UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

EFECTO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS EN ESTRUCTURAS APORTICADAS DE ACERO

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requerimientos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Realizado por: Elias Faddoul, Marcel
Romero Castillo, David Eduardo

Profesor Guía: Velásquez Flores, José Manuel

Marzo 2011

AGRADECIMIENTOS

Ante todo a nuestros padres y hermanos, por brindarnos su apoyo incondicional en todos los momentos de nuestra vida y por apoyarnos para recibir una educación con miras a la excelencia. A ustedes sabremos corresponderle con mística, profesionalismo y compromiso para el logro de nuestras metas.

Agradecemos a nuestros amigos por ser parte del camino, pero en especial a Daniela De Paz por brindarnos siempre su compañía y por ese optimismo que permanentemente nos impulso a seguir adelante.

Al profesorado y a la UCAB como institución, por su mística de formación y por ser germinadora de profesionales talentosos, capaces de capitalizar las oportunidades del mundo laboral.

Finalmente, un agradecimiento especial a nuestro Tutor, el ingeniero José Manuel Velásquez por su excelente tutoría, enseñanzas y conocimientos transmitidos.

ÍNDICE GENERAL

Resumen……...….i

INTRODUCCIÓN 0

CAPÍTULO I 8

PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.....8

1.1 Planteamiento del problema 8

1.2 Objetivos de la investigación 9

1.2.1 Objetivo general 9

1.2.2 Objetivos específicos 9

1.3 Justificación 9

1.4 Alcance y Limitaciones 10

CAPÍTULO II 11

MARCO REFERENCIAL CONCEPTUAL 11

2.1 Arriostramientos 11

2.1.1 Definición.....11

2.1.2 Consideraciones generales 11

2.2 Tipos de Arriostramientos.....12

2.2.1 Concéntricos.....12

2.2.2 Excéntricos 12

2.3 Requerimientos de los Arriostramientos.....12

2.3.1 Rigidez y Resistencia requerida del arriostramiento 12

2.3.2 Rigidez y Resistencia requerida para arriostramientos V invertida...15

2.4 Estabilidad del Eje Débil de una Columna 16

2.5 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando $h = 18$

2.5.1 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando $h = L/2$.....18

2.5.2 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando $h = L/3$.....19

2.5.3 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando $h = L/4$.....21

2.5.4 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando h = L/n para grandes valores de n 22

2.5.5 Cuando el punto de inflexión no ocurre en un punto arriostrado 22

2.6 Vigas en Marcos Arriostrados. 24

2.7 Columnas en Marcos Contraventeados. 27

2.8 Miembros de sistemas de arriostramiento con armadura vertical 29

2.9 Resistencia requerida para arriostramiento de estabilidad 33

2.10 Longitud efectiva 33

2.11 Pórticos arriostrados 35

2.12 Pandeo 36

2.12.1 Pandeo inelástico 36

2.12.2 Pandeo elástico de pórticos 36

2.13 Conexiones. 37

2.13.1 Diagonales Concéntricas ND1 37

2.13.2 Diagonales Concéntricas ND3 37

2.13.3 Diagonales Excéntricas 38

CAPÍTULO III 40

MARCO METODOLÓGICO 40

3.1. Diseño de la Investigación 40

3.2. Operacionalización de los Objetivos del Trabajo Especial de Grado 40

3.3. Etapas de la Investigación 42

3.4. Técnicas e Instrumentos para la Recolección de datos 42

CAPÍTULO IV 43

COMPARACIÓN ENTRE LAS NORMAS COVENIN 1618:1998 Y AISC 341-05 43

CAPÍTULO V 56

COMPORTAMIENTO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS. 56

5.1 Consideraciones generales. 56

5.2 Características de los pórticos. 56

5.3 Disposición de los arriostramientos. 57

5.4 Parámetros a considerar en el diseño de los arriostramientos. 58

5.4.1 Cálculo de las relaciones de esbeltez. 58
5.5 Cálculo de las fuerzas sísmicas. 60
5.6 Desplazamientos laterales. 62
CAPITULO VI 86
DIAGRAMAS DE FUERZAS SOBRE LOS PÓRTICOS TIPO. 86
6.1 Generalidades. 86
6.2 Variables a comparar. 86
6.3 Comparaciones 86
6.3.1 Influencia del tipo de arriostramiento, concéntrico y excéntrico. 89
6.3.2 Influencia del tamaño del arriostramiento 92
CAPÍTULO VII 95
CONEXIONES 95
CAPÍTULO VIII 97
CONCLUSIONES 97
8.1 Conclusiones 97
8.2 Recomendaciones 98
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 99

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Efecto de los Arriostramientos en Estructuras Aporticadas de Acero

Autores: Br. Marcel Elias / Br. David Romero
Tutor: Ing. José Manuel Velásquez
Fecha: marzo 2011

RESUMEN

El diseño sísmico es uno de los factores que tiene que considerarse con mayor importancia a la hora de diseñar una estructura. Las solicitaciones producidas por estos fenómenos afectan a la estructura ocasionándole grandes deformaciones las cuales pueden llevar al colapso de la misma. Para evitar este problema se desarrollaron elementos llamados arriostramientos, los cuales son componentes estructurales usados para aumentar la rigidez de la estructura y su capacidad de resistir cargas laterales, disminuyendo así las deformaciones en sus miembros.

A pesar de que las normas venezolanas y americanas tienen capítulos dedicados al diseño de arriostramientos, no recomienda ni especifica qué tipo de arriostramiento debe usarse en cada caso. Por tales motivos el objetivo principal de este Trabajo Especial de Grado es *Estudiar el Efecto de los Arriostramientos en Estructuras Aporticadas de Acero*, para así llegar a conclusiones y recomendaciones que ayuden al Ingeniero Estructural a diseñar de manera correcta y eficiente una estructura aporticada de acero usando arriostramientos para garantizar la estabilidad lateral de la misma. Para el cumplimiento de los objetivos, la investigación se definió como *Investigación Documental,* basada en una revisión de bibliografía especializada en el diseño y comportamiento de estructuras de acero según el *Método de los Estados Límites* y de las respectivas normas sísmicas que contemplan el tema de arriostramientos así como distintos artículos técnicos y bibliografía especializada en el tema, recopilando la información necesaria para el desarrollo conceptual del TEG y para la elaboración de los distintos ejemplos sobre el efecto de los arriostramientos en estructuras aporticadas de acero.

Palabras Claves: Arriostramientos, Pórticos, Concéntricos, Excéntricos.

INTRODUCCIÓN

El diseño sísmico es uno de los factores que tiene que considerarse con mayor importancia a la hora de diseñar una estructura, principalmente en zonas sísmicas y en regiones que se sean afectadas por azotes de viento. Las solicitaciones producidas por estos fenómenos afectan a la estructura ocasionándole grandes deformaciones las cuales pueden llevar al colapso de la misma.

Las estructuras de acero al ser más flexibles y esbeltas presentan grandes deformaciones si son sometidas a cargas horizontales. La solución a este problema fue el desarrollo de elementos llamados arriostramientos, los cuales son componentes estructurales usados para aumentar la rigidez de la estructura y su capacidad de resistir cargas laterales, disminuyendo así las deformaciones en sus miembros.

A pesar de que las normas venezolanas y americanas tienen capítulos dedicados al diseño de arriostramientos, no recomienda ni especifica qué tipo de arriostramiento debe usarse en cada caso. Por tales motivos el objetivo principal de este Trabajo Especial de Grado es *Estudiar el Efecto de los Arriostramientos en Estructuras Aporticadas de Acero*, para así llegar a conclusiones y recomendaciones que ayuden al Ingeniero Estructural a diseñar de manera correcta y eficiente una estructura aporticada de acero usando arriostramiento para garantizar la estabilidad lateral de la misma.

Con la intención de facilitar la claridad y entendimiento del contenido, este trabajo se encuentra formado por ocho capítulos, donde se explica detalladamente el desarrollo y cumplimiento de los objetivos planteados.

En el *Capítulo I* se presenta el planteamiento del problema, objetivo general y objetivos específicos, justificación, alcances y limitaciones.

El *Capítulo II* lo conforma el marco teórico de la investigación, en el cual se definen los conceptos básicos para desarrollar la investigación.

En el *Capítulo III*, se define el marco metodológico para el desarrollo de esta investigación, contemplando las distintas fases que se siguieron para la ejecución de la misma. Además, se indica el enfoque y metodología utilizada para la consecución de los objetivos planteados al inicio de la investigación.

En el *Capítulo IV* se cumple con el fin de presentar una tabla comparativa entre la norma venezolana y la norma americana vigente para así estudiar los cambios y posibles actualizaciones de la norma COVENIN.

En el *Capítulo V* se presentan tablas y figuras obtenidas del modelado computarizado de los pórticos, que serán usadas para llegar a las conclusiones sobre el efecto de los arriostramientos sobre las estructuras aporticadas de acero.

En el *Capítulo VI* se muestra cómo influyen los arriostramientos en la distribución de los diagramas de fuerza axial corte y momento en los miembros de los pórticos típicos.

En el *Capítulo VII* se presenta el efecto que tienen las conexiones tanto, rígidas como articuladas sobre el efecto de los arriostramientos en los pórticos tipos.

En el *Capítulo VIII* se definen las conclusiones a las cuales llegamos luego de realizada toda la investigación.

Finalmente, se incluyen las referencias bibliográficas consultadas para el desarrollo del presente trabajo, de forma de ceder al lector interesado la fuente de información utilizada.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Planteamiento del problema

El diseño sísmico es uno de los factores que tiene que considerarse con mayor importancia a la hora de proyectar una estructura, principalmente en zonas sísmicas y en regiones que se sean afectadas por azotes de viento, ya que históricamente los daños que estas fuerzas han provocado en las edificaciones han resultado devastadores y en muchos casos fatales para la vida humana. Las fuerzas producidas por estos fenómenos afectan a la estructura ocasionándole grandes deformaciones las cuales pueden llevar al colapso de la misma.

Las estructuras de acero al ser más flexibles y esbeltas que las de concreto tienden a ser más vulnerables a estos efectos, ya que las segundas poseen grandes secciones transversales y robustas producto del diseño por carga vertical. A diferencia, las primeras luego del cálculo por carga vertical, resultan pequeñas las secciones transversales de sus elementos.

Para contrarrestar este efecto se podría colocar secciones de gran tamaño que posean una rigidez lo suficientemente elevada para disminuir al máximo las deformaciones, sin embargo esta medida no es la más eficiente ya que aumentaría el costo y complicaría la ejecución de la obra.

La solución a este problema fue el desarrollo de elementos llamados arriostramientos, los cuales son componentes estructurales usados para aumentar la rigidez de la estructura y su capacidad de resistir cargas laterales, disminuyendo así las deformaciones en sus miembros.

A pesar de que las normas venezolanas[1] y americanas[2] tienen capítulos dedicados al diseño de arriostramientos, no recomienda ni especifica qué tipo de arriostramiento debe usarse en cada caso. En esta investigación se buscará luego de múltiples análisis computarizados determinar el efecto de los arriostramientos en todos sus miembros como cual tipo se adapta mejor a cada configuración de pórtico.

---

[1] *COVENIN MINDUR 1618:1998 "Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites"*

[2] *AISC 341-05 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"*

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general

Estudiar el efecto de los arriostramientos en estructuras aporticadas de acero.

1.2.2 Objetivos específicos

- Revisión de la normativa existente en Venezuela (COVENIN 1618:1998) acerca del diseño de arriostramientos en estructuras aporticadas de acero.
- Revisión de la normativa americana (AISC 341-05) acerca del diseño de arriostramientos en estructuras aporticadas de acero.
- Comparación entre la norma COVENIN 1618:1998 y la AISC 341-05 en sus capítulos de diseño de arriostramientos.
- Estudiar los tipos de conexiones y su efecto en los arriostramientos.
- Modelar las estructuras aporticadas de acero de 3 tramos combinándolos en 5, 10 y 15 pisos con el programa SAP 2000[3].
- Establecer ventajas y desventajas entre los diferentes tipos de arriostramientos en las distintas configuraciones de los pórticos.

1.3 Justificación

En el diseño sísmico en estructuras de acero es indispensable un estudio riguroso sobre los elementos que van a contribuir con la rigidez y estabilización de los pórticos, por esta razón es de suma importancia que el diseño de los arriostramientos sea hecho de la mejor manera.

La conceptualización de estos elementos rigidizadores resulta en un problema muy complejo, tanto así que los estudios realizados sobre éstos son basados en suposiciones para lograr así un aproximado sobre la resistencia y rigidez que deben tener estos componentes estructurales.

---

[3] *SAP2000: Programa de Análisis Estructural (Structural Analysis Program)*

En consecuencia las normas sólo nos indican las características que deben tener los arriostramientos, mas no especifican cual es el tipo más conveniente a usar dependiendo de la configuración de pórtico que se proyecta.

Por lo tanto este estudio tiene como finalidad, investigar el comportamiento de los arriostramientos y comparar la norma vigente en nuestro país con la americana, para así detallar los cambios que se han producido en sus últimas ediciones.

1.4 Alcance y Limitaciones

Con el fin de llevar a cabo y cumplir los objetivos planteados, se requiere limitar el alcance del Trabajo Especial de Grado, desarrollando en él únicamente los siguientes aspectos:

- Revisar y comparar las normas venezolanas y americanas vigentes.
- Pórticos planos.
- Tipos de arriostramientos nombrados en la norma venezolana.
- Conexiones:
    - Rígidas
    - Articuladas

CAPÍTULO II

MARCO REFERENCIAL CONCEPTUAL

En este capítulo se plantea el marco referencial conceptual con el cual a través de una Investigación Documental, se realizó la base para desarrollar el presente Trabajo Especial de Grado.

Contiene detalles que definen el efecto de los arriostramientos en estructuras aporticadas de acero: deformaciones y fuerzas producidas en vigas, columnas y en los arriostramientos; los diferentes tipos contemplados en la norma, las conexiones típicas, ejemplos para mostrar de manera somera dicho efecto.

2.1 Arriostramientos

2.1.1 Definición

Son elementos estructurales usados para aumentar la rigidez de la estructura y su capacidad de resistir cargas laterales, tales como: movimientos sísmicos y vientos, disminuyendo así las deformaciones en sus miembros.

2.1.2 Consideraciones generales

Los arriostramientos se proyectan para asegurar la distancia lateralmente no arriostrada prevista en el diseño de columnas y de vigas.

Deben tener la resistencia y rigidez necesaria para garantizar la estabilidad del pórtico.

El sistema de arriostramiento debe transmitir las cargas hacia el sistema de fundación.

El sistema de arriostramiento y sus elementos componentes deben ser proyectados para resistir las fuerzas originadas por el arriostramiento y también todos los efectos resultantes de acciones exteriores que actúen sobre ellos.

En barras sometidas a flexión sola o acompañada por fuerza axial, o sujetas a pandeo torsional o flexotorsional se debe garantizar la restricción al giro de sus apoyos y puntos supuestos no desplazables.

Una diagonal trabaja a tracción y la otra a compresión. En consecuencia, la resistencia requerida debe cumplirse para ambas diagonales, La resistencia de la diagonal a compresión es usualmente menor que la de la diagonal a tracción. Sin embargo, cuando la dirección del viento o sismo cambia la diagonal a

tracción trabaja a compresión y viceversa. Por lo tanto ambas diagonales tienen que ser idénticas.

2.2 Tipos de Arriostramientos

2.2.1 Concéntricos

Las fuerzas en los arriostramientos son normales, por lo tanto los pórticos con arriostramientos concéntricos tiene distorsiones inelásticas reversibles muy limitadas. Se ha demostrado que después del pandeo, los miembros solicitados por cargas normales pierden su resistencia con repetidas cargas inelásticas reversibles. Por eso tienen que ser empleados en zonas sísmicas. El desempeño de los pórticos con arriostramiento concéntrico es válido siempre y cuando mantenga estable su configuración.

2.2.2 Excéntricos

Las edificaciones que usan pórticos con arriostramientos excéntricos poseen la capacidad de combinar alta rigidez en el rango elástico y una buena ductilidad y disipación de energía en el rango inelástico. En el rango elástico, la rigidez lateral se compara a la de un pórtico arriostrado con diagonales concéntricas, específicamente cuando la viga eslabón es corta. En el rango inelástico, suministran un comportamiento dúctil estable bajo severos ciclos de carga, como los pórticos resistentes a momentos. Este tipo estructural está compuesto de columnas, vigas y arriostramientos donde al menos un extremo del arriostramiento se conecta a la viga en una distancia corta de la conexión viga - columna. La distancia corta entre la viga y la conexión del arriostramiento o entre las conexiones de los arriostramientos es llamada viga eslabón. El objetivo de diseñar con diagonales excéntricas es crear un sistema donde la cedencia ocurra primero en los eslabones.

2.3 Requerimientos de los Arriostramientos

2.3.1 Rigidez y Resistencia requerida del arriostramiento

Las combinaciones de carga usadas para determinar la rigidez y resistencia de los arriostramiento son hechas para que consideren el término del viento. Cuando en una combinación de carga no se tomará en cuenta el efecto del viento, la solución que se toma es simplemente eliminar el factor que considera dicha fuerza: P_w. La carga P_v es la suma de las cargas por pandeo de las columnas, que será resistida por una diagonal (arriostramiento). P_w es el factor total de la carga que será resistida por una diagonal debido a la carga del viento aplicada en el extremo del edificio. P_v y P_w son aplicadas en la junta del extremo superior de la diagonal.

Según ∑M=0 en la Figura 2-1:

$$V_1 = \frac{P_w h + P_v u}{L}$$

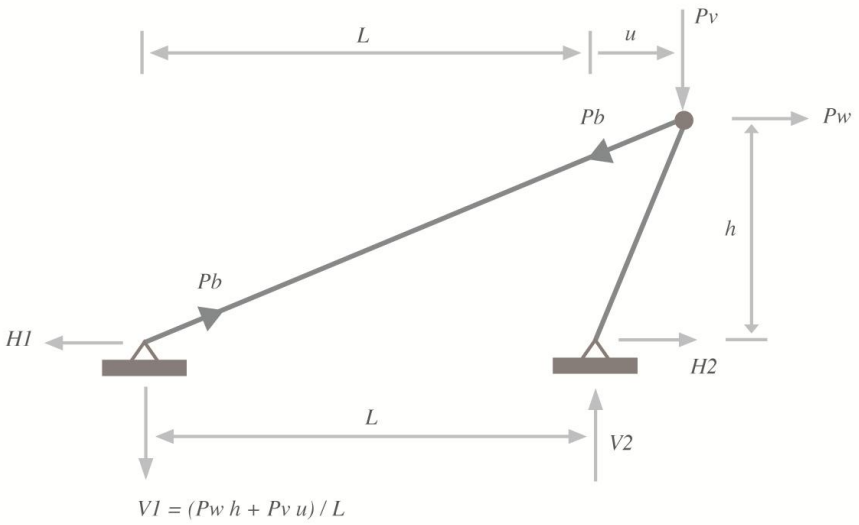


Figura 2-1 Miembro a tracción en un arriostramiento diagonal: Posición final deformada. Fuente: Adaptada a Smith, J.C. *Structural Steel Design: LRFD Approach*.

Donde,

$$u = u_0 + u_1$$

$$u_0 = \text{Fuera de la plomada}$$

$$u_1 = \text{deriva debido a las acciones de } P_v \text{ y } P_w$$

La fuerza en el arriostramiento es:

$$P_b = \frac{V_1}{\text{sen}\theta} = \frac{P_w h + P_v u}{L\text{sen}\theta}$$

La elongación en el arriostramiento es:

$$e_b = u \cos\theta = \frac{PL}{EA} = \frac{P_b}{S_b}$$

Donde $Sb = (EA/L)b$ es la rigidez en el arriostramiento.

Para ser conservador, se supone que existe el valor máximo fuera de plomada $u_0 = h/500$ y que ocurre el valor máximo de la deriva u_1. El valor u_1 es debido a las cargas y debe ser escogido por el diseñador ya que el *LRFD Specificatio*[4]*n* no nos indica el valor máximo aceptable de la deriva. Por la utilidad de un pórtico de acero los valores de la deriva son habitualmente los comprendidos en el intervalo desde $h/667$ hasta $h/200$. Para $1{,}2C_p + 1{,}6C_v$ y $L/D = 3$, esto corresponde a $1{,}5(C_p + C_v)$. Para ser conservadores, se recomienda que $u = 1{,}5(h/200) = 3h/400 = h/133$ sea usado como valor preliminar de diseño del arriostramiento.

Así, la rigidez requerida es:

$$S_b = \frac{EA}{L} \geq \frac{P_v + 133P_w}{L\text{sen}\theta \cos\theta}$$

Según el Criterio de los Estados Límites, la resistencia para un miembro a tensión es

$$\emptyset P_n \geq P_b = \frac{P_w h + P_v u}{L\text{sen}\theta}$$

Así, los requerimientos de resistencia son

$$\emptyset P_n \geq \frac{h(P_w + {}^{P_v}/_{133})}{L\text{sen}\theta}$$

El procedimiento anterior para el diseño preliminar de una estructura de un solo piso puede ser aplicado para cada piso de una estructura de varios niveles. Después, en el piso para el cual la diagonal está siendo diseñada, los valores de P_v y P_w son:

$$P = \sum_{j=1}^{nc} P_j$$

Donde,

nc = número total de columnas en el piso

$P_i = \emptyset\, P_{ny}$ de j columna en el piso

[4] *Método de los Estados Límites*

$$P_w = \sum_{j=i+1}^{ns} W_i$$

Donde,
ns = número total de pisos
i = número del piso
W_i = factor total de la carga del viento aplicado en el i nivel

2.3.2 Rigidez y Resistencia requerida para arriostramientos V invertida

La *Figura 2-2* muestra como las diagonales en V invertida arriostran lateralmente a un pórtico plano. La fuerza axial producida en cada diagonal es P_b. Una diagonal trabaja a tracción y la otra a compresión. En consecuencia, la resistencia requerida para ambas diagonales es $ØP_n$, la cual debe ser mayor o igual a la fuerza axial P_b. A pesar de que la diagonal a compresión requiere menor resistencia que la diagonal a tracción, ambas diagonales tienen que ser idénticas, ya que, cuando la dirección del viento cambia, la diagonal a tracción trabaja a compresión y viceversa. Las rigideces y resistencias requeridas para cada diagonal son similares a la de los arriostramientos en cruz, quedando así:

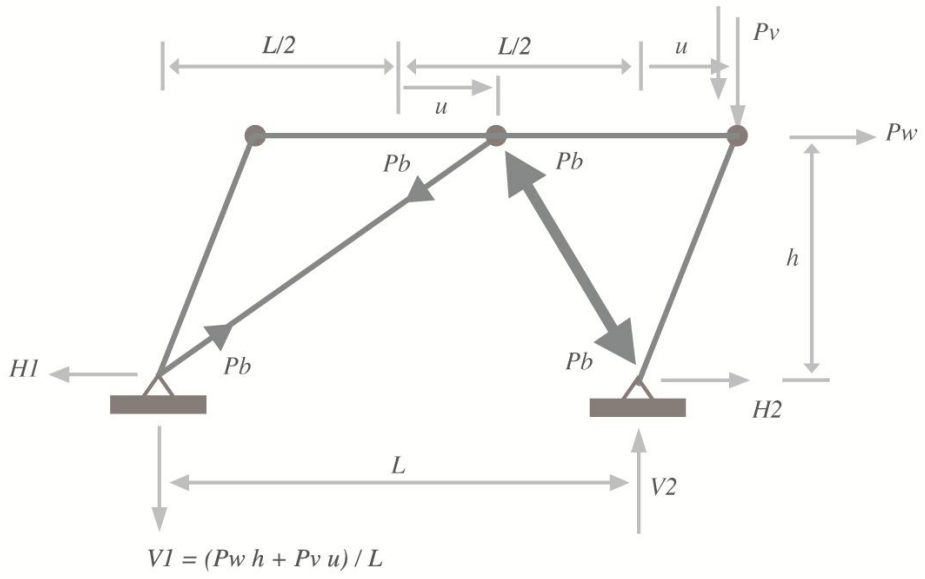


Figura 2-2 Arriostramiento en V invertida. Posición final deformada.
Fuente: Adaptada a Smith, J.C. *Structural Steel Design: LRFD Approach*.

Rigidez

$$S_b = \frac{EA}{L} \geq \frac{P_v + 133P_v}{L\text{sen}\theta\cos\theta}$$

Resistencia

$$\emptyset P_n \geq \frac{h(P_w + {}^{P_v}/_{133})}{\text{Lsen}\theta}$$

2.4 Estabilidad del Eje Débil de una Columna

Para una columna de sección W como lo muestra la *Figura 2-3*, $\emptyset P_{ny}$ rige el diseño de resistencia. Una columna perfectamente alineada y erguida no existe. En el Criterio de los Estados Límites la definición de $\emptyset P_n$ supone que el pandeo inicial es la mitad de la onda del seno con una amplitud $u_0 = L/1500$ (*Figura 2-3c*). El mayor valor fuera de la plomada es $U_0 = L/500$ (*Figura 2-3d*). La *Figura 2-3e* muestra la configuración de pandeo de una sección W de columna imperfecta.

El valor *n* denota un entero ($n \geq 2$) y $h = L/n$ denota la distancia a lo largo de la longitud de la columna entre puntos de arriostramiento lateral. Luego $(KL)y = (h = L/n)$. Las *Figuras 2-4c – e* son para el caso de $n = 2$. Para una columna articulada $(KL)x = L$. Para algunas secciones W usadas como columnas $r_x/r_y > 3$. El mayor valor entre $(KL)y/(rx/ry)$ y $(KL)y$ gobierna el diseño de la resistencia de la columna $\emptyset P_n$. En la *Figura 2-4c*, cuando

$$((\text{KL})_y = h = \frac{L}{2}) > \frac{(\text{KL})\text{x}}{(\text{rx}/\text{ry})}$$

y cuando ocurre pandeo elástico, $\emptyset P_n$ para esta columna es 4 veces $\emptyset P_n$ de la columna articulada en la *Figura 2-4a*. Por el arriostramiento del eje débil de la columna (*Figura 2-4 c* hasta *Figura 2-6*) suficientes puntos tal que

$$\{(\text{KL})_y = h = \frac{L}{\text{n}}\} < \frac{(\text{KL})\text{x}}{(\text{rx}/\text{ry})}$$

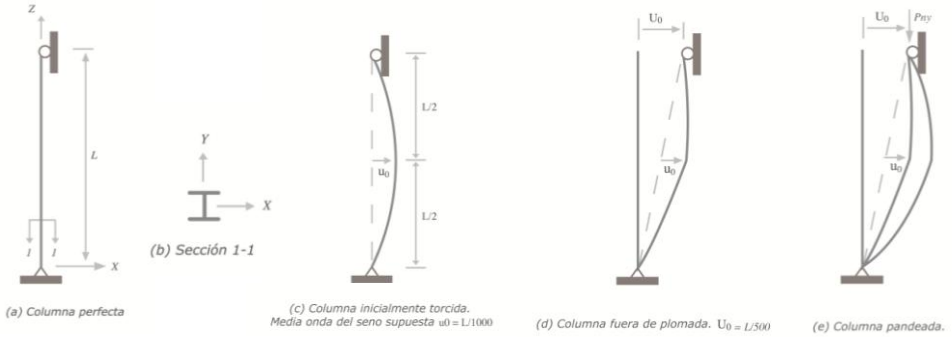


Figura 2-3 Arriostramiento del eje débil de una columna en un punto.
Fuente: Adaptada a Smith, J.C. *Structural Steel Design: LRFD Approach.*

Luego $\emptyset P_n = \emptyset P_{nx}$. En la *Figura 2-4c* el rodillo a media altura de la columna está puesto para indicar que un punto de arriostramiento para el eje débil de la columna existe en ese lugar. Se usará un rodillo para indicar los puntos de arriostramiento en una

columna en lugares intermedios a lo largo de su longitud. Próximamente un resorte elástico será usado para indicar un arriostramiento de eje débil. El resorte elástico puede ser visto como un miembro cargado axialmente cuya rigidez es:

$$S_b = \left(\frac{PL}{EA}\right)_b$$

Donde el subíndice (b) significa arriostramiento.

P_b = fuerza axial en el arriostramiento

L_b = longitud del arriostramiento

A_b = área bruta del arriostramiento

E_b = módulo de elasticidad del arriostramiento

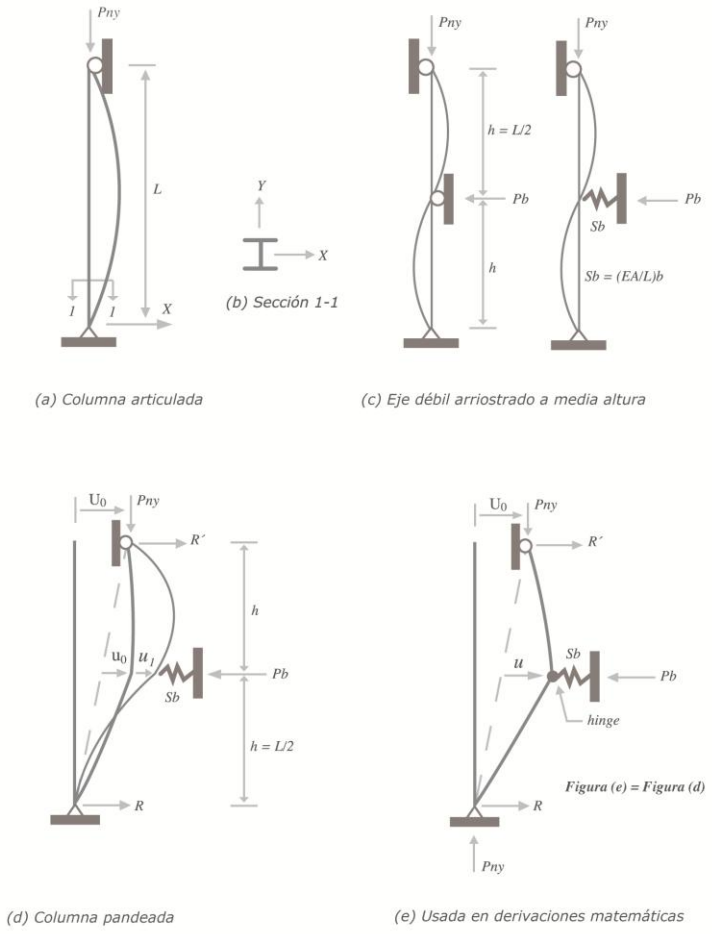


Figura 2-4 Arriostramiento del eje débil de una columna en 1 punto.
Fuente: Adaptada a Smith, J.C. *Structural Steel Design: LRFD Approach*.

La resistencia axial del arriostramiento es $(ØP_n)_b$ y $(ØP_n)_b \geq P_b$ es requerida, cuando P_b es la fuerza en el arriostramiento cuando el pandeo del eje débil de la columna ocurre. Si un arriostramiento con rigidez y resistencia adecuada está a L/n puntos a lo largo de la altura de la columna articulada, $(KL)y = (h = L/n)$. Si $h < (KL)_x / (r_x/r_y)$, después tenemos fortificada la columna tal que $ØP_n = ØP_{nx}$. La finalidad del siguiente razonamiento es proveer una guía acerca de cuál es la rigidez y resistencia adecuadas para el arriostramiento de una columna en un punto intermedio de su altura.

Los arriostramientos deben ser instalados tal que prevean la traslación lateral y la torsión. Si el pandeo no es prevenido en los arriostramientos, lo que regirá la resistencia de diseño de la columna será debido al pandeo torsional para $(KL)z = L$.

2.5 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando $h =$

2.5.1 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando $h = L/2$

En la *Figura 2-4c* la forma del pandeo son dos medias ondas del seno. Hay un punto de inflexión en la curva en el soporte a media altura. Por lo tanto, el momento por pandeo interno en este punto es M=0. Es importante tener esto en mente ya que la siguiente discusión está basada en que en los puntos arriostrados lateralmente tienen M=0. Para M=0 en cada punto de arriostramiento, para conveniencia matemática y gráfica usamos columnas articuladas y tramos rectos entre cada punto de arriostramiento como se muestra en las *Figura 2-4e* hasta la *Figura 2-6*. En la sección 2.5.5 mostraremos como resolver el problema cuando el punto de inflexión en la curva de pandeo no ocurre en el punto de arriostramiento.

Si hay menos rigidez que la mostrada en la siguiente derivación, se desarrollará la forma del modo simétrico más débil (*Figura 2-4a* con un rizo en el punto de arriostramiento). Por eso es esencial que el arriostramiento tenga al menos la rigidez que aquí se muestra.

En la *Figura 2-4e* la máxima desviación de la plomada $U_0 = L/500$ y el máximo grado de desviación en la rectitud $u_0 = L/1000$ son supuestas para la forma del pandeo del eje débil con un arriostramiento lateral intermedio P_b. Nótese que P_{ny} (Resistencia nominal de la columna según el Criterio de los Estados Límites para el eje y) es la carga de pandeo. También, nótese que para ser más conservadores escogimos $u_0 = L/1000$ en lugar de $u_0 = L/1500$ definido para la resistencia de la columna según LRFD.

Para el diagrama de cuerpo libre mostrado en la *Figura 2-4e*, la $\sum M_y = 0$ en el apoyo inferior

$$L\,R' + U_0\,P_{ny} = h\,P_b$$

$$R' = \frac{Pb}{2} - \frac{Pny}{500}$$

De la $\sum F_x = 0$

$$R = P_b - R' = \frac{Pb}{2} + \frac{Pny}{500}$$

De la $\sum M_y = 0$, en la parte superior del segmento inferior de la columna (donde está la rótula)

$$h\,R = \left(\frac{U0}{2} + u\right) P_{ny}$$

Se supone $u_1 = u_0$ en $u = u_0 + u_1$, entonces,

$$P_b = 0{,}008\ P_{ny}$$

P_b es la resistencia requerida del arriostramiento para producir P_{ny} para el pandeo con la forma de 2 mitades de la onda del seno, cada una con una longitud $h = L/2$

Ya que $U_0/2$ y u_0 existen cuando el arriostramiento es instalado, entonces

$$P_b = S_b\ u_1$$

$$S_b = \frac{8\ Pny}{L}$$

S_b es la resistencia requerida del arriostramiento para producir P_{ny} para el pandeo con la forma de 2 mitades de la onda del seno, cada una con $h = L/2$

$$(ØP_n)_b \geq (P_b = 0{,}008\ P_{ny})$$

$$\{S_b = \left(\frac{EA}{L}\right)_b\} \geq \frac{8Pny}{L}$$

2.5.2 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando $h = L/3$

La forma del pandeo de la *Figura 2-5a* es de 3 mitades de la onda del seno, y esta forma antisimétrica es la deseada. Si se provee menos rigidez que la mostrada en la siguiente derivación, se desarrollará el modo más débil y simétrico (solo una mitad de la onda del seno con un hoyo entro los arriostramientos) como se muestra en la *Figura 2-5b*. En consecuencia la menor rigidez que debe tener el arriostramiento es la mostrada a continuación:

De la $\sum M_y = 0$ en el apoyo inferior,

$$LR = U_0\ P_{ny} + hP = 2hP_b$$

$$R' = \frac{Pb}{3} - \frac{Pny}{500}$$

De la $\sum F_x = 0$,

$$R = \frac{Pb}{3} - \frac{Pny}{500}$$

De la $\sum M_y = 0$ en el extremo superior del segmento inferior de la columna,

$$hR = \left(u - \frac{U_0}{3}\right) P_{ny}$$

Suponiendo que $u_1 = u_0$ y $u = u_0 + u_1$; entonces

$$P_b = 0{,}018\ P_{ny}$$

Ya que $U_0/3$ y u_0 existen cuando el arriostramiento es instalado, entonces:

$$P_b = S_b\ u_1$$

$$S_b = 18\ \frac{Pny}{L}$$

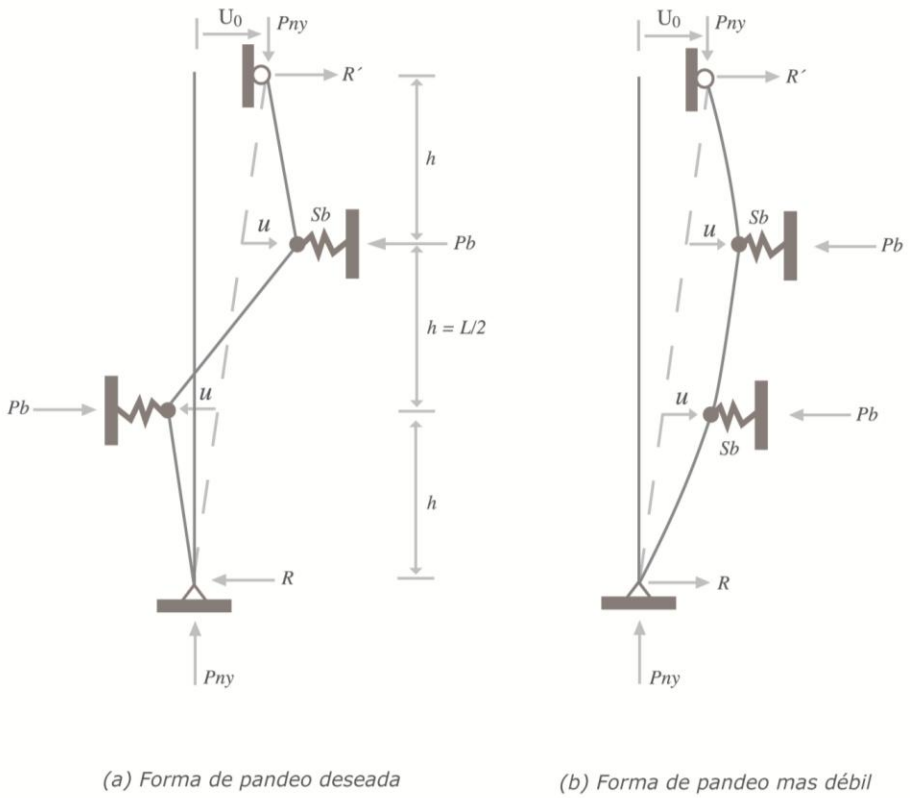


Figura 2-5 Arriostramiento del eje débil de una columna en 2 puntos.
Fuente: Adaptada a Smith, J.C. *Structural Steel Design: LRFD Approach.*

2.5.3 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando $h = L/4$

La forma del pandeo de la *Figura 2-6* es de 4 mitades de la onda del seno, y esta forma antisimétrica es la deseada. Si se provee menos rigidez que la mostrada en la siguiente derivación, se desarrollará el modo más débil y simétrico (solo una mitad de la onda del seno con un hoyo entre los arriostramientos). En consecuencia la menor rigidez que debe tener el arriostramiento es la siguiente.

A pesar que se supone que todos los arriostramientos tienen la misma rigidez en la *Figura 2-6* teóricamente la relación entre el modo de forma es que el desplazamiento en el centro del arriostramiento es máximo, mientras que en los otros 2 arriostramientos es 0,707 veces el desplazamiento máximo. Esta relación es mostrada en la *Figura 2-6*

De la $\sum M_y = 0$ en el apoyo inferior,

$$LR' + U_0 P_{ny} + hP_b = 0{,}707\,(h + 3h)\,P_b$$

$$R' = \frac{Pb}{4{,}83} - \frac{Pny}{500}$$

De la $\sum F_x = 0$,

$$R = \frac{Pb}{4{,}83} + \frac{Pny}{500}$$

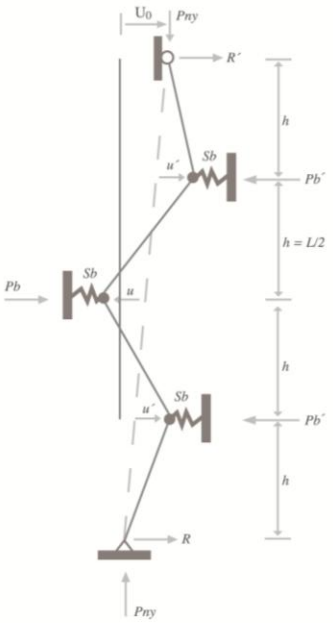


Figura 2-6 Arriostramiento del eje débil de una columna en 3 puntos.
Fuente: Adaptada a Smith, J.C. *Structural Steel Design: LRFD Approach.*

De la $\sum M_y = 0$ en el extremo superior del segmento inferior de la columna,

$$hR = \left(u + \frac{U_0}{4}\right) P_{ny}$$

Se supone que $u_1 = u_0$ y $u = u_0 + u_1$; entonces

$$P_b = 0{,}0273\ P_{ny}$$

Ya que $U_0/4$ y u_0 existen cuando el arriostramiento es instalado, entonces,

$$P_b = S_b\ u_1$$

$$S_b = 27{,}3\ \frac{Pny}{L}$$

2.5.4 Requerimientos de rigidez y resistencia para los arriostramientos cuando h = L/n para grandes valores de n

La forma del pandeo es n + 1 mitad de la onda del seno y es antisimétrica. Si se provee menos rigidez que la mostrara se desarrollará el modo más débil y simétrico (solo una mitad de la onda del seno con hoyos en los puntos de arriostramientos). En consecuencia la menor rigidez y resistencia que debe tener el arriostramiento es la mostrada a continuación:

$$P_b = 0{,}008\ n\ P_{ny}$$

$$S_b = 8\ n\ \frac{Pny}{L}$$

2.5.5 Cuando el punto de inflexión no ocurre en un punto arriostrado

Para la estructura en la *Figura 2-7* que el punto donde el M = 0 es a 0,5179 L desde el apoyo inferior, mientras que el arriostramiento está a 0,6 L desde el apoyo inferior.

De la $\sum M_y = 0$ en el apoyo inferior,

$$L\ R' + U_0\ P_{ny} = 0{,}6\ P_b\ L$$

$$R' = 0{,}6\ P_b - \frac{P_{ny}}{500}$$

De la $\sum F_x = 0$,

$$R = 0{,}4\ P_b + \frac{P_{ny}}{500}$$

La ordenada de la mitad de la onda del seno en el punto arriostrado es 0,951 u_0, donde u_0 es la ordenada a media altura de la columna.

Para simplificar suponemos que $u_1 = 0{,}951\ u_0$, asi, $u = 0{,}951\ (u_0 + u_1)$

De la $\sum M_y = 0$ en el extremo superior del segmento inferior de la columna

$$0{,}5179\ LR = \left(\frac{0{,}998\ u}{(0{,}951 + 0{,}5179 U_0)}\right) P_{ny}$$

$$P_b = 0{,}0101\ P_{ny}$$

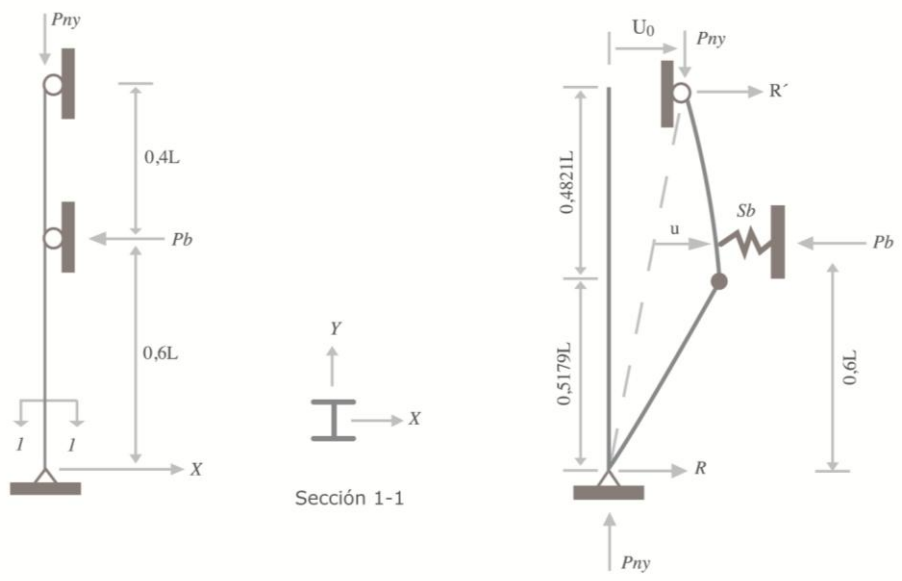


Figura 2-7 Arriostramiento del eje débil de la columna cuando no ocurre en el punto de M = 0.
Fuente: Adaptada a Smith, J.C. *Structural Steel Design: LRFD Approach.*

Ya que U_0 y u_0 existen cuando el arriostramiento es instalado, entonces

$$P_b = S_b\ u_1$$

$$S_b = \frac{10{,}7\ Pny}{L}$$

Si ocurre pandeo elástico, de acuerdo a la definición según LRFD para la resistencia de la columna

$$P_{ny} = 0{,}877 \left(\frac{\pi 2\ EI}{0{,}5179\ L^2}\right) = 0{,}877 \left(\frac{4\ \pi 2\ EI}{L^2}\right)$$

La resistencia requerida para el arriostramiento a $0{,}6L$ desde el extremo inferior de la columna como se muestra en la *Figura 2-7* es $0{,}010\ (3{,}73)/\{0{,}008\ (4)\} = 1{,}17$ veces la resistencia de un arriostramiento a media altura de la columna. La rigidez requerida por el arriostramiento a $0{,}6L$ desde el extremo inferior de la columna como es mostrado en la *Figura 2-7* es $10{,}7(3{,}74)\ /$

$\{8(4)\} = 1{,}25$ veces la resistencia requerida por un arriostramiento a media altura de la columna. En consecuencia, el lector no debe usar ciegamente la rigidez y la resistencia señaladas en las guías dadas en las secciones 2.5.1 hasta 2.5.4 si los puntos de arriostramientos no están ubicados a $h = L/n$ a lo largo de la columna.

2.6 Vigas en Marcos Arriostrados.

Las vigas principales deben soportar la carga que le transmiten las correas, que a su vez resisten la carga producida por la losa, estas cargas van transmitidas a las columnas en cada nivel. Por lo general las cargas sobre las vigas son consideradas como cargas puntuales que le transmiten las correas en sus puntos de conexión.

El peso propio de la viga es una carga distribuida, si esta tiene una sección transversal constante.

Ahora considere un edificio cuya losa tiene un tamaño típico $Lb\ x\ Lg$ donde entre cada columna existen *n* correas espaciadas S_b. La losa de concreto está apoyada de las correas y éstas a su vez apoyadas de las vigas principales en sus extremos, suponiendo todas las conexiones simples. La LRFD estipula que las vigas, correas y armaduras diseñadas sobre la base de tramos simples deberán tener una longitud efectiva igual a la distancia entre los centros de gravedad de los miembros a los cuales transfieren sus reacciones en los extremos. Por lo tanto, para propósitos de diseño, la longitud de las correas L_b equivale a la distancia centro a centro de las vigas o columnas de apoyo, en tanto que la longitud de las vigas principales L_g es la distancia centro a centro de las columnas de apoyo. En la mayoría de las situaciones, es pequeña la diferencia que resulta al considerar que la longitud de un miembro de apoyo en lugar de su longitud real, medida centro a centro de las conexiones finales. Sin embargo, en algunos casos puede haber suficiente diferencia que amerite calcular la longitud real. Sin importar la longitud usada para el diseño del miembro de apoyo, el detalle de la conexión real puede causar carga excéntrica o momento, que actuará sobre el miembro de apoyo, tales efectos deben tomarse en cuenta.

El ancho tributario para una correa es $½\, S_b + ½\, S_b = S_b$. El área tributaria por unidad de longitud de una correa típica es igual a S_b por l, en tanto que el área tributaria de esa igual a $S_b L_b$ área en la *Figura 2-8*. La carga soportada por una correa por lo regular se supone que es uniforme y compuesta de: 1) su peso propio; 2) el peso del piso (losa, acabado del piso, etc.) para un ancho S_b y 3) la carga viva para el mismo ancho tributario. Las reacciones de las correas utilizadas en el diseño de vigas deben reflejar esta reducción.

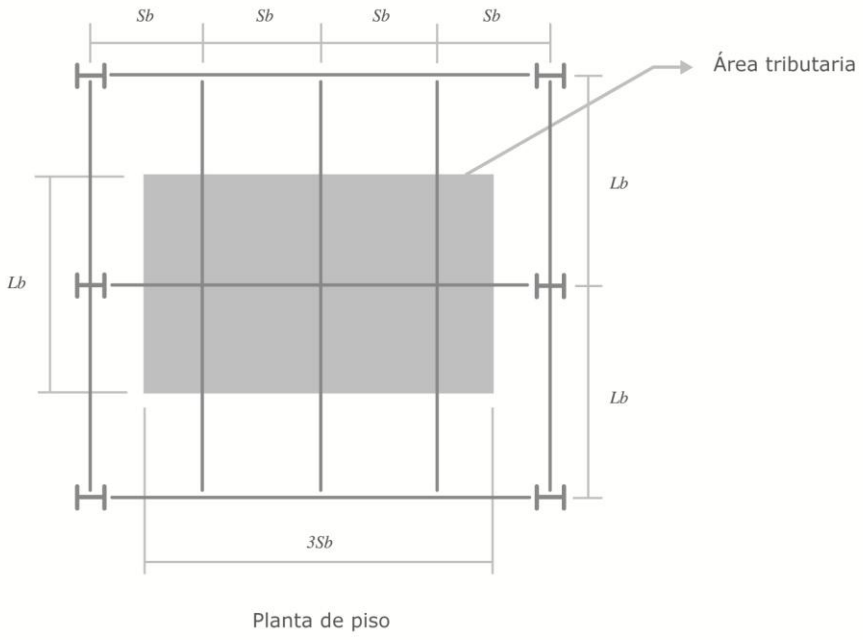


Figura 2-8 Área tributaria
Fuente: Adaptada a Vinnakota, S. *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD.*

En el análisis de viga de piso se utilizan las siguientes notaciones:

L_o = carga viva básica uniformemente distribuida (sin reducir) (kgf/m^2)

S_b = espaciamiento de correas (m)

L_b= claro de correas (m)

A_{Tb} = área tributaria de una correa interior = $S_b L_b$

A_{lb} = área de influencia de una correa interior = $K_{LLb} A_{Tb}$ = $2A_{Tb}$

K_{LLb} = factor de carga viva de elemento para una correa interior

P_{Db} = carga muerta por unidad de área, en un área tributaria de una correa interior, kgf/m^2

q_b = peso propio por unidad de longitud de una correa interior, kgf/m

P_{Lb} = intensidad de carga viva de diseño en un área tributaria de una correa interior ($\leq L_o$), kgf/m^2

q_{Db} = carga muerta por unidad de longitud de una correa interior, kgf/m

q_{Lb} = carga viva por unidad de longitud de una correa interior, kgf/m

q_{ub} = carga factorizada uniformemente distribuida en una correa, kgf/m

Como la correa obtiene su carga viva en un solo nivel, se tiene:

$$P_{Lb} = \text{valor máx } \{\left(0{,}25 + \frac{15}{A_{lb}{}^{1/2}}\right) L_0 \,;\, 0{,}5L0\}$$

También,

$$q_{Db} = q_b + p_{Db}\, S_b$$

$$q_{Lb} = p_{Lb}\, S_b$$

$$q_{ub} = 1{,}2\, q_{Db} + 1{,}6 q_{Lb}$$

Además, en el análisis de vigas principales de piso se utilizan las siguientes notaciones:

L_g = longitud vigas principales, metros

A_{Tg} = área tributaria de una viga interior = $(n - 1)S_b L_b$

A_{lg} = área de influencia de una viga interior = $K_{LLb} A_{Tb} = 2A_{Tb}$

K_{LLg} = factor de carga viva de elemento para una viga interior

p_{Lg} = intensidad de diseño de la carga viva del área tributaria sobre viga interior ($\leq p_{Lg}$), kgf/m^2

Q_{Db} = carga muerta transmitida de correas a una viga interior, kgf

Q_{Lb} = carga viva transmitida de correas a una viga interior, kgf

q_{ug} = carga factorizada uniformemente distribuida sobre una viga, kgf/m

Q_{ug} = carga concentrada factorizada transmitida de vigas a una viga interior, kgf

Como las vigas principales obtienen su carga viva de un solo nivel, según la sección 4.6.2 se tiene:

$$p_{Lg} = \text{valor máx } \{\left(0{,}25 + \frac{15}{A_{lg}{}^{1/2}}\right) L_0 \,;\, 0{,}5L0\}$$

También,

$$Q_{Db} = (q_b + p_{Db}\, S_b) L_b$$

$$Q_{Lb} = (p_{Lb}\, S_b)\, L_b$$

$$Q_{ub} = 1{,}2\, Q_{Db} + 1{,}6 q_{Lb}$$

$$Q_{ug} = 1{,}2\, q_g$$

2.7 Columnas en Marcos Contraventeados.

En el diseño preliminar de un edificio con varios pisos, conexiones simples entre viga-columna y con arriostramiento en ambas direcciones, el procedimiento de diseño para las columnas empieza en el último nivel –techo- y continúa hacia abajo hasta la fundación. En general las columnas se fabrican y se montan en tramos de 2 pisos, por lo tanto, sólo se diseña el tramo inferior de cada línea, ya que generalmente es el segmento con carga más crítica. La fuerza axial que recibe cada columna se obtiene al sumar las fuerzas cortantes en los extremos de las vigas principales y las cortantes en los extremos de las correas a nivel de techo y de todos los niveles de piso para los cuales la columna trabaja como apoyo vertical, como se muestra en la *Figura 2-9* el área tributaria que corresponde a una columna, en el cálculo de la carga muerta se debe incluir el peso de la columna. En lo posible la carga viva usada en estos cálculos puede ser la carga viva minorada, basada en el área de influencia para la columna. Mediante este procedimiento se obtiene la carga axial requerida para cada columna en cada piso. Las columnas se diseñan primero sólo para combinaciones de carga gravitacionales, luego se calculan las resistencias requeridas para esas columnas y si es necesario se revisa el diseño para combinaciones de carga por viento.

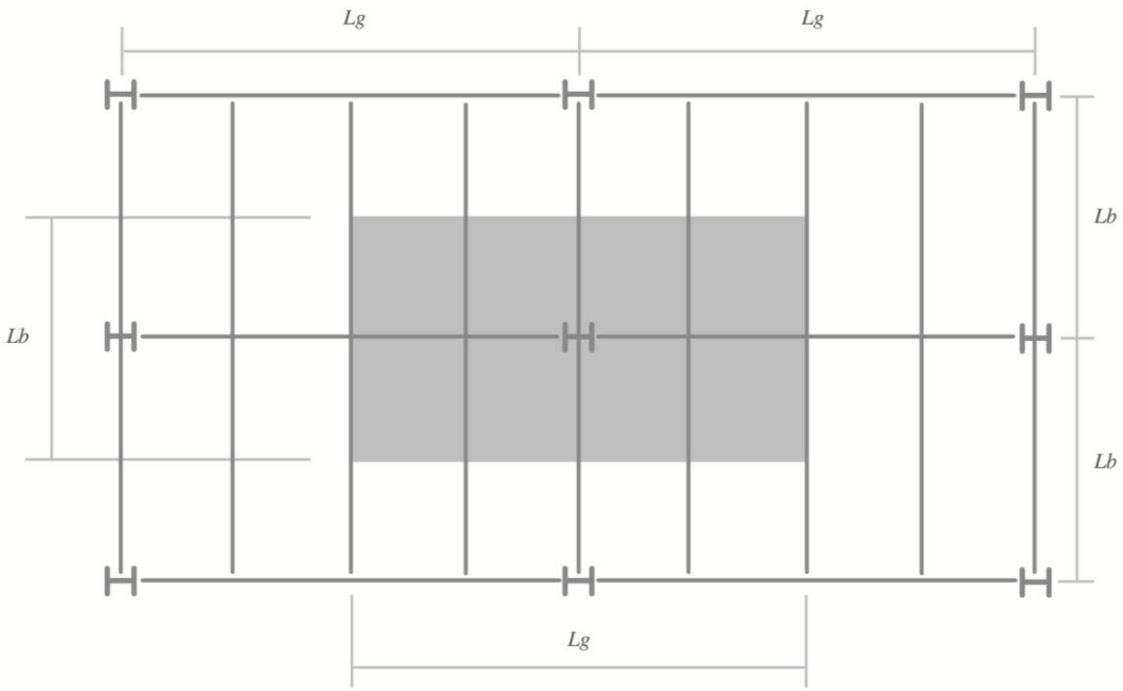


Figura 2-9 Área de piso que contribuye al área tributaria de una columna interior.
Fuente: Adaptada a Vinnakota, S. *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD.*

En el diseño de las columnas exteriores hay que considerar el peso del muro exterior dentro de las cargas de diseño.

$$P_{Lc} = \text{valor máx } \{\left(0{,}25 + \frac{15}{A_{lc}{}^{1/2}}\right)L_0 \,;\, 0{,}4L_0\}$$

m = número de pisos que soporta la columna, al nivel considerado

A_{Tc} = área tributaria de una columna interior = $m\, L_b L_g$

A_{Ic} = área de influencia de una columna interior = $K_{LLc}A_{Tc}$ = $4A_{Tc}$

P_{Lc} = intensidad de diseño de la carga viva sobre el área tributaria de una columna interior ($\leq P_{Lg}$), psf

Las conexiones simples son usadas frecuentemente para conectar las vigas principales a las columnas en pórticos arriostrados bajos, estas no transmitirán momento flexionante a la columna. Según la ubicación de la columna, esta puede recibir las fuerzas cortantes de las vigas con o sin excentricidades, como será mostrado en la siguiente figura

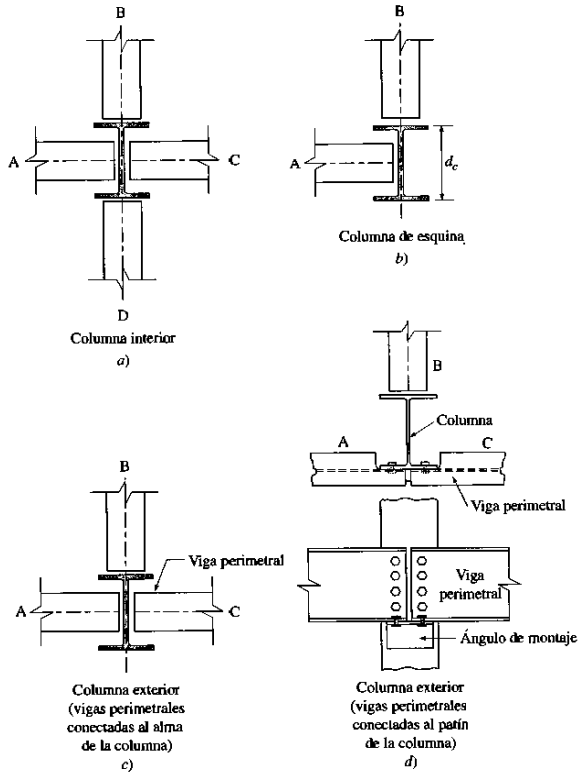


Figura 2-10 Cargas excéntricas sobre columnas
Fuente: Vinnakota, S. *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD.*

Generalmente las columnas soportan vigas que tienen excentricidades de conexión idénticas en cada nivel de piso. Puesto que el eje de la columna se vuelve

continuo al usar placas de empalme, una columna en un marco arriostrado que utiliza conexiones simples de viga, actúa como columna continua sobre apoyos simples y por ello cualquier nivel del piso afectará los momentos internos en todos los pisos de la columna. Una práctica común en el diseño de columnas para pórticos arriostrados con conexiones simples viga-columna radica en distribuir los momentos (Mº) que se originan producto de reacciones excéntricas de las vigas sobre las columnas arriba y debajo de ese piso, cada una en proporción a su rigidez I/L, esta suposición está ligeramente del lado no conservador. Otra práctica utilizada consiste en diseñar cada piso de una columna para un momento flexionante Mº, esta práctica está del lado conservador y se compensará para cualquier momento trasmitido por la viga debido a la rigidez parcial de las conexiones simples reales.

2.8 Miembros de sistemas de arriostramiento con armadura vertical

Cuando se establece el uso de diagonales como sistema de arriostramiento en pórticos, en el análisis lateral puede suponerse que el sistema forma una armadura voladiza vertical articulada. Tal articulación de las conexiones considera sólo la rigidez lateral producto del sistema de arriostramiento y no la de los miembros primarios, columnas, vigas y conexiones viga-columna. Por esto las fuerzas axiales en vigas, columnas y diagonales obtenidas siguiendo este modelo están del lado conservador.

En la siguiente *Figura 2-11* se muestran pórticos arriostrados. En cada caso el pórtico consiste de una armadura voladiza plana vertical formada por elementos verticales -columnas- y elementos horizontales -vigas- arriostradas contra las cargas laterales al agregar elementos diagonales. Generalmente las diagonales son compuestas por barras circulares, barras, angulares, tes o canales. El arriostramiento puede proporcionarse con una sola diagonal o por 2 diagonales en cada uno de los pisos del pórtico. Se representan los sentidos de las reacciones y de las fuerzas internas con las letras: T -representa tracción- y C -representa compresión-. En los pórticos se muestra como se invierte el sentido de las reacciones al variar el sentido de la fuerza lateral. Debido a su longitud y los requerimientos de las especificaciones relacionados con una rigidez mínima contra pandeo y de la resistencia de diseño menor para miembros a compresión en comparación con las de los miembros a tracción, lo más probable que este elemento sea bastante pesado en proporción con la carga real que debe soportar, por lo tanto, aunque es posible utilizar una diagonal única -que soporte C y T- resulta ser un diseño poco económico debido a la necesidad de proporcionar un elemento a compresión muy grande, esta es una de las principales razones para las cuales se usan diagonales dobles.

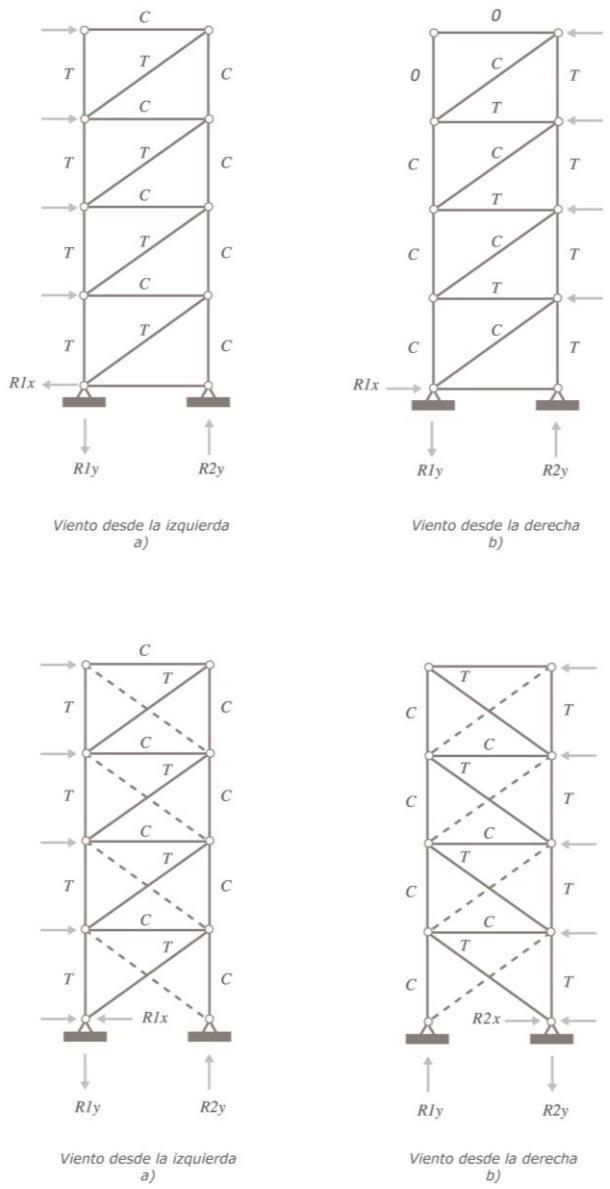


Figura 2-11 Comportamiento de contraventeo de armadura con diagonal doble
Fuente: Adaptada a Vinnakota, S. *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD.*

En teoría, el uso de dos diagonales por cada piso hace que la armadura sea estáticamente indeterminada, ya que las diagonales extra son redundantes para equilibrio estático simple. Sin embargo tenga presente que aunque el viento de un solo sentido tenderá a inducir tracción en una de las diagonales de un nivel y compresión en la otra diagonal, se supone que la diagonal a compresión se pandeará bajo la fuerza de compresión, dejando que la diagonal en tracción resista toda la cortante del entrepiso. Como las diagonales individuales se diseñan como miembros a tracción, toda la fuerza cortante horizontal será transmitida a la columna de apoyo sobre el lado de barlovento. En consecuencia, esto da como resultado algún sobre diseño de las columnas de apoyo, ya que cada una debe ser capaz de resistir toda la carga horizontal aplicada.

En la siguiente Fig. *Figura 2-12* se muestran las cargas de gravedad y las cargas por viento mayoradas que actúan sobre un pórtico arriostrado sujeto a una combinación de carga de viento. Nótese que las columnas de sotavento reciben una fuerza de compresión axial adicional debido a la componente vertical de la tracción en las diagonales. Estas fuerzas adicionales en las columnas son una función de la relación de aspecto del pórtico arriostrado *H/L*, donde H es la altura de la armadura y L el ancho de la misma. Para edificios bajos, esta contribución a la fuerza axial de la columna debida a cargas horizontales no tiene gran consecuencia. Sin embargo, para edificios de varios niveles con arriostramientos con relaciones de aspecto altas, la fuerza axial adicional en las columnas debida a la carga mayorada de viento puede ser muy significativa -ya que el incremento de aspecto es acumulativo con la altura del edificio- tanto así que la combinación de carga LC-4 de la carga de viento puede regir el diseño de la columna.

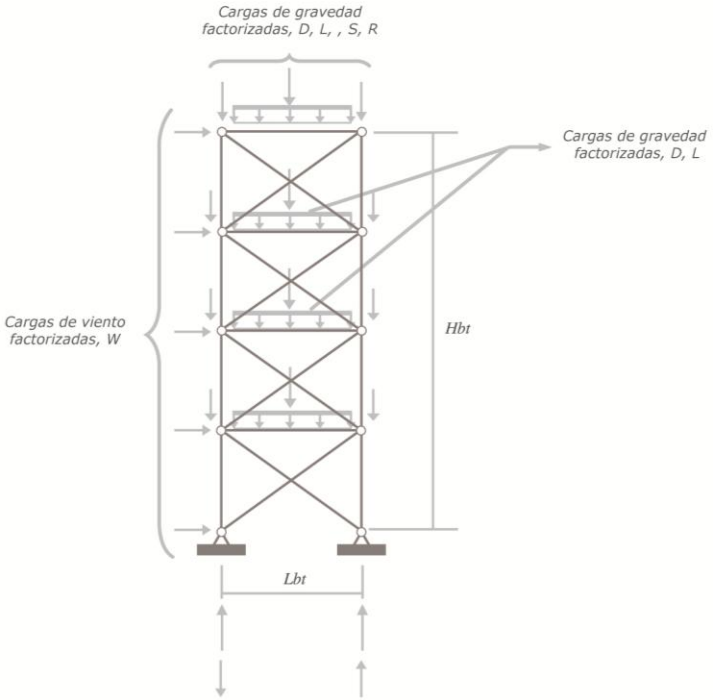


Figura 2-11 Comportamiento de contraventeo de armadura con diagonal doble
Fuente: Adaptada a Vinnakota, S. *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD.*

Los elementos horizontales que forman parte del plano de arriostramiento deben resistir las fuerzas axiales desarrolladas en el mismo debidas a las cargas laterales mayoradas sobre el pórtico arriostrado, además de los momentos y fuerzas cortantes producidos por las componentes de carga de gravedad mayoradas de la combinación de carga que actúa sobre el propio miembro. Esto es para ciertas combinaciones de carga, esos miembros horizontales deberán diseñarse como viga-columna y no sólo como vigas.

Obsérvese que las cargas de gravedad producen sólo fuerzas de compresión en las columnas, en tanto que las cargas horizontales pueden producir tanto fuerzas de compresión -sotavento- como de tracción -barlovento- sobre esos miembros.

Combinaciones de carga a considerarse cuando una estructura está sometida a las acciones de viento y gravedad:

1) Cargas de gravedad (muertas, vivas, etc.), para edificios de baja y mediana altura estas cargas pueden ser críticas (combinaciones de carga LC-1, LC-2, LC-3).

2) Cargas de gravedad factorizadas más cargas factorizadas de viento de la izquierda, combinación de carga LC-4.

3) Cargas de gravedad factorizadas más cargas factorizadas de viento de la derecha, sólo si la estructura no es simétrica, combinación LC-4.

4) Carga muerta reducida y carga de viento factorizada de la izquierda, combinación de carga LC-6.

5) Carga muerta reducida y carga factorizada de viento de la derecha, sólo si la estructura no es simétrica, combinación LC-6.

Donde,

LC-1 1,4D

LC-2 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r o S o R)

LC-3 1,2D + 1,6 (L_r o S o R) + (0,5 L o 0,8W)

LC-4 1,2D + 1,6W + 0,5L + 0,5 (L_r o S o R)

LC-5 1,2D + 1,0E + 0,5L + 0,2S

LC-6 0,9D + 1,6W

LC-7 0,9D + 1,0E

Donde,

D = Carga muerta.

L = Carga viva debido a la ocupación.

L_r = Carga viva techo.

S = Carga de nieve

R = Carga debida al agua de lluvia o hielo iniciales, exclusivamente por. su contribución al estancamiento.

W = Carga de viento.

E = Carga por sismo.

De las mencionadas combinaciones de carga se derivan las fuerzas de diseño críticas de los elementos y apoyos de la estructura. Generalmente se necesita considerar dos resultados netos diferentes para cada elemento del sistema de arriostramiento: el primero es la máxima fuerza de diseño, el segundo se denomina fuerza de diseño mínima. Por supuesto, cada elemento debe diseñarse para la fuerza máxima. Sin embargo, cuando otra combinación de carga diferente produce una fuerza de sentido opuesto, ésta también puede ser crítica. Así, el segmento inferior de una columna en una estructura arriostrada de relación de aspecto alta puede experimentar inversión de las fuerzas, debido al cambio de la dirección del viento. Sin embargo, si este segmento se diseña como un miembro a compresión sujeto a la combinación de carga LC-4, no hay probabilidad de que sea crítico como miembro a tracción, desarrollado bajo la combinación de carga LC-6. La preocupación más crítica será para los elementos de conexión a estos segmentos, como los empalmes de columnas, las placas base y las barras de anclaje, que deben diseñarse por levantamiento vertical así como por compresión.

2.9 Resistencia requerida para arriostramiento de estabilidad

Se considerará el método aproximado para diseñar del arriostramiento de estabilidad. Por lo tanto, las diagonales en la armadura se diseñarán para una fuerza cortante debida al viento factorizado (según se comentó en la sección anterior) y para una fuerza cortante igual al 2% de las cargas de gravedad que actúan de manera simultánea sobre la estructura en la combinación de cargas considerada.

2.10 Longitud efectiva

La longitud efectiva de las columnas de un pórtico depende si este está arriostrado o no. Para pórticos arriostrados la longitud efectiva KL es igual o menor que la longitud original mientras que para pórticos no arriostrados la longitud efectiva KL es siempre mayor que la original.

Para entender el comportamiento de la estructura mostrada en la *Figura 2-12*, las fuerzas surgen en la columna como resultado de las deflexiones laterales que son causadas por fuerzas laterales como el viento. El momento M_Δ y el corte Q_Δ son partes de los y cortes momentos requeridos para balancear el momento $P\Delta$. Adicionalmente habrá momentos y cortes causados por cargas gravitacionales. Equilibrio en la *Figura 2-12*

$$P_\Delta = Q_\Delta h + 2M_\Delta \qquad (\textit{Ecuación 1})$$

La deflexión lateral Δ es comúnmente llamada deriva cuando estas resultan por cargas de viento en pórticos de varios pisos como el mostrado en la *Figura 2-13*. La deriva consta de dos partes: una que depende directamente de la carga horizontal y otra que depende de las cargas verticales multiplicada por la deriva.

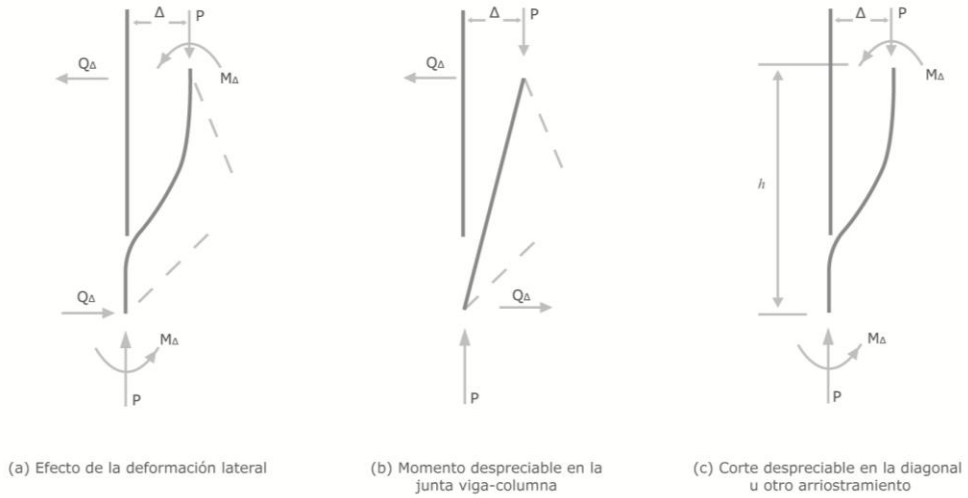


Figura 2-12 Pandeo por momento secundario debido al efecto PΔ
Fuente: Adaptada a Salmon, Johnson and Malhas. *Steel Structures: Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design*.

Un pórtico sometido a cargas laterales se deformará independientemente del modelo de los componentes del mismo. Sin embargo, la manera en la cual se mantiene el equilibrio contra el momento PΔ difieren dependiendo de las condiciones de restricción. Si el edificio estuviera articulado verticalmente no habría continuidad en las juntas para permitir el desarrollo de M_{Δ}, tal como el caso de la *Figura 2-12*.

$$Q_{\Delta}=\frac{P\Delta}{h} \qquad (\textit{Ecuación 2})$$

Los miembros diagonales y horizontales tendrán que soportar todo el corte.

Por otro lado, si los miembros son empotrados entre sí pero sin miembros diagonales, habrá una pequeña resistencia cortante. Despreciando la resistencia al corte todo se traduciría en:

$$M_{\Delta}=\frac{P\Delta}{2} \qquad (\textit{Ecuación 3})$$

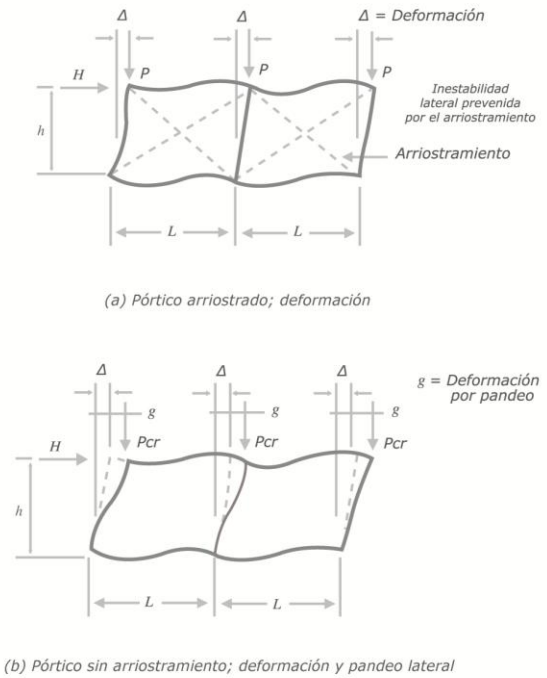


Figura 2-13 Comparación entre un pórtico arriostrado y no arriostrado.
Fuente: Adaptada a Salmon, Johnson and Malhas. *Steel Structures: Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design*.

2.11 Pórticos arriostrados

En un pórtico arriostrado las vigas y columnas tienen un momento resistente relativamente pequeño para contrarrestar PΔ, en comparación a las diagonales. En otras palabras la *Ecuación 2* representa un diseño simplificado de los pórticos arriostrados. Como se mostrara luego en este capítulo existe tanto resistencia a la flexión como resistencia al corte en pórticos arriostrados y no arriostrados.

Básicamente un pórtico arriostrado es un pórtico en el cual el pandeo lateral es prevenido por elementos de arriostramiento, otros aparte de los elementos estructurales (vigas y columnas). El análisis de la estabilidad elástica teórica de un pórtico arriostrado asume que no hay desplazamientos relativos en las conexiones, lo cual solo puede ocurrir si los arriostramientos poseen rigidez infinita. Sin embargo, es práctico para el diseño y r razonablemente correcto suponer despreciable el momento resistente dado por la *Ecuación 2* y asumir que para la estabilidad los desplazamientos laterales son prevenidos de este modo.

El término ladeo se utiliza para referirse a la estabilidad elástica del movimiento lateral de un pórtico, generalmente causado por cargas laterales, como el viento. El pandeo lateral es un movimiento repentino tal como el δ de la *Figura 2-13b*, causado por fuerzas axiales próximas a alcanzar un valor crítico.

En conclusión, el pórtico arriostrado acomoda los momentos PΔ desarrollando cortes Q_Δ en el arriostramiento.

2.12 Pandeo

2.12.1 Pandeo inelástico

Ya que algunas fibras de una sección transversal, por lo general producen al pórtico antes de que ocurra el pandeo, pandeo inelástico que normalmente rigen las fuerzas reales del pórtico.

2.12.2 Pandeo elástico de pórticos

Hay dos tipos de cargas que pueden contribuir a la inestabilidad. Para el pórtico arriostrado de la *Figura 2-14a* , no hay momentos de flexión primaria, la única fuerza es de compresión axial, esta carga crítica suele definirse como carga de pandeo. No ocurre flexión en los miembros hasta que se alcanza la carga de pandeo.

Para la *Figura 2-14b*, los momentos de flexión existen cuando la estructura está completamente estable. Debido a que se asume "rigidez rotacional infinita" en las juntas rígidas, los momentos se transmiten a las columnas. Además de los momentos de flexión primaria, la compresión axial induce momentos secundarios iguales a P veces la deflexión. Bajo ciertas combinaciones de compresión axial y momento, las deflexiones laterales de la columna aumentan sin alcanzar el equilibrio, esto por lo general indica inestabilidad o la inestabilidad en la presencia de momentos de flexión primaria.

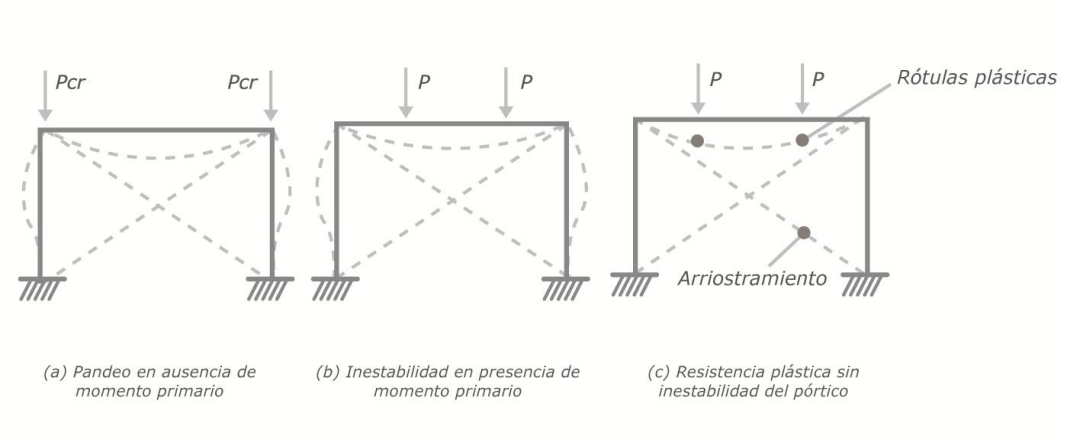


Figura 2-14 Resistencia de pórticos arriostrados.
Fuente: Adaptada a Salmon, Johnson and Malhas. *Steel Structures: Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design*.

Cuando los momentos de flexión primaria están presentes, se pueden formar rótulas plásticas antes de alcanzar inestabilidad de modo que se forma un mecanismo en cuyo caso la resistencia nominal del pórtico arriostrado es la resistencia plástica *Figura 2-14c*.

La resistencia de pórticos no arriostrados, como los mostrados en la *Figura 2-15*, pueden ser separados en tres categorías: pandeo en ausencia de momento primario (*Figura 2-15a*), inestabilidad en presencia de momento primario (*Figura 2-15b*) y resistencia plástica (*Figura 2-15c*). En los pórticos no arriostrados alcanzar la resistencia plástica indica que se forma un mecanismo asociado con la inestabilidad geométrica global.

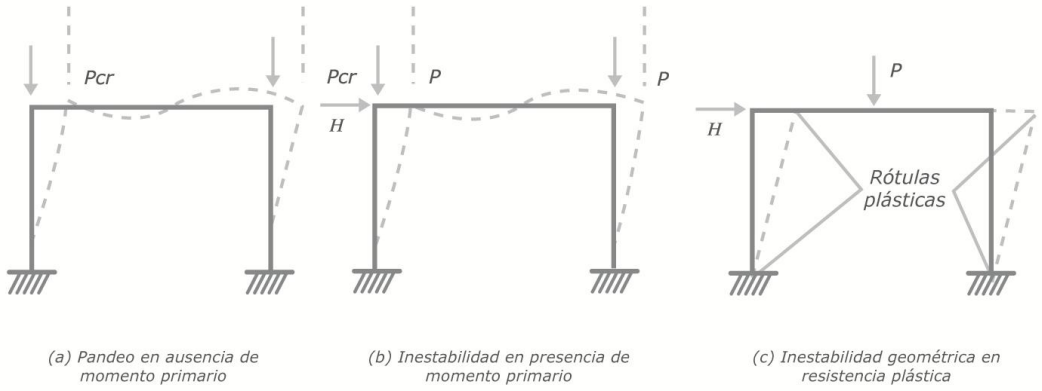


Figura 2-15 Resistencia de pórticos no arriostrados.
Fuente: Adaptada a Salmon, Johnson and Malhas. *Steel Structures: Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design*.

Para investigar la estabilidad elástica de un pórtico rígido, primero es necesario establecer las relaciones entre los momentos finales y las pendientes finales.

2.13 Conexiones.

COVENIN 1618:1998

2.13.1 Diagonales Concéntricas ND1

"Para evitar fallas en las conexiones de los arriostramientos, las conexiones se diseñan para desarrollar la resistencia a tracción del arriostramiento, o al menos la máxima fuerza que se pueda generar en el sistema.

2.13.2 Diagonales Concéntricas ND3

Solicitaciones mayoradas

Como los miembros de arriostramiento son los que resisten el cortante sísmico del entrepiso, particularmente cuando no se usa un sistema dual, deberán determinarse adecuadamente las solicitaciones mayoradas sobre las conexiones de los arriostramientos para que el mecanismo crítico de falla no ocurra fuera de su plano por pandeo de las cartelas o fractura frágil de las conexiones. El menor de los criterios presentados determina la demanda tanto en la conexión del arriostramiento como en la conexión viga - columna, si ella es parte del sistema de arriostramiento.

Resistencia a flexión

Los arriostramientos conexiones empotradas han demostrado disipar más energía que aquellas con conexiones articuladas, porque el pandeo requiere de la formación de tres articulaciones plásticas en el arriostramiento. Como un arriostramiento puede estar fijo en una dirección y articulado en otra, ambas condiciones de vinculación deberán ser estudiadas para determinar la carga crítica de pandeo. Las conexiones extremas que pueden acomodarse a las rotaciones asociadas con las deformaciones por pandeo del arriostramiento mientras mantienen una adecuada resistencia han demostrado también tener un desempeño aceptable. En los pórticos arriostrados con diagonales concéntricas, frecuentemente son las cartelas los componentes críticos del diseño de un sistema requiere deformarse en el rango inelástico. El incremento de la fuerza requerida para diseñar estos pórticos arriostrados concéntricamente tiende a reducir la demanda inelástica pero puede ser insuficiente para eliminar la totalidad de los problemas. Si el modo crítico de pandeo del arriostramiento es en su plano, las cartelas y sus juntas deberán diseñarse con la resistencia teórica del miembro en esa dirección. Si el modo de pandeo es fuera de su plano, cada cartela deberá ser detallada para permitir la formación de una cadena de articulaciones en la misma, como la que se indica en la Fig. C-12.2. Obsérvese que la distancia libre de dos veces el espesor de la plancha de cartela (2t), está medida entre el extremo del arriostramiento y una línea perpendicular al eje del arriostramiento trazada por el punto de la cartela restringido contra la rotación fuera de su plano más próxima al arriostramiento [Astaneh, A., 1998 y 1986; Goel, S.C, 1987; Gutiérrez, A. 1990].

2.13.3 Diagonales Excéntricas

Conexiones viga eslabón - columna

Los requisitos especiales para el diseño de las conexiones de las vigas eslabón a las columnas intentan que las conexiones puedan transferir no solo el corte y los momentos de las vigas eslabón sino también la torsión debido al pandeo de las alas. La razón de permitir dos

opciones para el diseño de la conexión, obedece a que las conexiones viga eslabón – columna están sometidas a demandas similares a las conexiones viga – columna de los pórticos resistentes a momento. Existe poca investigación sobre el comportamiento en la zona del panel de una conexión eslabón - columna. Sin embargo se supone que la cedencia limitada en los paneles no desmejora este tipo de conexión.

Conexión arriostramiento diagonal - viga eslabón

Donde la conexión del arriostramiento al eslabón se diseña como articulada, la viga por si misma deberá ser adecuada para resistir totalmente el momento en el extremo del eslabón. Esta condición normalmente ocurrirá sol en pórticos con eslabones cortos. Cuando se considera que el arriostramiento resiste una porción del momento del extremo del eslabón, entonces la conexión del arriostramiento al eslabón deberá ser diseñada como totalmente restringida, tal como se establece en esta Sección.

Conexiones viga colectora – columna

Se considerará adecuado el uso de conexión simple cuando la disposición de las diagonales es tal que el eslabón no es adyacente a una columna, y la conexión simple suministra la misma restricción contra la torsión en la viga. La torsión a ser considerada se modelará como un par de fuerzas iguales y de direcciones opuestas aplicadas perpendicularmente a las alas. La magnitud de las fuerzas se calculará con la tensión cedente esperada del material de las alas.”

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

En el presente capítulo, se define el marco metodológico con el cual se desarrollo esta investigación, nombrando las distintas fases que se siguieron para la ejecución de la misma. Además, se definen las variables que fueron analizadas y la metodología utilizada para la el logro de los objetivos planteados al inicio.

3.1. Diseño de la Investigación

Como se ha hecho referencia en los capítulos anteriores, la investigación tiene como propósito fundamental estudiar el efecto de los arriostramientos en estructuras aporticadas de acero, investigando desde las fuerzas que producen en el sistema estructural –vigas, columnas, riostras y conexiones- hasta la disposición más conveniente en distintas configuraciones de pórticos.

Para el cumplimiento de los objetivos, la investigación se definió como *Investigación Documental*, basada en una revisión de bibliografía especializada en el diseño y comportamiento de estructuras de acero según el *Método de los Estados Límites* y de las respectivas normas sísmicas que contemplan el tema de arriostramientos.

En primer lugar, se revisaron tanto la norma americana *AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* y la norma venezolana *COVENIN 1618:1998 Estructuras de Acero para Edificaciones – Método de los Estados Límites* con el fin de comprobar si existen cambios que actualicen la vigente norma venezolana.

Por otro lado, se consultaron distintos artículos técnicos y bibliografía especializada en el tema, recopilando la información necesaria para el desarrollo conceptual del TEG y para la elaboración de los distintos ejemplos sobre el efecto de los arriostramientos en estructuras aporticadas de acero.

3.2. Operacionalización de los Objetivos del Trabajo Especial de Grado

El objetivo general del presente trabajo es Estudiar el efecto de los arriostramientos en estructuras aporticadas de acero. La operacionalización de los objetivos, se define tal como se muestra en la siguiente clasificación:

Objetivos Específicos:

1) Revisión de la normativa existente en Venezuela acerca del diseño de arriostramientos en estructuras aporticadas de acero.

    - Variables: Norma COVENIN 1618:1998.
    - Técnicas: Análisis documental.

- Instrumentos: Citas y notas de referencias de la norma, literatura especializada, ecuaciones.
- Fuentes de información: Norma COVENIN 1618:1998.

2) Revisión de la norma americana acerca del diseño de arriostramientos en estructuras aporticadas de acero.

- Variables: Norma AISC 341 - 05.
- Técnicas: Análisis documental.
- Instrumentos: Citas y notas de referencias de la norma, ecuaciones.
- Fuentes de información: Norma AISC 341 - 05.

3) Comparación entre la norma COVENIN 1618:1998 y la AISC 341-05 en sus capítulos de diseño de arriostramientos.

- Variables: Cambios existentes entre ambas normas.
- Técnicas: Análisis documental.
- Instrumentos: Citas y notas de referencias de las normas, literatura especializada, ecuaciones.
- Fuentes de información: Norma COVENIN 1618:1998 y norma AISC 341 – 05.

4) Estudiar los tipos de conexiones y su efecto en los arriostramientos.

- Variables: Tipos de conexiones.
- Técnicas: Análisis documental.
- Instrumentos: Citas y notas de referencias bibliográficas, literatura especializada, ecuaciones.
- Fuentes de información: Normas, comentarios, bibliografía especializada.

5) Modelar las estructuras aporticadas de acero de 3 tramos combinándolos en 5, 10 y 15 pisos con el programa SAP.

- Variables: Tipos de arriostramientos, configuraciones de los pórticos.
- Técnicas: Modelado por computadora.
- Instrumentos: Programa SAP2000
- Fuentes de información: Normas, comentarios, bibliografía especializada.

6) Establecer ventajas y desventajas entre los diferentes tipos de arriostramientos en las distintas configuraciones de los pórticos.

- Variables: Tipos de arriostramientos, configuraciones de los pórticos, rigideces de los pórticos, etc.
- Técnicas: Modelado por computadora.
- Instrumentos: Programa SAP2000
- Fuentes de información: Normas, comentarios, bibliografía especializada.

3.3. Etapas de la Investigación

El proceso de desarrollo de este trabajo está enmarcado por las siguientes etapas de investigación: Etapa de Organización, Etapa de Investigación, Etapa de Aplicación, Etapa de Integración y Etapa de Escritura del TEG.

La Etapa de Organización, incluyó la identificación del tema y el desarrollo de un corto borrador, como base para la investigación.

La Etapa de Investigación, consistió el planteamiento del problema de investigación, descripción de los objetivos que se llevaron a cabo, justificación, limitaciones y alcance del estudio, revisión de la bibliografía especializada.

La Etapa de Aplicación consistió en la descripción de la metodología a seguir para la resolución del problema de investigación, señalando los instrumentos y técnicas empleadas para lograr cumplir los objetivos. Conjuntamente se realizó el modelado en el programa SAP2000 de los pórticos arriostrados en sus distintas configuraciones.

La Etapa de Conclusión se refirió al desarrollo de conclusiones y recomendaciones producto de la investigación.

Para culminar, la Etapa de Escritura del TEG donde se ensambló el tomo escrito.

3.4. Técnicas e Instrumentos para la Recolección de datos

La investigación fue definida como *Investigación Documental*, en la cual la recolección de datos estuvo basada en la revisión de literatura especializada que cuenta con toda la información necesaria en el tema de diseño y comportamiento de las estructuras de acero. Esta revisión constó del estudio y análisis de libros, normativas vigentes, artículos técnicos e internet. A través de esta técnica, se obtuvo la información necesaria para establecer el marco de referencia conceptual de esta investigación.

De igual manera el uso del programa SAP2000 nos permitió realizar el análisis del comportamiento de las estructuras de acero, bajo distintas configuraciones de pórticos y tipos de arriostramientos, permitiéndonos así culminar el trabajo de investigación.

CAPÍTULO IV

COMPARACIÓN ENTRE LAS NORMAS COVENIN 1618:1998 Y AISC 341-05

En este capítulo se compararán la norma venezolana COVENIN 1618:1998. *Estructuras de Acero para Edificaciones: Métodos de los Estados Límite* con la norma americana AISC 451-05. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* en sus capítulos de arriostramientos.

		COVENIN 1618:1998	**AISC 341-05**
Comparación		**Pórticos de Acero con Diagonales Concéntricas con Nivel de Diseño ND1**	**Ordinary Concentrically Braced Frames**
Arriostramientos	Relación ancho/espesor	La relación ancho/espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de los arriostramientos formados por perfiles I o canales U cumplirán con los valores dados en la Tabla 4.1 para las secciones plásticas. En los perfiles angulares la relación ancho/espesor no excederá de 0,30	**N/A**
	Relación de esbeltez	$\frac{KL}{r} \leq 4{,}17\sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)}$	$\frac{KL}{r} \leq 4\sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)}$
	Resistencia a compresión	La compresión normal mayorada Nu en los arriostramientos no excederá de 0,8 φc Nt	**N/A**
	Distribución de las fuerzas laterales	Los arriostramientos diagonales se dispondrán a lo largo de cualquiera línea de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un treinta por ciento (30%), pero no más del setenta por ciento (70%), de la fuerza horizontal total, sea resistida por las diagonales traccionadas, a menos que la resistencia teórica N_t, de cada arriostramiento comprimido sea mayor que la solicitación mayorada N_u que resulta al aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-9) o (10-10). Con este fin se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de un diez por ciento (10%) de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.	**N/A**

Arriostramientos	Planchas de relleno en arriostramientos compuestos	En todos los arriostramientos compuestos se colocarán planchas de relleno y se usarán no menos de dos igualmente espaciadas a lo largo del eje del miembro. La primera plancha, empernada o soldada, localizada a cada lado de la mitad de la longitud del arriostramiento compuesto se diseñara para transmitir al componente adyacente una fuerza igual al cincuenta por ciento (50%) de la resistencia teórico del otro componente.	**N/A**
Conexiones de los arriostramientos	Solicitaciones mayoradas: La solicitación en las conexiones de los arriostramientos, incluyendo las uniones viga-columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores. Sección 12.2.2.1	Ry Fy A	**N/A**
		La fuerza en el arriostramiento obtenida al aplicar el caso de carga sísmica amplificado.	**N/A**
		La fuerza máxima obtenida del análisis estructural que el sistema puede transferir al arriostramiento	**N/A**
	Resistencia a tracción	Será al menos igual a la solicitación mayorada calculada según la Sección 12.2.2.1	**N/A**
	Resistencia a Flexión	En la dirección en que el análisis indique que puede ocurrir el pandeo del arriostramiento, la resistencia minorada a flexión de la conexión será igual o mayor que la flexión esperada del arriostramiento alrededor del eje crítico de pandeo, calculada como $1.1R_yM_p$.	**N/A**

Arriostramientos	Planchas de relleno en arriostramientos compuestos	En todos los arriostramientos compuestos se colocarán planchas de relleno y se usarán no menos de dos igualmente espaciadas a lo largo del eje del miembro. La primera plancha, empernada o soldada, localizada a cada lado de la mitad de la longitud del arriostramiento compuesto se diseñara para transmitir al componente adyacente una fuerza igual al cincuenta por ciento (50%) de la resistencia teórico del otro componente.	**N/A**
Conexiones de los arriostramientos	Solicitaciones mayoradas: La solicitación en las conexiones de los arriostramientos, incluyendo las uniones viga-columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores. Sección 12.2.2.1	Ry Fy A	**N/A**
		La fuerza en el arriostramiento obtenida al aplicar el caso de carga sísmica amplificado.	**N/A**
		La fuerza máxima obtenida del análisis estructural que el sistema puede transferir al arriostramiento	**N/A**
	Resistencia a tracción	Será al menos igual a la solicitación mayorada calculada según la Sección 12.2.2.1	**N/A**
	Resistencia a Flexión	En la dirección en que el análisis indique que puede ocurrir el pandeo del arriostramiento, la resistencia minorada a flexión de la conexión será igual o mayor que la flexión esperada del arriostramiento alrededor del eje crítico de pandeo, calculada como $1.1R_yM_p$.	**N/A**

Cartelas		En el diseño de las cartelas de la conexión se considerará el pandeo local	**N/A**
Requerimientos para configuraciones especiales de los arriostramientos	Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en Vo en V invertida cumplirán con los requisitos que se enumeran a continuación.	La resistente minorada de los arriostramientos será al menos 1.5 veces la solicitación mayorada resultante de aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-6) y (10-7)	Las fuerzas en los arriostramientos a tracción será igual a R_yF_yA. Las fuerzas en el arriostramientos a tracción no pueden exceder la fuerza máxima que puede desarrollar el sistema.
		La viga intersectada por los arriostramientos se considerará continua entre las columnas	**N/A**
		La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-1) a (10-3), suponiendo que no están presente los arriostramientos	Las fuerzas en los arriostramientos a compresión deben ser iguales a 0,3 P_n.
		En el punto de intersección de los arriostramientos, cada ala de la viga soportará una fuerza lateral igual al dos por ciento (2.0%) de su resistencia teórica calculada como Fy bf tf	**N/A**
Arriostramientos en K		**N/A**	No son permitidos

		COVENIN 1618:1998	AISC 341-05
Comparación		**Pórticos de Acero con Diagonales Concéntricas con Nivel de Diseño ND3**	**Special Concentrically Braced Frames**
Arriostramientos	Relación Ancho/espesor. Sección 12.3.1.1	La relación ancho/espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de los arriostramientos formados por perfiles I o canales U cumplirán con los valores dados en la Tabla 4.1 para las secciones plásticas. En los perfiles angulares la relación ancho/espesor no excederá de 0,30	Las columnas y arriostramientos deberán cumplir con los requerimientos de la tabla I-8-1
	Relación de esbeltez	$\frac{kL}{r} \leq \frac{5{,}78\sqrt{E}}{Fy}$	$\frac{kL}{r} \leq \frac{4\sqrt{E}}{Fy}$
	Resistencia a compresión	La compresión normal mayorada Un en los arriostramientos no excederá de φc Nt	**N/A**
	Distribución de las fuerzas laterales	Los arriostramientos diagonales se dispondrán a lo largo de cualquiera línea de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un treinta por ciento (30%), pero no más del setenta por ciento (70%), de la fuerza horizontal total, sea resistida por las diagonales traccionadas, a menos que la resistencia teórica N_t, de cada arriostramiento comprimido sea mayor que la solicitación mayorada N_u que resulta al aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-9) o (10-10). Con este fin se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de un diez por ciento (10%) de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.	

Arriostramientos	Planchas de relleno en arriostramientos compuestos	En todos los arriostramientos compuesto se colocarán planchas de relleno uniformemente espaciadas a lo largo del eje del miembro, pero nunca menos de dos (2). La separación entre las planchas de relleno será a intervalos tales que la relación de esbeltez L/r de cada perfil individual entre los medios de unión no exceda 0.4 veces la relación de esbeltez que controla el diseño de todo el miembro compuesto. No se colocarán planchas de relleno empernadas dentro de un segmento de longitud 0.25L, centrado en el punto medio de la longitud libre del arriostramiento, L .La suma de las resistencias minoradas a corte de las planchas de relleno será al menos igual a las resistencias minoradas a tracción de cada componente. Excepcionalmente, donde se pueda demostrar que el pandeo de los arriostramientos no producirá fuerzas cortantes en las planchas de relleno, su separación será tal que la relación de esbeltez, L/r, de los perfiles individuales entre las conexiones de las planchas de relleno no exceda 0.75 veces la relación de esbeltez que controla el diseño de todo el miembro compuesto.	
Conexiones de los arriostramientos	Solicitaciones mayoradas: La solicitación en las conexiones de los arriostramientos, incluyendo las uniones viga-columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores. Sección 12.3.2.1	La resistencia teórica a tracción normal del arriostramiento, calculada como Ry Fy A	
		La fuerza máxima obtenida del análisis estructural que el sistema puede transferir al arriostramiento	
	Resistencia a la tracción	Será al menos igual a la solicitación mayorada calculada según la Sección 12.3.2.1	
	Resistencia a Flexión	En la dirección en que el análisis indique que puede ocurrir el pandeo del arriostramiento, la resistencia minorada a flexión de la conexión será igual o mayor que la flexión esperada del arriostramiento alrededor del eje crítico de pandeo, calculada como $1.1R_yM_p$.	
	Resistencia a la compresión	**N/A**	Las conexiones a corte serán diseñadas para una “fuerza requerida basada en estados limites por pandeo” que será al menos igual a 1,1Ry Pn

Cartelas		En el diseño de las cartelas de la conexión se considerará el pandeo local	**N/A**
Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos	Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en V o en V invertida cumplirán con los requisitos que se enumeran a continuación	La viga intersectada por los arriostramientos se considerará continua entre las columnas.	
		La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-1) a (10-3), suponiendo que no están presentes los arriostramientos.	
		En el punto de intersección de los arriostramientos, cada ala de la viga soportará una fuerza lateral igual al dos por ciento (2.0%) de su resistencia teórica calculada como Fy bf tf	Las fuerzas en los arriostramientos a compresión deben ser iguales a 0,3 P_n.
Arriostramientos en K		**N/A**	No son permitidas
Columnas	Relación ancho/espesor en columna	Las relaciones ancho/espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de las columnas cumplirán con los requisitos de la Subsección 12.3.1.1.	**N/A**
	Empalmes en las columnas	Los empalmes de las columnas de acero se diseñarán para desarrollar al menos la resistencia teórica a corte del menor miembro conectado y el cincuenta por ciento (50%) de la resistencia teórica a flexión de la columna más pequeña conectada. Los empalmes se localizarán en la mitad del tercio medio de la altura libre de la columna.	
	Zona protegida	**N/A**	La zona protegida de los miembros de arriostramientos debe incluir el centro de una cuarta parte de la longitud del arriostramiento y la zona adyacente a cada conexión igual a la profundidad del arriostramiento en el plano de pandeo.

		COVENIN 1618:1998	AISC 341-05
Comparación		**Pórticos de Acero con Diagonales Excéntricas**	**Eccentrically Braced Frames**
Viga eslabón	Calidad de acero	La resistencia mínima especificada a la cedencia del acero usado en la viga eslabón no excederá de F_y = 3515 kgf/cm^2.	**N/A**
	Relación ancho/espesor	Las vigas cumplirán con los valores límites de las relaciones ancho/espesor de las secciones para diseño plástico, λ_{pd}.	**N/A**
	Alma	El alma de una viga eslabón deberá ser de una sola lámina, sin refuerzo de plancha adosada y sin aberturas.	**N/A**
	Arriostramiento lateral de la viga eslabón	Se arriostrarán lateralmente ambas alas en los extremos de la viga eslabón. Cada uno de estos arriostramientos o soportes laterales tendrán una resistencia minorada igual al seis por ciento (6%) de la resistencia teórica del ala de la viga eslabón calculada como $R_y F_y b_f t_f$.	**N/A**
	Fuerza Cortante	Las resistencia teórica a corte del eslabón V_{te} , será el menor valor entre: $V_{te} = 0.6 F_y (d - 2_{tf})t_w$ o $V_{te} = 2 M_p / L_e$	
		No será necesario considerar el efecto de la fuerza normal sobre la resistencia minorada a corte del eslabón cuando la solicitación mayorada, N_u , sea igual o menor que $0.15N_y$, calculada N_y como A F_y	
		Cuando $N_u > 0.15N_y$. La resistencia minorada a corte será el menor valor entre: $ØV_{pa}$ o $2ØM_{pa}/L_e$	
	Longitud de la viga eslabón	Cuando $\rho (A_w/A) \geq 0.3$ $L_e = \{1.15 - 0.5 \rho (A_w/A_g)\} 1.6M_p / V_p$	
		Cuando $\rho (A_w/A) < 0.3$ $L_e = 1.6 M_p / V_p$	

Viga eslabón	Ángulo de Rotación	Para eslabones de longitud $L_e \leq 1.6\ M_p/V_p$ $\gamma_p = 0{,}08$ rad
		Para eslabones de longitud $L_e \geq 2.6\ M_p / V_p$ $\gamma_p = 0{,}02$ rad
		Para eslabones de longitud $1.6\ M_p/V_p \leq L_e \leq 2.6\ M_p / V_p$ El valor límite de γ_p se establecerá por interpolación lineal
	Rigidizadores en la conexión del arriostramiento diagonal al eslabón	En los extremos donde la viga eslabón se une con el arriostramiento diagonal, se colocarán rigidizadores a ambos lados del alma del eslabón, que cubran su altura total entre alas. Estos rigidizadores tendrán un ancho combinado no menor ($b_{f-}2_{tw}$) y un espesor no menor que 0.75 t_w o 9.5mm, el mayor de los dos; b_f y t_w designan respectivamente el ancho del ala y el espesor del alma del eslabón.
	Rigidizadores Intermedios	Los rigidizadores intermedios cubrirán toda la altura de la viga. En las vigas eslabón con $d \leq 635$ mm, se requieren rigidizadores intermedios solamente a un lado del alma. El espesor de los rigidizadores a colocar en un solo lado t_{st} , no será menor que t_w o 9.5 mm, el que sea mayor, y su ancho, b_{st}, no será menor que $0.5(b_f - t_w)$. En las vigas eslabones con altura $d \geq 635$ mm se colocarán rigidizadores intermedios a ambos lados del alma y de dimensiones similares a los rigidizadores de un solo lado.
		Caso 1. Vigas eslabones de longitud $Le \leq 1.6Mp/Vp$: a) Para $\gamma p = 0.08$ rad $a \leq (30\ tw - 0.2d)$ b) Para $\gamma p = 0.02$ rad $a \leq (52\ tw - 0.2d)$ c) Para $0.02 \leq \gamma p \leq 0{,}08$ La separación a se obtendrá por interpolación lineal
		Caso 2. Vigas eslabones Con $1.6\ Mp/Vp \leq Le \leq 2.6\ Mp/Vp$: Los rigidizadores intermedios cumplirán con los requisitos de los casos 1 y 3.
		Caso 3. Vigas eslabones con $2.6\ Mp/Vp \leq Le \leq 5\ Mp/Vp$: Los rigidizadores intermedios en el alma se colocarán a una distancia de 1.5 bf medida desde cada extremo de la viga eslabón.
		Caso 4. Vigas eslabones con $Le \geq 5\ Mp/Vp$ No requieren rigidizadores intermedios en el alma.

Viga eslabón	Soldaduras de los rigidizadores	Las soldaduras de filete que conectan los rigidizadores al alma de la viga eslabón se diseñarán para una resistencia minorada igual a Asf / Fy, siendo Asf el área del rigidizador. La resistencia minorada de la soldadura de filete que une el rigidizador a las alas se diseñara para resistir una fuerza igual a 0,25 Asf * Fy	**N/A**
Viga colectora	Solicitaciones mayoradas y minoradas	Para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento, las solicitaciones mayoradas en la viga colectora será por lo menos 1.1 veces las fuerzas generadas por la resistencia teórica al corte esperado de la viga eslabón, es decir, $1.1R_y V_t$. Para efectos del cálculo de la resistencia minorada de la viga colectora, se permitirá incrementar su resistencia teórica multiplicándola por el factor R_y.	
	Arriostramiento lateral	Para mantener la estabilidad de la viga colectora, se arriostrará lateralmente donde el análisis lo indique. El arriostramiento o soporte lateral se dispondrán en ambas alas de la viga y cada uno de ellos se diseñara para una solicitación mayorada de por lo menos el dos por ciento (2%) de la resistencia teórica del ala de la viga calculada como $F_y b_f t_f$.	**N/A**
Arriostramientos diagonales	Relación ancho/espesor	Los arriostramientos diagonales cumplirán con los valores limites de las relaciones ancho/espesor para sección compacta λp de la Tabla 4.1	**N/A**
	Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas	La solicitación combinada de fuerza normal y momentos en el arriostramiento diagonal será igual a la fuerza normal y momentos generados por la resistencia teórica al corte esperado en la viga eslabón multiplicado por 1.25 para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento en la viga eslabón, es decir, 1.25 $R_y V_t$. Las resistencias minoradas de los arriostramientos diagonales, determinadas conforme al Capítulo 15, excederán las solicitaciones mayoradas anteriormente mencionadas.	

Conexiones	Conexión viga eslabón-columna	En la conexión viga-columna donde el refuerzo en el extremo de la viga eslabón evite la cedencia de la viga en la longitud reforzada, se permitirá considerar como viga eslabón el segmento comprendido entre el final del refuerzo y la conexión al arriostramiento. Donde se utilicen tales vigas eslabón y su longitud no exceda $1.6M_p/V_p$, no se exigirán ensayos cíclicos de la conexión reforzada cuando la resistencia minorada de la sección reforzada y la de la conexión igualan o exceden la solicitación mayorada.	
	Conexión viga colectora – columna	Se diseñará para resistir una torsión de al menos el 2 por ciento de la resistencia teórica del ala de la viga calculada como Fye bf tf	Será diseñada para una resistencia requerida a flexión igual a 1.1RyMp
	Conexión arriostramiento diagonal – viga eslabón	En la conexión del arriostramiento diagonal con la viga eslabón, la intersección de sus ejes deberá quedar dentro de la viga eslabón o en uno de sus extremos.	**N/A**
Columnas		La solicitación mayorada sobre las columnas se determinará para las combinaciones de solicitaciones (10-6) y (10-7), excepto que los momentos y las fuerzas normales introducidas a la columna en la conexión de una viga eslabón o el arriostramiento no serán menores que las generadas por la resistencia teórica esperada de la viga eslabón, amplificadas por 1.1 para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento.	
Zona protegida		**N/A**	Los eslabones son la zona protegida. Las soldaduras en los eslabones son permitidas para agregar rigidez.

Tabla 4-1. *Comparación entre la norma COVENIN 1918:1998 y la norma AISC 451-05.*

Fuente: *Elaboración propia.*

Referencias de la norma COVENIN a continuación.

Combinaciones de carga:

1.4 CP (10-1)
1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVt (10-2)
1.2 CP + 1.6 CVt + (0.5 CV o 0.8 W) (10-3)
1.2 CP + 1.3 W +0.5 CV+ 0.5 CVt (10-4)
0.9 CP ± 1.3 W (10-5)
1.2 CP + γ CV ± S (10-6)
0.9 CP ± S (10-7)
1.2 CP + γ CV ± Ωo SH (10-9)
0.9 CP ± Ωo SH (10-10)

.Tabla 4-2. *Tabla 4.1(A). Relaciones ancho/espesor para elementos comprimidos no rigidizados.*

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas de vigas laminadas en forma de I y canales solicitadas por flexión	b / t	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.816\sqrt{E/(F_y - F_r)}$ (a)
Alas de vigas híbridas en forma de I , o vigas soldadas solicitadas por flexión	b / t	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.937\sqrt{E/((F_y - F_r)/k_c)}$ (a) , (b), (c)
Alas comprimidas que sobresalgan de los miembros de sección compuesta	b / t			$0.631\sqrt{E/(F_y/k_c)}$ (b)
Lados principales de ángulos dobles en contacto continuo; alas de canales en compresión axial; ángulos y planchas que sobresalgan de vigas o miembros comprimidos	b / t		$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alas de ángulos sencillos a compresión; alas de ángulos dobles a compresión con separadores; elementos no rigidizados, esto es, con soporte lateral a lo largo de un borde	b/t		$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.44\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de perfiles T	d / t		$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Fuente: *COVENIN 1918:1998*

Tabla 4-3. *Tabla 4.1 (B). Relaciones ancho/espesor para elementos comprimidos rigidizados.*

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas de secciones en cajón, cuadradas o rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; planchas de cubierta y planchas de diafragma entre líneas de pernos o soldaduras	b / t		$1.10\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de huecos de acceso (d)	b / t			$1.83\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas en compresión por flexión (c), (e)	h / t_w	$3.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.61\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Fuente: *COVENIN 1918:1998*

Tabla 4-4. *Tabla I-8-1. Relaciones ancho/espesor para elementos comprimidos no rigidizados.*

	Description of Element	Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios λ_{ps} (seismically compact)
Unstiffened Elements	Flexure in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [a], [c], [e], [g], [h]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of H-pile sections	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$
	Flat bars [f]	b/t	2.5
	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [g]	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in stems of tees [g]	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$
Note: See continued Table I-8-1 for stiffened elements.			

Fuente: *AISC 451-05*

Tabla 4-5. *Tabla I-8-1 cont. Relaciones ancho/espesor para elementos comprimidos rigidizados.*

	Description of Element	Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios λ_{ps} (seismically compact)
Stiffened Elements	Webs in flexural compression in beams in SMF, Section 9, unless noted otherwise	h/t_w	$2.45\sqrt{E/F_y}$
	Webs in flexural compression or combined flexure and axial compression [a], [c], [g], [h], [i], [j]	h/t_w	for $C_a \le 0.125$ [k] $3.14\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-1.54C_a)$
			for $C_a > 0.125$ [k] $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Round HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	D/t	$0.044\ E/F_y$
	Rectangular HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	b/t or h/t_w	$0.64\sqrt{E/F_y}$
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$

Fuente: *AISC 451-05*

CAPÍTULO V

COMPORTAMIENTO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS.

En el presente capítulo se procedió a modelar y estudiar el comportamiento de pórticos arriostrados y no arriostrados sometidos a fuerzas horizontales causadas por el efecto de los sismos.

5.1 Consideraciones generales.

- Para el diseño de los arriostramientos solo se tomo en cuenta la relación de esbeltez para Nivel de Diseño (ND1) de la norma COVENIN: MINDUR 1618- 1998.
- Cada tipo de arriostramiento (concéntrico y excéntrico) contará con tres tamaños de perfiles IPE diferentes.
- Para los efectos de esta investigación se tomara un valor de K=1, por lo que la longitud efectiva KL será igual a la longitud original L del arriostramiento.
- Los tamaños de los perfiles utilizados en los miembros de los pórticos son aproximados y no cumplen ningún patrón de diseño en específico.
- El único caso de carga tomado en cuenta para modelar los pórticos es el de fuerza sísmica, ya que los pesos propios y otras fuerzas verticales implican la realización de varias combinaciones de carga, lo cual no está contemplado dentro de la investigación.
- Las longitudes de las vigas eslabón en los arriostramientos excéntricos serán iguales a 1 metro.

5.2 Características de los pórticos.

Las estructuras modeladas consisten en pórticos de 3 tramos con alturas de 5, 10 y 15 pisos. Las longitudes de las luces y las alturas de los pisos son de 6 y 3 metros respectivamente.

Cada pórtico dependiendo de su número de pisos contará con 2 configuraciones diferentes, entendiéndose por configuración tamaños de vigas y columnas, variando así la rigidez del mismo.

En cuanto a los perfiles utilizados para la construcción de cada configuración pórtico (vigas, columnas y arriostramientos) se emplearon las siguientes secciones típicas.

Tabla 5-1-1 *Perfiles utilizados en pórticos con arriostramientos concéntricos.*

Configuración	N° pisos del pórtico	Vigas	Columnas	Arriostramientos concéntricos								
				Diagonales			V			V invertida		
1	5	IPE 200	HEA 200	IPE 140 L/r=116	IPE 160 L/r=101	IPE 200 L/r=81	IPE 100 L/r=103	IPE 160 L/r=63	IPE 200 L/r=50	IPE 100 L/r=103	IPE 160 L/r=63	IPE 200 L/r=50
	10	IPE 300	HEA 300	IPE 140 L/r=116	IPE 200 L/r=81	IPE 300 L/r=53	IPE 100 L/r=103	IPE 200 L/r=50	IPE 300 L/r=33	IPE 100 L/r=103	IPE 200 L/r=50	IPE 300 L/r=33
	15	IPE 400	HEA 400	IPE 140 L/r=116	IPE 220 L/r=73	IPE 400 L/r=46	IPE 100 L/r=103	IPE 200 L/r=50	IPE 400 L/r=25	IPE 100 L/r=103	IPE 200 L/r=50	IPE 400 L/r=25
2	5	IPE 300	HEA 300	IPE 140 L/r=116	IPE 200 L/r=81	IPE 300 L/r=53	IPE 100 L/r=103	IPE 200 L/r=50	IPE 300 L/r=33	IPE 100 L/r=103	IPE 200 L/r=50	IPE 300 L/r=33
	10	IPE 400	HEA 400	IPE 140 L/r=116	IPE 220 L/r=73	IPE 400 L/r=46	IPE 100 L/r=103	IPE 200 L/r=50	IPE 400 L/r=25	IPE 100 L/r=103	IPE 200 L/r=50	IPE 400 L/r=25
	15	IPE 500	HEA 500	IPE 140 L/r=116	IPE 270 L/r=59	IPE 500 L/r=32	IPE 100 L/r=103	IPE 240 L/r=42	IPE 500 L/r=20	IPE 100 L/r=103	IPE 240 L/r=42	IPE 500 L/r=20

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 5-1-2 *Perfiles utilizados en pórticos con arriostramientos excéntricos.*

Configuración	N° pisos del pórtico	Vigas	Columnas	Arriostramientos excéntricos								
				Diagonales			V			V invertida		
1	5	IPE 200	HEA 200	IPE 140 L/r=87	IPE 160 L/r=75	IPE 200 L/r=60	IPE 100 L/r=95	IPE 160 L/r=59	IPE 200 L/r=47	IPE 100 L/r=95	IPE 160 L/r=59	IPE 200 L/r=47
	10	IPE 300	HEA 300	IPE 140 L/r=87	IPE 200 L/r=60	IPE 300 L/r=40	IPE 100 L/r=95	IPE 200 L/r=47	IPE 300 L/r=31	IPE 100 L/r=95	IPE 200 L/r=47	IPE 300 L/r=31
	15	IPE 400	HEA 400	IPE 140 L/r=87	IPE 220 L/r=54	IPE 400 L/r=30	IPE 100 L/r=95	IPE 200 L/r=47	IPE 400 L/r=23	IPE 100 L/r=95	IPE 200 L/r=47	IPE 400 L/r=23
2	5	IPE 300	HEA 300	IPE 140 L/r=87	IPE 200 L/r=60	IPE 300 L/r=40	IPE 100 L/r=95	IPE 200 L/r=47	IPE 300 L/r=31	IPE 100 L/r=95	IPE 200 L/r=47	IPE 300 L/r=31
	10	IPE 400	HEA 400	IPE 140 L/r=87	IPE 220 L/r=54	IPE 400 L/r=30	IPE 100 L/r=95	IPE 200 L/r=47	IPE 400 L/r=23	IPE 100 L/r=95	IPE 200 L/r=47	IPE 400 L/r=23
	15	IPE 500	HEA 500	IPE 140 L/r=87	IPE 270 L/r=44	IPE 500 L/r=24	IPE 100 L/r=95	IPE 240 L/r=39	IPE 500 L/r=19	IPE 100 L/r=95	IPE 240 L/r=39	IPE 500 L/r=19

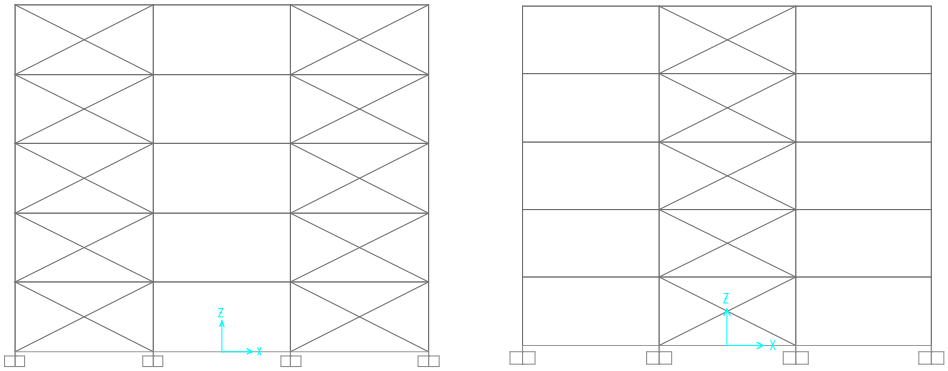
Fuente: *Elaboración propia.*

5.3 Disposición de los arriostramientos.

Un factor importante a tomar en cuenta al momento de estudiar la eficiencia de los arriostramientos, es la disposición que estos tengan en el pórtico. Este Trabajo Especial de Grado estudiará pórticos con las siguientes disposiciones de arriostramientos:

- Pórticos arriostrados en los tramos exteriores. (Ver *Figura 5-1a*)
- Pórticos arriostrados en el tramo central. (Ver *Figura 5-1b*)

▪



(a) (b)

Figura 5-1 Disposición de los arriostramientos en los pórticos.

(a) Arriostramientos en los tramos exteriores.
(b) Arriostramientos en el tramo central.

Fuente: Elaboración propia.

5.4 Parámetros a considerar en el diseño de los arriostramientos.

Existen varios parámetros que definen las características del arriostramiento a utilizar. Entre estos parámetros se encuentran su longitud, su material y su radio de inercia.

Para que un arriostramiento pueda ser utilizado debe cumplir la siguiente relación de esbeltez establecida en la norma COVENIN: MINDUR 1618- 1998:

$$KL/r \leq 4{,}17\sqrt{E/F_y}$$

Donde:

$r = Radio\ de\ inercia\ de\ la\ seccion$

$KL = longitud\ efectiva\ del\ arriostramiento$

$E = Modulo\ de\ elasticidad$

$F_y = Grado\ de\ fluencia\ del\ acero$

5.4.1 Cálculo de las relaciones de esbeltez.

Como se observó anteriormente, la relación de esbeltez máxima que debe tener un arriostramiento viene dada por la expresión $4{,}17\sqrt{E/F_y}$, suponiendo los valores típicos de E y F_y de $2{,}1x10^6$ Kg/cm^2 y 2100 Kg/cm^2 respectivamente, resulta una relación de esbeltez máxima con un valor igual aproximado de 131.

A partir de este valor se pueden calcular los radios de inercia mínimos que deben tener las secciones de los arriostramientos, los cálculos de dichos radios se presentan a continuación:

- **Arriostramientos en diagonales concéntricas.**

$$L/r_{min} = 131$$

$$L = 6{,}7\ m$$

$$r_{min} = 5{,}11\ cm$$

Perfil mínimo a usar para diagonales concéntricas: IPE 140 (r= 5,74 cm).

- **Arriostramientos en V y V invertida.**

$$L/r_{min} = 131$$

$$L = 4{,}2\ m$$

$$r_{min} = 3{,}2\ cm$$

Perfil a usar para diagonales concéntricas: IPE 100 (r= 4,07 cm)

- **Arriostramientos en V excéntrica y V invertida excéntrica.**

$$L/r_{min} = 131$$

$$L = 3{,}9\ m$$

$$r_{min} = 2{,}97\ cm$$

Perfil a usar para diagonales concéntricas: IPE 100 (r= 4,07 cm)

- **Arriostramientos en diagonal excéntrica.**

$$L/r_{min} = 131$$

$$L = 5\ m$$

$$r_{min} = 3{,}81\ cm$$

Perfil a usar para diagonales concéntricas: IPE 140 (r= 5,74 cm)

El resto del tamaño de los arriostramientos se especifica en la Tabla 5-1-1 y Tabla 5-1-2.

5.5 Cálculo de las fuerzas sísmicas.

Cargas promedio

- Peso propio del concreto 180 Kgf/m^2
- Peso propio del pavimento 60 Kgf/m^2
- Peso propio de los plafones 30 Kgf/m^2
- Peso propio de la estructura 50 Kgf/m^2
- Tabiquería 120 Kgf/m^2
- Carga variable 200 Kgf/m^2

Sumando estos valores resulta una carga vertical igual a 640 Kgf/m2, por efectos de comodidad se asume un valor aproximado de 700 Kgf/m2. Suponiendo un ancho tributario de 5m, la carga vertical actuante en cada piso será igual a:

$$W_i = 700 \ x \ 5 \ x \ 18 = 63000 \ Kgf$$

Ahora la carga total en los pórticos de 5, 10 y 15 pisos serán 315000 kgf, 630000 kgf y 945000 kgf respectivamente.

La fórmula empleada para calcular el empuje horizontal en cada piso fue la siguiente:

$$F_i = V_0 \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde:

- Fi es la fuerza de empuje en el piso N° i.
- V_0 es el corte basal de la estructura, el cual es igual al 12% de la carga total en el pórtico.
- W_i es la carga del piso N° i.
- h_i es la altura a la que se encuentra el piso N° i.

Tabla 5-2 *Fuerzas sísmica por piso para cada pórtico tipo*

N° pisos del pórtico	Piso	Fuerza sísmica (kgf)
5	5	12600
	4	10080
	3	7560
	2	5040
	1	2520
10	10	13750
	9	12375
	8	11000
	7	9625
	6	8250
	5	6875
	4	5500
	3	4125
	2	2750
	1	1375
15	15	14175
	14	13230
	13	12285
	12	11340
	11	10395
	10	9450
	9	8505
	8	7560
	7	6615
	6	5670
	5	4725
	4	3780
	3	2835
	2	1890
	1	945

Fuente: *Elaboración propia*

Figura 5-2. Fuerzas sísmicas actuantes sobre el pórtico.

Fuente. Elaboración propia.

Se puede observar que la relación que existe entre las cargas de los diferentes pisos es lineal, por lo tanto la carga de empuje sísmico que actúa sobre el pórtico es una carga distribuida triangular.

5.6 Desplazamientos laterales.

Tabla 5-3 *Desplazamiento lateral para pórtico tipo de 5 pisos sin arriostramientos*

Piso	Desplazamiento Lateral (cm)	
	Configuración 1	**Configuración 2**
5	117,6	27,3
4	106,4	24,5
3	84,6	19,4
2	53,9	12,3
1	20,3	4,6

Fuente: *Elaboración propia.*

5.6.1 Desplazamientos laterales en pórticos tipo de 5, 10 y 15 pisos sin arriostramientos.

Tabla 5-4 *Desplazamiento lateral para pórtico tipo de 10 pisos sin arriostramientos*

Piso	Desplazamiento Lateral (cm)	
	Configuración 1	**Configuración 2**
10	139,2	66,8
9	135,5	65,0
8	128,7	61,7
7	118,4	56,7
6	105,0	50,4
5	88,9	42,9
4	70,5	34,4
3	50,5	25,1
2	29,8	15,4
1	10,7	6,0

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 5-5 *Desplazamiento lateral para pórtico tipo de 15 pisos sin arriostramientos*

Piso	Desplazamiento Lateral (cm)	
	Configuración 1	Configuración 2
15	136,9	72,7
14	134,7	71,3
13	131,1	69,2
12	126,1	66,4
11	119,7	62,8
10	111,9	58,7
9	102,9	53,9
8	92,9	48,6
7	81,9	42,8
6	70,2	36,6
5	57,8	30,1
4	44,9	23,4
3	31,7	16,6
2	18,67	9,8
1	6,75	3,6

Fuente: *Elaboración propia.*

5.6.2 Tablas y *Figuras* para desplazamientos laterales en pórticos tipo de 5, 10 y 15 pisos con arriostramientos concéntricos.

Tabla 5-6 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 5 plantas, con arriostramientos concéntricos en los tramos exteriores.*

Miembros del Pórtico	Piso	Desplazamientos Laterales (cm)								
		Arriostramientos en Diagonales			Arriostramientos en V			Arriostramientos V invertida		
		L/r			L/r			L/r		
		116	101	81	103	63	50	103	63	50
Vigas IPE 200	5	3,2	2,9	2,4	5,1	3,7	3,2	4,3	2,8	2,3
	4	2,7	2,4	2,0	4,4	3,1	2,6	3,8	2,4	1,9
	3	2,1	1,8	1,4	3,5	2,3	2,0	3,0	1,8	1,5
Columnas HEA 200	2	1,3	1,1	0,9	2,3	1,5	1,2	2,0	1,2	0,9
	1	0,6	0,5	0,4	1,0	0,6	0,5	0,9	0,5	0,4
Miembros del Pórtico	Piso	L/r			L/r			L/r		
		116	81	53	103	50	33	103	50	33
Vigas IPE 300	5	2,4	1,7	1,2	3,7	2,0	1,6	3,3	1,6	1,2
	4	2,1	1,4	1,0	3,3	1,7	1,3	3,0	1,4	1,0
	3	1,7	1,1	0,7	2,6	1,3	0,9	2,4	1,1	0,7
Columnas HEA 300	2	1,1	0,7	0,4	1,8	0,9	0,6	1,7	0,7	0,5
	1	0,5	0,3	0,2	0,8	0,4	0,2	0,8	0,3	0,2

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 5-7 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 5 plantas, con arriostramientos concéntricos en el tramo central.*

Miembros del Pórtico	Piso	Desplazamientos Laterales (cm)								
		Arriostramientos en Diagonales			Arriostramientos en V			Arriostramientos V invertida		
		L/r			L/r			L/r		
		116	101	81	103	63	50	103	63	50
Vigas IPE 200	5	6,3	5,6	4,8	10,0	7,3	6,3	8,3	5,6	4,6
	4	5,3	4,8	4,0	8,6	6,1	5,3	7,5	4,8	4,0
	3	4,2	3,7	3,0	7,0	4,6	4,0	5,8	3,7	3,0
Columnas HEA 200	2	2,7	2,3	1,8	4,5	3,0	2,5	4,0	2,3	1,8
	1	1,2	1,0	0,7	2,0	1,2	1,0	1,8	1,0	0,8
Miembros del Pórtico	Piso	L/r			L/r			L/r		
		116	81	53	103	50	33	103	50	33
Vigas IPE 300	5	5,6	4,3	3,5	8,5	5,5	4,6	7,1	4,0	3,2
	4	5,0	3,7	2,8	7,5	4,6	3,8	6,5	3,5	2,5
	3	3,8	2,7	2,0	5,8	3,5	2,7	5,1	2,5	1,8
Columnas HEA 300	2	2,5	1,7	1,2	4,0	2,2	1,7	3,5	1,7	1,0
	1	1,2	0,7	0,5	1,8	0,8	0,7	1,7	0,7	0,3

Fuente: *Elaboración propia.*

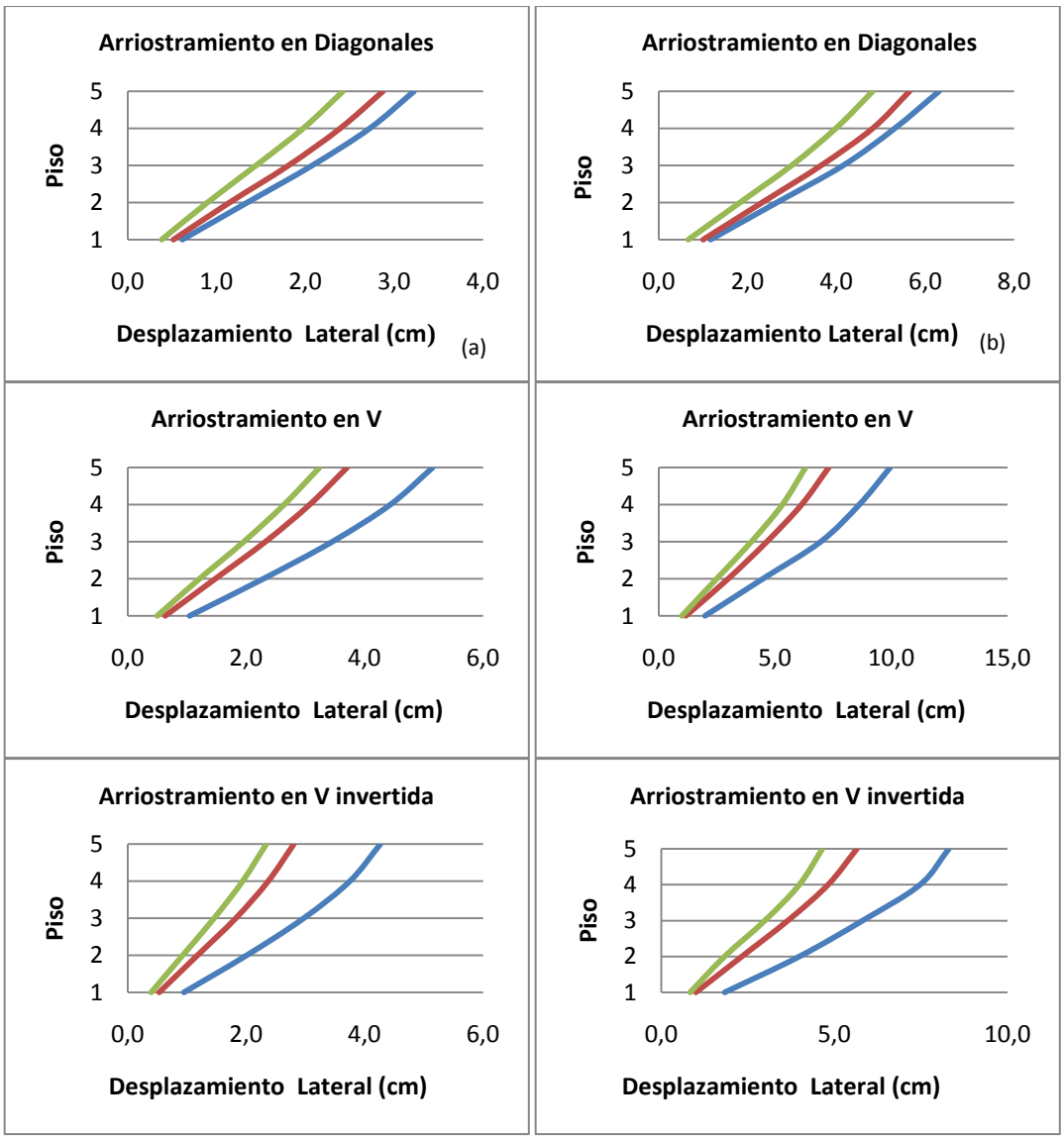


Figura 5-3 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 5 plantas en la configuración (1).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

L/r min L/r inter L/r max

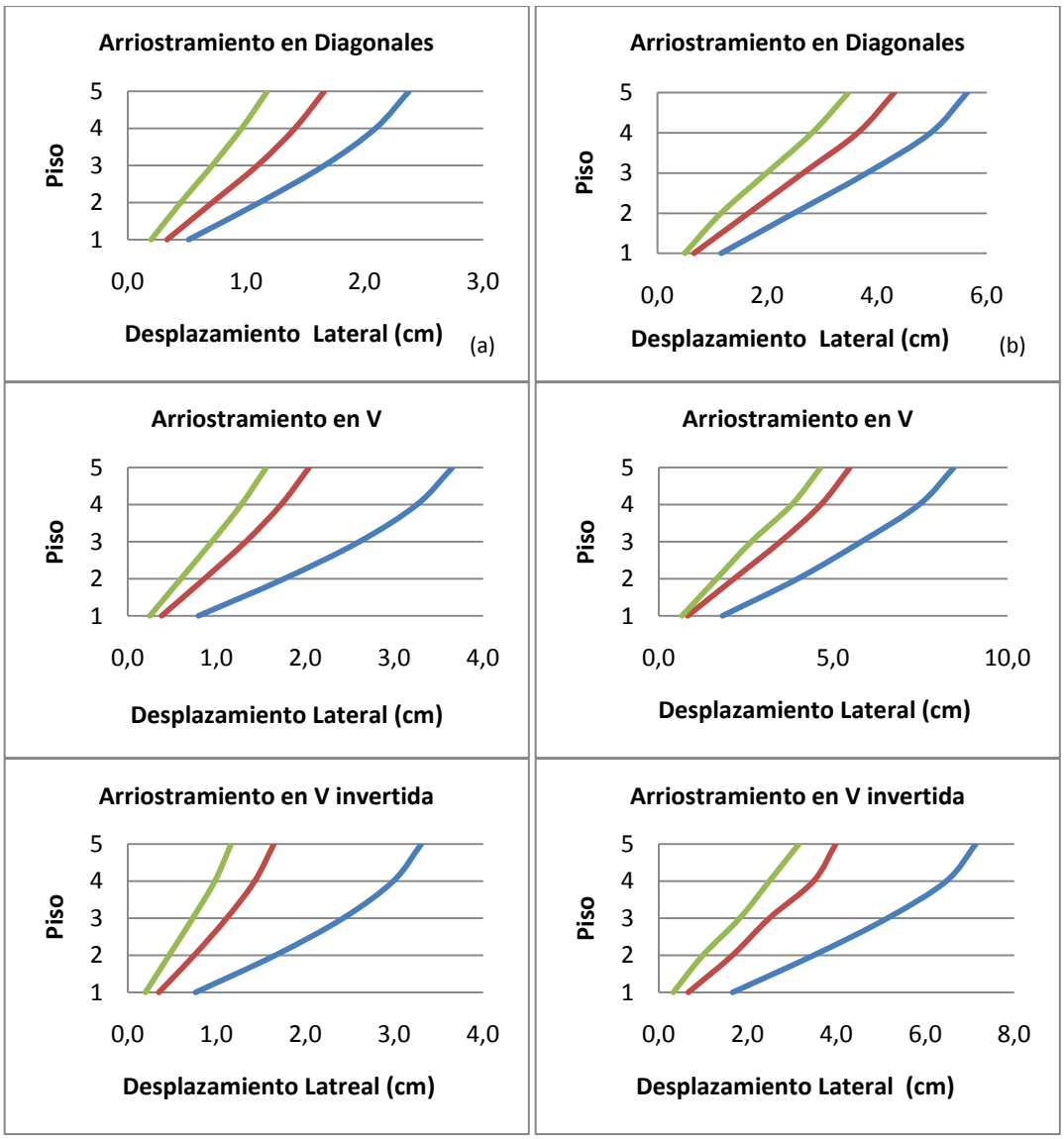


Figura 5-4 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 5 plantas en la configuración (2).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

L/r min L/r inter L/r max

Tabla 5-8 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 10 plantas, con arriostramientos concéntricos en los tramos exteriores.*

Miembros del Pórtico	**Piso**	**Desplazamientos Laterales (cm)**								
		Arriostramientos en Diagonales			**Arriostramientos en V**			**Arriostramientos V invertida**		
		L/r			**L/r**			**L/r**		
		116	**81**	**53**	**103**	**50**	**33**	**103**	**50**	**33**
Vigas IPE 300 **Columnas HEA 300**	10	17,8	14,8	12,8	24,1	17,3	15,3	21,1	14,0	11,9
	9	16,4	13,4	11,4	22,4	15,7	13,7	19,8	12,7	10,7
	8	14,7	11,8	9,9	20,5	13,9	12,0	18,1	11,3	9,3
	7	12,9	10,2	8,4	18,2	12,1	10,3	16,1	9,8	7,9
	6	10,9	8,5	6,8	15,7	10,1	8,5	13,9	8,2	6,5
	5	8,9	6,8	5,3	13,0	8,1	6,7	11,5	6,5	5,1
	4	6,8	5,1	3,9	10,2	6,2	5,0	9,0	4,9	3,7
	3	4,8	3,5	2,6	7,4	4,3	3,4	6,7	3,3	2,4
	2	3,0	2,0	1,4	4,6	2,6	1,9	4,0	2,0	1,3
	1	1,3	0,8	0,5	2,0	1,0	0,7	1,8	0,8	0,5
Miembros del Pórtico	**Piso**	**L/r**			**L/r**			**L/r**		
		116	**73**	**46**	**103**	**50**	**25**	**103**	**50**	**25**
Vigas IPE 400 **Columnas HEA 400**	10	13,0	10,0	8,1	17,2	11,9	9,5	15,7	10,1	7,5
	9	12,1	9,1	7,2	16,2	11,0	8,5	14,9	9,3	6,7
	8	11,1	8,2	6,3	15,0	9,9	7,5	13,8	8,4	5,9
	7	9,8	7,1	5,3	13,5	8,7	6,4	12,4	7,4	5,0
	6	8,5	6,0	4,3	11,7	7,4	5,3	10,8	6,2	4,1
	5	7,0	4,8	3,4	9,8	6,0	4,2	9,0	5,1	3,2
	4	5,5	3,7	2,5	7,7	4,6	3,2	7,1	3,9	2,3
	3	3,9	2,5	1,6	5,6	3,3	2,1	5,2	2,7	1,5
	2	2,4	1,5	0,9	3,5	2,0	1,2	3,2	1,6	0,8
	1	1,0	0,6	0,3	1,5	0,8	0,5	1,4	0,7	0,3

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 5-9 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 10 plantas, con arriostramientos concéntricos en el tramo central.*

Miembros del Pórtico	**Piso**	**Desplazamientos Laterales (cm)**								
		Arriostramientos en Diagonales			**Arriostramientos en V**			**Arriostramientos V invertida**		
		L/r			**L/r**			**L/r**		
		116	**81**	**53**	**103**	**50**	**33**	**103**	**50**	**33**
Vigas IPE 300	10	29,8	25,0	21,7	41,6	31,5	28,4	34,9	23,9	20,6
	9	27,7	22,8	19,6	39,3	29,1	25,9	33,1	22,2	18,6
	8	25,1	20,4	17,1	36,4	26,3	23,1	30,6	19,7	16,4
	7	22,3	17,7	14,6	32,7	23,1	20,1	27,4	17,2	14,1
	6	18,9	14,8	12,0	28,5	19,7	16,9	23,9	14,5	11,6
	5	15,5	11,9	9,5	23,8	16,1	13,7	19,8	11,6	9,1
Columnas HEA 300	4	12,0	9,0	6,9	18,7	12,3	10,3	15,6	8,8	6,7
	3	8,6	6,3	4,6	13,6	9,0	7,0	11,3	6,1	4,5
	2	5,2	3,7	3,5	8,3	5,0	4,0	7,0	3,6	2,5
	1	2,2	1,5	1,0	3,3	1,8	1,4	2,9	1,5	0,9
Miembros del Pórtico	**Piso**	**L/r**			**L/r**			**L/r**		
		116	**73**	**46**	**103**	**50**	**25**	**103**	**50**	**25**
Vigas IPE 400	10	19,5	15,5	12,6	24,5	17,9	14,6	23,0	15,7	11,9
	9	18,2	14,3	11,4	23,4	16,7	13,3	22,1	14,7	10,8
	8	17,0	12,9	10,0	21,8	15,2	11,8	20,7	13,5	9,6
	7	15,3	11,4	8,6	19,8	13,6	10,2	18,7	11,9	8,3
	6	13,3	9,7	7,1	17,4	11,6	8,6	16,5	10,2	6,9
	5	11,0	7,9	5,6	14,7	9,6	6,9	13,8	8,4	5,5
Columnas HEA 400	4	8,7	6,1	4,1	11,6	7,5	5,2	11,0	6,5	4,0
	3	6,3	4,3	2,7	8,5	5,3	3,5	8,0	4,6	2,7
	2	3,9	2,5	1,5	5,2	3,2	2,1	4,9	2,8	1,5
	1	1,5	1,0	0,5	2,1	1,3	0,7	2,0	1,1	0,5

Fuente: *Elaboración propia.*

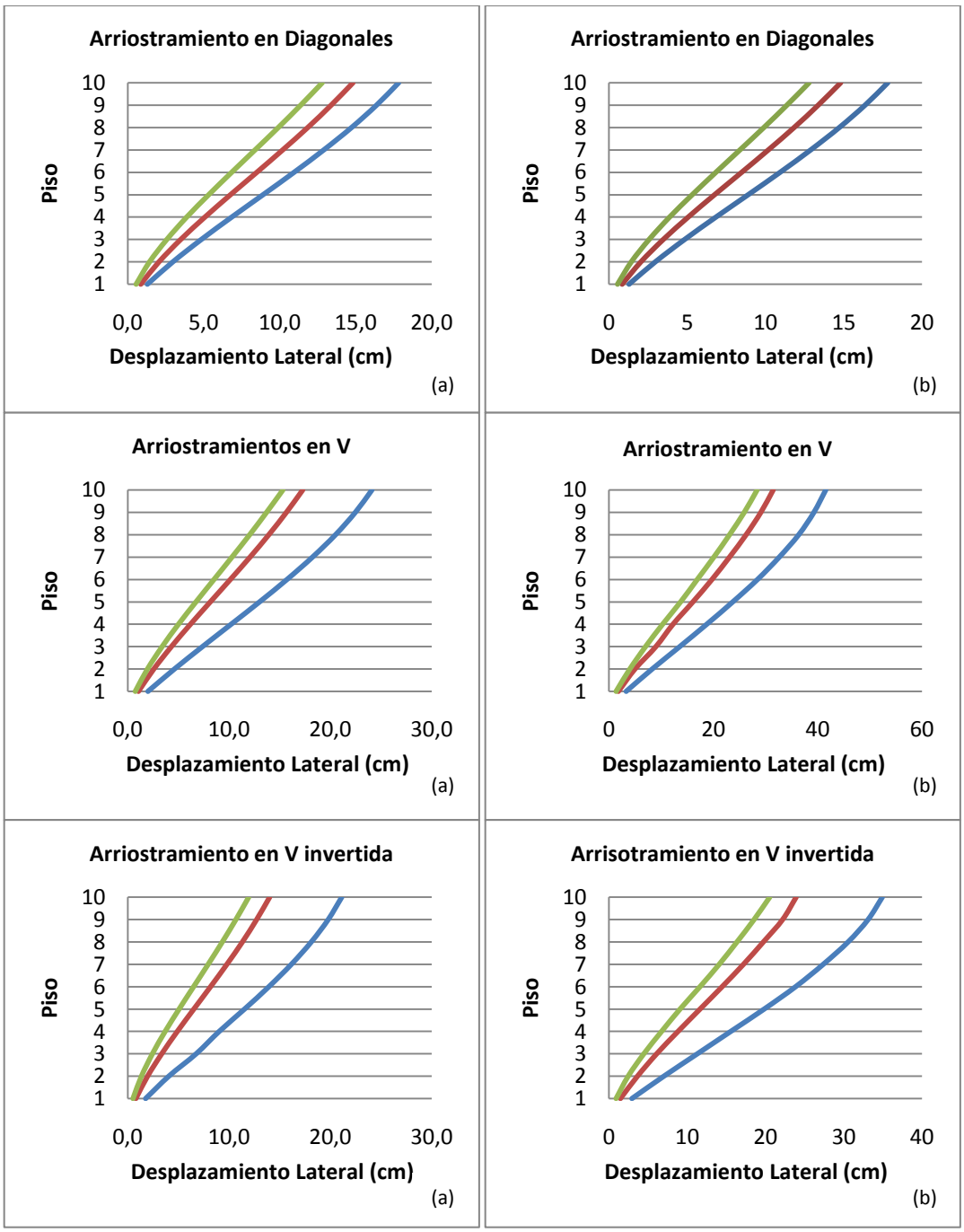


Figura 5-5 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 10 plantas en la configuración (1).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

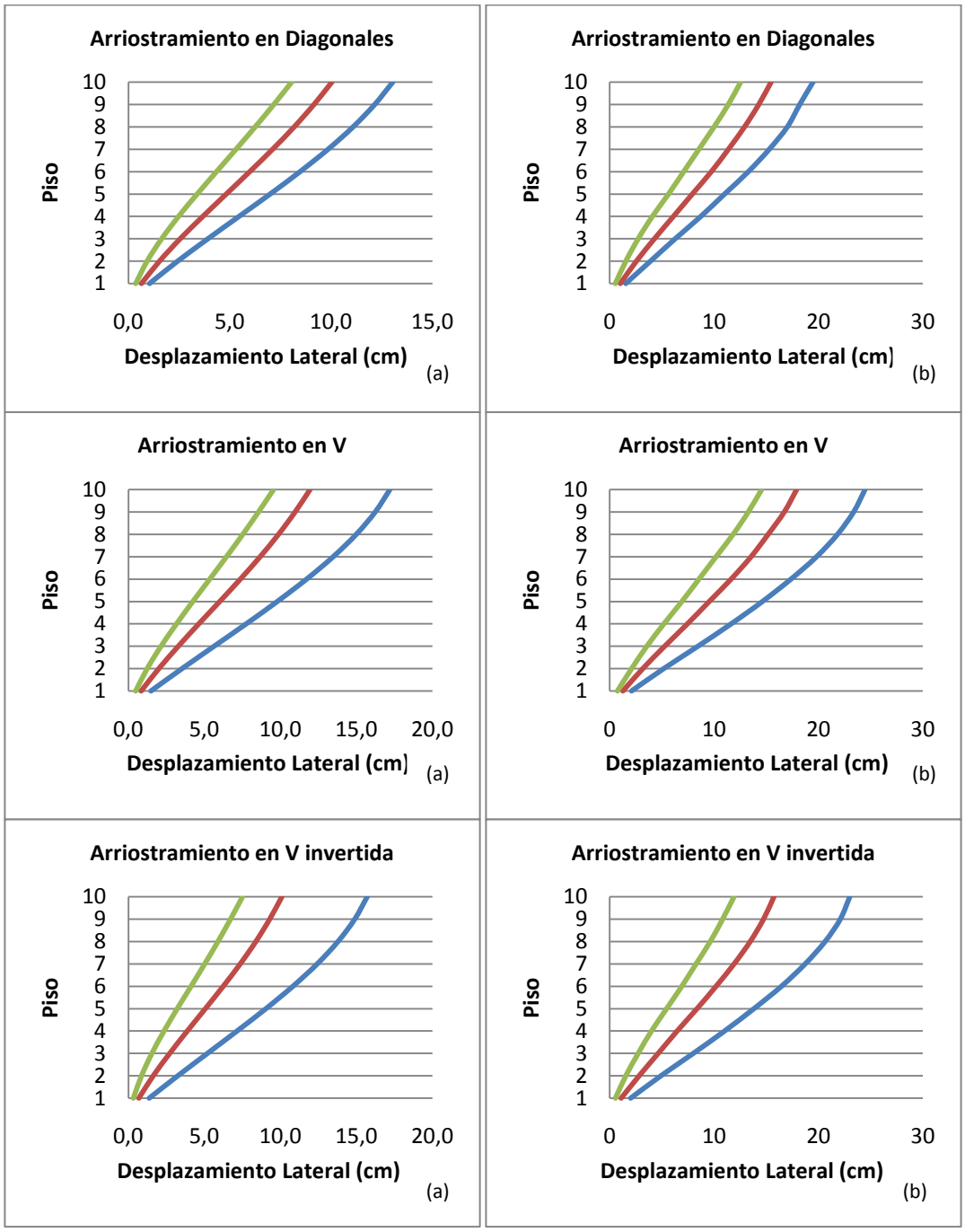


Figura 5-6 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 10 plantas en la configuración (2).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5-10 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 15 plantas, con arriostramientos concéntricos en los tramos exteriores.*

Miembros del Pórtico	Piso	Desplazamientos Laterales (cm)								
		Arriostramientos en Diagonales			Arriostramientos en V			Arriostramientos V invertida		
		L/r			L/r			L/r		
		116	73	46	103	50	25	103	50	25
Vigas IPE 400 Columnas HEA 400	15	42,3	38,4	31,5	51,8	40,4	35,2	47,6	33,2	29,7
	14	40,0	36,1	29,1	49,5	37,9	32,7	45,5	30,9	27,5
	13	37,6	33,6	26,7	46,8	35,3	30,1	43,2	28,5	25,3
	12	34,9	31,0	24,2	43,9	32,6	27,5	40,5	25,9	23,0
	11	32,0	28,3	21,7	40,7	30,1	24,8	37,5	23,2	20,6
	10	29,0	25,4	19,2	37,2	26,7	22,0	34,3	20,4	18,2
	9	25,8	22,5	16,6	33,4	23,7	19,2	30,8	17,7	15,7
	8	22,6	19,5	14,1	29,6	20,5	16,4	27,2	14,9	13,3
	7	19,3	16,5	11,6	25,6	17,4	13,7	23,5	12,1	10,9
	6	16,0	13,5	9,2	21,5	14,3	11,0	19,7	9,5	8,6
	5	12,8	10,7	7,0	17,4	11,3	8,5	15,9	7,0	6,5
	4	9,6	8,0	4,9	13,4	8,5	6,2	12,2	4,7	4,5
	3	6,7	5,4	3,2	9,5	5,8	4,1	8,6	3,5	2,8
	2	4,0	3,2	1,7	5,8	3,4	2,3	5,2	2,7	1,5
	1	1,7	1,3	0,6	2,4	1,4	0,9	2,1	1,1	0,5
Miembros del Pórtico	**Piso**	**L/r**			**L/r**			**L/r**		
		116	**73**	**46**	**103**	**50**	**25**	**103**	**50**	**25**
Vigas IPE 500 Columnas HEA 500	15	31,1	24,4	21,6	37,4	27,3	23,9	35,2	24,1	20,4
	14	29,7	22,9	20,0	35,9	25,7	22,2	33,9	22,7	19,0
	13	28,1	21,2	18,4	34,2	24,0	20,6	32,3	21,2	17,5
	12	26,2	19,5	16,7	32,2	22,5	18,8	30,4	19,6	15,9
	11	24,2	17,8	15,0	30,0	20,2	17,0	28,4	17,9	14,3
	10	22,1	15,9	13,3	27,5	18,3	15,1	26,0	16,1	12,7
	9	19,8	14,0	11,6	24,9	16,2	13,3	23,5	14,2	11,0
	8	17,5	12,1	9,8	22,1	14,1	11,4	20,9	12,3	9,3
	7	15,0	10,2	8,1	19,2	12,0	9,5	18,1	10,3	7,7
	6	12,6	8,3	6,5	16,2	9,9	7,7	15,3	8,4	6,1
	5	10,1	6,5	4,9	13,2	7,8	6,0	12,4	6,6	4,6
	4	7,7	4,8	3,5	10,2	5,9	4,3	9,6	4,9	3,2
	3	5,4	3,2	2,2	7,3	4,0	2,9	6,8	3,3	2,0
	2	3,3	1,9	1,2	4,4	2,4	1,6	4,1	1,9	1,1
	1	1,3	0,7	0,4	1,8	1,0	0,6	1,7	0,7	0,4

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 5-11 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 15 plantas, con arriostramientos concéntricos en el tramo central.*

Miembros del Pórtico	**Piso**	**Desplazamientos Laterales (cm)**								
		Arriostramientos en Diagonales			**Arriostramientos en V**			**Arriostramientos V invertida**		
		L/r			**L/r**			**L/r**		
		116	**73**	**46**	**103**	**50**	**25**	**103**	**50**	**25**
	15	57,5	49,3	43,6	68,2	54,7	48,1	64,4	49,4	41,8
	14	55,3	46,7	40,8	66,0	52,2	45,2	62,4	47,1	39,2
	13	52,4	43,8	37,8	63,1	49,1	42,1	59,8	44,4	36,4
Vigas	12	49,2	40,7	34,7	59,7	45,8	38,7	56,6	41,3	33,5
IPE 400	11	45,7	37,3	31,4	55,9	42,2	35,3	53,0	38,0	30,3
	10	41,8	33,5	28,0	51,5	38,4	31,7	48,8	34,5	27,1
	9	37,6	29,9	24,5	46,8	34,3	28,0	44,4	30,7	23,7
	8	33,3	26,1	21,0	41,8	30,2	24,2	39,5	26,9	20,3
	7	28,7	22,2	17,5	36,4	25,8	20,4	34,5	22,9	16,9
	6	24,1	18,3	14,0	30,9	21,5	16,6	29,2	19,1	13,5
Columnas	5	19,5	14,4	10,8	25,3	17,3	13,0	23,8	15,1	10,3
HEA 400	4	14,9	10,8	7,7	19,6	13,1	9,6	18,5	11,3	7,4
	3	10,5	7,4	5,0	14,0	9,1	6,4	13,1	7,7	4,8
	2	6,4	4,3	2,8	8,5	5,4	3,7	8,0	4,5	2,6
	1	2,5	1,7	1,0	3,3	2,1	1,3	3,2	1,8	0,9
Miembros del Pórtico	**Piso**	**L/r**			**L/r**			**L/r**		
		116	**73**	**46**	**103**	**50**	**25**	**103**	**50**	**25**
	15	39,1	31,4	28,1	45,2	34,6	30,6	43,6	35,3	26,9
	14	37,8	29,9	26,4	44,0	33,0	28,9	42,5	30,2	25,4
	13	36,1	28,2	24,6	42,4	31,2	27,0	40,8	28,5	23,7
Vigas	12	34,1	26,2	22,6	40,2	29,2	24,9	38,9	26,6	21,9
IPE 500	11	31,9	24,1	20,6	37,7	27,0	22,8	36,5	24,6	19,9
	10	29,4	21,9	18,5	35,0	24,6	20,5	33,8	22,4	17,8
	9	26,6	19,5	16,2	31,9	22,1	18,2	30,8	20,0	15,7
	8	23,7	17,1	14,0	28,5	19,5	15,8	27,6	17,6	13,5
	7	20,6	14,6	11,7	25,0	16,8	13,4	24,2	15,1	11,3
	6	17,5	12,0	9,5	21,3	14,0	11,0	20,5	12,5	9,1
Columnas	5	14,2	9,6	7,3	17,5	11,2	8,6	16,9	10,0	7,0
HEA 500	4	11,0	7,2	5,3	13,6	8,6	6,4	13,1	7,5	5,0
	3	7,8	4,9	3,5	9,7	6,0	4,3	9,3	5,2	3,3
	2	4,7	2,9	1,9	5,9	3,5	2,5	5,7	3,0	1,8
	1	1,8	1,1	0,1	2,3	1,4	0,9	2,2	1,2	0,6

Fuente: *Elaboración propia.*

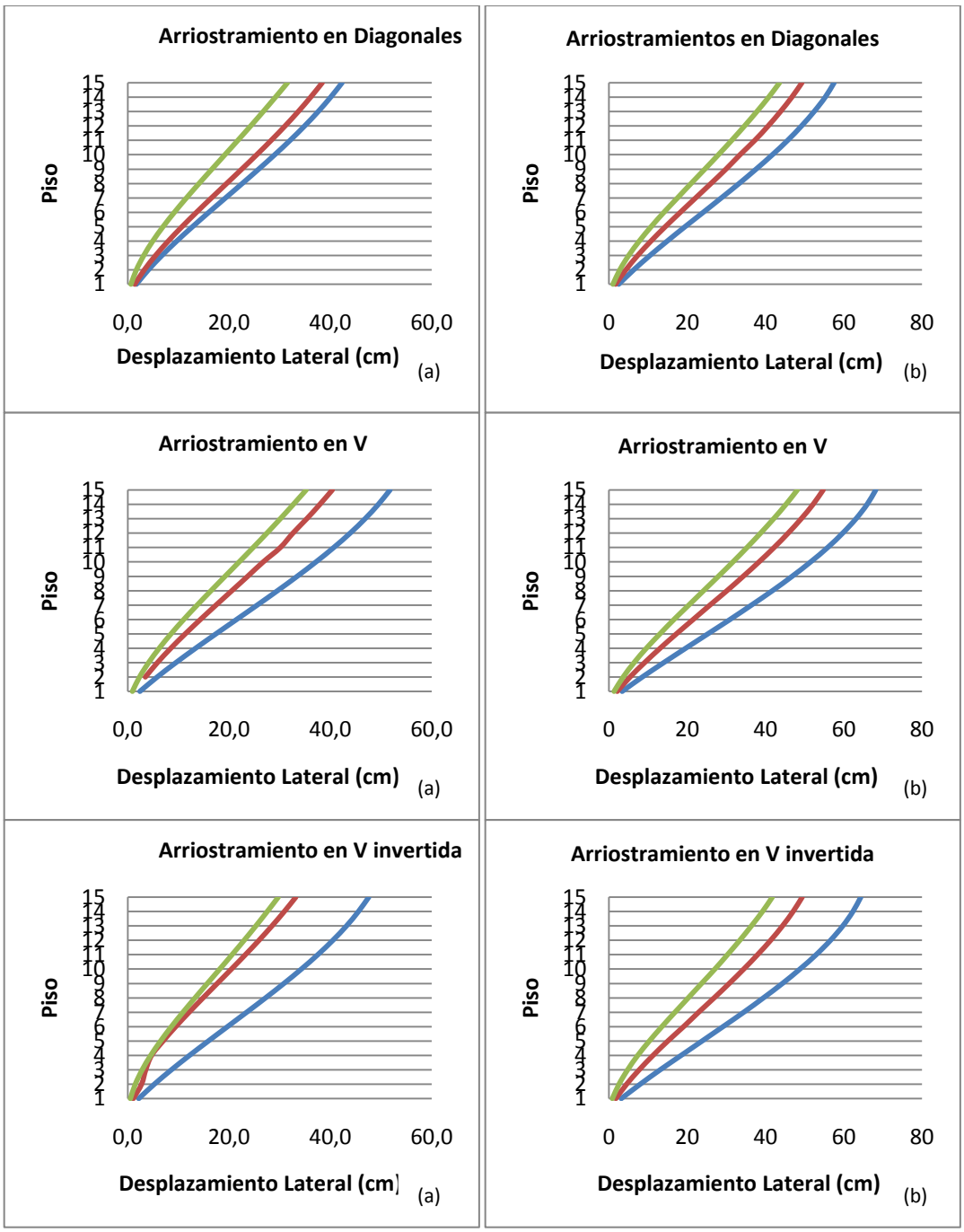


Figura 5-7 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 15 plantas en la configuración (1).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

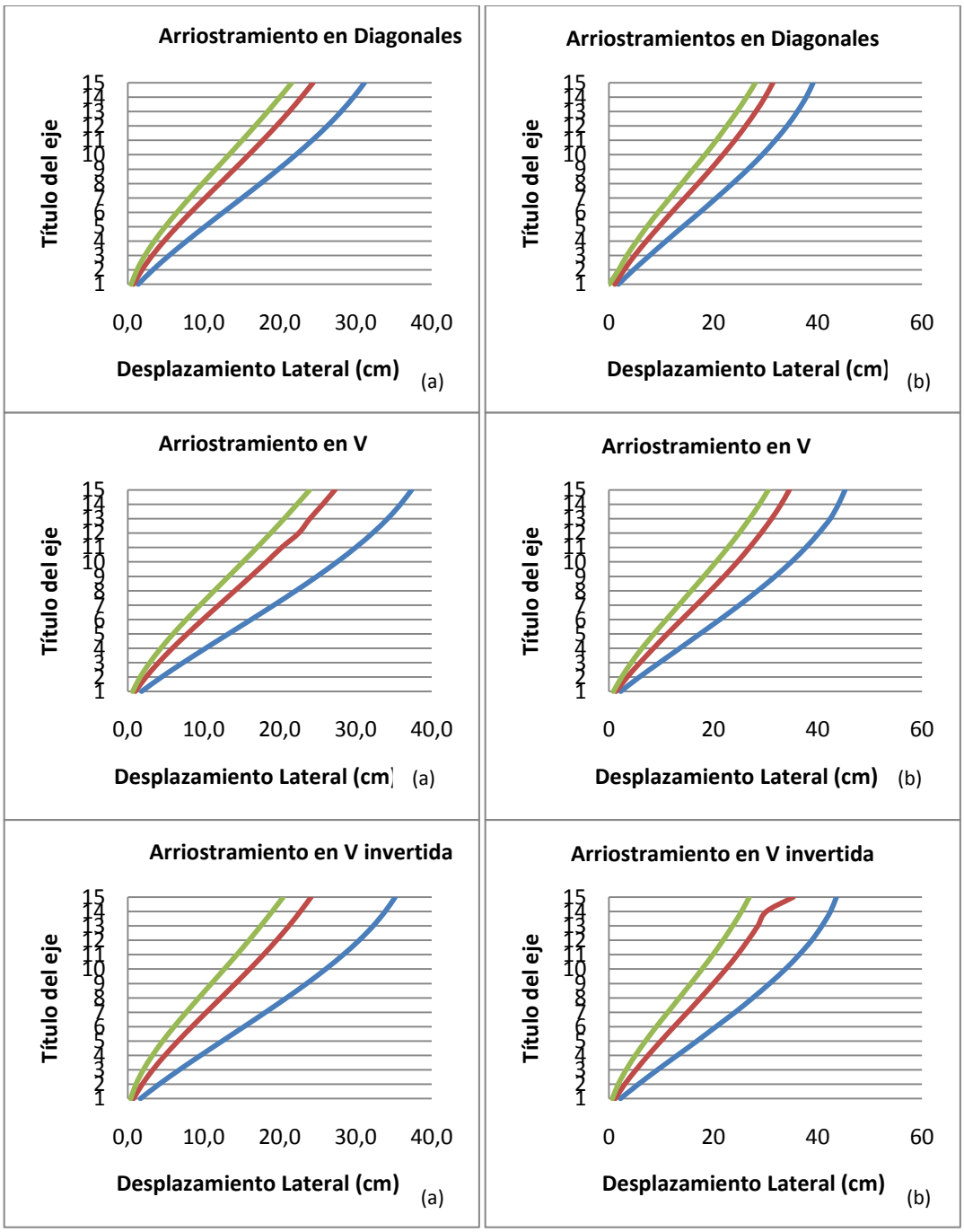


Figura 5-8 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 15 plantas en la configuración (2).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

5.6.3 Tablas y *Figuras* para desplazamientos laterales en pórticos tipo de 5, 10 y 15 pisos con arriostramientos excéntricos.

Tabla 5-12 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 5 plantas, con arriostramientos excéntricos en los tramos exteriores.*

Miembros del Pórtico	Piso	Desplazamientos Laterales (cm)								
		Arriostramientos en Diagonales			Arriostramientos en V			Arriostramientos V invertida		
		L/r			L/r			L/r		
		87	75	60	95	59	47	95	59	47
Vigas	5	9,5	8,8	8,5	9,2	7,4	7,2	9,1	7,4	6,8
IPE 200	4	8,6	7,9	7,7	8,1	6,5	5,9	8,4	6,7	6,2
	3	6,7	6,2	6,0	6,3	4,9	4,5	6,9	5,5	5,0
Columnas	2	4,3	4,0	3,8	3,9	2,9	2,6	4,7	3,8	3,5
HEA 200	1	1,8	1,5	1,5	1,3	0,8	0,6	2,3	1,8	1,7
Miembros del Pórtico	Piso	L/r			L/r			L/r		
		87	60	40	95	47	31	95	47	31
Vigas	5	4,4	3,6	3,1	5,1	3,2	2,6	4,8	2,9	2,4
IPE 300	4	3,9	3,2	2,7	4,5	2,8	2,2	4,4	2,6	2,1
	3	3,1	2,5	2,1	3,6	2,1	1,7	3,6	2,1	1,7
Columnas	2	2,0	1,6	1,3	2,4	1,3	1,0	2,5	1,5	1,1
HEA 300	1	0,8	0,6	0,5	0,9	0,5	0,3	1,1	0,7	0,5

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 5-13 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 5 plantas, con arriostramientos excéntricos en el tramo central.*

Miembros del Pórtico	Piso	Desplazamientos Laterales (cm)								
		Arriostramientos en Diagonales			Arriostramientos en V			Arriostramientos V invertida		
		L/r			L/r			L/r		
		87	75	60	95	59	47	95	59	47
Vigas	5	17,8	17,1	16,3	16,8	13,8	12,8	16,8	13,8	12,8
IPE 200	4	16,1	15,6	14,6	14,9	12,1	11,1	15,3	12,6	11,6
	3	12,8	12,3	11,6	11,8	9,3	8,5	12,5	10,3	9,5
Columnas	2	8,3	8,0	7,5	7,3	5,5	5,0	8,6	7,0	6,5
HEA 200	1	3,3	3,2	2,8	2,5	1,5	1,2	3,8	3,2	3,0
Miembros del Pórtico	Piso	L/r			L/r			L/r		
		87	60	40	95	47	31	95	47	31
Vigas	5	7,5	6,3	5,5	8,3	5,5	4,6	8,0	5,1	4,3
IPE 300	4	6,8	5,6	4,8	7,5	4,8	4,0	7,3	4,6	3,8
	3	5,5	4,5	3,8	6,0	3,8	3,0	6,0	3,8	3,0
Columnas	2	3,5	2,8	2,3	3,8	2,3	1,8	4,0	2,5	2,0
HEA 300	1	1,3	1,2	0,8	1,5	0,8	0,5	1,7	1,0	0,8

Fuente: *Elaboración propia.*

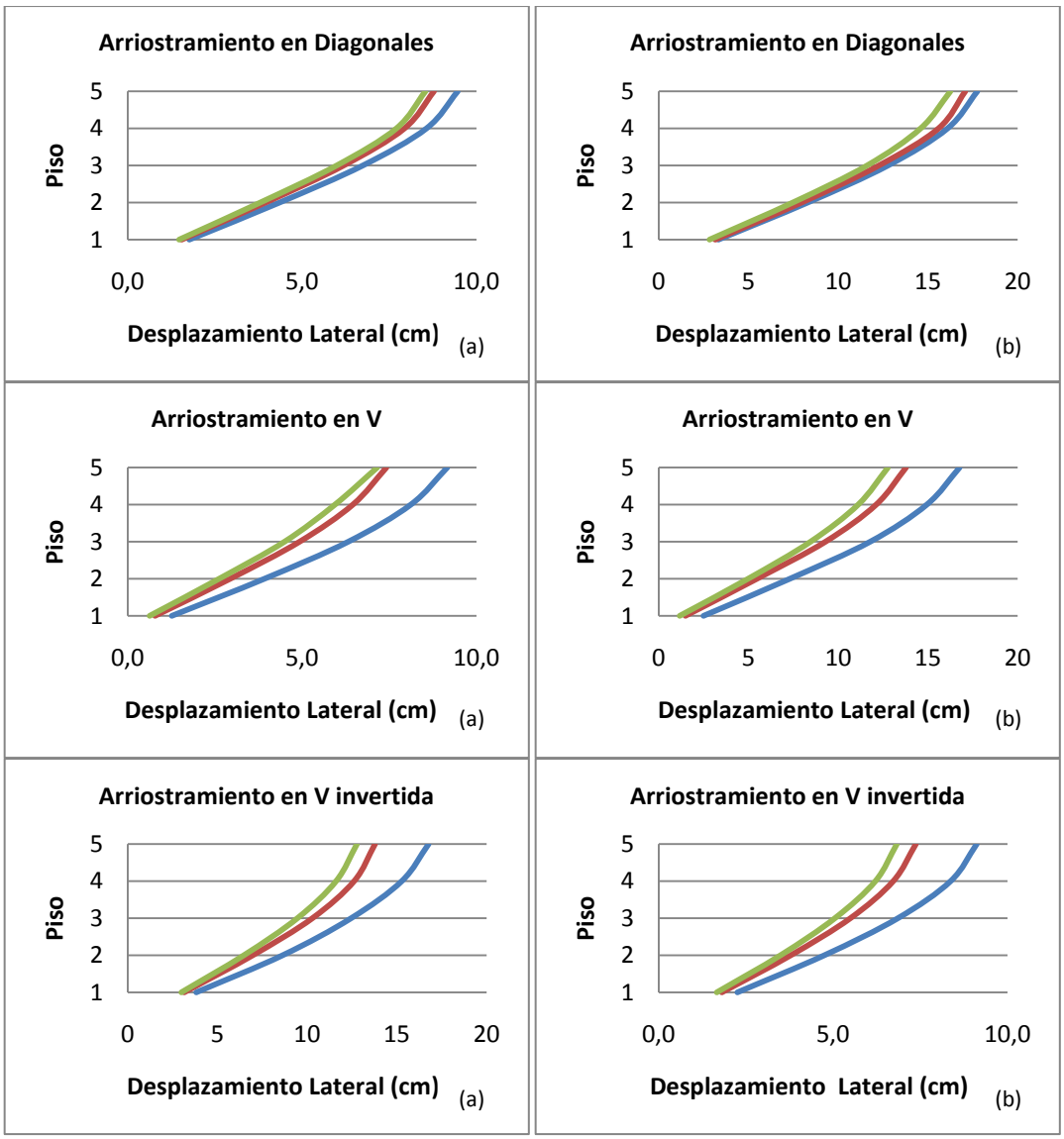


Figura 5-9 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 5 plantas en la configuración (1).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

L/r min L/r inter L/r max

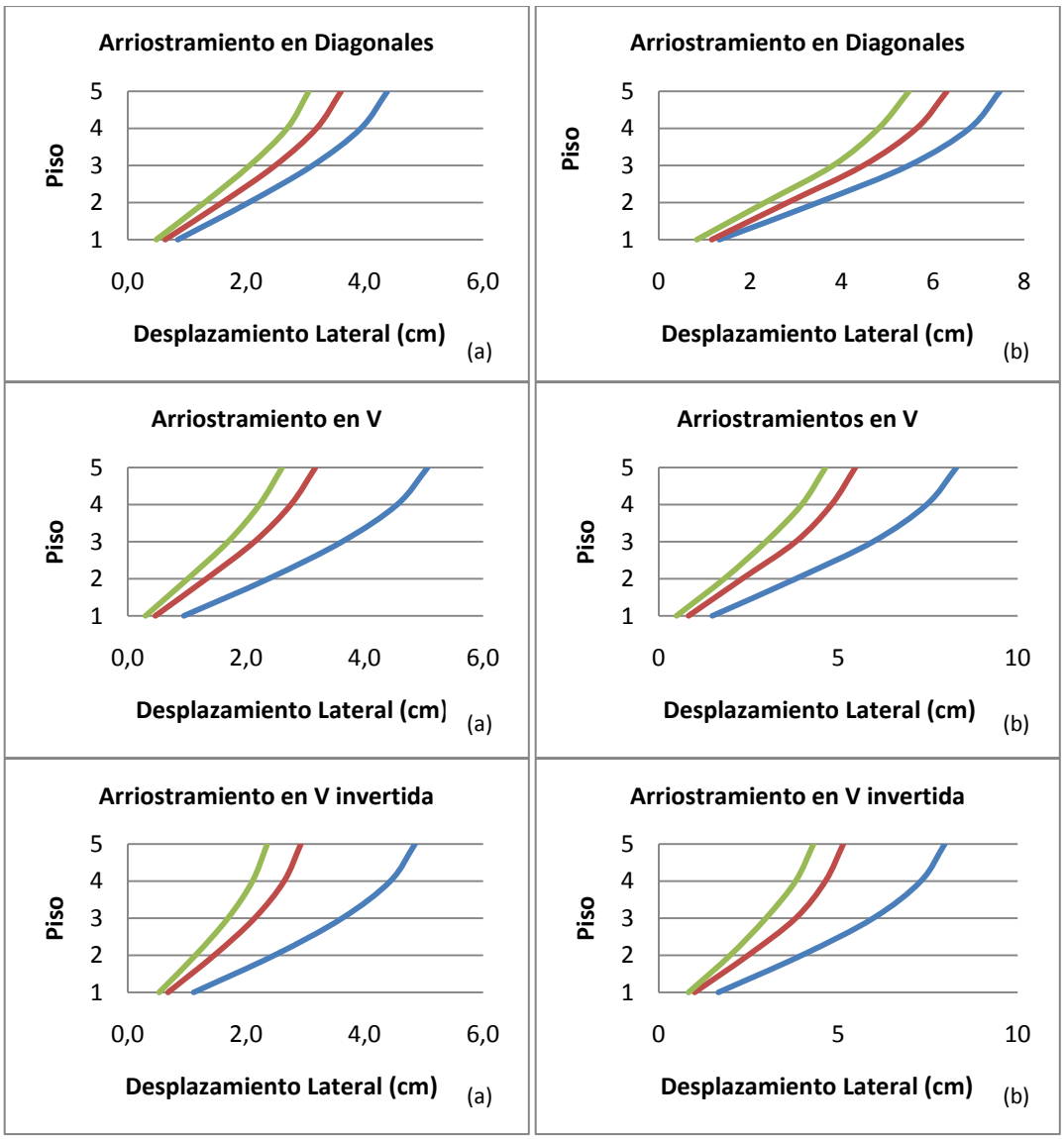


Figura 5-10 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 5 plantas en la configuración (2).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

L/r min L/r inter L/r max

Tabla 5-14 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 10 plantas, con arriostramientos excéntricos en los tramos exteriores.*

Miembros del Pórtico	**Piso**	**Desplazamientos Laterales (cm)**								
		Arriostramientos en Diagonales			**Arriostramientos en V**			**Arriostramientos V invertida**		
		L/r			**L/r**			**L/r**		
		87	**60**	**40**	**95**	**47**	**31**	**95**	**47**	**31**
	10	26,8	23,5	21,2	30,9	22,9	20,6	27,4	19,0	16,5
	9	25,2	21,9	19,7	29,2	21,2	18,9	26,1	17,7	15,3
Vigas	8	23,1	19,9	17,8	27,0	19,2	17,0	24,3	16,2	13,9
IPE 300	7	20,6	17,6	15,6	24,2	17,0	14,9	21,9	14,4	12,2
	6	17,8	15,1	13,3	21,0	14,5	12,6	19,2	12,4	10,4
	5	14,7	12,4	10,8	17,5	11,8	10,2	16,1	10,2	8,5
Columnas	4	11,5	9,6	8,2	13,8	9,1	7,7	12,8	8,0	6,5
HEA 300	3	8,2	6,7	5,7	9,9	6,4	5,3	9,3	5,7	4,6
	2	5,0	4,0	3,3	6,0	3,7	3,0	5,9	3,5	2,8
	1	2,0	1,5	1,2	2,3	1,2	0,9	2,5	1,5	1,2
Miembros del Pórtico	**Piso**	**L/r**			**L/r**			**L/r**		
		87	**54**	**30**	**95**	**47**	**23**	**95**	**47**	**23**
	10	17,3	14,2	12,1	20,4	14,6	11,8	18,6	12,3	9,2
	9	16,4	13,2	11,1	19,4	13,6	10,8	17,8	11,5	8,5
Viga	8	15,1	12,1	10,0	18,1	12,4	9,7	16,7	10,6	7,7
IPE 400	7	13,6	10,7	8,7	16,3	11,0	8,4	15,1	9,4	6,7
	6	11,8	9,2	7,4	14,3	9,4	7,1	13,3	8,1	5,7
	5	9,8	7,5	6,0	12,0	7,8	5,7	11,2	6,7	4,6
Columnas	4	7,7	5,8	4,5	9,5	6,0	4,4	9,1	5,3	3,5
HEA 400	3	5,6	4,1	3,1	6,9	4,3	3,0	6,5	3,8	2,4
	2	3,4	2,5	1,8	4,2	2,6	1,7	4,0	2,3	1,4
	1	1,4	0,9	0,6	1,7	1,0	0,6	1,7	1,0	0,6

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 5-15 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 10 plantas, con arriostramientos excéntricos en el tramo central.*

Miembros del Pórtico	Piso	Desplazamientos Laterales (cm)								
		Arriostramientos en Diagonales			Arriostramientos en V			Arriostramientos V invertida		
		L/r			L/r			L/r		
		87	60	40	95	47	31	95	47	31
Vigas IPE 300 / Columnas HEA 300	10	21,7	18,8	17,7	21,1	15,7	14,2	21,8	15,8	13,9
	9	20,6	17,7	16,6	19,9	14,6	13,0	21,0	14,9	13,0
	8	19,1	16,3	15,2	18,4	13,1	11,6	19,7	13,8	11,9
	7	17,2	14,5	13,4	16,6	11,6	10,1	17,9	12,3	10,5
	6	15,0	12,5	11,6	14,5	9,9	8,5	15,7	10,7	9,1
	5	12,5	10,3	9,5	12,1	8,1	6,9	13,2	8,9	7,5
	4	9,8	8,1	7,3	9,5	6,1	5,1	10,5	7,0	5,8
	3	7,1	5,7	5,1	6,8	4,3	3,5	7,3	5,0	4,1
	2	4,3	3,4	3,0	4,2	2,5	2,0	4,8	3,1	2,5
	1	1,7	1,3	1,1	1,6	0,9	0,7	2,0	1,3	1,0
Miembros del Pórtico	**Piso**	**L/r**			**L/r**			**L/r**		
		87	**54**	**30**	**95**	**47**	**23**	**95**	**47**	**23**
Viga IPE 400 / Columnas HEA 400	10	12,5	10,6	9,2	14,0	10,6	8,7	13,2	9,3	7,2
	9	12,0	10,1	8,6	13,4	10,0	8,1	12,7	8,9	6,8
	8	11,2	9,3	7,9	12,6	9,2	7,4	12,0	8,2	6,2
	7	10,1	8,3	7,0	11,5	8,3	6,5	11,0	7,4	5,5
	6	8,9	7,2	6,0	10,1	7,2	5,6	9,7	6,5	4,7
	5	7,5	6,0	4,9	8,6	6,0	4,6	8,2	5,4	3,8
	4	5,9	4,7	3,8	6,8	4,7	3,5	6,5	4,2	3,0
	3	4,3	3,4	2,6	4,9	3,3	2,4	4,8	3,0	2,1
	2	2,6	2,0	1,5	3,0	2,0	1,4	3,0	1,9	1,2
	1	1,0	0,8	0,5	1,1	0,7	0,5	1,1	0,7	0,5

Fuente: *Elaboración propia.*

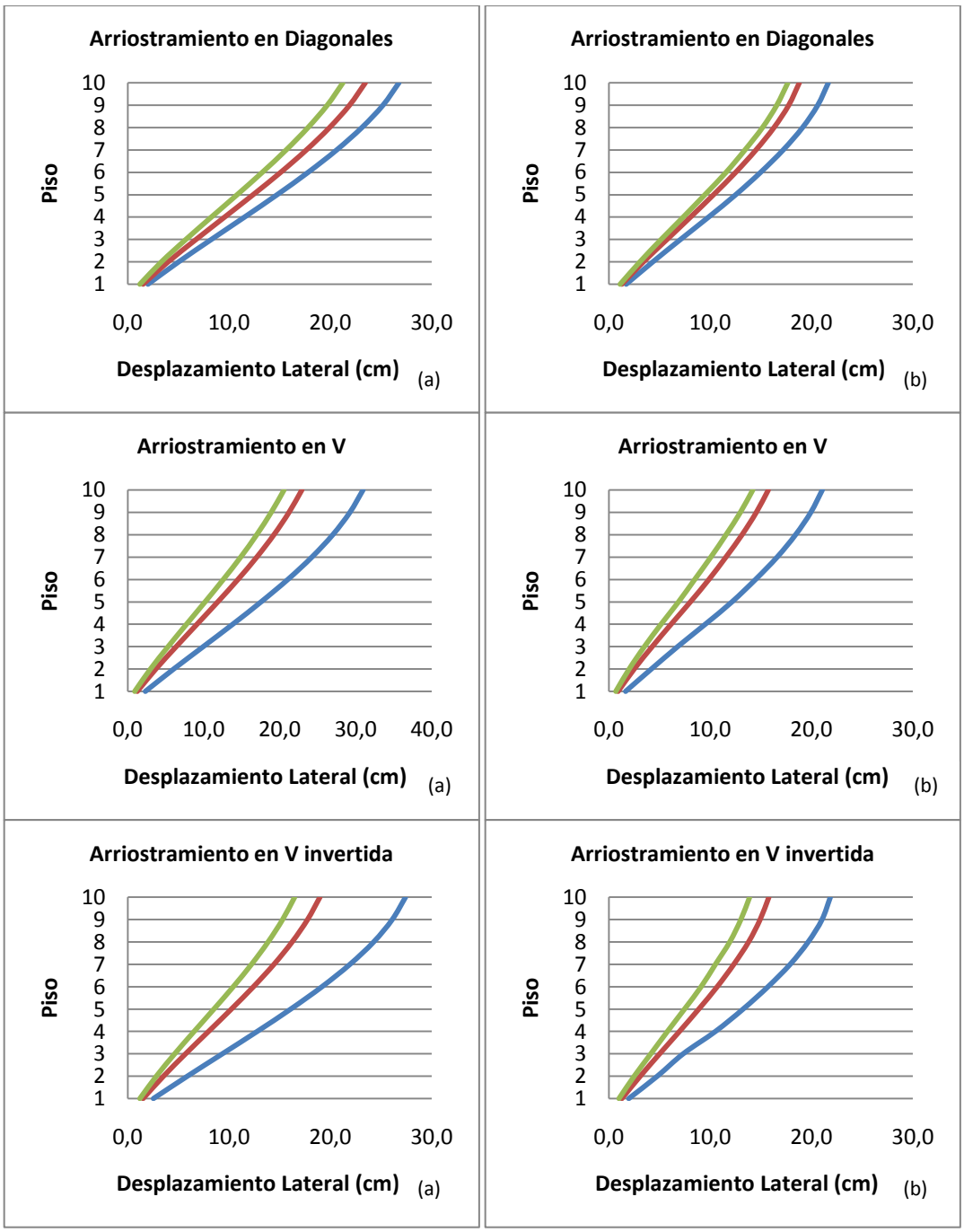


Figura 5-11 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 10 plantas en la configuración (1).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

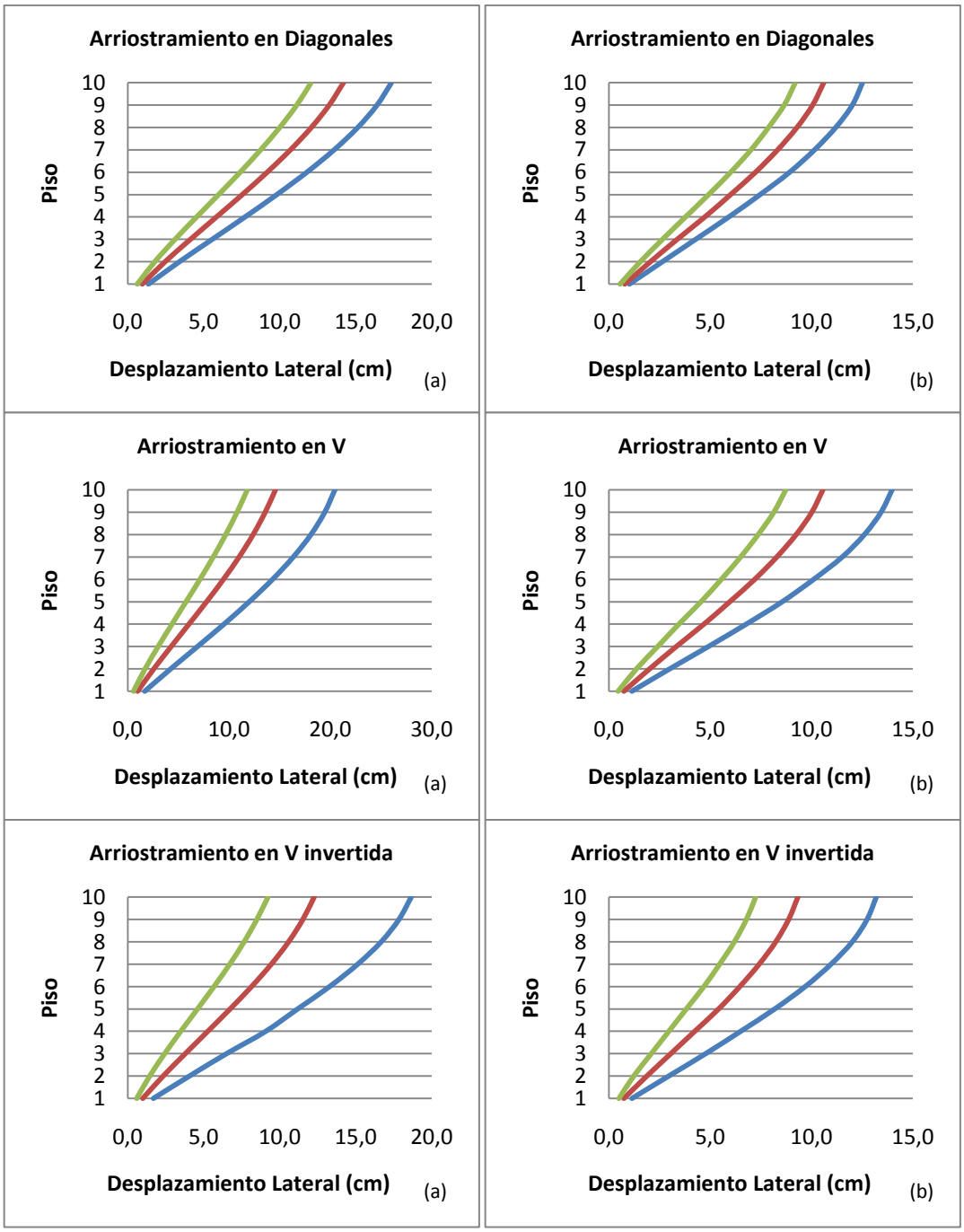


Figura 5-12 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 10 plantas en la configuración (2).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5-16 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 15 plantas, con arriostramientos excéntricos en los tramos exteriores.*

Miembros del Pórtico	Piso	Desplazamientos Laterales (cm)								
		Arriostramientos en Diagonales			Arriostramientos en V			Arriostramientos V invertida		
		L/r			L/r			L/r		
		87	54	30	95	47	23	95	47	23
Vigas IPE 400 / Columnas HEA 400	15	51,9	45,1	40,5	59,1	46,6	40,6	53,8	39,6	32,9
	14	49,7	42,8	38,2	56,8	44,2	38,1	51,8	37,6	30,9
	13	47,1	40,2	35,6	54,1	41,5	35,5	49,5	35,4	28,7
	12	44,1	37,3	32,8	51,0	38,6	32,7	46,8	33,0	26,4
	11	40,9	34,3	29,9	47,5	35,6	29,8	43,6	30,3	24,0
	10	37,3	31,1	26,9	39,5	32,3	26,8	40,3	27,5	21,5
	9	33,6	27,7	23,8	35,1	28,9	23,8	36,3	24,5	18,9
	8	29,6	24,2	20,6	30,5	25,3	20,6	32,3	21,4	16,2
	7	25,6	20,7	17,4	25,8	21,8	17,5	28,0	18,3	13,6
	6	21,4	17,1	14,2	21,0	18,2	14,4	23,7	15,1	11,0
	5	17,3	13,6	11,1	16,2	14,6	11,4	19,3	12,1	8,5
	4	13,2	10,2	8,2	11,5	11,1	8,6	14,9	9,1	6,2
	3	9,3	7,0	5,5	7,0	7,5	5,4	10,6	6,3	4,2
	2	5,6	4,1	3,0	4,4	4,4	3,0	6,5	3,7	2,3
	1	2,2	1,5	1,0	2,7	1,6	1,0	2,6	1,5	0,9
Miembros del Pórtico	**Piso**	**L/r**			**L/r**			**L/r**		
		87	**44**	**24**	**95**	**39**	**19**	**95**	**39**	**19**
Vigas IPE 500 / Columnas HEA 500	15	36,7	29,8	26,9	41,9	30,4	27,8	38,6	26,3	21,9
	14	35,2	28,3	25,3	39,8	28,8	24,9	37,3	25,0	20,6
	13	33,5	26,6	23,6	38,1	27,1	23,2	35,8	23,5	19,2
	12	31,6	24,8	21,8	36,0	25,3	21,4	33,9	21,9	17,6
	11	29,3	22,8	19,9	33,7	23,2	19,5	31,7	20,1	16,0
	10	26,9	20,6	17,9	31,1	21,1	17,5	29,2	18,3	14,3
	9	24,3	18,4	15,8	28,2	18,9	15,5	26,7	16,3	12,6
	8	21,5	16,1	13,7	25,1	16,5	13,5	23,7	14,2	10,8
	7	18,7	13,7	11,6	21,9	14,2	11,4	20,6	12,1	9,0
	6	15,7	11,4	9,4	18,6	11,8	9,3	17,5	10,0	7,3
	5	12,7	9,0	7,4	15,2	9,4	7,3	14,3	8,0	5,6
	4	9,8	6,8	5,4	11,8	7,1	5,4	11,0	6,0	4,1
	3	6,9	4,6	3,6	8,4	5,0	3,7	7,8	4,1	2,7
	2	4,2	2,7	2,0	5,0	2,9	2,1	4,8	2,4	1,5
	1	1,6	1,0	0,7	2,0	1,1	0,7	1,9	1,0	0,1

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 5-17 *Desplazamientos laterales de pórtico tipo de 15 plantas, con arriostramientos excéntricos en el tramo central.*

Miembros del Pórtico	Piso	Desplazamientos Laterales (cm)								
		Arriostramientos en Diagonales			Arriostramientos en V			Arriostramientos V invertida		
		L/r			L/r			L/r		
		87	54	30	95	47	23	95	47	23
Vigas IPE 400 Columnas HEA 400	15	46,0	40,8	37,0	49,9	40,6	35,7	47,0	36,2	30,8
	14	44,7	39,3	35,4	48,5	39,0	33,9	45,8	34,9	29,3
	13	42,7	37,3	33,4	46,8	37,0	31,9	44,2	33,2	27,6
	12	40,5	35,1	31,2	44,4	34,8	29,7	42,0	31,3	25,7
	11	37,9	32,6	28,8	41,7	32,3	27,3	39,5	29,0	23,5
	10	34,9	29,9	26,2	38,6	29,6	24,8	36,6	26,6	21,3
	9	31,7	26,9	23,4	35,2	26,7	22,1	33,4	24,0	19,0
	8	28,3	23,8	20,5	31,6	23,7	19,4	29,9	21,2	16,5
	7	24,7	20,6	17,6	27,7	20,5	16,5	26,2	18,3	14,0
	6	21,0	17,3	14,6	23,5	17,2	13,7	22,4	15,3	11,6
	5	17,1	14,0	11,6	19,3	13,9	11,2	18,3	12,4	9,1
	4	13,3	10,7	8,7	15,0	10,6	8,2	14,3	9,5	6,8
	3	9,4	7,5	6,0	10,7	7,4	5,6	10,2	6,7	4,6
	2	5,7	4,4	3,5	6,4	4,4	3,1	6,2	4,0	2,7
	1	2,2	1,7	1,2	2,5	1,6	1,0	2,4	1,6	1,0
Miembros del Pórtico	Piso	L/r			L/r			L/r		
		87	44	24	95	39	19	95	39	19
Vigas IPE 500 Columnas HEA 500	15	29,7	25,0	22,8	32,1	25,0	22,1	30,9	22,6	19,1
	14	28,9	24,1	21,8	31,4	24,0	21,1	30,2	21,7	18,3
	13	27,8	23,0	20,7	30,2	22,9	19,8	29,2	20,7	17,2
	12	26,4	21,6	19,3	28,8	21,5	18,5	27,9	19,5	16,0
	11	24,7	20,1	17,8	27,1	20,0	17,0	26,2	18,2	14,7
	10	22,9	18,5	16,3	25,2	18,3	15,5	24,4	16,6	13,3
	9	20,9	16,6	14,6	23,0	16,6	13,8	22,3	15,0	11,9
	8	18,7	14,8	12,8	20,7	14,7	12,1	20,0	13,3	10,4
	7	16,3	12,8	11,0	18,1	12,7	10,4	17,5	11,5	8,8
	6	13,9	10,7	9,1	15,5	10,7	8,6	15,0	9,6	7,2
	5	11,4	8,6	7,3	12,7	8,7	7,7	12,3	7,8	5,7
	4	9,0	6,6	5,4	9,9	6,7	5,2	9,6	5,9	4,2
	3	6,3	4,6	3,7	7,1	4,7	3,5	6,9	4,2	2,9
	2	3,8	2,7	2,1	4,2	2,7	2,0	4,1	2,5	1,7
	1	1,5	1,0	0,7	1,6	1,0	0,7	1,6	1,0	0,6

Fuente: *Elaboración propia.*

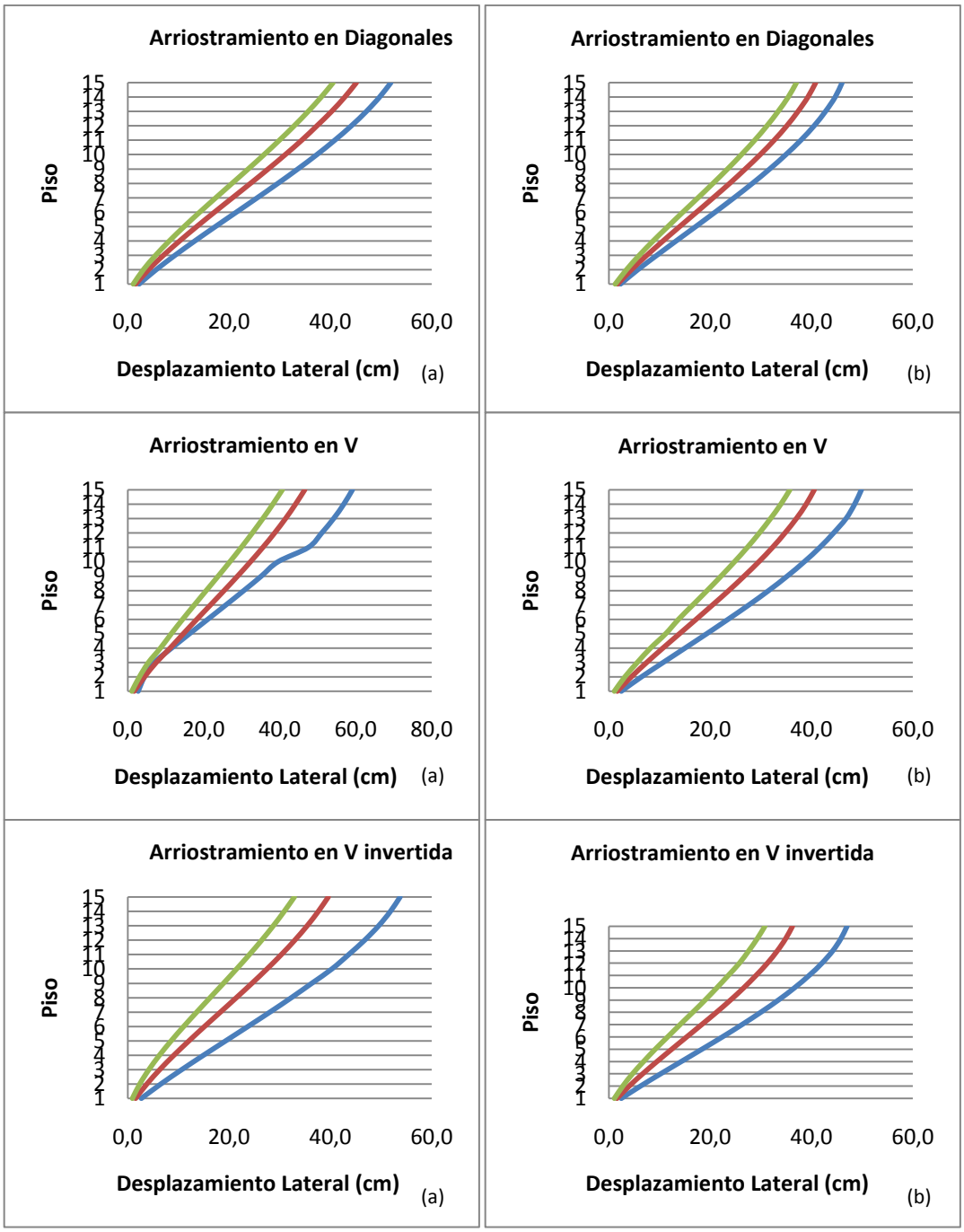


Figura 5-13 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 15 plantas en la configuración (1).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

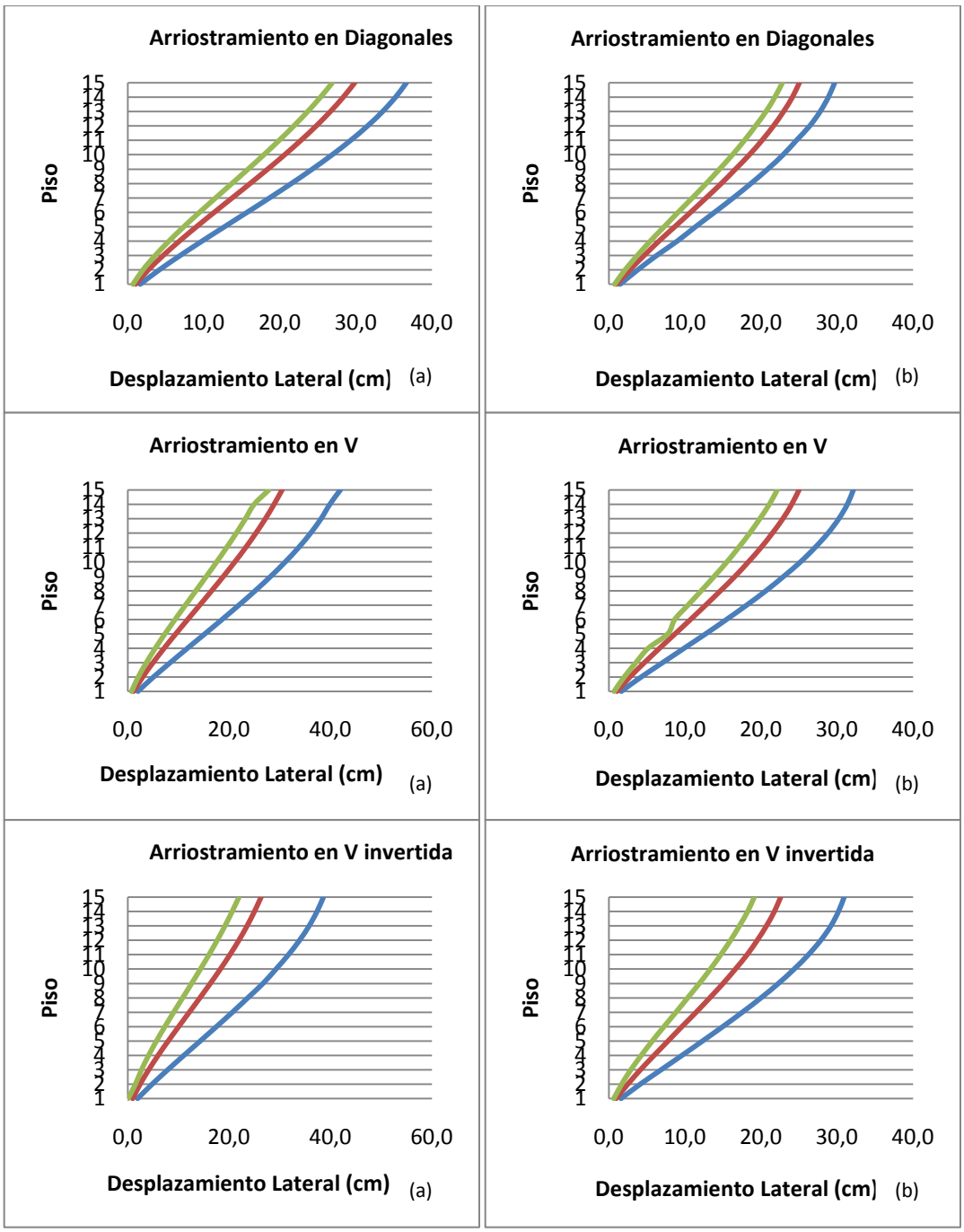


Figura 5-14 . Desplazamientos laterales de pórtico arriostrado tipo de 15 plantas en la configuración (2).

(a) Arriostrado en tramos exteriores.
(b) Arriostrado en tramo interior.
Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO VI

DIAGRAMAS DE FUERZAS SOBRE LOS PÓRTICOS TIPO.

En el siguiente capítulo se mostrará mediante comparaciones de los diagramas de fuerzas (axial, corte y momento) el comportamiento de los miembros de un pórtico sometido a carga sísmica.

6.1 Generalidades.

- Se mostrarán las comparaciones de pórticos tipo de 5 pisos
- La comparación será cualitativa, con el fin de mostrar la distribución de las fuerzas sobre los miembros del pórtico.
- Las comparaciones se harán para los 3 diagramas: axial, corte y momento.

6.2 Variables a comparar.

- Rigidez del pórtico.
- Tipo de arriostramientos (concéntricos y excéntricos).
- Tamaño de los perfiles del arriostramiento.
- Disposición de los arriostramientos en el pórtico. (Configuración 1 y 2)

6.3 Comparaciones de los diagramas de fuerzas entre las diferentes configuraciones de pórticos y arriostramientos.

La comparación entre los diagramas se realizara en base a los siguientes aspectos:

- Número de pisos que posea el pórtico.
- Rigidez del pórtico (vigas y columnas).
- Tipo de arriostramiento tanto concéntricos como excéntrico.
- Disposición de los arriostramientos (tramos exteriores y tramo central).
- Tamaño de los perfiles de los arriostramientos

La siguiente leyenda muestra el signo de las fuerzas de los siguientes diagramas

Leyenda	
	Negativo
	Positivo

Diagrama de Fuerza Axial para pórticos tipo de 5, 10 y 15 pisos.

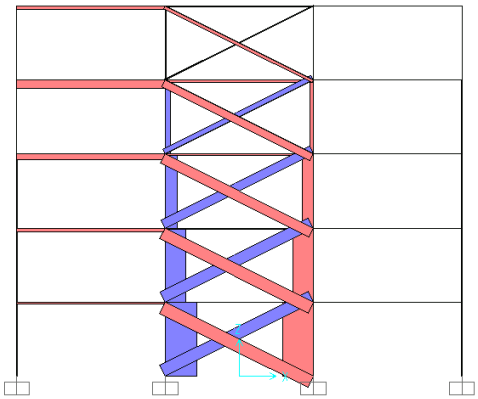


Figura 6-1. Diagrama de fuerza axial

Fuente: Elaboración propia.

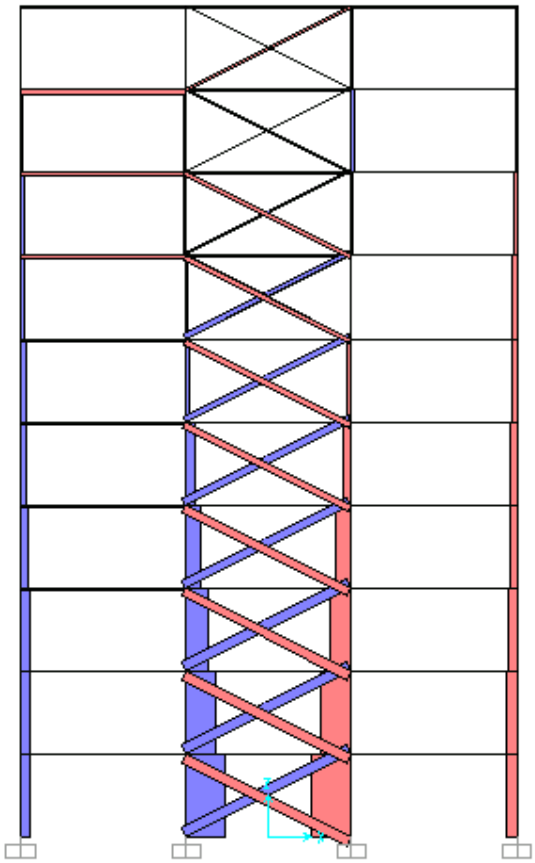


Figura 6-2. Diagrama de fuerza axial

Fuente: Elaboración propia.

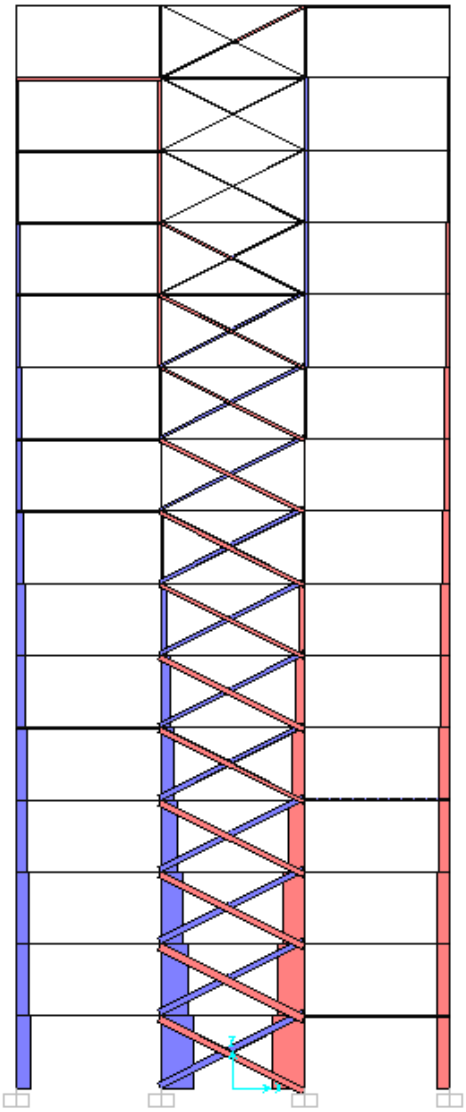


Figura 6-3. Diagrama de fuerza axial

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede ver en las 3 figuras anteriores la relación de los diagramas se mantiene, es decir, independientemente de la altura del pórtico, sus miembros van a estar sometidos a la misma distribución de fuerzas, sólo variando su magnitud.

Por lo tanto, bajo esta suposición se realizarán las siguientes comparaciones modelando solo pórticos tipo de 5 pisos.

6.3.1 Influencia del tipo de arriostramiento, concéntrico y excéntrico.

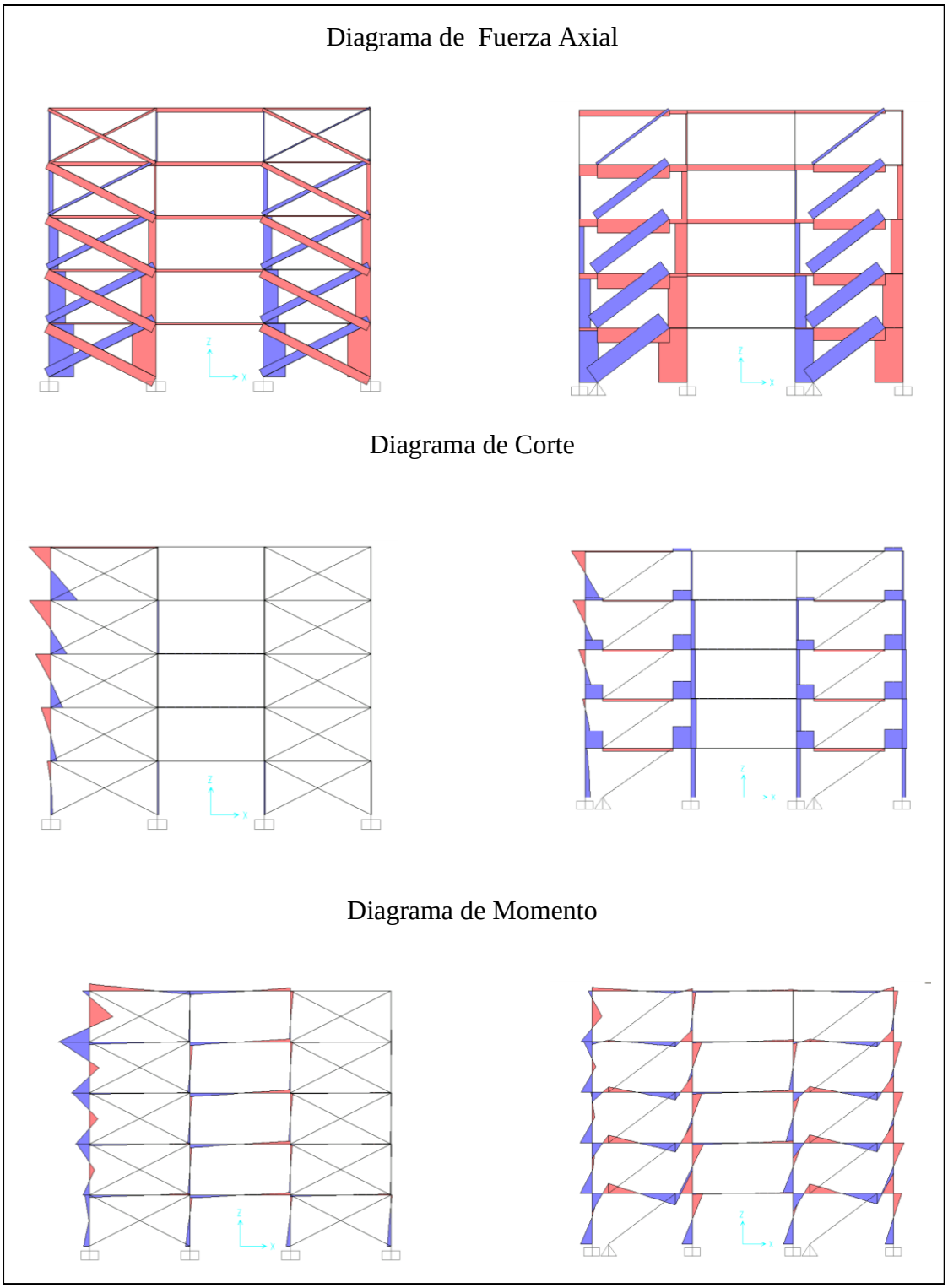


Figura 6-4. Diagramas de fuerzas. Arriostramientos en Diagonales Concéntricas y Excéntricas

Fuente: Elaboración propia.

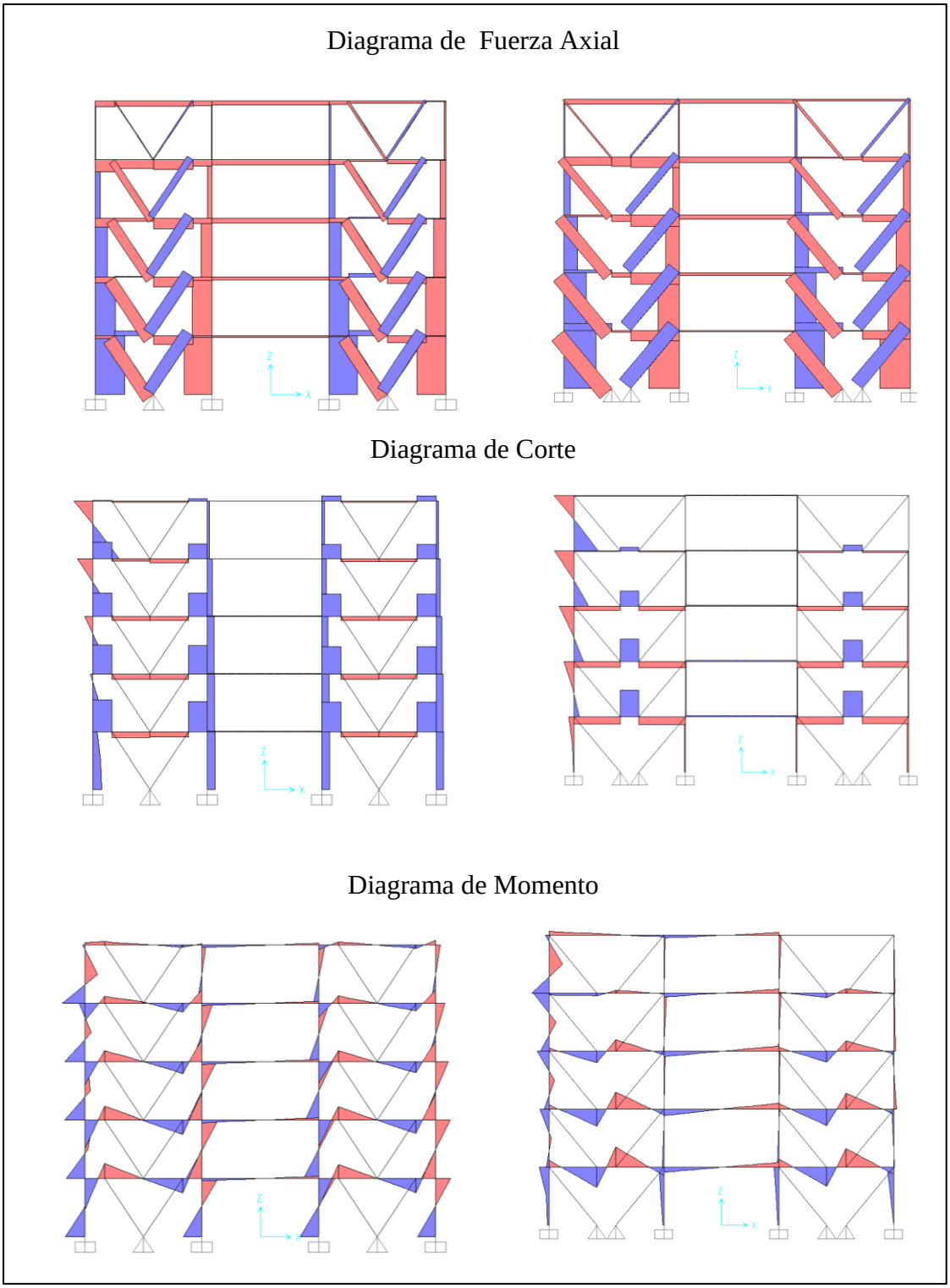


Figura 6-5. Diagramas de fuerzas. Arriostramientos en V Concéntricas y Excéntricas

Fuente: Elaboración propia.

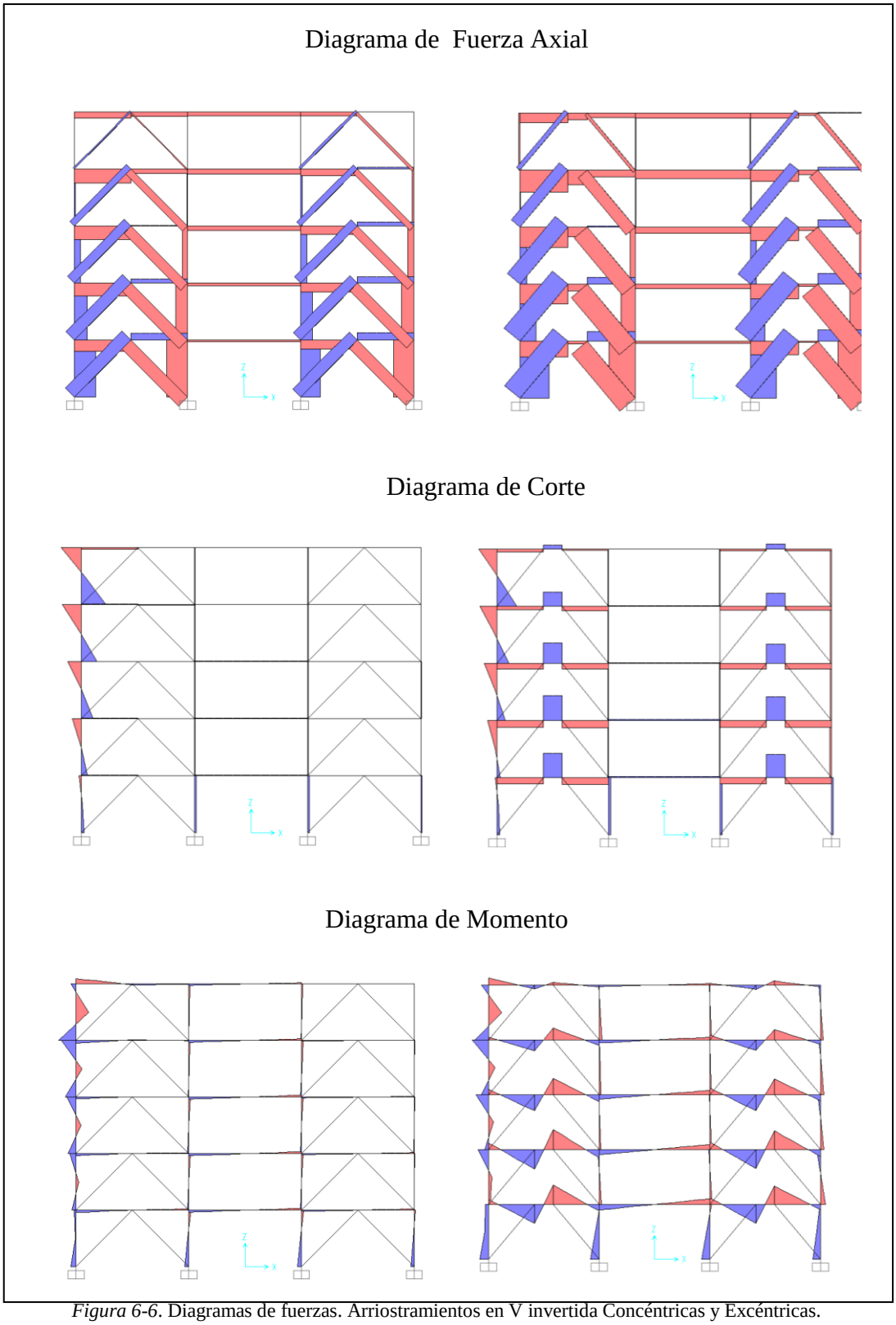


Figura 6-6. Diagramas de fuerzas. Arriostramientos en V invertida Concéntricas y Excéntricas.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2 Influencia del tamaño del arriostramiento

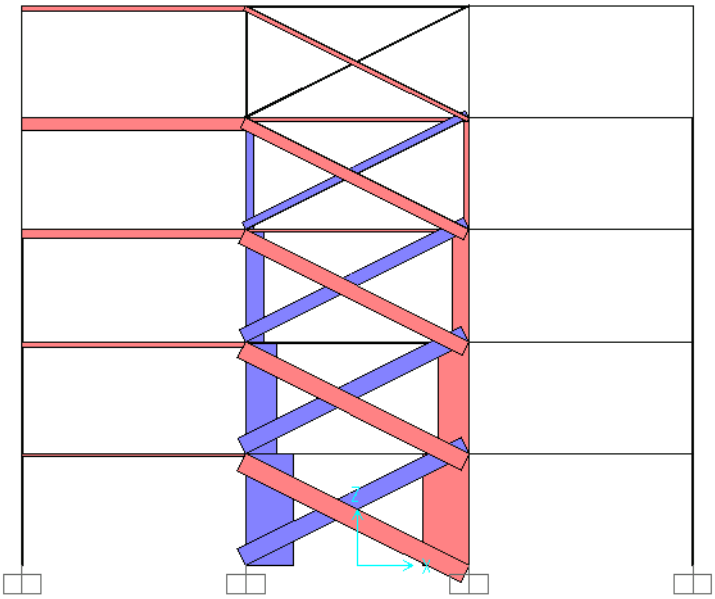


Figura 6-7. Diagrama de fuerza axial. Arriostramiento IPE 140

Fuente: Elaboración propia.

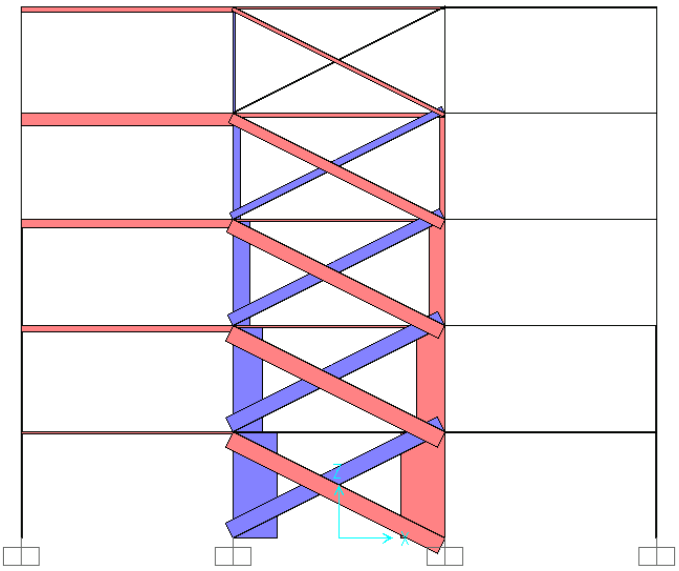


Figura 6-8. Diagrama de fuerza axial. Arriostramiento IPE 200

Fuente: Elaboración propia.

6.3.3 Influencia de la rigidez del pórtico

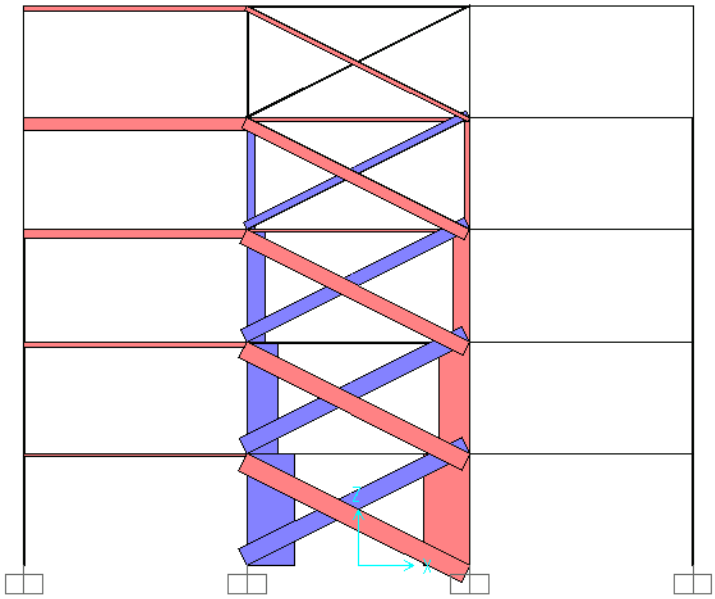


Figura 6-9. Diagrama de fuerza axial. Pórtico tipo. Vigas IPE 200 Columnas HEA 200

Fuente: Elaboración propia.

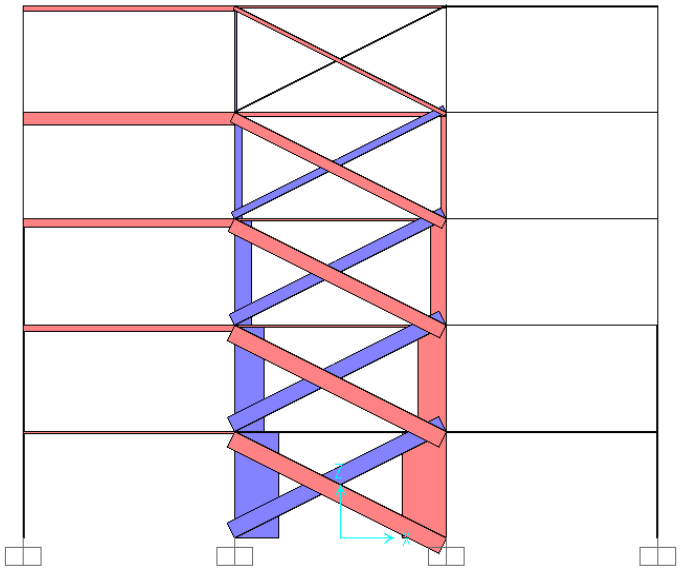


Figura 6-10. Diagrama de fuerza axial. Pórtico tipo. Vigas IPE 300 Columnas HEA 300

Fuente: Elaboración propia.

Luego de realizar un número de comparaciones entre el comportamiento de los diagramas en los pórticos de diferentes alturas, se notó que siempre se mantenía la misma distribución de fuerzas sobre la estructura, validando así la suposición hecha tomando como referencia las *Figuras 6-1 – 6-3*.

Con respecto al tipo de arriostramiento lo mostrado en las *Figuras 6-4 – 6-6* indica que todos los miembros del pórtico se cargan axialmente, teniendo como críticos las columnas en su primer piso.

Los arriostramientos solo se cargan axialmente.

En los diagramas de corte, se muestra como las vigas eslabón absorben valores altos de corte en comparación con las vigas. Las columnas no reciben mucho corte, exceptuando la columna que recibe directamente la fuerza sísmica.

Las vigas que son interceptadas por los arriostramientos reciben una mayor cantidad de momento que las vigas que no lo están.

En general, los pórticos con arriostramientos excéntricos reciben mayores cargas en sus miembros horizontales y verticales.

La influencia del tamaño del arriostramiento tampoco cambia la distribución de los diagramas sobre el pórtico, solo varía en la magnitud de estos valores, cargando con mayores fuerzas al pórtico a medida que el arriostramientos disminuye su sección.

Igualmente cuando se comparan pórticos con rigideces diferentes, se mantienen los mismos diagramas, pero esta vez el pórtico con mayor rigidez absorbe más carga que el arriostramiento.

CAPÍTULO VII

CONEXIONES

Este capítulo estudiará las diferencias que podrían existir entre la utilización de arriostramientos con conexiones rígidas o articuladas en el desplazamiento lateral y en la distribución de las fuerzas sobre el pórtico.

Tabla 7-1. *Desplazamiento lateral de pórtico tipo.*
(a) Arriostramientos articulados (b) Arriostramientos rígidos.

Piso	Desplazamiento Lateral (cm)	
	a	b
5	4,8	4,8
4	4,0	4,0
3	2,9	2,9
2	1,8	1,8
1	0,8	0,8

Fuente*: Elaboración propia.*

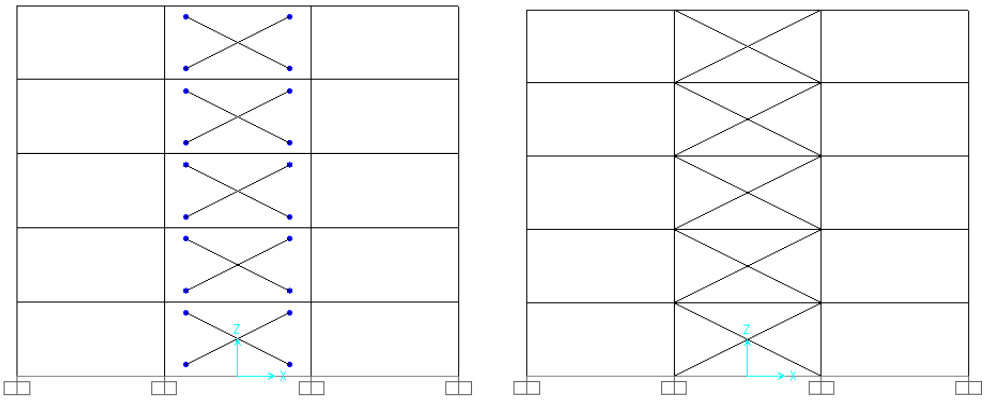


Figura 7-1. Pórtico tipo arriostrado.

(a) Arriostramientos articulados.
(b) Arriostramientos rígidos.
Fuente: Elaboración propia.

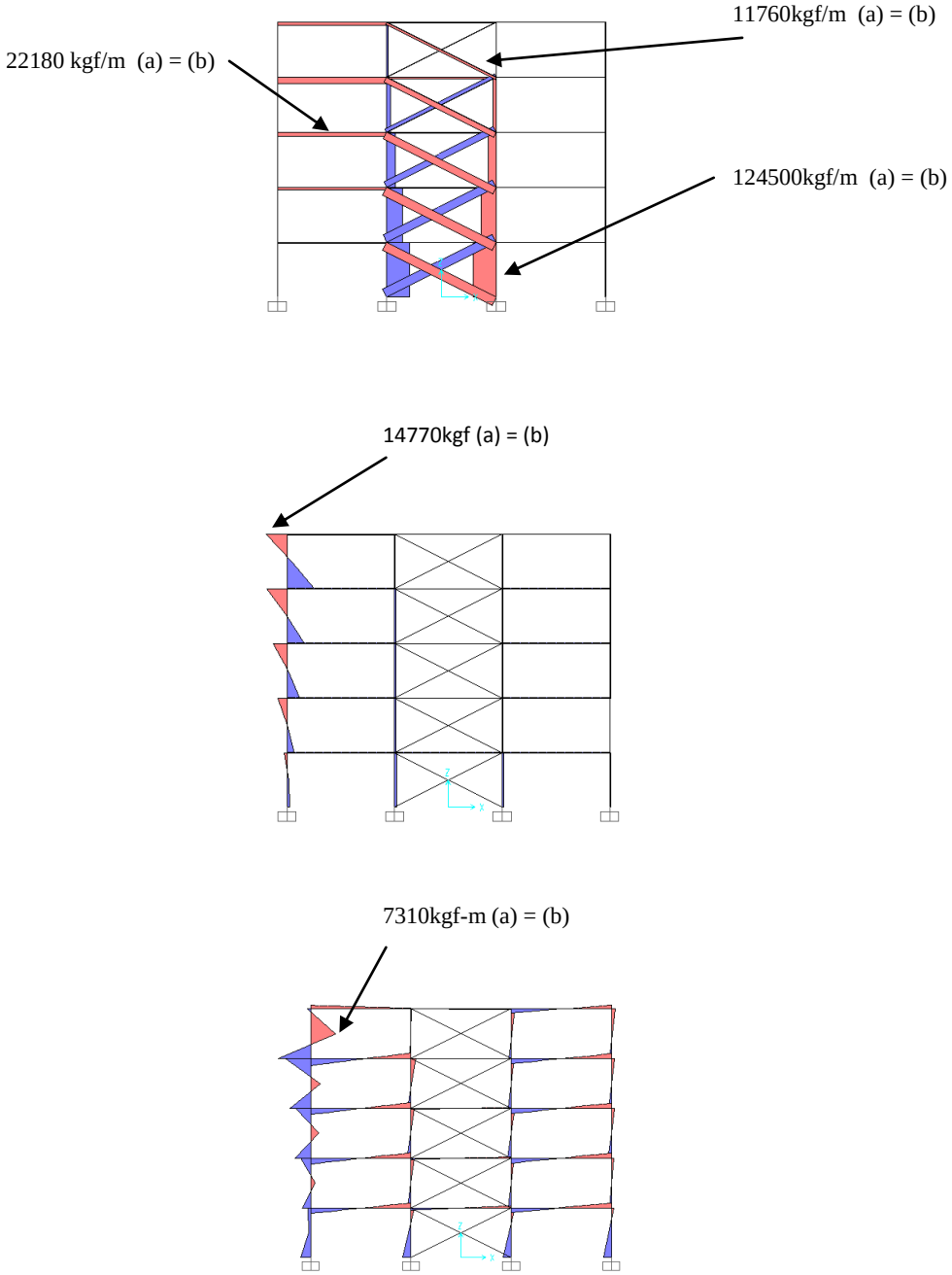


Figura 7-2 Fuerzas en los diagramas de fuerza axial, corte y momento.

(a) Arriostramientos articulados
(b) Arriostramientos rígidos
Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES

En este capítulo se presentarán las conclusiones a las cuales se llegaron luego de terminar todo el proceso de investigación y desarrollo de este Trabajo Especial de Grado, todo a partir de los objetivos planteados.

Luego para culminar se realizarán las recomendaciones que consideramos pertinentes, como aporte a la investigación sobre el tema de estructuras aporticadas de acero, específicamente en el área de arriostramientos.

8.1 Conclusiones

Basándonos en los objetivos al principio planteados tanto general como específicos se concluye:

- Luego de la revisión de la norma *COVENIN MINDUR 1618:1998 "Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites"*, en sus capítulos de arriostramientos *Capítulos 12 y 13* se logró definir los requerimientos para el diseño de arriostramientos tanto de Nivel de Diseño ND1, Nivel de Diseño ND3 y arriostramientos con Diagonales Excéntricas.

- Tras la revisión de la norma AISC 341-05 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" en sus capítulos de arriostramientos *Capítulos 13, 14 y 15* se logró definir los requerimientos para el diseño tanto de *Ordinary Concentrically Braced Frames, Special Concentrically Braced Frames* y *Eccentrically Braced Frames*.

- Al haber revisado las dos normas estuvimos en la capacidad de comparar uno a uno los artículos de las mismas, para concluir que en gran parte son muy similares, pero que la COVENIN necesita actualizarse ya que tiene varios años de retraso en comparación con la norma americana de la AISC.

- Luego de haber realizado la revisión y comparación de las normas y tras definir los parámetros para el modelado de los pórticos tipo de 3 tramos y variando las alturas en 5, 10 y 15 pisos, se procedió a realizar los ensayos con el programa SAP2000, realizando múltiples combinaciones que involucran la variación de los tamaños de las secciones de los elementos horizontales y verticales de la estructura, los tamaños de los perfiles IPE usados como diagonales de arriostramientos tanto concéntricas como excéntricas, la ubicación de los arriostramientos en el pórtico, obteniendo las siguientes conclusiones:

- Los arriostramientos concéntricos, generan menos desplazamientos laterales que los excéntricos.

- En general los pórticos con arriostramientos concéntricos recibieron menos carga en sus vigas y columnas que los pórticos con arriostramientos excéntricos.

- La rigidez del pórtico resulta determinante para controlar los desplazamientos laterales, ya que al aumentar la rigidez manteniendo el mismo arriostramiento y una misma ubicación de los mismos en el pórtico, los desplazamientos se disminuyen en un porcentaje aproximado de 30% llegando en algunos casos hasta disminuir en un 70% , por lo que una solución muy práctica para controlar grandes desplazamientos sería combinar un pórtico rígido con arriostramientos.

- El tamaño de las secciones de los elementos a usar como arriostramientos, en nuestro caso perfiles IPE, también juega un papel importante ya que al aumentar dichas secciones los desplazamientos laterales disminuyen, tendencia mostrada en las *Tablas 5-6 hasta 5-17* y en las *Figuras 5-3 hasta 5-14*.

- La ubicación de los arriostramientos en el pórtico, presentan una disminución del desplazamiento de un 30% aproximadamente los ubicados en los tramos externos con respecto a los arriostramientos ubicados en el tramo central.

- Con respecto al efecto de los arriostramientos en la estructura del pórtico tipo en sí, entendiéndose por eso la estructura formada por las vigas y las columnas, se pudo concluir lo siguiente:

    - Los diagramas de fuerzas tanto axial, corte y momento se mantienen de la misma forma para los pórticos de 5, 10 y 15 pisos.

    - De manera general los diagramas se comportan de la misma manera.

8.2 Recomendaciones

- Desarrollar trabajos de investigación en los que se incluyan métodos para el diseño de los elementos de una estructura aporticada de acero con arriostramientos, tomando como base los resultados obtenidos en los capítulos V, VI y VII.

- Realizar una actualización de los capítulos 12 y 13 de la norma COVENIN: MINDUR 1618-1998 referentes al diseño de arriostramientos, ya que esta presenta ciertos retrasos con respecto a la norma AISC 341-05 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”
- Revisar los posibles cambios que hayan podido sufrir el resto de los capítulos de la norma COVENIN: MINDUR 1618-1998 con respecto a la norma AISC 341-05 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1) Norma Venezolana COVENIN 1618:1998. *Estructuras de Acero para Edificaciones: Métodos de los Estados Límite.* (1^{era} revisión).Caracas: FONDONORMA.

(2) Norma Venezolana COVENIN 1618:1998. *COMENTARIO. Estructuras de Acero para Edificaciones: Métodos de los Estados Límite.* (1^{era} revisión).Caracas: FONDONORMA.

(3) American Institute of Steel Construction (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.* Chicago, Illinois.

(4) Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD* (1^{era} ed.), McGraw-Hill. México. pp 904.

(5) Smith, J.C. (1996). *Structural Steel Design: LRFD Approach.* (2da ed.), Wiley. United States. pp 560.

(6) Salmon, Johnson and Malhas. (2009). *Steel Structures: Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design*. (5ta ed.), Pearson Prentice Hall. United States of America. pp 866.