



UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y TECNOLOGÍAS DE LA INFORMACIÓN
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis de grado

Licenciatura en Ingeniería Civil

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE NAVES INDUSTRIALES CON
ENTRESUELOS PARCIALES

Autor:

Jean Carlo Rocha Saballos

Heredia, agosto del 2021



TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: “***Evaluación del comportamiento sísmico de naves industriales con entre suelos parciales***”, por el (la) estudiante: Jean Carlo Rocha Saballos, fue aprobada por el Tribunal Examinador de la carrera de **Ingeniería Civil** de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en **Ingeniería Civil**:

Gerardo Chacón Rojas

Tutor

Ronald Jiménez Castro

Lector

Andrés Reyes Bonilla

Representante



COMITÉ ASESOR

Ing. Gerardo Chacón Rojas

Tutor

Ing. Ronald Jiménez Castro

Lector

Ing. Andrés Reyes Bonilla

Representante

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

Heredia, 21 de septiembre del 2021

Sres. Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación del comportamiento sísmico de naves industriales con entresuelos parciales, elaborado por el estudiante: Jean Carlo Rocha Saballos, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por la licenciatura en ingeniería civil.

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

Suscribe cordialmente,

GERARDO
ENRIQUE
CHACON
ROJAS (FIRMA)



Firmado
digitalmente por
GERARDO ENRIQUE
CHACON ROJAS
(FIRMA)
Fecha: 2021.09.21
19:18:23 -06'00'

Ing. Gerardo Chacón Rojas.

CARTA DE APROBACION POR PARTE DEL LECTOR DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

Heredia, 21 de septiembre del 2021


Sres. Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación del comportamiento sísmico de naves industriales con entresuelos parciales, elaborado por el estudiante: Jean Carlo Rocha Saballos, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por la licenciatura en ingeniería civil.

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

RONALD
EUGENIO
JIMENEZ
CASTRO (FIRMA)



Firmado digitalmente
por RONALD EUGENIO
JIMENEZ CASTRO
(FIRMA)
Fecha: 2021.09.22
14:00:00 -06'00'

Suscribe cordialmente,

San José, 20 de septiembre de 2021

Universidad Latina de Costa Rica
Facultad de Ingenierías y Tecnologías de la Información
Escuela de Ingeniería Civil
Tribunal Examinador de Trabajos Finales de Graduación

Estimados(as) señores(as):

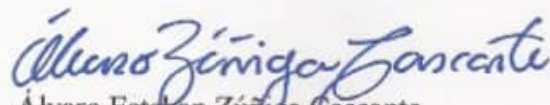
Por medio de la presente hago constar que yo, Álvaro Esteban Zúñiga Cascante, cédula 1-1398-0237, filólogo, miembro activo de ACFIL bajo el número de carné 139, doy fe de haber corregido exhaustivamente el Trabajo Final de Graduación para optar por el grado académico de licenciatura en Ingeniería Civil denominado *Evaluación del comportamiento sísmico de naves industriales con entresuelos parciales*, el cual estuvo a cargo de Jean Carlo Rocha Saballos, cédula 1-1516-0083.

Para dicha corrección se contemplaron los siguientes aspectos:

1. Lexicografía, morfología, fondo y forma en su totalidad.
2. Uso correcto de las preposiciones.
3. Usos lingüísticos de los signos de puntuación, interrogación y exclamación.
4. Solecismos, cacofonías, anfibologías, monotonía del lenguaje, redundancias, pleonasmos y ortografía.

Por tanto, doy fe de que este proyecto contiene un fondo claro y preciso de la propuesta expresada en este, con ideas correctas que mantienen el hilo conductor a lo largo del documento.

Atentamente,



Álvaro Esteban Zúñiga Cascante
Filólogo
Céd. 1-1398-0237
ACFIL 139

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

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

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

Yo (Nosotros):

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

Rocha Saballos Jean Carlo

De la Carrera / Programa:

autor(es) del trabajo final de graduación titulado:

Licenciatura en ingeniería civil

Trabajo final de graduación: Evaluación del comportamiento sísmico de naves industriales con entresuelos parciales

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

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

La presente autorización se extiende el día (*Día, fecha*) 23 del mes septiembre de año 2021 a las 3:37 pm. Asimismo doy fe de la veracidad de los datos incluidos en el documento y eximo a la Universidad de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjuicio que se pudiera presentar.

Firma(s) de los autores

Según orden de mención al inicio de ésta carta:



Resumen

El diseño estructural sismo resistente de edificaciones de acero tipo nave industrial tiene ciertas complicaciones, ya que el comportamiento del mecanismo plástico de este tipo de estructuras no ha sido muy estudiado, de modo que no se tiene el conocimiento necesario para optimizar el diseño y evitar futuras fallas en los elementos estructurales o en todo el sistema en sí.

Las naves industriales de acero son calificadas como un sistema estructural compuesto de marcos ordinarios de momento o como un sistema estructural compuesto por marcos intermedios de momento. La mayoría de las edificaciones de tipo nave industrial cuentan con un entresuelo parcial (mezanine); al respecto, cuando una nave industrial cuenta con un entresuelo parcial pesado es calificada como un sistema estructural a base de marcos intermedios de momento.

En Costa Rica, el diseño estructural de las edificaciones está basado en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-10). A su vez, en relación con estructuras de acero laminadas en caliente, el CSCR-10 utiliza las normas establecidas en el AISC (*American Institute of Steel Construction*), de manera que trabaja el diseño con ductilidades ya asignadas debido a la baja capacidad de disipación de energía sísmica.

Por otro lado, estudios realizados en modelos a escala real por los ingenieros estructurales Matthew Smith y Chia-Ming Uang, de la Universidad de California en San Diego, demostraron que las naves industriales tienen una respuesta sismo resistente diferente a la de los edificios.

En esta investigación, justamente, se realiza una comparación de resultados entre ambos diseños; es decir, entre uno hecho con las normas y códigos vigentes para el diseño sismo resistente y otro ajustado al nuevo método de diseño sismo resistente propuesto por los ingenieros estructurales Smith y Uang.

Esta comparación con el nuevo método de diseño de Smith y Uang tiene como objetivo demostrar que las naves industriales de acero pueden tener un entresuelo parcial pesado, aunque tengan poca capacidad de disipar las fuerzas sísmicas laterales.

Resume

The earthquake-resistant structural design of industrial-type steel buildings has complications, since the behavior of the plastic mechanism of this type of structure has not been much studied, so that the necessary knowledge is not available to optimize the design and avoid future failures. in the structural elements or in the entire system itself.

Steel industrial buildings are classified as a structural system composed of ordinary frames for the moment or as a structural system composed of intermediate frames for the moment. Most of the industrial building type buildings have a partial mezzanine (mezzanine); In this regard, when an industrial building has a heavy partial mezzanine, it is classified as a structural system based on intermediate frames for the moment.

In Costa Rica, the structural design of buildings is based on the 2010 Costa Rican Seismic Code (CSCR-10). In turn, in relation to hot rolled steel structures, CSCR-10 uses the standards established in the AISC (American Institute of Steel Construction), so that the design works with ductilities already assigned due to the low dissipation capacity. of seismic energy.

On the other hand, studies carried out on full-scale models by structural engineers Matthew Smith and Chia-Ming Uang, from the University of California in San Diego, showed that industrial buildings have a different earthquake resistant response than buildings.

In this research, precisely, a comparison of results is made between both designs; that is, between one made with the current standards and codes for earthquake resistant design and another adjusted to the new earthquake resistant design method proposed by the structural engineers Smith and Uang.

This comparison with Smith and Uang's new design method aims to demonstrate that steel industrial buildings can have a heavy partial mezzanine, even though they have little ability to dissipate lateral seismic forces.

Tabla de Contenidos

Introducción	1
Antecedentes	1
Planteamiento del problema	4
Objetivo general	6
Objetivos específicos	6
Justificación	7
Alcances y limitaciones	8
<i>Alcances:</i>	8
<i>Limitaciones:</i>	8
Impacto	9
Hipótesis	9
Capítulo 1	10
Fundamentación Teórica	10
1.1. Generalidades	10
<i>1.1.1 Comportamiento sismorresistente de las estructuras de acero</i>	10
<i>1.1.2. Riesgo sísmico</i>	11
<i>1.1.3. Nave industrial de acero</i>	12
<i>1.1.4. Diferencia entre piso y mezanine</i>	13
1.2. Diseño estructural	16
<i>1.2.1. Mecanismo plástico</i>	16
<i>1.2.2. Normas y códigos</i>	16
<i>1.2.3. Sistema de marcos a momento:</i>	21
<i>1.2.4. Condiciones permitidas para marcos ordinarios de momento</i>	25

1.2.5. <i>Perfiles de acero</i>	25
1.2.6. <i>Métodos de diseño</i>	28
1.2.7. <i>Diseños de mezanines Smith y Uang</i>	32
Capítulo 2	36
Marco metodológico	36
2.1. Paradigma y enfoque metodológico	36
2.2. Población, muestra y técnicas de muestreo	38
Capítulo 3	39
Análisis de resultados	39
3.1. Datos generales	39
3.2. Primer marco	40
3.2.1. <i>Estimación del primer modo de vibración</i>	40
3.2.2. <i>Método de Smith-Uang para el cálculo de fuerzas sísmicas</i>	41
3.2.3. <i>Fuerzas sísmicas laterales usando el Código Sísmico de Costa Rica 2010</i>	43
3.3. Resumen de resultados de los 8 modelos en estudio	45
3.3.1. <i>Ratios modales de masa participante</i>	63
3.3.2. <i>Nivel de esfuerzo demandado en la estructura</i>	68
3.3.3. <i>Verificación de marco OMF</i>	69
3.3.4. <i>Diseño estructural de un elemento del marco a nivel de ejemplo de cálculo</i>	70
Conclusión	76
Recomendaciones	77
Anexos	78
Glosario	80
Referencias bibliográficas	81

Figura 1.	2
<i>Ductilidad local según el tipo de sistema sismorresistente</i>	2
Figura 2.	3
<i>Modelo usado por Smith y Uang</i>	3
Figura 3.	4
<i>Modelo propuesto para respuesta modal</i>	4
Figura 4.	15
<i>Nave industrial con entresuelo parcial (mezanine)</i>	15
Figura 5.	39
<i>Modelo de nave industrial en 3D</i>	39
Figura 6.	40
<i>Primer modelo de nave industrial con mezanine en sentido transversal</i>	40
Figura 7.	44
<i>Ubicación de las fuerzas sísmicas</i>	44
Figura 8.	45
<i>Modelo 1 y 6 de nave industrial en sentido transversal</i>	45
Figura 9.	45
<i>Modelo 2 y 5 de nave industrial con mezanine en sentido transversal</i>	45
Figura 10.	46
<i>Modelo 3 y 7 de nave industrial con mezanine en sentido transversal</i>	46
Figura 11.	46
<i>Modelo 4 y 8 de nave industrial con mezanine en sentido transversal</i>	46
Figura 12.	48
<i>Desplazamientos en mm del modelo 1</i>	48
Figura 13.	50

<i>Desplazamientos en mm del modelo 2</i>	50
Figura 14.	52
<i>Desplazamientos en mm del modelo 3</i>	52
Figura 15.	54
<i>Desplazamientos en mm del modelo 4</i>	54
Figura 16.	56
<i>Desplazamientos en mm del modelo 5</i>	56
Figura 17.	58
<i>Desplazamientos en mm del modelo 6</i>	58
Figura 18.	60
<i>Desplazamientos en mm del modelo 7</i>	60
Figura 19.	62
<i>Desplazamientos en mm del modelo 8</i>	62
Figura 20.	78
<i>Viga deformada</i>	78
Figura 21.	79
<i>Ruptura de la brida</i>	79
Tabla 1.	37
<i>Enfoque del objetivo general</i>	37
Tabla 2.	47
<i>Desplazamientos y derivas del modelo 1</i>	47
Tabla 3.	49
<i>Desplazamientos y derivas del modelo 2</i>	49
Tabla 4.	50

<i>Desplazamientos y derivas del modelo 3</i>	50
Tabla 5	52
<i>Desplazamientos y derivas del modelo 4</i>	52
Tabla 6	55
<i>Desplazamientos y derivas del modelo 5</i>	55
Tabla 7	56
<i>Desplazamientos y derivas del modelo 6</i>	56
Tabla 8	58
<i>Desplazamientos y derivas del modelo 7</i>	58
Tabla 9	60
<i>Desplazamientos y derivas del modelo 8</i>	60
Tabla 10	63
<i>Modos de vibración y masa participativa del modelo 1</i>	63
Tabla 11	63
<i>Modos de vibración y masa participativa del modelo 2</i>	63
Tabla 12	64
<i>Modos de vibración y masa participativa del modelo 3</i>	64
Tabla 13	64
<i>Modos de vibración y masa participativa del modelo 4</i>	64
Tabla 14	65
<i>Modos de vibración y masa participativa del modelo 5</i>	65
Tabla 15	65
<i>Modos de vibración y masa participativa del modelo 6</i>	65
Tabla 16	66
<i>Modos de vibración y masa participativa del modelo 7</i>	66

Tabla 17.	67
<i>Modos de vibración y masa participativa del modelo 8</i>	67
Tabla 18.	68
<i>Demanda de esfuerzo para cada caso en estudio</i>	68
Tabla 19.	69
<i>Relación demanda-capacidad para cada caso en estudio</i>	69

Introducción

Antecedentes

El diseño sísmico de las estructuras, basado en el Código Sísmico de Costa Rica, garantiza que estas tengan un comportamiento de mecanismo plástico para que los elementos estructurales no fallen antes de que se desarrolle toda su capacidad. Este código indica que:

Para estructuras con elementos sismorresistentes a base de perfiles de acero estructural, se utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD); alternativamente, estas estructuras pueden proporcionarse utilizando la metodología de diseño plástico. Para estructuras con elementos sismorresistentes a base de perfiles de acero laminado en frío con secciones esbeltas, se utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). En ambos casos, se deben satisfacer los requisitos aplicables de las especificaciones del Instituto Americano de Construcción de Acero (*American Institute of Steel Construction*, AISC), del Instituto Americano de Hierro y Acero (*American Iron and Steel Institute*, AISI) y de la Sociedad Americana de Soldadura (*American Welding Society*, AWS) (referencias 1 a 8), excepto donde sean modificadas por disposiciones de este código. (CSCR, 2010, p.10/1)

Asimismo, para el sistema estructural, en la Sección 10.2.4.3, el Código Sísmico de Costa Rica 2010 establece lo siguiente:

El sistema estructural debe contener ejes de resistencia compuestos por marcos, marcos arriostrados, muros de corte o combinaciones de estos en cada dirección principal del sistema estructural, que cumplan con los requisitos indicados en la sección 2 de este código y de este capítulo según corresponda.

En los sistemas estructurales en acero se debe usar al menos uno de los sistemas sismorresistentes indicados en la tabla 10.5 o combinaciones entre ellos. En el caso de utilizar combinaciones de sistemas sismorresistentes, la ductilidad global asignada debe

ser la menor de las ductilidades globales calculadas de forma independiente para cada sistema sismorresistente. (CSCR, 2010, p.10/10)

A su vez, el Código Sísmico de Costa Rica 2010 clasifica las edificaciones tipo nave industrial como un sistema estructural a base de marcos ordinarios de momento (OMF); no obstante, cuando esta cuenta con un entresuelo parcial y excede los límites establecidos para los marcos ordinarios, la califica como un sistema estructural de marcos intermedios (IMF).

Figura 1.

Ductilidad local según el tipo de sistema sismorresistente

Tabla 10.5. Ductilidad local según el tipo de sistema sismorresistente.

		Sistema	Ductilidad local	Ductilidad Global asignada	Limitación en altura	Notas
Sistemas a base de elementos de acero estructural	Sistemas de marcos	OMF	-	1.5 ó 1.0	Sí	Ver notas 1 y 2
		IMF	Moderada	Según tabla 4.3	Sí	Ver nota 3
		SMF	Óptima	Según tabla 4.3	No	-
		STMF	Óptima	Según tabla 4.3	No	-
	Sistemas arriostrados	OCBF	Moderada	1.5 ó 1.0	Sí	Ver notas 1, 3 y 6
		SCBF	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 4 y 6
		EBF	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 5 y 6
		SPSW	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 5 y 6
Sistemas a base de elementos de acero laminado en frío con secciones esbeltas	Sin uniones precalificadas	Marcos y marcos arriostrados Tipo NP	-	1.0	Si	Ver notas 6
	Con uniones precalificadas	Marcos y marcos arriostrados Tipo P	-	1.5 ó 1.0	Sí	Ver notas 6

Fuente: De *Código Sísmico de Costa Rica*, por Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2010, Editorial Tecnológica de Costa Rica.

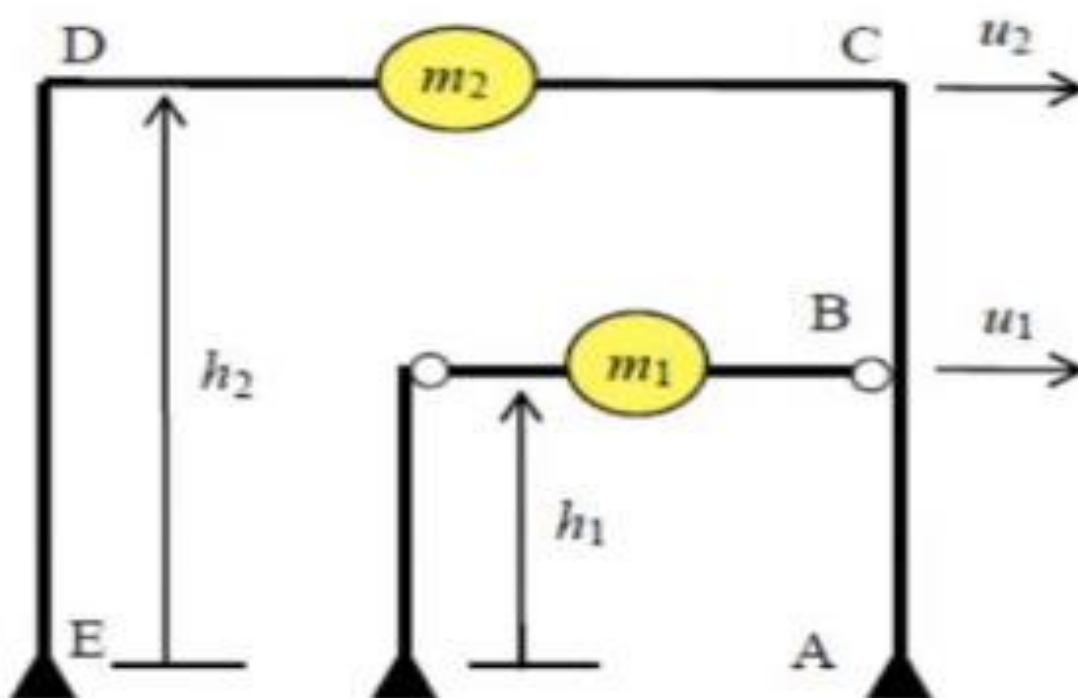
Por otro lado, estudios realizados en el 2011 por Matthew Smith y Chia-Ming Uang, de la Universidad de California en San Diego, demostraron que el comportamiento sísmico de las naves industriales tiene un modo de oscilación diferente al de los edificios y, también, que las naves

tienen múltiples formas de vibrar. Los valores del periodo de vibración en los marcos es mayor que el obtenido con los métodos convencionales y el resultado del valor para el amortiguamiento para las naves industriales es menor que el 5% usado en CSCR-10. (MBMA, 2019).

Un estudio paramétrico sugiere que el procedimiento de los códigos de constancia para la distribución vertical de fuerzas sísmicas puede ser inaplicable al diseño de marcos de momento MBS porque no aborda adecuadamente las características dinámicas únicas del sistema. En este artículo se presenta el estudio paramétrico y una recomendación para un procedimiento de diseño (Smith y Uang, 2011, p. 705).

Figura 2.

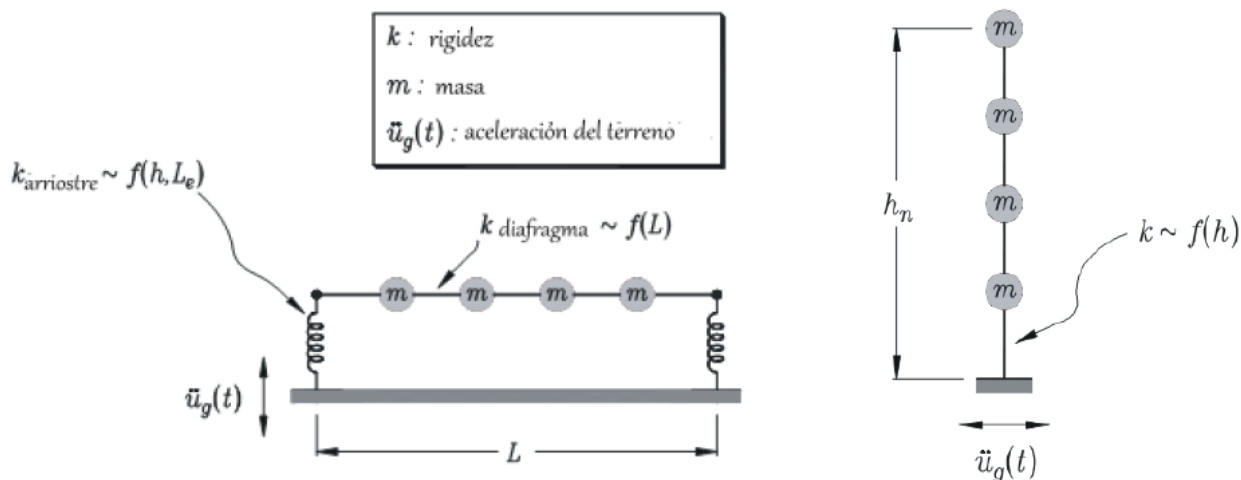
Modelo usado por Smith y Uang



Fuente: De *Ensayos sísmicos y estudios analíticos para el desarrollo de nuevos sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas para edificios metálicos*, M. Smith, 2011, UC San Diego, URL: <https://escholarship.org/uc/item/4jt5p805#author>

Figura 3.

Modelo propuesto para respuesta modal



Fuente: De *Investigación experimental y simulaciones dinámicas de edificios de acero de baja altura para un diseño sísmico eficiente*. P. Paultre, J. Proulx, C. Ventura, R. Tremblay, C.

Rogers, C. Lamarche, M. Turek, 2004, URL:

https://www.researchgate.net/publication/242537723_Experimental_Investigation_and_Dynamic_Simulations_of_Low-Rise_Steel_Building_for_Efficient_Seismic_Design

Planteamiento del problema

El diseño estructural de las edificaciones formadas por sistemas de marcos se realiza siguiendo las normas establecidas en el Código Sísmico de Costa Rica, a fin de garantizar que las estructuras presenten un comportamiento plástico antes de la falla de algún elemento o el colapso total de la estructura. Usualmente, las naves industriales se diseñan con un entresuelo parcial en su planta, el cual puede tener gran efecto en las cargas que recibe todo el sistema estructural.

En los elementos estructurales se espera que no se presenten fallas relacionadas con rupturas prematuras por áreas netas; además, es importante tener control sobre los pandeos locales y pandeos globales que provocan que los elementos estructurales fallen antes de que alcancen los niveles inelásticos.

Ahora bien, el comportamiento sísmico de las estructuras tipo nave industrial es un poco desconocido, pues no ha sido bien estudiado. Por tanto, en aras de mitigar esta problemática y

generar un acercamiento al tema, el Código Sísmico de Costa Rica propone una clasificación de sistema estructural para este tipo de edificaciones. Así pues, las naves industriales de acero con entresuelos parciales son clasificadas como un sistema estructural llamado Marcos ordinarios de momento (OMF) y Marcos intermedios de momento (IMF).

Sin embargo, dicha clasificación supone una limitante, pues no plantea una consideración clara sobre el mecanismo plástico de las naves industriales para el diseño sismorresistente, ya que, al considerar el sistema estructural como marcos intermedios, este presentará una condición impráctica a la hora de construir la edificación y surgirá una dificultad en definir cuáles son los elementos y conexiones que se consideraran sismorresistentes y cuáles no.

También, el diseño estructural de los marcos ordinarios de momento y marcos intermedios de momento tendrá ciertas limitaciones en cuanto a la altura que puede alcanzar la edificación, la ductilidad, las cargas de servicio de la estructura, así como las cargas que puede alcanzar el entresuelo parcial (mezanine) para la cual será diseñada.

Tomando en consideración lo expuesto, el propósito de este trabajo final de graduación es demostrar- a través de las investigaciones realizadas en naves industriales con entresuelos parciales llevadas a cabo por Matthew Smith y Chia-Ming Uang en el 2011- que las naves industriales, aunque tengan mucho peso en el entresuelo (mezanine), podrían ser clasificadas como estructuras ordinarias con poca ductilidad. De esta manera, las naves industriales con entresuelos parciales que llevan cargas grandes pueden ser diseñadas como un sistema estructural compuesto por Marcos ordinarios de momento (OMF).

Objetivo general

- Evaluar la aplicabilidad del método de Smith y Uang para el diseño estructural de naves industriales con entresuelos parciales utilizando el Código Sísmico de Costa Rica.

Objetivos específicos

- Comparar los resultados del método Smith-Uang con los resultados del método de superposición modal.
- Comparar los resultados del método Smith-Uang con los resultados del método estático del Código Sísmico de Costa Rica.
- Comparar los resultados con diferentes tamaños de entresuelos que excedan las limitaciones establecidas para marcos ordinarios.
- Analizar los resultados de la modelación en SAP 2000 de diferentes propuestas de ubicación del entresuelo en el marco de la nave industrial.
- Comparar los resultados con diferentes pesos en los entresuelos, los cuales excedan las limitaciones establecidas para marcos ordinarios.

Justificación

La construcción de naves industriales de acero ha venido en aumento en los últimos años debido a su facilidad constructiva y la utilidad en la industria, ya que son edificaciones compuestas por marcos con grandes luces. Al respecto, Uang et al. (2011) señalan:

Dado su amplio uso, es deseable comprender su desempeño durante un evento sísmico. Las pruebas cíclicas pseudoestáticas anteriores indican una ausencia de ductilidad en estos sistemas. Esta falta de ductilidad surge de los conceptos de diseño inherentes detrás del uso de marcos de alma variable sin límites de compacidad de ala o ala, lo que hace que los estados límite de pandeo gobiernen la resistencia de los marcos. (p. 693)

Ahora bien, el comportamiento sísmico de las naves industriales ha sido poco estudiado, lo cual ha provocado que no exista una consideración clara sobre el mecanismo plástico de los elementos estructurales y de todo el sistema en sí. Por consiguiente, al no tener un conocimiento claro sobre el comportamiento sísmico de la estructura, no se puede garantizar que los elementos estructurales presenten una rótula plástica, de modo que estos pueden fallar por rupturas prematuras, pandeos locales o globales y fallas anticipadas que podrían surgir antes de que el elemento alcance los niveles inelásticos.

En relación con las estructuras de tipo nave industrial, el Código Sísmico de Costa Rica las clasifica como estructuras con baja capacidad para disipar energía a través de las deformaciones inelásticas. Además, debido a su baja capacidad de disipación de energía, este código trabaja con ductilidades asignadas con la intención de que la disipación de energía se presente en los elementos estructurales y no en las conexiones de los elementos.

Por otro lado, cuando las naves industriales contienen un entresuelo parcial (mezanine), el diseño sismorresistente de la estructura cambia, ya que el comportamiento sísmico de esta es diferente. A este respecto, y retomando la clasificación de la estructura como un sistema estructural compuesto de marcos ordinarios de momento o marcos intermedios de momento, propuesta en el Código Sísmico de Costa Rica, cabe señalar que el diseño sismorresistente de los marcos intermedios tiene muchas complicaciones en la etapa de construcción, pues se requieren conexiones precalificadas que permitan cierta rotación; no obstante, como no hay un conocimiento detallado del comportamiento sísmico de la estructura, se presenta dificultad en cuanto a establecer

cuáles serán los elementos estructurales y cuáles son las conexiones que debe tener un diseño sísmico.

En suma, tomando en consideración lo expuesto a modo de justificación, los objetivos de este trabajo final de graduación son los siguientes: por un lado, comprobar- con base en las investigaciones realizadas por Smith y Uang- que las naves industriales con cargas grandes en el entresuelo (es decir, aquellas que exceden las limitaciones establecidas por el AISC) pueden ser clasificadas como estructuras ordinarias de poca ductilidad y, por otro lado, plantear que el diseño estructural para naves industriales de acero puede ser tratado como un sistema de marcos ordinarios de momento.

Alcances y limitaciones

Alcances:

- Análisis de nave industrial con un solo nivel con mezanine.
- Análisis de un marco en sentido plano, no longitudinal, para evitar vibraciones o modos de vibrar que pueden alterar el análisis.
- La evaluación de los resultados se basa en los métodos propuestos por Smith y Uang.
- Mezanines con cargas mayores a las del resto de la nave industrial.
- El análisis del comportamiento sísmico se evaluará con diferentes propuestas que excedan las limitaciones establecidas por el CSCR-10 para marcos ordinarios con respecto al diseño de mezanines, variando su dimensión, la carga de servicio y la ubicación del mezanine en la nave industrial.
- El diseño estructural será con perfiles de acero W laminados en caliente.

Limitaciones:

- El análisis será realizado con perfiles de acero con alma homogénea en toda su longitud.
- Análisis dinámico con el software SAP2000.
- Análisis en 3D de la nave industrial para ver los efectos de torsión.
- Método de diseño estático y dinámico según CSCR-10.
- Método de diseño propuestos por Smith y Uang publicados en la MBMA 2019.

Impacto

El método de Smith y Uang para el diseño sismorresistente de naves industriales de acero tiene un mejor conocimiento sobre el comportamiento de la estructura en respuesta a las fuerzas sísmicas, demostrando que el periodo de la estructura es de un valor mayor del que se obtiene por los métodos del Código Sísmico de Costa Rica, el cual está basado en las normas establecidas por el AISC (*American Institute of Steel Construction*). También, el modo de oscilación de las naves industriales es muy diferente en comparación con el modo de oscilación de los edificios y las naves industriales, pues presentan múltiples modos de vibración que afectan el comportamiento sismorresistente durante un sismo.

De este modo, al tener mejor conocimiento del comportamiento de la estructura que se quiere diseñar, se puede optimizar el diseño y controlar mejor el establecimiento de los elementos estructurales y las conexiones. Además, este nuevo método de diseño sismorresistente para naves industriales ayuda a conocer con más claridad el comportamiento del mecanismo plástico en el sistema y sus elementos estructurales, lo que facilita aún más el diseño de naves industriales con entresuelos parciales, ya que, para el diseño sismorresistente, estas pueden ser consideradas como un sistema estructural a base de marcos ordinarios de momento, con cargas grandes en el entresuelo parcial y con poca ductilidad. Así pues, las naves industriales de acero pueden ser diseñadas con entresuelos parciales y ser sometidas a cargas grandes que excedan en valor límite de carga establecido por el *American Institute of Steel Construcción* (AISC).

Hipótesis

Los periodos de vibración de las naves industriales son diferentes al de los edificios, lo que implica un ajuste en cómo considerar los modos de oscilación de la estructura. Además, las naves industriales con mezanines con cargas grandes pueden ser consideradas como estructuras de marcos ordinarios de poca ductilidad.

Capítulo 1

Fundamentación Teórica

1.1. Generalidades

1.1.1 Comportamiento sismorresistente de las estructuras de acero

Con respecto al comportamiento sismorresistente de las estructuras, se deben tener en cuenta todas las cargas que están interactuando con el sistema estructural, así como la funcionalidad que tendrá la estructura. A este respecto, Pravin, S., Swapnil, D., y Suryawanshi, Y. (2015) sostienen que:

El sistema estructural del edificio tiene que soportar las cargas laterales debidas al sismo y el viento además de las cargas gravitacionales. Una carga lateral desarrolla grandes esfuerzos y produce un balanceo que provoca vibraciones y deriva. Si los edificios no están diseñados para resistir las cargas laterales, pueden colapsarse y provocar la pérdida de vidas o su contenido. Por lo tanto, es importante que la estructura no solo tenga suficiente resistencia contra las cargas de gravedad, sino también la rigidez adecuada para resistir las fuerzas laterales. (p. 2840)

Además, Pravin, S., Swapnil, D., y Suryawanshi, Y. (2015) agregan que “el sistema estructural resistente a cargas laterales se proporciona en forma de dispositivos como aislamiento de base y amortiguadores que controlan la vibración sísmica y la deriva lateral” (p. 2840). Así pues, las estructuras se diseñan de manera sismorresistente, lo cual implica un equilibrio de fuerzas en el sistema que permita resistir las fuerzas sísmicas y que no falle el sistema estructural. De acuerdo con Pravin, S., Swapnil, D., y Suryawanshi, Y. (2015):

Las estructuras normalmente están diseñadas para soportar cargas de gravedad actuando verticalmente con un factor de seguridad adecuado. Por lo tanto, las cargas laterales que surgen debido al movimiento horizontal del suelo en un terremoto pueden causar daños graves a menos que se tomen medidas especiales para resistirlas. La tercera característica del movimiento del suelo en un terremoto es que es cíclico e induce la inversión de tensiones. Por lo tanto, los elementos cargados axialmente pueden tener que resistir tanto

la tensión como la compresión, mientras que las secciones transversales de la viga tendrán que resistir momentos de flexión tanto positivos como negativos. (p. 2841)

1.1.2. Riesgo sísmico

Según la *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*:

En términos generales, un sismo es un evento que provoca fuerzas temporales en una estructura, cuando la superficie en que se encuentra cimentada entra en movimiento. Cuando esta sufre este tipo de excitación, aparecerán cargas dinámicas horizontales y verticales que pueden causar daños considerables al sistema estructural.

Durante un sismo, el suelo entra en movimiento con aceleraciones. Estas aceleraciones excitan la masa, de la estructura, que generalmente se encuentran al nivel de la losa. Esto es especialmente cierto en estructuras de acero, dado que el peso de las columnas es considerablemente menor que el peso del piso compuesto por vigas y losas, así mismo, hay un segundo tipo de carga asociado al movimiento de la estructura, que se debe al amortiguamiento inherente que tiene la misma. (Arias et al., 2016, p.14)

Debido a los riesgos que estos eventos naturales suponen para la vida de las personas, es importante realizar evaluaciones preventivas, tal como lo indican Gaxiola et al. (2015):

La evaluación del riesgo sísmico de edificios en términos de desempeño y confiabilidad estructural ha sido de gran importancia durante años recientes. Después del terremoto de Northridge en 1994, niveles de desempeño estructural inadecuados fueron observados. Diversas fallas estructurales se detectaron en edificios de acero. Aunque el número de pérdidas humanas fue muy bajo, los costos económicos por daños estructurales llegaron a los 12 mil millones de dólares. Esto propició a que en la profesión se revisaran diferentes niveles de desempeño sísmico de estructuras de acero y se propusieran nuevas metodologías para el cálculo de confiabilidad estructural. (p. 1)

En esta línea, Francisco Crisafulli (2018) señala lo siguiente:

El riesgo sísmico, en términos generales, puede interpretarse como una medida de las pérdidas potenciales (económicas, sociales, ambientales, etc.) que pueden originar los sismos en un periodo de tiempo especificado. Desde un punto de vista más técnico, el riesgo sísmico surge como resultado de la interacción de dos variables principales: la amenaza sísmica y la vulnerabilidad. De ahí la importancia de no confundir amenaza y riesgo como muchas veces ocurre en la práctica. En resumen, la amenaza sísmica describe el potencial que presenta el fenómeno, por ejemplo, en términos de sacudimiento, y que obviamente puede resultar en consecuencias desfavorables para la sociedad y sus obras de infraestructura. El riesgo sísmico cuantifica la probabilidad de ocurrencia de esas consecuencias. (p. 17)

1.1.3. Nave industrial de acero

Las naves industriales son edificaciones livianas de poca altura compuestas por sistemas de marcos, los cuales se encuentran separados por grandes luces. En relación con esto, se debe tener en cuenta lo siguiente:

Normalmente, las bahías en los edificios industriales tienen marcos que abarcan la dirección del ancho. Varios de estos marcos están dispuestos con un espaciado adecuado para obtener la longitud requerida. Dependiendo del requisito, se pueden construir varios tramos contiguos. Los arriostramientos horizontales y verticales, empleados en edificios de una o varias plantas, y también las cerchas se utilizan principalmente para resistir el viento y otras cargas laterales. Estos arriostramientos minimizan la deflexión diferencial entre los diferentes marcos debido a la sobretensión de la grúa en los edificios industriales. (Shivani et al., 2018, p. 302)

Asimismo, las naves industriales de acero están compuestas por distintos elementos estructurales; sin embargo, “hay elementos que son prácticamente constantes, tales como los largueros de techo, y los elementos que conforman los marcos principales (columnas y vigas principales)” (Carrillo, 2010, p. 31).

Por otro lado, en cuanto a estas estructuras, Uang, M., Smith, M., Shoemaker, M., del Departamento de Ingeniería Estructural de la Universidad de California en San Diego, señalaron lo siguiente:

Los sistemas de construcción de metal (MBS) constituyen una parte sustancial de la construcción no residencial de poca altura en los EE. UU. Dado su amplio uso, es deseable comprender su desempeño durante un evento sísmico. Las pruebas cíclicas pseudoestáticas anteriores indican una ausencia de ductilidad en estos sistemas. Esta falta de ductilidad surge de los conceptos de diseño inherentes detrás del uso de marcos de alma variable sin límites de compacidad de ala o ala, lo que hace que los estados límite de pandeo gobiernen la resistencia de los marcos. A la luz de la falta de ductilidad, es obvio que la práctica actual de diseñar marcos de momento MBS como sistemas de marco de momento ordinario (OMF), con $R = 3.5$ (que es análogo a $\mu = 1.5$ del CSCR-10), es inapropiada. Además, estudios analíticos simples sugieren que los MBS que soportan grandes masas, como revestimientos exteriores de concreto o mampostería o entresijos interiores, pueden ser particularmente vulnerables a la falta de ductilidad. Por estas razones, es deseable desarrollar un procedimiento de diseño seguro, económico y confiable para MBS. Se han realizado pruebas de simulación de terremotos de MBS para proporcionar datos de prueba para iniciar este desarrollo. (2011, p. 693)

1.1.4. Diferencia entre piso y mezanine

Una característica común de los edificios de metal es un entresijo. Un entresijo es un nivel entre dos pisos, pero no un piso en sí. En otros términos, un entresijo en un edificio de metal es un nivel de piso que cubre solo una parte del área del plano del edificio. Se puede conectar un entresijo a los marcos de momento del edificio en varias configuraciones. Puede estar conectado a una o ambas columnas exteriores o a ninguna, estando unido a columnas interiores en su lugar o una combinación de ellas. En cualquier caso, un entresijo sirve como fuente de masa durante un terremoto y es necesario que un diseñador sepa cómo tratarlo.

Es común que los entrepisos se unan a los miembros de la estructura principal de MB a través de una conexión simple, como una conexión de placa única (AISC 2011). Se puede considerar que este tipo de conexión proporciona una liberación del momento de flexión entre el entrepiso y los miembros de la estructura primaria. Además, las vigas y las columnas que sostienen el entrepiso suelen estar interconectadas con conexiones simples similares, lo que da como resultado un marco estructural prácticamente sin rigidez lateral. El marco de momento MB proporciona soporte lateral al entrepiso y el marco del entrepiso no contribuye en nada a la rigidez lateral del marco MB. (Smith, 2013, p. 307)

También, es muy usual encontrar estructuras tipo nave industrial con entresuelos parciales (mezanines), los cuales cumplen la función de soportar cargas de servicio. Estos se pueden encontrar en diferentes tamaños, cuyas dimensiones pueden cubrir una pequeña área del edificio o gran parte de ella.

En relación con los entrepisos o entresuelos, la Sección 505.2 del IBC (*International Building Code*) indica que:

El área total de un entrepiso o entrepisos dentro de una habitación no debe exceder un tercio del área de esa habitación o espacio en el que se ubican... Para determinar el área de entrepiso permitida, el área de entrepiso no se incluirá en el área de la habitación. (p. 76)

Además, en la Sección 505.1, el IBC agrega que “un entrepiso o entrepisos que cumplan con esta sección se considerarán parte del piso de abajo” (p. 76). Por su parte, en relación con un entresuelo, la *Guía de diseño sísmico para sistemas de construcción en metal* menciona lo siguiente:

Ni IBC ni ASCE 7 definen un entrepiso con respecto a las disposiciones estructurales. En ausencia de una definición clara, los autores de esta guía optaron por la única definición disponible dentro de cualquiera de los estándares, que está asociada con las disposiciones sobre incendios y ocupación de IBC del Capítulo 5. Es la opinión de los autores que una mejor medida de si un entresuelo debe tratarse como un piso desde una perspectiva sísmica sería el peso en lugar de la superficie del piso. Sin embargo, estos requisitos no existen actualmente en los requisitos sísmicos. Lo más cercano a este requisito se proporciona en la Sección 12.2.3.1 de ASCE 7-05, que trata de estructuras asociadas con otras estructuras,

en cuyo caso el límite de peso es el 10% del peso total. En el Capítulo 15 de ASCE 7, las estructuras no edificables soportadas por otras estructuras deben incluirse en un análisis combinado cuando el peso de la estructura no edificable excede el 25% del peso total. (Bachman et al., 2008, p. 3-3)

Figura 4.

Nave industrial con entresuelo parcial (mezanine)



Fuente: De *Lo que debes saber de las naves industriales y su construcción*, por Constructora DIACO, 2021, <https://diacocr.net/lo-que-debes-saber-de-las-naves-industriales-y-su-construccion>

1.2. Diseño estructural

1.2.1. Mecanismo plástico

El concepto de mecanismo plástico se basa en hacer que los elementos estructurales cumplan con su propósito antes de que las deformaciones (producto de las cargas de servicio y fuerzas laterales) hagan que lleguen a los niveles inelásticos, en donde el elemento sufre una deformación permanente que puede provocar el fallo del elemento o de todo el sistema estructural.

Es conocido el hecho de que los elementos estructurales no cumplen, por diversas causas, con las ecuaciones lineales en que se basa la Teoría de la Elasticidad. También es cierto que la experiencia y los ensayos nos indican que esta puede utilizarse con aproximación dentro de ciertos rangos de cargas.

Fuera de dichos límites y para cargas cercanas al colapso de la estructura, los estados de solicitaciones de los elementos que la componen obedecen a leyes distintas que entran dentro del campo de la plasticidad o de la elasto-plasticidad.

Con el objeto de conocer el verdadero Coeficiente de Seguridad de la Estructura es entonces muy importante conocer la Carga Límite o Carga de Rotura que produce el colapso de la estructura y el estado de solicitaciones en ese instante, razón por la cual el Ingeniero debe estar familiarizado con los elementos básicos de los Métodos de Análisis Plástico. (Prenzlow, 2007, p. 1)

1.2.2. Normas y códigos

El diseño de la mayoría de las estructuras está regido por especificaciones de diseño y normas. Aun así, estas no rigen el diseño, el proyectista quizá las tomará como una guía. No importa cuántas estructuras haya diseñado, es imposible que haya encontrado toda situación posible, por lo mismo al recurrir a las especificaciones, el proyectista recomendará el mejor material disponible. Las especificaciones de ingeniería que son desarrolladas por diversas organizaciones contienen las opiniones más valiosas de esas

instituciones sobre la buena práctica de la ingeniería.

Las autoridades municipales y estatales, preocupadas por la seguridad pública, han establecido códigos de control de la construcción de las estructuras bajo su jurisdicción. Estos códigos, que en realidad son reglamentos, especifican las cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipos de construcción, calidad de los materiales y otros factores. Estos reglamentos varían considerablemente de ciudad a ciudad, hecho que origina cierta confusión entre los arquitectos e ingenieros.

Algunas organizaciones publican prácticas que se recomiendan para uso regional o nacional; sus especificaciones no son legalmente obligatorias, al menos que estén contenidas en el código de edificación local o formen parte de un contrato en particular; entre esas organizaciones están el AISC y la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Casi todos los códigos de construcción, municipalidades y estatales han adoptado las especificaciones AISC, y casi todos los departamentos estatales de carreteras y transportes han adoptado las especificaciones AASHTO.

Mucha gente considera que las especificaciones impiden al ingeniero pensar por sí mismo y tal vez haya alguna razón para tal censura. Se dice que a los antiguos ingenieros que construyeron las grandes pirámides, el Partenón y los grandes puentes romanos, los controlaban muy pocas especificaciones, lo que indudablemente es verdad. No importa cuántas especificaciones se escriban, resulta imposible que cubran toda la situación posible. En consecuencia, no importa qué código o especificación se use o no, la responsabilidad última del diseño de una construcción segura es del ingeniero estructurista. (McCormac, J., Csernak, F, 2016, pp. 39-40)

- AISC 360. Especificación para edificios de acero estructural:

La especificación para edificios de acero (ANSI/AISC 360), en lo sucesivo referida simplemente como la especificación, se aplicará al diseño de sistemas estructurales en acero o sistemas con acero estructural actuando con estructuras compuestas con concreto armado, en los cuales los componentes de acero se definen en el AISC Code of Standard

Practice for Steel Buildings and Bridges, sección 2.1, en lo sucesivo referida como el Code of Standard Practice.

Esta especificación establece criterios para el diseño, fabricación y el montaje de edificios de acero estructural y otra estructura, donde otras estructuras se definen como aquellas estructuras diseñadas, fabricadas y montadas de manera similar al de edificios, indicando de esta manera que sus elementos resistentes a cargas verticales y laterales son similares a los sistemas de los edificios.

En caso de que esta especificación haga referencia al código de construcción aplicable, y dicho código no existiera, las cargas, combinaciones de cargas, limitaciones del sistema y requerimientos de diseño en general serán los establecidos en ASCE/SEI7.

Cuando dichas condiciones no son cubiertas por esta especificación, se permite que el diseño se realice basado en ensayos o análisis, con la condición de que sean aprobados por la autoridad competente. Se permite el uso de métodos alternativos de análisis y diseño, en la medida en que tales métodos sean aceptados por la autoridad competente. (American Institute of Steel Construction, 2010, p.64)

- AISC 341. Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural:

Las disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural, en lo sucesivo referidas a estas disposiciones, regirán el diseño, fabricación y montaje de elementos y conexiones de acero estructural en los sistemas de resistencia sísmica (SFRS), y empalmes y bases de columnas en sistemas de entramado por gravedad de edificios y otras estructuras con marco de momento, marco arriostrado y muros de corte. Otras estructuras se definen como aquellas estructuras diseñadas, fabricadas y erigidas de manera similar a los edificios, con sistemas de resistencia a la fuerza verticales y laterales similares a los de un edificio de acero estructural que actúan de forma compuesta con hormigón armado, a menos que estén específicamente exentos por el código de construcción aplicable.

Siempre que estas disposiciones se refieran al código de construcción aplicable y no sea ninguno, las cargas, la combinación de carga, la limitación del sistema y los

requisitos generales de diseño serán los de ASCE7SEI 7. (AISC American Institute of Steel Construction, 2016, p. 9.1-1)

- AISC Diseño por factores de carga y resistencia LRFD:

La sección A3.1 de la especificación de diseño del factor de resistencia y carga AISC para edificios de acero estructural enumera quince especificaciones de ASTM para acero estructural aprobadas para su uso en la construcción de edificios.

Cinco de estos aceros están disponibles en las formas, placas y barras estructurales laminadas en caliente. Dos aceros, ASTM A514 y A852, están disponibles solo en placas. La tabla 1-1 muestra cinco grupos de formas y once rangos de espesores de placas y barras disponibles en los distintos niveles de límite elástico mínimo* y resistencia a la tracción que ofrecen los siete aceros. Para obtener información completa sobre cada acero, se debe hacer referencia a la especificación ASTM correspondiente. En la tabla 1-2 se incluye una lista de tamaños de formas incluidos en cada uno de los cinco grupos, que se corresponden con la agrupación que se da en la tabla A de la especificación A6 de ASTM.

En la sección A3.1a de la especificación LRFD se enumeran siete grados adicionales de acero, distintos de los que cubren las formas, placas y barras laminadas. Estos aceros cubren tubos, tubos conformados en frío y en caliente, y chapas y tiras laminadas en frío y en caliente. (AISC, 1994, p.1-5)

- AISC Manual de construcción en acero.
- IBC (*International Building Code*):

Las estructuras o partes de estructuras se clasificarán con respecto a la ocupación en uno o más de los grupos enumerados a continuación. Una habitación o espacio que se pretenda acomodar en diferentes momentos para diferentes propósitos deberá cumplir con todos los requisitos que sean aplicables a cada uno de los fines para los cuales se ocupará la habitación o espacio. Las estructuras con múltiples destinos o usos deberán cumplir con la sección 508. Cuando se proponga una estructura que no esté específicamente prevista en

este código, dicha estructura se clasificará en el grupo que más se asemeje al destino, de acuerdo con la seguridad contra incendios y el riesgo relativo involucrado. (International Building Code, 2006, p.92)

Además, la Sección 505 del *Código de construcción internacional* define los requerimientos para los entresuelos parciales (International Building Code, 2006, p. 77):

General. Un entrepiso o entrepisos de conformidad con la sección 505 se considerará una parte del piso a continuación. Dichos entrepisos no contribuirán ni al área del edificio ni al número de pisos, según lo regulado por la sección 503.1. El área de la construcción del piso del entresuelo no debe ser menor de 7 pies (2134 mm).

Limitación de área. El área total de un entrepiso o entrepisos dentro de una habitación no excederá un tercio del área del piso de esa habitación o espacio en el que se encuentre. La parte cerrada de una habitación no se incluirá en la determinación del área del piso de la habitación en la que se encuentra el entrepiso. Al determinar el área permitida del entrepiso, el área del entrepiso no se incluirá en el área del piso de la habitación.

Excepciones:

1. El área total de entrepisos en edificios y estructuras de construcción de tipo I o II para destinos industriales especiales, de acuerdo con la sección 503.1.1, no excederá dos tercios del área de la habitación.

2. El área total de los entrepisos en edificios y estructuras de construcción de tipo I o II no excederá la mitad del área de la habitación en edificios y estructuras equipados con un sistema de rociadores automáticos aprobado de acuerdo con la sección 903.3.1.1 y un sistema de comunicación de emergencia por voz / alarma aprobada de acuerdo con la sección 907.2.12.2.

- Código sísmico de Costa Rica 2010:
 - a. Capítulo 2 Demanda Sísmica.
 - b. Capítulo 4 Clasificación de las Estructuras y sus Componentes.
 - c. Capítulo 5 Coeficiente Sísmico.
 - d. Capítulo 6 Cargas y Factores de Participación.
 - e. Capítulo 7 Métodos de Análisis y Desplazamientos Límite.

- f. Capítulo 10 Requisitos para Acero Estructural.

1.2.3. Sistema de marcos a momento:

En relación con los marcos a momento, conocidos también como Pórticos no arriostrados ordinarios (OMF) y Pórticos no arriostrados intermedios (IMF), Francisco Crisafulli (2014) señala lo siguiente:

Los pórticos no arriostrados o pórtico resistente a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos. Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la que también se les denominan “pórticos a momento”. Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía, cuando se diseña y se construye para tal fin.

Un aspecto fundamental en el diseño de los pórticos no arriostrados son las conexiones viga- columna, las que son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión. (pp. 41- 42)

Por su parte, Carlos Aguirre y Julio Carvajal (s.f.) explican que:

El objetivo final de todo diseño es seleccionar una estructura cuya capacidad resistente y de deformación sea inferior a la demanda que puede producir un sismo excepcionalmente severo. Para esto debe dotarse la estructura de suficiente resistencia para soportar adecuadamente las solicitaciones más desfavorables que puede producir el sismo y a la vez garantizar una capacidad de deformación que, ante la ocurrencia de un evento sísmico severo, dé lugar a un nivel de daño controlado permitiendo la disipación de energía en forma dúctil. El mecanismo deseado de disipación energética de un marco de acero sometido a carga sísmica corresponde a la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, elementos que concentran la disipación de la energía rotacional de las uniones vigas-columna. Para asegurar la ocurrencia de dicho mecanismo se requiere que el diseño asegure una capacidad suficiente de rotación de las vigas y que las columnas tengan una

resistencia suficiente que asegure la plastificación de las vigas, sin que ocurran rotulas plásticas en las columnas.

La determinación de las demandas inelásticas en las conexiones de un marco se basa en el concepto de diseño plástico de elementos aptos para alcanzar grandes deformaciones. El procedimiento para determinar las demandas locales de los elementos constituyentes del marco ha sido revisado y estudiado en detalle por la Federal Emergency Management Agency [FEMA 350, 2000]. En la publicación mencionada se establece el corte máximo a desarrollar en vigas y el momento máximo a soportar por las columnas. Dichas demandas permiten dotar a los elementos de la capacidad necesaria para soportar y transmitir esos esfuerzos, procedimiento conocido como “Diseño por Capacidad”. (pp.2-3)

Asimismo, estos autores explican que:

Los marcos de acero son estructuras cuya resistencia lateral reside fundamentalmente en la capacidad a flexión y corte de sus elementos y, cuya capacidad de deformación sísmica queda determinada por la capacidad de rotación de las uniones en el rango post-elástico que se desarrolla después de que se ha alcanzado la resistencia máxima en una sección determinada. Es esta capacidad de rotación de las uniones, la que define, sobre la base de los ensayos realizados la que permite establecer qué unión puede usarse para calificar un determinado tipo de marco de acuerdo con la norma AISC-2005.

Es importante destacar que la norma AISC-2005 incluye en forma explícita la necesidad de realizar un “Diseño por Capacidad” de la unión, de manera de garantizar que la disipación de la energía que introduce el sismo se disipe en los extremos de las vigas. Esto evita la plastificación de las columnas, lo que asegura la estabilidad del piso. (Aguirre y Carvajal, s.f., p.2)

Por otro lado, Matthew Smith (2013) sostiene que:

Desde el punto de vista del diseño práctico, hay al menos dos aspectos del diseño sísmico según ASCE-7 que difieren para los marcos con una o varias plantas. El primero es el límite

de altura para que el marco sea elegible para el diseño como OMF, y el segundo es si un marco puede ignorar las limitaciones de deriva sísmica. Como se mencionó anteriormente, los límites de altura se establecieron mediante un juicio subjetivo sin una derivación formal. En opinión del autor, si un marco se carga adecuadamente durante el diseño y se toman las consideraciones apropiadas para la ductilidad, entonces la dependencia del límite de altura en el número de pisos es bastante arbitraria y debe ignorarse. Sin embargo, si se deben proporcionar datos cuantitativos para invalidar la regla arbitraria, la participación masiva del primer modo es bastante grande para los marcos MB considerados por este estudio, que deberían ser la mayoría. Incluso la participación de masa del 80% para γ de 0,35 no parece preocupante cuando los marcos se cargan adecuadamente para representar con precisión todos los efectos de carga interna para el diseño. (p. 326)

Por su parte, Fernando Villalobos (2016) señala que:

El Código Sísmico de Costa Rica del año 2010 (CSCR-2010) en el capítulo 10 establece las disposiciones que rigen el diseño, fabricación y erección de conexiones de acero que formen parte del sistema sismorresistente de una edificación, como lo son las conexiones para edificios a base de marcos resistentes a momento intermedio (IMF). Este a su vez hace referencia a las publicaciones del American Institute of Steel Construction (AISC).

El CSCR-2010 en la sección 10.5.2 establece los criterios de diseño para sistemas IMF de acero estructural. Estos sistemas deben ser diseñados para poder soportar deformaciones inelásticas limitadas tanto en sus elementos como en conexiones al ser sometidas al sismo de diseño. La capacidad de deformación inelástica limitada de este tipo de marcos se logra mediante la cedencia en flexión tanto de vigas como columnas y de la cedencia en cortante de la zona de panel de la columna.

En cuanto a las conexiones viga-columna para IMF deben satisfacer los siguientes dos requisitos:

Tener suficiente capacidad de rotación para ajustarse de manera segura a un ángulo de deriva entre pisos ($\theta_i = \Delta_i/H_i$) de por lo menos 0.02 radianes.

La capacidad en flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que $0.80M_p$ de la viga conectada cuando se alcance una rotación de 0.02 radianes.

El ángulo de deriva entre pisos se calcula conociendo la deriva inelástica a la que se ve sometida la estructura. Esta se calcula según el CSCR-2010, a partir de la deriva elástica del nivel analizado, el factor de sobre resistencia y la ductilidad global asignada a la estructura.

El momento plástico (M_p) de una sección se obtiene cuando todas las fibras del elemento alcanzan el esfuerzo de fluencia debido a la flexión de este. El momento plástico es igual al esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo plástico de la sección (Z). Como se considera que todas las fibras tienen el mismo esfuerzo (F_y) en la condición plástica, las áreas arriba y abajo del eje neutro plástico deben ser iguales para tener equilibrio interno de fuerzas por lo que el módulo plástico va a ser igual al área en tensión o compresión multiplicada por la suma de la distancia de los centroides del área en tensión y en compresión hasta el eje neutro plástico. (p. 24)

- Pórticos no arriostrados intermedios:

Los pórticos no arriostrados intermedios son los que presentan capacidad de disipación de energía moderada y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta menor que los pórticos especiales ($R= 4.5$ en los reglamentos norteamericanos). Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas. (Crisafulli, 2014, p.76)

- Pórticos no arriostrados ordinarios:

Los pórticos no arriostrados ordinarios o convencionales se diseñan para desarrollar rotaciones plásticas limitadas, menores que las esperadas en pórticos especiales o intermedios. Por esta razón, muchas de las restricciones y condiciones descritas previamente no se aplican a los pórticos ordinarios. El factor de modificación de respuesta

es reducido debido a la menor capacidad de disipar energía que presenta este tipo de pórticos. Los reglamentos norteamericanos optan por $R= 3.5$. (Crisafulli, 2014, p.76)

1.2.4. Condiciones permitidas para marcos ordinarios de momento

- “Podrán ser utilizados en edificaciones de un solo nivel con altura máxima de 18 m en su parte más alta y cuya carga permanente a nivel de techo no exceda 95 kg/m^2 ” (CSCR, 2010, p.10/11).
- “Podrán ser utilizados en edificaciones de varios niveles con una altura máxima de 10 m en su parte más alta, siempre y cuando la carga permanente de entrepiso y techo no exceda 95 kg/m^2 ” (CSCR, 2010, p.10/11).

1.2.5. Perfiles de acero

El acero estructural es muy utilizado cuando se quiere diseñar una estructura liviana que tenga gran capacidad para soportar cargas de servicio. También, es un material que ofrece diversas ventajas, tal como se indica en la siguiente cita:

La homogeneidad e isotropía del acero son propiedades características del acero, las cuales permiten que el cálculo de las deformaciones en estructuras diseñadas con este material sea muy preciso, además facilita muchos otros cálculos que tienen que ver con resistencia, lo cual se refleja en el hecho de que las ecuaciones para diseño no son tan complicadas como en otros materiales; por ejemplo, en concreto reforzado.

Además, es un material que se puede reciclar, lo cual es un gran aporte al medio ambiente. Esta ventaja se observa cuando todo el acero se puede volver a utilizar luego de haber tenido que demoler edificaciones fabricadas con este material, ya sea por haber concluido su vida útil o haber cambiado el uso del terreno. En esto se diferencia del concreto reforzado, en donde sólo la fabricación del cemento, que es uno de los componentes principales, produce un alto porcentaje del dióxido de carbono (CO_2) a nivel mundial. Por otro lado, el uso de madera como material estructural encierra en sí la tala de

árboles.

La ductilidad del acero permite que su comportamiento cerca de la falla ante diferentes tipos de esfuerzo sea dúctil. Por ejemplo, la falla en tensión; en compresión; en cortante son fallas dúctiles. Esto significa que se produce gran deformación antes de producirse la ruptura del material. Este hecho constituye una ventaja, dado que las deformaciones de la estructura y sus elementos son una alarma de aviso que indica que la estructura está siendo sobrecargada o siendo utilizada de una forma para la cual no se diseñó. Esto en el concreto, por ejemplo, no sucede con todos los tipos de esfuerzo, dado que por ejemplo una falla por esfuerzo cortante en un elemento ocurre súbitamente, reflejándose en los severos factores de reducción de resistencia para este tipo de esfuerzo según el método LRFD (por sus siglas en inglés de load and resistance factor design; diseño por factores de carga y resistencia)

Por otro lado, la construcción de una estructura de acero es muy veloz si se compara por ejemplo con el concreto. No hay que esperar tiempos de fragua del material, ni hay que utilizar formaleta. Para el sector de la industria puede resultar muy importante el tiempo con que se levanta una edificación. Por ejemplo, para una empresa hotelera, dos meses menos de construcción puede significar muchas ganancias al tener las habitaciones llenas en ese tiempo.

La eficiencia estructural es otra ventaja del acero sobre el concreto. Esto significa que una estructura que soporta una determinada magnitud de carga invierte una pequeña fracción de su resistencia en soportarse a sí misma. Una ventaja como esta es más evidente en el diseño de estructuras tales como edificios de muchos pisos especialmente en las columnas del primer piso. (Sánchez, 2009, p.7)

Por tanto, debido al uso regular del acero en la construcción, ha surgido la necesidad de estandarizar y especificar aspectos técnicos, como la calidad o las propiedades de este. Al respecto, Felipe Díaz del Castillo (2019) señala:

La norma ASTM es la más utilizada internacionalmente para designar y regular la calidad de aceros de construcción y estructurales que comercialmente se ofrecen como productos

terminados, tales como barras de construcción corrugadas y lisas, perfiles estructurales, perfiles comerciales, placa y lámina.

La norma garantiza básicamente las propiedades mecánicas mínimas y soldabilidad de los aceros, dado que el uso de esto está orientado a la industria de la construcción y estructuras metálicas diversas (remachadas, soldadas o empernadas). Los estándares publicados por ASTM emiten designaciones y requerimientos para ser utilizados por los fabricantes y usuarios de los aceros. (p.3)

Por otro lado, como información general de los perfiles de acero estructural, Carlos Mendoza (2007) explica lo siguiente:

Las dimensiones de los perfiles se dan en decimales (para uso de los proyectistas) y en fracciones al dieciseisavo de pulgada más próximo (para uso de los dibujantes o detallistas). Se proporciona también, para el uso de los diseñadores, los momentos de inercia, los módulos de sección, los radios de giro y otras propiedades de la sección transversal.

Se suelen presentar variaciones en cualquier proceso de manufactura, y la industria de acero no es una excepción. En consecuencia, las dimensiones de las secciones transversales de los perfiles de acero pueden variar un poco, respecto a los indicados en el manual. Las tolerancias máximas para los perfiles laminados las establece la especificación A6 de la American Society For Testing an Materials (ASTM) y se citan en la parte del manual, independiente del fabricante. (p. 45)

A su vez, en relación con el acero estructural W, conocido por la mayoría como perfil “I”, Díaz del Castillo (2019) indica lo siguiente:

Son perfiles más ligeros los cuales se utilizan en claros más como vigas, presentan valores de límites elásticos comprendidos entre 2,530 kg/cm² y 4,691 kg/ cm². Las excelentes propiedades mecánicas pueden llegar a reducir el peso de la construcción en un 25% al 50% dependiendo de la configuración estructural, así como ofrecer una alta resistencia y

una duración excepcional. (p.14)

Asimismo, es pertinente mencionar algunas de las propiedades de los perfiles de acero estructural W laminados en caliente:

Disponible en límites de fluencia de hasta 70 ksi [485 MPa], el acero A913 ha sido una especificación de material aprobada por AISC desde 1995. Esta aceptación se reflejó por primera vez en la versión de 1999 de AISC 360. El material, en cualquier límite de fluencia, puede ser utilizado en diseños por gravedad con los mismos factores ϕ y límites de diseño que cualquier otro material del código.

Para el diseño sísmico, AISC 341 Sección A3.1 permite el uso de A913 Grado 50 [345] en cualquier parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica. Cuando se usa A913 Grado 50 [345] en lugares donde se espera un comportamiento inelástico, el Requisito complementario S75 debe indicarse en la orden de compra. Este requisito está disponible sin costo adicional.

AISC 341, Sección A3.1 también permite el uso de A913 Grados 65 [450] y 70 [485] en miembros donde no se espera que el acero ceda, es decir, secciones de columnas en aplicaciones de columnas fuertes y vigas débiles. Esta asignación puede conducir a diseños más eficientes y ahorros de costos para proyectos. (ArcelorMittal, 2019, p. 8)

1.2.6. Métodos de diseño

Para el diseño estructural, existen dos métodos de diseño: el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD) y el Diseño por factor y carga y resistencia (LRFD). En relación con estos, Carlos Mendoza (2007) expresa lo siguiente:

Dos filosofías del diseño están en actual uso. El diseño por esfuerzos de trabajo (referido por AISC como el diseño por esfuerzos permisibles) y el diseño por estados límite (referido por AISC como el diseño por factor de carga y resistencia). El diseño por esfuerzos de trabajo ha sido la principal filosofía usada los pasados 100 años. Durante los pasados 20

años aproximadamente, el diseño estructural se ha estado moviendo hacia un más racional diseño basado en probabilidad, referido el procedimiento como el diseño de “estados límites” Haaijer y Kennedy presentaron el actual concepto de estados límite y su uso en diseño. El diseño por estados límite incluye los métodos normalmente referidos como “diseño de resistencia última”, y el reciente “diseño por factor de carga y resistencia (LRFD)”. (p. 62)

Por otro lado, según el Código Sísmico de Costa Rica 2010, existen dos métodos de diseño para el análisis sísmico: el método estático y el método dinámico.

- Método estático

El método estático es un método de diseño para análisis estructural, el cual trabaja con fuerzas sísmicas laterales calculadas dependiendo del periodo, ductilidad y coeficiente sísmico, “está basado en el teorema del Límite Inferior y consiste en estudiar un diagrama de momentos (solicitaciones) en equilibrio bajo cargas hiperestáticas y que en lo posible produzcan la mayor cantidad de rótulas plásticas sin violar la condición de plasticidad” (Prenzlou, 2007, p. 10).

Asimismo, es oportuno destacar que:

El método sísmico estático (ME) es una alternativa simplificada para el análisis de edificios que se ajustan a determinadas hipótesis de comportamiento y tipos de estructuración, cuya altura no rebasa los 60 m según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1993) vigente. En la actualidad se encuentra en proceso de aprobación una nueva versión de estas normas (NTCDS, 2001) que limita aún más la altura de los edificios y considera que esta no debe exceder 30 m para estructuras regulares y 20 m para estructuras irregulares.

Para considerar los efectos de torsión en el análisis estático, se toma en cuenta la amplificación dinámica de la torsión mediante un factor que afecta a la excentricidad estructural (e_s). Además, se incluyen las incertidumbres existentes en el cálculo de las masas, rigideces, resistencias de elementos y otras fuentes de torsión no consideradas en el análisis, mediante una excentricidad accidental expresada como una fracción de la longitud

de la planta ortogonal a la dirección considerada de análisis (b). Estos dos tipos de excentricidades definen la llamada excentricidad de diseño por torsión, utilizada en México y la mayoría de los códigos de otros países; esta excentricidad se expresa de la forma: $e_{s1} = ae_s + bb$ y $e_{s2} = de_s - bb$. Para el caso del RCDF los factores involucrados en la definición de la excentricidad de diseño valen:

$$a=1.5, d=1.0 \text{ y } b=0.1.$$

En el ME, la determinación de la excentricidad estructural requiere del cálculo de las coordenadas del centro de rigidez, sin embargo, resulta complicado establecerlas para un edificio de varios niveles ya que los programas comerciales existentes, generalmente no tienen implementados los procedimientos y formulaciones matemáticas, o bien como se comenta en (Goel y Chopra, 1993), existen otros métodos simplificados que requieren de modelos equivalentes que representan a la estructura.

Por otro lado, a diferencia de lo que ocurre en edificios de un nivel, para los edificios de varios niveles existen diferentes definiciones de los centros de rigidez. Cabe aclarar que en México para la aplicación del ME, se usa el concepto de centro de torsión, que es el punto en el entrepiso en el cual actúa el cortante sísmico para que únicamente exista traslación. (Zárate et al., 2003, p.26)

- Método dinámico

Este método no trabaja con fuerzas sísmicas laterales calculadas, sino con un factor espectral dinámico, el cual está en función del periodo de la estructura. En relación con este método, Prenzlow (2007), en el libro *Estructuras III*, explica que:

Está basado en el teorema del Límite Superior y consiste en estudiar posibles mecanismos de rotura por aparición de articulaciones plásticas en distintos puntos, y en cada caso hallar la carga crítica de equilibrio.

A medida que aumenta el número de elementos y el número de cargas aumenta también el número posible de mecanismos de rotura, entre los cuales debemos encontrar el verdadero, ya que los demás me darán límites superiores. (p.11)

También, cabe apuntar lo siguiente:

El análisis de la respuesta de construcciones sometidas a las acciones de impactos en general y de sismos en particular requiere una evaluación de su comportamiento dinámico. La cuestión es por demás compleja en los casos reales. Por un lado, se tiene la realidad de la construcción misma, que pocas veces admite la representación con modelos teóricos suficientemente sencillos como para que el análisis sea posible con los medios disponibles. Por el otro se tiene la complejidad de la excitación que en el caso de impactos o de sismos es de características caóticas, tanto en lo que se refiere a la evolución de la acción en el tiempo como en lo que se refiere a la intensidad máxima que la misma puede tener y que tampoco admite esquematizaciones teóricas sencillas. (Reboredo, 1996, p. 5)

En el campo del estudio dinámico hoy es moneda corriente la utilización de programas para el análisis dinámico modal de las estructuras, pero no es tan frecuente que se conozcan los alcances y las limitaciones que pueden esperarse de ese tipo de análisis en primer término. Tampoco es frecuente que se conozcan los alcances y las limitaciones de los programas disponibles en relación con la validez física de los procedimientos propuestos, más allá de que los mismos transcriban un procedimiento de reglamento. Precisamente en el campo del análisis sísmico es indispensable una aplicación razonada, conceptual del reglamento y no solo el seguimiento de la letra.

Estas ideas se refuerzan aún más cuando se consideran las acciones dinámicas extremas, es decir cuando se está aceptando que la construcción debe alcanzar el estado límite de esfuerzos sin llegar al colapso, como es el caso habitual del proyecto de construcciones sismo resistentes. En esos casos el modelo se complica porque es necesario considerar la influencia de toda la construcción, no sólo la de los componentes “estructurales”, porque normalmente es muy difícil hacer un análisis no lineal y se representa el funcionamiento último de la construcción por referencia a un estado límite elástico y a una excitación de origen “elástico” (el espectro de proyecto).

En algunos casos el análisis dinámico se emplea - un tanto ingenuamente - porque se cree que sistemáticamente se obtendrán valores menores que los resultantes del método

estático. Esto ya presupone una falla de enfoque en el trabajo profesional. Lo importante no es el resultado que se obtenga para el dimensionado sino la descripción confiable del funcionamiento de la construcción para mejorar el diseño. (Reboredo, 1996, p. 5)

1.2.7. Diseños de mezanines Smith y Uang

Matthew Smith y Chia-Ming Uang son ingenieros civiles, pertenecientes al Departamento de Ingeniería Estructural de la Universidad de California en San Diego, los cuales realizaron diferentes pruebas de diseños de marcos sismorresistentes de acero a escala real en una mesa vibratoria. Con la mesa vibratoria se obtuvieron resultados con los cuales dedujeron que el comportamiento sismorresistente de las naves industriales es muy diferente al esperado en los edificios.

Los sistemas de construcción de metal MBS (Metal Building System) constituyen una parte sustancial de la construcción no residencial de poca altura en los EE. UU. Dado su amplio uso, es deseable comprender su desempeño durante un evento sísmico. Las pruebas cíclicas pseudoestáticas anteriores indican una ausencia de ductilidad en estos sistemas. Esta falta de ductilidad surge de los conceptos de diseño inherentes detrás del uso de marcos ahusados de alma sin límites de compacidad de ala o ala, lo que hace que los estados límite de pandeo gobiernen la resistencia de los marcos. A la luz de la falta de ductilidad, es obvio que la práctica actual de diseñar marcos de momento MBS como sistemas de marco de momento ordinario (OMF), con $R = 3.5$ (ductilidad $\mu = 1.5$), es inapropiada. Además, estudios analíticos simples sugieren que los MBS que soportan grandes masas, como revestimientos exteriores de concreto o mampostería o entrepisos interiores, pueden ser particularmente vulnerables a la falta de ductilidad. Por estas razones, es deseable desarrollar un procedimiento de diseño seguro, económico y confiable para MBS. Se han realizado pruebas de simulación de terremotos de MBS para proporcionar datos de prueba para iniciar este desarrollo. (Uang et al., 2011, p. 693)

Asimismo, se apunta que:

No es raro que los sistemas de construcción de metal (MBS) estén diseñados con entrepisos de piso parcial adjuntos (consulte la Figura 1). Estos entrepisos pueden variar en tamaño desde una pequeña fracción hasta casi toda el área del edificio. Además de una gran variación de tamaño, pueden transportar cargas de gravedad muy ligeras a muy pesadas en comparación con el peso del resto de la estructura. Esta variabilidad conduce a la incertidumbre sobre cómo tratar los entrepisos al calcular la demanda de fuerza sísmica en los marcos de momento MBS. Los códigos no son claros sobre cuándo tratar un entrepiso como un piso separado o como una masa adjunta (Bachman et al., 2008). Si el diseñador trata el entrepiso como un piso, ASCE / SEI 7 (ASCE, 2005) proporciona un método para distribuir el cortante sísmico de la base a cada piso del edificio. Este método se basa en algunas suposiciones que pueden no aplicarse a toda la gama de configuraciones de entrepiso que se encuentran en MBS. Se desea investigar el método de código para distribuir cargas sísmicas, así como otro método de diseño común, para determinar su aplicabilidad a los marcos MBS con entrepisos. (Smith y Uang, 2011, p. 705)

Respecto a los MBS, se plantea que:

En un MBS, un entrepiso de piso parcial puede ubicarse en una esquina, a lo largo de una pared lateral o de un extremo, o incluso en el centro del área del piso y no adosado a una pared (consulte la Figura 2). Independientemente de la ubicación y la orientación, uno puede pensar en un MBS con un entrepiso como un sistema dinámico de dos grados de libertad (2-DOF). Hay dos modos naturales de vibración en un sistema 2-DOF. La respuesta elástica de un sistema 2-DOF a un movimiento del suelo está determinada por las respuestas individuales de cada modo. La discusión se limitará a la respuesta elástica solo, ya que la práctica actual es determinar la distribución de la carga sísmica en función de las propiedades elásticas. Cada modo en un edificio clásicamente amortiguado está definido por un periodo natural y una relación de amortiguamiento viscoso equivalente. Cada uno de estos modos hace vibrar la estructura en una forma constantemente desplazada, variando únicamente la amplitud de la forma (es decir, la forma del modo). Cada modo se trata como un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) sujeto al movimiento del suelo y, mediante la superposición, la suma de sus respuestas define la

respuesta total de 2-DOF. Para realizar este análisis modal, el diseñador debe poder determinar los dos periodos y formas modales. (Smith y Uang, 2011, p. 706)

Al respecto:

La determinación de los periodos naturales y las formas modales es sencilla a partir de la dinámica. Los periodos y las formas modales son funciones de las matrices de masa y rigidez. Estas matrices pueden derivarse utilizando métodos de flexibilidad o rigidez. El método de flexibilidad puede adaptarse bien al software de diseño MBS actual. Alternativamente, aquí se presenta una variación del método de rigidez, que puede resultar atractiva para los diseñadores de MBS. Al desarrollar este método, se utilizará un marco de momento MBS con un adjunto entrepiso a una columna. Sin embargo, este mismo método se puede utilizar para un marco con cualquier configuración de entrepiso o estructura adosada. (Smith y Uang, 2011, p. 706)

Por otro lado, se debe tener en cuenta que los límites de peso para la clasificación de los marcos de momento de acero, dados en ASCE 7 secciones 12.2.5.6 a 12.2.5.9, se refieren a cargas muertas tributarias del marco en consideración (las cargas muertas están claramente definidas y enumeradas en ASCE 7 Sección 3.1.1).

Por lo tanto, ASCE 7 no requiere que el techo, el piso, la carga de nieve u otras cargas no permanentes formen parte de esta evaluación. Estas disposiciones están escritas específicamente para la clasificación de marcos de momento de acero, que difieren del cálculo de pesos sísmicos efectivos en ASCE 7 Sección 12.7.2. Este último precisa la inclusión de todas las cargas muertas y una parte de otras cargas, según corresponda.

De los resultados obtenidos por las modelaciones a escala real de marcos de acero en la mesa vibratoria de la Universidad de California en San Diego, los ingenieros Smith y Uang desarrollaron nuevas ecuaciones para el diseño estructural sismorresistentes de marcos ordinarios de momento, debido a que la estructura tiene un comportamiento diferente, presenta un periodo mayor al calculado con los métodos convencionales y, además, el modo de oscilación es muy

diferente del que se asume que es igual al de los edificios.

Ecuaciones del método propuesto por Smith- Uang:

- Modo fundamental:

$$\phi_1 = (Y \ 1)^T \quad (1)$$

- Segundo modo:

$$\phi^T m \phi_2 = 0, \quad n \neq i \quad (2)$$

- Estimación de periodos en sentido transversal:

$$T_a = 0,122(W_i * H_i)^{0,3} \quad \text{cuando } \alpha < 3 \quad (3)$$

$$T_a = \frac{1,58 * W_i^{0,16}}{\alpha} \quad \text{cuando } \alpha > 3 \quad (4)$$

$$\alpha = \max\left(\frac{L_i}{H_i}\right) \quad (5)$$

- Factores de participación modal:

$$\Gamma_1 = \frac{\gamma M r - M r + 1}{\gamma^2 M r - M r + 1} \quad (6)$$

$$\Gamma_2 = \frac{\gamma(\gamma - 1) M r}{\gamma^2 M r - M r + 1} \quad (7)$$

- Fuerzas laterales equivalentes:

$$F_m = C_s * W * \left(\Gamma_1(1 * M r) \pm \frac{SD_s}{C_{sR}} * \Gamma_2 \left(-\frac{1 - M r}{\delta} \right) \right) \quad (8)$$

$$Fr = Cs * W * \left(\Gamma 1(1 - Mr) \pm \frac{SDs}{CsR} * \Gamma 2(1 - Mr) \right) \quad (9)$$

Capítulo 2

Marco metodológico

2.1. Paradigma y enfoque metodológico

Se realizará la comparación de un nuevo método de diseño estructural sismo resistente para edificaciones tipo nave industrial, propuesto por Matthew Smith y Chia-Ming Uang de la Universidad de California en San Diego, con el método de diseño estructural sismo resistente vigente en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-10). El análisis sísmico se enfocará en un solo marco del sistema estructural de una nave industrial de acero con un entresuelo parcial.

La comparación de los resultados de ambos métodos se realizará con una modelación de marcos de acero en el software SAP2000 para obtener valores de fuerzas sísmicas, periodos de la estructura, desplazamientos, derivas y los esfuerzos en los elementos estructurales. Luego, con los cálculos para definir el perfil de acero estructural para las vigas y columnas del marco, se procederá con el diseño estructural.

En cuanto a los elementos del diseño, es importante subrayar que las características del tipo de suelo y el tipo de zona para la estructura será propuesto según el capítulo 2 del CSCR-10, la clasificación de la estructura y sus componentes está basada en el capítulo 4 del CSCR-10, el coeficiente sísmico se obtiene de acuerdo con lo estipulado en el capítulo 5 del CSCR-10 y el cálculo de cargas y factores de participación se realiza con base en el capítulo 6 del CSCR-10. Asimismo, el diseño estructural, el cual se lleva a cabo con método estático y método dinámico, se fundamenta en el capítulo 7 del CSCR-10; finalmente, el diseño estructural en acero se realiza según el capítulo 10 del CSCR-10, en donde se asigna la ductilidad global a los marcos ordinarios de momento.

Por otro lado, para comprobar la validez del nuevo método de diseño propuesto por los ingenieros estructurales Smith y Uang, se debe realizar el modelado de un marco en SAP2000, siguiendo lo establecido en el Código Sísmico de Costa Rica 2010. El marco será diseñado con el método estático, calculando las fuerzas sísmicas que actúan en él. Este contará con perfiles de acero W laminados en caliente y un entresuelo parcial (mezanine). Seguidamente, se desarrollará un segundo diseño estructural del mismo marco; pero realizado con el método dinámico, el cual no utiliza fuerzas sísmicas, sino que actúa con un factor espectral dinámico.

El segundo diseño estructural será con un modelado en SAP2000 del mismo marco de acero con perfil W y un entresuelo parcial; pero con las fórmulas del nuevo método de diseño propuesto por Smith y Uang, cuyo objetivo es demostrar que las naves industriales con entresuelos parciales pesados pueden ser diseñadas como un sistema estructural de marcos ordinarios de momento. Para comprobar la validez de este nuevo método, el diseño debe superar los límites establecidos para marcos ordinarios de momento, según lo estipulado por el ASCI, el cual limita la altura y el peso de la estructura.

Tabla 1.

Enfoque del objetivo general

Objetivo	Variable dependiente	Variable independiente	Herramientas
Evaluar la aplicabilidad del método de Smith y Uang para el diseño estructural de naves industriales con entresuelos parciales, utilizando el Código Sísmico de Costa Rica.	la Fuerzas sísmicas, derivas, deformaciones, coeficiente sísmico.	Altura, peso, zona sísmica, tipo de suelo.	SAP2000, Excel, Código Sísmico de Costa Rica 2010, método Smith- Uang.

Fuente: Elaboración propia

2.2. Población, muestra y técnicas de muestreo

Se realizará el diseño de un marco de acero de nave industrial que contará con un entresuelo parcial. El análisis sismorresistente del marco de acero se realizará por medio del método estático y el método dinámico, establecidos en el Código Sísmico de Costa Rica 2010. También, se utilizará el nuevo método propuesto por los ingenieros Smith y Uang, incluido en la *Guía Constructiva MBMA 2019*. La modelación del marco y la obtención de resultados serán efectuadas con la ayuda del software estructural SAP2000.

Además, el estudio del nuevo método se realizará con cuatro marcos de acero, los cuales contarán con diferentes dimensiones en el marco de la nave industrial y el marco del mezanine. Cuatro marcos serán estudiados con cargas de servicio para oficina, a su vez, los mismos marcos serán analizados con cargas de servicio para bodegaje. En total, se analizarán ocho modelos de marcos de nave industrial con mezanine.

Etapas:

- Modelación en SAP2000 del marco con mezanine.
- Cálculo del periodo, el coeficiente sísmico y las fuerzas sísmicas.
- Cálculo de las cargas de servicio.
- Definición del perfil de acero W adecuado para resistir las cargas.
- Modelación y diseño con método estático y dinámico, basados en el CSCR-10.
- Modelación y diseño con método estático y dinámico, basados en el método de diseño propuesto por Smith y Uang.

Capítulo 3

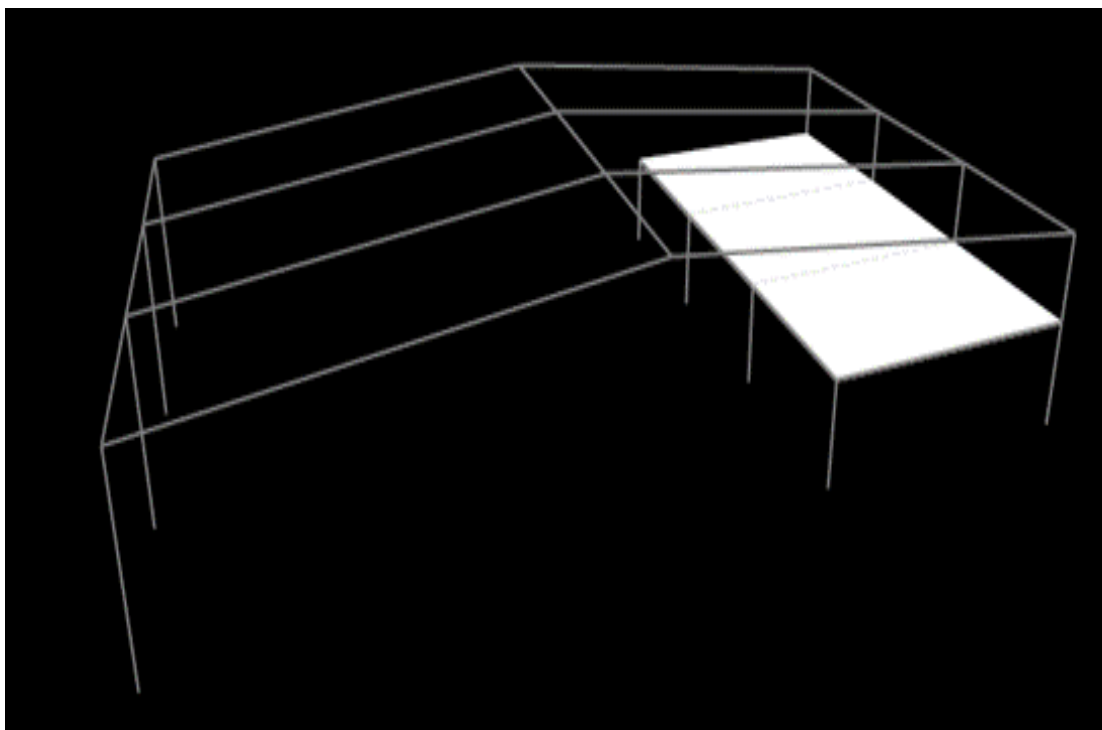
Análisis de resultados

3.1. Datos generales

- Zona sísmica: San José, San José, Zona III. Tabla 2.1 CSCR-10.
- Sitios de cimentación: Tipo de suelo S3. Tabla 2.2 CSCR-10.
- Sobre resistencia: $SR=2$
- Aceleración pico efectiva de diseño: $\bar{a}_{ef}= 0,36$. Tabla 2.3 CSCR-10.
- Factor de importancia: Grupo D, $I= 1$. Tabla 4.1 CSCR-10.
- Tipo de marco: Sistema transversal (OMF).
- Ductilidad global asignada: De acuerdo con la Tabla 10.5 del CSCR-10, el marco se clasifica como un sistema OMF (*Ordinary Moment Frames*). $\mu= 1,5$

Figura 5.

Modelo de nave industrial en 3D

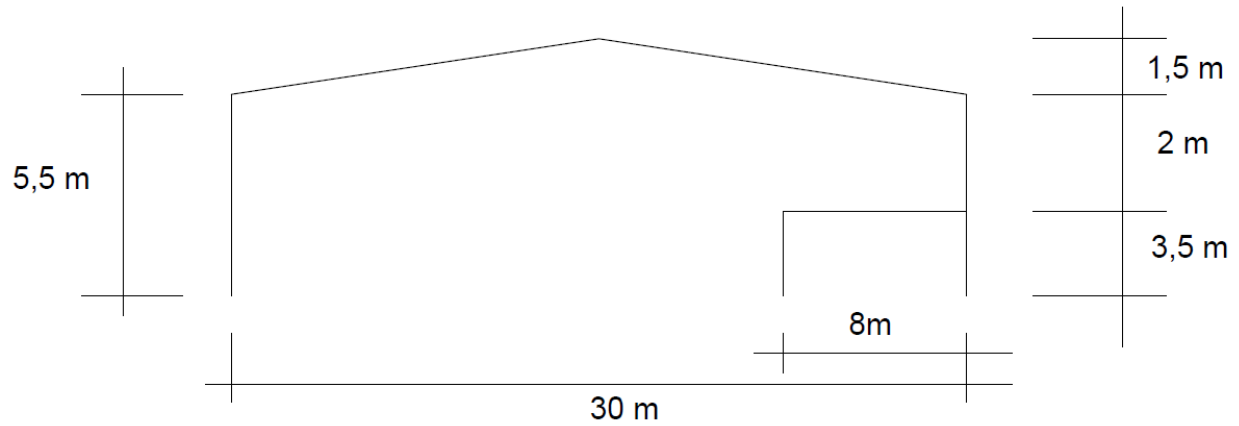


Fuente: Elaboración propia.

3.2. Primer marco

Figura 6.

Primer modelo de nave industrial con mezanine en sentido transversal



Fuente: Elaboración propia.

3.2.1. Estimación del primer modo de vibración

1- Método del CSCR-10 (7.4.5):

$$T = 0,12 * N$$

$$T = 0,12 * 1 = 0,12 \text{ s}$$

$$FED = 1,739$$

2- Método del ASCE7-10 (12.8.2.1):

$$C_t = 0,028$$

$$X = 0,8$$

$$h = \frac{5,5 + 9}{2} = 6,25 \text{ m} = 20,83 \text{ ft}$$

$$T_a = C_t * h^x$$

$$T_a = 0,028 * 20,83^{0,8} = 0,32 \text{ s}$$

$$FED = 1,768$$

3- Criterio de Smith-Uang para el periodo:

$$L_i = 30 \text{ m}$$

$$H_i = (7,5 + 9) / 2 = 8,25 \text{ m}$$

$$W_i = 27,8 \text{ ton}$$

$$\alpha = \frac{L_i}{H_i} = \frac{30}{6,25} = 4,8 > 3$$

$$T_a = \frac{1,58 * W_i^{0,16}}{\alpha} = \frac{1,58 * (61,2 \text{ kips})^{0,16}}{3,63} = 0,63 \text{ s}$$

$$FED = 1,514$$

3.2.2. Método de Smith-Uang para el cálculo de fuerzas sísmicas

- Mezanine continuo de 8m x 18 m = 144 m²
- Marcos de la nave industrial distanciados a 6 m en sentido longitudinal
- CP mezanine = 450 kg/m²
- CT mezanine = 250 kg/m²
- CP techo = 31 kg/m²
- CT techo = 40 kg/m²

1- Revisión de aplicabilidad para un solo nivel:

$$W_{techo} = 31 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 30\text{m} * 18\text{m} + 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \frac{2}{2} \text{m} * 18\text{m} + 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \frac{5,5}{2} \text{m} * 18\text{m}$$

$$W_{techo} = 17752,5 \text{ kg}$$

$$W_{mezanine} = 450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 8\text{m} * 18\text{m} + 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \left(\frac{2 + 3,5}{2} \right) \text{m} * 18\text{m}$$

$$W_{mezanine} = 65542,5 \text{ kg}$$

$$W_{total} = 17752,5 + 65542,5 = 83295 \text{ kg}$$

$$\frac{W_{mezanine}}{W_{total}} = \frac{65542,5}{83295} = 0,78 \% > 25\% W_{total}$$

- Considerar como piso adicional. Si la carga máxima del entrepiso supera 95 kg/m^2 , OMF no sería aplicable.

2- Distribución de carga utilizando el criterio de Smith- Uang:

$$W_{techo} = 6m * 30m * 31 \frac{kg}{m^2} * + 15 \frac{kg}{m^2} * \frac{5,5}{2} m * 6m + 15 \frac{kg}{m^2} * \frac{2}{2} m * 15 \frac{kg}{m^2} * 6m$$

$$W_{techo} = 5917,5 \text{ kg}$$

$$W_{mezanine} = 6m * 450 \frac{kg}{m^2} * 8m + \left(\frac{3,5 + 2}{2} \right) m * 15 \frac{kg}{m^2} * 6m$$

$$W_{mezanine} = 21847,5 \text{ kg}$$

$$W_{marco} = W_{techo} + W_{mezanine} = 5917,5 + 21847,5 = 27765 \text{ kg}$$

- Razón de masa:

$$Mr = \frac{W_{mezanine}}{W_{marco}} = \frac{21847,5}{27765} = 0,78$$

3- Cálculo del parámetro de deformación relativa:

$$\delta = \frac{\delta_{techo}}{\delta_{mezanine}} \text{ cuando } \delta_{exr} = 1,00$$

$$\delta a = 1,6Hr - 0,6Hr^2$$

$$Hr = \frac{3,5}{5,5} = 0,64$$

$$\delta a = 1,6Hr - 0,6Hr^2 = 1,6 * 0,64 - 0,6 * 0,64^2 = 0,78$$

4- Parámetros de participación modal:

$$\Gamma 1 = \frac{\delta a M r - M r + 1}{\delta a^2 M r - M r + 1} = \frac{0,78 * 0,78 - 0,78 + 1}{0,78^2 * 0,78 - 0,78 + 1} = 1,19$$

$$\Gamma 2 = \frac{\delta a (\delta a - 1) M r}{(\delta a^2 M r) - M r + 1} = \frac{0,78(0,78 - 1)(0,78)}{(0,78^2 * 0,78) - 0,78 + 1} = -0,19$$

5- Fuerzas sísmicas laterales:

$$F_m = C_s W \left((\Gamma 1 \delta M r) \pm \frac{S D_s}{R} * \Gamma 2 \left(-\frac{1 - M r}{\delta} \right) \right)$$

$$F_m = 0,3 * 27,87 \left((1,9 * 0,78 * 0,78) \pm 1 * -0,19 \left(-\frac{1 - 0,78}{0,78} \right) \right)$$

$$F_{m1} = 10 \text{ ton}$$

$$F_{m2} = 9,15 \text{ ton}$$

$$F_r = C_s W (\Gamma 1 (1 - M r)) \pm \frac{S D_s}{R} * \Gamma 2 (1 - M r)$$

$$F_r = 0,3 * 27,87 (1,19 * (1 - 0,78)) \pm 1 * -0,19 * (1 - 0,78)$$

$$F_{r1} = 1,83 \text{ ton}$$

$$F_{r2} = 2,54 \text{ ton}$$

3.2.3. Fuerzas sísmicas laterales usando el Código Sísmico de Costa Rica 2010

- W techo = 5917,5 kg

- h techo = 5,5 m
- W mezanine = 21847,5 kg
- h mezanine = 3,5 m
- W total = 27765 kg
- Coeficiente sísmico = 0,3

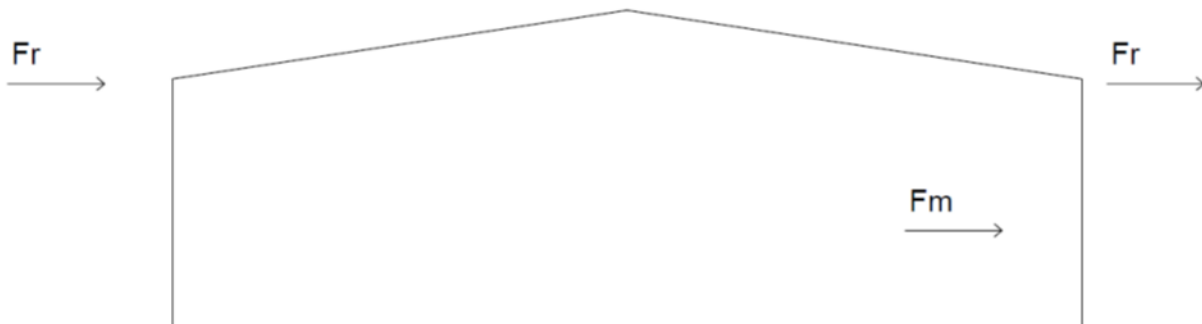
$$F_i = V * \frac{W_i * h_i}{\Sigma(W_k * h_k)}$$

$$F_{techo} = 0,3 * 27765 \text{ kg} * \frac{5917,5 \text{ kg} * 5,5 \text{ kg}}{5917,5 \text{ kg} * 5,5 \text{ kg} + 21847,5 \text{ kg} * 3,5} = 2,5 \text{ ton}$$

$$F_{mezanine} = 0,3 * 27765 \text{ kg} * \frac{21847,5 \text{ kg} * 3,5}{5917,5 \text{ kg} * 5,5 \text{ kg} + 21847,5 \text{ kg} * 3,5} = 5,8 \text{ ton}$$

Figura 7.

Ubicación de las fuerzas sísmicas

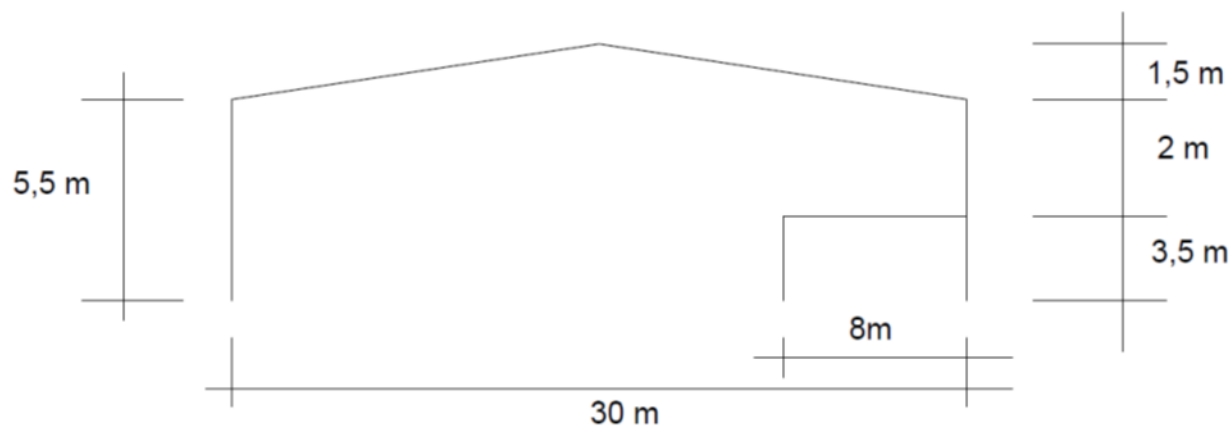


Fuente: Elaboración propia.

3.3. Resumen de resultados de los 8 modelos en estudio

Figura 8.

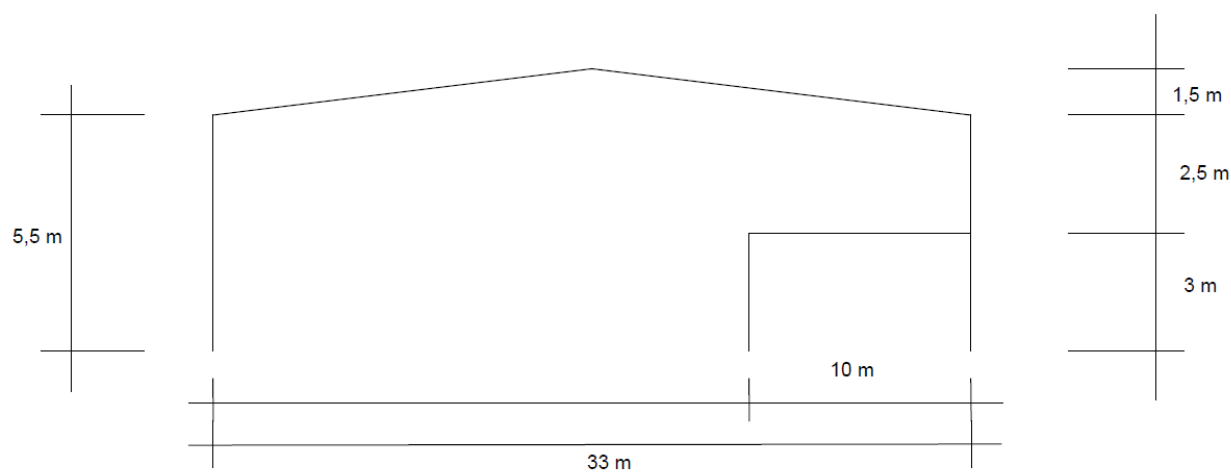
Modelo 1 y 6 de nave industrial en sentido transversal



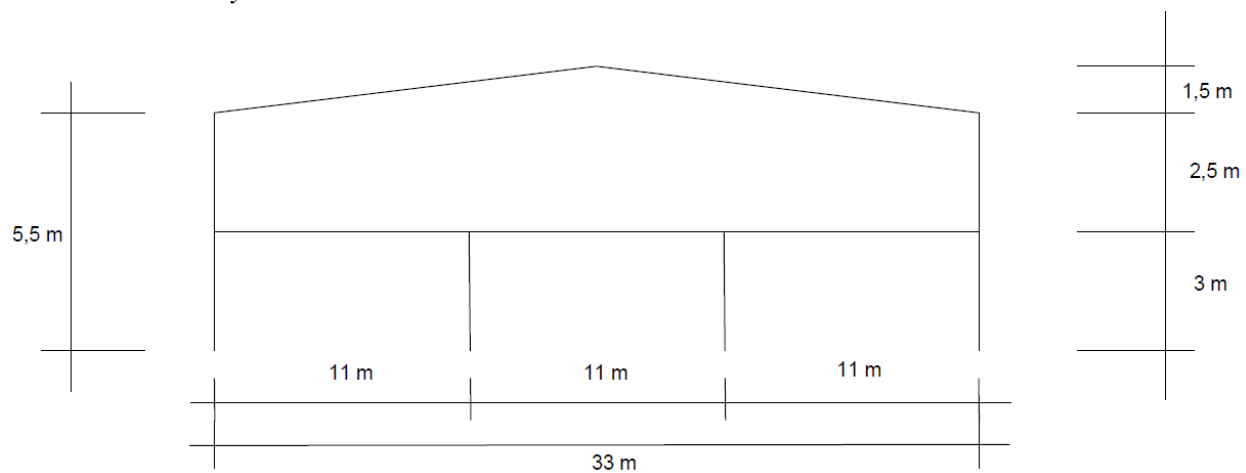
Fuente: Elaboración propia

Figura 9.

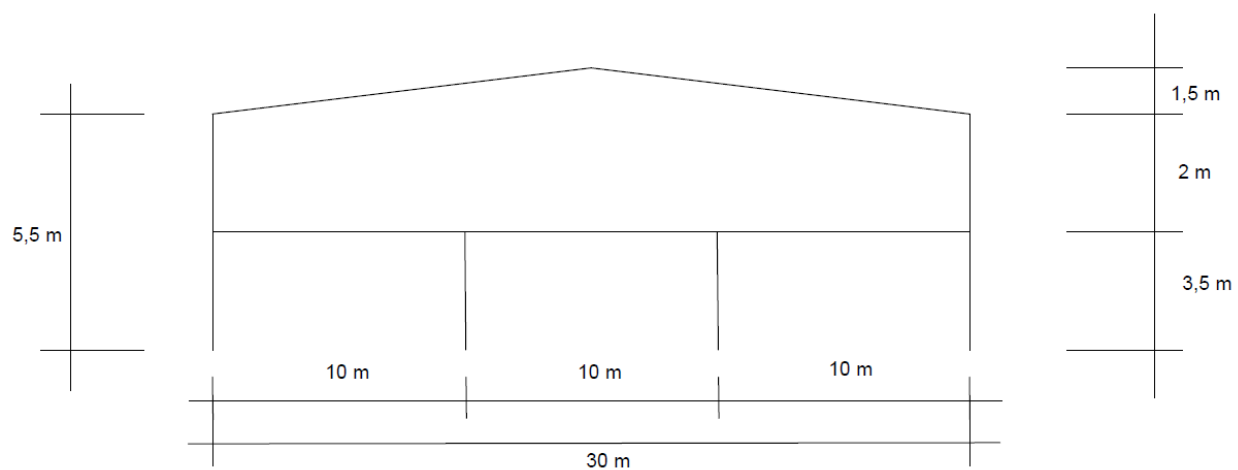
Modelo 2 y 5 de nave industrial con mezanine en sentido transversal



Fuente: Elaboración propia.

Figura 10.*Modelo 3 y 7 de nave industrial con mezanine en sentido transversal*

Fuente: Elaboración propia.

Figura 11.*Modelo 4 y 8 de nave industrial con mezanine en sentido transversal*

Fuente: Elaboración propia.

- Ductilidad: 1,5
- Sobre resistencia: 2
- Deriva máxima permitida: 0,03

sx= deformación con fuerzas estáticas con CSCR-10

sxc= método de coeficientes con software SAP2000

sd= deformación con método dinámico con software SAP2000

su1 y su2 = deformación con fuerzas sísmicas calculadas con método propuesto por Smith y Uang.

Tabla 2.

Desplazamientos y derivas del modelo 1

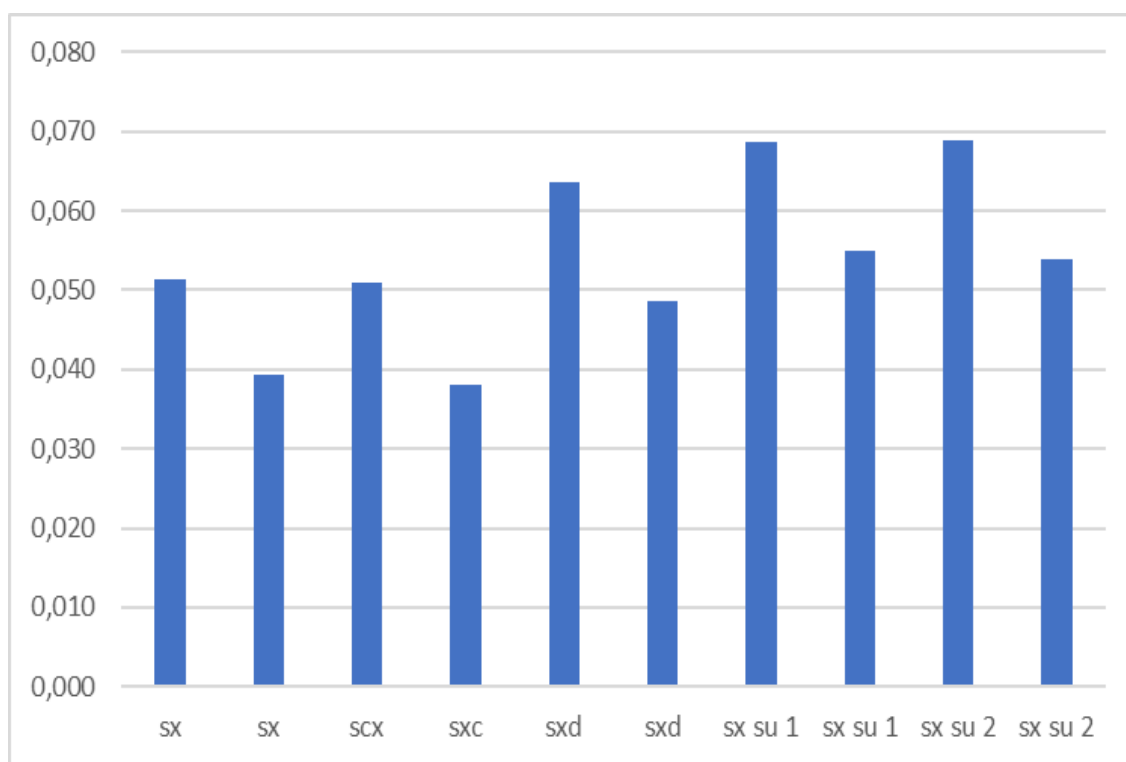
Fuerza sísmica (ton)		Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento inelástico (mm)	Altura (m)	Deriva	
2,5	sx	0,017	0,051	5,5	0,009	cumple
5,8	sx	0,013	0,039	3,5	0,011	cumple
Calculada por SAP2000	sxc	0,017	0,051	5,5	0,009	cumple
Calculada por SAP2000	sxc	0,013	0,038	3,5	0,011	cumple
Calculada por SAP2000	sxd	0,021	0,064	5,5	0,012	cumple
Calculada por SAP2000	sxd	0,016	0,049	3,5	0,014	cumple
1,83	sx su 1	0,023	0,069	5,5	0,012	cumple
10	sx su 1	0,018	0,055	3,5	0,016	cumple
2,51	sx su 2	0,023	0,069	5,5	0,013	cumple

9,15	sx su 2	0,018	0,054	3,5	0,015	cumple
------	---------	-------	-------	-----	-------	--------

Fuente: Elaboración propia

Figura 12.

Desplazamientos en mm del modelo 1

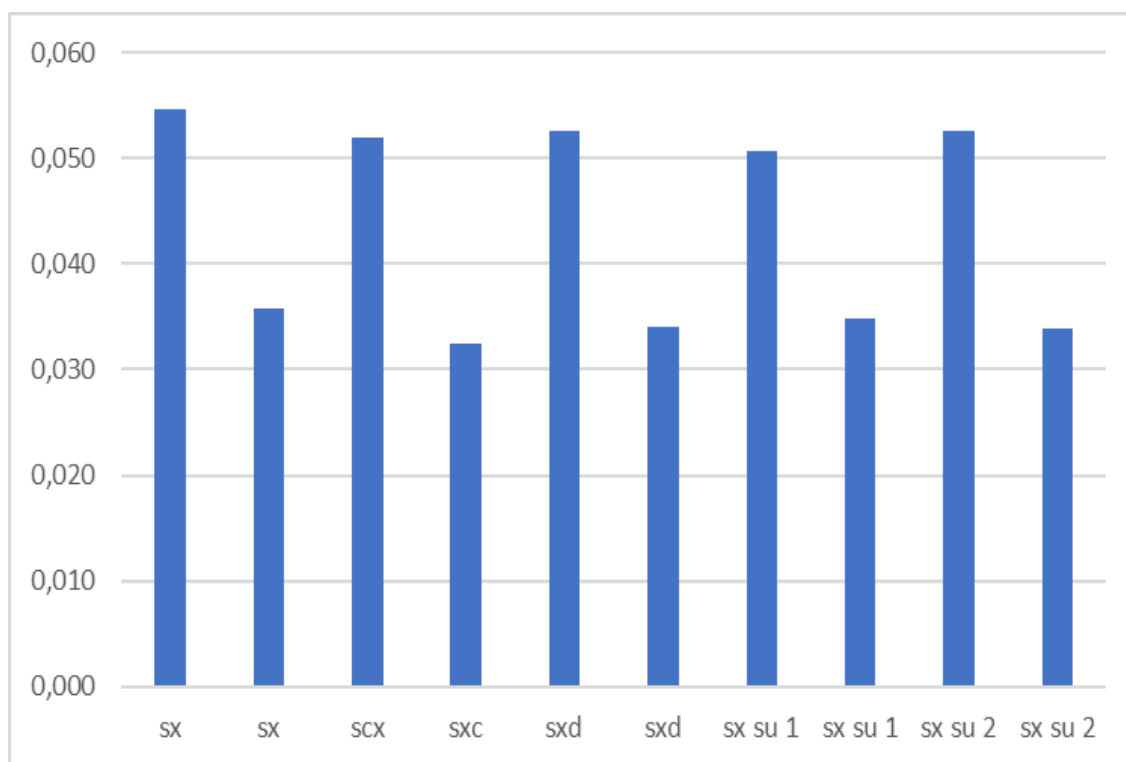


Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.*Desplazamientos y derivas del modelo 2*

Fuerza sísmica (ton)		Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento inelástico (mm)	Altura (m)	Deriva	
3,28	sx	0,018	0,055	5,5	0,010	cumple
7,51	sx	0,012	0,036	3	0,012	cumple
Calculada por SAP2000	scx	0,017	0,052	5,5	0,009	cumple
Calculada por SAP2000	sxc	0,011	0,032	3	0,011	cumple
Calculada por SAP2000	sxd	0,018	0,053	5,5	0,010	cumple
Calculada por SAP2000	sxd	0,011	0,034	3	0,011	cumple
2,15	sx su 1	0,017	0,051	5,5	0,009	cumple
8,64	sx su 1	0,012	0,035	3	0,012	cumple
3,43	sx su 2	0,018	0,053	5,5	0,010	cumple
6,75	sx su 2	0,011	0,034	3	0,011	cumple

Fuente: Elaboración propia

Figura 13.*Desplazamientos en mm del modelo 2*

Fuente: Elaboración propia.

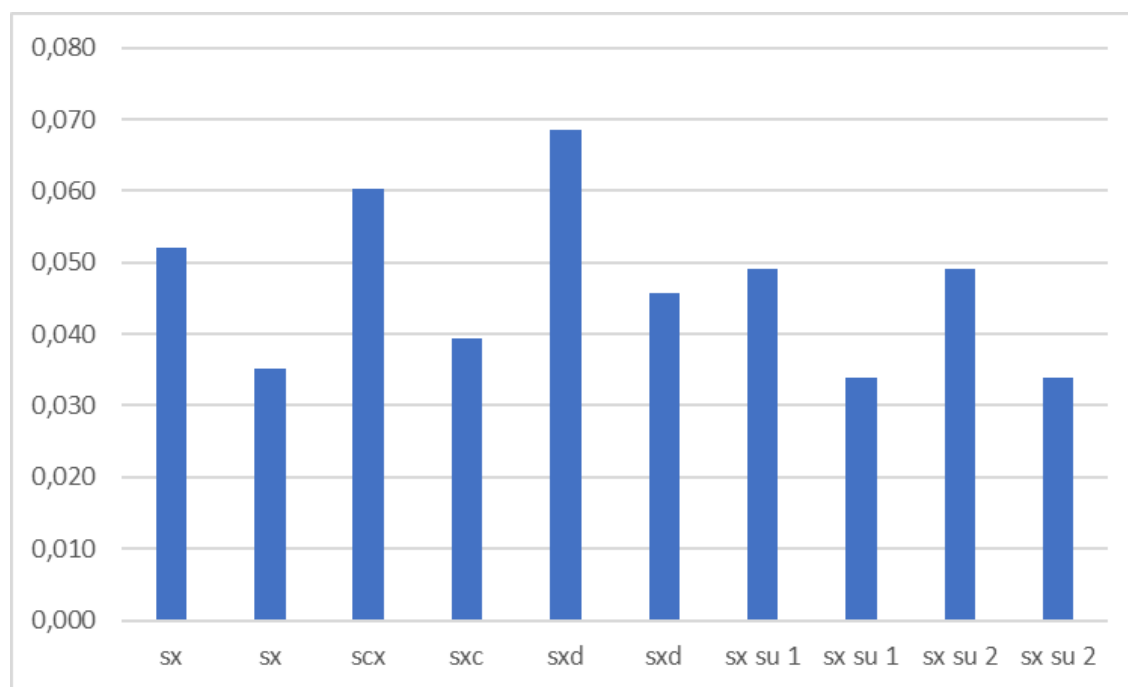
Tabla 4.*Desplazamientos y derivas del modelo 3*

Fuerza sísmica (ton)		Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento inelástico (mm)	Altura (m)	Deriva	
2,7	sx	0,017	0,052	5,5	0,009	cumple
20,3	sx	0,012	0,035	3	0,012	cumple

Calculada	sxx	0,020	0,060	5,5	0,011	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxc	0,013	0,039	3	0,013	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,023	0,069	5,5	0,012	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,015	0,046	3	0,015	cumple
por						
SAP2000						
1,6	sx su 1	0,016	0,049	5,5	0,009	cumple
21	sx su 1	0,011	0,034	3	0,011	cumple
2,84	sx su 2	0,016	0,049	5,5	0,009	cumple
19,3	sx su 2	0,011	0,034	3	0,011	cumple

Fuente: Elaboración propia

Figura 14.
Desplazamientos en mm del modelo 3



Fuente: Elaboración propia.

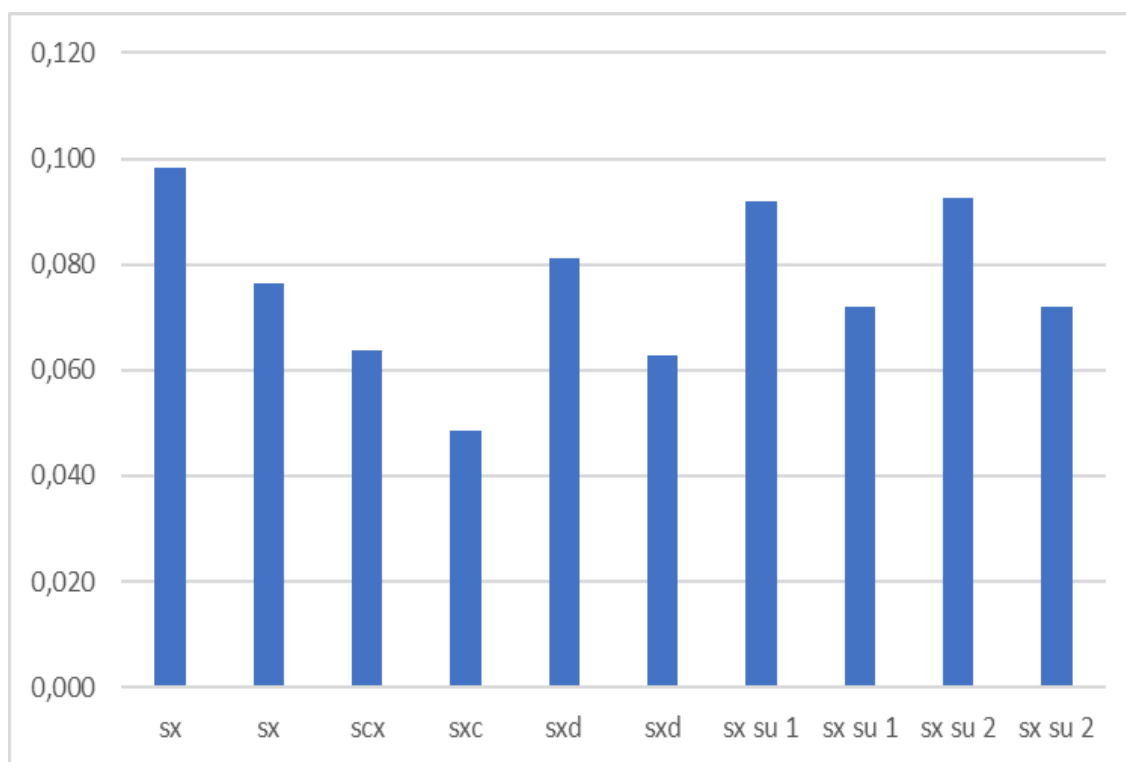
Tabla 5.
Desplazamientos y derivas del modelo 4

Fuerza sísmica (ton)		Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento inelástico (mm)	Altura (m)	Deriva	
3,76	sx	0,033	0,098	5,5	0,018	cumple
32,8	sx	0,026	0,077	3,5	0,022	cumple
Calculada por SAP2000	scx	0,021	0,064	5,5	0,012	cumple

Calculada	sxc	0,016	0,049	3,5	0,014	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,027	0,081	5,5	0,015	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,021	0,063	3,5	0,018	cumple
por						
SAP2000						
2,4	sx su 1	0,031	0,092	5,5	0,017	cumple
32,3	sx su 1	0,024	0,072	3,5	0,021	cumple
3,7	sx su 2	0,031	0,093	5,5	0,017	cumple
30,7	sx su 2	0,024	0,072	3,5	0,021	cumple

Fuente: Elaboración propia

Figura 15.
Desplazamientos en mm del modelo 4



Fuente: Elaboración propia.

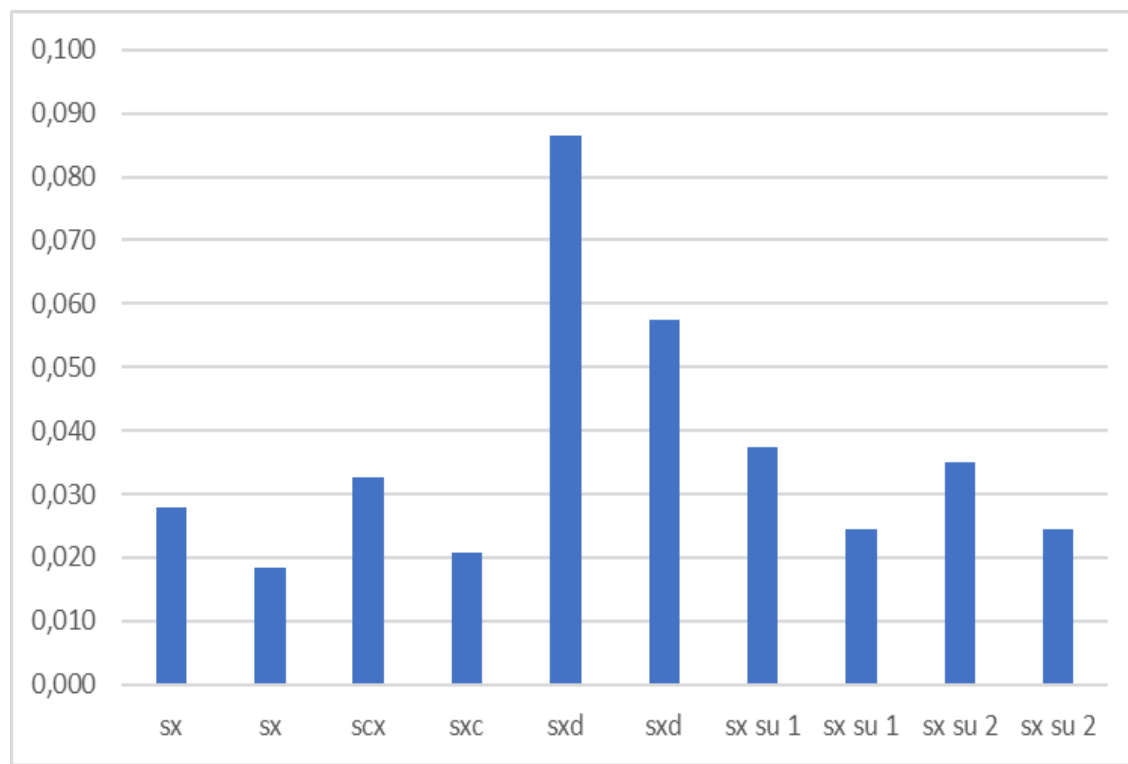
Los modelos 1, 2, 3 y 4 son los marcos con un mezanine pequeño en comparación con el ancho del marco de la nave industrial. Los datos de los desplazamientos demuestran que el método dinámico y el método de Smith y Uang dan resultados muy parecidos. Justamente, en la Tabla 2, se puede apreciar la similitud de los desplazamientos de estos dos métodos, pues se presenta una mayor deformación en el codo de la nave industrial, aunque la carga lateral sísmica sea mayor en el codo del marco del mezanine.

Tabla 6.*Desplazamientos y derivas del modelo 5*

Fuerza sísmica (ton)		Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento inelástico (mm)	Altura(m)	Deriva	
1,31	sx	0,009	0,028	5,5	0,005	cumple
3,17	sx	0,006	0,018	3	0,006	cumple
Calculada por SAP2000	scx	0,011	0,033	5,5	0,006	cumple
Calculada por SAP2000	sxc	0,007	0,021	3	0,007	cumple
Calculada por SAP2000	sxd	0,029	0,086	5,5	0,016	cumple
Calculada por SAP2000	sxd	0,019	0,057	3	0,019	cumple
1,9	sx su 1	0,013	0,038	5,5	0,007	cumple
4	sx su 1	0,008	0,024	3	0,008	cumple
1,1	sx su 2	0,012	0,035	5,5	0,006	cumple
4	sx su 2	0,008	0,024	3	0,008	cumple

Fuente: Elaboración propia

Figura 16.
Desplazamientos en mm del modelo 5



Fuente: Elaboración propia.

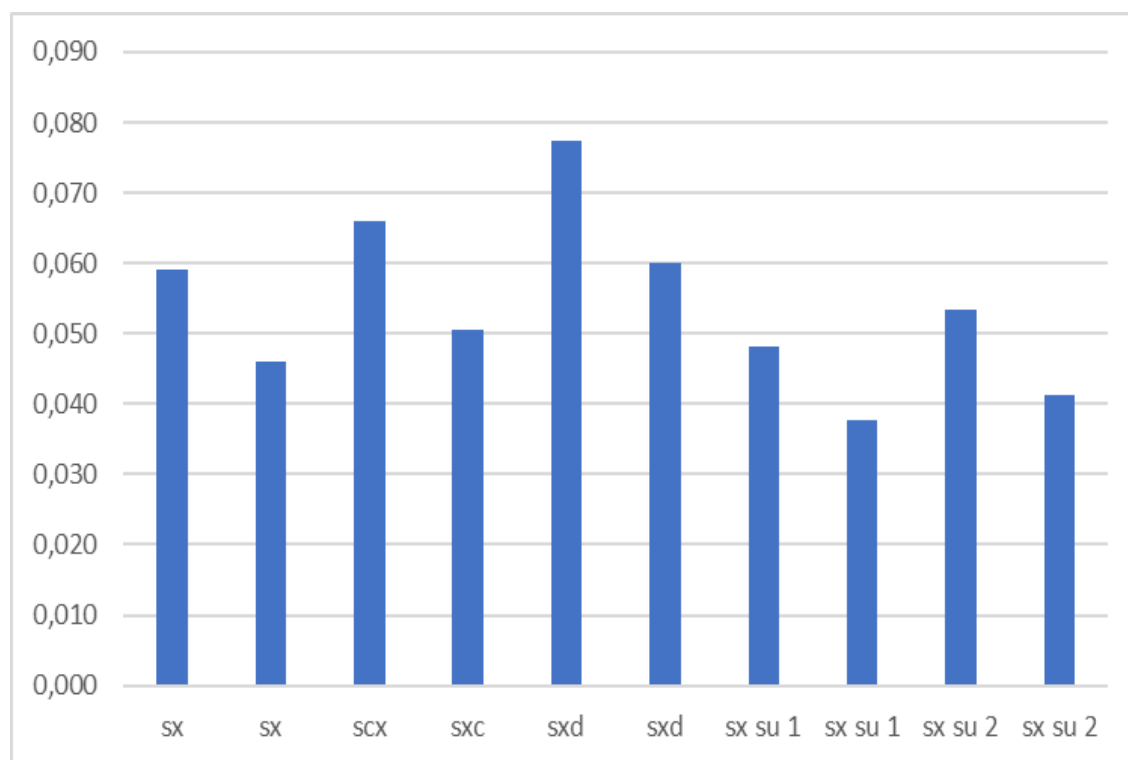
Tabla 7.
Desplazamientos y derivas del modelo 6

Fuerza sísmica (ton)		Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento inelástico (mm)	Altura (m)	Deriva	
2,72	SX	0,020	0,059	5,5	0,011	cumple
6,15	SX	0,015	0,046	3,5	0,013	cumple
Calculada por SAP2000	SCX	0,022	0,066	5,5	0,012	cumple

Calculada	sxc	0,017	0,050	3,5	0,014	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,026	0,077	5,5	0,014	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,020	0,060	3,5	0,017	cumple
por						
SAP2000						
2	sx su 1	0,016	0,048	5,5	0,009	cumple
5,32	sx su 1	0,013	0,038	3,5	0,011	cumple
2,7	sx su 2	0,018	0,053	5,5	0,010	cumple
5,22	sx su 2	0,014	0,041	3,5	0,012	cumple

Fuente: Elaboración propia

Figura 17.
Desplazamientos en mm del modelo 6



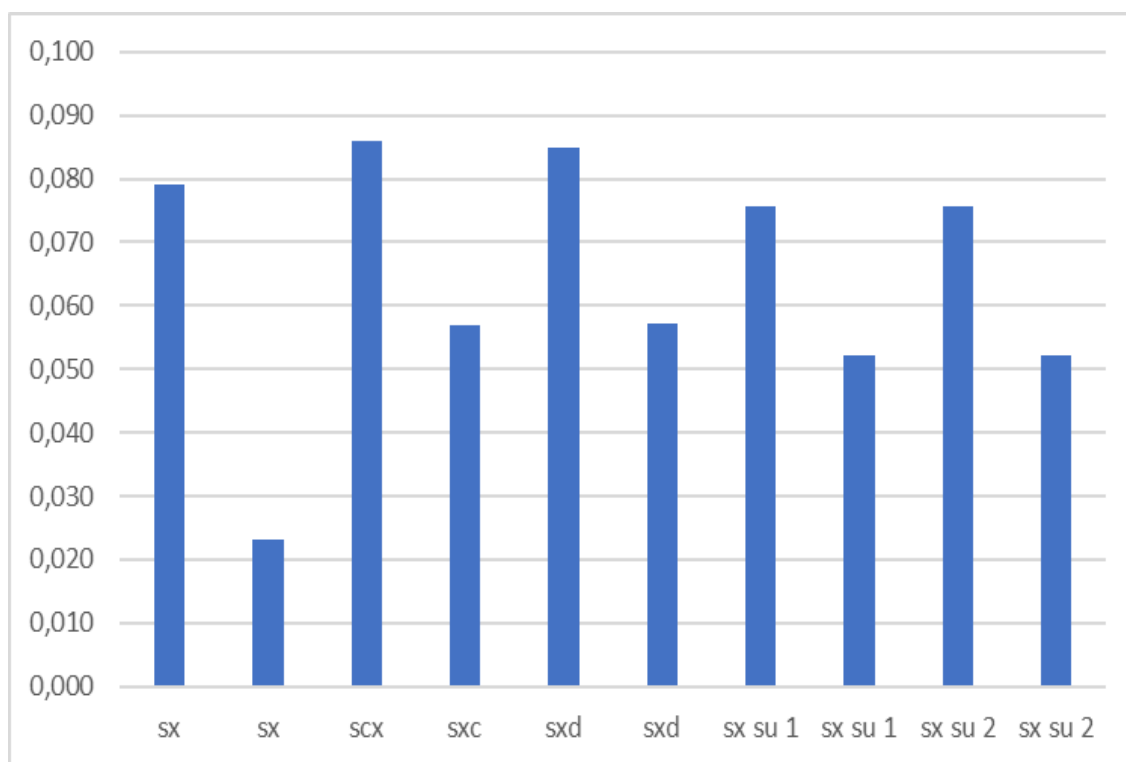
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8.
Desplazamientos y derivas del modelo 7

Fuerza sísmica (ton)		Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento inelástico (mm)	Altura (m)	Deriva	
3,36	sx	0,026	0,079	5,5	0,014	cumple
24,8	sx	0,008	0,023	3	0,008	cumple
Calculada por SAP2000	scx	0,029	0,086	5,5	0,016	cumple

Calculada	sxc	0,019	0,057	3	0,019	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,028	0,085	5,5	0,015	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,019	0,057	3	0,019	cumple
por						
SAP2000						
1,97	sx su 1	0,025	0,076	5,5	0,014	cumple
26,15	sx su 1	0,017	0,052	3	0,017	cumple
3,43	sx su 2	0,025	0,076	5,5	0,014	cumple
24,1	sx su 2	0,017	0,052	3	0,017	cumple

Fuente: Elaboración propia

Figura 18.*Desplazamientos en mm del modelo 7*

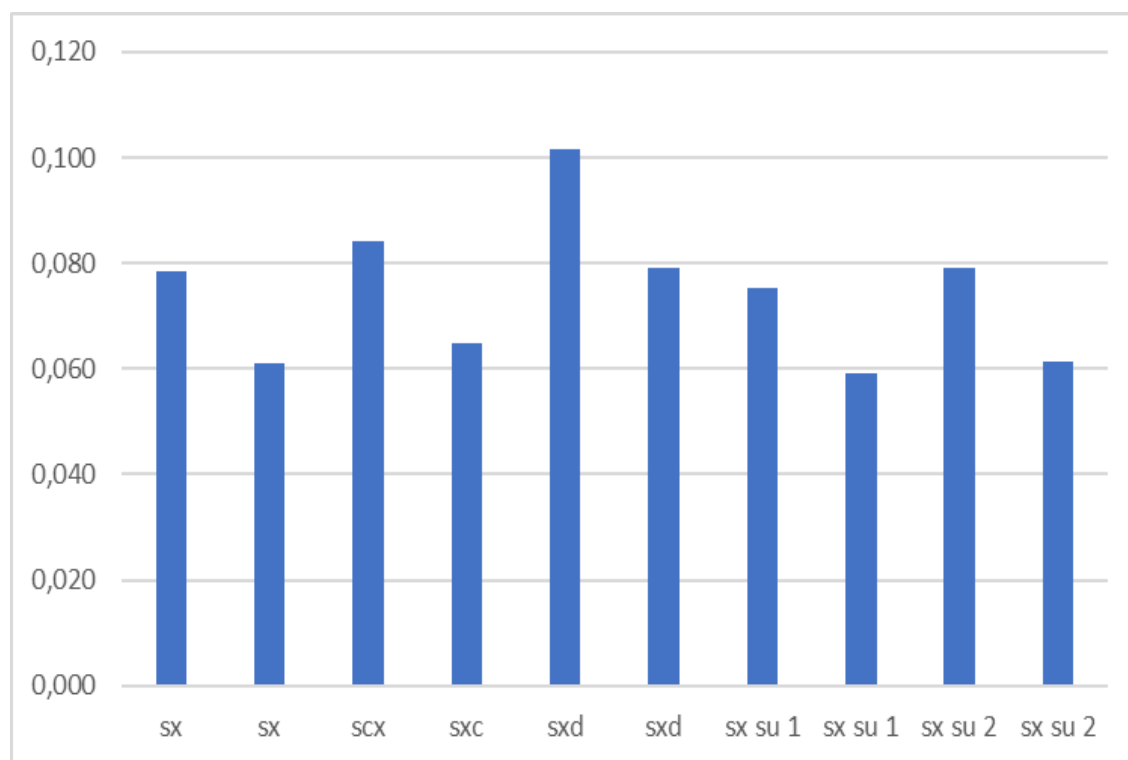
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9.*Desplazamientos y derivas del modelo 8*

Fuerza sísmica (ton)		Desplazamiento elástico (mm)	Desplazamiento inelástico (mm)	Altura (m)	Deriva	
2,4	sx	0,026	0,078	5,5	0,014	cumple
21,1	sx	0,020	0,061	3,5	0,017	cumple
Calculada por SAP2000	scx	0,028	0,084	5,5	0,015	cumple

Calculada	sxc	0,022	0,065	3,5	0,019	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,034	0,101	5,5	0,018	cumple
por						
SAP2000						
Calculada	sxd	0,026	0,079	3,5	0,023	cumple
por						
SAP2000						
1,64	sx su 1	0,025	0,075	5,5	0,014	cumple
21,25	sx su 1	0,020	0,059	3,5	0,017	cumple
2,46	sx su 2	0,026	0,079	5,5	0,014	cumple
21,2	sx su 2	0,020	0,061	3,5	0,018	cumple

Fuente: Elaboración propia

Figura 19.*Desplazamientos en mm del modelo 8*

Fuente: Elaboración propia.

Los modelos 5, 6, 7 y 8 son los marcos transversales que contienen un mezanine en todo el ancho del marco, a fin de representar el caso de un mezanine grande. Los resultados de los desplazamientos obtenidos demuestran similitud con el método dinámico y el método propuesto por Smith y Uang. En la Tabla 18, se aprecia claramente que el resultado es prácticamente el mismo valor de deformación.

3.3.1. Ratios modales de masa participante

Tabla 10.

Modos de vibración y masa participativa del modelo 1

		Periodo	UX	Suma UX
		Segundos		
Modo	1	0,506	0,005	0,005
Modo	2	0,477	0,978	0,983
Modo	3	0,103	0,017	1,000
Modo	4	0,027	0,000	1,000
Modo	5	0,027	0,000	1,000
Modo	6	0,022	0,000	1,000
Modo	7	0,016	0,000	1,000
Modo	8	0,014	0,000	1,000
Modo	9	0,008	0,000	1,000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11.

Modos de vibración y masa participativa del modelo 2

		Periodo	UX	Suma UX
		Segundos		
Modo	1	0,672	0,003	0,003
Modo	2	0,501	0,955	0,957
Modo	3	0,145	0,043	1,000
Modo	4	0,031	0,000	1,000
Modo	5	0,028	0,000	1,000
Modo	6	0,027	0,000	1,000
Modo	7	0,019	0,000	1,000
Modo	8	0,017	0,000	1,000

Modo	9	0,010	0,000	1,000
-------------	---	-------	-------	-------

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12.

Modos de vibración y masa participativa del modelo 3

		Periodo	UX	Suma UX
Segundos				
Modo	1	0,528	0,980	0,980
Modo	2	0,489	0,000	0,980
Modo	3	0,125	0,020	1,000
Modo	4	0,041	0,000	1,000
Modo	5	0,041	0,000	1,000
Modo	6	0,032	0,000	1,000
Modo	7	0,032	0,000	1,000
Modo	8	0,026	0,000	1,000
Modo	9	0,019	0,000	1,000
Modo	10	0,010	0,000	1,000
Modo	11	0,010	0,000	1,000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13.

Modos de vibración y masa participativa del modelo 4

		Periodo	UX	Suma UX
Segundos				
Modo	1	0,524	0,993	0,993
Modo	2	0,341	0,000	0,993

Modo	3	0,086	0,007	1,000
Modo	4	0,038	0,000	1,000
Modo	5	0,038	0,000	1,000
Modo	6	0,029	0,000	1,000
Modo	7	0,029	0,000	1,000
Modo	8	0,021	0,000	1,000
Modo	9	0,015	0,000	1,000
Modo	10	0,008	0,000	1,000
Modo	11	0,008	0,000	1,000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14.

Modos de vibración y masa participativa del modelo 5

		Periodo	UX	Suma UX
		Segundos		
Modo	1	0,672	0,001	0,001
Modo	2	0,529	0,962	0,963
Modo	3	0,151	0,037	1,000
Modo	4	0,033	0,000	1,000
Modo	5	0,031	0,000	1,000
Modo	6	0,027	0,000	1,000
Modo	7	0,019	0,000	1,000
Modo	8	0,017	0,000	1,000
Modo	9	0,010	0,000	1,000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15.

Modos de vibración y masa participativa del modelo 6

		Periodo	UX	Suma UX
Segundos				
Modo	1	0,565	0,011	0,011
Modo	2	0,526	0,976	0,987
Modo	3	0,117	0,013	1,000
Modo	4	0,032	0,000	1,000
Modo	5	0,030	0,000	1,000
Modo	6	0,024	0,000	1,000
Modo	7	0,017	0,000	1,000
Modo	8	0,016	0,000	1,000
Modo	9	0,009	0,000	1,000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16.

Modos de vibración y masa participativa del modelo 7

		Periodo	UX	Suma UX
Segundos				
Modo	1	0,571	0,984	0,984
Modo	2	0,489	0,000	0,984
Modo	3	0,127	0,016	1,000
Modo	4	0,045	0,000	1,000
Modo	5	0,045	0,000	1,000
Modo	6	0,035	0,000	1,000
Modo	7	0,035	0,000	1,000
Modo	8	0,026	0,000	1,000
Modo	9	0,019	0,000	1,000
Modo	10	0,010	0,000	1,000
Modo	11	0,010	0,000	1,000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17.*Modos de vibración y masa participativa del modelo 8*

		Periodo	UX	Suma UX
		Segundos		
Modo	1	0,634	0,994	0,994
Modo	2	0,379	0,000	0,994
Modo	3	0,097	0,006	1,000
Modo	4	0,047	0,000	1,000
Modo	5	0,047	0,000	1,000
Modo	6	0,036	0,000	1,000
Modo	7	0,036	0,000	1,000
Modo	8	0,023	0,000	1,000
Modo	9	0,017	0,000	1,000
Modo	10	0,009	0,000	1,000
Modo	11	0,009	0,000	1,000

Fuente: Elaboración propia

Las naves industriales se han analizado siempre con el primer modo de oscilación. Cuando estas estructuras poseen un mezanine, la nave industrial no cuenta con toda la masa en la parte del techo, ya que la mayor masa dominante se encuentra en el mezanine. Al respecto, Smith y Uang proponen unas ecuaciones que contemplan este fenómeno, y concluyen que basta con considerar los primeros dos modos de oscilación. Así pues, para este tipo de estructuras en donde los modos de oscilación son a lo ancho de esta, lo que se tiene es un diafragma flexible con una masa grande a lo ancho.

A su vez, el método propuesto por Smith y Uang para el cálculo del periodo da un resultado más aproximado al valor del periodo calculado por el software SAP2000, lo cual comprueba que

el método del CSCR-10 no es adecuado para este tipo de estructuras donde los modos de oscilación son a lo ancho. En la Tabla 17, se puede apreciar el valor del periodo de la estructura para cada modo de oscilación del modelo 8.

En cuanto a los modos de vibración y masa participativa de los 8 modelos en estudio, se puede comprobar la participación principal del primer y segundo modo de oscilación, en donde la mayor masa participativa se encuentra en el segundo modo, como lo demuestra la Tabla 10.

3.3.2. Nivel de esfuerzo demandado en la estructura

Tabla 18.

Demanda de esfuerzo para cada caso en estudio

Modelo	Demanda						Combinación crítica
	Capacidad	sx	sxc	sd	su1	su2	
	ton*m	ton*m	ton*m	ton*m	ton*m	ton*m	
1	84,14	13,01	13,03	16,23	17,19	17,5	38,87
2	84,14	15,83	14,92	26,73	14,82	15,22	61,66
3	84,14	12,98	15,05	15,74	12,25	12,25	55,97
4	84,14	23,36	15,23	19,34	21,7	22,05	58,16
5	84,14	6,5	7,60	20,32	8,27	8,75	71,14
6	84,14	14,37	16,20	18,83	11,67	13,05	48,61
7	84,14	15,92	17,31	17,07	15,22	15,22	81,6
8	84,14	15,01	16,17	19,43	14,34	15,13	68,3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19.*Relación demanda-capacidad para cada caso en estudio*

Modelo	Demanda/Capacidad						Combinación crítica
	Capacidad	sx	sxc	sd	su1	su2	
	ton*m						
1	84,14	0,15	0,15	0,19	0,20	0,21	0,46
2	84,14	0,19	0,18	0,32	0,18	0,18	0,73
3	84,14	0,15	0,18	0,19	0,15	0,15	0,67
4	84,14	0,28	0,18	0,23	0,26	0,26	0,69
5	84,14	0,08	0,09	0,24	0,10	0,10	0,85
6	84,14	0,17	0,19	0,22	0,14	0,16	0,58
7	84,14	0,19	0,21	0,20	0,18	0,18	0,97
8	84,14	0,18	0,19	0,23	0,17	0,18	0,81

Fuente: Elaboración propia

La demanda / capacidad de la estructura se analizó en el nodo derecho de cada marco en estudio, ya que en los codos del marco está la zona de más demanda de esfuerzo para este tipo de estructuras. El resultado de los datos demuestra una demanda / capacidad muy baja por parte de las fuerzas de sismo; por lo tanto, se concluye que para esta estructura en estudio las fuerzas predominantes son las cargas vivas y permanentes, no las fuerzas sísmicas.

3.3.3. Verificación de marco OMF

- 1- Determinar si el entrespacio (mezanine) califica como un piso:

Área del mezanine: 144 m²

Área de la nave industrial: 540 m²

$$\frac{A \text{ mezanine}}{A \text{ nave industrial}} = \frac{144}{540} = 27\% < 33\%$$

El entrepiso se considera lo suficientemente pequeño para no ser tratado como un piso separado; además, el edificio puede calificarse de un solo nivel.

2- Verificación de la carga muerta tributaria:

W techo permitida: 95 kg/m²

W techo: 6130 kg (valor obtenido por el método de Smith- Uang para fuerzas sísmicas en el techo sin considerar el coeficiente sísmico).

$$W \text{ techo} = \frac{6130 \text{ kg}}{6\text{m} * 33\text{m}} = 30,96 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 95 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

El sistema del marco de la nave industrial puede ser considerado como OMF.

3- Verificación del peso de la pared (más de 10,7 m):

No se aplica verificación, ya que la estructura no excede los 10,7 m de altura.

Las tres verificaciones se realizan para comprobar si la estructura se puede tratar con marcos OMF para resistir fuerzas sísmicas laterales. El marco en estudio cumple con los tres criterios, por lo que se puede considerar un sistema de marco aceptable.

3.3.4. Diseño estructural de un elemento del marco a nivel de ejemplo de cálculo

Viga del techo perfil W 18X76

Cortante= 11 ton

Momento= 51 ton*m

Axial= -11 ton

$$L_b = 1,2 \text{ m}$$

W18x76

$$Z = 163 \text{ in}^3$$

$$r_y = 2,61 \text{ in} = 6,62 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,7 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,7 * 6,62 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{3500 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 275,6 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ se encuentra en zona 1

$$\phi M_n = \phi F_y * Z$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$M_u = \phi F_y * Z$$

$$Z = \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{52 \times 10^5 \text{ kgcm}}{0,9 * 3500 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Z = 1650,79 \text{ cm}^3 = 100,74 \text{ in}^3$$

- Pandeo local:

$$\lambda_p(\text{alas}) = 0,36 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,36 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3500}} = 8,81$$

$$\lambda_r(\text{alma}) = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3500}} = 92,1$$

$$\lambda(\text{alas}) = \frac{bf}{2tf} = 8,1 < 8,81$$

$$\lambda(\text{alma}) = \frac{h}{tw} = 42,84 < 92,1$$

La sección es compacta

- Capacidad de la viga:

$$Z_x = 163 \text{ in}^3 = 2671,09 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0,9 * 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2671,09 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = 84,14 \text{ ton} * \text{m}$$

- Razón de esfuerzos:

$$r = \frac{Mu}{\phi M_n} = \frac{52 \text{ ton} * \text{m}}{84,14 \text{ ton} * \text{m}} = 0,62$$

- Capacidad en cortante:

$$h/tw = 42,84$$

$$\phi V = 1$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3500}} = 54,87$$

$$C_v = 1$$

$$d * tw = 7,74 \text{ in}^2 = 49,93 \text{ cm}^2$$

$$Vn = 0,6 * Fy * Aweb$$

$$Vn = 0,6 * 3500 \frac{kg}{cm^2} * 49,93 cm^2$$

$$Vn = 104,83 ton$$

- Capacidad en compresión:

$$Rx = 7,73 in = 19,63 cm$$

$$Ry = 2,61 in = 6,63 cm$$

$$K=1$$

$$L = 15,075m = 1507,5 cm$$

$$Lc = k * l$$

$$Lc = 1 * 1507,5 cm = 1507,5 cm$$

- Límite de pandeo:

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4,71 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{3500}} = 115,37$$

$$\frac{Lc}{rx} = \frac{1507,5 cm}{19,63 cm} = 76,8$$

$$\frac{Lc}{ry} = \frac{1507,5 cm}{6,63 cm} = 227,37$$

$Lc/ry > 115,37$; por lo tanto, usar ecuación E3-3

$$Fcr = 0,877 * Fe$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 \times 10^6}{(227,37)^2} = 400,91 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 0,877 * 400,91 = 351,6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} * A_g$$

$$\phi P_n = 0,9 * 351,6 \frac{kg}{cm^2} * 143,87 cm^2$$

$$\phi P_n = 45,5 ton$$

- Chequeo en eje débil:

$$F_{cr} = 0,877 * F_e$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{L_{cz}^2} + G * J \right) * \left(\frac{1}{I_x + I_y} \right)$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} * A_g$$

$L_{cz} = 7,5 m$

$$J = \frac{1}{3} (2 * b * t f^3 + h * t w^3)$$

$$J = \frac{1}{3} (2 * 11,035 * 0,680^3 + 18,21 * 0,45^3) = 2,78 in^4 = 115,71 cm^4$$

$$C_w = \frac{t f * h^2 * b^3}{24}$$

$$C_w = \frac{0,680 * 18,21^2 * 11,035^3}{24} = 12625,1 in^6 = 3390292,17 cm^6$$

$$\begin{aligned}
 Fe &= \left(\frac{\pi^2 * E * Cw}{Lcz^2} + G * J \right) * \left(\frac{1}{Ix + Iy} \right) \\
 &= \left(\frac{\pi^2 * 2,1 \times 10^6 * 3390292,17}{(750cm)^2} + 787437,93 \frac{kg}{cm^2} * 115,71 cm^4 \right) \\
 &\quad * \left(\frac{1}{55358,77 + 6326,71} \right) = 3502,2 \frac{kg}{cm^2}
 \end{aligned}$$

$$Fcr = 0,877 * 3502,2 \frac{kg}{cm^2} = 3071,25 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi Pn = 0,9 * 3071,25 \frac{kg}{cm^2} * 143,87 cm^2 = 397,67 ton$$

- Capacidad por fluencia:

$$\phi Tn = \phi Fy * Ag$$

$$\phi Tn = 0,9 * 3500 * 143,87 = 453,2 ton$$

Conclusión

Las edificaciones tipo nave industrial presentan múltiples formas de vibración, por lo que un análisis estático no es el adecuado para estas estructuras, ya que son muy largas y anchas. El análisis realizado a los marcos en estudio demostró que, en la mayoría de los casos, nueve modos de vibración, en los cuales predomina la masa participativa del marco en el segundo modo de vibrar, y el periodo determinado con los métodos de Smith y Uang son muy parecidos al periodo obtenido con el método dinámico.

Además, el método estático- establecido en el Código Sísmico de Costa Rica 2010- no funciona para naves industriales, pues este fue planteado para edificios, los cuales tienen modos de vibración diferentes a las naves industriales. Por otro lado, el método del ASCE7-10 es un método aproximado que se puede descartar para análisis sísmico de naves industriales. Por su parte, el método propuesto por Smith y Uang considera el ancho de los marcos de las naves industriales y realiza un análisis sísmico pseudo- estático, demostrando más participación de la masa en el segundo modo de vibrar de la estructura.

Asimismo, los resultados de desplazamientos obtenidos con el método dinámico son muy parecidos a los desplazamientos establecidos con el método propuesto por Smith y Uang, lo cual comprueba que las estructuras de acero tipo nave industrial presentan una mayor participación de masa en el segundo modo de vibrar de la estructura. También, el método propuesto por Smith y Uang comprueba que las naves industriales con mezanines pesados pueden ser diseñadas de manera sismorresistente con un sistema de marcos ordinarios de momento con ductilidad asignada de 1,5.

Recomendaciones

- 1- Elaborar un análisis en 3D de toda la nave industrial para estudiar su comportamiento sismorresistente en su sentido longitudinal con todos los marcos transversales, a fin de analizar el fenómeno de la torsión y ver cómo afecta en el comportamiento de la nave industrial. También, el análisis en 3D servirá para observar la participación de los arriostres en los marcos longitudinales de la estructura y, asimismo, observar las diferentes formas de oscilación que se pueden generar.
- 2- Realizar una comparación entre los resultados obtenidos con los marcos en estudio y marcos hechos con elementos de alma variable, analizar su comportamiento y la afectación en los resultados.
- 3- Realizar variaciones bruscas en los pesos, analizando los resultados con cargas muy livianas y cargas muy pesadas para la estructura.

Anexos

Figura 20.

Viga deformada



Fuente: Prueba de simulador de terremoto de sistemas de construcción de metal, C. Uang., M. Smith., M. Shoemaker 2011, URL: <http://nheri.ucsd.edu/projects/2010-metal-building/pubs/2011-asce-uang-smith-shoemaker.pdf>

Figura 21.*Ruptura de la brida*

Fuente: Prueba de simulador de terremoto de sistemas de construcción de metal, C. Uang., M. Smith., M. Shoemaker 2011, URL: <http://nheri.ucsd.edu/projects/2010-metal-building/pubs/2011-asce-uang-smith-shoemaker.pdf>

Glosario

- Acero estructural: acero especial para construcciones.
- Arrostramiento: elemento que rigidiza o estabiliza.
- Bahía: espacio libre entre columnas de un marco.
- Claro: espacio libre entre columnas de un marco.
- Coeficiente sísmico: coeficiente de la fuerza cortante horizontal, el cual debe considerarse que actúa en la base de la estructura.
- Ductilidad: capacidad de disipar energía.
- Estática: análisis elastolineal.
- Dinámica: análisis pseudoestático.
- OMF: Marcos ordinarios de momento
- IMF: Marcos intermedios de momento.
- Luces: espacio libre entre columnas de un marco.
- MBS: Sistemas de construcción en acero.
- Mezanine: entresuelo.
- Periodo: modo principal de vibración de una estructura.
- Pórticos: marcos compuestos de columnas y vigas.

Referencias bibliográficas

- Aguirre, C., y Carvajal, J. (s.f.). *Diseño de edificios de acero estructurados en base a marcos rígidos especiales* [Tesis de Licenciatura no publicada]. Universidad Técnica Federico Santa María.
- American Institute of Steel Construction. (1994). *Manual de construcción en acero: factor de diseño, carga y resistencia*. American Institute of Steel Construction, INC.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero*. Alacero.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Especificación ANSI/AISC 341-16 provisiones sísmicas de edificios de acero estructural*. American Institute of Steel Construction, INC.
- ArcelorMittal International. (2019). *Formas estructurales: programa de ventas e información de producto*. https://constructalia.arcelormittal.com/files/5_2_1_Structural_Shapes_16p_HR_web--e056f760ac249368d0c56cf587012a6f.pdf
- Arias, J., Bermúdez, N., Bravo, V., Castillo, K., Duarte, M., Dueñas, S., Peñaherrera, R., Peñaherrera, R., Pontón, M., Robalino, A., Sánchez, T., Yépez, F., Zorrilla, D., (2016). *Guía para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015*. Imprenta Activa.
- ASCE. *Cargas de diseño mínimas y criterios asociados para edificios y otras estructuras*. Structural Engineering Institute.
- Bachman, R., Drake, R., Johnson, M., y Murray, T. (2008). *Guía de diseño sísmico para sistemas de construcción en metal*. Handbook, MBMA.
- Carrillo, D. (2010). *Optimización de marcos de acero con vigas de alma abierta para naves industriales* [Tesis de Licenciatura no publicada]. Universidad de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (5^a ed.). Asociación Latinoamericana del Acero.

- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (4ª ed.). Alacero.
- Díaz del Castillo, F. (2019). *Perfiles estructurales*. Universidad Nacional Autónoma de México. http://olimpia.cuautitlan2.unam.mx/pagina_ingenieria/mecanica/mat/mat_mec/m5/Perfiles_estructurales_2019-1.pdf
- Gaxiola, J., Haldar, A., y Reyes, A. (25-28 de noviembre de 2015). *Riesgo sísmico de estructuras de acero: una nueva metodología de confiabilidad estructural basada en desempeño*. Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Guerrero, México. https://www.researchgate.net/publication/288905843_RIESGO_SISMICO_DE_ESTRUCTURAS_DE_ACERO_UNA_NUEVA_METODOLOGIA_DE_CONFIABILIDAD_ESTRUCTURAL_BASADA_EN_DESEMPEÑO
- International Code Council, INC. (2006). *International building code*. Country Club Hills.
- McCormac, J., y Csernak, S. (2016). *Diseño de estructuras de acero* (5ª ed.). Alfaomega.
- Mendoza, C. (2007). *Análisis y diseño estructural en acero de una nave industrial con las especificaciones A.I.S.C. método L.R.F.D. 1993* [Tesis de Licenciatura no publicada]. Instituto Politécnico Nacional de México.
- Pravin, S., Swapnil, D., y Suryawanshi, Y. (2015). Diseño de edificios industriales sobre problemas sísmicos. *Revista Internacional de Investigación Innovadora en Ciencia, Ingeniería y Tecnología*, (4), 2840–2856. DOI: 10.15680/IJRSET.2015.0402001
- Prenzlow, C. (2007). *Estabilidad III*. Biblioteca FARQ.
- Reboredo, A. (1996). *El análisis dinámico de construcciones sismo resistentes: conceptos básicos y limitaciones*. https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci_31_el_analisis_dinamico_de_construcciones_sismo_resistentes.pdf
- Sánchez, A. (2009). *Determinación de los desplazamientos en los marcos industriales de acero para verificar la no importancia del efecto P-Delta en el análisis y diseño* [Tesis de Licenciatura no publicada]. Universidad de Costa Rica.

- Shivani, M., Sadichha, J., Ruchita, N., Guatami, K., y Viren, C. (2018). Diseño de nave industrial. *Revista Internacional de Investigación y Tecnología en Ingeniería*, 7(2), 302-306. <https://www.ijert.org/research/design-of-industrial-warehouse-IJERTV7IS020170.pdf>
- Smith, M., y Uang, Ch. (2011). Distribución de fuerza sísmica para sistemas de construcción de metal con entrepisos. *Structures Congress*. <http://nheri.ucsd.edu/projects/2010-metal-building/pubs/2011-asce-smith-uang.pdf>
- Smith, M. (2013). *Ensayos sísmicos y estudios analíticos para el desarrollo de nuevos sistemas de resistencia a fuerzas sísmicas para edificios metálicos*. Universidad de California, San Diego. <https://escholarship.org/uc/item/4jt5p805>
- Uang, C., Smith, M., y Shoemaker, W. (2011). Prueba de simulador de terremoto de sistemas de construcción de metal. *Structures Congress*. <http://nheri.ucsd.edu/projects/2010-metal-building/pubs/2011-asce-uang-smith-shoemaker.pdf>
- Villalobos, F. (2016). *Evaluación de diseños de conexiones viga-columna para su uso como conexiones precalificadas en estructuras con sistema sismorresistente a base de marcos intermedios de acero estructural* [Tesis de Licenciatura no publicada]. Universidad de Costa Rica.
- Zárate, G., Ayala, A., y García, O. (2003). Método sísmico estático para edificios asimétricos: revisión de enfoques. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (69), 25-44. <https://www.redalyc.org/pdf/618/61806902.pdf>