



## SIMPOSIO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCIONES 2021

### Influencia del Tipo de Conexión en la Base de Marcos Transversales en Naves Industriales de Acero en el Costo

#### *Influence of the Type of Connection in the Base of Transversal Frames in Industrial Steel Buildings on the Cost*

José María Ulate Zárate<sup>1</sup>

1-José María Ulate Zárate. Universidad Latina, Costa Rica. [jose.ulatez@ulatina.cr](mailto:jose.ulatez@ulatina.cr),  
[julatez@cfia.or.cr](mailto:julatez@cfia.or.cr)

**Resumen:** La mayoría de las edificaciones de acero en Costa Rica son del tipo Nave Industrial, por lo que analizar el impacto del tipo de apoyo en la base en el costo es de suma importancia. Se analizan distintas geometrías y configuraciones para establecer la diferencia en el costo y proceso de diseño, en igualdad de condiciones.

Las edificaciones de este tipo tienen características distintas a los edificios convencionales, por lo que los códigos de diseño no necesariamente describen de manera adecuada su comportamiento, lo que también repercute en su costo.

Se muestra la implicación del tipo de apoyo en el costo del marco y el proceso de diseño, además de la necesidad de revisar la metodología para edificaciones no convencionales, luego de comparar el análisis por Método Global contra Método Local.

**Abstract:** *Most of the steel buildings in Costa Rica are of the Industrial Warehouse type, so analyzing the impact of the type of support on the basis on the cost is of the utmost*



*importance. Different geometries and configurations are analyzed to establish the difference in the cost and design process, all other things being equal.*

*Buildings of this type have different characteristics from conventional buildings, so design codes do not necessarily adequately describe their behavior, which also has an impact on their cost.*

*The implication of the type of support in the cost of the frame and the design process is shown, in addition to the need to review the methodology for unconventional buildings, after comparing the analysis by Global Method versus Local Method.*

**Palabras Clave:** Marco ordinario de Momento; Método Local; Método Global; Periodo Fundamental; Código Sísmico Costa Rica 2010

**Keywords:** Ordinary Moment Frame; Local Method. Global Method, Fundamental Period; Costa Rica Seismic Code 2010

## **1. Introducción**

La mayoría de las edificaciones de acero en Costa Rica son naves industriales, que se construyen utilizando diferentes geometrías y tipos de conexión en la base de las columnas. Dado que el precio del acero es elevado, conviene analizar qué impacto provoca el tipo de apoyo en el costo de la edificación, además de su complejidad de diseño y construcción.

Los códigos de construcción actuales se han basado en el comportamiento de estructuras convencionales, con la experiencia adquirida durante sismos de magnitudes importantes e investigaciones sobre la respuesta de este tipo de estructuras a las cargas sísmicas.

El estudio del efecto de la sismicidad en las estructuras ha tenido como resultado el desarrollo de metodologías de análisis y diseño sísmico. Para el caso particular de las estructuras de acero, el AISC ha publicado códigos de diseño y construcción sismorresistente, cuyo desarrollo se ha basado en lo observado en sismos de magnitud considerable, como el Terremoto de Loma Prieta, California, en 1989.



En Costa Rica, la aplicación de estos lineamientos viene dada en los códigos sísmicos, que continuamente se actualizan producto del estudio del comportamiento de las estructuras en el país, pues cada sitio cuenta con características sísmicas, geológicas y geográficas particulares.

El American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Construcción en Acero), conocido por sus siglas en Inglés AISC, ha investigado el efecto de los sismos en los Ordinary Moment Frame, (Marcos Ordinarios de Momento), conocido por sus siglas en Inglés OMF, son las Provisiones Sísmicas del AISC donde se define el mayor número de lineamientos para su diseño. Es importante indicar que de los parámetros del AISC se han fundamentado las consideraciones de diseño establecidas en el CSCR-10 para este tipo de marco estructural en Costa Rica.

Se pretende brindar un parámetro de comparación útil a diseñadores para la determinación previa del impacto que tendrá en el costo final la escogencia del tipo de conexión en la base, y con ello ahorrar dinero en la compra del acero, en la construcción de las cimentaciones, en mano de obra y en horas de análisis de opciones.

## **2. Metodología**

El análisis y el diseño se basan en la teoría de Diseño por Resistencia y Factores de Carga, del Instituto Americano de Construcción en Acero y los códigos y lineamientos vigentes: Código Sísmico Costa Rica 2010 (CSCR-10), Guía de Diseño en Acero 3-AISC, Guía de Diseño en Acero 7-AISC, Guía de Diseño en Acero 25-AISC y Código de Cimentaciones de Costa Rica Segunda Edición.

Se considera que la estructura será regular en planta y regular en altura, y se analizará mediante el Método Estático según el (CSCR-10), para un tipo de suelo S2 en Zona III. No se tomarán en cuenta en el análisis los efectos de segundo orden (P-Delta), pues no supone una diferencia sustancial entre los marcos por comparar, ya que se aplica a ambos marcos.

Para el diseño de los cimientos, se utilizará un suelo tipo limo arcilloso hasta los 2.8 m de profundidad, con las siguientes características:



- Capacidad admisible de  $12 T/m^2$
- Ángulo de fricción efectivo:  $25^\circ$
- Coeficiente de empuje del terreno:  $Ka = 0.35$

Las conexiones por utilizar deben garantizar un comportamiento de nudo rígido, permitiendo que la sección desarrolle su máxima capacidad.

Las luces libres por analizar serán de 15 m, 25 m, 30 m, 40 m y 45 m, con una altura de 5m y 8m.

Marco Tipo A. Este marco está conformado por columnas y vigas tipo W de molino, empotrados o articulados en la base, cuya luz libre es de 15 m, y sus alturas de 5 m y 8 m. En la Figura 1 se muestra la configuración de este marco.

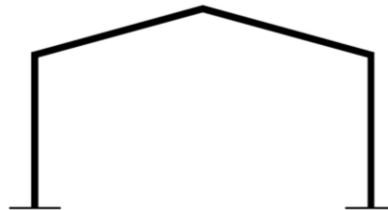


Figura 1: Marco Tipo A.

Fuente: Elaboración propia

Marco Tipo B. Por sus dimensiones, la estructuración es en columnas rectas de molino y vigas de sección variable no compactas y esbeltas. En la Figura 2 se muestra la configuración de este marco.

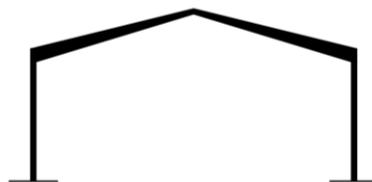


Figura 2: Marco Tipo B.

Fuente: Elaboración propia



Marco Tipo C: Por su geometría son marcos con columnas y vigas que poseen elementos no compactos y esbeltos. En la Figura 3 se muestra la configuración de este marco.

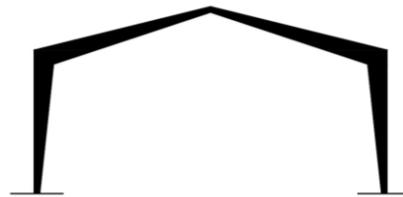


Figura 3: Marco Tipo C.

Fuente: Elaboración propia

Las condiciones de apoyo por modelar serán de empotramiento y de articulación o apoyo simple.

Un marco estructural transversal es aquel que es parte de una sección transversal de una estructura tridimensional. Debido a que el análisis por efectuar en la presente investigación es en el plano, se considerarán únicamente los marcos de carga transversales de la estructura de una nave industrial.

Según el CSCR-10, dentro del tipo marco estructural se incluyen

"... aquellas edificaciones que resisten las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismo resistentes constituidos por marcos de concreto reforzado, acero o madera, vinculados o no, por medio de un sistema horizontal o entrepiso de concreto reforzado, acero u otros, en cada nivel."

Dentro de los marcos estructurales se encuentran los Marcos Ordinarios de Momento.

Dado que el uso de las estructuras por analizar en este trabajo será industrial, serán OMF, pues por sus características es una excelente opción.

Según el CSCR-10, un OMF es un marco estructural es aquel que presenta las siguientes características (CSCR-10, Sección 10):



- Ductilidad global asignada de 1.5
- Se utilizan en edificaciones de un nivel y de 18 m de altura como máximo, cuya carga permanente en el nivel de techo no exceda los 95 kg/m<sup>2</sup>.
- Cumplir con los requerimientos de acero del Capítulo 10 del CSCR-10.

Además, cada uno de sus componentes, como lo son los atiesadores, conexiones, vigas, columnas, entre otros, deben diseñarse de acuerdo con las normas fijadas por el AISC, para diseño basado en la teoría LRFD. Al ser estructuras relativamente livianas, la demanda sísmica es baja. Generalmente a este tipo de estructuras se les da un uso en el cual no se requiere cualidades o desempeños estructurales extra, por lo que son una excelente elección para usos de suelo como bodegas, fábricas, supermercados, hangares, entre otros edificios de baja altura, y en los cuales la luz libre necesaria varía según su uso.

### **3. Resultados y discusión**

Se ha observado que el mecanismo de falla que rige en este tipo de edificaciones el pandeo lateral torsional, que implica un fallo por pandeo local de las alas. Además, existen otros aspectos que hacen ver la necesidad de analizar el comportamiento de este tipo de estructura en particular, como la formación de rótulas plásticas, tomando en cuenta las características de compacidad de los elementos; la ubicación donde se generarán rótulas plásticas es incierto no es el esperado, debido a que usualmente se emplean secciones no prismáticas, y el periodo natural de vibración es mayor que el estimado mediante las normas existentes, lo cual implica un diseño conservador respecto a la carga sísmica (Hong, 2007). Otros factores como la ductilidad, la sobre resistencia y el amortiguamiento también deben ser revisados.

Para cada permutación entre la luz libre y la altura de los marcos estructurales se harán dos modelos: uno con apoyo simple y otro con apoyo articulado.

el diseño está regido por la eficiencia de la capacidad nominal respecto de la carga aplicada. Las restricciones de desplazamiento y rotación son:



- Desplazamiento lateral por sismo:  $\Delta_t^e \leq 0.03$
- Desplazamiento lateral por carga de viento:  $\Delta \leq H/200$  (Según Guía de Diseño AISC #3: Consideraciones de Servicio)
- Deformación por Carga Viva más Carga Muerta:  $L/120$  (Según Código Internacional de Construcción 2012, Tabla 1604.3)
- Rotación máxima de los nodos: 0.01 radianes

Los marcos estudiados con apoyo simple en la base de la columna deben ser capaces de resistir el desplazamiento lateral únicamente en las conexiones viga – columna, por lo que el peralte de la sección es grande. Por el contrario, los marcos que cuentan con apoyo tipo empotramiento pueden resistir dicho desplazamiento con las restricciones a las rotaciones en los nodos rígidos y en el apoyo en la base de las columnas, por lo que las secciones necesarias son de peralte menor. El resultado obtenido es que, independientemente de la geometría del marco, son más livianas las estructuras con empotramiento, lo que directamente se traduce en un costo menor del acero de la superestructura. Esta diferencia se ve disminuida cuando se utilizan secciones no prismáticas con elementos no compactos o esbeltos. La razón es que debido a que las secciones esbeltas y no compactas son considerablemente más delgadas el cambio en longitud o peralte no aumenta de manera significativa el volumen de acero de la estructura, por lo que el aumento de peso producto del aumento de sus dimensiones es, en consecuencia, menor. Esto que implica una diferencia de pesos menor. En el Gráfico 1 se muestra dicho comportamiento para los marcos de 5 m de altura y en el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra el comportamiento para los marcos de 8 m de altura. Sin embargo, desde el punto de vista de los cimientos, el empotramiento tiene como resultado una mayor dimensión del anclaje, del pedestal y de la placa del cimiento. Esto implica mayor costo en mano de obra y materiales. En algunos casos esta diferencia es mayor que la diferencia relativa del peso del acero estructural.

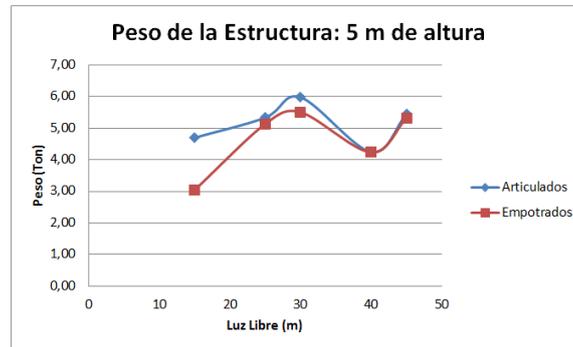


Gráfico 1: Peso del Acero Estructural, Marco 5 m de altura

Fuente: Elaboración Propia

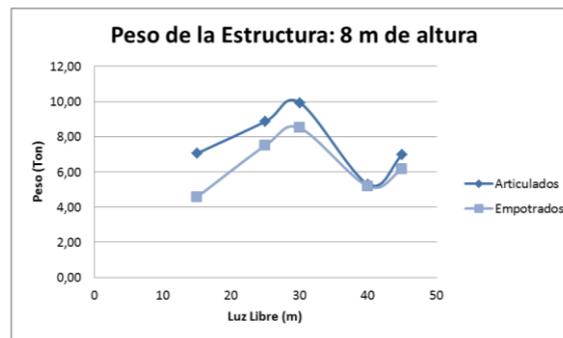


Gráfico 2: Peso del Acero Estructural, Marco 8 m de altura

Fuente: Elaboración Propia

Es importante recordar que el cortante basal genera un momento extra a resistir por la placa del cimiento, que corresponde al producto de dicho cortante por la altura de la columna del pedestal. Los resultados obtenidos son los siguientes, que se muestran en el Gráfico 3 y Gráfico 4.

Para marcos estructurales que estén formados exclusivamente por secciones no prismáticas el costo del marco es similar, por lo que la diferencia en el costo total está determinada por el costo del anclaje y el cimiento. En consecuencia, los marcos de estas características tienen un costo mayor si el apoyo es tipo empotramiento. Además del costo



de materiales, el apoyo empotrado tiene una mayor dificultad de diseño y de construcción, por lo que no se recomienda el uso de apoyo empotrado para marcos de estas características. Para marcos estructurales que cuenten con secciones rectas de molino combinadas con secciones armadas la diferencia en costo de acero es mayor, incluso que la diferencia del costo del cemento, por lo que el apoyo articulado implica un ahorro de hasta un 10%. Para marcos que cuenten únicamente con secciones de molino el ahorro es de hasta un 30% del apoyo articulado respecto delo apoyo empotrado, por lo que es la mejor opción.

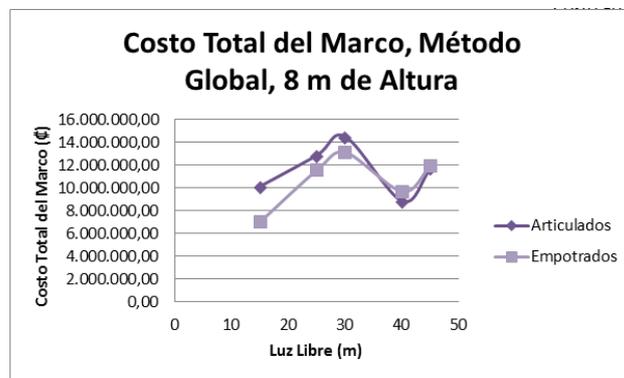


Gráfico 3: Costo Total, Análisis por Método Global, 8 m de Altura

Fuente: Elaboración Propia

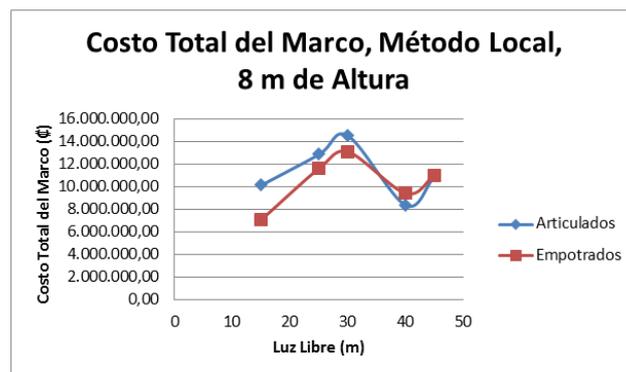


Gráfico 4: Costo Total, Análisis por Método Local, 8 m de Altura

Fuente: Elaboración Propia



El apoyo simple en la base es una solución mejor desde el punto de vista de los cimientos, pues es de menor dimensión y dificultad, tanto desde el punto de vista de diseño como del constructivo. Sin embargo, el peralte de las secciones aumenta para resistir las fuerzas laterales mediante la conexión viga – columna únicamente. Sin embargo, el diseño con apoyo simple es menos eficiente en disipar la energía, por lo que requiere mayor cantidad de acero para resistir las cargas de empuje. Además, la utilización de secciones no prismáticas con elementos esbeltos conduce a estructuras más livianas, con menor relación de peso por área tributaria. Como se muestra en los gráficos anteriores, es mayor la eficiencia de costo para los marcos que cuentan únicamente con secciones armadas. Consecuencia inmediata de ello es que tienen el menor costo total y peso del marco por unidad de área tributaria.

### **3.1 Comparación de Análisis por Método Global contra Análisis por Método Local**

El análisis y diseño por método global se realiza tomando como base en CSCR-10, que establece, de manera conservadora, las cargas de diseño para la cimentación y apoyo según la sección 10.4.2.6. El CSCR-10 es basado en los códigos y normas internacionales, por lo que existen estimaciones muy conservadoras, llegando incluso a sobre estimar la carga última entre un 100% y un 300%, para el caso de secciones no prismáticas. El procedimiento para el cálculo del cortante basal, para diseño de las conexiones en la base, está orientado a edificaciones convencionales, donde no se utilizan secciones con peralte variable. Existe entonces un vacío teórico para el cálculo de estas cargas de diseño en estructuras de tipo nave industrial, en las que usualmente se utilizan secciones no prismáticas.

Para el caso del cortante que debe resistir la conexión en la base, según el CSCR-10, debe calcularse con la ecuación

$$V_n = \frac{F_y Z}{H_c}$$



Para secciones de molino la ecuación se calcula fácilmente. Para secciones no prismáticas no está definido cuál es el módulo plástico de sección, por lo que es necesario realizar un diagrama de cuerpo libre para determinar el valor del cortante.

Esto implica que el costo del cemento según el análisis por el Método Global (Sección 10.4.2.6 CSCR-10) para marcos articulados es muy elevado en comparación con el costo del análisis por el Método Local, pues sólo interviene el momento generado por este cortante producto del módulo plástico de la sección, como se muestra en el Gráfico 5 y el Gráfico 6:

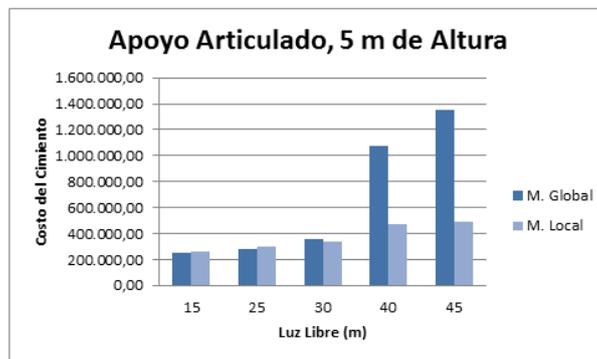


Gráfico 5: Comparación de Costos de Cimiento, 5 m de Altura Articulado

Fuente: Elaboración Propia

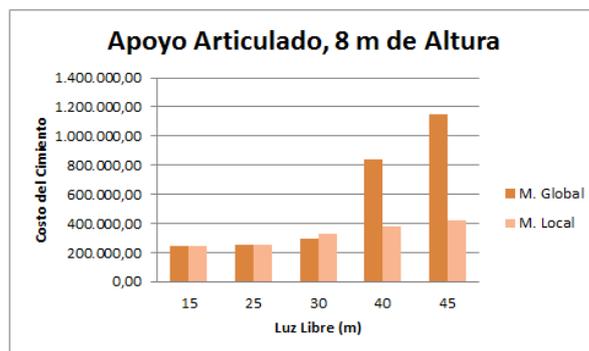


Gráfico 6: Comparación de Costos de Cimiento, 8 m de Altura Articulado

Fuente: Elaboración Propia



Para el caso de los marcos con apoyo empotrado la diferencia no es tan significativa como en el caso de los marcos con apoyo articulado, porque en la carga de diseño que se transmite al cimiento interviene también el momento en la base producto del tipo de conexión, como se muestra en el Gráfico 7 y el Gráfico 8:

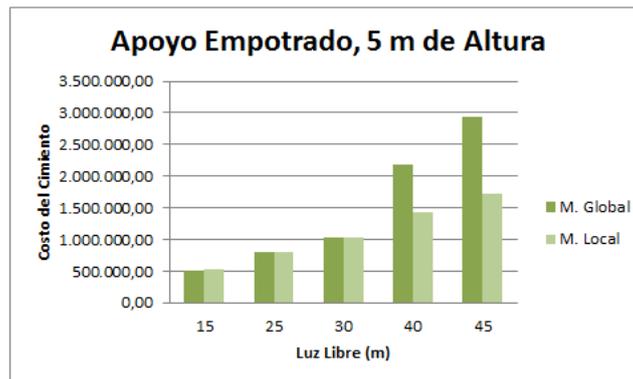


Gráfico 7: Comparación de Costos de Cimiento, 5 m de Altura Empotrado

Fuente: Elaboración Propia

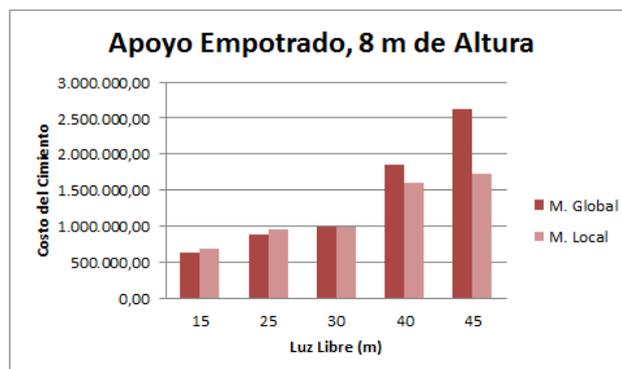


Gráfico 8: Comparación de Costos de Cimiento, 8 m de Altura Empotrado

Fuente: Elaboración Propia

#### 4. Conclusiones

En todos los casos se obtuvo estructuras más livianas si el apoyo en la base es empotrado, independientemente de la geometría y compacidad de las secciones, por lo



que el costo del acero es menor en todos los casos. Respecto del costo de los anclajes y los cimientos, en todos los casos e independientemente del tipo de análisis para la determinación de las cargas últimas aplicadas, los anclajes de los marcos modelados con empotramiento en la base requieren una mayor inversión en cimientos, debido a las cargas de vuelco que debe soportar la placa y a la tensión en los pernos de anclaje producto del momento aplicado.

Desde el punto de vista de diseño y construcción, el apoyo tipo empotramiento es más complejo, por lo que en condiciones de costo similar adquiere un papel importante en la toma de decisión de qué apoyo utilizar.

En todos los casos las cargas de diseño para los apoyos calculadas con el método global son, al menos, 100% mayores que las cargas calculadas mediante el método aproximado, y el costo de los cimientos hasta un 300% mayor, debido a que la estimación de cargas es conservadora y se realiza mediante una metodología que no fue pensada para este tipo de estructuras. Es importante realizar investigaciones para obtener ecuaciones que estimen de mejor manera los periodos fundamentales de vibración y la estimación del cortante basal de manera adecuada.

## **5. Referencias bibliográficas**

1. AISC. (2010). *Specificatios for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction*, Chicago, Ilinoise.
2. AISC. (2004). *Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design. (2a. ed.)*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Ilinoise.
3. AISC. (2004). *Steel Design Guide 3: Serviceability Design Considerations for Steel Buildings. (2a. ed.)*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Ilinoise.
4. AISC. (2004). *Steel Design Guide 7: Industrial Buldings Roofs to Anchor Rods. (2a. ed.)*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Ilinoise.



5. AISC. (2004). *Steel Design Guide 25: Frame Design Using Web-Tapered Members*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
6. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica (4<sup>a</sup>. ed.)*. Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
7. Fisher J. (2004). *Industrial Buildings Roofs to Anchor Rods, 2a ed.* American Institute of Steel Construction.
8. Hong, Jong-Kook. (2007). *Development of a seismic design procedure of metal building systems*. (Disertación para optar al grado de Ph. D.). Universidad de California, San Diego.
9. IBC. (2012). *International Building Code*. International Code Council, INC, Illinois.
10. Johanning, Laura. (1998). *Análisis y Comparación del Comportamiento Mecánico de Cargas y Desplazamientos en Marcos de Acero Arriostrados*. (Proyecto de Graduación). Universidad de Costa Rica.
11. Kaehler, R., White, D. y Kim, Y. (). *Frame Design Using Web-Tapered Members*, 1a ed. American Institute of Steel Construction.
12. Newman, A. (2013). *Foundation and Anchor Design Guide for Metal Building Systems*. (1<sup>a</sup>. ed.). Estados Unidos: McGraw-Hill.
13. Widiyanto, Chandú, P. y Owen, J. (). *Design of Anchor Reinforcement in Concrete Pedestals*. CSA Today, Volumen III.