



Universidad Latina de Costa Rica

Facultad de Ingeniería y TIC

Escuela de Ingeniería Civil

Licenciatura en Ingeniería Civil

Tesis Final de Graduación

# Evaluación de Respuesta por Capacidad de Edificios de Acero Tipo Dual

Autor

Raúl Solórzano Bolaños

Defensa

Septiembre 9, 2021



## TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: “***Evaluación de respuesta por capacidad de edificios de acero tipo dual***”, por el (la) estudiante: Raúl Solórzano Bolaños, fue aprobada por el Tribunal Examinador de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

---

Gerardo Chacón Rojas

Tutor

---

Danilo Hernández Guerrero

Lector

---

Alejandro Carvajal Soto

Representante



COMITÉ ASESOR

---

Ing. Gerardo Chacón Rojas

Tutor

---

Ing. Danilo Hernández Guerrero

Lector

---

Ing. Alejandro Carvajal Soto

Representante

## CARTA DE APROBACION POR PARTE DEL TUTOR DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

Heredia, 8 de septiembre de 2021

Sres. Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación  
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación de Respuesta por Capacidad de Edificios de Acero tipo Dual, elaborado por el estudiante: Raúl Solórzano Bolaños, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por el grado de licenciatura en ingeniería civil, con énfasis en ingeniería estructural.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

GERARDO  
ENRIQUE  
CHACON  
ROJAS  
(FIRMA)



Firmado digitalmente por  
GERARDO  
ENRIQUE CHACON  
ROJAS (FIRMA)  
Fecha: 2021.09.17  
14:47:43 -06'00'

Ing. Gerardo Chacón Rojas

Heredia, 8 de septiembre de 2021

Sres. Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación  
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: **Evaluación de Respuesta por Capacidad de Edificios de Acero tipo Dual**, elaborado por el estudiante: Raúl Solórzano Bolaños, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por el grado de licenciatura en ingeniería civil, con énfasis en ingeniería estructural.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

DANILO ALBERTO  
HERNANDEZ  
GUERRERO (FIRMA)

Firmado digitalmente por  
DANILO ALBERTO  
HERNANDEZ GUERRERO  
(FIRMA)  
Fecha: 2021.09.20 09:51:01  
-06'00'

Ing. Danilo Hernández Guerrero, M.Sc.

Cédula 1-0911-0347

## Carta de revisión filológica

San José, 27 de agosto de 2021

Señores  
Escuela de Ingeniería Civil  
Universidad Latina de Costa Rica

Estimados señores:

He revisado y corregido en todos los extremos filológicos: la redacción, la ortografía, la puntuación, la morfología, la sintaxis y los vicios del trabajo titulado **“Evaluación de Respuesta por Capacidad de Edificios de Acero Tipo Dual”**, presentado por el estudiante Raúl Solórzano Bolaños, para optar por el grado de **Licenciatura en Ingeniería Civil**.

Con el acatamiento de las recomendaciones realizadas, por parte del estudiante, en este trabajo de investigación, este es un documento

con valor filológico y cumple con los requisitos necesarios para ser presentado ante las autoridades universitarias correspondientes.

Atentamente,

MARGARITA  
SIRLENE CHAVES  
BONILLA (FIRMA)

Firmado digitalmente por  
MARGARITA SIRLENE  
CHAVES BONILLA (FIRMA)  
Fecha: 2021.08.27 11:22:10  
-06'00'

---

Margarita Sirlene Chaves Bonilla  
Filóloga  
Cédula 2 0717 0620  
Carné de afiliada 83791 “COLYPRO”

## “Carta autorización del autor (es) para uso didáctico del Trabajo Final de Graduación”

Vigente a partir del 31 de Mayo de 2016, revisada el 24 de Abril de 2020

---

*Instrucción: Complete el formulario en PDF, imprima, firme, escanee y adjunte en la página correspondiente del Trabajo Final de Graduación.*

Yo (Nosotros):

*Escriba Apellidos, Nombre del Autor(a). Para más de un autor separe con " ; "*

Solórzano Bolaños, Raúl

De la Carrera / Programa: **Licenciatura en Ingeniería Civil**  
autor(es) del trabajo final de graduación titulado:

**Evaluación de respuesta por capacidad de edificios de acero tipo dual**

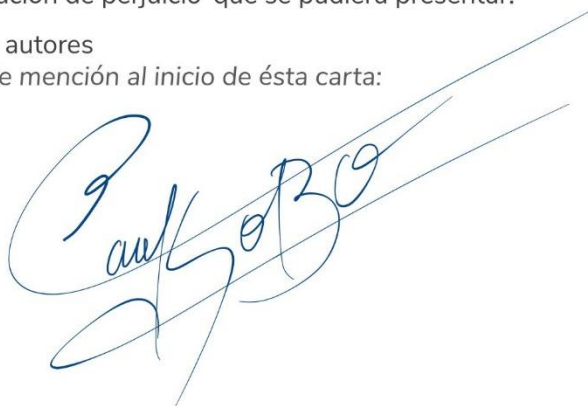
Autorizo (autorizamos) a la Universidad Latina de Costa Rica, para que exponga mi trabajo como medio didáctico en el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI o Biblioteca), y con fines académicos permita a los usuarios su consulta y acceso mediante catálogos electrónicos, repositorios académicos nacionales o internacionales, página Web institucional, así como medios electrónicos en general, Internet, intranet, DVD, u otro formato conocido o por conocer; así como integrados en programas de cooperación bibliotecaria académicos, que permitan mostrar al mundo la producción académica de la Universidad a través de la visibilidad de su contenido.

De acuerdo a lo dispuesto en la Ley No. 6683 sobre derechos de autor y derechos conexos de Costa Rica, permita copiar, reproducir o transferir información del documento, conforme su uso educativo y debiendo citar en todo momento la fuente de información; únicamente podrá ser consultado, esto permitirá ampliar los conocimientos a las personas que hagan uso, siempre y cuando resguarden la completa información que allí se muestra, debiendo citar los datos bibliográficos de la obra en caso de usar información textual o paráfrasis de la misma.

La presente autorización se extiende el día (Día, fecha) **miércoles, 15** del mes **septiembre** de año **2021** a las **22:00**. Asimismo doy fe de la veracidad de los datos incluidos en el documento y eximo a la Universidad de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjuicio que se pudiera presentar.

Firma(s) de los autores

*Según orden de mención al inicio de ésta carta:*



# **Evaluación de Respuesta por Capacidad de Edificios De Acero Tipo Dual**



## Resumen

Según el Código Sísmico de Costa Rica del 2010 (CSCR-10), las estructuras de acero se pueden diseñar de tipo marco, muro o dual, dependiendo de su configuración. El presente trabajo cuestiona la existencia de edificios tipo duales con estructura de acero, ya que se considera que no cumplen los parámetros establecidos para serlo, o, al menos, los que son usualmente diseñados y construidos.

En el proceso de comprobación de lo antes planteado, se presentan explicaciones de los tipos de edificios y características de sus marcos y sus conexiones. También se presentan características del acero como material estructural. Por otro lado, para comprender el porqué de la realidad en cuanto a diseño de estos edificios, se presentan factores históricos importantes que han marcado la evolución de estos.

El trabajo va de la mano con estándares tanto estadounidenses como costarricenses. Para el primer caso, se sigue lo establecido por el Instituto Americano de Construcciones en Acero (AISC) y, para el caso nacional, se sigue lo establecido por el CSCR-10. Esto es redundante, ya que, la sección de construcciones de acero del segundo está basada en lo establecido por el primero, con variaciones pequeñas.

Para completar lo planteado en la primera idea, se pretende diseñar dos edificios. Uno tipo dual y otro tipo marco arriostrado concéntricamente especial. Ambos tendrán dimensiones idénticas, así como perfiles en sus marcos de iguales medidas, variando únicamente en la presencia de arriostres en uno de los dos.

Los edificios serán analizados por medio de análisis no lineal estático en el programa SAP2000. El programa simulará la aplicación de cargas laterales a los edificios de manera creciente, hasta alcanzar su falla. Los valores de carga y de deformación permitirán elaborar el diagrama que demuestra la respuesta por capacidad de cada edificio. Estos resultados y los diagramas son el inicio para determinar si existen los edificios tipo duales en acero.

## Abstract

According to the Seismic Code of Costa Rica of 2010 (CSCR-10), steel structures can be design as frame type, wall type or dual type, depending on its configuration. This work questions the existence of dual type steel buildings, as is considered that dual building design and built do not fulfill the parameters stablished for such constructions.

In the process of corroboration, of what was proposed, explications of the building types and characteristics of their frames and connections, will be presented. There will also be concepts related to characteristics of steel as structural element. On the other hand, historical facts of this buildings will be explained, to demonstrate their evolution and the reasons of the way they are developed.

This work considers American and Costa Rican standards. For the first case, the American Institute for Steel Constructions (AISC) is consulted. And for the national case, the CSCR-10 will be used. It is important to note that the CSCR's steel section is based on what is been stablished by the AISC.

To accomplish what was stablished on the first idea of the abstract, two buildings will be designed. One being frame type and the other dual type. Both buildings will have equal dimensions and same shape profile on their frames. Having as only difference the bracing on one of them.

Both buildings will be analyzed through the program SAP2000 by push-over method. Meaning a lateral load will be simulated until the structures fail. These values will allow for the diagram of charge/deformation of the buildings to be created. That will allow to corroborate or disprove the hypothesis of this work.

## Índice de contenidos

<b>Capítulo I: Introducción</b>	<b>19</b>
1.1 Antecedentes	19
1.1.1 Antecedentes nacionales	19
1.1.2 Antecedentes internacionales	20
1.2 Planteamiento del problema	20
1.3 Objetivo general	22
1.4 Objetivos específicos	22
1.5 Justificación	22
1.6 Alcances	23
1.7 Limitaciones	24
1.8 Impacto	24
1.9 Hipótesis	25
<b>Capítulo II: Fundamentación teórica</b>	<b>26</b>
2.1 Tipos de edificios según el Código Sísmico de Costa Rica	26
2.2 Acero estructural	26
2.2.1 Plasticidad y elasticidad del acero	27
2.2.2 Composición del acero estructural	30
2.2.3 Tipos de acero estructural	31
2.2.4 Perfiles W de acero estructural	34
2.3 Tipos de conexiones en marcos	35
2.3.1 Conexiones de cortante	35
2.3.2 Conexiones parcialmente restringidas	37
2.3.3 Conexiones totalmente restringidas	38
2.4 Marcos de momento	39
2.4.1 Elementos en marcos de momento	39
2.4.2 Historia de los marcos de momento	41
2.4.3 Desempeño sísmico de los marcos de momento	44
2.4.4 Tipos de marcos de momento	45
2.5 Marcos arriostrados concéntricamente	47
2.5.1 Elementos de los marcos arriostrados concéntricamente	47

	11
2.5.2 Historia de los marcos arriostrados concéntricamente	49
2.5.3 Desempeño sísmico de los marcos arriostrados concéntricamente	50
2.5.4 Tipos de marcos arriostrados concéntricamente	57
2.6 Conexiones utilizadas en SMF y SCBF	59
2.6.1 Conexiones precalificadas de momento para SMF	59
2.6.2 Conexiones de cortante para SCBF	62
2.7 El sismo y su relación con el análisis tipo push-over	64
2.7.1 Sismicidad en Costa Rica	64
2.7.2 Idealización del sismo en el diseño de una estructura (estáticamente)	65
2.7.3 El espectro de respuesta y el factor espectral dinámico	67
2.7.4 El análisis tipo push-over y el método del espectro de capacidad	69
<b>Capítulo III: Marco metodológico</b>	<b>72</b>
3.1 Paradigma, enfoque metodológico y método de investigación	72
3.2 Categorías de análisis de la investigación	72
3.3 Población y muestra. Técnicas de muestreo	73
3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos	76
3.5 Técnicas e instrumentos para el procesamiento y análisis de los datos	83
<b>Capitulo IV: Análisis de los resultados</b>	<b>86</b>
4.1 Bajada de cargas y dimensionamiento previo	86
4.1.1 Bajada de cargas para la columna B4	88
4.1.2 Bajada de cargas para la columna C3	89
4.1.3 Bajada de cargas para la columna E1	90
4.1.4 Resumen de elementos a utilizar	90
4.2 Cumplimiento de derivas	91
4.2.1 Análisis de derivas en modelos SAP2000	92
4.3 Diseño de las estructuras	95
4.3.1 Corroboración de la bajada de cargas	95
4.3.2 Capacidades de los elementos	96
4.3.3 Cumplimiento de las columnas	100
4.3.4 Cumplimiento de las vigas de carga	101
4.3.5 Cumplimiento de las vigas de amarre	103
4.3.6 Cumplimiento de las riostras	104

4.3.7 Detallado sísmico de los marcos arriostrados	105
4.4 Análisis tipo push-over en programa SAP2000	108
4.4.1 Push-over en edificio con nudos rígidos	108
4.4.2 Push-over en edificio con nudos articulados	111
4.4.3 Comparación de resultados para ambos edificios	113
4.4.4 Aceleración y desplazamiento espectral de los edificios	116
Conclusiones	121
Recomendaciones	123
Bibliografía	125
Anexos	130
Anexo A. Zonificación Sísmica según CSCR-10	130
Anexo B. Propiedades de los tipos de suelo según CSCR-10	131
Anexo C. Valores de FED para una Zona III Y un suelo S3 según el CSCR-10	132
Anexo D. Obtención de Cargas Permanentes	133
Anexo E. Cargas temporales establecidas por el CSCR-10	134
Anexo F. Tabla 10.6 del CSCR-10	135
Anexo G. Conversión de FED en función de T a Sa en función de Sd	137
Anexo H. Conversión de curva de capacidad en curva de capacidad espectral por el método del ATC40	138

## Índice de tablas

Tabla 2.1	
Alteración por presencia de elementos en las propiedades mecánicas del acero.	31
Tabla 2.2	
Propiedades químicas del acero A36 en perfiles y placas (en %).	32
Tabla 2.3	
Propiedades mecánicas del acero A36	33
Tabla 2.4	
Propiedades químicas del acero A992 en perfiles y placas.	34
Tabla 2.5	
Propiedades mecánicas del acero A992.	34
Tabla 2.6	
Tipos de marcos de momento y características.	46
Tabla 3.1	
Relación de variables independientes de investigación con su respectiva variable dependiente.	73
Tabla 3.2	
Cargas distribuidas sobre el entrepiso del edificio.	77
Tabla 4.1	
Cargas distribuidas en viguetas de entrepiso.	87
Tabla 4.2	
Cargas puntuales que transmiten las viguetas a vigas de carga.	87
Tabla 4.3	
Cargas puntuales transmitidas de vigas a columna B4.	88
Tabla 4.4	
Bajada de cargas para la columna B4.	88
Tabla 4.5	
Cargas puntuales transmitidas de vigas a columna C3.	89
Tabla 4.6	
Bajada de cargas para la columna C3.	89
Tabla 4.7	
Cargas puntuales transmitidas de vigas a columna E1.	90
Tabla 4.8	
Bajada de cargas para la columna E1.	90
Tabla 4.9	
Resumen de elementos del edificio.	91
Tabla 4.10	
Peso sísmico de la estructura por niveles.	91

Tabla 4.11	
Fuerza sísmica correspondiente a cada nivel del edificio.	92
Tabla 4.12	
Deformaciones y derivas de edificios aplicando cargas a nudos centrales.	93
Tabla 4.13	
Deformaciones y derivas de edificios aplicando cargas en centro de masa.	93
Tabla 4.14	
Deformaciones y derivas de edificios introduciendo coeficiente sísmico $C = 0.2012$ .	94
Tabla 4.15	
Deformaciones y derivas de edificios con espectro de respuesta según CSCR-10.	94
Tabla 4.16	
Comparación de bajada de cargas manual con programa SAP2000 para columnas B4 C3 y E1.	96
Tabla 4.17	
Cálculos de resistencias de los miembros en el edificio.	98
Tabla 4.18	
Comparación de capacidades de elementos bajo cálculos manuales respecto a cálculos en SAP2000.	99
Tabla 4.19	
Cumplimiento de las columnas ante compresión en el primer nivel, según SAP2000.	100
Tabla 4.20	
Cumplimiento de esbeltez de las columnas.	101
Tabla 4.21	
Cumplimiento de algunas vigas de carga ante flexión, según SAP2000.	101
Tabla 4.22	
Cumplimiento de algunas vigas de carga ante cortante, según SAP2000.	102
Tabla 4.23	
Cumplimiento de esbeltez de las vigas de carga.	102
Tabla 4.24	
Cumplimiento de algunas vigas de amarre ante flexión, según SAP2000.	103
Tabla 4.25	
Cumplimiento de algunas vigas de amarre ante cortante, según SAP2000.	103
Tabla 4.26	
Cumplimiento de esbeltez de las vigas de amarre.	104
Tabla 4.27	
Cumplimiento de algunas arriostres ante cargas axiales, según SAP2000.	104
Tabla 4.28	
Cumplimiento de esbeltez de las riostras.	105

Tabla 4.29	
Trasmisión de la capacidad de las riostras a las columnas en el SCBF.	107
Tabla 4.30	
Resultados del Push-Over en el edificio con nudos rígidos.	108
Tabla 4.31	
Rotación del nudo D4 sobre el Nivel 1 del edificio con nudos rígidos ante un push-over.	110
Tabla 4.32	
Resultados del Push-Over en el edificio con nudos articulados.	111
Tabla 4.33	
Rotación del nudo D4 sobre el Nivel 1 del edificio con nudos articulados ante un push-over.	113
Tabla 4.34	
Resultados del push-over en los dos edificios sobre sus ejes X.	114
Tabla 4.35	
Comparación de las rotaciones en el nudo D4 para ambas estructuras.	115
Tabla 4.36	
Punto de desempeño de las curvas de capacidad (cm).	120



## Índice de figuras

Figura 2.1	
Diagramas de esfuerzo-deformación	28
Figura 2.2	
Diagrama típico de esfuerzo-deformación para el acero estructural	29
Figura 2.3	
Sección típica de perfil W en acero.	34
Figura 2.4	
Conexión a cortante a dos lados.	36
Figura 2.5	
Conexión parcialmente restringida.	37
Figura 2.6	
Comportamiento típico de algunas conexiones.	38
Figura 2.7	
Fuerzas internas transmitidas por la zona panel	40
Figura 2.8	
Conexiones de momento previas al terremoto de Northridge.	42
Figura 2.9	
Fracturas de soldaduras en el terremoto de Northridge.	43
Figura 2.10	
Fracturas en columnas en el terremoto de Northridge.	44
Figura 2.11	
Comportamiento de arriostres en marcos arriostrados concéntricamente.	48
Figura 2.12	
Deformación de arriostres de acuerdo con su conexión, ante cargas de compresión.	49
Figura 2.13	
Comportamiento histerético de un arriostre.	51
Figura 2.14	
Deformaciones laterales de un arriostre tras la disipación de energía histerética.	52
Figura 2.15	
Curvas $P - \delta$ y $P - \Delta$ para un $l/r = 40$ .	53
Figura 2.16	
Curvas $P - \delta$ y $P - \Delta$ para un $l/r = 80$ .	54
Figura 2.17	
Curvas $P - \delta$ y $P - \Delta$ para un $l/r = 120$ .	55
Figura 2.18	
Fallos comunes en riostras ante eventos sísmicos importantes.	57

	17
Figura 2.19	
Configuraciones de arriostramientos permitidas.	58
Figura 2.20	
Conexión de momento tipo RBS.	60
Figura 2.21	
Conexión de momento apernada con placa extendida no rigidizada y rigidizada.	60
Figura 2.22	
Conexión de momento tipo BFP.	61
Figura 2.22	
Conexión de momento tipo WUF-W.	62
Figura 2.23	
Conexión de cortante en SCBF.	63
Figura 2.24	
Regionalización Sísmica de Costa Rica.	64
Figura 2.25	
Impacto de un sismo sobre un edificio.	66
Figura 2.26	
Acelerograma del edificio del Holiday Inn para el terremoto de Northridge de 1994.	67
Figura 2.27	
Origen del espectro de respuesta.	68
Figura 2.28	
Conversión del espectro de respuesta en aceleración espectral vs desplazamiento espectral.	70
Figura 3.1	
Vista en planta del edificio por diseñar.	74
Figura 3.2	
Vista frontal del edificio por diseñar.	74
Figura 4.1	
Columnas para la bajada de cargas.	86
Figura 4.2	
Modelo en programa de análisis SAP2000.	92
Figura 4.3	
SCBF a detallar sísmicamente.	106
Figura 4.4	
Paso 3 del análisis push-over del edificio con nudos rígidos sobre el eje Y.	109
Figura 4.5	
Paso 5 del análisis push-over del edificio con nudos rígidos sobre el eje X.	109

Figura 4.6	
Gráfica de cortante basal vs desplazamiento para el edificio con nudos rígidos en sus dos ejes.	110
Figura 4.7	
Gráfica de cortante basal vs desplazamiento para el edificio con nudos articulados en sus dos ejes.	111
Figura 4.8	
Paso 4 del análisis push-over del edificio con nudos articulados en el eje X.	112
Figura 4.9	
Sobreposición de la respuesta por capacidad de los dos edificios evaluados en su eje X.	113
Figura 4.9	
Sobreposición de la respuesta por capacidad de los dos edificios evaluados en su eje X.	114
Figura 4.10	
Comparación de la rotación del nudo D4 sobre el primer nivel, para ambos edificios.	116
Figura 4.11	
Capacidad espectral de los ejes X de los edificios junto a la demanda espectral.	117
Figura 4.12	
Capacidad espectral de los ejes Y de los edificios junto a la demanda espectral.	118
Figura 4.13	
Capacidad espectral de los edificios junto a la demanda espectral.	119

## Capítulo I: Introducción

### 1.1 Antecedentes

#### *1.1.1 Antecedentes nacionales*

El término dual en edificios tiende a relacionarse con edificios en concreto, y es una designación poco utilizada para edificios de acero. La investigación de edificios tipo dual en acero podría describirse como leve, ya que grandes instituciones encargadas de indagar el tema no han hecho un enfoque en un sistema dual para marcos en acero. Por esta razón, los antecedentes respecto al tema de investigación. A pesar de la escasez de temas relacionados, a continuación, se presentan algunas investigaciones, realizadas en Costa Rica, que presentan conceptos similares a los aquí tratados.

Munguía (2005) desarrolló una tesis en la Universidad de Costa Rica llamada *Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial*. En este caso, el autor diseñó un edificio en acero, conformado por marcos de momento tipo especial, de tres formas diferentes. El proceso de diseño lo realizó respetando lo estipulado por el Código Sísmico de Costa Rica del 2002, para ese entonces (CSCR-02). La variación en los edificios fueron sus límites de deriva. Los edificios fueron analizados por métodos no lineales y se concluyó que los desplazamientos establecidos por el código diferían de aquellos presentados por el análisis no lineal.

Por otro lado, también en la Universidad de Costa Rica, Azofeifa (2009) presentó una tesis llamada *Desempeño de estructuras tipo marco y tipo marco arriostrado diseñadas por capacidad según el Código Sísmico de Costa Rica 2002*. En este caso, el investigador diseñó cuatro edificios de 10 pisos: uno de tipo marco ordinario, otro de tipo marco intermedio, el tercero de tipo marco especial y el último tipo arriostrado concéntricamente. Los edificios también fueron diseñados siguiendo las normas del CSCR-02. En esta tesis, los edificios también fueron sometidos a un análisis no lineal con el programa SAP2000. El enfoque de la investigación fue demostrar que un

edificio puede desenvolverse adecuadamente sobrepasando los valores de desplazamiento establecidos por el CSCR-02.

### ***1.1.2 Antecedentes internacionales***

En la Concordia University, en Montreal de Canadá, se ha desarrollado, en agosto del 2018, una tesis llamada *Seismic performance of Steel Buildings with Braced Dual Configurations and Traditional Frame Systems through Nonlinear Collapse Simulations* (Desempeño Sísmico de Edificios de Acero con Marcos Arriostrados Duales y Sistemas de Marcos Convencionales por Simulaciones de Colapso No-lineal), donde se propone el término dual para edificios de acero. La tesis fue desarrollada por Yudong Wang y en ella se realiza un análisis no lineal de tres edificios propuestos, uno con marcos de momento, otro con marcos de arriostre y un último con un sistema dual que involucra ambos sistemas anteriores. El propósito de la tesis fue comparar los resultados del análisis no lineal, con los parámetros establecidos por el código constructivo canadiense o NBCC-15 por sus siglas en inglés (*National Building Code of Canada* del 2015). En su tesis, se determinó que el comportamiento del sistema dual supera el sistema arriostreado y, aún más, al sistema de marcos de momento.

Por otro lado, para el año 2006, en la Universidad Tecnológica de Malasia, se desarrolló una tesis llamada *Economic Aspects of the use of Partial and Full Strength Joints on Multi-Story Unbraced Frames* (Aspectos económicos del uso de nudos semirrígidos y rígidos en marcos sin arriostre de varios niveles). En esta tesis, los estudiantes evaluaron múltiples conexiones, permitidas por códigos europeos, alterando diámetros de pernos, cantidades de pernos y áreas de placas. Con ello, determinaron el desempeño de las conexiones y cómo afectan al peso final en acero de los marcos (Tahir et al., 2006)

## **1.2 Planteamiento del problema**

El código estadounidense de la Institución Americana para las construcciones de acero o AISC por sus siglas en inglés (*American Institute of Steel Constructions*) propone el diseño de edificios en acero a base de marcos articulados complementados por sistemas de arriostre. De esta manera,

los primeros se encargan de transmitir cargas gravitacionales, mientras que los segundos disipan las cargas sísmicas.

Por otro lado, en Costa Rica, se tiende a diseñar utilizando marcos de momento junto a sistemas de arriostre. El Código Sísmico de Costa Rica ([CSCR], 2010, p. 10/25), dice que “estas conexiones deben tener una capacidad rotacional mínima para ajustarse a las rotaciones producidas por la deriva inelástica...”. A pesar de esta mención del CSCR, no se indica una rotación mínima, con magnitudes exactas, por lo que también podrían interpretarse estas rotaciones mínimas como aquellas permitidas por una conexión de cortante.

Según indica el profesor G. Chacón (comunicación personal, 25 de septiembre del 2020), para el primer caso, casi todas las cargas sísmicas podrían ser absorbidas por el sistema de arriostre, ya que sus articulaciones permiten rotación. Para el segundo caso, los cortantes sísmicos son absorbidos por los arriostres y los marcos de momento, en conjunto, bajo diferentes proporciones.

Esto es, en cierto punto, innecesario, ya que el modelo norteamericano ha demostrado buenos resultados de comportamiento ante eventos sísmicos, como explican R. Tremblay et al. en el *Performance of Steel Structures during the 1994 Northridge Earthquake* (Desempeño de estructuras de acero durante el terremoto de Northridge de 1994), donde estudiaron edificios arriostrados y de marcos de momento afectados por el terremoto, determinando que los edificios más afectados fueron los de marcos de momento. Además, el AISC cuenta con más años de trayectoria en cuanto a análisis de estructuras de acero, ya que, en Costa Rica, el auge de edificios de gran tamaño en acero no ha sido significativo.

La razón por la que se tiende a construir con marcos rígidos más marcos de arriostre tiene como propósito mejorar la fuerza, rigidez y ductilidad de los marcos arriostrados (Costanzo et al., 2018). Sin embargo, el diseño de marcos rígidos dirige a dos inconvenientes constructivos. Primero, un aumento en tiempo constructivo. Esto se debe a que un nudo de momento es más complejo que uno articulado, compuesto por más materiales, esto lleva a un mayor tiempo para su construcción. Como segundo punto, se encuentra el costo. Al requerir más materiales y tiempo, es normal que el costo también sea superior, como mencionan Tahir et al. (2006).

Estas razones expuestas corresponden al problema planteado para el presente proyecto investigativo, que se puede traducir en la siguiente pregunta: ¿es necesario diseñar edificios en

acero con sistemas de arriostre en conjunto con nudos rígidos para cumplir con demandas sísmicas?

### 1.3 Objetivo general

Evaluar la respuesta por capacidad de edificios de acero con marcos de momento y marcos arriostrados concéntricamente (tipo dual) por el método no lineal estático (*push-over*).

### 1.4 Objetivos específicos

- Diseñar un edificio consistente de marcos arriostrado concéntricamente sin nudos de momento.
- Diseñar otro edificio, con dimensiones iguales al anterior, pero que sea integrado por marcos arriostrados concéntricamente junto con marcos de momento.
- Analizar ambos edificios en el programa SAP2000 por el método no lineal estático.
- Determinar la respuesta por capacidad de cada edificio.

### 1.5 Justificación

El CSCR (2010) es una guía de diseño que toda construcción debe respetar en Costa Rica. Esta, cuenta con múltiples secciones para diferentes disciplinas de la construcción. Un apartado se enfoca exclusivamente en construcciones de acero, el cual fue elaborado con una alta influencia de la guía del AISC de Estados Unidos. El AISC es la institución de ese país, encargada de regular las construcciones de acero.

A pesar de que el CSCR obtuviera sus especificaciones, respecto al acero, basándose en las normas AISC. Los marcos son trabajados de diferente manera en los casos presentados. La diferencia reside, básicamente, en los nudos utilizados en marcos con arriostres, como se explicó en el planteamiento del problema.

Recapitulando, unos nudos son rígidos y otros articulados. Para producir un nudo rígido, se requiere de mayor cantidad de soldadura, más pernos e, inclusive, más placas como uniones o como miembros atiesadores. Todo esto para reducir la rotación del nudo, con costo implicado:

aumento del tiempo de fabricación y de costo de la obra. Y, al final, puede no ser necesaria la restricción en esta rotación.

Entonces, en otras palabras, al utilizar marcos arriostrados, la filosofía estadounidense descarta la necesidad de utilizar nudos rígidos. Por otro lado, en Costa Rica se tiende a utilizar, como práctica constructiva, ambos parámetros de diseño en una misma construcción (arriostres en conjunto con nudos rígidos). La trayectoria del AISC en estudios de estructuras de acero, pone en duda la metodología costarricense. Por lo que surge la duda de cuál propuesta es más adecuada a emplear en marcos de acero.

Además de esto, como se detalló previamente, una unión rígida es más compleja, con más piezas y más trabajo requerido. Por lo que su costo puede superar varias veces a aquel de una unión que permita una leve rotación. Parece mucho, pero, al añadir mayor cantidad de soldadura, más pernos, más tiempo de trabajo en su elaboración, más miembros conectores entre otros, la diferencia en costo se vuelve más notoria. Entonces, ¿será necesario aumentar el costo y tiempo de construcción de un edificio para incrementar su resistencia? ¿Es la tendencia de Costa Rica mejor a aquella en Estados Unidos? ¿No es suficiente el sistema de arriostre para tomar todas las cargas sísmicas? El presente informe pretende responder estas preguntas, por medio de evaluación de diferentes edificios de forma presentadas más adelante.

## 1.6 Alcances

- Solamente se analizará un tipo de edificio propuesto, con variaciones en sus marcos. A pesar de que se usarán los mismos elementos para conformar los edificios, se cambiarán las conexiones de vigas a columnas y columnas al suelo.
- Los análisis serán bidimensionales y por método estático únicamente. Solamente se utilizará un método dinámico en el cálculo de derivas como punto de comparación.
- Los análisis se realizarán por método monotónico creciente (*push-over*), deduciendo las capacidades de los edificios a través de este método.
- Se utilizará el programa SAP como herramienta de análisis, corroborando algunos puntos manualmente, mas no todos.



- Se respetarán los lineamientos de diseño propuestos por el AISC y el CSCR, priorizando lo establecido por el CSCR-10.

### **1.7 Limitaciones**

- No se involucrarán cimientos de edificios, suponiendo simplemente conexiones de momento o conexiones articuladas al suelo, dependiendo del edificio.
- No se presupuestará costos de edificios o conexiones, pero considerando el supuesto corroborado por otros investigadores, de que el uso de conexiones de momento eleva el costo de un edificio.
- No se tratará techos de edificios ni ductos para elevadores o escaleras, diseñando los edificios con un diafragma rígido de entrepiso continuo en cada nivel, incluyendo el último.
- No se contemplarán múltiples zonas sísmicas ni tipos de suelo. Solamente se realizarán los cálculos para una Zona Sísmica III y un suelo tipo S3.
- No se diseñarán conexiones específicas, pero se mencionarán conexiones que pueden utilizarse en cada caso.
- Existen muy pocos antecedentes, principalmente nacionales.

### **1.8 Impacto**

La investigación pretende impactar positivamente los procesos de diseño y de construcción, principalmente en Costa Rica. La intención primordial es proponer un tipo de marco dual o influenciar en el inicio de investigaciones para desarrollar una conceptualización de marcos duales en acero.

Con esta investigación, se puede exponer la realidad del empleo de marcos arriostrados y de momento simultáneamente, presentando el desempeño de los marcos. Con esto, se puede crear conciencia de lo innecesario que representa combinar estos tipos de marcos.

Cambiando la forma en la que se perciben los marcos de acero, se puede cambiar los procesos de diseño y de construcción, empezando a utilizar solo uno de los dos tipos de marcos o un tipo verdaderamente dual.

Esto, mencionado previamente, conllevaría a un impacto aún mayor, en temas constructivos. Primero, los tiempos de construcción se verían reducidos, y segundo, la cantidad de material a emplear se vuelve menor. Estos dos aspectos representarían a una alteración positiva en los costos de construcción, dejando como resultado: marcos con costos de producción menores.

También, la investigación respecto a marcos duales puede abrir las puertas a múltiples investigaciones. Otros estudiantes pueden realizar investigaciones respecto a marcos duales, también se pueden desarrollar diferentes experimentos para determinar el comportamiento de posibles marcos duales.

### **1.9 Hipótesis**

No es necesario aumentar el costo de un edificio en acero, utilizando marcos arriostrados, en conjunto con marcos de momento. Sin embargo, es posible alcanzar una combinación ideal de ambos sistemas (edificios duales).

## **Capítulo II: Fundamentación teórica**

### **2.1 Tipos de edificios según el Código Sísmico de Costa Rica**

Según el CSCR-10, existen múltiples tipos de edificios, de acuerdo con la configuración presente en sus marcos. Para esta investigación, se considerarán tres: tipo marco, tipo muro y tipo dual. El primero se refiere a aquellos edificios conformados únicamente por marcos, ya sean en concreto reforzado, acero estructural u otros materiales.

En cuanto a los edificios tipo muro, especifica a aquellos conformados por muros de cortante, en concreto o marcos arriostrados en caso de utilizar acero. Acoplados por medio de diafragmas en cada entrepiso. Respecto a los edificios tipo dual, se entienden como aquellos edificios conformados por una combinación de los dos tipos expuestos anteriormente. Sin embargo, el código establece que, para un edificio poder ser categorizado de este tipo, las columnas en sus marcos deben recibir al menos el 25 % de las cargas por cada nivel, mientras que los muros u arriostres, menos del 75 %.

Estos son los tipos de marcos, establecidos por el código, relevantes para la presente investigación. En las siguientes secciones, se procederá a profundizar, aún más, en estos tipos de edificio y marcos.

### **2.2 Acero estructural**

En el diseño estructural y principalmente sísmico, existen dos conceptos, respecto a materiales, fundamentales y que son opuestos entre sí. Primero, está la ductilidad, la cual puede ser comprendida como “la propiedad que tienen algunos metales de ser extensamente deformados sin que se fracturen” (Smith y Hashemi, 2006, p. 13), ya la segunda sería fragilidad, que puede entenderse como la capacidad de formación de grietas previo a alcanzar plasticidad (Smith y Hashemi, 2006, p. 13).

Son significados importantes, porque hacen referencia a los materiales estructurales más importantes en la construcción, que corresponden al acero y el concreto. El acero, al ser un metal ferroso, presenta una gran ductilidad. Mientras que el concreto, al ser cerámico, presenta mayor fragilidad. Por esta razón, puede inferirse la necesidad de reforzar el concreto con acero al construir.

Una vez establecida esta propiedad del acero como material, se puede generalizar en toda una estructura. En otras palabras, un edificio conformado de marcos de acero presenta como característica importante, una gran ductilidad. Podría surgir una duda respecto a qué importancia posee la ductilidad en un edificio. Y la respuesta sería en relación con la plasticidad. De las definiciones presentadas en la sección inicial de este apartado, se puede establecer una relación con la elasticidad y la plasticidad de los materiales. El acero, al alcanzar grandes deformaciones sin llegar al quiebre, puede decirse que logra alcanzar altas deformaciones plásticas. Por lo que los marcos de acero pueden liberar energía por medio de estas deformaciones antes de colapsar. Esta cualidad en marcos de acero es esencial para su estudio. Gran cantidad de procedimientos de análisis de estructuras en acero, corresponden a análisis plásticos, como lo es el análisis no lineal estático (Bruneau et al., 2011).

Conociendo la principal característica de los marcos de acero, se puede clasificar en tipos, de acuerdo con su configuración. Para este informe, se clasificarán en tres tipos principales, que se expondrán más adelante.

### ***2.2.1 Plasticidad y elasticidad del acero***

La plasticidad y elasticidad son una propiedad de los materiales en general y no solo del acero, como se explicó previamente. Para una mejor comprensión de los conceptos, se realizará una explicación con base en los diagramas presentados en la figura a continuación.

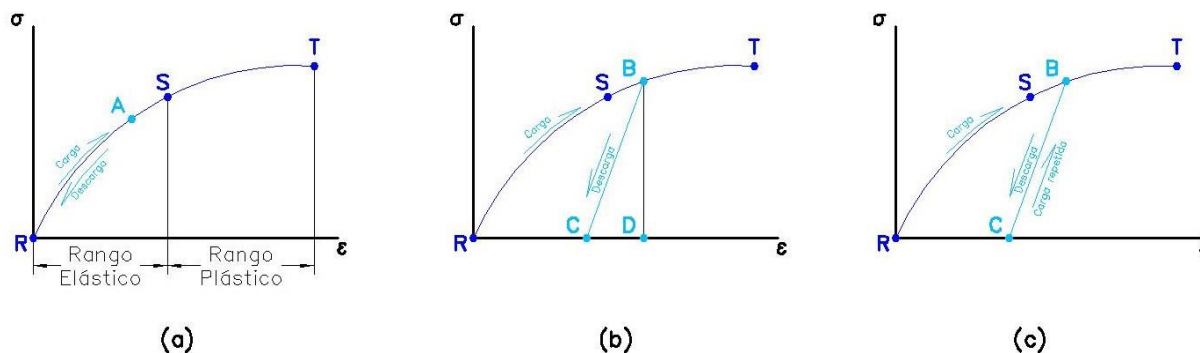


Figura 2.1

## Diagramas de esfuerzo-deformación

(Elaboración propia con base en los conceptos de Gere y Goodno, 2013)

Prestando atención a la figura 2.1, en su sección (a), se observa una curva de esfuerzo-deformación para una probeta hipotética. Si a este material se le aplica una carga para llevarlo a un punto A y se descarga posteriormente, se diría que el material mantuvo sus propiedades elásticas, ya que se mantuvo en el rango elástico. El material es cargado de un punto R a un punto A, al descargarlo, vuelve a su forma original en Gere y Goodno (2013), pues dicen que “esta propiedad de un material, mediante la cual vuelve a sus dimensiones originales, durante la descarga, se denomina elasticidad” (p. 45).

En el diagrama (b) se puede notar como la probeta es llevada a un punto B, sobrepasando el rango elástico hasta el rango plástico. En esta ocasión, la probeta no puede ser descargada para llegar a su forma original en R, sino que se descargará hasta llegar a un nuevo punto C. Por lo que se puede definir plasticidad como “la característica de un material por la cual sufre deformaciones unitarias no elásticas que superan la deformación unitaria del límite elástico” (Gere y Goodno, 2013, p. 46). En otras palabras, la nueva forma de la probeta ya no es descrita por R, sino por C, ya que ha sufrido una deformación permanente. En la definición propuesta, el límite elástico correspondería al punto S en cualquiera de los diagramas, que es donde se pasa del rango elástico al plástico.

Una vez que un material ya alcanzó alguna deformación permanente, debido a haber alcanzado la plasticidad, es evidente que, si sufre una carga nueva, su punto de partida ya no será R, sino C, y su nuevo rango elástico será de C a B, como se aprecia en la sección (c) de la figura

2.1. Esto ocurriría múltiples veces, en caso de cargas cíclicas, hasta que cesen las cargas o hasta que falle la estructura (Gere y Goodno, 2013).

A pesar de que los diagramas en la figura 2.1 fueron representados como una curva, no todos los materiales presentan el mismo comportamiento, por lo que, a continuación, se explicará el comportamiento del acero estructural cuando se le aplica una carga en tensión.

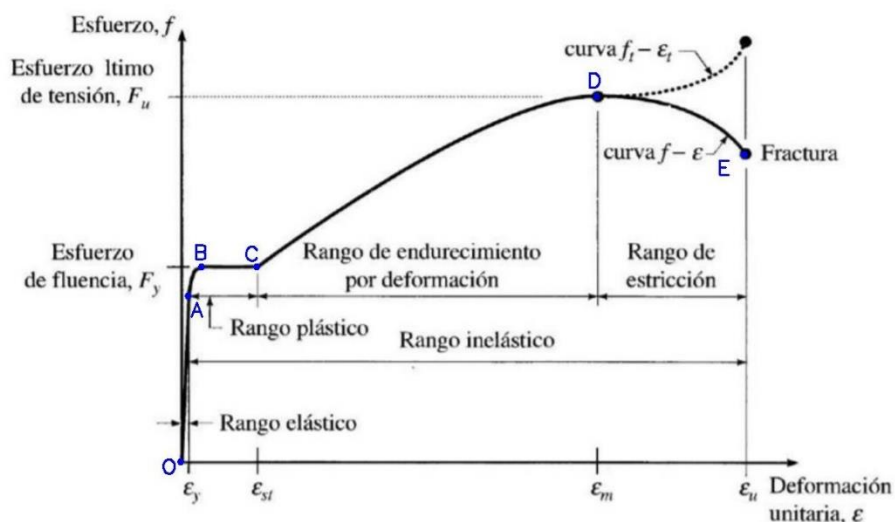


Figura 2.2

Diagrama típico de esfuerzo-deformación para el acero estructural  
(Manrique, s.f., p. 3)

La figura 2.2 demuestra el comportamiento típico, del acero estructural, al deformarse cuando sufre el efecto de una carga tensora. Analizando el diagrama, se pueden establecer dos relaciones entre los rangos de deformación con los rangos de esfuerzo. Primero, se puede notar que, para el rango elástico, las deformaciones son relativamente bajas para cargas relativamente altas. Y, segundo, para el rango inelástico, las deformaciones son significativamente altas para cargas también altas.

Siguiendo la línea del diagrama, iniciando en el origen  $O$  hasta el punto  $A$ , que corresponde al rango elástico, se puede observar un comportamiento lineal, donde la deformación es proporcional a la carga. En este tramo, como se explicó previamente, si la carga es retirada, el acero retomará su forma original.

Después del punto A, se ubica la zona plástica. En el diagrama, se observa un inicio curvado hasta B, para, luego, mantenerse plano hasta C. Esto se debe a que, después de A, las deformaciones empiezan a requerir menor esfuerzo para ocurrir, hasta llegar al punto C, donde aparecen grandes deformaciones con un esfuerzo casi constante, el cual es denominado esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ). En este rango presentado, y como se ha explicado, si se detiene el esfuerzo, el acero presentará deformaciones permanentes y su rango elástico sufrirá modificaciones.

Después del punto C, hasta el punto D, se puede apreciar cómo se vuelve a requerir mayor esfuerzo para aumentar las deformaciones. Gere y Goodno (2013, p. 41) indican que es resultado de un cambio en la estructura cristalina del acero que le endurece. Alcanzando el punto D, se llega al esfuerzo último que puede soportar el acero. Finalmente, como se observa en la figura, el material empieza a ceder ante menor esfuerzo, hasta alcanzar su punto de falla o fractura E. Este último rango se conoce como rango de estricción.

### ***2.2.2 Composición del acero estructural***

El acero es una aleación que resulta al combinar el hierro con el carbono. Por lo que técnicamente es una aleación binaria (a base de dos elementos). Sin embargo, se ha descubierto que incorporar otros elementos a la aleación, puede resultar beneficioso en el desempeño del material. Belzunce (2001) dice que “es posible mejorar estas propiedades (mecánicas) y especialmente adaptar estos productos (acero) a trabajos en condiciones más severas... mediante el uso de elementos de aleación” (p. 21).

Por esta razón es que las normativas, referentes a la producción de piezas de acero estructural, establecen parámetros de elementos en la aleación a base de hierro. Tales elementos pueden ser: manganeso, fósforo, azufre, silicón y cobre. Además del carbono, que ya es esencial para la aleación (ver sección 2.2.3).

Ohkubo et al. (1994) realizaron experimentos para determinar cómo estos elementos influyen en el comportamiento del acero. En su investigación, establecieron relaciones entre los elementos con el comportamiento mecánico del material. Dentro de su investigación, cabe resaltar los puntos presentados en la tabla a continuación.

Propiedad	Relación establecida
- Dureza y resistencia a la tensión	Carbono, nitrógeno, silicio, cromo y molibdeno aumentan la dureza, donde los primeros dos demostraron mejor desempeño. Mientras que el níquel y el cobre demostraron disminución de la dureza. Lo mismo ocurrió para la resistencia a la tensión.
- Esfuerzo de fluencia	El nitrógeno, el carbono, el cromo y el molibdeno demostraron un aumento en el punto de fluencia del acero, mientras que el níquel y el cobre disminuyeron su valor.

Tabla 2.1

Alteración por presencia de elementos en las propiedades mecánicas del acero.  
(Elaboración propia con base en la investigación de Ohkubo et al., 1994, pp. 766 y 767).

Se puede creer que la dureza es buena para el acero. Sin embargo, cuanto más duro sea un material, mayor será su fragilidad (Smith y Hashemi. 2006). Por lo tanto, de acuerdo con lo explicado al inicio de la sección 2.2, la menor dureza del material ayudará a su ductilidad. Por lo tanto, la dureza puede ser beneficiosa hasta un punto donde no sacrifique la ductilidad del acero estructural.

### **2.2.3 Tipos de acero estructural**

El AISC es la institución, en Estados Unidos, encargada de mejorar los diseños y la construcción en acero, como material estructural. La entidad, que no posee fines de lucro, se encarga de desarrollar códigos, especificaciones y estandarizaciones en torno al acero estructural. También se desenvuelve en investigación, enseñanza y asistencia técnica. La organización, fundada en 1921, tiene como misión aumentar la cantidad de edificios en acero y mejorar las cualidades del material, para que se adecúe a las necesidades constructivas (AISC, 2020).

En la publicación del AISC llamada *Specification for Structural Steel Buildings*, también conocida como ANSI/AISC 360-16, se establecen normativas que deben respetar el acero estructural. Para la elaboración de perfiles laminados en caliente, especifica que se debe respetar la norma ASTM A6. Mientras que permite diferentes tipos de acero estructural para estos perfiles,



los cuales también deben respetar normas estandarizadas. Para esta tesis, se explicarán dos tipos de acero estructural: ASTM A36 y ASTM A992.

Para cada uno se podrán observar parámetros químicos establecidos. Esto es importante porque, como se explicó previamente, la composición del acero varía su desempeño mecánico. Por esta misma razón, se presentarán parámetros mecánicos que los tipos de acero deben respetar.

### 2.2.3.1 ASTM A36/A36M-01. Especificación estándar para acero estructural con carbón.

Este tipo de acero está pensado para el uso en perfiles, placas y barras que se emplearán en puentes, edificios y otras estructuras apertadas o soldadas (ASTM, pág.1, 2001). En la siguiente tabla, se presentan los parámetros de elementos que debe contener este tipo de acero para cumplir con la norma correspondiente.

Parámetro	Formas		Placas			
	Todas	Menos de 20	De 20 a 40	De 40 a 65	De 65 a 100	Más de 100
Espesor (mm)						
Carbono	0.26	0.25	0.25	0.26	0.27	0.29
Manganeso	N/A	N/A	0.80-1.120	0.80-1.120	0.85-1.120	0.85-1.120
Fósforo	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
Azufre	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
Silicón	0.40	0.40	0.15-0.40	0.15-0.40	0.15-0.40	0.15-0.40
Cobre	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20

Tabla 2.2

Propiedades químicas del acero A36 en perfiles y placas (en %).  
(Elaboración propia con base en lo establecido por ASTM, 2001).

Una vez establecidas las propiedades químicas del acero presentado, se procede a presentar una tabla con propiedades mecánicas que deben cumplir las piezas a base del acero A36.

Placas, figuras y barras	
Capacidad en tensión (MPa)	400-550
Punto de fluencia (MPa)	250 (36kips)
Placas y barras	
Deformación en 200mm (%)	20
Deformación en 50mm (%)	23
Figuras	
Deformación en 200mm (%)	20
Deformación en 50mm (%)	21

Tabla 2.3

Propiedades mecánicas del acero A36

(Elaboración propia con base en lo establecido por ASTM, 2001)

### 2.2.3.2 ASTM A992/A992M-11. Especificación estándar para figuras de acero estructural.

Este tipo de acero está pensado para ser empleado únicamente en figuras de acero que son utilizadas para marcos de edificios, puentes y otras estructuras (ASTM, p. 1, 2011). Al igual que en el apartado anterior, se expondrá a continuación una tabla con las propiedades químicas del acero, seguida de otra tabla con algunas propiedades mecánicas de este.

Elemento	Composición (%)
Carbono	0.23
Manganeso	0.50 a 1.60
Silicón	0.40
Vanadio	0.15
Columbio	0.05
Fósforo	0,035
Azufre	0.045
Cobre	0.60
Níquel	0.54

Cromo 0.35

Tabla 2.4

Propiedades químicas del acero A992 en perfiles y placas.  
(Elaboración propia con base en lo establecido por ASTM, 2011).

Parámetro	Valor
Capacidad en tensión (MPa)	450
Punto de fluencia (MPa)	345 a 450
Deformación en 200mm (%)	18
Deformación en 50mm (%)	21

Tabla 2.5

Propiedades mecánicas del acero A992.  
(Elaboración propia con base en lo establecido por ASTM, 2011).

### 2.2.4 Perfiles W de acero estructural

En este apartado, se expondrá una breve explicación de los perfiles W en acero estructural, para una mejor comprensión de apartados más adelante, sobre su geometría y características sobresalientes.

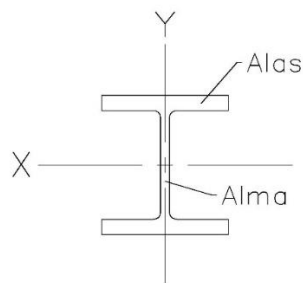


Figura 2.3

Sección típica de perfil W en acero.

(Elaboración propia en base al Steel Construction Manual del AISC, 2018).

En la imagen anterior, se puede ver la forma típica, en corte, de un perfil W. Este es conformado por dos alas en sus extremos, unidos por un alma. La longitud de la pieza, sobre el eje y, se le conoce como “d” o profundidad; y en el eje x como “ $b_f$ ” o ancho; mientras que a su espesor

se le conoce como “t”. Debido a su forma, se puede establecer, indiferentemente de sus dimensiones, que en el eje X, se presenta mucha mayor inercia que en el eje Y (AISC, 2018).

De esta idea anterior, puede concluirse que un perfil W es más rígido en su eje X. Por lo tanto, aparece una característica importante de los perfiles mencionados, la cual corresponde a que poseen un eje débil (eje Y) y un eje fuerte (eje X). Esto, gracias a la diferencia en sus inercias, ya que: “en términos matemáticos es el eje (eje fuerte) respecto al cual la sección tiene mayor momento de inercia” (Pérez y Guardiola, s.f., p. 5)

### **2.3 Tipos de conexiones en marcos**

Para este documento, se presentarán tres tipos de conexiones, las cuales, de acuerdo con su composición, transmiten las cargas de manera diferente. Estos tipos de conexión son: conexiones de cortante, conexiones parcialmente restringidas y conexiones totalmente restringidas.

#### ***2.3.1 Conexiones de cortante***

Una conexión de cortante es aquella que permite a los miembros unidos a ella una libre rotación, en el extremo del miembro, al sufrir una carga. A pesar de que ninguna conexión permite la libre rotación de los miembros, la restricción a rotación que deben presentar este tipo de conexiones es lo suficientemente baja como para omitirla (AISC, 2018). En la figura 2.4, se puede observar un tipo de conexión a cortante.

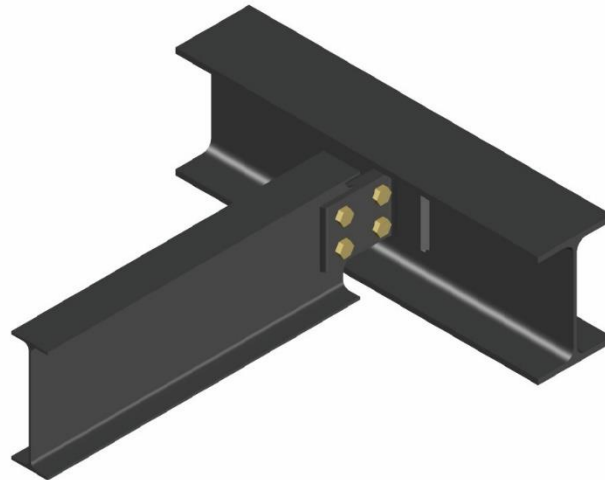


Figura 2.4  
Conexión a cortante a dos lados.  
(Elaboración propia).

La conexión presentada en la figura 2.4 representa el ejemplo más común de conexiones de cortante. Para el caso de la figura, corresponde a una conexión de una viga de carga a una viga. La viga de carga se encuentra conectada del alma por dos angulares (uno a cada lado), con el alma de la viga. Los angulares se presentan unidos a la viga por la soldadura. Se puede asumir que la viga de carga presenta grandes grados de libertad de rotación, ya que la conexión a su extremo corresponde a una conexión de cortante, de acuerdo con la explicación previa.

Otra forma en la que se pueden presentar las conexiones de cortante es con solo una placa, a un extremo del elemento soportado. La forma en la que este tipo de conexión, al igual que las de doble lado, funcionan, es por medio de deformaciones plásticas en el elemento conector y el elemento soportado (Hewitt, 2006). Por lo que estas conexiones pueden tener piezas de soporte en sus alas, pero no pueden restringir esta capacidad de rotación.

Estas conexiones son ideales cuando las reacciones son muy altas, y presentan la ventaja de ser muy compactas, ya que la conexión no tiende a expandirse fuera de las alas del elemento conectado (AISC, 2018).

### 2.3.2 Conexiones parcialmente restringidas

AISC define este tipo de conexión (2018, pp. 11-12) como una conexión capaz de transmitir momento, pero con rotaciones que no pueden ser despreciadas. Por lo que se pueden colocar como una alternativa de conexión que se ubica, de acuerdo con sus capacidades, en medio de las conexiones de cortante y las conexiones totalmente restringidas.

Como en las conexiones a cortante, las conexiones parcialmente restringidas disipan energía con rotación de sus miembros, pero también deben presentar cierta rigidez. Geschwinder (1991) presenta una explicación clara del funcionamiento de las conexiones parcialmente restringidas. Él ejemplifica utilizando una viga con conexiones a ambos extremos y dice que el comportamiento de la viga ante una carga distribuida dependerá de las conexiones. Las conexiones pueden entenderse como “resortes rotacionales”, donde el momento en el resorte estará dado por un factor de rigidez multiplicado por la capacidad de rotar de la conexión. Por lo que, inversamente, la capacidad de rotar de la conexión está dada por el momento en la conexión dividido por el factor de rigidez.

De la explicación previa, se puede comprender a las conexiones parcialmente restringidas como aquellas con una media rigidez. No tan despreciable para no ser considerada, como en las conexiones de cortante; pero no tan rígida que, contrariamente, se desprecien las rotaciones.

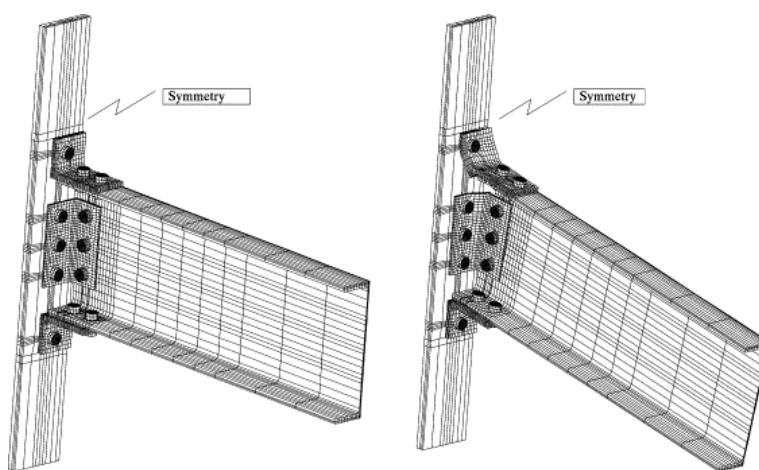


Figura 2.5  
Conexión parcialmente restringida.  
(Citipitioglu et al., 2002).

En la figura 2.5, del lado derecho, se puede observar el comportamiento esperado, que ya se ha explicado, de una conexión parcialmente restringida, respecto a rotación. La figura también sirve para explicar la usual configuración de este tipo de conexiones. El AISC (2018) describe estas conexiones como conexiones a cortante complementadas por elementos en las alas del elemento conectado. En la figura 2.5, se puede observar no solo angulares en el alma de la viga, sino que también existen angulares en ambas alas del elemento.

### 2.3.3 Conexiones totalmente restringidas

Las conexiones totalmente rígidas pueden intuirse, basándose en las explicaciones anteriores, como las conexiones donde las rotaciones pueden despreciarse y la rigidez de los miembros es una característica fundamental.

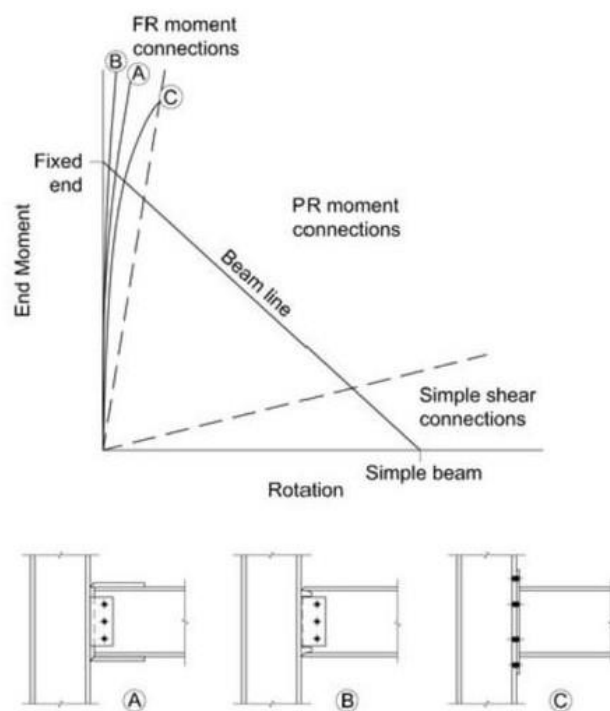


Figura 2.6  
Comportamiento típico de algunas conexiones.  
(AISC, 2018, p. 12-2).

En la figura 2.6, se puede observar un diagrama, presentando el comportamiento de las conexiones de momento la línea punteada con mayor inclinación representa el comportamiento de las conexiones totalmente restringidas, mientras que la de menor inclinación describe a las conexiones de cortante. Al ser un diagrama de momento-rotación, se puede asegurar que las conexiones totalmente restringidas permiten muy bajas rotaciones a altos momentos, mientras que las conexiones de cortante rotan a momentos más bajos.

En la parte inferior del diagrama, se muestran tipos comunes de conexiones totalmente restringidas y se muestra su comportamiento en el diagrama. Este tipo de conexión requiere de mucho cuidado de diseño y de construcción, ya que deben soportar mayores cargas de trabajo. A pesar de esto, son altamente utilizadas en edificios de acero. Schneur (2009) redactó una guía con 60 sugerencias para trabajar adecuadamente este tipo de conexiones.

## **2.4 Marcos de momento**

Los marcos de momento son aquellos conformados únicamente por vigas y columnas, donde las vigas son conectadas rígidamente a las columnas. Por lo que las cargas sísmicas son transmitidas principalmente por los elementos mencionados. Al encontrarse conectados rígidamente, la única forma por la que se pueden disipar cargas laterales es por medio del pandeo en los elementos (Bruneau et al., 2011).

### ***2.4.1 Elementos en marcos de momento***

Como se explicó previamente, los marcos de momentos están conformados por vigas y columnas únicamente, por lo que se pueden resaltar tres elementos que componen estos marcos, siendo los primeros dos los ya mencionados, y el tercero corresponde a los nodos de unión entre viga y columna. Al funcionar los marcos de momento, basándose en las deformaciones de vigas y columnas, es esencial prestar mucho cuidado al tercer elemento que, a su vez, puede descomponerse en dos partes: la zona panel y las conexiones.



**2.4.1.1 Zona panel.** La zona panel puede definirse como la altura en la columna, donde interseca a alguna viga, por el ancho de la columna. Esta zona es muy importante, ya que es donde se transmiten los momentos, cortantes y cargas axiales entre vigas y columnas. Y, a pesar de que pueden presentar deformaciones plásticas ante eventos sísmico, es fundamental evitar su fallo. (Hernández, 2019)

La principal forma en la que estos fallan es por medio de la tensión. Cuando una viga, resultado de cargas laterales, hala las alas de una columna, puede ocasionar la fluencia del acero y llevarlo a deformaciones significativas. Por esta razón, es recomendable colocar placas de continuidad entre las alas de las vigas. Logrando de esta forma que la estabilidad de la zona no dependa únicamente de las alas en las columnas (Burneau et al., 2011).

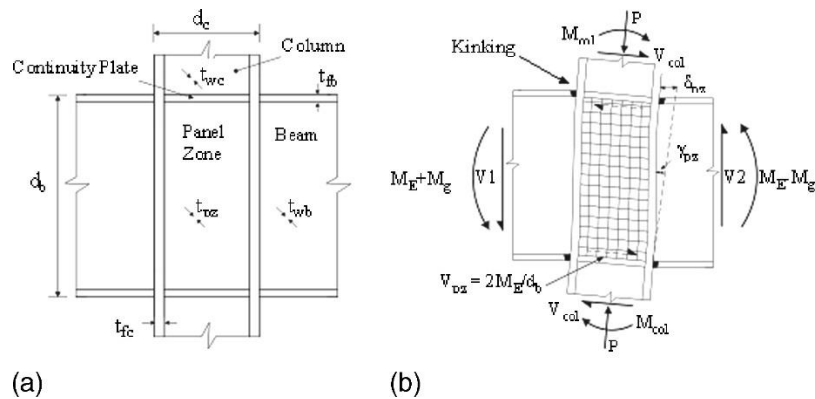


Figura 2.7

Fuerzas internas transmitidas por la zona panel  
(Fleischman et al. 2007),

En la figura 2.7, se puede apreciar características de la zona panel. En la sección (a) se puede apreciar la zona panel con placas de continuidad, para crear una continuidad en las alas de las vigas. En la sección (b) se puede distinguir el comportamiento de deformación esperado para una zona panel, resultado de las cargas que se muestran en la misma imagen.

**2.4.1.2 Conexiones en marcos de momento.** Estos miembros también son de mucho cuidado, ya que deben permitir las deformaciones en los otros elementos ya mencionados, pero manteniendo su fuerza interna y rigidez (Bruneau et al., 2011).

Reiteradamente, se ha mencionado la importancia de la ductilidad en el acero estructural, para disipar cargas sísmicas de manera plástica. Esto es cierto para los elementos vistos anteriormente; sin embargo, para las conexiones no es el caso. Para los marcos de momento, las conexiones deben de soportar grandes cargas, sobrellevando pequeñas deformaciones elásticas, únicamente. En otras palabras, las conexiones deben ser evaluadas como un elemento no dúctil en marcos de momento (Bruneau et al., 2011). De acuerdo con lo presentado en la sección 2.3, los marcos de momento deben poseer conexiones del tercer tipo: totalmente restringidas.

El porqué de la importancia en la precaución respecto a las conexiones y la zona panel se entenderá mejor en el siguiente apartado, donde se resume la historia de los marcos de momento y la evolución en sus conexiones.

#### **2.4.2 Historia de los marcos de momento**

Históricamente, los primeros edificios en acero corresponden a edificios con marcos de momento en las grandes ciudades de Estados Unidos, a finales del siglo de 1800. El acero surgió, como materia prima constructiva, por un déficit en las capacidades brindadas por el acero; ya que, en el momento, no se podían construir edificios de más de 10 pisos con este material. Con el acero, se inició la era de los rascacielos. Originalmente, los edificios de acero eran construidos con remaches en sus uniones. Sin embargo, alrededor de los años 50, más de media década después, los avances en soldadura y pernos más resistentes, cambió el sistema de conexión al que se evidencia en la actualidad (6, 2009).

Inicialmente, Bruneau et al. (2011), dan a entender que los edificios en acero no contemplaban precauciones sísmicas, pero demostraron, después de importantes sismos, que presentaban buen desempeño para resistir cargas laterales. Sin embargo, el acontecimiento que cambió a los marcos de momento, al menos en occidente, fue el terremoto de Northridge.

Este terremoto ocurrió el 17 de enero de 1994 alrededor de la 4:30 de la mañana. El acontecimiento sacudió el valle de San Fernando en California con una magnitud de 6.7 por hasta

10 segundos. Logró causar desastres 30km a la redonda de la ciudad de Northridge, de ahí su nombre, y logró ser detectado a distancias tan largas, que hubo reportes en Las Vegas, Nevada. El sismo ocasionó más de 50 muertes y dañó miles de estructuras (Telemundo 52, 2019). A pesar de que el terremoto dañó alrededor de 200 estructuras en acero, los daños arquitectónicos no fueron infligidos en estas, por lo que los daños fueron descubiertos hasta el momento de inspeccionar el esqueleto de acero de los edificios. Estos se localizaron en las conexiones a momento de los edificios.

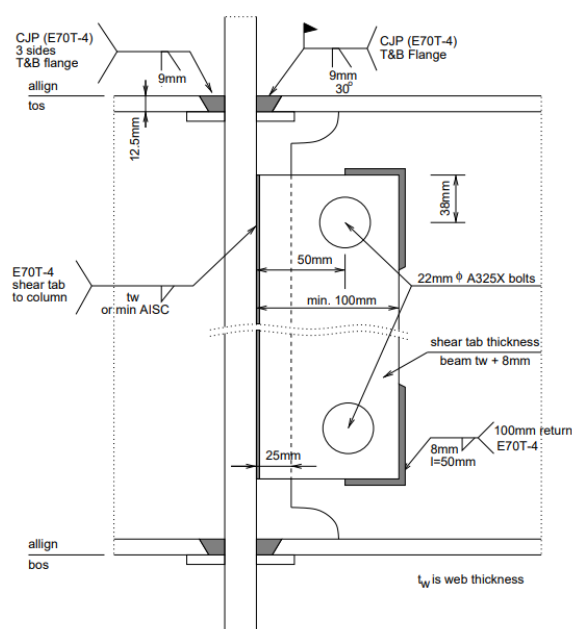


Figura 2.8

Conexiones de momento previas al terremoto de Northridge.  
(Stojadinovic et al., 2000)

La figura 2.8 muestra una típica conexión utilizada antes del terremoto de Northridge. En esta se puede observar una placa a cortante en el alma de la viga, conectada a un ala de la columna. En el alma, se puede notar la conexión apernada, mientras que en la columna se especifica una soldadura. La conexión se convierte en totalmente rígida por la soldadura de las alas de la viga a las alas de la columna. También se puede distinguir la presencia de placas de continuidad.

Dentro de los principales fallos identificados en conexiones después del terremoto de Northridge, caben resaltar la fractura de soldaduras en las alas inferiores, debido a poca deformación en vigas. Este efecto puede atribuirse a factores como mala calidad de soldadura, el proceso de soldadura y los canales de acero para la soldadura (Civjan et al., 2000). Stondjanovic et al. (2000) especifican que, en el momento del terremoto, no existían requerimientos especificados para la dureza de la soldadura, soliendo utilizar soldaduras con dureza superior a la de los materiales que conectaban.

Como se ha explicado previamente, mayor dureza implica mayor fragilidad. Y eso fue lo que ocurrió en las soldaduras fracturadas: fallas frágiles. Por esta razón, las soldaduras fallaron antes que otros elementos logaran deformarse plásticamente.



a. Fracture at Fused Zone

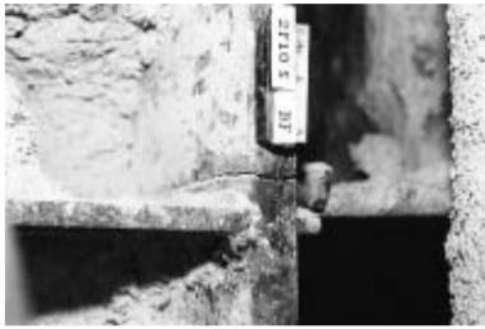


b. Column Flange "Divot" Fracture

Figura 2.9

Fracturas de soldaduras en el terremoto de Northridge.  
(FEMA, 2000).

En la figura 2.9 se puede apreciar fotos recuperadas después del terremoto de Northridge. En ellas se aprecia la falla frágil en las soldaduras inferiores de vigas a columna. Una vez iniciada la fractura, aparece un punto frágil en la estructura en forma de grieta. Esta grieta se propagó hasta las alas de las vigas y a las alas y almas de las columnas (FEMA, 2000b). Ejemplos de esta propagación son presentadas en la figura 2.10.



a. Fractures through Column Flange



a. Fracture Progresses into Column Web

Figura 2.10

Fracturas en columnas en el terremoto de Northridge.  
(FEMA, 2000b).

Posterior al evento sísmico, FEMA fundó el “SAC Joint Venture”, una organización conformada por la *Structural Engineers Association of California* (SEAOC) [Asociación californiana de ingenieros estructurales], *Applied Technology Council* (ATC) [Consejo de tecnologías aplicadas] y la *California Universities for Research in Earthquake Engineering* (CUREE) [Universidades californianas para la investigación en ingeniería sísmica] (FEMA, 2000b). Esta agrupación se encargó de estudiar las fallencias en edificios que les causaron daños durante el terremoto de Northridge, para proponer soluciones. El SAC ha publicado múltiples documentos, donde detallan procedimientos a seguir para mejorar el diseño.

Dentro de los alcances logrados por el SAC, está la proposición de conexiones precalificadas de momento. Estas han sido resultado de múltiples experimentados elaborados por ellos mismos e investigadores independientes (FEMA, 2000). Estas conexiones precalificadas no serán explicadas en esta investigación, ya que sobrepasa los intereses de esta.

### **2.4.3 Desempeño sísmico de los marcos de momento**

Generalmente, las fuerzas internas de los elementos de una estructura corresponden a fuerza axial, fuerza cortante y momento. Analizando, desde un punto de vista sísmico, sin considerar cargas gravitacionales por ocupación de la estructura, Burneau et al. (2011) proponen las siguientes conclusiones respecto al comportamiento de los elementos:

Las vigas presentan altos momentos, concentrados en sus extremos, y relativamente bajas cargas axiales y de cortante. Las columnas presentan altos momentos y poca carga cortante, pero altas cargas axiales, debido a las deformaciones de la estructura en general. Por otro lado, las zonas panel presentan transmisión de todas las cargas, con valores altos (p. 348).

La forma con la cual se disipan estas cargas internas en los elementos es por medio de rotación de la estructura y pandeos laterales y locales, respetando parámetros establecidos por códigos de diseño sísmico. A pesar de que los pandeos son necesarios, es importante evitar el pandeo de las columnas, ya que no es un fenómeno dúctil. En otras palabras, las columnas pueden pandearse, pero solo manteniendo sus cualidades elásticas (Schneider y Roeder, 1992).

La forma de evitar el pandeo en columnas es por el proceso de diseño de columna fuerte/viga débil, o SCWB por sus siglas en inglés (*Strong-Column/Weak-Beam*). Esto ocurre porque un marco logra disipar mayor energía histerética cuando se forman deformaciones plásticas en las vigas antes que en las columnas. Estudios han demostrado que estructuras con columna débil/viga fuerte o WCSB, por sus siglas en inglés, presentan un requerimiento de ductilidad de hasta tres veces superior al esperado para un sistema SCWB (Schneider y Roeder, 1992). Lo anterior, se logra cuando la suma de la resistencia de momento en las columnas es superior a la suma de resistencia de momento en las vigas.

#### ***2.4.4 Tipos de marcos de momento***

El AISC, en su código ANSI A341-16 (*Seismic provisions for structural Steel buildings*), establece seis tipos diferentes de marcos de momento. A continuación, se presenta una tabla con cuatro de estos tipos de marcos. La razón por la cual solo se presentan cuatro, es porque son aquellos que coinciden con los propuestos por el CSCR-10.

Nombre	Abreviatura	Características
Marcos Ordinarios	OMF	Estos marcos deben proveer una deformación inelástica mínima. Se pueden utilizar conexiones parcialmente restringidas o totalmente restringidas.
Marcos Intermedios	IMF	Estos marcos pueden presentar deformaciones inelásticas limitadas en sus vigas, columnas y zona panel. El desempeño de sus elementos debe ser diseñados de acuerdo con estándares establecidos. Sus conexiones deben permitir una rotación de al menos 0.02rad.
Marcos Especiales	SMF	Los SMF deben permitir deformaciones inelásticas significativas por medio de sus vigas y sus zonas panel. Sus conexiones deben permitir una rotación de al menos 0.04rad.
Marcos especiales a base de armaduras	STMF	Estos marcos deben permitir deformaciones inelásticas significativas en sus secciones tipo armadura. Los claros no pueden exceder los 20m

Tabla 2.6

Tipos de marcos de momento y características.

(Elaboración propia con base en lo establecido por AISC (2016) y CSCR (2010)).

Los otros dos tipos de marcos de momento establecidos por el AISC corresponden a aquellos con vigas en voladizo. Sin embargo, al no ser comprendidos por el CSCR-10, no serán estudiados en este marco teórico.

De acuerdo con la tabla 2.6 y la dirección del presente apartado (2.4) en relación con marcos de momento, puede establecerse que las explicaciones teóricas brindadas previas a este punto se relacionan más con el tercer tipo de marco expuesto en la tabla. Hasta el momento, la teoría presentada ha mostrado un enfoque en la importancia de la plasticidad en los edificios conformados por acero estructural.

Si se observan las características de los marcos ordinarios e intermedios, se puede notar una limitación en el comportamiento plástico de sus miembros, mientras que los marcos especiales

permiten deformaciones inelásticas significativas. Por lo tanto, se puede decretar que el enfoque brindado hacia los marcos de momento es más para marcos especiales de momento (SMF) que algún otro. A pesar de esto, no se indagará más respecto a marcos de momento, ya que, a pesar de que es importante comprender su funcionamiento, en esta tesis no se diseñará ningún edificio conformado por marcos de momento únicamente.

## **2.5 Marcos arriostrados concéntricamente**

Burneau et al. (2011) definen a un marco arriostrado como una cercha en voladizo, plana y en vertical (p. 499). A diferencia con los marcos de momento, los marcos arriostrados disipan cargas laterales por medio de la deformación de los elementos de arriostre. Al encontrarse en posición vertical y en ambas direcciones del marco, unos elementos de arriostre disipan energía por medio del pandeo al ser comprimido, mientras que otros fluyen al ser tensados. Este mecanismo evita depender en deformaciones en vigas y columnas, mientras que el opuesto correspondería al propósito de los marcos de momento.

### ***2.5.1 Elementos de los marcos arriostrados concéntricamente***

El principal elemento de estos marcos corresponde a los arriostres. Estos deben ser diseñados para sustentar deformaciones plásticas cíclicas, de manera estable, y deben ser seleccionados de manera cuidadosa, ya que deben tener una relación de grosor-espesor y una esbeltez adecuada para comportarse como se desea ante un evento sísmico (Burneau et al., 2011).

Los arriostres en estos marcos funcionan transmitiendo cargas axiales, y disipándolas a través de su deformación. Observando la figura 2.11, se puede notar el comportamiento de estas cargas axiales sobre los arriostres. En la imagen del medio, se puede apreciar cómo, al aplicar una carga de izquierda a derecha, el arriostre de la izquierda se tensa al sufrir carga de tensión, mientras que el de la derecha se pandea al sufrir cargas de compresión. Por otro lado, en la imagen inferior, se puede apreciar una carga revertida (de derecha a izquierda), obteniendo un comportamiento igualmente inverso.



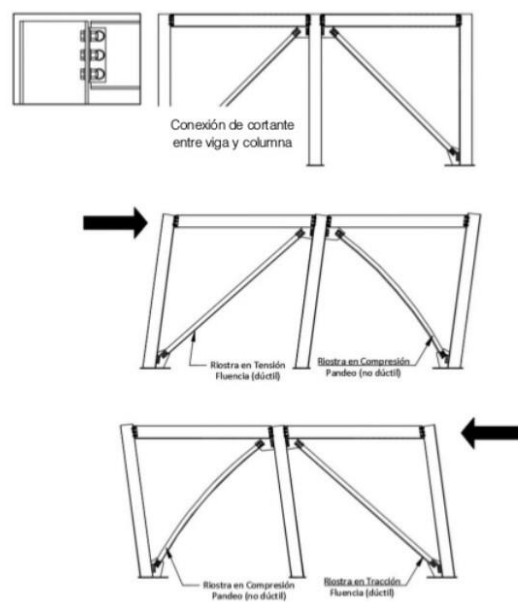


Figura 2.11

Comportamiento de arriostres en marcos arriostrados concéntricamente.  
(Secretaría de Gestión de Riesgos et al., 2016, p. 32).

Estos comportamientos son una característica importante de los elementos de riostre y varían de acuerdo con las propiedades mecánicas de los elementos que los conforman, principalmente su esbeltez y su relación ancho-espesor. Esta idea será mejor comprendida en el estudio del comportamiento sísmico de estos marcos.

Otro elemento importante corresponde a las conexiones de los arriostres al marco. Estas conexiones deben ser más resistentes que los elementos que estas conectan, ya que deben permitir la deformación de los elementos de riostre, manteniendo su forma.

Las conexiones presentan un factor importante en el comportamiento de los arriostres, también. Ya que el tipo de conexión afectará la esbeltez del miembro. Burneau et al. (2011) establecen que la deformación de un arriostre a compresión se dará como se muestra en la figura 2.12.

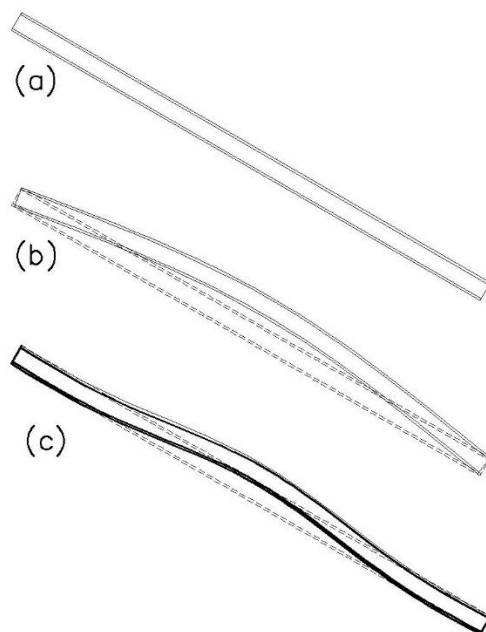


Figura 2.12

Deformación de arriostres de acuerdo con su conexión, ante cargas de compresión.  
(Elaboración propia con base en lo establecido por Bruneau et al. 2011).

En la figura 2.12 (a), se puede apreciar un arriostre sencillo, mientras que en la sección (b) puede interpretarse como un arriostre sometido a compresión cuyas conexiones son de cortante. Por otro lado, la parte (c) sería el comportamiento ante conexiones restringidas. Es importante comprender el hecho de que las conexiones afectan los arriostres. No obstante, no se profundizará más en este tema específico, ya que las conexiones trascienden el enfoque de esta tesis.

### ***2.5.2 Historia de los marcos arriostrados concéntricamente***

Bruneau et al. (2011) indican que los precursores de los marcos arriostrados son las cerchas, de hierro, utilizadas en el siglo XVIII para soportar cargas de vientos en techos de múltiples edificios. Luego, aparecieron cerchas en el siglo XIX para puentes de acero de largas distancias. Originalmente, se utilizaron elementos diagonales entre marcos, en especial cuerdas, para disipar cargas de viento en estructuras de cierta altura.

Con el paso del tiempo, la investigación sobre los sistemas arriostrados demostró una alta capacidad de comportamiento dúctil ante cargas laterales. Pero los arquitectos tendían a evitar el uso de riostras en sus edificios, ya que implicaban claros del edificio obstruidos por miembros de acero.

El terremoto de Northridge no solo es un acontecimiento histórico importante para los marcos de momento, sino que también afectó el desarrollo de los marcos arriostrados. Sabelli y Uriz (2019) indican que, previo a los sismos de Northridge de 1994 y Kobe de 1995, los ingenieros estadounidenses y japoneses recurrían escasamente al uso de estructuras arriostradas, fuera de naves industriales. Esto debido a que estudios anteriores sugerían un mal comportamiento del tipo de configuración para la disipación de cargas sísmicas. Sin embargo, después de los acontecimientos telúricos mencionados, se encontraron algunos edificios arriostrados que presentaron de cero a muy leves daños, en contraste con edificios de momento que concluyeron en conexiones fracturadas de manera frágil. A pesar de que ya se había realizado investigación sobre marcos arriostrados, fueron estos acontecimientos los que marcaron el cambio para este tipo de marco.

### ***2.5.3 Desempeño sísmico de los marcos arriostrados concéntricamente***

La disipación de energía histerética de los arriostres dependerá principalmente de estas relaciones (elementos de arriostre y conexiones) presentadas anteriormente, principalmente ante el efecto de cargas de compresión. Pensamientos tempranos consistían en el uso de una relación de ancho-espesor baja, para que, al sufrir compresión, lograra deformarse más y disipara mayor cantidad de energía. Mientras tanto, en la actualidad, se tienden a utilizar elementos más robustos, que dependen más de la fluencia ante tensión, sobre las deflexiones ante compresión (Bruneau et al., 2011).

Para comprender esta idea anterior, primero es importante comprender el comportamiento histerético de un arriostre. Pero, primero, es importante conocer la terminología. Para comprender este comportamiento de los elementos de arriostre, aparece la carga axial ( $P$ ) que es positiva para tracción y negativa para compresión. También se tiene el desplazamiento axial ( $\delta$ ) y el desplazamiento trasversal ( $\Delta$ ).

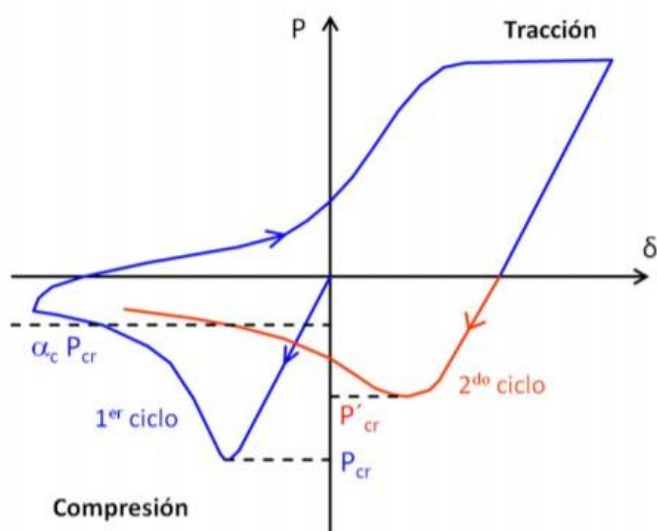


Figura 2.13  
Comportamiento histerético de un arriostre.  
(Crisafulli, 2018, p. 118).

Crisafulli (2018) expone este comportamiento histerético de la siguiente manera. Analizando la figura 2.13, se puede observar que, al cargar el elemento con carga compresiva, este experimenta una deformación axial negativa (se comprime). Al alcanzar el punto  $P_{cr}$ , se alcanzó el pandeo global del ríostre, por lo que se puede decir que en este punto inicia el rango plástico del miembro y es donde aparecería una rótula plástica a la mitad.

Después de la rótula, el elemento pierde significativamente su resistencia axial, demostrado como un aumento no lineal en la curva presentada en la figura. Al aumentar la carga  $P$  positivamente (tracción), el ríostre experimenta deformaciones axiales positivas, por lo que se puede decir que sufre un alargamiento, resultado de la fluencia en el acero. Al iniciar un segundo ciclo de carga, se puede apreciar como la capacidad del elemento ha sufrido una reducción de su capacidad, debido a las deformaciones plásticas.

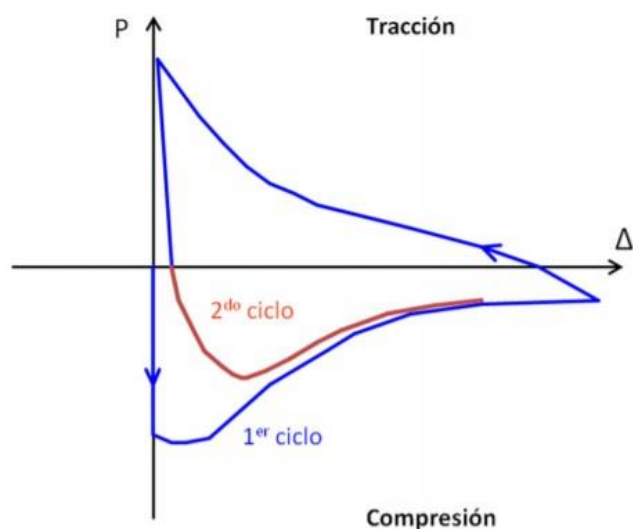


Figura 2.14

Deformaciones laterales de un arriostre tras la disipación de energía histerética. (Crisafulli, 2018, p. 118).

Apreciando la figura 2.14, se observan las deformaciones laterales del elemento de arriostre, que ocurren simultáneamente a las deformaciones axiales. Cuando se alcanza la mayor deformación, es cuando se alcanzó la rótula y, por esta razón, las cargas de tracción no lograrían devolver a su forma, quedando una deformación permanente.

La esbeltez y la relación ancho-espesor juegan un papel importante en el desarrollo de las curvas presentadas anteriormente y en el desempeño de los arriostres en general. La primera se obtiene de  $KL/r$ , donde  $K$  es el factor efectivo de longitud (resultado de las libertades en sus extremos, como se aprecia en la figura 2.12),  $L$  es la longitud del arriostre y  $r$  es el radio de giro del miembro sobre el eje que se estudia. La relación ancho-espesor es, como el nombre lo dice,  $b/t$ .

**2.5.3.1 Efecto de la esbeltez en el comportamiento de arriostres.** Black et al. (1980) realizaron una investigación donde establecieron el comportamiento histerético de varios elementos con conexiones apernadas en sus extremos. Las probetas fueron elementos típicos de arriostre con diferentes valores de esbeltez. Las tres imágenes a continuación muestran estos comportamientos.

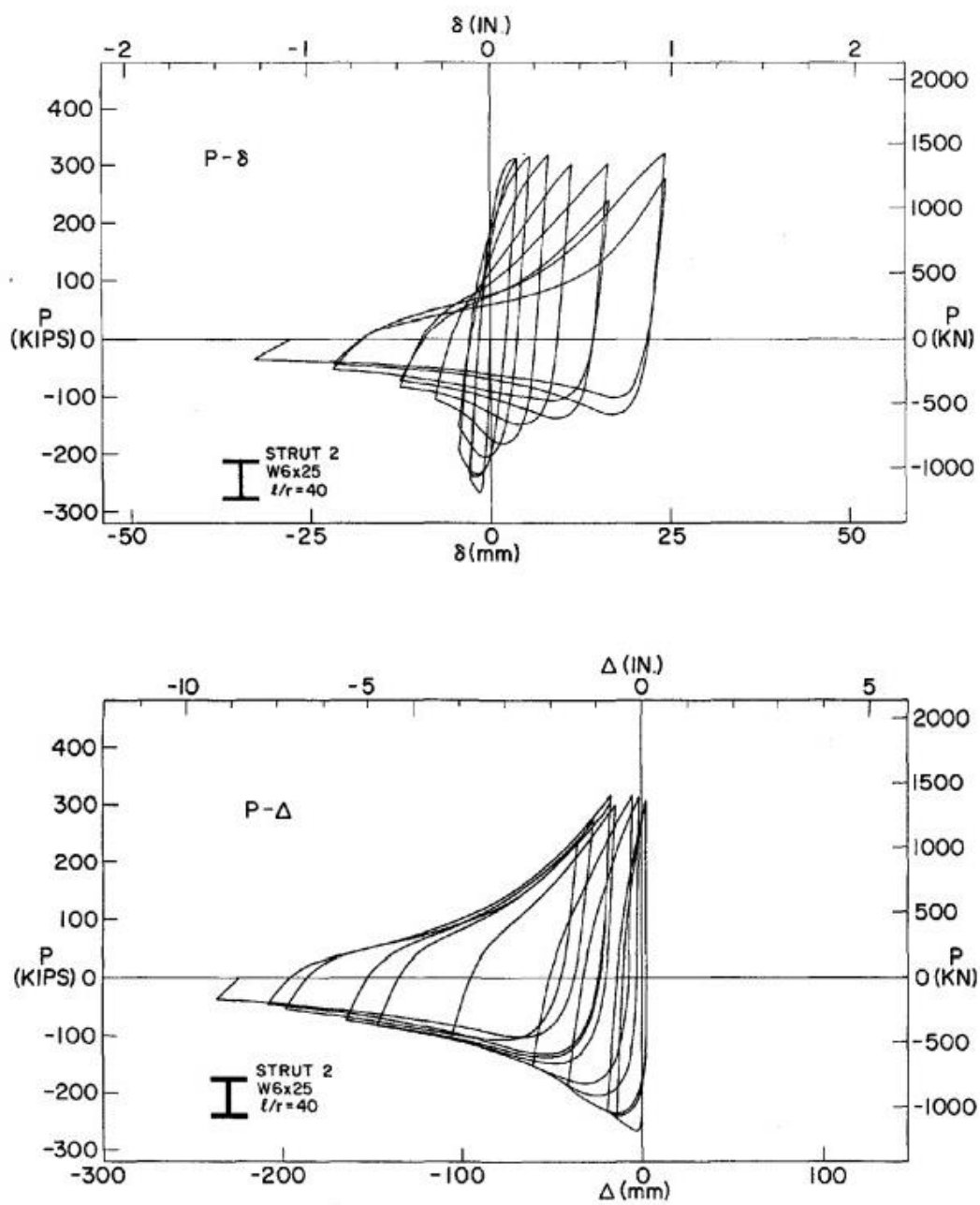


Figura 2.15

Curvas  $P-\delta$  y  $P-\Delta$  para un  $l/r = 40$ .  
(Black et al., 1980, p. 115).

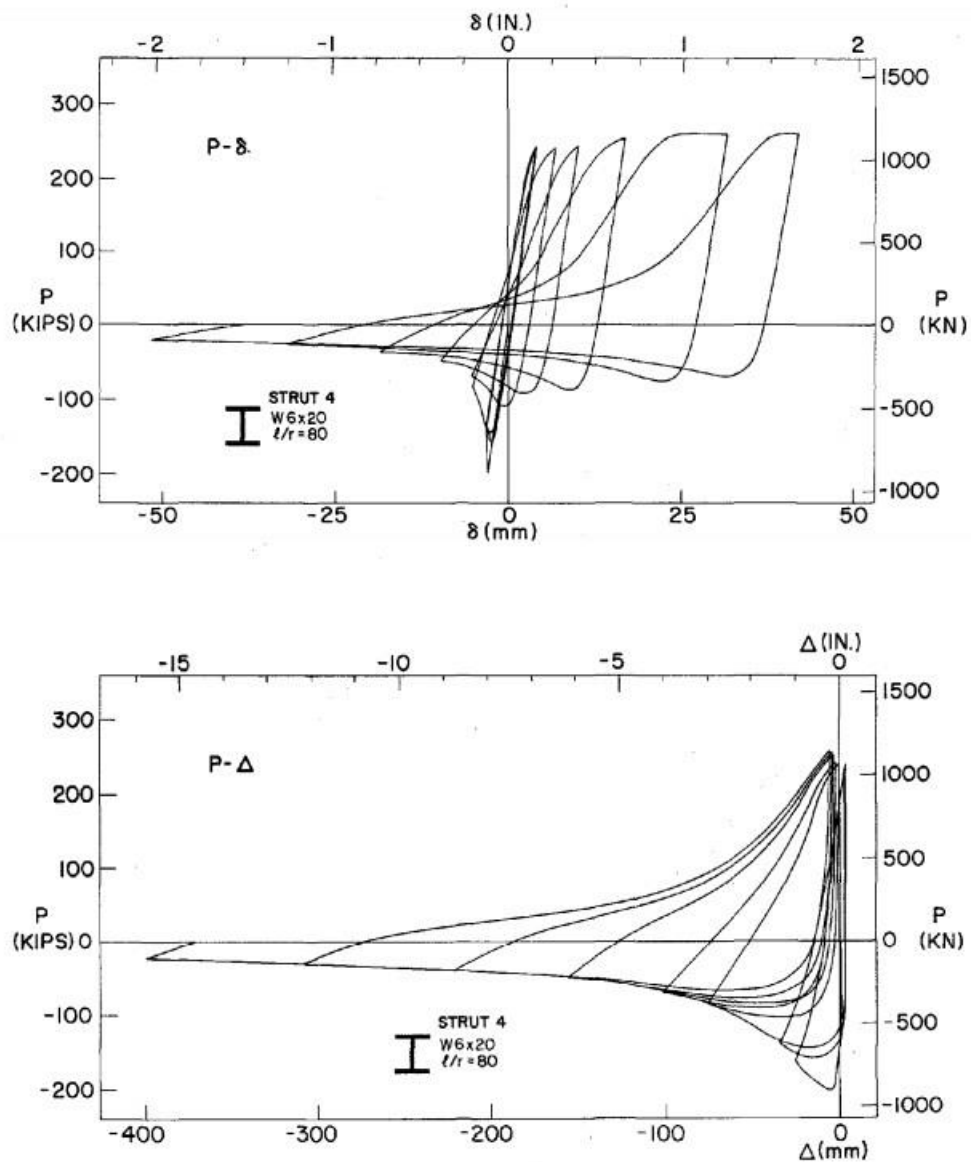


Figura 2.16  
 Curvas  $P - \delta$  y  $P - \Delta$  para un  $l/r = 80$ .  
 (Black et al., 1980, p. 117).

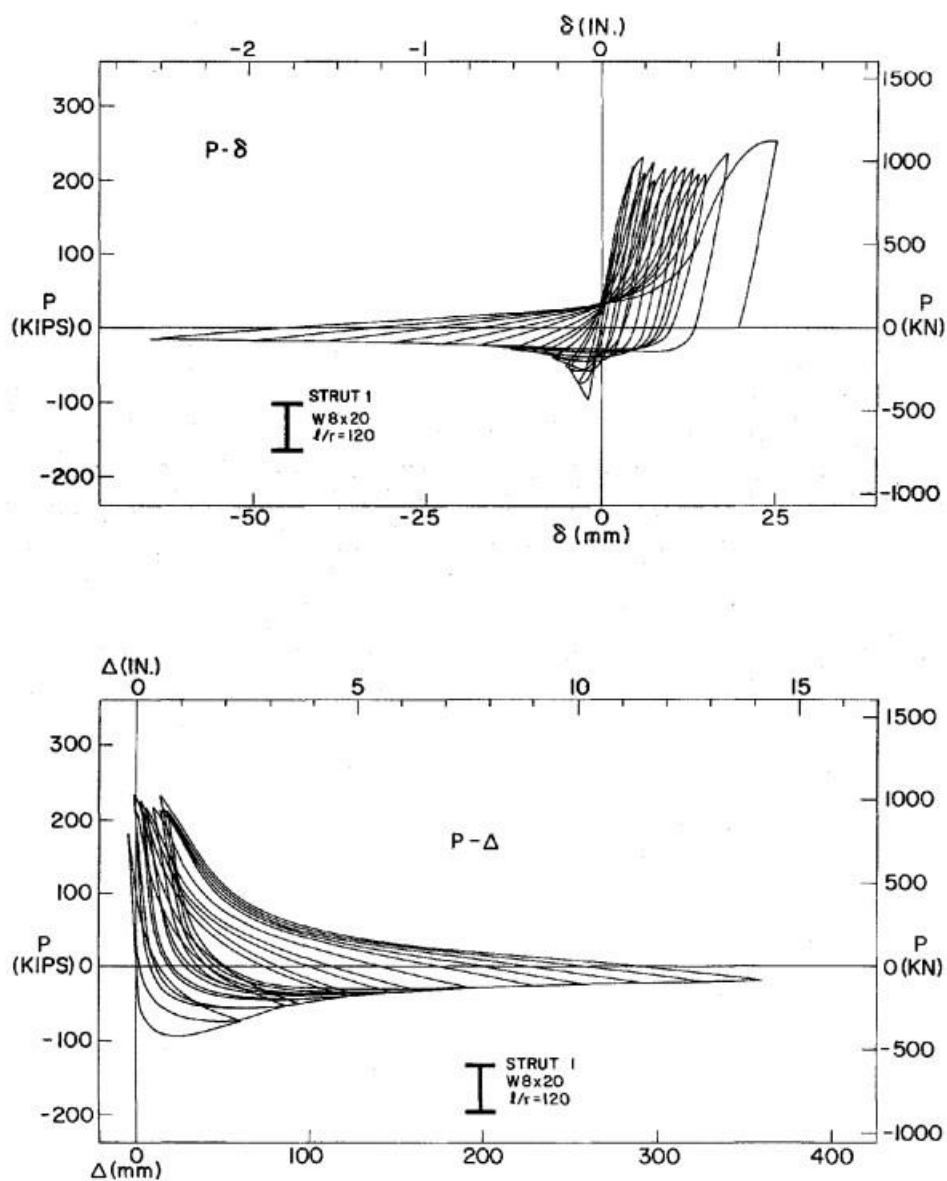


Figura 2.17

Curvas  $P - \delta$  y  $P - \Delta$  para un  $l/r = 120$ .  
(Black et al., 1980, p. 114).

Las figuras presentadas anteriormente pueden entenderse de la siguiente manera. Todos los elementos expuestos por Black et al. presentaron una misma longitud (igual  $l$ ), por lo que variaron únicamente los radios de giro " $r$ ". En otras palabras, la geometría de los elementos de arriestre son



la variante en las tres figuras anteriores. Ante menor radio de giro, mayor esbeltez presentaría el elemento.

Estudiando de la figura 2.15 a 2.17, se pueden establecer relaciones de la esbeltez con el comportamiento histerético del elemento de arriostre. Conforme aumenta la esbeltez del miembro, se puede notar, cómo las figuras se alargan horizontalmente. Este alargamiento puede traducirse como mayores deformaciones ante cargas similares.

En palabras más directas, menor esbeltez del elemento permitiría menores deformaciones que ante mayor esbeltez. Por esta razón, los códigos constructivos proponen límites de esbeltez en elementos que deban sufrir deformaciones por efecto de cargas axiales.

**2.5.3.2 Efecto de la relación  $b/t$  en elementos de arriostre.** Mientras que la esbeltez afecta la forma en la que los miembros disipan la energía cíclica inducida por un evento sísmico, Bruneau et al. (2011) resaltan la importancia de bajos parámetros de ancho entre espesor para evitar fracturas frágiles resultado del pandeo local en miembros sometidos a estas cargas cíclicas mencionadas.

Una vez alcanzada la plasticidad en los ciclos de disipación de energía histerética, se formaría una “articulación”, resultado del pandeo del miembro después de ser comprimido. Esta articulación puede apreciarse en la figura 2.18 y puede interpretarse como un pandeo local. Utilizar bajas relaciones de  $b/t$  permitiría un fallo dúctil en caso de requerir mayor disipación de energía; en lugar de una falla frágil, en caso de contar con relaciones  $b/t$  mayores.

En la figura 2.18 se puede apreciar un típico fallo en un marco arriostrado, donde a la izquierda se observa cómo la riostra se fracturó, posiblemente de manera frágil, ya que el corte se nota regular, mientras que al lado derecho se visualiza cómo ya apareció la deformación local, debido al pandeo y posiblemente si hubiese sometida a otro ciclo en tensión se hubiera fracturado también.

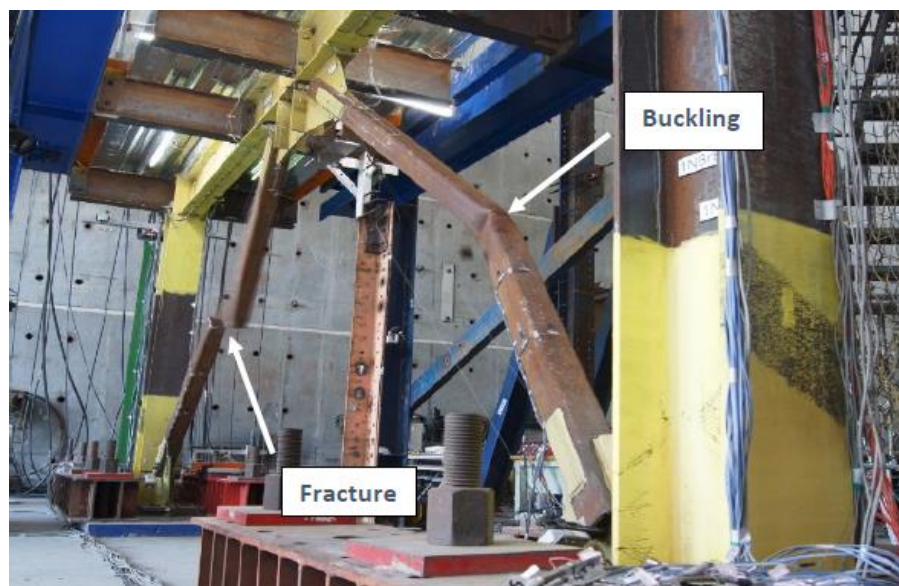


Figura 2.18

Fallos comunes en riostras ante eventos sísmicos importantes.  
(Seismic Bracing Company, s.f.).

A pesar de que los elementos encargados de disipar cargas laterales corresponden a los arriostres, las vigas y columnas que bordean estas piezas también deben tener un diseño cuidadoso, ya que debe existir una disipación de cargas en todo el marco después del pandeo y la fluencia de los arriostres.

#### ***2.5.4 Tipos de marcos arriostrados concéntricamente***

Al igual que para los marcos de momento, se presenta a continuación información referente a los tipos de marcos arriostrados concéntricamente, según el código ANSI A341-16, que coinciden con el código CSCR-10. Para este caso, solo existen dos tipos.

Primero, los marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF, por sus siglas en inglés) que corresponden a aquellos marcos en los que no se espera un comportamiento dúctil de sus miembros. Y segundo, los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF), donde la disipación de energía sísmica se alcanza con el comportamiento inelástico de las riostras.

En cuanto a la conexión de los elementos diagonales, para el primer tipo, deben ser diseñadas para transmitir las cargas de los códigos sísmicos; mientras que, para el segundo, es fundamental procurar una rotación suficiente del elemento para permitir el pandeo de las riostras.

Como se puede observar en la sección del comportamiento sísmico de estos tipos de marcos y el desarrollo del marco teórico en general, se ha dado un enfoque a esta tesis, hacia el comportamiento dúctil de los marcos. Por lo que cabe resaltar la importancia de los SCBF para la presente investigación. Más adelante, en el desarrollo de los objetivos, se buscará un comportamiento dúctil de los elementos diseñados.

Además de estas clasificaciones mencionadas, los marcos arriostrados concéntricamente, ya sean OCBF o SCBF, pueden también clasificarse de acuerdo con su geometría. En la figura 2.19 se pueden observar estas configuraciones.

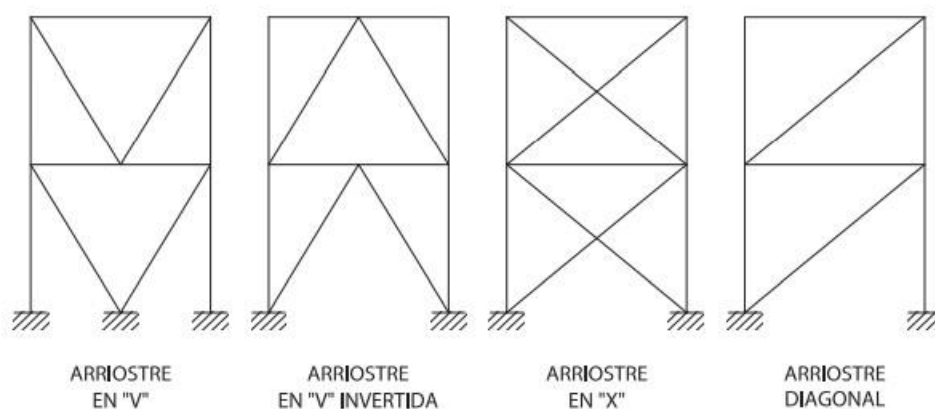


Figura 2.19  
Configuraciones de arriostramientos permitidas.  
(CSCR, 2010, p. 10/42).

Estas configuraciones corresponden a aquellas permitidas por los códigos mencionados al inicio de esta sección. Es importante mencionar que el arriostre diagonal, debería ser complementado con otro claro del edificio con un marco en la dirección opuesta, ya que con solo un tipo solo trabajaría en compresión o tensión.

Cabe mencionar que también existen los marcos arriostrados excéntricamente, donde las riostras presentan una excentricidad en relación con los ejes de los elementos, mostrados en la

figura 2.19. Sin embargo, este tipo de marco excede el propósito de esta investigación, por lo que solamente se mencionará su existencia.

## **2.6 Conexiones utilizadas en SMF y SCBF**

### ***2.6.1 Conexiones precalificadas de momento para SMF***

Como fue mencionado al estudiar la historia de los marcos de momento, las múltiples fallas en conexiones, para edificios con marcos de momento tras el terremoto de Northridge de 1994, resultó en una investigación; de la cual, uno de sus principales resultados fue la aparición de conexiones precalificadas de momento.

El Instituto Americano para Construcciones en Acero cuenta con un documento con estas conexiones. El ENSI/AISC 358-16 o “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” (Conexiones Precalificadas para Marcos Especiales e Intermedios de Momento en Aplicaciones Sísmicas) presenta diez conexiones tipo completamente restringidas que pueden emplearse en marcos tipo SMF. A continuación, se presentan aquellas que son más comunes y pueden utilizarse en marcos conformados completamente por miembros con perfiles W.

**2.6.1.1 Conexión de momento con sección de viga reducida (RBS).** Como se aprecia en la figura 2.20, la conexión RBS es aquella donde una sección de las alas de la viga es reducida para generar una zona de articulación plástica. Las alas y alma de la viga se conectan al ala de la columna usando soldadura de penetración completa. En esta conexión, se puede utilizar una placa de cortante de al menos 10mm de espesor como apoyo para la soldadura en el alma.

**2.6.1.2 Conexión de momento apernada con placa extendida no rigidizada y rigidizada.** La figura 2.21 muestra este tipo de figura. A la izquierda, se puede observar la conexión con cuatro pernos y sin rigidizador, al centro la conexión con cuatro pernos con rigidizador y a la derecha la conexión con ocho pernos y rigidizador. Este detalle se logra soldando las vigas, rigidizadores y placas entre ellos con penetración completa, uniendo la placa a la columna con pernos.

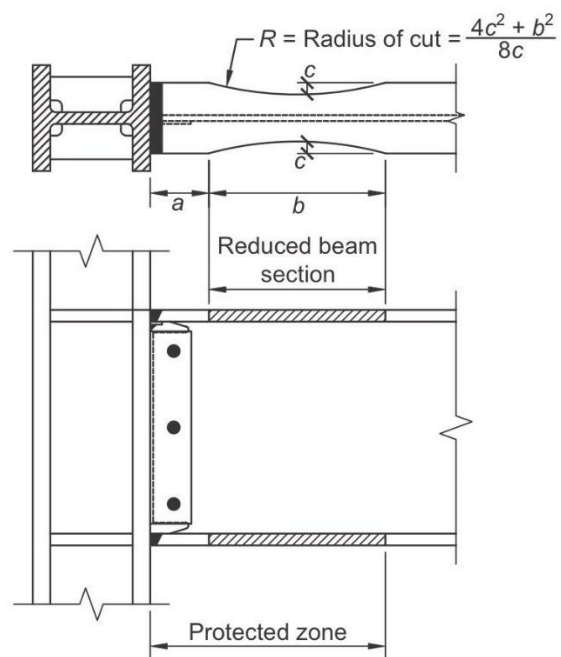


Figura 2.20  
 Conexión de momento tipo RBS.  
 (AISC, 2016, p. 9.2-14).

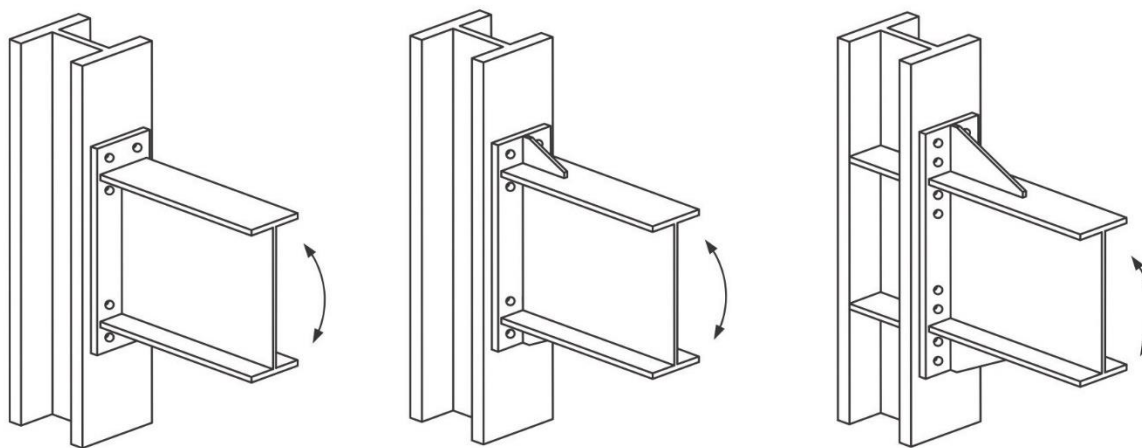


Figura 2.21  
 Conexión de momento apornada con placa extendida no rigidizada y rigidizada.  
 (AISC, 2016, p. 9.2-21).

**2.6.1.3 Conexión de momento con placa en el ala apernada (BFP).** En la figura 2.22, se puede apreciar este tipo de conexión y consiste en placas en las alas de la viga y una placa de cortante en el ala, apernadas a la misma y soldadas a la columna (p. 39).

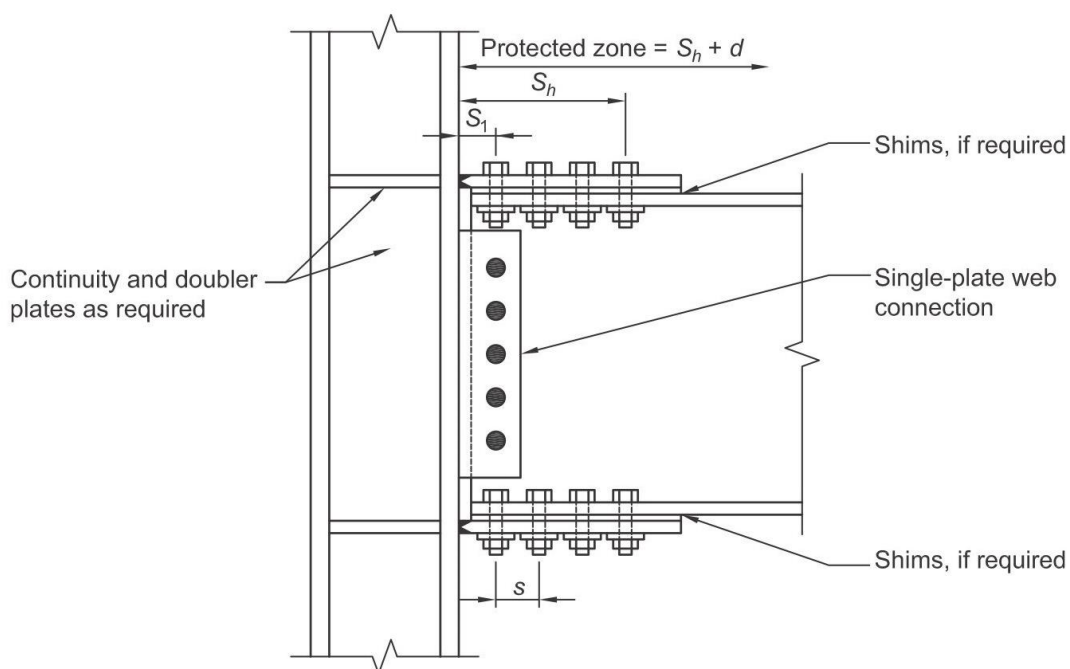


Figura 2.22

Conexión de momento tipo BFP.  
(AISC, 2016, p. 9.2-39).

**2.6.1.3 Conexión de momento con alas soldadas sin rigidizar y alma soldada (WUF-W).** Como el nombre lo dice, esta conexión consiste en las alas y alma de la viga soldadas con penetración completa al ala de la columna. Esta conexión también lleva una placa de cortante que se suelda a la columna y al alma de la viga. La figura 2.23 muestra este tipo de conexión.

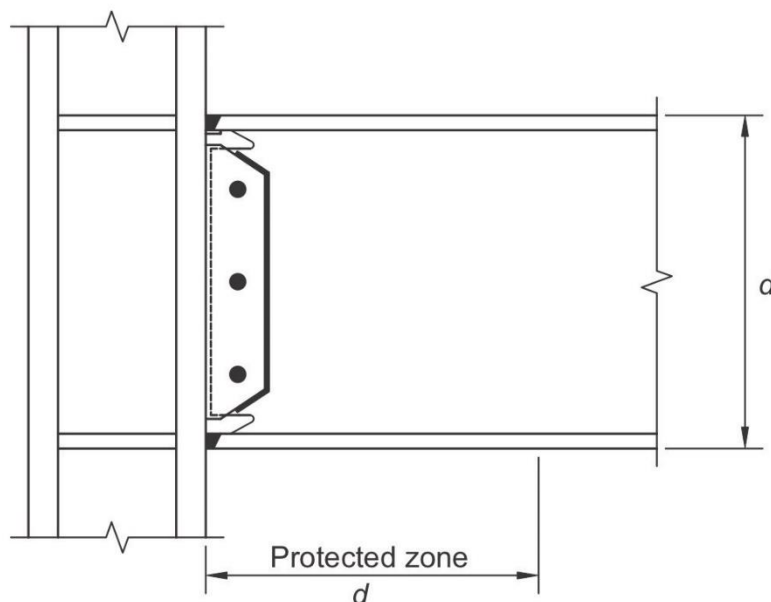


Figura 2.22  
 Conexión de momento tipo WUF-W.  
 (AISC, 2016, p. 9.2-46).

Es importante mencionar que estas conexiones presentadas han sido planteadas para conectar vigas a las alas de las columnas, únicamente. Sin embargo, en algunas ocasiones, se pueden adecuar para ser conectadas al alma de la columna. Todas estas conexiones pueden llevar placas de continuación en su zona panel, para aumentar la rigidez.

### **2.6.2 Conexiones de cortante para SCBF**

En esta sección, se contemplarán únicamente dos tipos de conexión para dos funciones diferentes. Primero, las conexiones de vigas a columnas y, segundo, las conexiones de riostras. Existen varias formas de alcanzar las dos, pero se mencionará la más sencilla para cada caso, cuando todos sus elementos son conformados por secciones W.

Como se mencionó en la sección 2.3.1, las conexiones de cortante más comunes son aquellas con una placa de cortante sujetando el alma del miembro que deberá rotar. En la figura 2.23, se muestran las conexiones a cortante que pueden utilizarse en un marco especial arriostrado concéntricamente.

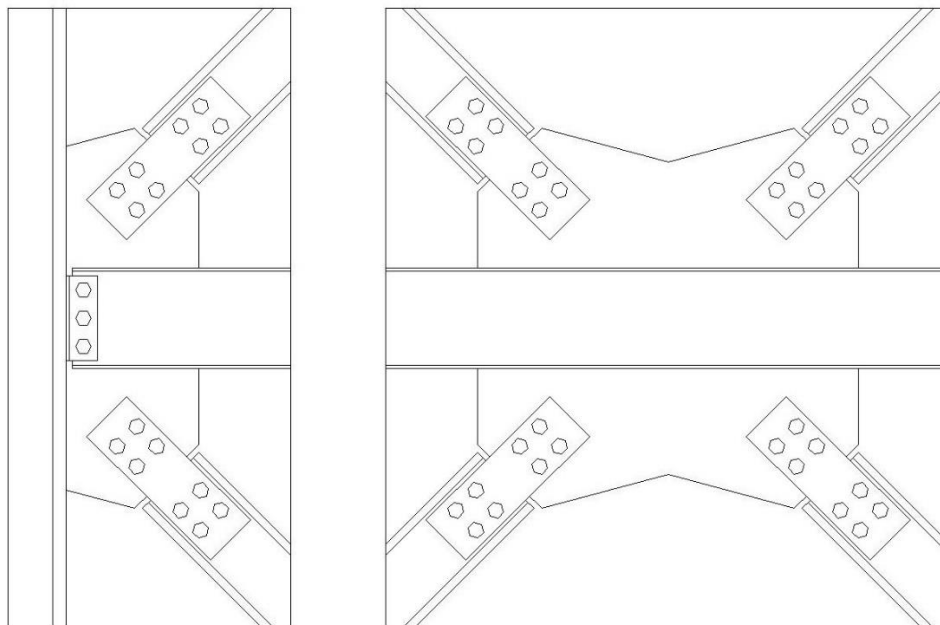


Figura 2.23  
Conexión de cortante en SCBF.  
(Elaboración propia).

En la figura 2.23, al lado izquierdo se puede apreciar una conexión de cortante de una viga a una columna y la conexión de dos riostras al mismo nudo; mientras que, a la derecha, se observa una conexión de 4 riostras a una viga. Ambos casos corresponden a un SCBF en forma de “X” en dos niveles, por lo que el cruce de las riostras ocurre en una viga. En la figura, se presenta la conexión de viga a columna a través de uno o dos angulares, los cuales son soldados a la columna y apernados a la viga. Mientras que, para las conexiones de las riostras, ocurre a través de una serie de placas, donde una placa es soldada a la columna y la viga, y los elementos son sujetos por una o dos placas apernadas a la placa principal y el alma de los miembros. En ocasiones, pueden sujetarse con placas o angulares adicionales las alas de las riostras, manteniendo la conexión como una de cortante.

Es importante mencionar que todas las conexiones deben llevar un proceso de diseño y la figura presentada posee el fin de ejemplificar las conexiones, mas no representa las dimensiones adecuadas para estas conexiones.



## 2.7 El sismo y su relación con el análisis tipo push-over

### 2.7.1 Sismicidad en Costa Rica

Centroamérica es una zona de alta sismicidad, resultado de la subducción de la placa cocos respecto a la placa caribe. En Costa Rica, pueden establecerse tres regiones sísmicas. Primero, la región del pacífico que incluye la zona de subducción hasta los golfos y sus valles circundantes. La segunda corresponde al arco interno comprendida por la región de valles y la zona interna del país. Esta zona es afectada por una serie de fallas paralelas a la costa pacífica. La tercera zona se denomina área tras-arco "C" con llanuras y tierras poco elevadas ubicadas hacia el norte del arco interno, comprendiendo parte norte de Guanacaste y Limón. Esta última zona es considerada más tranquila en cuanto a actividad sísmica que las anteriores (Morales, 1987).

En la figura 2.24, se puede observar la zonificación planteada por Morales. Aquí, es importante mencionar la similitud de la figura con las zonas sísmicas según el CSCR-10, que se presenta en el anexo A.

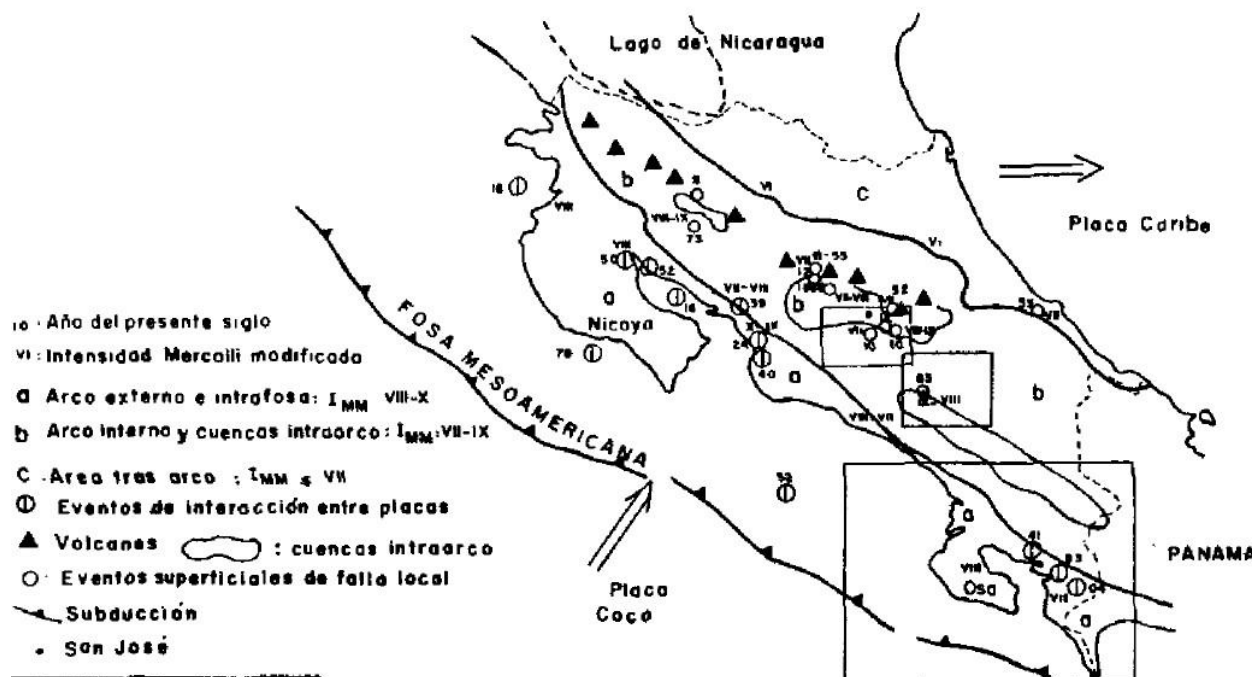


Figura 2.24  
 Regionalización Sísmica de Costa Rica.  
 (Morales, 1987, p. 35).

Montero et al. (2011) indican una profundidad de subducción de las placas que afectan a costa rica, superficialmente desde 5 kilómetros y una profundidad interior de hasta 80 km por debajo del nivel del mar. Estas grandes profundidades y la lejanía de ciudades importantes de la fosa mesoamericana implican una menor afectación sísmica en la región del pacífico, respecto al arco interno, donde las fallas han ocasionado terremotos catastróficos.

Un ejemplo claro de lo mencionado, puede ser la falla Aguacaliente, la cual se extiende desde el oeste de la provincia de San José hasta el este de la provincia de Cartago. Esta falla causó estragos en el valle. Primero, causando el “terremoto de Alajuelita” el 21 de marzo de 1842; luego dos temblores el 13 de abril de 1910 y finalmente el terremoto de Cartago, el 4 de mayo de 1910. Siendo el último, el evento telúrico más severo en Costa Rica, causando un estimado de 700 muertes (Brenes, 2020).

A partir de este terremoto, según Herrera (2000) “La construcción de adobe se prohibió mediante un decreto de ley del Gobierno de Costa Rica... Actualmente es el único país de América Latina en el que no se usa la construcción de adobe desde hace 87 años”. A pesar de decretos como el mencionado y algunas otras leyes, Costa Rica no contaba con algún código que normalizara las construcciones. No fue hasta 1972, tras el terremoto de Managua, el cual fue altamente destructivo en la capital del país vecino que, con el impulso de la facultad de ingeniería de la Universidad de Costa Rica, resultó en el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA) formando la Comisión Permanente del Código Sísmico (CPCS), quienes en enero de 1974 publicaron la primera edición del Código Sísmico (Herrera, 2000).

El código sísmico ha evolucionado, encontrándose actualmente en su cuarta edición, publicada en el 2011. El surgimiento y evolución del código sísmico ha demostrado gran eficiencia, al comparar sismos que han ocurrido previo a su publicación con sismos posteriores.

### ***2.7.2 Idealización del sismo en el diseño de una estructura (estáticamente)***

Para comprender cómo se idealiza en el CSCR-10, el impacto de un sismo sobre una estructura, primero, es importante conocer en general el efecto que tiene un sismo desde un punto de vista más general.

Un temblor, a pesar de ocurrir a ciertas profundidades bajo la tierra, resulta en un movimiento superficial de la tierra. Colina y Ramírez (1999) explican cómo los cimientos o parte inferior de una estructura, al encontrarse anclada al suelo, se movería respecto a los movimientos del terreno. Sin embargo, las partes superficiales de la estructura, al encontrarse en un estado inicial de reposo, tiende a mantenerse de tal forma. En la figura 2.25, puede observarse lo explicado anteriormente, donde un edificio en reposo (a) experimenta un movimiento del suelo en su base hacia el lado izquierdo y sus niveles superiores tienden a mantener su estado original (b).

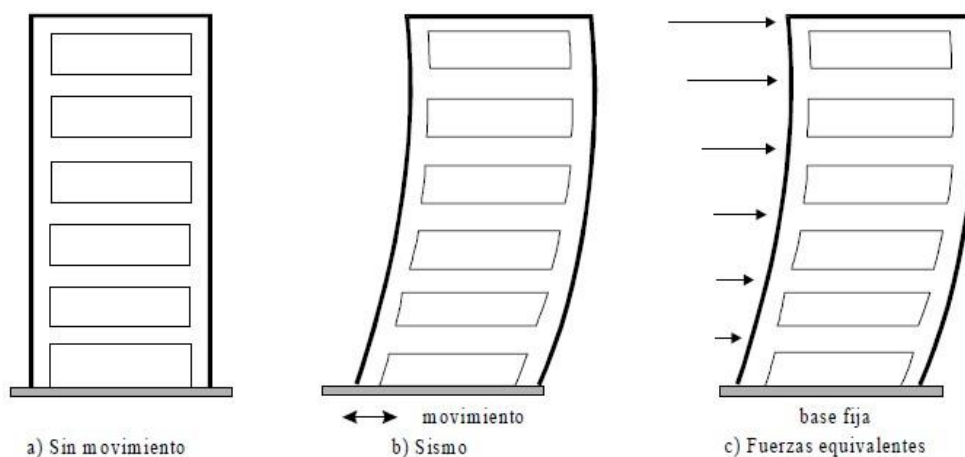


Figura 2.25

Impacto de un sismo sobre un edificio.  
(Colina y Ramírez, 1999, p. 170).

En otras palabras, un sismo no impone cargas directas sobre una estructura, pero sí aceleraciones. Colina y Ramírez (1999) resaltan la equivalencia de la rigidez de la estructura con la fuerza equivalente que experimentaría la edificación en forma de un desplazamiento. En la figura 2.25, se pueden apreciar seis niveles de un edificio sometido a un movimiento lateral del suelo, donde cada nivel puede ser interpretado como seis pesos con masas específicas ubicadas a ciertas alturas específicas. Estas masas, al sufrir una aceleración, resultan en una fuerza. En la sección (c) de la figura anterior, pueden observarse las fuerzas reactivas o equivalentes al fenómeno explicado. Según Colina y Ramírez (1999), estas fuerzas equivalentes equivalen a la rigidez de la estructura multiplicada por el desplazamiento que esta sufre.

El CSCR-10 plantea una fuerza en la base denominada cortante basal ( $V$ ) equivalente a la suma de todas las fuerzas equivalentes que experimentaría la estructura. Y en donde el cortante basal se obtendría primero y se distribuiría proporcionalmente en los centros de masa de cada nivel, de acuerdo con el peso de cada nivel y la altura a la cual está ubicado.

El cálculo del cortante basal, según el procedimiento del CSCR-10, contempla la aceleración que experimentaría la estructura sujeta al tipo de suelo y zona donde se encuentre la estructura, así como la rigidez de esta. Estos conceptos se explicarán con mayor profundidad en el siguiente apartado.

### 2.7.3 El espectro de respuesta y el factor espectral dinámico

Para comprender estos conceptos, se debe conocer, primero, el desempeño de una estructura ante un sismo. Como se ha explicado anteriormente, se puede comprender el fenómeno como una aceleración experimentada en los centros de masa de los niveles de un edificio. Siendo el último nivel el cuál experimenta la mayor aceleración. Para entender mejor esto, se presenta la figura 2.26.

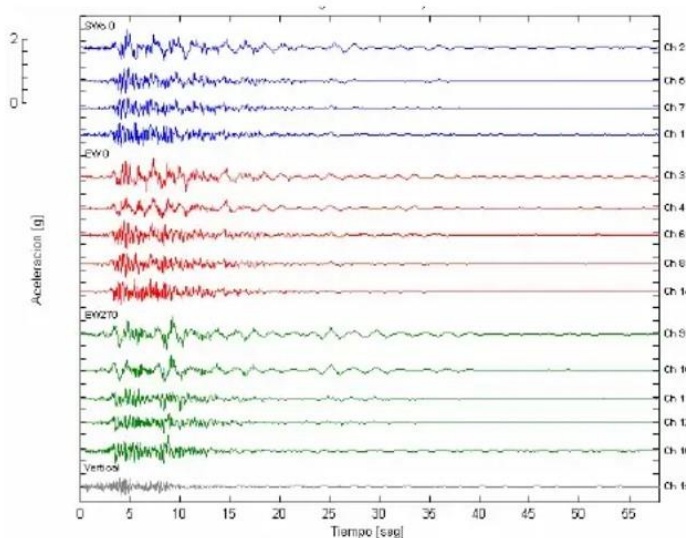


Figura 2.26

Acelerograma del edificio del Holiday Inn para el terremoto de Northridge de 1994.  
(Astroza y Saragoni, 2008, p. 9).

En la figura 2.26, se pueden observar los resultados de aceleración experimentadas por un edificio en específico durante el terremoto de Northridge en 1994. Las curvas azul, roja y verde representan las aceleraciones horizontales en diferentes direcciones y la gris expone la aceleración vertical (Astroza y Saragoni, 2008). Lo importante del acelerograma, en general, es conocer la aceleración máxima que experimenta un edificio con periodo específico y en un terreno específico, tras un evento sísmico.

Cañizares (2016) explica que, para un mismo sismo, diferentes edificios con diferentes periodos de vibración experimentan diferentes aceleraciones máximas, ante un mismo lapso. Por lo tanto, graficando tridimensionalmente los acelerogramas de varios edificios, donde la tercera componente corresponde al periodo. Se pueden proyectar las aceleraciones máximas para cada periodo en una gráfica bidimensional. Estas proyecciones darían como resultado el espectro de respuesta. La figura 2.27, presentada a continuación, muestra esta explicación gráficamente.

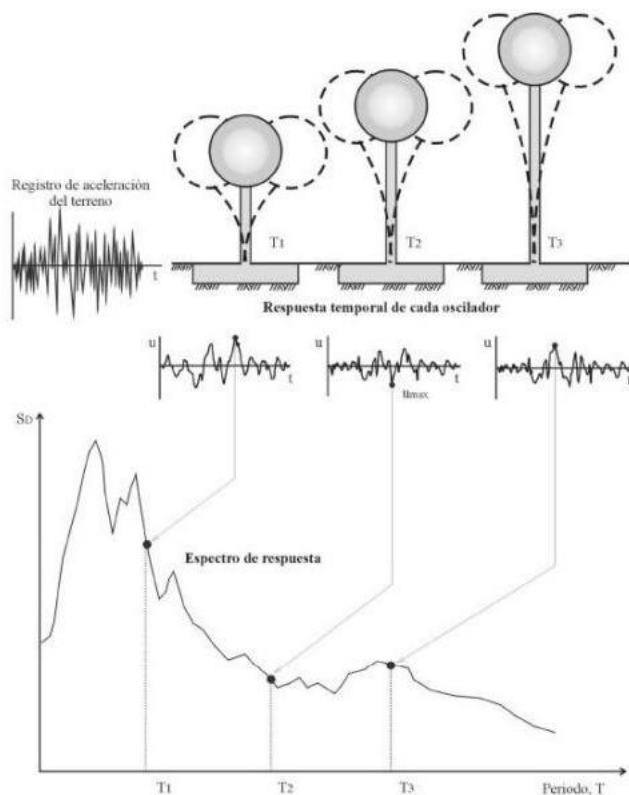


Figura 2.27

Origen del espectro de respuesta.  
(Cañizares según Lanza, 2016, p. 8).

Entonces, hasta el momento, se puede establecer una relación entre las propiedades del suelo con las características de un edificio, para formar el espectro de respuesta. El Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS) (2011) establece que, a través de un proceso derivativo, se puede obtener el espectro de respuesta en términos de pseudoaceleración en función del periodo y, al dividir estas pseudoaceleraciones, entre el valor más cercano a la aceleración pico del suelo, se obtienen los valores del factor espectral dinámico (FED).

Por otro lado, el CSCR-10 (2011) define el FED como “factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño”. En otras palabras, el FED corresponde a una variable que moldea la aceleración establecida de una estructura de acuerdo con el suelo donde se ubica, y las propiedades de la estructura como la rigidez (ductilidad y amortiguamiento) y su periodo de vibración.

LIS (2011) presenta una explicación más clara diciendo que “Si por ejemplo, se tiene un FED=2 para una frecuencia de 1 Hz, significa que un sistema estructural cuya frecuencia fundamental es de 1 Hz amplificará su respuesta dos veces al ser sometida al sismo específico...” Sencillamente, el FED es un factor, como lo dice el nombre, el cual modifica la respuesta esperada de una estructura, ante un sismo, respecto a la respuesta esperada del suelo. Considerando las propiedades de los dos. El FED juega un papel importante en los procesos de diseño establecidos por el CSCR-10.

#### **2.7.4 El análisis tipo *push-over* y el método del espectro de capacidad**

Primeramente, para comprender el análisis tipo *push-over* y el espectro de capacidad, es importante conocer sobre la curva de capacidad de una estructura. Esta es independiente de las propiedades del suelo y resulta exclusivamente de las características del edificio del cual se desea obtener la curva. Esta curva corresponde a una gráfica donde se presenta el cortante basal en función del desplazamiento en el último nivel de un edificio. Una forma de obtener lo anteriormente planteado es con el análisis tipo *push-over*.

Freeman (1994) define este análisis como una aplicación de cargas laterales a una estructura en estado estático, obteniendo simultáneamente el cortante basal y el desplazamiento, hasta alcanzar algún punto de fluencia. Luego, se liberan las cargas para permitir la formación de

una articulación en el punto de rótula plástica. Posteriormente, se carga la estructura hasta generar otro punto de fluencia, repitiendo el procedimiento hasta que se alcanza una curva de capacidad estática no lineal, resultado de la sobreposición de los incrementos cortante basal y desplazamiento.

Estas articulaciones idealizadas pueden clasificarse de acuerdo con el porcentaje de capacidad plástica en el que se encuentran, de la siguiente manera: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP); donde cada punto representa un estado dúctil de un 10 %, 60 % y 90 % respectivamente, para alcanzar su capacidad plástica (Leslie, 2013).

Una vez explicada la capacidad que, como se ha mencionado, hace referencia a una propiedad de la estructura analizada. Se puede explicar la demanda, donde entra en juego las propiedades del suelo en el cual se encuentra la estructura, ya que su definición, según el Applied Technology Council (Consejo de Tecnología Aplicada) o ATC por sus siglas en inglés (1996), corresponde a una representación del movimiento del suelo en un temblor, mientras que la capacidad sería la suficiencia de la estructura para resistir esta demanda. Esta demanda podría comprenderse como el espectro de respuesta explicado en la sección anterior.

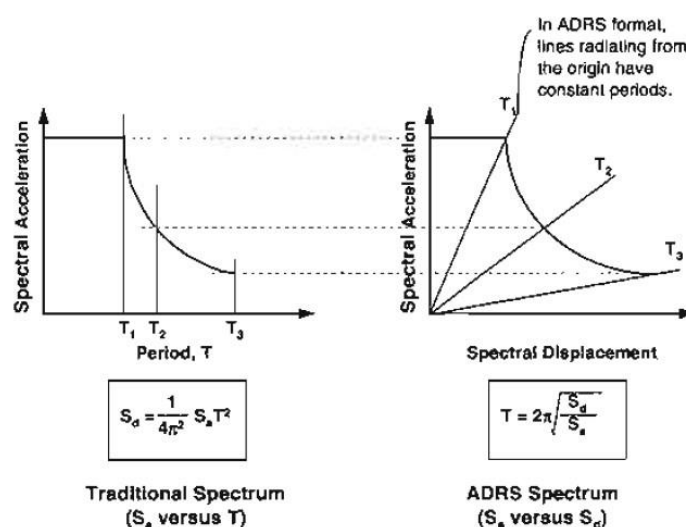


Figura 2.28

Conversión del espectro de respuesta en aceleración espectral vs desplazamiento espectral.  
 (ATC, 1996, p. 8-11).

Estos conceptos de demanda y capacidad son fundamentales para comprender el método del espectro de capacidad. ATC (1996) establece que para concretar este método tanto el espectro de respuesta (demanda) y la curva de capacidad deben transformarse en curvas de aceleración espectral o pseudoaceleración en función de desplazamiento espectral o pseudo desplazamiento. Respetando una serie de ecuaciones para lograrlo.

La figura 2.28 muestra la forma en la cual se adecúa el espectro de respuesta para reemplazar los periodos por desplazamientos espectrales, incluyendo las ecuaciones propuestas por la metodología. La conversión de curva de capacidad a capacidad espectral supera los objetivos de esta tesis, por lo que se omitirán las ecuaciones para lograrlo.

En síntesis, el método de espectro de capacidad propone que, si al sobreponer la curva de capacidad espectral junto a la curva de demanda espectral, la primera atraviesa a la segunda de adentro hacia afuera, entonces el edificio puede sobrevivir al terremoto. El punto de intersección entre ambas curvas representa el desplazamiento inelástico de la estructura (Freeman, 1994).



## Capítulo III: Marco metodológico

### 3.1 Paradigma, enfoque metodológico y método de investigación

El paradigma correspondería a edificios duales de acero, integrados por marcos arriostrados y marcos de momento. Es un paradigma porque en la teoría no existen, pero son utilizados en la práctica. El enfoque metodológico corresponde a cuantitativo, ya que se introducirán variables independientes para analizar variables dependientes, resultados de un análisis en programa computacional.

El método de investigación corresponde a experimento tipo cuasiexperimento, ya que no se utilizará más de una muestra idéntica para ser analizada. Esto se debe a que lo que se analiza corresponde a edificios propuestos con variaciones y son analizados por un programa.

### 3.2 Categorías de análisis de la investigación

Variables	Variable Independiente	Herramienta por Utilizar	Variable Dependiente
Diseñar un edificio consistente de marcos arriostrado concéntricamente sin nudos de momento.	Cargas gravitacionales y laterales a las que se expondrá el edificio	Normas ANSI/AISC 360-16 “Specification for Structural Steel Buildings” y ANSI/AISC 341-16 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” Código Sísmico de Costa Rica 2010	Dimensiones de los perfiles a utilizar en columnas y vigas

Diseñar otro edificio, con dimensiones iguales al anterior, pero que sea integrado por marcos arriostrados junto a marcos de momento.	Cargas gravitacionales y laterales a las que se expondrá el edificio	Código Sísmico de Costa Rica 2010	Dimensiones de los perfiles a utilizar en columnas y vigas
Analizar ambos edificios en el programa SAP2000 por el método no lineal estático.	Las dimensiones y configuración de los edificios	Programa de análisis estructural SAP2000	Propiedades mecánicas generales de cada edificio
Determinar la respuesta por capacidad de cada edificio.	Valores de cargas laterales que impactan al edificio con propiedades específicas	Programa Excel	Diagrama de respuesta por capacidad del edificio (Curva de capacidad)

Tabla 3.1

Relación de variables independientes de investigación con su respectiva variable dependiente. (Elaboración propia).

La tabla 3.1 muestra en resumen las formas con las que se espera alcanzar los objetivos de la presente investigación. Más adelante, se explicará más detalladamente los procedimientos.

### 3.3 Población y muestra. Técnicas de muestreo

Este tema es más delicado, respecto a edificios en general, ya que los edificios propuestos para la presente investigación, que corresponden a las muestras, no podrán ser representativos para una población de edificios, debido a que su diseño es individual. Sin embargo, se puede proponer a los marcos de momento tipo especial (SMF) y los marcos especiales arriostrados

concéntricamente (SCBF) como la población que se estudia en la tesis, convirtiéndose en la muestra, el edificio con las dimensiones que se diseñará.

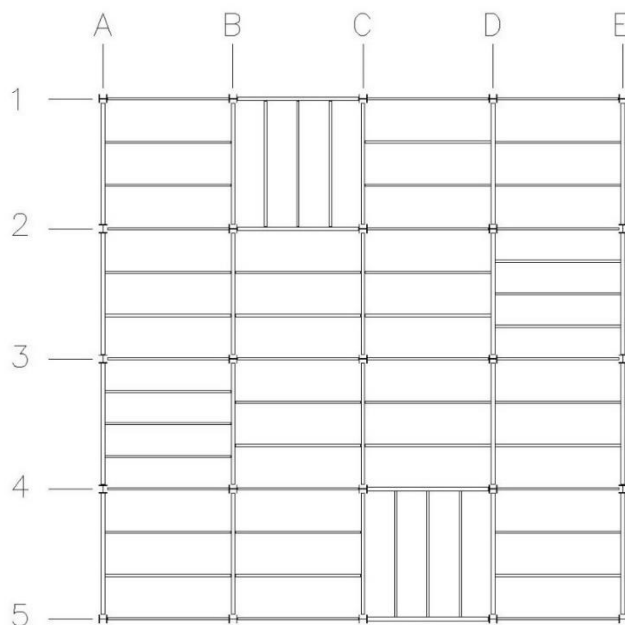


Figura 3.1  
Vista en planta del edificio por diseñar.  
(Elaboración propia).

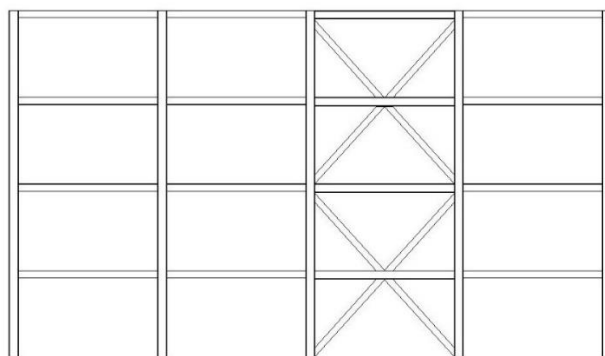


Figura 3.2  
Vista frontal del edificio por diseñar.  
(Elaboración propia).

En las figuras 3.1 y 3.2, se puede apreciar el edificio mencionado previamente. La consistencia de este será de 4 claros de 6m para ambas direcciones, formando 5 ejes en cada sentido. También, contará con 4 niveles con una altura de 3.5m para una altura total de 14m. Los edificios serán conformados por perfiles W de acero, incluyendo los elementos de arriostre.

Se colocará un muro en forma de marcos arriostrados en cada uno de los cuatro frentes del edificio, tal como se aprecia en la figura 3.2. Estos se ubicarán para el eje 1, entre los ejes B-C; y para el eje 5, entre C-D. Mientras que, para el eje A y E, los marcos arriostrados se ubicarán entre los ejes 3-4 y 2-3, respectivamente. El sistema de arriostamiento a utilizar corresponderá a V invertida para el primer y tercer nivel, junto a tipo V para el segundo y cuarto nivel. Formando un sistema en X de dos niveles, como se distingue en la figura 3.2.

Para las cargas gravitacionales, el entrepiso contará con viguetas que transmitirán las cargas a las vigas de carga y posteriormente a las columnas. Estas viguetas serán dos para los espacios entre ejes que no se encuentren junto a algún muro, mientras que se colocarán tres para aquellas áreas de entrepiso donde se ubiquen marcos arriostrados, como se aprecia en la figura 3.1.

En aquellos claros del edificio sobre sus ejes, donde no se reciban viguetas, se deberá colocar vigas de amarre, que actuarán como viguetas que transmiten sus cargas distribuidas directamente a las columnas. Por otro lado, se puede establecer la técnica de muestreo cómo las especificaciones del edificio. En la vida laboral, los requerimientos en cuanto a dimensiones son, usualmente, establecidos para un diseño estructural. Por lo que resta es establecer las propiedades de los elementos que conformarán el edificio.

Sin embargo, para determinar las propiedades de estos elementos, no solo se deben conocer las características del edificio, sino también se deben considerar propiedades del suelo y zona donde se ubicará la estructura. El suelo, también, corresponde a un elemento estructural importante que afecta el comportamiento del edificio. Por lo tanto, a continuación, se expondrán propiedades del suelo donde se ubicarían ambos edificios.

Primero, es importante saber que los edificios se supondrán ubicados en una zona sísmica III, la cual cubre la mayor parte de la Gran Área Metropolitana (GAM) y sobre un suelo tipo  $S_3$ , el cuál es muy común en Costa Rica. (El anexo A muestra las zonas sísmicas y el anexo B las propiedades de los tipos de suelo, según el CSCR-10)

Con estos parámetros, se puede establecer la aceleración pico efectiva “ $a_{ef}$ ”, que corresponde a 0.36, de acuerdo con la tabla 2.3 del CSCR-10 (p. 2/8). Por otro lado, el edificio propuesto presenta un factor de importancia de 1.0 y una ductilidad global de 3.0, de acuerdo con las tablas 4.1 y 4.3 del CSCR-10, en las páginas 4/2 y 4/11, respectivamente.

Otra cualidad importante del edificio es su periodo. El código propone iniciar el análisis sísmico con un período inicial ( $T_i$ ) equivalente a 0.08 multiplicado por la cantidad de pisos. En otras palabras, el periodo de la estructura iniciaría en 0.32s. Basado en el periodo, el tipo de suelo y la zona sísmica, el CSCR-10 establece un valor de factor espectral dinámico (FED) que puede establecerse en el apéndice E del código (El anexo C muestra los FED para una zona sísmica III y un suelo tipo  $S_3$ ).

Todas estas propiedades, tanto de la estructura como del suelo, forman la muestra a estudiar en la presente tesis. Las características son similares en las dos muestras o dos edificios; presentando como única diferencia, su tipo de conexión en elementos.

### **3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos**

Primero, se deberá realizar un dimensionamiento previo de los elementos a utilizar. Esto se logrará de dos maneras. Para las viguetas, vigas y columnas se realizará una bajada de cargas y se seleccionarán perfiles que soporten dichas cargas. Para los arriostres, se supondrá que los mismos deberán asumir todas las cargas sísmicas, por lo que se emplearán perfiles para tal supuesto.

La bajada de cargas se realizará con el programa Excel, donde se iniciará con cargas distribuidas proporcionalmente por todo el entrepiso. Se presentarían cargas temporales y cargas permanentes. Estas cargas se transmitirían en forma de cargas distribuidas hacia las viguetas de entrepiso y a las vigas de amarre en la estructura.

A continuación, se muestra en una tabla las magnitudes de las cargas distribuidas, mencionadas previamente (El anexo D muestra la obtención de las cargas permanentes y el E los parámetros establecidos por el CSCR-10 para establecer las cargas temporales).

Carga	Magnitud ( $kg/m^2$ )
Carga Temporal (CT)	250
Carga Permanente (CP)	420
Carga Temporal en Techo (CTT)	200
Carga Permanente en Techo (CPT)	305

Tabla 3.2

Cargas distribuidas sobre el entrepiso del edificio.  
(Elaboración propia).

La CP es el resultado de  $50 kg/m^2$  de acabado de cielorraso,  $205 kg/m^2$  de acabado de entrepiso,  $80 kg/m^2$  de detallado de suelos,  $35 kg/m^2$  de acabados electromecánicos y  $50 kg/m^2$  de paredes livianas. Mientras que CPT resulta de  $50 kg/m^2$  de acabado de cielorraso,  $180 kg/m^2$  de acabado de entrepiso,  $40 kg/m^2$  de detallado de suelos y  $35 kg/m^2$  de acabados electromecánicos.

Luego, las viguetas transferirán estas cargas en forma de cargas puntuales sobre las vigas de carga, mientras que las vigas de amarre transmitirán las cargas puntuales directamente a las columnas. Por lo tanto, las columnas absorberían las cargas puntuales de los dos tipos de vigas. Es importante mencionar que las columnas en marcos de momento también deberán recibir momentos de las vigas, ya que sus conexiones impiden deflexión.

En todo momento, la carga a utilizar o Carga Última (CU) será la mayor entre las dos combinaciones presentadas a continuación, las cuales respetan lo estipulado por el CSCR-10 en la página 6/3.

$$CU = 1.4 CP(CPT) \quad [1]$$

$$CU = 1.2 CP(CPT) + 1.6 CT(CTT) \quad [2]$$

Solo se considerarán estas dos combinaciones, porque, para el dimensionamiento previo, se supone que los marcos soportarían únicamente las cargas gravitacionales. Mientras que los arriostres tomarían las cargas sísmicas. Una vez, conocida la geometría del edificio y los elementos

a utilizar, se procederá a realizar un estudio sísmico de acuerdo con el CSCR-10. El estudio se realizará para determinar el cumplimiento de derivas de la estructura. Para tal fin, se realizarán tres procedimientos estáticos y uno dinámico, con el fin de corroborar los resultados y brindar validez a este paso de la investigación.

Esto se llevará a cabo con el programa Excel, consiste en establecer el peso de la estructura por cada nivel, junto a un 15 % del peso temporal, formando el peso sísmico de la estructura (W). La fuerza sísmica por nivel (F) se calculará empleando la ecuación 7-2 del CSCR-10, y que se presentaría de forma horizontal por nivel y en planos paralelos a los ejes del edificio:

$$F_i = V \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{k=1}^N W_k \cdot h_k} \quad [3]$$

Donde “h” representa la altura por nivel y “V” corresponde al cortante basal. El último se obtiene multiplicando el peso total de la estructura por el coeficiente sísmico (C). Este coeficiente surgiría de la ecuación 5-1 del código con el que se está trabajando, siendo “I” el factor de importancia y “SR” la sobre resistencia con un valor de 2:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} \quad [4]$$

Simultáneamente, se modelará la estructura en el programa SAP2000, con los miembros establecidos. Una vez modelada la estructura, se llevará a cabo un estudio de las derivas del edificio, resultado de las cargas sísmicas. Esto sucederá de cuatro maneras distintas, que se explicarán a continuación.

Primero, se aplicarán las cargas sísmicas calculadas en el nudo central del edificio (nudo C-3 en la figura 3.1) para determinar las deflexiones del edificio y establecer las derivas, según el CSCR-10. El segundo método es muy similar al primero, con la única diferencia siendo que el programa establecerá el centro de masa del edificio para aplicar la carga en lugar de ser aplicada directamente al nudo central.

Como tercer método, se permitirá que el programa calcule las cargas sísmicas y las aplique independientemente, asignando únicamente el coeficiente sísmico calculado de acuerdo con el CSCR-10. El programa realizará un análisis estático similar a los más manuales explicados previamente. Para este caso, se tomarán las deflexiones y se calcularán las derivas igual que los primeros dos métodos.

El último método por utilizar sería tipo dinámico y también lo llevará a cabo el programa SAP2000. Para este caso, se asignará un espectro de respuesta, según el CSCR-10, y el programa realizará, por sí solo, el análisis dinámico de la estructura. Devolviendo las deflexiones de las múltiples posibilidades de oscilación del edificio. Con las cuales se calcularán las derivas a partir de las deflexiones más críticas.

Una vez obtenidas los desplazamientos elásticos por nivel ( $\delta_i^e$ ) con el programa SAP2000, se deberá calcular un nuevo periodo de la estructura, utilizando la ecuación 7-3 del código, donde “T” es el nuevo periodo y “g” la aceleración de la gravedad:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \cdot \frac{\sum_{i=1}^N W_i \cdot (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^N F_i \cdot \delta_i^e}} \quad [5]$$

Si el nuevo periodo difiere con el periodo anterior en más de un 5 %, se deberá realizar nuevamente el procedimiento con el nuevo T hasta obtener una diferencia inferior a la indicada. De lo contrario, se podrán establecer las derivas.

El límite de deriva para ambos edificios será de 0.018, ya que ambos edificios serán interpretados como tipo dual. Esto, para mantener la mayor similitud posible entre las dos estructuras. Y las derivas ( $\Delta$ ) serían establecidas, de acuerdo con la sección 7.6 del CSCR-10, utilizando la siguiente ecuación, donde “ $\mu$ ” corresponde a la ductilidad global.

$$\Delta = \frac{\mu \cdot SR \cdot \delta_i^e}{h_i} \quad [6]$$

Cuando la estructura haya cumplido con las derivas, se continuará con el diseño de la estructura, el cual se llevará a cabo con el programa SAP2000 y se corroborará manualmente en el programa Excel. Tanto el programa como la comprobación respetarían lo estipulado por la norma estadounidense ANSI/AISC 360-16 o Especificaciones Estructurales para Edificios de Acero. El programa indicará directamente si las piezas cumplen; mientras tanto, manualmente se determinarán las resistencias de los miembros y se compararán con los resultados del programa.

Para el modelo con nudos de momento, se realizará un análisis respetando las ecuaciones de carga última (CU) de acuerdo con el CSCR-10 en la sección 6.2, mientras que, para el marco con nudos apertados, el programa ejecutará por sí solo los parámetros establecidos por la norma



ANSI/AISC 341-16 o provisiones sísmicas de edificios de acero estructural. En ambos casos, se simulará la aplicación de las múltiples combinaciones de carga sobre los edificios, determinando las cargas máximas bajo las cuales cada elemento deberá desempeñarse.

Para la comprobación manual, en Excel, las columnas serán revisadas respecto a compresión, las vigas por deflexión y cortante, mientras que los arriostres por compresión y tensión. A continuación, se presentarán estos procesos, de acuerdo con la ANSI/AISC 360-16. Para los elementos sometidos a compresión, se procurará un comportamiento plástico; por lo tanto, es importante que el miembro evaluado presente la relación brindada a continuación.

$$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad [7]$$

Donde,  $L_c$  representa la longitud del elemento multiplicada por un factor, que en la presente investigación será tomado como 1;  $r_y$  representaría el radio de giro del miembro evaluado sobre su eje y.  $E$  y  $F_y$  corresponden a propiedades del material, donde sus valores son  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  y  $3500 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

Para obtener la resistencia del elemento ( $\phi P_n$ ), se emplea la siguiente ecuación:  $\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g$ , donde  $A_g$  representa el área del miembro y  $\phi F_{cr}$  se obtiene empleando las siguientes dos ecuaciones.

$$\phi F_{cr} = \phi \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y \quad [8]$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{L_c}{r_y} \right)^2} \quad [9]$$

Para los miembros sometidos a flexión, también se procurará un desempeño en zona plástica, por lo que  $L_b \leq L_p$ , donde  $L_b$  magnifica la longitud del miembro sin soportes transversales y  $L_p$  resulta de la ecuación presentada a continuación.

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad [10]$$

Es importante mencionar que, como todos los elementos a utilizar, corresponderían a perfiles con el mismo acero, los valores de  $E$  y  $F_y$  serán los mismos a través de toda la investigación. Respetando la relación presentada, se podrá calcular la resistencia en flexión:  $\phi M_n = \phi M_p$ . Donde,  $M_p = F_y \cdot Z_x$ . Si no se cumple la relación, se deberá corroborar que  $L_p < L_b \leq L_r$ . Obteniendo el valor de  $L_r$  utilizando las siguientes ecuaciones.

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad [11]$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1 \cdot h \cdot t_w}{6 b_f \cdot t_f}\right)}} \quad [12]$$

En donde,  $J_c$ ,  $S_x$ ,  $h_o$ ,  $h$ ,  $t_w$ ,  $b_f$  y  $t_f$  son propiedades de la sección a evaluar, recuperadas de la tabla 1-1 del Manual de Construcción en Acero (2018) del AISC. Si se cumple esta segunda relación, en lugar de la primera, se podría obtener la resistencia a flexión, respetando la siguiente ecuación. En donde  $C_b$  tomaría el valor de 1.

$$\phi M_n = \phi C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p \quad [13]$$

Respecto a la revisión por cortante, se obtendría de la siguiente manera:  $V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$ . Siendo  $A_w$  el área del alma de la sección evaluada y  $C_v$  resultaría de la siguiente ecuación, donde  $k_v = 5,34$ :

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} ; \quad C_v = 1 \quad [14]$$

$$\text{Si no, } C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad [15]$$

La resistencia a tensión se obtendrá de la siguiente manera:  $\phi P_n = \phi F_y \cdot A_g$ . En todos los casos, el factor de reducción ( $\phi$ ) toma un valor de 0.9.

Algunos elementos deberán ser revisados para que cumplan por esbeltez, principalmente los sometidos a compresión, para evitar el pandeo local, lo que se lograría respetando la tabla 10.6 del CSCR-10 o la tabla D1.1 del ANSI/AISC 341-16 (la tabla 10.6 del CSCR-10 se muestra en el anexo F).

En este punto, también es importante realizar un detallado sísmico de los marcos arriostrados, ya que las columnas y vigas en ellos deben ser diseñadas de acuerdo con los arriostres y no solo para las combinaciones de cargas. Por lo que se establecerá que los miembros indicados son capaces de superar la resistencia de los arriostres. De no realizarse, podría resultar en arriostres más resistentes que los otros miembros del marco.

Para ello, se supondrá que los arriostres se encuentran cargados hasta su capacidad y se transmitirán sus cargas a las vigas y columnas. Primero se evaluarán los dos anteriores como si tomaran todas las cargas, además de todas las cargas vivas y muertas. Luego, se estudiarán las vigas como si absorbieran todas las cargas de tensión de los arriostres junto a un 30 % de las cargas de compresión, representando una situación de post-pandeo de los arriostres.

Una vez completado lo anterior, la estructura se considera diseñada, y se procedería al análisis tipo *push-over*, donde se realizaría un modelo simplificado también en SAP2000, de los edificios, conformados únicamente por columnas, vigas y arriostres; con sus conexiones respectivas. El programa asignaría una carga horizontal sobre el edificio, la cual aumenta paulatinamente hasta que el edificio colapsa. Dando como resultado, las respuestas por capacidad de los edificios.

Del análisis por el programa SAP2000, se recuperarán también los valores de capacidad respecto a aceleración espectral ( $S_a$ ) y desplazamiento espectral ( $S_d$ ) de cada eje en cada estructura. La capacidad de los edificios será comparada con los mismos valores de demanda espectral. Esta demanda será calculada con las siguientes ecuaciones, del CSCR-10.

$$S_a = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} \cdot g \quad [16]$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a \cdot \mu \quad [17]$$

Los valores serán calculados para cada valor de aceleración efectiva y factor espectral dinámico según las tablas del apéndice E del CSCR-10. Es importante mencionar que, para este punto, se considerará una sobre resistencia (SR) de uno, ya que en el diseño se utilizó un valor de dos. En las ecuaciones,  $g$  corresponde al valor de la aceleración de la gravedad (9.81m/s/s) y para el factor de importancia (I), periodo (T) y ductilidad global ( $\mu$ ) se utilizan los valores utilizados a través del diseño de las estructuras (La conversión de los valores del FED a aceleración espectral se muestran en el anexo G).

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

Primeramente, se muestra una ecuación, la cual se utilizará para calcular las diferencias entre dos resultados en forma de porcentaje de diferencia. Esta ecuación será utilizada en varios puntos para analizar datos y es cómo se muestra seguidamente.

$$Diferencia = \frac{Valor\ mayor - Valor\ menor}{Valor\ mayor} \cdot 100 \quad [18]$$

Para la bajada de cargas, se indicarán las cargas transferidas por las viguetas y vigas en las zonas establecidas, posteriormente, se mostrarán tablas con las cargas totales por nivel en las columnas que se indicarán. De esta forma, se presentará al final una tabla con secciones de elementos a utilizar, para que cumplan con las cargas previamente definidas.

Para el cumplimiento de derivas, primero, se presentará una tabla con el peso sísmico de la estructura por nivel, y luego otra tabla con la fuerza sísmica que debería actuar en cada nivel. Posteriormente, se presentarán 4 tablas adicionales, una para cada método de análisis de derivas, explicados anteriormente. Estas tablas contendrán los valores de los desplazamientos en milímetros y las derivas por cada eje de cada edificio. Los resultados de las derivas serán analizados, comparando los resultados obtenidos por cada método, buscando relaciones, diferencias y tendencias, entre ellos.

Con respecto al diseño de las estructuras, primero, se comparará los resultados obtenidos con la bajada de cargas y los resultados obtenidos del programa para las mismas columnas. Aquí, se utilizará la ecuación de diferencia presentada al inicio de esta sección. Se espera que los resultados no varíen significativamente, dando validez a los procedimientos desarrollados hasta este punto.

Una vez corroborada la bajada de cargas, se procederá a mostrar una tabla con un resumen del cálculo de las capacidades de los elementos seleccionados de acuerdo con la función que desempeñan en la estructura. Las capacidades de los miembros también serán calculadas por el programa de análisis, por lo que se recuperarán estas capacidades y se presentarán en una tabla comparándolas con las capacidades calculadas manualmente utilizando la ecuación de diferencia. La diferencia deberá ser mínima y se explicará el porqué de cualquier discrepancia.

El programa SAP2000 analizará las estructuras y mostrará las cargas que deberán conllevar sus miembros. Por lo que se presentarán varias tablas, agrupadas por función del elemento, donde se comparará la capacidad de la sección respecto a las cargas que deberán soportar. La manera en la que se establece una relación es utilizando la ecuación de diferencia, ajustándola para mostrar una relación de esfuerzos, de la siguiente manera.

$$\text{Relación de esfuerzos} = \frac{\text{Capacidad} - \text{Desempeño}}{\text{Capacidad}} \cdot 100 \quad [19]$$

De esta manera, se obtiene a qué porcentaje de capacidad, el miembro se deberá desempeñar para las cargas establecidas. Aquí, se explicará el porqué de cada magnitud de relación de esfuerzos presentada.

Pasando a los análisis tipo *push-over*, se recuperarán los parámetros del procedimiento paso por paso y en Excel se graficarán para obtener la gráfica de esfuerzo en relación con la deformación. Con estas gráficas, se mostrarán sobreposiciones del desempeño de ambos ejes por cada edificio para demostrar simetría estructural en ambos ejes. Luego, se sobrepondrán las gráficas de los dos edificios por eje. Logrando identificar las diferencias del rendimiento de cada edificio.

En este punto, se estudiará el comportamiento de la estructura, según el programa SAP2000, paso por paso, para lograr identificar puntos importantes durante el aumento de las cargas laterales, por lo que se mostrarán imágenes de puntos importantes durante el análisis. Es altamente probable que los miembros conectados por conexiones, de momento, presenten plastificación en sus extremos, por lo que se analizará la rotación de un nudo específico en ambos edificios, para establecer diferencias en el comportamiento.

Finalmente, se graficarán las capacidades espectrales de los ejes de cada edificio y se sobrepondrán junto a la demanda espectral correspondiente. Con esto, se lograrán establecer relaciones entre los edificios y sus ejes.

## Capítulo IV: Análisis de los resultados

### 4.1 Bajada de cargas y dimensionamiento previo

La bajada de cargas manual se presenta para tres columnas de los edificios, como se aprecia en la figura 4.1, estas columnas son la B4, la C3 y la E1.

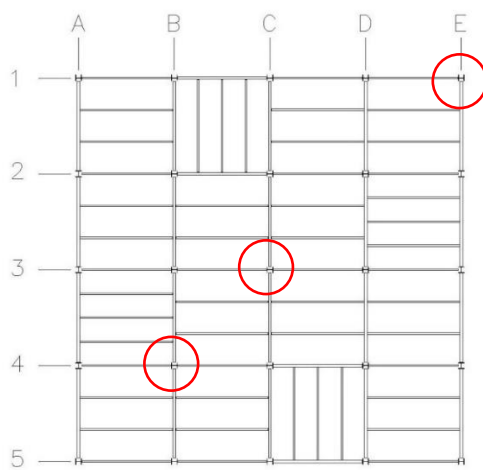


Figura 4.1

Columnas para la bajada de cargas.  
(Elaboración propia).

Para iniciar, se utilizaron como cargas distribuidas los valores de  $904 \text{ kg/m}^2$  para los entrepisos y de  $686 \text{ kg/m}^2$  para el techo, resultado de la segunda combinación del CSCR-10. A continuación se muestra cómo se obtuvieron estas cargas, de acuerdo con la ecuación [2] y en el anexo D.

$$CU = 420 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.2 + 250 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.6 = 904 \text{ kg/m}^2$$

$$CUT = 305 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.2 + 200 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.6 = 686 \text{ kg/m}^2$$

Estas cargas se transmitirían, hacia las viguetas, de acuerdo con la sección de entrepiso de la siguiente manera:

Sección	Carga distribuida (kg/m)	
Con dos viguetas	1397.00	En techo
	1836.57	En otros niveles
Con tres viguetas	1054.00	En techo
	1384.57	En otros niveles

Tabla 4.1

Cargas distribuidas en viguetas de entrepiso.  
(Elaboración propia).

Con las cargas presentadas en la tabla anterior, se propone utilizar viguetas W12x14 en el techo y viguetas W12x16 en los otros niveles. Estos perfiles presentan un peso lineal de 25.00 kg/m y de 28.57 kg/m, respectivamente, incluyendo un factor de 1.2, según la segunda combinación del código. Estas viguetas transmitirían las cargas en forma puntual a ambos extremos, tal como se resume en la tabla a continuación.

Sección	Carga Puntual (kg)	
Con dos viguetas	4190.99	En techo
	5509.71	En otros niveles
Con tres viguetas	3161.99	En techo
	4153.71	En otros niveles

Tabla 4.2

Cargas puntuales que transmiten las viguetas a vigas de carga.  
(Elaboración propia).

Con las cargas puntuales anteriores, se han seleccionado como vigas de carga (VC) los perfiles W14x30 para el techo, con un peso lineal de 44,64 kg/m y W14x34 para los otros niveles, con un peso lineal de 50,59 kg/m. Ambos pesos son presentados con el factor incremental correspondiente. Además, se ha optado por utilizar vigas de amarre (VA) tipo W12x16 para el techo y W12x19 para los otros niveles.



#### 4.1.1 Bajada de cargas para la columna B4

Considerando las cargas puntuales que transmiten las viguetas a las vigas y sus pesos propios, se presenta una tabla con las cargas puntuales que transmitirían las vigas a la columna. Las vigas y columnas son nombradas de acuerdo con los ejes donde están ubicadas.

Es importante mencionar que las vigas en el edificio de momento transmitirían momentos a las columnas; sin embargo, la columna B4 se encuentra conectada a vigas en cada uno de sus ejes y a ambos extremos, por lo que el momento terminaría contrarrestándose hasta cierto grado que puede desprejarse en la columna.

Nivel	Viga	Carga puntual (kg)
Techo	VC B-34	9094.69
	VC B-45	8542.69
	VA 4-AB	3687.21
	VA 4-BC	4201.71
Otros niveles	VC B-34	11922.40
	VC B-45	11201.54
	VA 4-AB	4847.78
	VA 4-BC	5525.78

Tabla 4.3

Cargas puntuales transmitidas de vigas a columna B4.  
(Elaboración propia).

Con las cargas presentadas, se ha optado por utilizar Columnas con un perfil W14x132, con un peso lineal, incluyendo el factor incremental, de 235.7 kg/m. Conociendo las cargas puntuales aplicadas sobre la columna y el perfil a utilizar, se puede hacer la bajada de cargas, como se resume en la siguiente tabla.

Bajada de cargas	Carga (kg)
En Techo (N4)	25526.29
En N3	59848.73
En N2	94171.17
En N1	128493.60
En Suelo	129318.54

Tabla 4.4

Bajada de cargas para la columna B4.  
(Elaboración propia).

### 4.1.2 Bajada de cargas para la columna C3

Igual que en la sección anterior, primero, se presentará una tabla con las cargas que transmiten las vigas a la columna y luego, otra tabla con la bajada de cargas. Por la consistencia en el edificio y la simetría en torno a la columna C3, muchos valores son idénticos. Para esta columna, los momentos deberían ser nulos, ya que la simetría a cada extremo de los dos ejes es idéntica, contrarrestando los momentos que generaría cada viga.

Nivel	Vigas	Carga Puntual (kg)
Techo	VC C-23 y C-34	8542.69
	VA 3-BC y 3-CD	4201.71
Otros niveles	VC C-23 y C-34	11201.54
	VA 3-BC y 3-CD	5525.78

Tabla 4.5

Cargas puntuales transmitidas de vigas a columna C3.  
(Elaboración propia).

Bajada de cargas	Carga (kg)
En Techo (N4)	25488.80
En N3	59768.38
En N2	94047.96
En N1	128327.50
En Suelo	129152.50

Tabla 4.6

Bajada de cargas para la columna C3.  
(Elaboración propia).

### 4.1.3 Bajada de cargas para la columna E1

De igual forma que en los dos procesos anteriores, se presentarán las tablas correspondientes para la columna E1.

Nivel	Vigas	Carga Puntual (kg)
Techo	VC E-12	4271.35
	VA 1-DE	2100.85
Otros niveles	VC E-12	5600.77
	VA 1-DE	2762.89

Tabla 4.7

Cargas puntuales transmitidas de vigas a columna E1.  
(Elaboración propia).

Bajada de cargas	Carga (kg)
En Techo (N4)	6372.20
En N3	15560.80
En N2	24749.40
En N1	33937.99
En Suelo	34762.93

Tabla 4.8

Bajada de cargas para la columna E1.  
(Elaboración propia).

### 4.1.4 Resumen de elementos a utilizar

A continuación, se presenta una tabla con los elementos que conformarán el edificio. Los perfiles se obtuvieron con cálculos manuales rápidos. Más adelante, se corroborará el cumplimiento de las secciones durante el diseño sísmico. La dimensión final de los arriostres se determinó para cumplir con las derivas del CSCR-10, en lugar de las cargas sísmicas directamente, después de un proceso iterativo. Mientras que las columnas de los marcos arriostrados se establecieron para cumplir con el detallado sísmico del marco tipo SCBF, lo que se comprenderá mejor en la sección 4.3.7 del presente capítulo.

Nivel	Elemento	Perfil
Techo	Viguetas	W12x16
	Vigas de Carga	W14x30
	Vigas de amarre	W12x16
Otros niveles	Viguetas	W12x19
	Vigas de Carga	W14x34
	Vigas de amarre	W12x19
Todos	Columnas en marcos no arriostrados	W14x132
	Columnas en marcos arriostrados	W14X257
	Arriostres en primeros dos niveles	W10x100
	Arriostres en últimos dos niveles	W10x88

Tabla 4.9

Resumen de elementos del edificio.  
(Elaboración propia).

## 4.2 Cumplimiento de derivas

A continuación, se presenta la tabla 4.10, donde se puede apreciar el peso del edificio, que actúa sísmicamente, distribuido por nivel.

Nivel	Permanente Total (kg)	Temporal Total (kg)	W total (kg)
1	285199.44	21600	306799.44
2	284870.89	21600	306470.89
3	284542.35	21600	306142.35
4	202749.66	0	202749.66

Tabla 4.10

Peso sísmico de la estructura por niveles.  
(Elaboración propia).

De la tabla anterior, se puede extraer un peso total de la estructura equivalente a 1 122 162.35 kg (1 122 ton). Conociendo el FED para un periodo de 0.32, con un valor de 1.118. Se puede calcular el coeficiente sísmico (C), el cual toma un valor de 0,2012. Y, por ende, el cortante

basal (V) adoptaría un valor de 225 823.95 kg. En la tabla 4.11, se puede observar los cálculos de la fuerza sísmica correspondiente a cada nivel y en cada sentido del edificio.

Nivel	h (m)	W*h	F (kg)
1	3.5	1073798.04	26152.62
2	7	2145296.26	52249.23
3	10.5	3214494.65	78289.83
4	14	2838495.29	69132.27
Total:		9290482.84	225823.95

Tabla 4.11

Fuerza sísmica correspondiente a cada nivel del edificio.  
(Elaboración propia).

La sumatoria de las fuerzas sísmicas es equivalente al cortante basal (V), por lo que se puede establecer el cálculo de estos como correcto.

#### 4.2.1 Análisis de derivas en modelos SAP2000

En la siguiente figura, se puede apreciar el modelo elaborado en el programa de análisis, el cual fue elaborado con las propiedades del edificio indicadas hasta el momento. Ambos modelos son idénticos, con la única diferencia siendo el tipo de conexión utilizada.

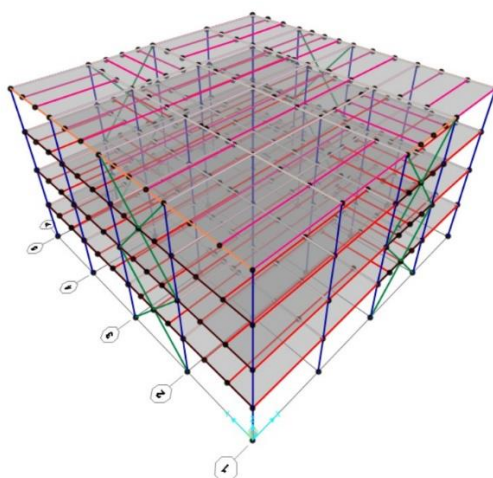


Figura 4.2

Modelo en programa de análisis SAP2000.  
(Captura de pantalla propia).

Se procedió a ejecutar los análisis estáticos y el análisis dinámico de la estructura con las cargas calculadas anteriormente y, en seguida, se muestran los resultados tabulados, mostrando las deformaciones ( $\delta$ ) de los edificios y las derivas ( $\Delta$ ) respectivas, comparando los resultados para el edificio con nudos de momento y el edificio con nudos articulados.

Los resultados se presentarán en las tablas 4.12, 4.13, 4.14 y 4.15, en donde representan los cuatro métodos aplicados y explicados en el capítulo anterior. La primera tabla muestra el comportamiento del edificio según el primer método, y así progresivamente hasta llegar a la cuarta tabla, donde se estudian los resultados del cuarto método.

Nivel	Edificio con nudos de momento				Edificio con nudos articulados			
	Eje x		Eje y		Eje x		Eje y	
	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$
1	1.72	0.003	1.74	0.003	2.08	0.004	2.25	0.004
2	4.51	0.008	4.43	0.008	4.98	0.009	5.05	0.009
3	7.04	0.012	6.86	0.012	7.68	0.013	8.07	0.014
4	9.05	0.016	8.72	0.015	9.86	0.017	9.92	0.017

Tabla 4.12

Deformaciones y derivas de edificios aplicando cargas a nudos centrales.  
(Elaboración propia).

Nivel	Edificio con nudos de momento				Edificio con nudos articulados			
	Eje x		Eje y		Eje x		Eje y	
	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$
1	1.72	0.003	1.74	0.003	2.08	0.004	2.25	0.004
2	4.51	0.008	4.43	0.008	4.98	0.009	5.05	0.009
3	7.04	0.012	6.86	0.012	7.68	0.013	8.07	0.014
4	9.05	0.016	8.72	0.015	9.96	0.017	9.92	0.017

Tabla 4.13

Deformaciones y derivas de edificios aplicando cargas en centro de masa.  
(Elaboración propia).

Nivel	Edificio con nudos de momento				Edificio con nudos articulados			
	Eje x		Eje y		Eje x		Eje y	
	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$
1	1.71	0.003	1.73	0.003	2.08	0.004	2.24	0.004
2	4.50	0.008	4.42	0.008	4.97	0.009	5.04	0.009
3	7.03	0.012	6.84	0.012	7.66	0.013	8.04	0.014
4	9.03	0.016	8.70	0.015	9.84	0.017	9.89	0.017

Tabla 4.14

Deformaciones y derivas de edificios introduciendo coeficiente sísmico  $C = 0.2012$ .  
(Elaboración propia).

Nivel	Edificio con nudos de momento				Edificio con nudos articulados			
	Eje x		Eje y		Eje x		Eje y	
	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$	$\delta$ (mm)	$\Delta$
1	1.36	0.002	1.39	0.002	1.68	0.003	1.81	0.003
2	3.64	0.006	3.60	0.006	4.06	0.007	4.14	0.007
3	5.72	0.010	5.60	0.010	6.28	0.011	6.64	0.011
4	7.36	0.013	7.12	0.012	8.07	0.014	8.14	0.014

Tabla 4.15

Deformaciones y derivas de edificios con espectro de respuesta según CSCR-10.  
(Elaboración propia).

Estudiando las tablas anteriores, se pueden establecer relaciones en los resultados. Los primeros dos métodos utilizados resultan en valores idénticos. Esto implica que el nudo central del edificio (nudo C3 en la figura 4.1) corresponde al centro de masa de cada nivel. Los valores no difieren, porque las cargas fueron las mismas para ambos procedimientos, cambiando únicamente la manera en que fueron aplicadas.

Estudiando el tercer método, se pueden apreciar ligeras varianzas en los resultados, pero no suficientes para concluir algún error. Esta diferencia puede presentarse en la forma que el programa calcula las fuerzas sísmicas, a diferencia del procedimiento manual expuesto al inicio de la sección 4.2. La diferencia en los valores es considerada aceptable y no invalida ninguno de los procedimientos.

En el último método es donde se presentan los resultados con mayor diferencia, y eso se puede atribuir al hecho de ser un procedimiento diferente. Mientras que los primeros tres procedimientos corresponden a estudios estáticos de los edificios, el último procedimiento es de

carácter dinámico. Con los resultados, se puede corroborar el hecho de que el procedimiento estático es más conservador que el dinámico, al menos para el edificio propuesto, ya que las derivas son mayores para los primeros métodos que en el último.

El carácter precavido del estudio estático resulta en derivas para el cuarto nivel, casi llegando al límite establecido de 0.018. Sin embargo, con el último procedimiento, se puede notar que las derivas son muy inferiores. Por lo que se optará por continuar con el edificio, tal como se ha propuesto hasta el momento. La tendencia de las derivas disminuiría proporcionalmente conforme se rigidicen los marcos arriostrados del edificio. En otras palabras, si las derivas en los métodos estáticos disminuyen, también lo harán en el método dinámico. Y con el cumplimiento del último es suficiente, pero, para la presente investigación, se determinó alcanzar el cumplimiento de todos los procedimientos, aunque resulte en un edificio sumamente rígido.

Analizando las deformaciones, también se puede establecer un comportamiento diferente en los edificios. En todos los casos, las deformaciones son superiores para el edificio con nudos arriostrados, bajo un mismo procedimiento. Por ello, se puede asegurar que los tipos de conexiones sí afectan el comportamiento del edificio diseñado ante cargas laterales. A tal punto que, inclusive, puede cambiar el eje más rígido de la estructura. En el edificio con nudos rígidos, se puede notar que el eje Y presenta menos deformaciones, mientras que, para el edificio con nudos apernados, el eje Y es el que presenta movimientos de mayor magnitud.

### **4.3 Diseño de las estructuras**

#### ***4.3.1 Corroboración de la bajada de cargas***

En la tabla a continuación, se compararán las cargas que llegan a la base de las columnas evaluadas en la sección 4.1, respecto a los resultados obtenidos del análisis en el programa SAP2000. También, se confirmará el supuesto que la combinación dos del código es la que resulta en mayores magnitudes.



Columna	Resultado manual (kg)	Edificio con nudos de momento		Edificio con nudos articulados	
		Magnitud (kg)	Diferencia	Magnitud (kg)	Diferencia
B4	129318.54	130299.30	0.75 %	129249.85	0.05 %
C3	129152.50	130265.22	0.85 %	129085.87	0.05 %
E1	34762.93	34461.55	0.87 %	35270.09	1.44 %

Tabla 4.16

Comparación de bajada de cargas manual con programa SAP2000 para columnas B4 C3 y E1. (Elaboración propia).

Como se puede observar en la tabla 4.16, la diferencia entre los cálculos manuales y los resultados del programa de análisis es relativamente baja. Dado este hecho, se puede verificar que ambos procedimientos son correctos y se puede proceder empleando únicamente las cargas aportadas por el programa.

#### 4.3.2 Capacidades de los elementos

En la tabla 4.17, se puede observar las capacidades de cada elemento, calculadas manualmente, evaluado de acuerdo con su función en los edificios.

Elemento	Función	Capacidad
		Donde, $L_c = 350\text{cm}$ , $r_y = 9.55\text{cm}$ $\wedge$ $A_g = 250.32\text{cm}^2$
W14x132	Columna (compresión)	$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 36.65 \leq 115.62$ $\therefore F_e = 15432.14\text{kg/cm}^2 \wedge \phi F_{cr} = 2864.73\text{kg/cm}^2$ <p>Entonces, <math>\phi P_n = 717106.15\text{kg}</math></p>
		Donde, $L_c = 350\text{cm}$ , $r_y = 10.49\text{cm}$ $\wedge$ $A_g = 487.74\text{cm}^2$
W14x257	Columna (compresión)	$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 33.36 \leq 115.62$

		$\therefore F_e = 18618.75kg/cm^2 \wedge \phi F_{cr} = 2911.66kg/cm^2$ Entonces, $\phi P_n = 1420134.31kg$
		Donde, $L_b = 150cm, Z_x = 894.73cm^2 \wedge r_y = 3.89cm$ $L_p = 167.54cm$ $\therefore \phi M_n = 28184.11kg \cdot m$ Donde, $L_b = 200cm \wedge r_{ts} = 4.51cm$ $L_r = 415.75cm$ $\therefore M_p = 31315.68kg \cdot m \wedge M_n = 29771.98kg \cdot m$ $\phi M_n = 26794.78kg \cdot m$
W14x34	Viga de Carga (flexión)	
	Viga de Carga (cortante)	Donde, $\frac{h}{t_w} = 43.1 < 62.3; C_v = 1$ Entonces, $\phi V_n = 50544.19kg$
		Donde, $L_b = 150cm, Z_x = 775.11cm^2 \wedge r_y = 3.78cm$ $L_p = 163.16cm$ $\therefore \phi M_n = 24415.91kg \cdot m$ Donde, $L_b = 200cm \wedge r_{ts} = 4.46cm$ $L_r = 410.27cm$ $\therefore M_p = 27128.78kg \cdot m \wedge M_n = 25598.16kg \cdot m$ $\phi M_n = 23038.34kg \cdot m$
W14x30	Viga de Carga (flexión)	
	Viga de Carga (cortante)	Donde, $\frac{h}{t_w} = 45.4 < 62.3; C_v = 1$ Entonces, $\phi V_n = 47664.49kg$
		Donde, $L_b = 60cm, Z_x = 404.76cm^2 \wedge r_y = 2.09cm$ $L_p = 90.01cm$ $\therefore \phi M_n = 12749.96kg \cdot m$
W12x19	Viga de Amarre (flexión)	

	Viga de Amarre (cortante)	Donde, $\frac{h}{t_w} = 46.2 < 62.3$ ; $C_v = 1$ Entonces, $\phi V_n = 36614.44kg$
W12x16	Viga de Amarre (flexión)	Donde, $L_b = 60cm$ , $Z_x = 329.38cm^2$ $\wedge$ $r_y = 1.96cm$ $L_p = 84.65cm$ $\therefore \phi M_n = 10375.47kg \cdot m$
	Viga de Amarre (cortante)	Donde, $\frac{h}{t_w} = 49.4 < 62.3$ ; $C_v = 1$ Entonces, $\phi V_n = 34187.93kg$
W10x88		Donde, $L_c = 460cm$ , $r_y = 6.68cm$ $\wedge$ $A_g = 167.10cm^2$
	Arriostre (compresión)	$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 68.86 \leq 115.62$ $\therefore F_e = 4371.02kg/cm^2$ $\wedge$ $\phi F_{cr} = 2252.99kg/cm^2$ Entonces, $\phi P_n = 376466.12kg$
	Arriostre (tensión)	Donde, $A_g = 167.10cm^2$ $\phi P_n = 526353.79kg$
W10x100		Donde, $L_c = 460cm$ , $r_y = 6.73cm$ $\wedge$ $A_g = 189.68cm^2$
	Arriostre (compresión)	$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 68.34 \leq 115.62$ $\therefore F_e = 4437.75kg/cm^2$ $\wedge$ $\phi F_{cr} = 2264.37kg/cm^2$ Entonces, $\phi P_n = 429499.02kg$
	Arriostre (tensión)	Donde, $A_g = 189.68cm^2$ $\phi P_n = 597482.68kg$

Tabla 4.17

Cálculos de resistencias de los miembros en el edificio.  
(Elaboración propia).

A continuación, en la tabla 4.18, se presenta la comparación de la resistencia calculada manualmente, respecto a la resistencia calculada por el programa SAP2000 para los mismos elementos. Como se ha mencionado previamente, ambos procedimientos son idénticos, por lo que los resultados no deben variar significativamente.

Elemento	Función	Cálculos manuales	Cálculos SAP2000	Diferencia
W14x132	Compresión	717.11 ton	712.41 ton	0.65 %
W14x257	Compresión	1420.13 ton	1418.91 ton	0.09 %
	Flexión ( $L_b = 1.5m$ )	28.18 ton-m	28.00 ton-m	0.70 %
W14x34	Flexión ( $L_b = 2.0m$ )	26.79 ton-m	26.80 ton-m	0.03 %
	Cortante	50.54 ton	48.87 ton	3.30 %
	Flexión ( $L_b = 1.5m$ )	24.42 ton-m	23.96 ton-m	1.87 %
W14x30	Flexión ( $L_b = 2.0m$ )	23.04 ton-m	22.76 ton-m	1.22 %
	Cortante	47.66 ton	45.64 ton	4.24 %
W12x19	Flexión	12.75 ton-m	12.66 ton-m	0.73 %
	Cortante	36.61 ton	35.12 ton	4.08 %
W12x16	Flexión	10.38 ton-m	10.18 ton-m	1.86 %
	Cortante	34.19 ton	32.34 ton	5.39 %
W10x88	Compresión	376.47 ton	372.05 ton	1.17 %
	Tensión	526.35 ton	524.67 ton	0.32 %
W10x100	Compresión	429.50 ton	420.84 ton	2.02 %
	Tensión	597.48 ton	593.31 ton	0.69 %

Tabla 4.18

Comparación de capacidades de elementos bajo cálculos manuales respecto a cálculos en SAP200.

(Elaboración propia).

Observando la tabla 4.18, se puede establecer una diferencia no muy grande entre los cálculos manuales y los del programa. Los valores que presentan mayor discrepancia corresponderían a los resultados de cortante en vigas. Sin embargo, el principal parámetro para considerar en vigas sería el de flexión, donde las diferencias no son significantes.

Las diferencias en los resultados pueden atribuirse a diferencias en la geometría de los miembros. Mientras que, para los cálculos manuales, las propiedades geométricas son obtenidas de una tabla del AISC, el programa calcula dichas propiedades, a partir de las dimensiones de los perfiles ingresadas por el usuario, por lo que pueden existir ligeras variaciones.

Otro factor donde pueden surgir diferencias es en las propiedades del acero. Por ejemplo, al realizar los cálculos manuales, se utilizó  $F_y = 3500\text{kg/cm}^2$ , mientras que el programa utiliza valores más aproximados ( $F_y = 3515.35\text{kg/cm}^2$ ) para el acero grado 50.

A pesar de esto, la ligera diferencia entre las capacidades de los elementos puede verificar ambos procedimientos. Por lo tanto, a partir de este punto, se procederá con las capacidades establecidas por el programa, ya que son más precisas y, en general, resultan en una resistencia ligeramente inferior a los cálculos manuales.

#### 4.3.3 Cumplimiento de las columnas

A continuación, se presentan las tablas 4.19 y 4.20; la primera demuestra a qué porcentaje se deberían desempeñar las columnas ante un caso de cargas en compresión máximas según las combinaciones del CSCR-10; y la segunda expresa el cumplimiento de los elementos para los parámetros de esbeltez.

Perfil W	Ubicación	$\phi P_n$ (ton)	Edificio con nudos de momento		Edificio con nudos articulados	
			$P_u$ (ton)	Relación de esfuerzos	$P_u$ (ton)	Relación de esfuerzos
W14x132	B4	712.41	92.85	13.03 %	114.06	16.01 %
W14x132	C3	712.41	92.88	13.04 %	113.88	16.00 %
W14x132	E1	712.41	27.79	3.90 %	31.24	4.39 %
W14x257	A4	1418.91	152.82	10.77 %	174.50	12.30 %
W14x257	C5	1418.91	158.29	11.16 %	172.93	12.19 %

Tabla 4.19

Cumplimiento de las columnas ante compresión en el primer nivel, según SAP2000.  
(Elaboración propia).

Perfil	Para las alas			Para las almas			
	b/t	Límite	$h/t_w$	$P_u$	$P_y$	$C_a$	Límite
W14x132	7.15	9.34	17.7	92.88ton	963.74ton	0.107	62.38
W14x257	4.23	9.34	9.71	158.29ton	1877.80ton	0.094	66.15

Tabla 4.20

Cumplimiento de esbeltez de las columnas.  
(Elaboración propia).

Estudiando la tabla 4.19. se puede observar como las columnas, en el caso más crítico, solo se desempeñan a un 16 % de su capacidad; en otras palabras, las columnas son sumamente rígidas. Esto se debe a que los marcos arriostrados también son sumamente rígidos, resultado de los parámetros establecidos por el código costarricense para el cumplimiento de derivas, en los edificios propuestos.

#### 4.3.4 Cumplimiento de las vigas de carga

Al igual que en el estudio de las columnas, ahora se presentan las tablas respectivas para las vigas de carga. Comparando los momentos, el cortante y la esbeltez de los miembros.

Perfil W	Ubicación	Nivel	$\phi M_n$ (ton-m)	Edificio con nudos de momento		Edificio con nudos articulados	
				$M_u$ (ton-m)	Relación de esfuerzos	$M_u$ (ton-m)	Relación de esfuerzos
W14x34	B-34	N2	28.00	15.31	54.68 %	23.75	84.82 %
	B-45	N2	26.80	15.29	57.05 %	22.30	83.21 %
W14x30	B-34	Techo	23.96	11.74	49.00 %	18.10	75.54 %
	B-45	Techo	22.76	11.94	52.46 %	17.00	74.69 %

Tabla 4.21

Cumplimiento de algunas vigas de carga ante flexión, según SAP2000.  
(Elaboración propia).

Perfil W	Ubicación	Nivel	$\phi V_n$ (ton)	Edificio con nudos de momento		Edificio con nudos articulados	
				$V_u$ (ton)	Relación de esfuerzos	$V_u$ (ton)	Relación de esfuerzos
W14x34	B-34	N2	48.87	11.92	24.39 %	2.08	4.26 %
	B-45	N2	48.87	11.48	23.49 %	0.00	0.00 %
W14x30	B-34	Techo	45.64	9.11	19.96 %	1.58	3.46 %
	B-45	Techo	45.64	8.94	19.59 %	0.00	0.00 %

Tabla 4.22

Cumplimiento de algunas vigas de carga ante cortante, según SAP2000.  
(Elaboración propia).

Perfil	Para las alas		Para las almas	
	b/t	Límite	h/ $t_w$	Límite
W14x34	7.42	9.34	43.10	92.49
W14x30	8.74	9.34	45.40	92.49

Tabla 4.23

Cumplimiento de esbeltez de las vigas de carga.  
(Elaboración propia).

De acuerdo con las tablas anteriores, se puede corroborar el hecho de que la carga crítica, bajo la cual se desempeñan las vigas, sería la de flexión, donde algunas se desempeñarían en casi un 85 % de su capacidad, mientras que en cortante no supera el 25 %. También, se puede apreciar una tendencia de cómo las conexiones en vigas afectan su comportamiento. Mientras que, para los nudos articulados, los elementos se desempeñan prácticamente en flexión, en los nudos rígidos existe cierto cortante que ayuda a disminuir la flexión en los elementos.

### 4.3.5 Cumplimiento de las vigas de amarre

Las tablas presentadas a continuación son las mismas presentadas para las vigas de carga, pero, en este caso, para las vigas de amarre.

Perfil W	Ubicación	Nivel	$\phi M_n$ (ton-m)	Edificio con nudos de momento		Edificio con nudos articulados	
				$M_u$ (ton-m)	Relación de esfuerzos	$M_u$ (ton-m)	Relación de esfuerzos
W12x19	4-AB	N2	12.66	4.95	39.10 %	7.27	57.42 %
	4-BC	N2	12.66	5.63	44.47 %	8.29	65.48 %
W12x16	4-AB	Techo	10.18	3.76	36.94 %	5.53	54.32 %
	4-BC	Techo	10.18	4.34	42.63 %	6.30	61.89 %

Tabla 4.24

Cumplimiento de algunas vigas de amarre ante flexión, según SAP2000.  
(Elaboración propia).

Perfil W	Ubicación	Nivel	$\phi V_n$ (ton)	Edificio con nudos de momento		Edificio con nudos articulados	
				$V_u$ (ton)	Relación de esfuerzos	$V_u$ (ton)	Relación de esfuerzos
W12x19	4-AB	N2	35.12	4.89	13.92 %	0.00	0.00 %
	4-BC	N2	35.12	5.55	15.80 %	0.00	0.00 %
W12x16	4-AB	Techo	32.34	4.24	13.11 %	0.00	0.00 %
	4-BC	Techo	32.34	3.72	11.50 %	0.00	0.00 %

Tabla 4.25

Cumplimiento de algunas vigas de amarre ante cortante, según SAP2000.  
(Elaboración propia).



Perfil	Para las alas		Para las almas	
	b/t	Límite	h/t <sub>w</sub>	Límite
W12x19	5.72	9.34	46.20	92.49
W12x16	7.53	9.34	49.40	92.49

Tabla 4.26

Cumplimiento de esbeltez de las vigas de amarre.  
(Elaboración propia).

Las mismas tendencias observadas para las vigas de carga se presentan para las vigas de amarre, con una menor magnitud.

#### 4.3.6 Cumplimiento de las riostras

A continuación, se presenta el desempeño de las riostras con el valor mayor de compresión y de tensión. Seguidamente, se expone el cumplimiento de esbeltez de los miembros.

Perfil W	Tipo de carga	Nivel	$\phi P_n$ (ton)	Edificio con nudos de momento		Edificio con nudos articulados	
				$P_u$ (ton)	Relación de esfuerzos	$P_u$ (ton)	Relación de esfuerzos
W10x100	Compresión	N1	420.84	85.77	20.38 %	101.86	42.20 %
	Tensión	N1	597.48	67.21	11.25 %	82.53	13.81 %
W10x88	Compresión	N3	376.47	58.05	15.42 %	61.81	16.42 %
	Tensión	N3	526.35	49.54	9.41 %	52.48	9.97 %

Tabla 4.27

Cumplimiento de algunas arriostres ante cargas axiales, según SAP2000.  
(Elaboración propia).

Perfil	Para las alas		Para las almas	
	b/t	Límite	h/t <sub>w</sub>	Límite
W10x100	4.62	9.34	11.6	36.67
W10x88	5.18	9.34	13.0	36.67

Tabla 4.28

Cumplimiento de esbeltez de las riostras.  
(Elaboración propia).

Puede establecerse el hecho de que las riostras, al igual que las columnas, son muy rígidas. En la tabla 4.27, se puede observar cómo la riostra más crítica solo se desempeña a un 42 % en compresión y a un 14 % en tensión. La rigidez, como se ha mencionado, se debe a la limitación en las derivas de los edificios propuestos.

#### 4.3.7 Detallado sísmico de los marcos arriostrados

En la figura 4.3, se puede apreciar a la izquierda, el marco especial arriostrado concéntricamente (SCBF) con sus elementos respectivos y dimensiones. Las dos figuras a la derecha corresponderían a los casos a evaluar en el marco, siendo la del centro el caso con un 100 % de la capacidad en compresión y la derecha con tan solo un 30 %.

Analizando las cargas que transmitirían los arriostres a las vigas, se puede observar que únicamente las vigas en N1 y N3 se verían afectadas. Sin embargo, como en ambos casos, los elementos abajo y arriba son iguales y con direcciones contrarias, las cargas se contrarrestarían resultando en ninguna afectación a la viga por parte de los elementos diagonales. A continuación, se muestran el caso para la viga en N1 con el 100 % de compresión.

$$P_u = 429.50 \cdot \cos(49.4^\circ) - 597.48 \cdot \cos(49.4^\circ) - 429.5 \cdot \cos(49.4^\circ) + 597.48 \cdot \cos(49.4^\circ)$$

$$P_u = 0 \text{ ton}$$

$$V_u = 429.50 \cdot \sin(49.4^\circ) - 597.48 \cdot \sin(49.4^\circ) - 429.5 \cdot \sin(49.4^\circ) + 597.48 \cdot \sin(49.4^\circ)$$

$$P_u = 0 \text{ ton}$$

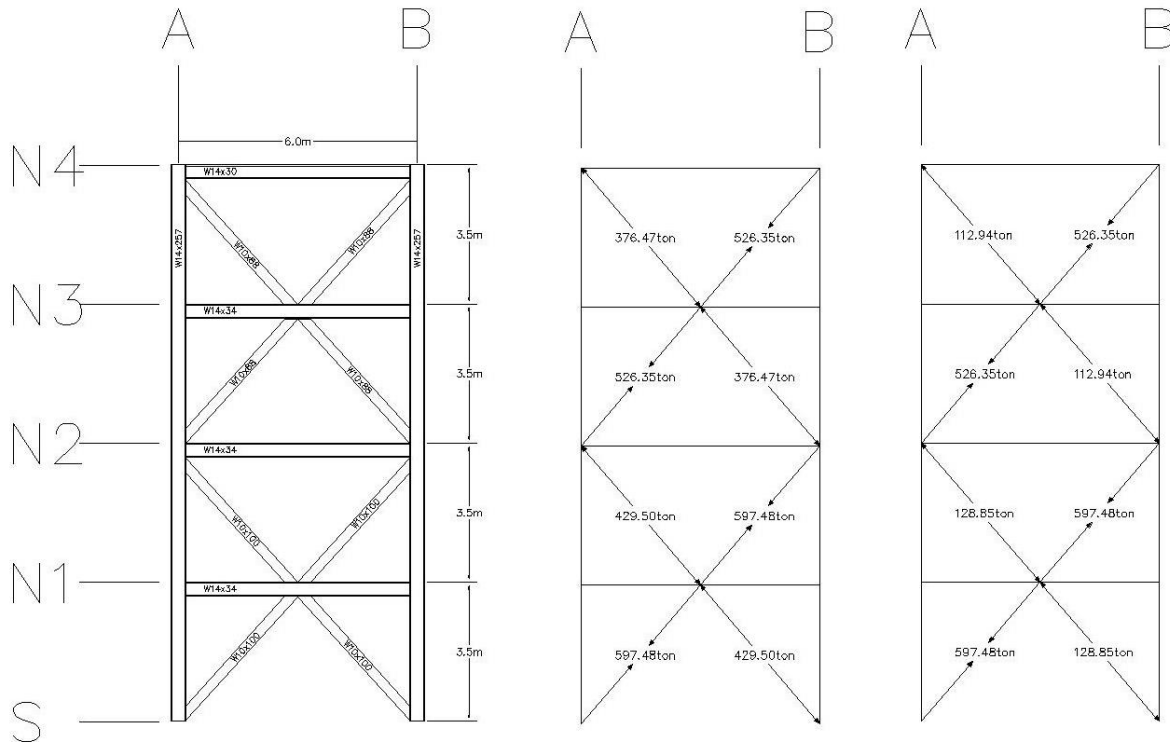


Figura 4.3  
SCBF a detallar sísmicamente.  
(Elaboración propia).

A pesar de que las vigas no han de tomar cargas para el caso expuesto, las columnas sí. A la altura de N2 y N4 las columnas transmitirían estas cargas al suelo. En el caso expuesto, se puede observar cómo la columna al lado izquierdo se desempeñaría en tensión, mientras que la del lado derecho en compresión.

Las cargas se transmitirían de acuerdo con su geometría, por lo que la resultante de las diagonales sería el resultado de multiplicar la carga total por el seno del ángulo entre la viga y el arriostre. En todos los casos, este ángulo sería  $49.4^\circ$ . Este hecho se puede observar en el ejemplo presentado para el análisis de las vigas. Es importante mencionar que  $\sin(49.4^\circ) = 0.759$ . En la tabla 4.29, se puede observar cómo se transmiten las cargas a las columnas.

Eje	Comportamiento	Sumatoria de cargas	P (ton)
A	Tensión	$(376.47 + 526.35 + 429.50) \text{ ton} * 0.759$	1011.57
B	Compresión	$(526.35 + 376.47 + 597.48) \text{ ton} * 0.759$	1139.11

Tabla 4.29

Trasmisión de la capacidad de las riostras a las columnas en el SCBF.  
(Elaboración propia).

Además de las cargas presentadas en la tabla 4.29, se debe agregar las cargas máximas que conllevarían los elementos, resultado de las combinaciones de carga, ambas resultantes del edificio con nudos articulados; donde  $P_{max-compresión} = 165.00 \text{ ton}$  y  $P_{max-tensión} = 120.50 \text{ ton}$ . Entonces, se podrían establecer las nuevas cargas que las columnas deben soportar.

$$P_{u-C} = 1139.11 \text{ ton} + 165.00 \text{ ton} = 1304.11 \text{ ton}$$

$$P_{u-T} = 1011.57 \text{ ton} + 120.50 \text{ ton} = 1132.07 \text{ ton}$$

Según la corroboración de la columna W14x257,  $\phi P_n = 1418.91 \text{ ton}$ , por lo que, para un  $P_u = 1304.11 \text{ ton}$ , su nueva relación de esfuerzos sería de un 91.91 %. Mientras que su resistencia en tensión se obtendría de la ecuación:  $\phi P_n = \phi \cdot A_g \cdot F_y$ . Dando como resultado 1536.38 ton y una relación de esfuerzos en tensión de 73.68 %.

Con este análisis, se puede comprender por qué, durante el diseño, las columnas W14x257 aparentaban estar sobre diseñadas, ya que en el momento su razón de esfuerzos no superó el 13 % en compresión; mientras que en el detallado sísmico se superó el 90 % de su capacidad. Con la nueva  $P_u$ , se puede calcular un nuevo límite de esbeltez para  $h/t_w$  de 40.62, el cual se respeta si se observa la tabla 4.2.

#### 4.4 Análisis tipo push-over en programa SAP2000

##### 4.4.1 Push-over en edificio con nudos rígidos

El análisis realizado para este edificio se completó en 6 pasos para sus dos ejes. En la tabla 4.30, se pueden observar los resultados al aplicar una carga creciente sobre el edificio en sus dos ejes.

Paso	Eje X		Eje Y	
	Fuerza (ton)	Desplazamiento (cm)	Fuerza (ton)	Desplazamiento (cm)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1540.22	3.88	1511.08	3.67
2	2220.75	6.07	2262.59	6.21
3	2832.34	11.93	2919.85	13.27
4	3072.57	15.98	3068.35	15.47
5	3193.87	18.87	3151.07	17.03

Tabla 4.30

Resultados del Push-Over en el edificio con nudos rígidos.  
(Elaboración propia).

Estudiando la tabla anterior, se puede apreciar cómo el comportamiento del edificio ante sus dos ejes es muy similar, por lo que se puede establecer una similitud en la rigidez del edificio entre sus dos ejes. Es importante mencionar que el paso 1 corresponde al instante donde las riostras en compresión del primer nivel inician su comportamiento dúctil sin superar el 10 % de su capacidad plástica.

Para el paso 3, el mismo miembro se encuentra en seguridad de vida, ante una carga de casi tres toneladas. En este punto, también se puede apreciar una plastificación de algunas conexiones, como se aprecia en la figura 4.4. Sin embargo, cabe mencionar que, en ningún momento, las plastificaciones en conexiones superan el 10 % de su capacidad. Alcanzando el paso 5, ocurre el colapso de la estructura tras el fallo de la riostra en compresión de los primeros niveles. La figura 4.5 expone el estado de la estructura justo antes del colapso del elemento mencionado, en el eje X, ante una carga de 3193.87 toneladas y un desplazamiento de 18.87 cm.

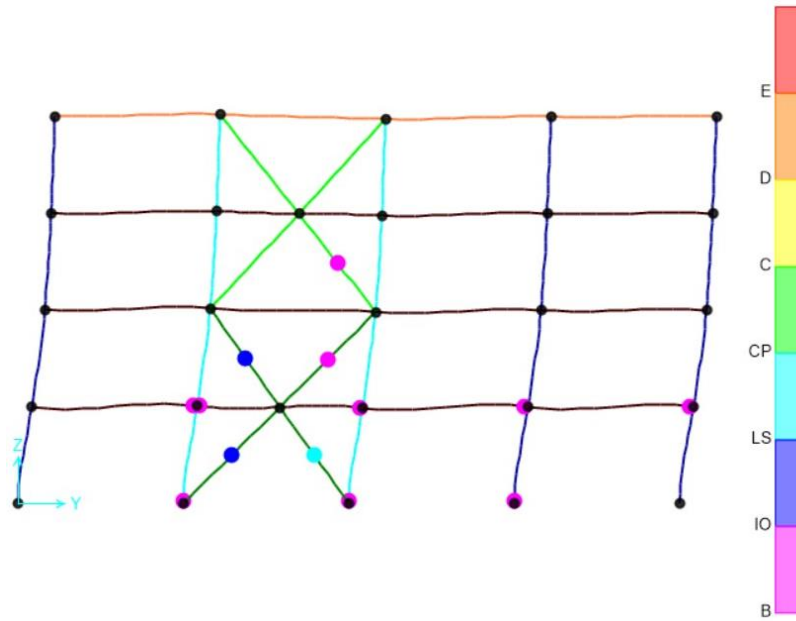


Figura 4.4

Paso 3 del análisis push-over del edificio con nudos rígidos sobre el eje Y.  
(Elaboración propia).

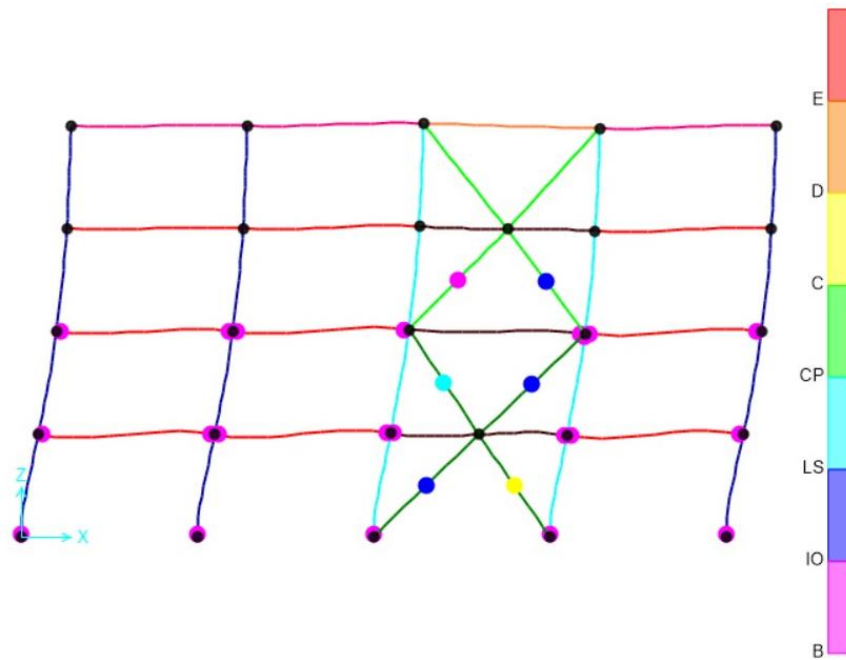


Figura 4.5

Paso 5 del análisis push-over del edificio con nudos rígidos sobre el eje X.  
(Elaboración propia).

En la figura 4.6, se puede apreciar la gráfica de desempeño del edificio para sus dos ejes, corroborando la similitud de estos. Con la figura, se puede establecer el hecho de que el eje X permite más deformaciones ante cargas muy similares, respetando lo establecido cuando se calcularon las derivas para dicho edificio anteriormente.

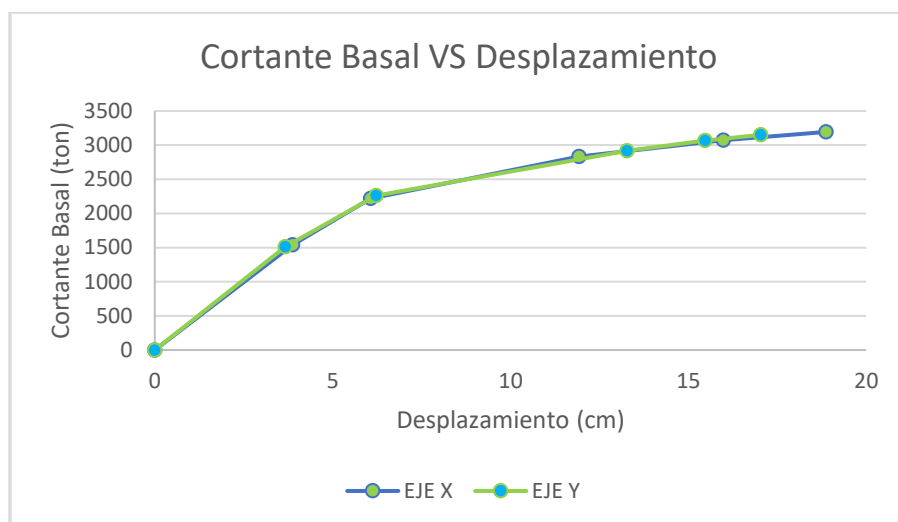


Figura 4.6

Gráfica de cortante basal vs desplazamiento para el edificio con nudos rígidos en sus dos ejes. (Elaboración propia).

Como se ha mencionado, las conexiones en este edificio representan un papel en el desempeño de la estructura, por lo que se presenta a continuación una tabla con las rotaciones para el nudo D4 (según figura 3.1) respecto al eje X y de acuerdo con la progresión del push-over. Esto, para contrastar los mismos resultados con el otro edificio.

Paso	Rotación (radianes)
0	0.00
1	0.00294
2	0.00515
3	0.01269
4	0.0174
5	0.0207

Tabla 4.31

Rotación del nudo D4 sobre el Nivel 1 del edificio con nudos rígidos ante un push-over. (Elaboración propia).

#### 4.4.2 Push-over en edificio con nudos articulados

El análisis para este edificio se completó en 5 pasos. A continuación, se presenta una tabla con el resultado del análisis.

Paso	Eje X		Eje Y	
	Fuerza (ton)	Desplazamiento (cm)	Fuerza (ton)	Desplazamiento (cm)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1260.87	3.49	1293.91	3.60
2	1666.59	5.14	1691.55	5.23
3	1928.20	7.63	1911.53	7.68
4	2205.56	13.58	2154.73	13.19

Tabla 4.32

Resultados del Push-Over en el edificio con nudos articulados.  
(Elaboración propia).

Al igual que en el edificio con nudos rígidos, para este edificio también se puede apreciar una similitud en el desempeño de sus dos ejes. Seguidamente, se muestra la figura 4.7, donde se puede apreciar la gráfica de desempeño para ambos ejes del edificio.

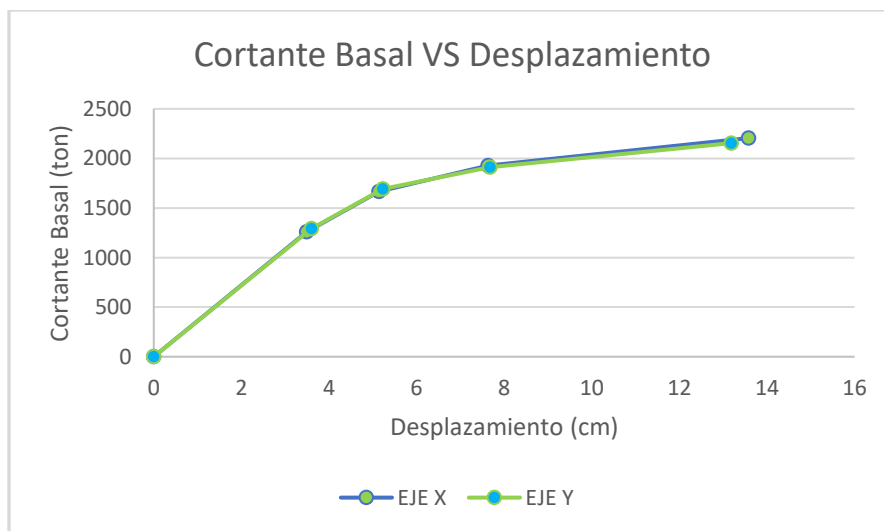


Figura 4.7

Gráfica de cortante basal vs desplazamiento para el edificio con nudos articulados en sus dos ejes.  
(Elaboración propia).



A diferencia del edificio con nudos rígidos, en este edificio, las conexiones nunca alcanzan la plasticidad, previo al colapso de la estructura. No obstante, al igual que el edificio anterior, los miembros que colapsan son las riostras en compresión del primer nivel. En la figura 4.8, se puede apreciar el estado del edificio, justo en el colapso del elemento mencionado, sometido a una carga de 2205.56 toneladas y un desplazamiento de 13.58 cm, en el eje X.

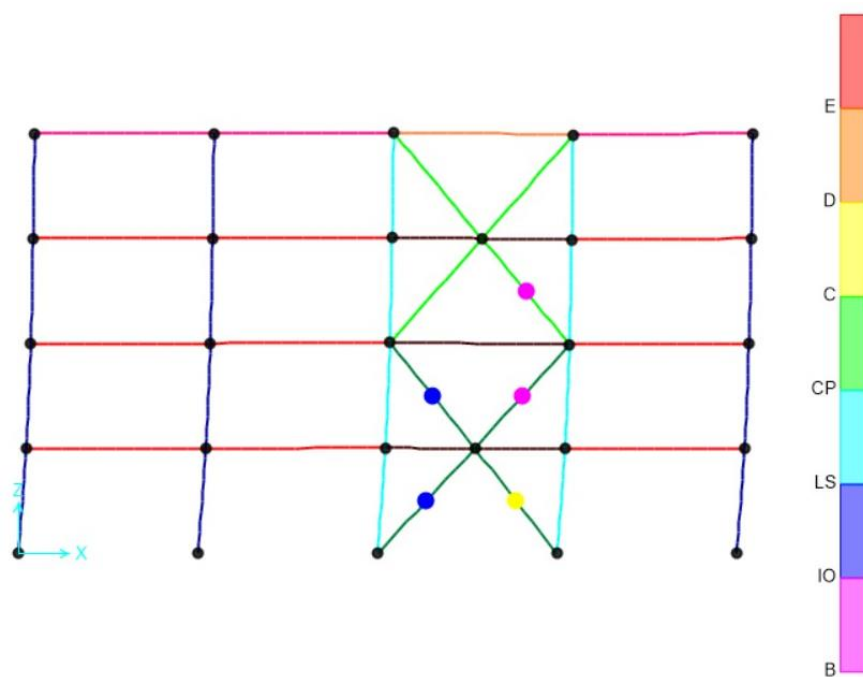


Figura 4.8

Paso 4 del análisis push-over del edificio con nudos articulados en el eje X.  
(Elaboración propia).

Un hecho interesante del presente análisis es que, durante el paso 3, el miembro que falla se encuentra en un estado de ocupación inmediata y, al pasar al paso 4, colapsa inmediatamente. Estudiando la tabla 4.32 y su respectiva gráfica, se puede notar como del paso 3 al 4, el incremento en la fuerza es de aproximadamente un 10 % mientras que los desplazamientos aumentan en casi un 100 %. Esto puede atribuirse a la carencia de marcos de momento que disipen cargas laterales, ya que justamente en el paso 3, para el edificio con marcos de momento, es donde las conexiones inician a plastificar.

Al igual que en el edificio anterior, se presenta en la tabla 4.33 las rotaciones del nudo D4 sobre el primer nivel.

Paso	Rotación (radianes)
0	0.00
1	0.00278
2	0.00439
3	0.00736
4	0.01529

Tabla 4.33

Rotación del nudo D4 sobre el Nivel 1 del edificio con nudos articulados ante un push-over.  
(Elaboración propia).

#### 4.4.3 Comparación de resultados para ambos edificios

En las figuras 4.9 y 4.10, se puede observar la sobreposición del desempeño de los dos edificios. En donde la primera correspondería a los ejes X y la segunda a los ejes Y. La línea azul representa el edificio con nudos rígidos, mientras que la verde corresponde al comportamiento del edificio con nudos articulados.

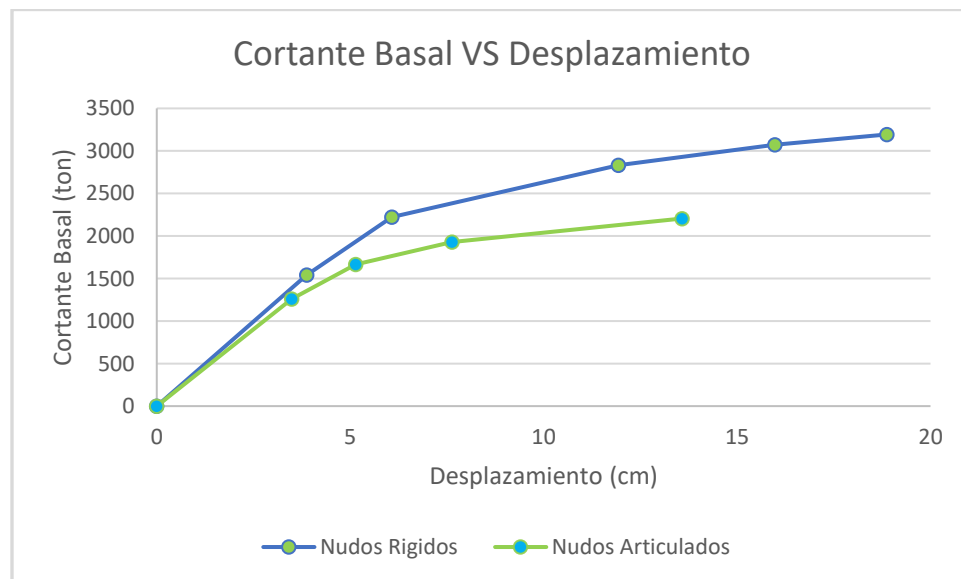


Figura 4.9

Sobreposición de la respuesta por capacidad de los dos edificios evaluados en su eje X.  
(Elaboración propia).

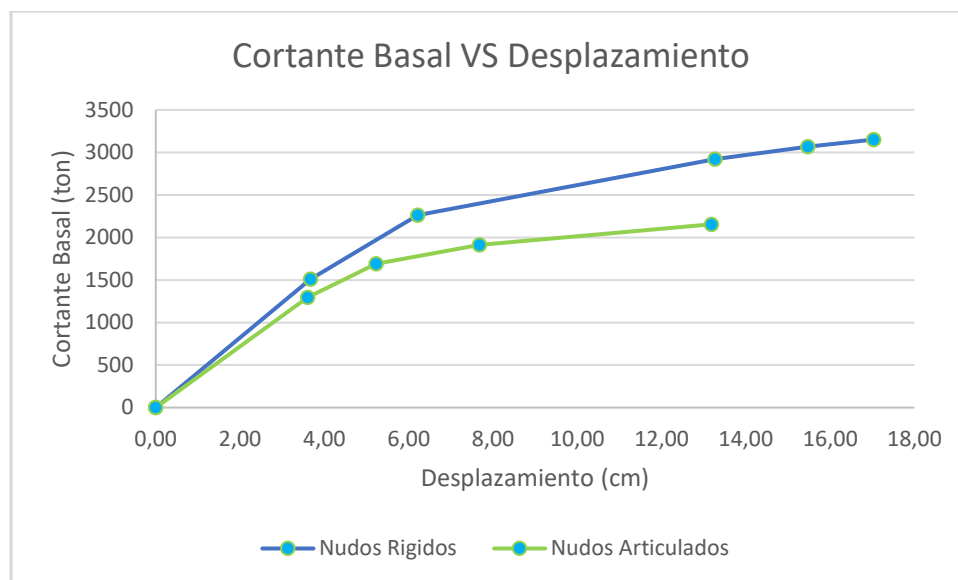


Figura 4.9

Sobreposición de la respuesta por capacidad de los dos edificios evaluados en su eje X.  
(Elaboración propia).

En ambos ejes de las estructuras, se puede notar la misma tendencia. El edificio con conexiones de momento permite mayores deformaciones ante mayores cargas, que el edificio con nudos articulados. Para concluir en una mejor comprensión de lo que ocurre, se presenta, seguidamente, una tabla con la comparación de las magnitudes de fuerza y desplazamiento para el eje X.

Paso	Nudos Rígidos		Nudos Articulados	
	Fuerza (ton)	Desplazamiento (cm)	Fuerza (ton)	Desplazamiento (cm)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1540.22	3.88	1260.87	3.49
2	2220.75	6.07	1666.59	5.14
3	2832.34	11.93	1928.20	7.63
4	3072.57	15.98	2205.56	13.58
5	3193.87	18.87		

Tabla 4.34

Resultados del push-over en los dos edificios sobre sus ejes X.  
(Elaboración propia).

Con la tabla 4.34 y las dos figuras previas, se puede establecer una relación en la tendencia de la diferencia de comportamiento de los dos tipos de estructuras. Evidentemente, los dos edificios inician sin cargas laterales ni desplazamientos. El instante donde inicia la plastificación de la riostra en compresión del primer nivel (paso 1) demuestra una carga y un desplazamiento no muy diferentes. Sin embargo, conforme aumentan las cargas, también aumenta la diferencia. A tal punto que el segundo paso para el edificio con nudos rígidos sujeto a un cortante basal de 2220 toneladas, se encuentra en un estado de ocupación inmediata, mientras que la misma carga para el otro edificio, supera el punto de colapso. En otras palabras, se puede concluir una separación exponencial del comportamiento de las estructuras. En las rotaciones también se aprecia una diferencia. La tabla 4.35 presenta los resultados de las tablas 4.31 y 4.33 en una sola.

Paso	Rotación (radianes)	
	Nudos rígidos	Nudos articulados
1	0.00294	0.00278
2	0.00515	0.00439
3	0.01269	0.00736
4	0.0174	0.01529
5	0.0207	

Tabla 4.35

Comparación de las rotaciones en el nudo D4 para ambas estructuras.  
(Elaboración propia).

En la tabla 4.35, se podría asumir una gran diferencia en cuanto a las rotaciones para el nudo mencionado en ambos edificios. No obstante, es esencial considerar que las fuerzas para el edificio con nudos articulados también son menores. Al comparar las rotaciones con las cargas, resulta en un comportamiento como el mostrado en la figura 4.10.

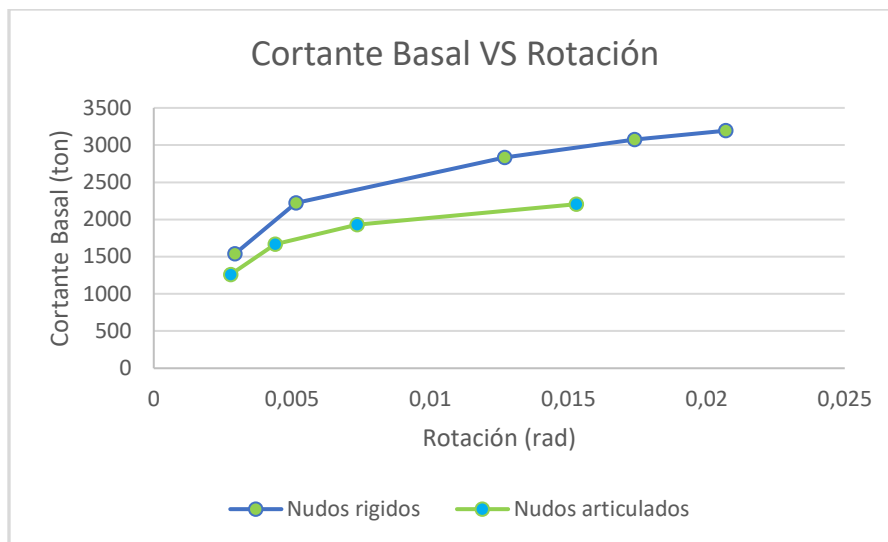


Figura 4.10

Comparación de la rotación del nudo D4 sobre el primer nivel, para ambos edificios. (Elaboración propia).

Observando la gráfica anterior, se puede apreciar cómo el edificio con nudos rígidos conlleva mayores rotaciones, pero, a la vez, puede atribuirse este fenómeno a la mayor magnitud de cargas a las que es sometido el mismo.

#### 4.4.4 Aceleración y desplazamiento espectral de los edificios

Como ya se ha establecido, los dos ejes de cada edificio demuestran un comportamiento muy similar ante el *push-over* y, a la vez, se ha demostrado que el edificio con nudos rígidos demuestra un mejor rendimiento que el edificio con nudos articulados. Por lo que para esta sección se omitirá comparaciones entre ejes de cada edificio. Sin embargo, a continuación, se muestran las figuras 4.11 y 4.12, las cuales muestran la capacidad espectral de las estructuras en contraste con la demanda espectral para un  $\mu=3$ ; también se muestra la demanda para un  $\mu=1$ , como punto de comparación. (El anexo G muestra la conversión del FED en función del periodo en una curva de desplazamiento espectral en función de la aceleración espectral, utilizando las ecuaciones [16] y [17] presentadas en el marco metodológico).

A continuación, se muestra cómo se transforma un punto de la curva del FED en un punto de la demanda espectral. Para un periodo de 0.386, con una ductilidad de 3, se tiene un FED de 1.118, por lo que, si se desea obtener el punto de demanda, se hace de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} \cdot g = \frac{0.36 \cdot 1 \cdot 1.118}{1} \cdot 9.81 = 3.9483$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a \cdot \mu = \left(\frac{0.386}{2\pi}\right)^2 \cdot 3.948 \cdot 3 = 0.0447$$

La primera figura muestra el desempeño para el eje X de ambos edificios, mientras que la segunda figura presenta los valores para los ejes Y. Es importante mencionar que las curvas de demanda son idénticas en ambas figuras, ya que el factor espectral dinámico es el mismo para los dos edificios y para sus dos ejes.

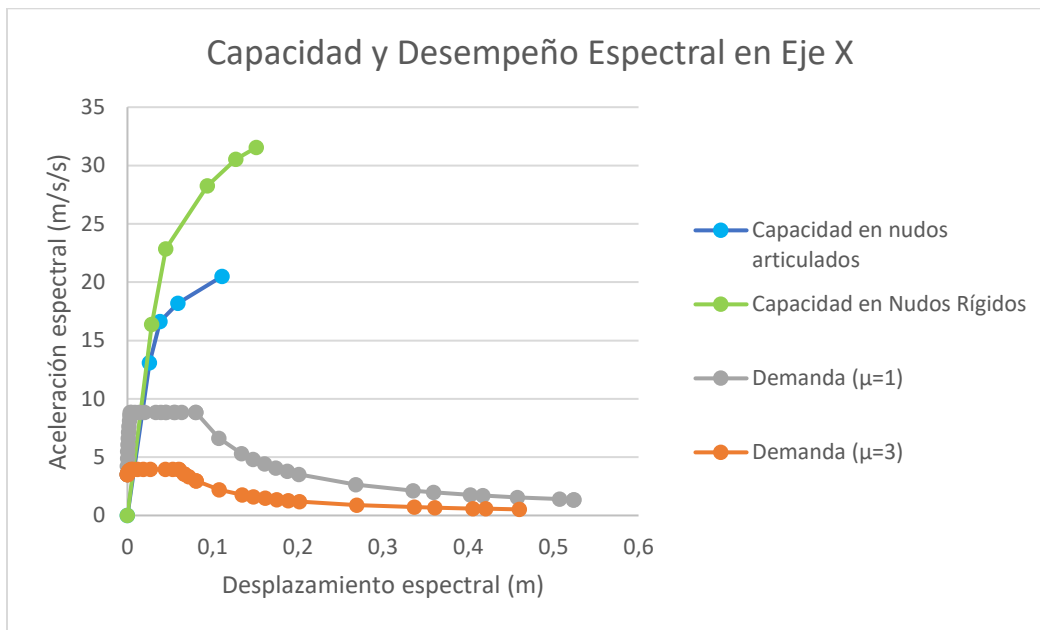


Figura 4.11

Capacidad espectral de los ejes X de los edificios junto a la demanda espectral.  
(Elaboración propia).

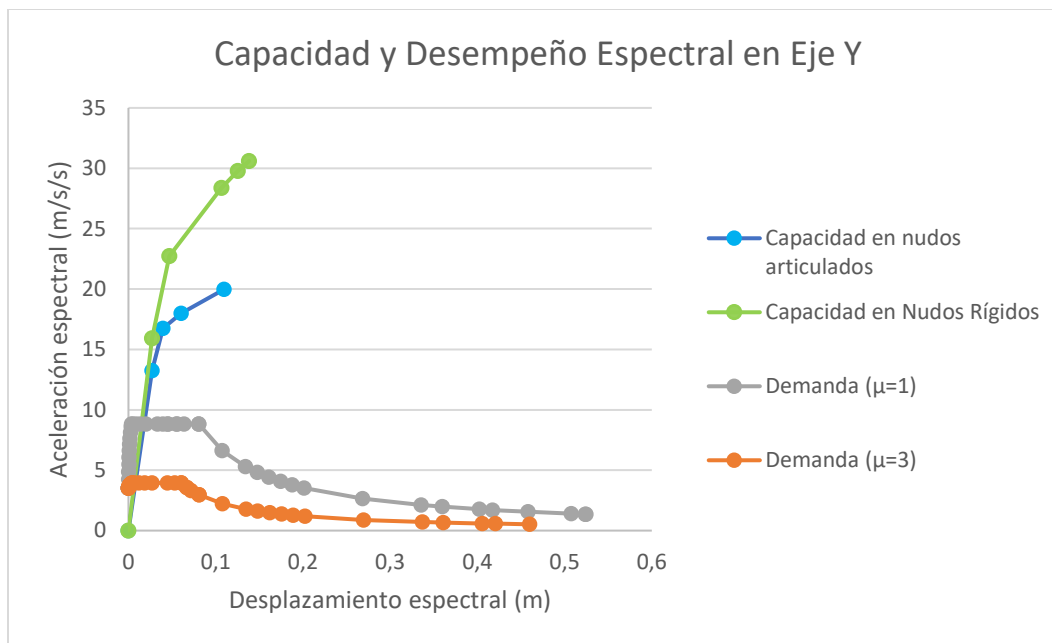


Figura 4.12

Capacidad espectral de los ejes Y de los edificios junto a la demanda espectral. (Elaboración propia).

Estudiando las figuras anteriores, se puede notar el mejor desempeño del edificio con nudos de momento, sobre el edificio con nudos articulados, en ambos ejes. En el edificio con nudos articulados, sobre su eje X, se han utilizado los valores obtenidos manuales, mientras que para las otras curvas han sido extraídos del programa SAP2000. (En el anexo H se presenta la obtención manual de los valores de aceleración y desplazamiento espectral, comparándolos con los resultados del programa. También, se explica por qué se ha optado por presentar los resultados manuales para el eje mencionado).

A pesar de existir una diferencia, en la siguiente figura, se puede observar un factor muy importante.

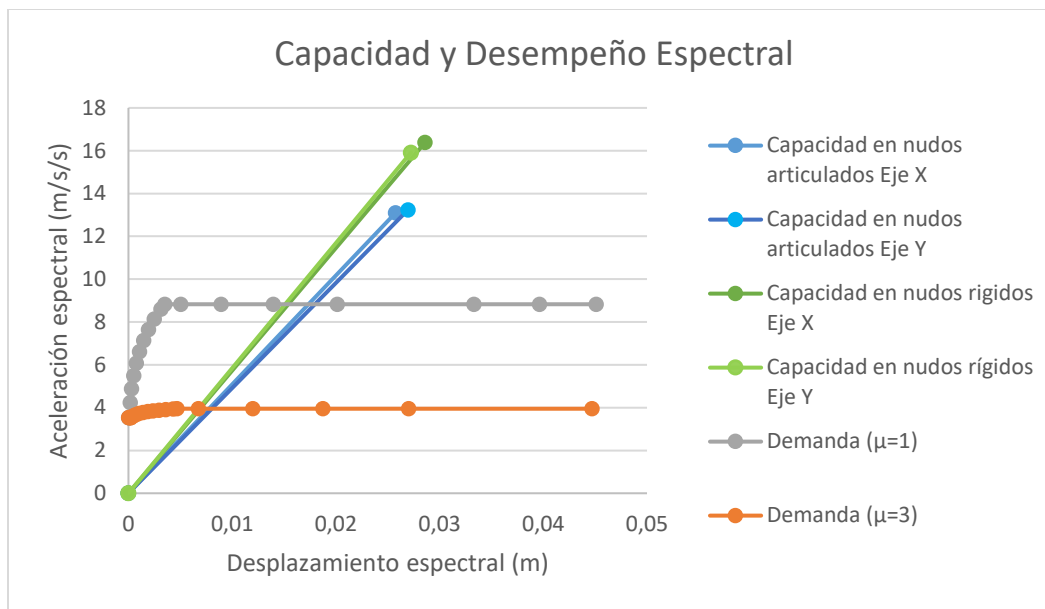


Figura 4.13  
Capacidad espectral de los edificios junto a la demanda espectral.  
(Elaboración propia).

En la figura 4.13, se pueden apreciar los primeros tramos de capacidad de los edificios en sus dos ejes. Como se estableció en las secciones 4.4.1 y 4.4.2, el primer paso es el punto donde las riostras en compresión de los niveles alcanzan el 10 % de su capacidad plástica. Por lo que el gráfico presentado en la figura anterior muestra una demanda espectral por debajo del punto donde estas riostras no han ni alcanzado un punto de ocupación inmediata (IO).

También, se puede observar que, a pesar de que el edificio con nudos de momento, a través de todos los resultados, ha demostrado un mejor desempeño que el edificio con nudos articulados, el punto donde la curva de demanda atraviesa las de capacidad de los edificios demuestra una diferencia no tan significativa, y aún más para una ductilidad de 3.

Como se ha estudiado, el punto donde la curva de capacidad interseca la curva de demanda corresponde al desplazamiento esperado de la estructura ante el evento sísmico propuesto por el espectro de respuesta o factor espectral dinámico, en este caso. Factores como la sobre resistencia de la estructura debido al cumplimiento de derivas lleva a las estructuras a presentar una capacidad tan alta que, a pesar de existir gran diferencia a altas cargas, para la demanda necesaria, no existe tanta diferencia en la capacidad de las estructuras.



Al tener un comportamiento lineal, en la zona de intersección de las curvas, tanto para las capacidades como la demanda. Entonces, se pueden extraer las ecuaciones de las rectas del programa Excel. A continuación, se presentan las ecuaciones lineales de capacidad y demanda en los puntos de intersección.

$$f(x) = 508.52 x \text{ (Para el eje X en edificio con nudos articulados)}$$

$$f(x) = 491.19 x \text{ (Para el eje Y en edificio con nudos articulados)}$$

$$f(x) = 572.77 x \text{ (Para el eje X en edificio con nudos rígidos)}$$

$$f(x) = 584.25 x \text{ (Para el eje Y en edificio con nudos rígidos)}$$

$$f(x) = 3.9483 \text{ (Para la demanda)}$$

Al igualarse las ecuaciones de capacidad con la ecuación de demanda, se puede despejar el valor de “x” para determinar el desplazamiento esperado para cada curva de capacidad. A continuación, se presenta la tabla 4.36 con estos resultados, agrupados por edificio y presentados en centímetros (cm).

Edificio con nudos articulados		Edificio con nudos rígidos	
Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
0.78	0.80	0.69	0.68

Tabla 4.36

Punto de desempeño de las curvas de capacidad (cm).  
(Elaboración propia).

La tabla 4.36 corrobora lo observado en la figura 4.13, donde, a pesar de que sí existe una diferencia en la capacidad de los edificios; para la demanda requerida, la diferencia en el desempeño de las estructuras y sus ejes no representa una gran diferencia.

## Conclusiones

- Se diseñó un edificio SCBF, respetando los lineamientos del CSCR-10 y del AISC. Este edificio fue el que determinó las dimensiones de los elementos a utilizar en los marcos, ya que fue el que presentó mayores magnitudes de derivas. Para este edificio, se debió incrementar las secciones de columnas y riostras significativamente para lograr cumplir con las derivas del Código Sísmico de Costa Rica; razón por la cual, los miembros mencionados resultaron en una relación de esfuerzos muy baja.
- Se diseñó un edificio SCBF en conjunto con SMF, respetando las dimensiones del primer edificio y siguiendo los procedimientos del CSCR-10. A pesar de que este presentó menores derivas, aun así, la diferencia con las magnitudes anteriores no fue tan significativas. Por lo tanto, no se puede concluir que la diferencia en las derivas permitiría utilizar secciones de menor rigidez en columnas y riostras. Resultado de las secciones sobre resistentes, aquí también se notó un desempeño muy bajo en columnas y riostras. En ambos edificios, se notó un desempeño óptimo de vigas, puesto que se logró mantener perfiles adecuados para las cargas; resultado de una evidente independencia de la sección de las vigas con el desempeño en reducción significativa de derivas.
- Se concretó un análisis no lineal estático sobre las dos estructuras utilizando el programa SAP2000 en la forma de *push-over*, donde se alcanzaron cargas de 3200 toneladas para el edificio con SMF y 2200 para el edificio sin estos marcos. Sin embargo, en ambos casos, se notó un muy buen desempeño dúctil. El edificio con nudos rígidos obtuvo más de la mitad de su capacidad bajo el comportamiento inelástico de sus miembros y soportó alrededor de 15 cm de 18 cm en rango plástico. Mientras que el edificio con nudos articulados soportó más de 1000 toneladas en un total de 2200 en este rango, aumentando 10 cm en un total de 13 cm.

A pesar de que el análisis demostró un buen comportamiento dúctil de las estructuras, comparando los resultados con las derivas calculadas para los edificios, se puede concluir que el procedimiento del CSCR es muy conservador y no permite un desempeño dúctil de las estructuras

de acero, ya que, cuando se calcularon las derivas, para que cumplieren, las deformaciones en el último nivel no superaron ni 1 cm.

- Se crearon las curvas de capacidad de los edificios con el programa Excel y se comprobó la tendencia de los edificios en donde aquel con nudos rígidos demostró una mayor capacidad al que tiene nudos articulados. Sin embargo, al concretar el método del espectro de capacidad, se demostró que, a pesar de que el edificio con nudos rígidos presenta un mejor desempeño, para el espectro de respuesta correspondiente a los edificios, el desempeño es muy similar en ambos. Por lo tanto, se puede deducir un uso innecesario de nudos rígidos, al menos en el edificio con los miembros propuestos.

Cumpliendo el último objetivo específico de la investigación se notó una mayor rotación en un nudo del edificio con nudos de momento, por lo que se podría establecer una relación entre la mayor deformación con el mejor desempeño, ya que se podrían disipar mayores cargas a través de la deformación de la sección.

## Recomendaciones

- Se recomienda realizar un estudio idéntico a este, con la diferencia de que los miembros de ambos edificios, principalmente columnas y riostras, no sean idénticos. Cómo fue concluido, los elementos utilizados fueron dictados por el edificio con nudos arriostrados. Se podría buscar reducir la rigidez del edificio con nudos rígidos, reduciendo sus perfiles y aun así cumplir con las limitantes de derivas. Esto podría homogenizar los desempeños de ambas estructuras. Esto podría inclusive profundizarse aún más, buscando si los costos que implica usar conexiones de cortante, en lugar de momento, pueden reducirse al requerir miembros menos rígidos.
- También, se podría buscar una reducción de los perfiles empleados en las columnas y riostras utilizando más marcos arriostrados en los edificios. Para esta tesis, se utilizaron cuatro marcos arriostrados, uno en cada una de las caras del edificio. Colocando más claros con riostras, ya sea en el frente del edificio o el interior, puede aumentar la capacidad ante cargas laterales, permitiendo el uso de miembros menos rígidos.
- Se podría continuar esta investigación con un diseño detallado de conexiones que pueden utilizarse en ambos edificios. Conociendo las configuraciones de las conexiones, se podría calcular costos en relación con el aumento de material, mano de obra y tiempo que requeriría el uso de dichas conexiones para estos edificios.
- Otra manera con la cual se podría buscar resultados diferentes a los aquí presentados es utilizar diferentes tipos de marcos arriostrados. Ya sea cambiando la configuración de las riostras o inclusive pasar de marcos arriostrados concéntricamente a excéntricamente. Los marcos arriostrados excéntricamente poseen excentricidades que se interpretan como zonas “fusibles” idealizadas para fallar primero (Bruneau et al., 2011), por lo que sería interesante estudiar cómo afectan estos fusibles la curva de capacidad de los edificios.

- Se podría elaborar el mismo estudio, despreciando las limitantes de derivas propuestas por el Código Sísmico de Costa Rica, para diseñar edificios menos rígidos que, posteriormente, presenten un comportamiento más dúctil respecto a las curvas de demanda en el método de espectro de capacidad. Una capacidad más dúctil ante la demanda puede presentar diferencias más significativas, las cuales pueden desarrollar una necesidad por la existencia de un edificio dual que aproxime la capacidad de un edificio SCBF sin nudos rígidos a uno con ellos.
- Otra forma con la que se puede continuar la investigación es con un mayor enfoque hacia las conexiones de los edificios. Para esta tesis, no se dio prioridad al desempeño de las conexiones y su deflexión ante el análisis *push-over*. Sin embargo, se notó para un nudo de los edificios una diferencia en las rotaciones; a la vez, el edificio con nudos de momento mostró plastificación en la zona de conexión de vigas a columnas. Por lo que se podría indagar respecto a estos efectos y su implicación en el diseño de las conexiones.
- Finalmente, se podría buscar un diseño de los edificios en una zona del FED fuera de su sección plana. Para los edificios presentados en este documento, su diseño concluyó en periodos con los mismos valores de FED. Aumentando los periodos de los edificios diseñados se pueden obtener coeficientes sísmicos diferente, logrando resultados diferentes, posiblemente. Esto se puede lograr aumentando la cantidad de pisos en los edificios.

## Bibliografía

- American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* (ANSI/AISC 358-16). Imprenta del AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2018). *Steel Construction Manual* (15va edición). Imprenta del AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2020). *About Us*. Enlace: <https://www.aisc.org/about-us/>
- Applied Technology Council. (1996). *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volumen 1. Applied Technology Council.
- Astroza, R. y Saragoni, G. (2008). Análisis de la Respuesta Sísmica de un Edificio de Marcos de Hormigón Armado Mediante la Propagación de Ondas. *XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. Santiago, Chile.
- Belzunce, F. (2001). *Aceros y Fundiciones: Estructuras, Transformaciones, Tratamientos Térmicos y Aplicaciones*. Universidad de Oviedo. Enlace: <https://aceroplatea.es/docs/documento138.pdf>
- Brenes, L. (2020). *110 Años de historia, el mayor desastre sísmico de Costa Rica*. Enlace: <https://www.ucr.ac.cr/noticias/2020/05/04/110-anos-de-historia-el-mayor-desastre-sismico-de-costa-rica.html>
- Bruneau, M. Uang, C. y Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. Editorial McGraw Hill.
- Cañizares, F. (2016). *Diferencia entre Espectro de Respuesta (ER) y Espectro de Diseño (ED)*. DOI: 10.13140/RG.2.2.26954.98247
- Citipitioglu, A. Haj-Ali, R. y White, D. (2002). Refined 3D finite element modeling of partially-restrained connections including slip. *Journal of Constructional Steel Research* (58), pp. 995-1013. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00087-6](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00087-6)

- Civjan, S. Englehardt, M. y Gross, J. (2000, abril). Retrofit of Pre-Northridge Moment-Resisting Connections. *Journal of Structural Engineering*, pp. 445-452.
- Colina, J. y Ramírez, H. (1998, diciembre). Características de los Sismos y sus Efectos en las Construcciones (Segunda de dos Partes). *Revista Ciencia Ergo Sum*, 6 (2).
- Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2011). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Costanzo, S. D’Aniello, M. y Landolfo, R. (2018). The influence of moment resisting beam-to-column connections on seismic behavior of chevron concentrically braced frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (113), pp. 136-147. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.06.001>
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño Sismorresistente de Estructuras de Acero*. Editorial Asociación Latinoamericana del Acero.
- Fallas, A. (2009). *Desempeño de estructuras de acero tipo marco y tipo marco arriostrado diseñadas por capacidad según el Código Sísmico de Costa Rica 2002* (tesis de grado). Universidad de Costa Rica.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), SAC Joint Venture. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Moment-Frame Buildings*. FEMA-350.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), SAC Joint Venture. (2000). *State of the Art Report on Past Performance on Steel Moment-Frame Buildings on Earthquakes*. FEMA-355E.
- Fleishman, R. Li, X. Pan, Y. y Sumer, A. (2007). Cast Modular Panel Zone Node for Steel Special Moment Frames. I: Analytical Development. *Journal of Structural Engineering* (133) publicación 10. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:10\(1393\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:10(1393))
- Freeman, S. (1994, 23 de marzo). *The Capacity Spectrum Method for Determining the Demand Displacement*. *Sesión Técnica: Displacement Considerations in Design of Earthquake-Resisting Buildings*. Convención de Primavera de 1994 del ACI.

- Gere, J. y Goodno, B. (2013). *Mecánica de Materiales*. Editorial Cengage Learning.
- Geschwinder, L. (1991). *A Simplified Look at Partially Restrained Beams*. *Engineering Journal / American Institute of Steel Construction*. Enlace: <https://vdocuments.mx/a-simplified-look-at-partially-restrained-beams.html>
- Hernández, E. (2019). *Revisión y aplicación de la zona del panel en los pórticos resistentes a momento de acero*. Zigurat Global Institute of Technology. Enlace: <https://www.e-zigurat.com/blog/es/revision-y-aplicacion-zona-panel-porticos-resistentes-momento-acero/>
- Herrera, R. (2000). Amenaza Sísmica y el Código Sísmico de Costa Rica. *Revista Ingeniería* (10), pp. 107-124.
- Hewitt, C. (2006). Simpler Shear Connections. *Revista Modern Steel Construction* (10). Enlace: [https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2006/10/2006v10\\_simpler\\_shear.pdf](https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2006/10/2006v10_simpler_shear.pdf)
- Laboratorio de Ingeniería Sísmica. (2011). *¿Cómo se obtiene el Factor Espectral Dinámico (FED) que se presenta en el Código Sísmico?* Enlace: <http://www.lis.ucr.ac.cr/237>
- Leslie, R. (2013, Setiembre). *The Pushover Analysis, Explained in its Simplicity*. *Proceedings of 2<sup>nd</sup> National Conference – RACE'13*.
- Manrique, A. (s.f.). *Diseño Simplificado en Acero Estructural*. Enlace: [https://www.ingangelmanrique.com/attachments/Dise %C3 %B1o-Simplificado-en-Acero-Estructural.pdf](https://www.ingangelmanrique.com/attachments/Dise%C3%B1o-Simplificado-en-Acero-Estructural.pdf)
- McEntee, P. (2009). Steel Moment Frames – History and Evolution. *Structural Engineer Magazine*, pp. 1-6. Simpson Strong-Tie. Enlace: [http://faratarjome.ir/u/media/shopping\\_files/store-EN-1434352857-7598.pdf](http://faratarjome.ir/u/media/shopping_files/store-EN-1434352857-7598.pdf)
- Montero, W. Camacho, E. Espinosa y A. Boschini, I. (2011). Sismicidad y Marco Neotectónico de Costa Rica y Panamá. *Revista Geológica de América Central* (Volumen Especial: El Terremoto de Limón), pp. 73-82.
- Morales, L. (1987). Regionalización de la sismicidad de Costa Rica y la crisis sísmica del año 1983. *Revista GEOISTMO* (1), pp. 33-49.



- Munguía, N. (2005). *Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial (SMF)* (tesis de grado). Universidad de Costa Rica
- Ohkubo, N. Miyakusu, K. Uematsu, Y. y Kimura, H. (1994). Effect of Alloying Elements on the Mechanical Properties of the Stable Austenitic Stainless Steel. *Revista ISIJ International* (34), pp. 764-772. DOI: <https://doi.org/10.2355/isijinternational.34.764>
- Pérez García, A. y Guardiola Víllora, A. (s.f.). *Conceptos básicos de estructuras y resistencia de materiales*. Publicación de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia de la Universidad Politécnica de Valencia, sin número de publicación.
- Sabelli, R. y Uriz, P. (2019). Braced Frames: The Quest for Ductility. *Structure Magazine* (Northridge – 25 Years Later), pp. 13-17. Enlace: <https://www.structuremag.org/?p=14816>
- Schneur, V. (2009). In the Moment. *Revista Modern Steel Construction* (6). Enlace: [https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2009/06/2009v06\\_in\\_the\\_moment.pdf](https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2009/06/2009v06_in_the_moment.pdf)
- Schneider, S. y Roeder, C. (1992). *Behavior of weak column strong beam steel frames*. Décima Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica.
- Secretaría de Gestión de Riesgos. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo. Oficina de Ayuda Humanitaria y de Protección Civil de la Comisión Europea. (2016). *Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Acero de Conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Imprenta Activa.
- Seismic Bracing Company. (s.f.). *What's a BRB & why use them?* Enlace: <https://www.thesbcllc.com/about-brbs>
- Sifuentes, J. (2017). *Evaluación de conexiones a momento comunes en la Práctica Local para su uso en Marcos Dúctiles de Acero* (tesis de grado). Universidad Autónoma Metropolitana.
- Smith, W. y Hashemi, J. (2006). *Fundamentos de la ciencia e ingeniería de materiales*. Editorial McGraw Hill.

- Standard Specification for Carbon Structural Steel. ASTM A36/A36M-01. (2001). *Estados Unidos*. ASTM.
- Standard Specification for Structural Steel Shapes. ASTM A992/A992M-11. (2011). *Estados Unidos*. ASTM.
- Stojadinovic, B. Goel, S. y Lee, K. (2000). Development of Post-Northridge Steel Moment Connections. *Informe de la 12va Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica (WCEE / World Conference on Earthquake Engineering)*.
- Tahir, M. Mohammad, S. Yahya, N. Abd Rahman, A. y Saad, S. (2006). *Economic Aspects of the Use of Partial and Full-Strength Joints on Multi-Story Unbraced Frames* (tesis número 74109, Universidad Tecnológica de Malasia).
- Telemundo 52. (2019). Terremoto de Northridge destruyó Los Ángeles hace 26 años. *Periódico Telemundo 52*. Enlace: <https://www.telemundo52.com/noticias/terremotos-en-california/terremoto-de-northridge-destrozo-los-angeles-hace-25-anos/2337/>
- Tremblay, R. Timler, P. Bruneau, M. y Filiatrault, A. (1995). Performance of Steel Structures during the 1994 Northridge Earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering* (22), pp. 338-360. Enlace web: <https://core.ac.uk/reader/190964490>
- Wang, Y. (2018). *Seismic Performance of Steel Buildings with Braced Dual Configurations and Traditional Frame Systems Through Nonlinear Collapse Simulations* (tesis de grado). Concordia University.

## Anexos

### Anexo A. Zonificación Sísmica según CSCR-10 (CSCR, 2011, p. 2/9)

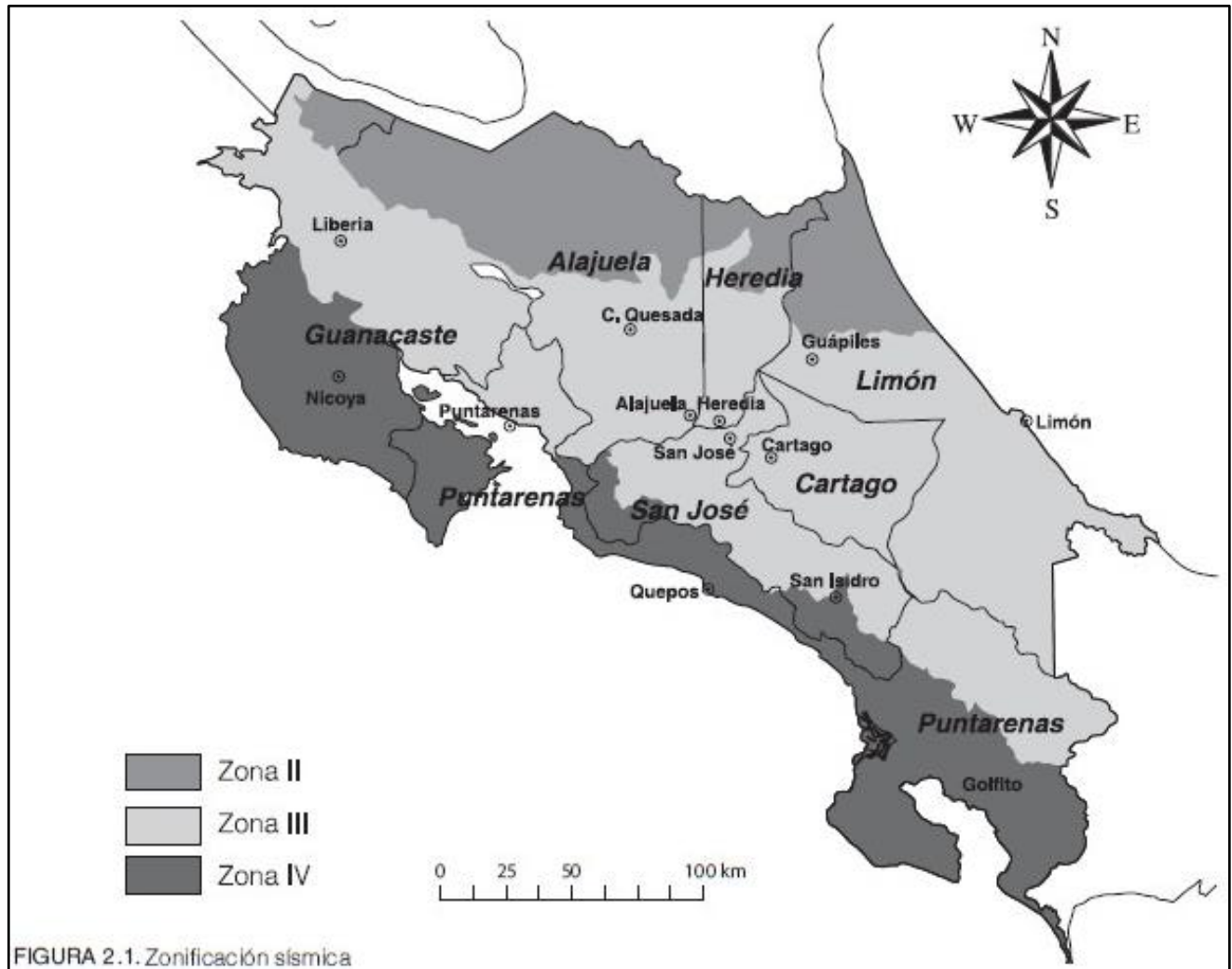


FIGURA 2.1. Zonificación sísmica

**Anexo B. Propiedades de los tipos de suelo según CSCR-10**

(CSCR-10, 2011, p. 2/6)

**Sitio tipo S<sub>1</sub>**

Un perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca.

**Sitio tipo S<sub>2</sub>**

Un perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.

**Sitio tipo S<sub>3</sub>**

Un perfil de suelo con 6 a 12 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6 m de suelos no cohesivos de poca o media densidad.

**Sitio tipo S<sub>4</sub>**

Un perfil de suelo que contenga un estrato de más de 12 m de arcilla suave.

**Anexo C. Valores de FED para una Zona III Y un suelo S3 según el CSCR-10**  
(CSCR-10, 2011, p. E/13)

T (s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.386	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.421	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.449	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.117	0.884	0.646
0.495	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.500	2.500	1.768	1.430	1.005	0.796	0.582
0.534	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.800	1.875	1.180	0.894	0.628	0.497	0.363
1.000	1.500	0.944	0.715	0.503	0.398	0.291
1.100	1.364	0.858	0.650	0.457	0.362	0.264
1.200	1.250	0.787	0.596	0.419	0.332	0.242
1.300	1.154	0.726	0.550	0.387	0.306	0.224
1.400	1.071	0.674	0.511	0.359	0.284	0.208
1.500	1.000	0.629	0.477	0.335	0.265	0.194
2.000	0.750	0.472	0.357	0.251	0.199	0.145
2.500	0.600	0.378	0.286	0.201	0.159	0.116
2.682	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
3.000	0.500	0.315	0.238	0.168	0.133	0.087
3.111	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.415	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.785	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.907	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.930	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050

**Anexo D. Obtención de Cargas Permanentes**

(Elaboración propia)

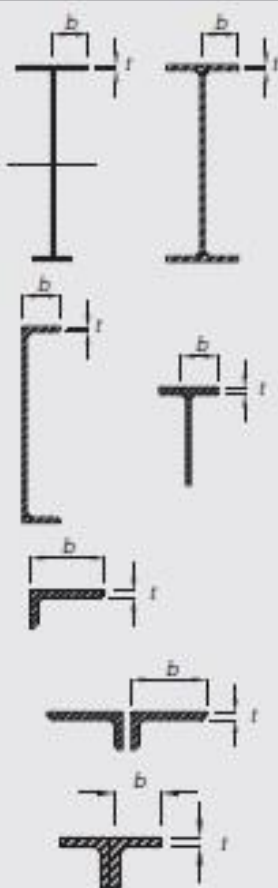
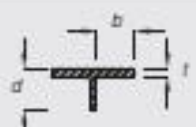
En Entrepisos		
Acabado de cielorrazo	50	kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso con metaldeck y 15 cm de concreto	205	kg/m <sup>2</sup>
Detallado de piso con ceramica	80	kg/m <sup>2</sup>
Acabado de ductos mecanicos	20	kg/m <sup>2</sup>
Acabados electricos	15	kg/m <sup>2</sup>
Paredes livianas con acabados	50	kg/m <sup>2</sup>
<b>Total:</b>	<b>420</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
En Techo		
Acabado de cielorrazo	50	kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso con metaldeck y 10 cm de concreto	180	kg/m <sup>2</sup>
Detallado de piso asotea	40	kg/m <sup>2</sup>
Acabado de ductos mecanicos	20	kg/m <sup>2</sup>
Acabados electricos	15	kg/m <sup>2</sup>
<b>Total:</b>	<b>305</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

**Anexo E. Cargas temporales establecidas por el CSCR-10**  
(CSCR, 2011, p. 6/2)

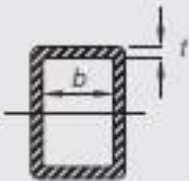
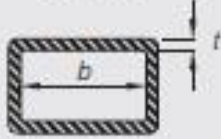
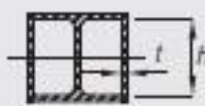
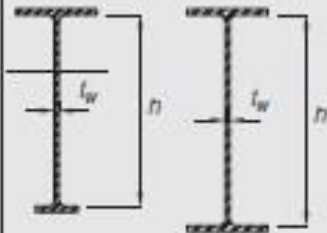
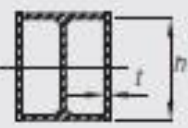

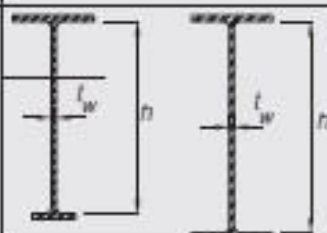
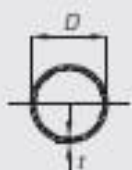
Destino del piso	Carga temporal (kg/m <sup>2</sup> )
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con <i>peso</i> intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300



**Anexo F. Tabla 10.6 del CSCR-10**  
(CSCR-10, 2011, p. 10/15 y 10/16)

Tipo de elemento	Razón de esbeltez	Razón de esbeltez máxima		Ejemplo
		$\lambda_{nd}$ Elementos con ductilidad óptima	$\lambda_{nd}$ Elementos con ductilidad moderada	
<p>Alas de secciones "I", canales o secciones "T" laminadas y secciones "I" soldadas a base de placas</p> <p>Alas de angulares simples o alas de angulares dobles con separadores</p> <p>Alas de angulares doble en contacto continuo</p>	$b/t$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de secciones "T"	$d/t$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	



Elementos rigidizados	Paredes de tubos rectangulares HSS	$b/t$			
	Alas de secciones "I" convertidas en sección rectangular y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas	$b/t$			
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	$h/t$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(a)}$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(a)}$	
Elementos rigidizados	Alas de secciones "I" laminadas y alas de secciones "I" soldadas a base de placas utilizadas como vigas o columnas	$h/t_w$	Para $C_s \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.83C_s)$	Para $C_s \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_s)$	
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares utilizadas como vigas o columnas	$h/t$	Para $C_s > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	Para $C_s > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.33 - C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Alas de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizados como vigas o columnas	$h/t$	Donde: $C_s = \frac{P_u}{\phi_s P_y}$	Donde: $C_s = \frac{P_u}{\phi_s P_y}$	
Elementos rigidizados	Alas de secciones "I" laminadas o soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de tubos circulares tipo HSS	$D/t$	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.044 \frac{E}{F_y}^{(a)}$	

**Anexo G. Conversión de FED en función de T a Sa en función de Sd**  
(Elaboración propia)

T	FED ( $\mu=3$ )	FED ( $\mu=1$ )	Sa ( $\mu=3$ )	Sd ( $\mu=3$ )	Sa ( $\mu=1$ )	Sd ( $\mu=1$ )
0,01	1	1	3,5316	2,7E-05	3,5316	8,9E-06
0,02	1	1	3,5316	0,00011	3,5316	3,6E-05
0,03	1	1	3,5316	0,00024	3,5316	8,1E-05
0,0303	1	1	3,5316	0,00025	3,5316	8,2E-05
0,04	1,022	1,197	3,6093	0,00044	4,22733	0,00017
0,05	1,04	1,382	3,67286	0,0007	4,88067	0,00031
0,06	1,055	1,555	3,72584	0,00102	5,49164	0,0005
0,07	1,068	1,718	3,77175	0,0014	6,06729	0,00075
0,08	1,079	1,873	3,8106	0,00185	6,61469	0,00107
0,09	1,089	2,022	3,84591	0,00237	7,1409	0,00147
0,1	1,099	2,164	3,88123	0,00295	7,64238	0,00194
0,11	1,107	2,302	3,90948	0,00359	8,12974	0,00249
0,12	1,114	2,435	3,9342	0,00431	8,59945	0,00314
0,125	1,118	2,5	3,94833	0,00469	8,829	0,00349
0,15	1,118	2,5	3,94833	0,00675	8,829	0,00503
0,2	1,118	2,5	3,94833	0,012	8,829	0,00895
0,25	1,118	2,5	3,94833	0,01875	8,829	0,01398
0,3	1,118	2,5	3,94833	0,027	8,829	0,02013
0,386	1,118	2,5	3,94833	0,0447	8,829	0,03332
0,421	1,118	2,5	3,94833	0,05318	8,829	0,03964
0,449	1,118	2,5	3,94833	0,06049	8,829	0,04509
0,45	1,117	2,5	3,9448	0,0607	8,829	0,04529
0,495	1,014	2,5	3,58104	0,06668	8,829	0,0548
0,5	1,005	2,5	3,54926	0,06743	8,829	0,05591
0,534	0,941	2,5	3,32324	0,07201	8,829	0,06377
0,6	0,838	2,5	2,95948	0,08096	8,829	0,08051
0,6	0,838	2,5	2,95948	0,08096	8,829	0,08051
0,8	0,628	1,875	2,21784	0,10786	6,62175	0,10735
1	0,503	1,5	1,77639	0,13499	5,2974	0,13418
1,1	0,456	1,364	1,61041	0,14808	4,8171	0,14764
1,2	0,419	1,25	1,47974	0,16192	4,4145	0,16102
1,3	0,387	1,154	1,36673	0,17552	4,07547	0,17446
1,4	0,359	1,071	1,26784	0,18884	3,78234	0,18778
1,5	0,335	1	1,18309	0,20228	3,5316	0,20128
2	0,251	0,75	0,88643	0,26944	2,6487	0,26837
2,5	0,201	0,6	0,70985	0,33714	2,11896	0,33546
2,682	0,187	0,559	0,66041	0,36099	1,97416	0,3597
3	0,168	0,5	0,59331	0,40577	1,7658	0,40255
3,111	0,162	0,482	0,57212	0,42077	1,70223	0,41731
3,415	0,147	0,439	0,51915	0,46008	1,55037	0,45799

## Anexo H. Conversión de curva de capacidad en curva de capacidad espectral por el método del ATC40

(Elaboración propia de acuerdo con lo estipulado por el Applied Technology Council (1996))

Con la curva de capacidad, resultado del push over, para cada incremento de carga se cuenta con un desplazamiento lateral de cada nivel. Con estos desplazamientos se deben establecer los valores de  $\Phi_{i1}$  que corresponde al factor de amplitud modal para el modo 1 en el nivel  $i$ . Este factor se establece relacionando los desplazamientos de niveles inferiores respecto al nivel superior. Por lo que todas las magnitudes son divididas entre la magnitud del nivel superior.

A su vez, cada nivel cuenta con un peso sísmico asignado ( $W_i$ ), los cuales fueron establecidos en la sección 4.2 del informe. Con estos valores se pueden calcular los valores de  $\alpha_1$  y  $PF_1$  para cada incremento de carga, utilizando las ecuaciones 8-1 y 8-2 del ATC 40 (1996, p.8-9).  $\alpha_1$  representa el coeficiente de masa modal para el primer modo natural de oscilación, mientras que  $PF_1$  corresponde al factor de participación modal para el mismo modo.

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \cdot \Phi_{i1})]}{[\sum_{i=1}^N (W_i \cdot \Phi_{i1}^2)]} \quad [20]$$

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \cdot \Phi_{i1})]^2}{[\sum_{i=1}^N W_i][\sum_{i=1}^N (W_i \cdot \Phi_{i1}^2)]} \quad [21]$$

Con esto valores calculados, se puede determinar la aceleración espectral ( $S_a$ ) y el desplazamiento espectral ( $S_d$ ) utilizando las ecuaciones 8-3 y 8-4 del código mencionado de la siguiente manera.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad [22]$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \Phi_{techo,1}} \quad [23]$$

En donde los valores del cortante basal ( $V$ ) y del desplazamiento en el techo ( $\Delta_{techo}$ ) se obtienen de la curva de capacidad. A continuación, de la tabla H.1 hasta H.4 se muestran los procedimientos para ambos edificios y sus dos ejes.

Paso	N	W (ton)	V (ton)	Desp (cm)	$\phi_1$	$\phi_1^2$	$W\phi_1$	$W\phi_1^2$	a1	PF1	Sa (g)	Sd (cm)
1	1	306,7994	1540,22	0,9	0,231959	0,053805	71,16482	16,5073	0,827081	1,353013	1,659508	2,867673
	2	306,4709		2,1	0,541237	0,292938	165,8734	89,77685				
	3	306,1423		3,12	0,804124	0,646615	246,1763	197,9562				
	4	202,7497		3,88	1	1	202,7497	202,7497				
Suma		1122,162				685,9642	506,99					
2	1	306,7994	2220,746	1,7	0,280066	0,078437	85,92406	24,0644	0,855724	1,341053	2,312648	4,526295
	2	306,4709		3,5	0,576606	0,332475	176,713	101,8938				
	3	306,1423		4,97	0,818781	0,670402	250,6635	205,2385				
	4	202,7497		6,07	1	1	202,7497	202,7497				
Suma		1122,162				716,0503	533,9464					
3	1	306,7994	2832,345	3,83	0,321039	0,103066	98,49471	31,62068	0,881988	1,268381	2,861724	9,405694
	2	306,4709		8,13	0,681475	0,464409	208,8523	142,3277				
	3	306,1423		10,53	0,882649	0,779069	270,2162	238,506				
	4	202,7497		11,93	1	1	202,7497	202,7497				
Suma		1122,162				780,3129	615,204					
4	1	306,7994	3072,574	5,29	0,331039	0,109587	101,5625	33,62113	0,885831	1,25312	3,090975	12,75217
	2	306,4709		11,12	0,69587	0,484235	213,2639	148,4039				
	3	306,1423		14,39	0,900501	0,810901	275,6814	248,2513				
	4	202,7497		15,98	1	1	202,7497	202,7497				
Suma		1122,162				793,2574	633,0259					
5	1	306,7994	3193,867	6,48	0,343402	0,117925	105,3556	36,17935	0,890859	1,243685	3,194863	15,17265
	2	306,4709		13,36	0,708002	0,501267	216,982	153,6237				
	3	306,1423		17,18	0,91044	0,828901	278,7242	253,7616				
	4	202,7497		18,87	1	1	202,7497	202,7497				
Suma		1122,162				803,8115	646,3144					

Tabla H.1

Método de capacidad espectral para el edificio con nudos de momento sobre su eje X  
(Elaboración propia)

Paso	N	W (ton)	V (ton)	Desp (cm)	$\phi_{i1}$	$\phi_{i1}^2$	$W\phi_{i1}$	$W\phi_{i1}^2$	a1	PF1	Sa (g)	Sd (cm)
1	1	306,7994	1511,08	0,9	0,231959	0,053805	71,16482	16,5073	0,835808	1,421092	1,61111	2,730294
	2	306,4709		2,04	0,525773	0,276437	161,1342	84,72003				
	3	306,1423		2,99	0,770619	0,593853	235,919	181,8035				
	4	202,7497		3,67	0,945876	0,894682	191,7761	181,3965				
Suma		1122,162				659,9941	464,4273					
2	1	306,7994	2262,59	1,98	0,326194	0,106403	100,0763	32,64432	0,875649	1,293882	2,302609	4,691309
	2	306,4709		3,76	0,61944	0,383706	189,8403	117,5946				
	3	306,1423		5,19	0,855025	0,731067	261,7593	223,8106				
	4	202,7497		6,22	1,024712	1,050034	207,76	212,8941				
Suma		1122,162				759,4358	586,9437					
3	1	306,7994	2919,85	4,98	0,417435	0,174252	128,0688	53,46042	0,905185	1,117238	2,874535	10,67812
	2	306,4709		9,68	0,8114	0,65837	248,6704	201,7711				
	3	306,1423		11,96	1,002515	1,005036	306,9122	307,684				
	4	202,7497		13,27	1,112322	1,23726	225,5229	250,854				
Suma		1122,162				909,1743	813,7696					
4	1	306,7994	3068,35	5,88	0,36796	0,135395	112,8899	41,53896	0,906787	1,274031	3,015392	12,54287
	2	306,4709		11,45	0,716521	0,513402	219,5927	157,3427				
	3	306,1423		14,09	0,881727	0,777443	269,934	238,0082				
	4	202,7497		15,47	0,968085	0,937189	196,2789	190,0147				
Suma		1122,162				798,6956	626,9046					
5	1	306,7994	3151,07	6,47	0,342872	0,117561	105,193	36,06777	0,906408	1,362447	3,09798	13,85008
	2	306,4709		12,64	0,669846	0,448694	205,2884	137,5117				
	3	306,1423		15,6	0,826709	0,683448	253,0907	209,2323				
	4	202,7497		17,03	0,902491	0,81449	182,9797	165,1375				
Suma		1122,162				746,5518	547,9493					

Tabla H.2

Método de capacidad espectral para el edificio con nudos de momento sobre su eje Y

(Elaboración propia)

Paso	N	W (ton)	V (ton)	Desp (cm)	$\phi_1$	$\phi_1^2$	$W\phi_1$	$W\phi_1^2$	a1	PF1	Sa (g)	Sd (cm)
1	1	306,7994	1260,87	0,9	0,231959	0,053805	71,16482	16,5073	0,841559	1,506389	1,33515	2,575696
	2	306,4709		1,92	0,494845	0,244872	151,6557	75,04612				
	3	306,1423		2,81	0,724227	0,524504	221,7165	160,573				
	4	202,7497		3,49	0,899485	0,809072	182,3702	164,0392				
Suma		1122,162				626,9072	416,1656					
2	1	306,7994	1666,59	1,65	0,271829	0,073891	83,39688	22,66966	0,875995	1,579341	1,695398	3,843376
	2	306,4709		3,05	0,502471	0,252477	153,9928	77,37694				
	3	306,1423		4,23	0,69687	0,485628	213,3414	148,6712				
	4	202,7497		5,14	0,846787	0,717049	171,6859	145,3815				
Suma		1122,162				622,4169	394,0992					
3	1	306,7994	1928,2	3,36	0,281643	0,079323	86,40789	24,33617	0,926188	2,013413	1,855228	5,925262
	2	306,4709		5,15	0,431685	0,186352	132,2988	57,1114				
	3	306,1423		6,54	0,548198	0,300521	167,8266	92,00216				
	4	202,7497		7,63	0,639564	0,409042	129,6714	82,93318				
Suma		1122,162				516,2047	256,3829					
4	1	306,7994	2205,56	6,55	0,409887	0,168008	125,7532	51,54465	0,940723	1,438371	2,089304	11,10979
	2	306,4709		10,42	0,652065	0,425189	199,839	130,308				
	3	306,1423		12,32	0,770964	0,594385	236,0246	181,9664				
	4	202,7497		13,58	0,849812	0,722181	172,2992	146,4219				
Suma		1122,162				733,916	510,241					

Tabla H.3

Método de capacidad espectral para el edificio con nudos de cortante sobre su eje X

(Elaboración propia)

Paso	N	W (ton)	V (ton)	Desp (cm)	$\phi_1$	$\phi_1^2$	$W\phi_1$	$W\phi_1^2$	a1	PF1	Sa (g)	Sd (cm)
1	1	306,7994	1293,91	1,06	0,273196	0,074636	83,81634	22,89828	0,856868	1,439018	1,345657	2,696284
	2	306,4709		2	0,515464	0,265703	157,9747	81,43025				
	3	306,1423		3,02	0,778351	0,60583	238,2861	185,4701				
	4	202,7497		3,6	0,927835	0,860878	188,1182	174,5427				
Suma		1122,162				668,1953	464,3413					
2	1	306,7994	1691,55	1,83	0,301483	0,090892	92,49472	27,88556	0,885854	1,531341	1,701638	3,963846
	2	306,4709		3,12	0,514003	0,264199	157,527	80,96942				
	3	306,1423		4,45	0,733114	0,537456	224,4371	164,5379				
	4	202,7497		5,23	0,861614	0,74238	174,692	150,5172				
Suma		1122,162				649,151	423,9101					
3	1	306,7994	1911,53	3,55	0,297569	0,088547	91,29405	27,16629	0,931562	1,970854	1,828579	6,053214
	2	306,4709		5,25	0,440067	0,193659	134,8677	59,35085				
	3	306,1423		6,77	0,567477	0,32203	173,7287	98,58705				
	4	202,7497		7,68	0,643755	0,414421	130,5212	84,02368				
Suma		1122,162				530,4117	269,1279					
4	1	306,7994	2154,73	6,65	0,416145	0,173177	127,6731	53,13055	0,945647	1,459162	2,030525	10,95149
	2	306,4709		10,32	0,645807	0,417067	197,9211	127,8189				
	3	306,1423		12,23	0,765332	0,585733	234,3004	179,3175				
	4	202,7497		13,19	0,825407	0,681296	167,3509	138,1326				
Suma		1122,162				727,2456	498,3996					

Tabla H.4

Método de capacidad espectral para el edificio con nudos de cortante sobre su eje Y

(Elaboración propia)

Seguidamente, se presentan las tablas H.5 y H.6, donde es mostrada la comparación entre los cálculos manuales y los resultados obtenidos por el programa SAP2000. La primera tabla muestra los resultados para el edificio con nudos de momento, mientras que la segunda para el edificio con nudos de cortante.

Paso	Edificio con nudos de momento							
	Eje X				Eje Y			
	cálculos manuales		SAP2000		cálculos manuales		SAP2000	
	Sa(g)	S (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa(g)	S (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
1	1,659508	2,867673	1,670017	2,8603	1,61111	2,730294	1,622072	2,7236
2	2,312648	4,526295	2,32949	4,5174	2,302609	4,691309	2,318164	4,6798
3	2,861724	9,405694	2,880761	9,389	2,874535	10,67812	2,893644	10,6656
4	3,090975	12,75217	3,111897	12,7347	3,015392	12,54287	3,035467	12,5243
5	3,194863	15,17265	3,216794	15,152	3,09798	13,85008	3,11914	13,8332

Tabla H.5

Comparación de cálculos manuales con resultados de SAP para edificio con nudos de momento

(Elaboración propia)

Paso	Edificio con nudos de cortante							
	Eje X				Eje Y			
	Calculos manuales		SAP2000		Calculos manuales		SAP2000	
	Sa(g)	S (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa(g)	S (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
1	1,33515	2,575696	2,346731	5,3478	1,345657	2,696284	1,349356	2,6949
2	1,695398	3,843376	2,718341	7,109	1,701638	3,963846	1,707399	3,9615
3	1,855228	5,925262	2,507486	8,8764	1,828579	6,053214	1,83302	6,0511
4	2,089304	11,10979	2,3717	13,4152	2,030525	10,95149	2,035735	10,9466

Tabla H.6

Comparación de cálculos manuales con resultados de SAP para edificio con nudos de cortante

(Elaboración propia)

En las tablas anteriores se puede observar que los resultados obtenidos manualmente son muy similares a los extraídos del programa SAP2000. El único eje que presenta una diferencia significativa corresponde al eje X del edificio con nudos de cortante. El programa retorna resultados que no son esperados, mientras que manualmente se han obtenido parámetros esperados; por esta razón, se ha optado por escoger los resultados manuales para este eje en específico.