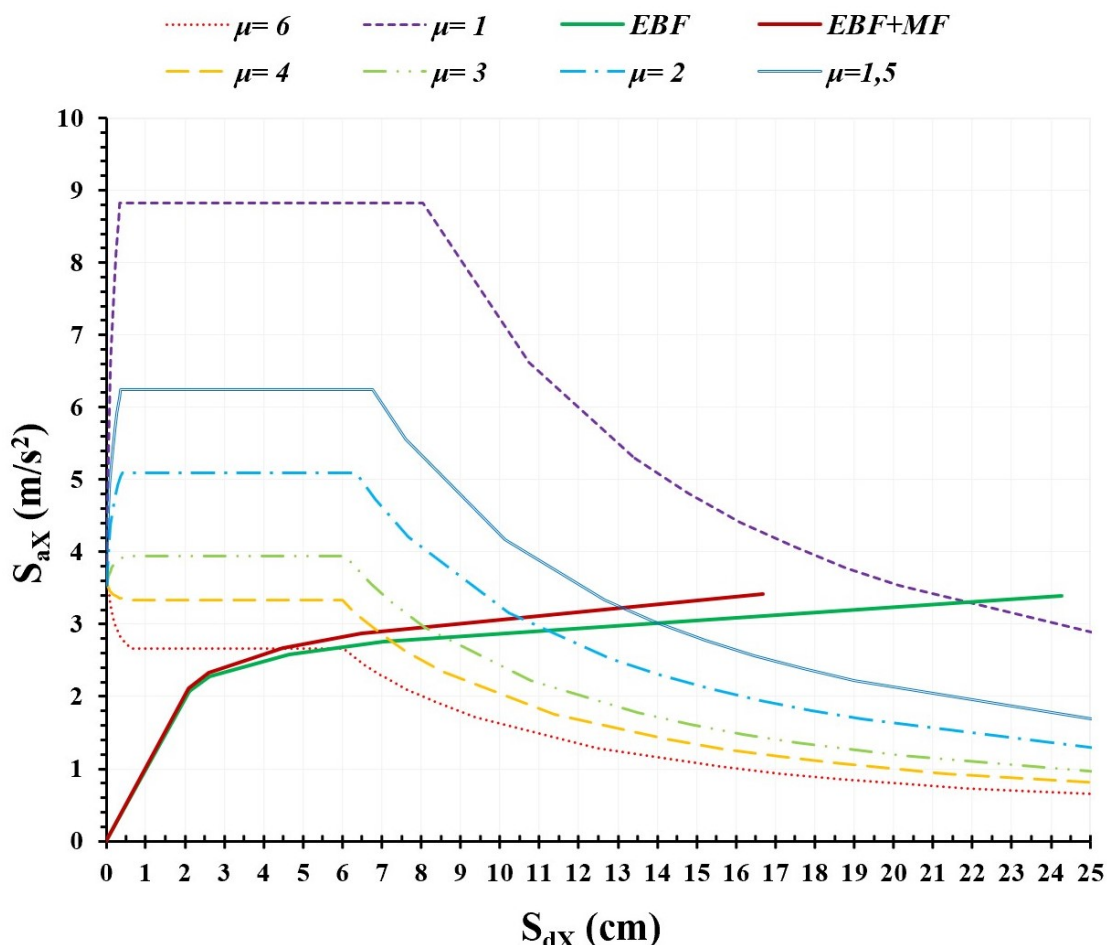
Nota. Elaboración propia en el programa Excel.

En el caso de la dirección “Y” que se ilustra en la figura 75, el análisis es análogo con respecto a la dirección “X”, excepto que se debe recordar que la ductilidad del EBF con marcos MF, es mucho menor con respecto al EBF. De nuevo, la sobrerresistencia es invariante.

Se adjunta ahora los resultados después de aplicar el método de capacidad espectral. Los cálculos se pueden consultar desde el anexo 3 al anexo 12.

Figura 76.

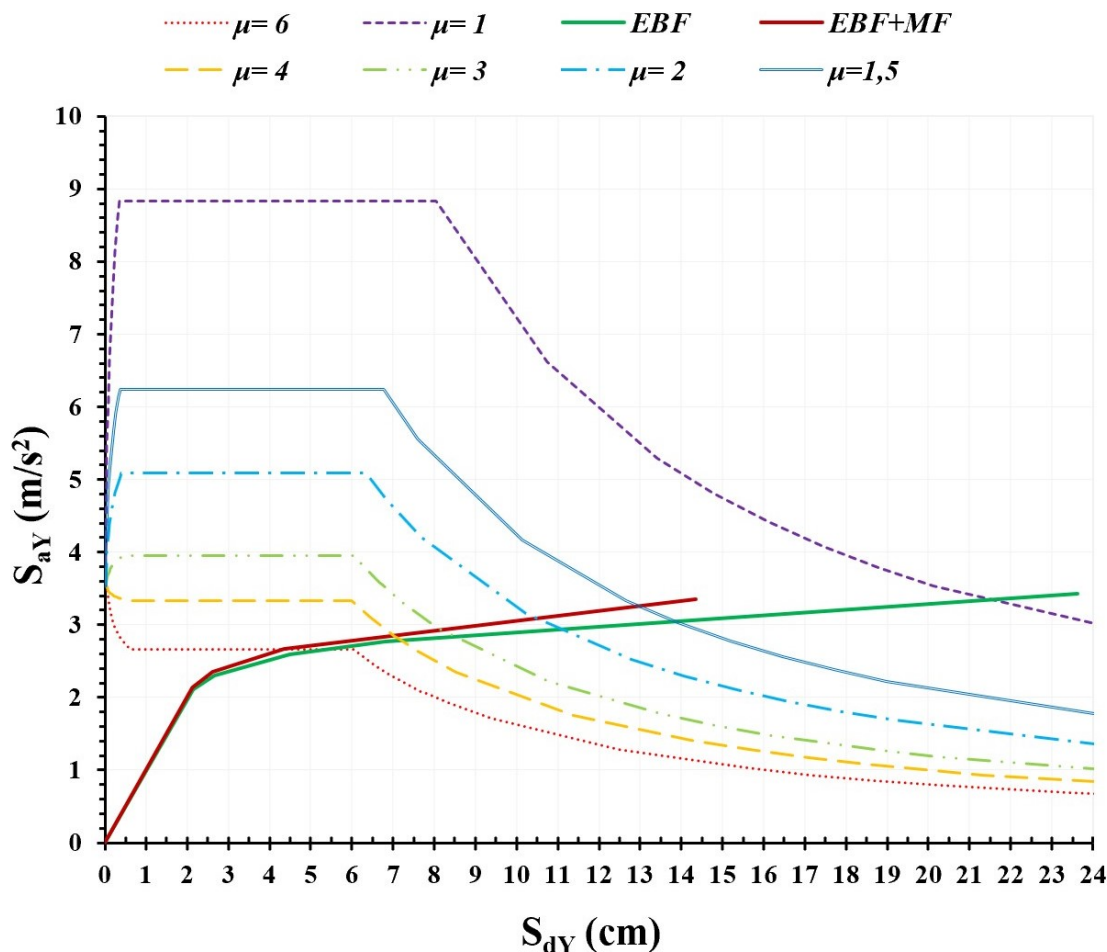
Superposición de curvas de capacidad espectral en el eje X y espectros de diseño inelásticos de ductilidad constante



Nota. Elaboración propia en el programa Excel.

Figura 77.

Superposición de curvas de capacidad espectral en el eje Y y espectros de diseño inelásticos de ductilidad constante



Nota. Elaboración propia en el programa Excel.

Finalmente, de las figuras 76 y 77 se evidencia la forma en que la familia de espectros inelásticos interseca las curvas de capacidad espectral. Lo relevante es que, luego de seguir las especificaciones del CSCR-10, las disposiciones del AISC y seguir un procedimiento estricto basado en los principios del diseño por capacidad, las estructuras presentan una ductilidad demandada.

Es claro que el EBF protagoniza la respuesta de ambas configuraciones; a pesar del sobrediseño en las vigas de enlace, es posible que dicha limitación en las rotaciones no solo cumpla como una verificación del adecuado comportamiento inelástico, sino también como una restricción que permite rigidizar la estructura y, por tanto, satisfacer el desempeño global respetando los límites superiores de distorsión de piso en cada nivel.

5 Conclusiones

- 1- Durante la etapa de diseño, se demuestra que la adición de marcos MF no contribuye significativamente en la rigidez. De manera cuantitativa, esto se refleja en la tenue variación del periodo entre ambos sistemas.
- 2- El patrón de rótulas plásticas evidencia un comportamiento muy similar entre ambos edificios. Aunque se reconocen los *links* como principal fuente de disipación de energía, en ambos sistemas, los eslabones dejan de ser efectivos para un nivel de cortante basal y, el desempeño estructural queda siempre determinado por la capacidad de las columnas inferiores.
- 3- Al comparar las curvas de capacidad, el comportamiento elástico es prácticamente el mismo en ambos sistemas. Además, se infiere que, incluir marcos IMF no suscita un aporte cuando se analiza la sobrerresistencia.
- 4- Se presentan en ambos edificios una ductilidad requerida. Cabe mencionar que ambos sistemas consumen aproximadamente (de manera proporcional) la misma ductilidad disponible.
- 5- Se deduce que las rotaciones demandadas en las uniones de los marcos MF, requieren conexiones que cumplan con los lineamientos del AISC 341. Lo anterior implica costos y tiempo adicional que debe incurrir el proyectista, en contraste con el edificio EBF que requiere menor cantidad de conexiones rígidas.

6 Recomendaciones

- Se recomienda en el CSCR-10 realizar la actualización sobre la ductilidad global asignada para los marcos arriostrados excéntricamente, de modo que $\mu = 6$ sea empleado para fines de diseño. Usar las disposiciones de un sistema dual significa subestimar la capacidad que tienen los EBF.
- Realizar un mayor número de estudios sobre los marcos EBF, especialmente para longitudes de *link* con una proporción $e / (M_p / V_p)$ entre 0,70 y 1,50. Esto con la intención de estudiar más la sobrerresistencia de los EBF antes de proponer posibles cambios a nivel normativo.
- Se piensa que una mejor respuesta del sistema dual estudiado se obtendría al usar marcos SMF. Se recomienda, por tanto, detallar los marcos MF con el mismo nivel de ductilidad que tienen los EBF para evitar pérdidas de ductilidad.
- En todo caso, esta investigación no recomienda el sistema dual, principalmente por dos razones: a) las conexiones FR no son cruciales fuera del marco EBF, b) debido a las dificultades que tiene el país en la industria de la construcción para fabricar y ensamblar las conexiones requeridas en los marcos MF, el proyecto podría caer en detrimento de lo económico.

7 Referencias

- American Institute of Steel Construction. (2011). *Steel Construction Manual*. (14a ed.). AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (ANSI/AISC 341-16).
https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/aisc-341-16_january-2020.pdf
- American Institute of Steel Construction. (2020). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. (ANSI/AISC 341-16).
<https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a358-20w.pdf>
- American Institute of Steel Construction. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings*. (ANSI/AISC 360-22). <https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/publications/standards/a360-22w.pdf>
- American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. (ASCE/SEI 41-13).
<http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/15247/ASCE%2041-13.pdf>
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Volume 1. ATC-40. <http://tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-ATC40.pdf>
- Applied Technology Council. (2018). *Building the performance you need: a guide to state of the art tools for seismic design and assessment*. (FEMA P-58-7).
<https://femap58.atcouncil.org/documents/fema-p-58/29-fema-p-58-7-building-the-performance-you-need/file>
- Beer, F. P., Johnston, E. R. y Cornwell, P. J. (2010). *Mecánica vectorial para ingenieros: Dinámica*. (9a ed.). Mc Graw Hill
- Beer, F. P., Johnston, E. R., DeWolf, J. T. y Mazurek, D. F. (2017). *Mecánica de materiales*. (7a ed.). Mc Graw Hill Education
- Bruneau, M. Uang, C. y Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. (2a ed.). Mc Graw Hill.
- Calo Catota, B. (2018). *Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCh433*. [Tesis de

- Postgrado, Universidad de Chile]. Repositorio Académico de la Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/168264>
- Caudana Quintana, H. (2004). *Apuntes de ingeniería sísmica*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio de la Dirección General de Bibliotecas y Servicios Digitales de Información. <https://repositorio.unam.mx/contenidos/3490494>
- Cheves Escobar, O. E. (s.f.). *Diseño plástico de las estructuras de acero*. [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Biblioteca Central USAC. <https://biblos.usac.edu.gt/library/index.php?title=Special%3AGSMSearchPage&process=&lang=es&titulo=&autor=Oscar+Emilio+Cheves+Escobar&subheadings=&keywords=&material=tesis&sortby=sorttitle>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. (4a ed.). Pearson Education
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos. (2013). *Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010*. (2a ed.). Editorial Tecnológica de Costa Rica. <https://www.codigosismico.or.cr/descargas/Comentarios2010.pdf>
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos. (2016). *Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014*. (5a ed.). Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- De la Fuente Tremps, E. (2019). *Fundamentos de dinámica estructural*. (2a ed.). IberGarcetaPublicaciones S.L. <https://www.alphaeditorialcloud.com/library/publication/fundamentos-de-dinamica-estructural>
- Fuentes Sánchez, S., Calderín Mestre., F., Sánchez Zamora, Y. y González Díaz, L. (2018). Consideraciones acerca del diseño sismorresistente de edificios de acero en Cuba. *Ciencia en su PC*, 1(4), 11-26. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181358509002>
- García Carrera, J.S. y Tapia Hernández, E. (2014). *Observaciones sobre el diseño de la viga enlace en marcos de acero con contraventeo excéntrico*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. https://www.researchgate.net/profile/Edgar-Tapia-Hernandez/publication/332470573_Observaciones_sobre_las_previsiones_sismicas_para_marcos_de_acero_con_contraviento_excentrico/links/5cb75997299bf120976

cc1f1/Observaciones-sobre-las-previsiones-sismicas-para-marcos-de-acero-con-contraviento-excentrico.pdf

García Carrera, J.S. y Tapia Hernández, E. (2019). Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (100), 51-70.

<https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61864055003>

Gascón Ramírez, A. (2011). *Comportamiento de edificios de acero con marcos contraventados excéntricamente*. [Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana]. Repositorio Institucional Zaloamati.

<http://zaloamati.azc.uam.mx/handle/11191/5718?show=full>

Gerdau Corsa. (2022, 17 de noviembre). *Manual de perfiles estructurales*.

https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/PDF/MANUAL%20DE%20OPERFILES%20ESTRUCTURALES%20tests.pdf

Gere, J.M. y Goodno, B.J. (2016). *Mecánica de materiales*. (8a ed.). Cengage Learning.

Guerrero Verdugo, O. y Barbecho Chuisaca, J. (2022). Análisis por desempeño de pórticos de acero arriostrados excéntricamente tipo Y con diferentes longitudes de vínculos.

Polo del Conocimiento, 7(5). <http://dx.doi.org/10.23857/pc.v7i5.4027>

Guevara Morales, N.E., Osorio Rodríguez, S.A. y Vargas, E.A. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (pushover)*. [Tesis de Licenciatura, Universidad de El Salvador]. Red de Repositorios Latinoamericanos.

<http://ri.ues.edu.sv/4522/1/Evaluación%20de%20la%20capacidad%20estructural%20del%20edificio%20de%20la%20Biblioteca%20de%20las%20Ingenier%C3%ADas%20y%20arquitectura%2C%20utilizandoanálisis%20estático%20no%20lineal%20%28Pushover%29.pdf>

Hernández Ramírez, H. y Tena Colunga, A. (2018). Evaluación del diseño sísmico resiliente conforme al método de las fuerzas de marcos dúctiles de acero con disipadores de energía histeréticos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (98), 45-76.

<https://doi.org/10.18867/ris.98.495>

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C. y Baptista Lucio, P. (2004). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill Interamericana

- Hernández Sampieri, R. y Mendoza Torres, C. P. (2018). *Metodología de la investigación: las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta*. McGraw-Hill. <https://www.ebooks7-24.com:443/?il=6443>
- Hibbeler, R.C. (2011). *Mecánica de materiales*. (8a ed.). Pearson Educación
- Jaramillo Jiménez, J. O. (2010). *Ingeniería estructural*. (3a ed.). Editorial Universidad Nacional de Colombia. <https://elibro.net/es/lc/ulatinacr/titulos/129997>
- Martínez Gutiérrez, J. N. (2020). *Estudio numérico sobre links de acero inoxidable en pórticos arriostrados excéntricamente mediante Y-invertida*. [Trabajo final de Máster, Universidad Politécnica de Cataluña]. UPCommons Portal de acceso abierto al conocimiento de la UPC. <http://hdl.handle.net/2117/192870>
- McCormac, J.C. y Csernak S.F. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. (5a ed.). Alfaomega Grupo Editor S.A.
- Merritt, F.S., Loftin, M. y Ricketts, J.T. (1999). *Manual del ingeniero civil*. (4a ed.). McGraw Hill
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y Cámara de la Industria de la Construcción. (2014). *Norma Técnica Ecuatoriana: Estructuras de Acero*. Dirección de Comunicación Social MIDUVI. <https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec3.pdf>
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. No 361. (2020a). México. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. <https://www.smie.org.mx/archivos/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-diseno-sismo-2020.pdf>
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero*. No 381. (2020b). México. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. <https://www.smie.org.mx/archivos/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias/ntc-acero-2020.pdf>
- Popov, E. P. (2000). *Mecánica de sólidos*. (2a ed.). Pearson Educación.
- Reyes Flores, J. L. (1975). *Análisis plástico de estructuras reticulares de acero*. [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Repositorio del Sistema Bibliotecario Universidad de San Carlos de Guatemala. <http://www.repositorio.usac.edu.gt/16847/1/Jose%20Luis%20Reyes%20Flores.pdf>

- Reyes Salazar, A., Bojórquez Mora, J., Bojórquez Mora, E., Velázquez Dimas, J.I. y Rodríguez Lozoya, H.E. (2010). Comportamiento sísmico de edificios de acero con marcos perimetrales resistentes a momento. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (82), 1-17. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61813415004>
- Rivas Mejías, G. I. (2021). *Evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Latina de Costa Rica]. Repositorio Institucional de la Universidad Latina de Costa Rica. <https://hdl.handle.net/20.500.12411/1530>
- Ruiz García, J., Bojórquez Mora, E., Corona Villar, E. y Reyes Salazar, A. (2019). Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas. *Ingeniería sísmica*, (100), 30-50. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2019000100030&lng=es&tlng=es.
- Rus Carlborg, G. (2008). *Cálculo plástico de estructuras de barras: Teoría*. (3a ed.). https://www.ugr.es/~grus/docencia/ae/download/libro_plasticidad.pdf
- Serway, R. A. y Jewett, J. W. (2008). *Física para ciencias e ingeniería*. (7a ed.). Cengage Learning Editores S.A.
- Solórzano Bolaños, R. (2021). *Evaluación de respuesta por capacidad de edificios de acero tipo dual*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Latina de Costa Rica]. Repositorio Institucional de la Universidad Latina de Costa Rica. <https://hdl.handle.net/20.500.12411/1434>
- Prinz, G. S. (2010). *Using Buckling-Restrained Braces in Eccentric Configurations* (Order No. 28110913). Available from ProQuest One Academic. (2536801565). <https://www.proquest.com/dissertations-theses/using-buckling-restrained-braces-eccentric/docview/2536801565/se-2>
- Universidad Nacional del Nordeste. (20 de noviembre de 2022). *Estabilidad III-Capítulo III: Análisis plástico de estructuras*. Apuntes de cátedras. http://www.ing.unne.edu.ar/assets/pdf/academica/alumnos/apuntes/estabilidad_III/e3_cap5.pdf

Vielma Pérez, J.C. y Mendoza, E. (2011). Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas. *Revista INGENIERÍA UC*, 18(1), 88-98.

<https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=70723245011>

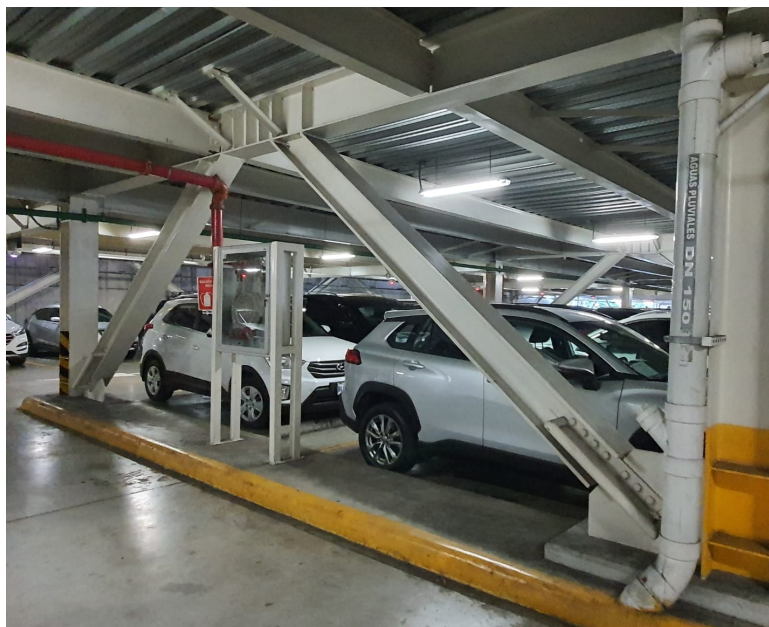
Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD*. Mc Graw Hill.

<https://ingsierra.files.wordpress.com/2010/03/estructuras-de-acero-comportamiento-vinnakota-v-pdf.pdf>

8 Anexos

Anexo 1.

Ejemplo constructivo de un marco arriostrado excéntricamente



Nota. Costado sur de Multiplaza Escazú, San José, Costa Rica. Tomado de J. Mora, 2023.

Anexo 2.

Conexión articulada en el extremo inferior de la riostra



Nota. Costado sur de Multiplaza Escazú, San José, Costa Rica. Tomado de J. Mora, 2023.

Anexo 3.*Capacidad espectral del edificio EBF en la dirección X*

Nivel (m)	Desplazamientos (m)	Modo Φ_1	W_k (ton)	W_k $\cdot \Phi_k$ (ton)	W_k $\cdot \Phi_k^2$ (ton)	Λ/g	η	S_d (cm)	S_a (m/s ²)
0,00	0	0	0	0	0			0	0,00
4,0	0,023752	0,23	429	100	23	6×10^{-4}		2	2,08
7,50	0,046137	0,45	427	193	87		1,35	3	2,28
11,00	0,067464	0,66	427	283	187			5	2,59
14,50	0,087727	0,86	425	366	315			7	2,76
18,00	0,10195	1,00	329	329	329			24	3,40

Nota. Elaboración propia en Excel.

Anexo 4.*Capacidad espectral del edificio EBF+MF en la dirección X*

Nivel (m)	Desplazamientos (m)	Modo Φ_1	W_k (ton)	W_k $\cdot \Phi_k$ (ton)	W_k $\cdot \Phi_k^2$ (ton)	Λ/g	η	S_d (cm)	S_a (m/s ²)
0,00	0	0	0	0	0			0	0,00
4,0	0,024006	0,24	429	102	24	6×10^{-4}		2	2,11
7,50	0,046494	0,46	427	196	90		1,34	3	2,33
11,00	0,067733	0,67	427	285	191			4	2,67
14,50	0,087739	0,87	425	368	318			6	2,88
18,00	0,101424	1,00	329	329	329			17	3,42

Nota. Elaboración propia en Excel.

Anexo 5.*Capacidad espectral del edificio EBF en la dirección Y*

Nivel (m)	Desplazamientos (m)	Modo Φ_1	W_k (ton)	W_k $\cdot \Phi_k$ (ton)	W_k $\cdot \Phi_k^2$ (ton)	Λ/g	η	S_d (cm)	S_a (m/s ²)
0,00	0	0	0	0	0			0	0,00
4,0	0,023787	0,23	429	100	23	6×10^{-4}		2	2,11
7,50	0,046126	0,45	427	193	87		1,35	3	2,30
11,00	0,067494	0,66	427	282	187			4	2,59
14,50	0,087639	0,86	425	365	314			7	2,77
18,00	0,102062	1,00	329	329	329			24	3,43

Nota. Elaboración propia en Excel.

Anexo 6.*Capacidad espectral del edificio EBF+MF en la dirección Y*

Nivel (m)	Desplazamientos (m)	Modo Φ_1	W_k (ton)	W_k $\cdot \Phi_k$ (ton)	W_k $\cdot \Phi_k^2$ (ton)	Λ/g	η	S_d (cm)	S_a (m/s ²)
0,00	0	0	0	0	0			0	0,00
4,0	0,024039	0,24	429	102	24	6×10^{-4}		2	2,14
7,50	0,046469	0,46	427	195	89		1,35	3	2,35
11,00	0,067755	0,67	427	285	190			4	2,67
14,50	0,087652	0,86	425	367	317			14	3,35
18,00	0,101557	1,00	329	329	329				

Nota. Elaboración propia en Excel.

Anexo 7.

Espectro de diseño inelástico de aceleraciones y desplazamientos para ductilidad constante igual a uno

T (s)	(FED) $\mu = 1$	C	S_a (m/s ²)	S_d (cm)
0,01	1	0,36	3,53	0
0,02	1	0,36	3,53	0
0,03	1	0,36	3,53	0
0,0303	1	0,36	3,53	0
0,04	1,197	0,43	4,23	0
0,05	1,382	0,50	4,88	0
0,06	1,555	0,56	5,49	0
0,07	1,718	0,62	6,07	0
0,08	1,873	0,67	6,61	0
0,09	2,022	0,73	7,14	0
0,1	2,164	0,78	7,64	0
0,11	2,302	0,83	8,13	0
0,12	2,435	0,88	8,60	0
0,125	2,5	0,90	8,83	0
0,15	2,5	0,90	8,83	1
0,2	2,5	0,90	8,83	1
0,25	2,5	0,90	8,83	1
0,3	2,5	0,90	8,83	2
0,386	2,5	0,90	8,83	3
0,421	2,5	0,90	8,83	4
0,449	2,5	0,90	8,83	5
0,45	2,5	0,90	8,83	5
0,495	2,5	0,90	8,83	5
0,5	2,5	0,90	8,83	6
0,534	2,5	0,90	8,83	6
0,6	2,5	0,90	8,83	8

0,8	1,875	0,68	6,62	11
1	1,5	0,54	5,30	13
1,1	1,364	0,49	4,82	15
1,2	1,25	0,45	4,41	16
1,3	1,154	0,42	4,08	17
1,4	1,071	0,39	3,78	19
1,5	1	0,36	3,53	20
2	0,75	0,27	2,65	27
2,5	0,6	0,22	2,12	34
2,682	0,559	0,20	1,97	36
3	0,5	0,18	1,77	40
3,111	0,482	0,17	1,70	42
3,415	0,439	0,16	1,55	46
3,785	0,396	0,14	1,40	51
3,907	0,384	0,14	1,36	52
3,93	0,379	0,14	1,34	52
4	0,366	0,13	1,29	52
5	0,234	0,08	0,83	52
6	0,163	0,06	0,58	52
7	0,12	0,04	0,42	53
8	0,092	0,03	0,32	53
9	0,072	0,03	0,25	52
10	0,059	0,02	0,21	53

Nota. Para $SR = 1$. Elaboración propia en Excel.

Anexo 8.

Espectro de diseño inelástico de aceleraciones y desplazamientos para ductilidad constante igual a uno coma cinco

T (s)	(FED) $\mu = 1,5$	C	S_a (m/s ²)	S_d (cm)
0,01	1	0,36	3,53	0
0,02	1	0,36	3,53	0
0,03	1	0,36	3,53	0
0,0303	1	0,36	3,53	0
0,04	1,118	0,40	3,95	0
0,05	1,223	0,44	4,32	0
0,06	1,316	0,47	4,65	0
0,07	1,4	0,50	4,94	0
0,08	1,477	0,53	5,22	0
0,09	1,549	0,56	5,47	0
0,1	1,616	0,58	5,71	0
0,11	1,679	0,60	5,93	0
0,12	1,739	0,63	6,14	0
0,125	1,768	0,64	6,24	0
0,15	1,768	0,64	6,24	1
0,2	1,768	0,64	6,24	1
0,25	1,768	0,64	6,24	1
0,3	1,768	0,64	6,24	2
0,386	1,768	0,64	6,24	4
0,421	1,768	0,64	6,24	4
0,449	1,768	0,64	6,24	5
0,45	1,768	0,64	6,24	5
0,495	1,768	0,64	6,24	6
0,5	1,768	0,64	6,24	6
0,534	1,768	0,64	6,24	7
0,6	1,573	0,57	5,56	8

0,8	1,18	0,42	4,17	10
1	0,944	0,34	3,33	13
1,1	0,858	0,31	3,03	14
1,2	0,787	0,28	2,78	15
1,3	0,726	0,26	2,56	16
1,4	0,674	0,24	2,38	18
1,5	0,629	0,23	2,22	19
2	0,472	0,17	1,67	25
2,5	0,378	0,14	1,33	32
2,682	0,352	0,13	1,24	34
3	0,315	0,11	1,11	38
3,111	0,303	0,11	1,07	39
3,415	0,276	0,10	0,97	43
3,785	0,249	0,09	0,88	48
3,907	0,242	0,09	0,85	50
3,93	0,24	0,09	0,85	50
4	0,232	0,08	0,82	50
5	0,148	0,05	0,52	50
6	0,103	0,04	0,36	50
7	0,076	0,03	0,27	50
8	0,058	0,02	0,20	50
9	0,046	0,02	0,16	50
10	0,037	0,01	0,13	50

Nota. Para $SR = 1$. Elaboración propia en Excel.

Anexo 9.

Espectro de diseño inelástico de aceleraciones y desplazamientos para ductilidad constante igual a dos

T (s)	(FED) $\mu = 2$	C	S_a (m/s ²)	S_d (cm)
0,01	1	0,36	3,53	0
0,02	1	0,36	3,53	0
0,03	1	0,36	3,53	0
0,0303	1	0,36	3,53	0
0,04	1,075	0,39	3,80	0
0,05	1,138	0,41	4,02	0
0,06	1,194	0,43	4,22	0
0,07	1,242	0,45	4,39	0
0,08	1,286	0,46	4,54	0
0,09	1,326	0,48	4,68	0
0,1	1,362	0,49	4,81	0
0,11	1,396	0,50	4,93	0
0,12	1,428	0,51	5,04	0
0,125	1,443	0,52	5,10	0
0,15	1,443	0,52	5,10	1
0,2	1,443	0,52	5,10	1
0,25	1,443	0,52	5,10	2
0,3	1,443	0,52	5,10	2
0,386	1,443	0,52	5,10	4
0,421	1,443	0,52	5,10	5
0,449	1,443	0,52	5,10	5
0,45	1,443	0,52	5,10	5
0,495	1,443	0,52	5,10	6
0,5	1,43	0,51	5,05	6
0,534	1,339	0,48	4,73	7
0,6	1,192	0,43	4,21	8

0,8	0,894	0,32	3,16	10
1	0,715	0,26	2,53	13
1,1	0,65	0,23	2,30	14
1,2	0,596	0,21	2,10	15
1,3	0,55	0,20	1,94	17
1,4	0,511	0,18	1,80	18
1,5	0,477	0,17	1,68	19
2	0,357	0,13	1,26	26
2,5	0,286	0,10	1,01	32
2,682	0,267	0,10	0,94	34
3	0,238	0,09	0,84	38
3,111	0,23	0,08	0,81	40
3,415	0,209	0,08	0,74	44
3,785	0,189	0,07	0,67	48
3,907	0,177	0,06	0,63	48
3,93	0,175	0,06	0,62	48
4	0,169	0,06	0,60	48
5	0,108	0,04	0,38	48
6	0,075	0,03	0,26	48
7	0,055	0,02	0,19	48
8	0,042	0,02	0,15	48
9	0,033	0,01	0,12	48
10	0,027	0,01	0,10	48

Nota. Para $SR = 1$. Elaboración propia en Excel.

Anexo 10.

Espectro de diseño inelástico de aceleraciones y desplazamientos para ductilidad constante igual a tres

T (s)	(FED) $\mu = 3$	C	S_a (m/s ²)	S_d (cm)
0,01	1	0,36	3,53	0
0,02	1	0,36	3,53	0
0,03	1	0,36	3,53	0
0,0303	1	0,36	3,53	0
0,04	1,022	0,37	3,61	0
0,05	1,04	0,37	3,67	0
0,06	1,055	0,38	3,73	0
0,07	1,068	0,38	3,77	0
0,08	1,079	0,39	3,81	0
0,09	1,089	0,39	3,85	0
0,1	1,099	0,40	3,88	0
0,11	1,107	0,40	3,91	0
0,12	1,114	0,40	3,93	0
0,125	1,118	0,40	3,95	0
0,15	1,118	0,40	3,95	1
0,2	1,118	0,40	3,95	1
0,25	1,118	0,40	3,95	2
0,3	1,118	0,40	3,95	3
0,386	1,118	0,40	3,95	4
0,421	1,118	0,40	3,95	5
0,449	1,118	0,40	3,95	6
0,45	1,117	0,40	3,94	6
0,495	1,014	0,37	3,58	7
0,5	1,005	0,36	3,55	7
0,534	0,941	0,34	3,32	7
0,6	0,838	0,30	2,96	8

0,8	0,628	0,23	2,22	11
1	0,503	0,18	1,78	13
1,1	0,457	0,16	1,61	15
1,2	0,419	0,15	1,48	16
1,3	0,387	0,14	1,37	18
1,4	0,359	0,13	1,27	19
1,5	0,335	0,12	1,18	20
2	0,251	0,09	0,89	27
2,5	0,201	0,07	0,71	34
2,682	0,187	0,07	0,66	36
3	0,168	0,06	0,59	41
3,111	0,162	0,06	0,57	42
3,415	0,147	0,05	0,52	46
3,785	0,12	0,04	0,42	46
3,907	0,112	0,04	0,40	46
3,93	0,111	0,04	0,39	46
4	0,107	0,04	0,38	46
5	0,069	0,02	0,24	46
6	0,048	0,02	0,17	46
7	0,035	0,01	0,12	46
8	0,027	0,01	0,10	46
9	0,021	0,01	0,07	46
10	0,017	0,01	0,06	46

Nota. Para $SR = 1$. Elaboración propia en Excel.

Anexo 11.

Espectro de diseño inelástico de aceleraciones y desplazamientos para ductilidad constante igual a cuatro

T (s)	(FED) $\mu = 4$	C	S_a (m/s ²)	S_d (cm)
0,01	1	0,36	3,53	0
0,02	1	0,36	3,53	0
0,03	1	0,36	3,53	0
0,0303	1	0,36	3,53	0
0,04	0,989	0,36	3,49	0
0,05	0,98	0,35	3,46	0
0,06	0,973	0,35	3,44	0
0,07	0,967	0,35	3,42	0
0,08	0,962	0,35	3,40	0
0,09	0,957	0,34	3,38	0
0,1	0,953	0,34	3,37	0
0,11	0,95	0,34	3,36	0
0,12	0,946	0,34	3,34	0
0,125	0,945	0,34	3,34	1
0,15	0,945	0,34	3,34	1
0,2	0,945	0,34	3,34	1
0,25	0,945	0,34	3,34	2
0,3	0,945	0,34	3,34	3
0,386	0,945	0,34	3,34	5
0,421	0,945	0,34	3,34	6
0,449	0,885	0,32	3,13	6
0,45	0,884	0,32	3,12	6
0,495	0,803	0,29	2,84	7
0,5	0,796	0,29	2,81	7
0,534	0,745	0,27	2,63	8
0,6	0,663	0,24	2,34	9

0,8	0,497	0,18	1,76	11
1	0,398	0,14	1,41	14
1,1	0,362	0,13	1,28	16
1,2	0,332	0,12	1,17	17
1,3	0,306	0,11	1,08	19
1,4	0,284	0,10	1,00	20
1,5	0,265	0,10	0,94	21
2	0,199	0,07	0,70	28
2,5	0,159	0,06	0,56	36
2,682	0,148	0,05	0,52	38
3	0,133	0,05	0,47	43
3,111	0,128	0,05	0,45	44
3,415	0,106	0,04	0,37	44
3,785	0,086	0,03	0,30	44
3,907	0,081	0,03	0,29	44
3,93	0,08	0,03	0,28	44
4	0,077	0,03	0,27	44
5	0,05	0,02	0,18	45
6	0,034	0,01	0,12	44
7	0,025	0,01	0,09	44
8	0,019	0,01	0,07	44
9	0,015	0,01	0,05	43
10	0,012	0,00	0,04	43

Nota. Para $SR = 1$. Elaboración propia en Excel.

Anexo 12.

Espectro de diseño inelástico de aceleraciones y desplazamientos para ductilidad constante igual a seis

T (s)	(FED) $\mu = 6$	C	S_a (m/s ²)	S_d (cm)
0,01	1	0,36	3,53	0
0,02	1	0,36	3,53	0
0,03	1	0,36	3,53	0
0,0303	1	0,36	3,53	0
0,04	0,946	0,34	3,34	0
0,05	0,905	0,33	3,20	0
0,06	0,873	0,31	3,08	0
0,07	0,846	0,30	2,99	0
0,08	0,824	0,30	2,91	0
0,09	0,805	0,29	2,84	0
0,1	0,788	0,28	2,78	0
0,11	0,773	0,28	2,73	1
0,12	0,76	0,27	2,68	1
0,125	0,754	0,27	2,66	1
0,15	0,754	0,27	2,66	1
0,2	0,754	0,27	2,66	2
0,25	0,754	0,27	2,66	3
0,3	0,754	0,27	2,66	4
0,386	0,754	0,27	2,66	6
0,421	0,69	0,25	2,44	7
0,449	0,647	0,23	2,28	7
0,45	0,646	0,23	2,28	7
0,495	0,587	0,21	2,07	8
0,5	0,582	0,21	2,06	8
0,534	0,545	0,20	1,92	8
0,6	0,485	0,17	1,71	9

0,8	0,363	0,13	1,28	12
1	0,291	0,10	1,03	16
1,1	0,264	0,10	0,93	17
1,2	0,242	0,09	0,85	19
1,3	0,224	0,08	0,79	20
1,4	0,208	0,07	0,73	22
1,5	0,194	0,07	0,69	23
2	0,145	0,05	0,51	31
2,5	0,116	0,04	0,41	39
2,682	0,108	0,04	0,38	42
3	0,087	0,03	0,31	42
3,111	0,081	0,03	0,29	42
3,415	0,067	0,02	0,24	42
3,785	0,054	0,02	0,19	42
3,907	0,051	0,02	0,18	42
3,93	0,05	0,02	0,18	41
4	0,049	0,02	0,17	42
5	0,031	0,01	0,11	42
6	0,022	0,01	0,08	43
7	0,016	0,01	0,06	42
8	0,012	0,00	0,04	41
9	0,01	0,00	0,04	43
10	0,008	0,00	0,03	43

Nota. Para $SR = 1$. Elaboración propia en Excel.

9 Glosario

Ductilidad: Propiedades que tienen los materiales, edificios o miembros estructurales para deformarse sin pérdida de resistencia.

Sismorresistente: Cualidad que tienen los sistemas o elementos para resistir las fuerzas inducidas por un sismo.

Redundancia: Cualidad que tienen las estructuras para redistribuir los esfuerzos y evitar el colapso.

Viga de enlace: Elemento que se diseña para disipar energía en los sistemas EBF.

Marcos: Sistema conformado por vigas y columnas para resistir cargas.

Riostras: Elementos diagonales que sirven para arriostrar un marco.

Rigidez: Capacidad que tienen los materiales, las estructuras o los miembros para oponerse a la deformación producto de las cargas impuestas.

Sistema: Compuesto por elementos que interactúan entre sí por medio de uniones o conexiones que determinan la respuesta global del sistema.

Elasticidad: Propiedad que tienen los materiales, estructuras o miembros para deformarse, almacenar energía y volver a su estado original sin deformar.

Inelástico: Propiedad que tienen los materiales, estructuras o miembros para incursionar en la fase de deformaciones permanentes y disipar energía.

Grados de libertad: Número de coordenadas necesarias para determinar completamente la posición de los puntos materiales de una estructura.

Mecanismo: Condición que alcanza una estructura cuando ocurre un número suficiente de rótulas plásticas tal que induzca una inestabilidad.

Amortiguamiento: Propiedad dinámica intrínseca de los miembros elásticos para disipar energía principalmente por efectos térmicos de la fricción interna de los materiales.

Pseudo-aceleración: Respuesta aproximada de la aceleración.

Periodo natural de vibración: Tiempo requerido para completar un ciclo de movimiento armónico simple sin amortiguamiento.