



**BUAP**

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE RACKS TIPO INDUSTRIAL**

TESIS

Que para obtener el grado de  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA

Presenta:

Ing. Emmanuel Ramírez Flores

Director de tesis:

Dr. Filiberto Candia García

Codirector de tesis:

MI. Domingo Rodríguez Flores

Puebla, Pue.

Junio 2020



**BUAP**

**Oficio No. 1403/2019**

**C. Emmanuel Ramírez Flores**

Pasante de la Maestría en Ingeniería  
con opción terminal en Estructuras  
Facultad de Ingeniería, BUAP.  
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado **Comportamiento dinámico de Racks tipo industrial** para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Director al Dr. Filiberto Candia García y Co-director al M.I. Domingo Rodríguez Flores.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente  
"Pensar bien, para vivir mejor"  
H. Puebla de Zaragoza, Junio 6 de 2019.

  
**M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández**  
Director

C.c.p Dr. Filiberto Candia García y M.I. Domingo Rodríguez Flores, Director y Co-director del tema de tesis.

C.c.p. Archivo

ABH/MCF/sco\*





Facultad  
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio  
s/n, edif. ING - 4, Col. San Manuel,  
Ciudad Universitaria,  
Puebla, Pue. C.P. 72570  
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610

H. Puebla de Zaragoza, a 24 de junio de 2020.

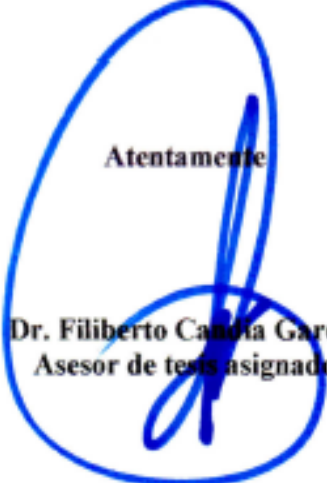
**M.I. FERNANDO D. LAZCANO HERNÁNDEZ**  
**Director de la Facultad de Ingeniería**  
**Benemérita Universidad Autónoma de Puebla**  
**PRESENTE**

Por medio de la presente informo que la tesis autorizada en el Oficio No. 1403/2019, con el tema titulado: "Comportamiento dinámico de Racks tipo industrial", de la cual fui asignado como director, ha sido concluida, alcanzando y cumpliendo satisfactoriamente con los objetivos planeados inicialmente.

Por lo anterior no tengo inconveniente en que el alumno Emmanuel Ramírez Flores, con matrícula 218470112, continúe con los trámites de titulación pertinentes para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería, con opción terminal en Estructuras.

Hago válida la ocasión para reiterar a usted la seguridad de su más y alta distinguida consideración.

**Atentamente**



**Dr. Filiberto Candia García**  
**Asesor de tesis asignado**

C.c.p.- Archivo  
C.c.p.- Interesado

## DEDICATORIA

A mi esposa

Por su apoyo y paciencia en este proceso de estudios, en el cual me ha brindado su tiempo y ha sido mi inspiración siempre, no me queda más que agradecer todo el esfuerzo que ha puesto para que este momento llegue.

Sin duda cada logro y cada paso que dé en mi vida lo pensaré dar contigo.

A mi madre

Por brindarme siempre su consejo y sus palabras de ánimo en cualquier circunstancia, por el tiempo que ha apartado para ayudarme en este proceso y sin condiciones.

Por compartirme tus valores morales y espirituales siempre te estaré agradecido.

A mi hermana y sobrino

Por desearme siempre lo mejor y estar al pendiente, por el tiempo compartido y las alegrías.

# INDICE

CAPITULO I. DESCRIPCIÓN, ORIGEN Y CARACTERÍSTICAS DE RACKS INDUSTRIALES TIPO ESTRUCTURAL.....	12
I.1 Planteamiento del problema.....	12
I.2 Antecedentes, Descripción general y usos.....	13
I.3 Objetivo .....	14
I.4 Estado del arte en el diseño de Racks .....	14
I.5 Estándares y manuales aplicables .....	15
I.6 Descripción geométrica de racks industriales tipo estructural.....	16
I.6.1 Asignación de elementos y configuración del sistema .....	16
I.6.2 Fabricación y desarrollo de tecnología .....	17
I.7 Elección de modelo de análisis por zona geográfica .....	18
I.7.1 Descripción de Modelo único de análisis .....	18
I.7.2 Condiciones de carga habitual .....	18
I.7.3 Levantamiento de Secciones de perfiles .....	18
CAPITULO II. ANÁLISIS DE SISTEMAS DE RACKS SELECTIVOS ESTRUCTURALES.....	19
II.1 Condiciones de carga.....	19
II.2 Comportamiento de la rigidez en las conexiones. ....	21
II.2.1 Tipos de conexiones en el sistema de rack analizado.....	22
II.2.2 Determinación de la rigidez rotacional de las conexiones.....	25
II.2.2.1 Rigidez en conexión viga-columna. ....	25
II.2.2.2 Comparativa de resultados por pruebas físicas y método del elemento finito.....	27
II.2.2.3 Rigidez en conexión puntal-columna. ....	28
II.2.2.4 Capacidad a momento de las conexiones de placa base .....	30
II.3 Comportamiento dinámico .....	33
II.3.1 Variación del periodo estructural debido a los grados de libertad.....	34
II.3.2 Variación de las resistencias de diseño debido a los grados de libertad.....	34
II.3.3 Variación de los desplazamientos debido a los grados de libertad.....	36

II.4 Determinación de espectros de diseño.....	39
II.4.1 Espectro de diseño por el Manual de obras civiles CFE-2015 .....	40
II.4.1.1 Justificación de los parámetros tomados en la construcción del espectro de diseño.....	42
II.4.2 Espectro de diseño por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias 2017. ....	45
II.4.2.1 Justificación de los parámetros tomados en la construcción del espectro de diseño.....	47
II.4.2.2 Determinación de estados de carga para análisis en racks NTC-2017. ....	48
II.4.2.3 Cargas de uso para la revisión estructural. ....	50
II.4.2.3 Determinación de las combinaciones de carga aplicables para diseño NTC-2017. ....	52
II.4.2.4 Efectos específicos a considerar por su tipo de análisis .....	57
II.4.2.4.1 Efectos de torsión .....	57
II.4.2.4.2 Efectos de Segundo orden .....	61
II.4.2.4.3 Revisión y aplicación de los efectos P-Delta.....	63
II.4.2.4.4 Efectos bidireccionales.....	69
II.4.2.4.5 Comportamiento asimétrico .....	69
II.4.2.4.6 Determinación de área efectiva .....	71
II.4.2.4.7 Diseño de columnas con un eje de simetría.....	72
II.4.2.4.8 Revisión de cortante basal y reducción de fuerzas sísmicas.....	73
II.4.3 Comparativa y elección de espectro de diseño.....	75
II.4.3.1 Comparativa espectros de diseño CFE-NTC.....	75
II.4.3.2 Comparativa espectros elásticos NTC-CFE-RMI .....	76
II.5 Método de diseño propuesto por el Instituto de fabricación de racks (RMI) Rack Manufacturers Institute. ....	78
II.5.1 Determinación de estados de carga para análisis en racks .....	78
II.5.2 Determinación del espectro de respuesta .....	79
II.5.3 Procesado de parámetros índice y obtención del espectro .....	82
II.5.4 Determinación del periodo natural de vibración estructural .....	86
II.5.5 Análisis estático.....	87

II.5.6 Determinación de cortante sísmico .....	88
II.5.7 Distribución del cortante sísmico en fuerzas sísmicas .....	91
II.5.8 Determinación de combinaciones de carga para diseño RMI .....	92
II.6 Aplicación del método RMI con espectro elástico de las NTC-2017. ....	94
<b>CAPITULO III. MODELADO Y CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL. ....</b>	<b>95</b>
III.1 Modelo estructural analítico de las NTC-2017 .....	95
III.1.1 Modelo estructural diseñado con evaluación de resistencias .....	99
III.1.2 Modelo estructural diseñado con evaluación de deformaciones y desplazamientos.....	101
III.2 Modelo estructural analítico revisado con el manual del RMI.....	103
III.2.1 Modelo estructural diseñado con evaluación de resistencias .....	106
III.2.2 Modelo estructural diseñado con evaluación de deformaciones y desplazamientos. ....	108
III.3 Comparativa de métodos, esfuerzos y desplazamientos estructurales .....	110
III.3.1 Comparativa de la relación de esfuerzos máximos .....	110
III.3.1 Comparativa de deformaciones verticales.....	111
III.3.2 Comparativa de deformaciones horizontales .....	111
III.3.2.1 Comparativa de distorsiones transparentes .....	112
III.3.2.2 Comparativa de distorsiones afectadas por ductilidad .....	114
<b>CAPITULO IV. CONCLUSIONES GENERALES. ....</b>	<b>116</b>
IV.1 Conclusiones de la comparativa de métodos .....	116
IV.2 Conclusiones del comportamiento dinámico. ....	117
Referencias bibliográficas.....	119
Bibliografía .....	119

## RESUMEN

El estudio descrito en el presente documento tiene un enfoque práctico con el objetivo de justificar el uso del reglamento local aplicable al diseño de sistemas de racks, que no presentan un comportamiento, ni reúnen las características de un edificio de cortante. El cual se puede analizar mediante software o idealización analítica.

El análisis del diseño de racks tipo industrial se evalúa por medio de dos métodos, el primero mediante las Normas Técnicas Complementarias por el método dinámico que permite observar un comportamiento más detallado del desempeño del sistema de racks, el segundo a través del método estático del Rack Manufacturers Institute el cual es un manual especializado en el diseño de estos sistemas. Es por ello que este análisis pretende sentar las bases y justificar el diseño y revisión de estos sistemas de almacenaje, evaluando las ventajas y desventajas del uso de cada uno de los métodos mencionados.

Dentro del proceso de investigación se recopila información bibliográfica, se realiza un levantamiento estructural del sitio, caracterización del mismo e información de pruebas y ensayos que corresponden a metodologías de prueba específicas para racks, como las rigideces rotacionales aplicadas en las conexiones las cuales modifican el comportamiento estructural del sistema. Asimismo, se exponen las características, parámetros y consideraciones generales de cada método aplicado al análisis estructural de racks.

Dicho comportamiento estructural de cada método, es evaluado por medio de la comparación en la relación de esfuerzos, llevado a cada elemento del sistema, así también se monitorea el comportamiento generalizado a través de la medición de los desplazamientos que dan respuesta a los límites de distorsión permisibles, los cuales marcan la pauta para determinar los parámetros de diseño de un sistema de racks.

## **ABSTRACT**

The study mentioned in this thesis takes a practical approach with the aim of justifying the use of local regulations applicable to the design of rack systems, which do not have the behavior or characteristics of a shear building. That analysis is reviewed by the software ETABS and by an analytical idealization.

The analysis of the design of industrial-type racks is evaluated by means of two methods, the first one by way of the Complementary Technical Standards (NTCDF) by the dynamic method that allows observing a more detailed behavior of the performance of the rack system, the second one through the static method of the Rack Manufacturers Institute (RMI) which is a manual specialized in the design of these systems. That is why this analysis aims to lay the foundations and justify the design and review of these storage systems, evaluating the advantages and disadvantages of the use of each of the mentioned methods.

Within the research process, bibliographic information is gathered, a structural survey of the site is carried out, as well as information on tests and assays that correspond to specific testing methodologies for racks such as the rotational stiffnesses applied to the connections, which modify the structural behavior of the system and help to establish the initial parameters of analysis. The characteristics, parameters and general considerations of each method applied to the structural analysis of racks are also presented.

The structural behavior of each method is evaluated by means of a comparison of the stress ratio of each element of the system. The general behavior is also monitored by measuring the displacements that respond to the permissible distortion limits, which set the standard for determining the design parameters of a rack system.

## INTRODUCCIÓN

La investigación acerca del comportamiento dinámico de racks tipo industrial se deriva de la necesidad de contar con una base teórica de análisis marcada por la Secretaria del Trabajo y Previsión Social que se encarga de regular las condiciones de trabajo para una mayor seguridad de los sitios de operación, estancias y lugares donde se pueda reunir gente como un supermercado con el uso de los sistemas de racks, adicionalmente a esta regulación de carácter oficial se pretende acotar estos rangos de seguridad no solo para el personal en contacto con los racks sino garantizar mediante un análisis estructural la seguridad en el manejo, distribución y almacenaje de materiales y/o mercancía existente en los racks para que en alguna eventualidad como carga máxima y sismo no pierda esta condición de seguridad, protegiendo al usuario y los bienes albergados en ellos.

Los sistemas de racks son elementos de alta variación en la instalación, acomodo de producto y configuración geométrica, estas variables deben tomarse en cuenta en un análisis estructural, ya que los principales indicadores de su comportamiento dependen de estas características como lo son la masa y rigidez del sistema; la masa se enfoca a la cantidad de producto almacenado pero también a la densificación de uso y con una variable de alta ocurrencia, que es la asimetría de carga, asimismo la rigidez del sistema estructural depende de la configuración del sitio derivada de las necesidades de almacenamiento, tránsito y uso del producto, toda esta cantidad de variables debe limitarse mediante la observación y planeación de un objetivo específico de uso.

Mediante las normas locales aplicables al sitio específico de estudio se realizan las comparativas del comportamiento y del desempeño estructural, estas comparativas provienen de la aplicación de métodos ya probados por el Rack Manufacturers Institute y por las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal. Partiendo de que los sistemas de racks no se encuentran catalogados dentro de dichas normas, debido a su comportamiento no ideal al de un edificio de cortante, es necesario tomar especial cuidado en las consideraciones de análisis para que su respuesta sea la más cercana a la realidad del comportamiento.

En el proceso de investigación se recurre a distintos códigos y manuales internacionales para tomar en consideración su aplicación en el método local adoptado como prueba de comportamiento, algunos de los elementos considerados son: la rigidez rotacional de las conexiones viga-columna, columna-placa base y puntales-columna, la toma de diafragmas

flexibles, los efectos geométricos de segundo orden, así como la disminución del área de las secciones multiperforadas. A pesar que el contenido de las conexiones es un vasto campo se decide tomar los parámetros de las pruebas físico-mecánicas realizadas por especialistas en el tema, así como un estudio mediante el método del elemento finito, asignándose estos valores de acuerdo a sus propiedades físico-geométricas para cada caso.

El procedimiento de análisis se realiza de forma simultánea para ir comprendiendo los factores que modifican la respuesta estructural y en la mayoría de ellos justificar la elección de los mismos, una vez obtenidos los resultados del análisis verificando los incisos de cada método se procede a evaluar cuantitativamente los resultados para realizar gráficas del comportamiento que traducen dichas evaluaciones numéricas en consideraciones de tipo cualitativo.

Dentro del proceso de resultados y conclusiones se explican tanto las ventajas como desventajas de cada método sometido a prueba con la finalidad de fundamentar el uso y las limitantes bajo las cuales sea válido cada uno de los métodos. Dichas conclusiones se aplican a un modelo específico, por lo que el alcance se acota a una recomendación de tipo no limitativa.

# **CAPITULO I. DESCRIPCIÓN, ORIGEN Y CARACTERÍSTICAS DE RACKS INDUSTRIALES TIPO ESTRUCTURAL.**

En el campo de la vida profesional, los racks industriales tipo estructural selectivos son de gran utilidad para los procesos del comercio y la industria, esto implica que son sistemas estructurales que no solo resguardan materiales con valor económico, sino que en la interacción con el personal que los opera representa una condición de seguridad para el resguardo de vidas humanas, las condiciones de seguridad para el manejo y resguardo lo comprenden las Normas Oficiales Mexicanas como una condición obligatoria a satisfacer. Con el objeto de cumplir esta demanda se inicia el proceso de recopilación de datos desde el punto de vista estructural; es decir, por la definición de la configuración geométrica, las condiciones de carga, determinación del sitio debido a sus condiciones sísmicas y la normativa aplicable nacional e internacional.

## **I.1 Planteamiento del problema**

Se establece la falta o ausencia de un documento formal del diseño estructural (normativa específica de diseño) (Mahmoud S.A. Shaheen, 2017) que permita una mayor confianza y percepción de seguridad estructural industrial en el almacenaje de productos en racks industriales, al no contar con parámetros específicos para el diseño en zonas sísmicas de la República Mexicana se opta por la revisión bajo la normativa (NTC-CADE, 2017).

Como usuario de los racks industriales se reconoce la necesidad de una investigación acerca de la respuesta estructural de estos sistemas con una adaptación de dichos análisis a las condiciones de terreno y sismicidad nacional.

Por lo tanto, se considera una situación de vulnerabilidad y una incertidumbre en la responsabilidad acerca del análisis estructural de racks (Rasmussen, 2012), dado que la falta de compatibilidad entre el diseño y el comportamiento real de un sistema de racks se podría presentar una posible incertidumbre de diseño o la presencia de desgaste por la toma de criterios inadecuados de estas configuraciones estructurales, provocando una posible inestabilidad de los sistemas ya sea por exceso de carga (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017) (uso inadecuado) o una justificación escasa en la toma de los criterios de diseño estructural que se toman como una vulnerabilidad de diseño.

## **I.2 Antecedentes, Descripción general y usos**

La gran utilidad de los sistemas de racks industrial tipo estructural es vital para el desarrollo, organización y logística de las actividades operativas propias tanto de la industria como en centros de distribución y centros comerciales; sin embargo, el uso indiscriminado y la falta de atención en las diferentes condiciones de diseño ocasiona que estos sistemas sean susceptibles a daño y/o falla. La falta de reglamentación, así como una normativa para este tipo de sistemas dentro de la República Mexicana es un factor importante para tomar en cuenta todas las consideraciones del diseño de racks.

Debido a que en la República Mexicana, la industria y el comercio usan racks de almacenamiento, estos sistemas estructurales son los que realizan esta función. Pertenecen a un grupo de estructuras de interés con la encomienda de resguardar bienes materiales de valor económico importante para el dueño de estos sistemas; sin embargo, no existe el respaldo de un marco normativo que normalice o estandarice los criterios para el diseño de estos elementos. Los racks son sistemas esbeltos, los cuales son susceptibles a fallas por impacto o por fenómenos naturales como sismos que afectan directamente la estabilidad de las configuraciones de los elementos dañando por ende los materiales resguardados.

Una base legal para el desarrollo de esta investigación es la (Norma Oficial Mexicana NOM-006-STPS-2014) en la cual especifica que se deberán tener evaluados estos sistemas, tal como se menciona en su objetivo “Establecer las condiciones de seguridad y salud en el trabajo que se deberán cumplir en los centros de trabajo para evitar riesgos a los trabajadores y daños a las instalaciones por las actividades de manejo y almacenamiento de materiales, mediante el uso de maquinaria o de manera manual” (Norma Oficial Mexicana NOM-006-STPS-2014) y dentro de su Inciso 9.4a) “Asegurar que los elementos estructurales, estantes o plataformas cuenten con la capacidad para soportar las cargas fijas o móviles, de tal manera que su resistencia evite posibles fallas estructurales y riesgos de impacto” (Norma Oficial Mexicana NOM-006-STPS-2014).

### **I.3 Objetivo**

Analizar estructuralmente el comportamiento de racks tipo industrial selectivo con dimensiones y configuración definida para su comparación con el (RCDF, 2017) y el Manual de la asociación de manufactura del (RMI, 2012) para determinar las diferencias en los resultados en función de los criterios de resistencia que cada reglamento considera. Con el resumen de resultados se pretende justificar o anexar al diseño de las (NTC-CADE, 2017) algunas recomendaciones para diseño dentro del marco normativo legal aplicable en México con la ayuda del manual especializado (RMI, 2012) en el diseño de estos sistemas.

### **I.4 Estado del arte en el diseño de Racks**

En el estado del arte del análisis y diseño de estos sistemas estructurales podemos inferir un comportamiento de un edificio de cortante debido a su distribución geométrica y la ubicación de masas, por lo tanto dentro de este documento se toman como base los principios de análisis y diseño estructural para edificios, considerándose la reglamentación mexicana del (RCDF, 2017) y sus Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE). Con la inclusión del reglamento y sus normas, se pretende establecer un criterio base para el análisis y diseño de estos sistemas, al ser estructuras compuestas de elementos multiperforados será de gran utilidad el incorporar la realización de un análisis por el método del elemento finito para determinar su comportamiento estructural real ante las solicitaciones anteriormente descritas tomadas del reglamento.

Una de las preguntas a responder es ¿Cómo diseñar adecuadamente un Rack industrial tipo estructural?, esta pregunta deberá determinarse con la aplicación de diferentes metodologías de análisis para evaluar de manera determinística las ventajas y desventajas del uso de los reglamentos nacionales para el diseño de este tipo de sistemas (Rafael A., Forsbach P., 2004).

Es por ello que el objetivo principal es entender el comportamiento estructural de acuerdo a cada tipo de manual o normativa aplicable, comparando los resultados para verificar si las normativas externas representan parámetros adecuados para el diseño de estos sistemas en la República Mexicana.

Dentro del cuerpo del documento se presentan los análisis comparativos de las respuestas estructurales con los distintos tipos de normatividad y manuales implicados dentro del informe para dar pie al desarrollo de la confiabilidad en los métodos de diseño de los sistemas de racks.

## **I.5 Estándares y manuales aplicables**

El desconocimiento de la normativa internacional correspondiente, así como la definición de parámetros sísmicos y la aplicación de ellos a estos sistemas, representan uno de los problemas principales del diseño de racks tipo industrial.

Dentro de los elementos que se deben integrar para la delimitación del trabajo y especificación de condiciones podemos encontrar normativas y manuales internacionales que pueden variar significativamente con las regionales, por lo que a continuación se enlistan algunos documentos base como guías de diseño.

- RMI (RMI, 2012)  
Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks
- (ANSI MH16.1: 2012, 2012)  
Approved American National Standard, Material Handling Industry of America
- (IBC, 2018)
- (FEMA 460, 2005)  
Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency 460
- (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017)  
Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
- (AISC, 2016)  
Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16
- (NTC-CADE, 2017)  
Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- (CFE-MDOC-CDS, 2015)  
Manual de Diseño de Obras Civiles - Sección C: Estructuras, Tema 1: Criterios generales de Análisis y Diseño, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo.

En el trabajo de antecedentes de investigación la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural realiza un trabajo que recopila la información en una comparativa de análisis, donde se establecen los marcos normativos de diseño que resumen los métodos nacionales e internacionales, tal como lo expone (Rafael A., Forsbach P., 2004) donde el diseño sísmico de los sistemas de almacenamiento industrial conocidos como Racks, Pallet Racking, etc., se realiza

a nivel internacional con el (Uniform Building Code, 1997) (p.1), y más recientemente se comienza a usar el (IBC, 2018). Dichas normas internacionales difieren sustancialmente con las normas y manuales mexicanas como lo son las (NTC-DCEA, 2017) y la (CFE, 2015); es por ello que los diseñadores estructurales que necesitan revisar, avalar o diseñar Racks, deberán conocer dichas normas para poder establecer bases de diseño que cumplan con ellas.

El artículo anteriormente mencionado, muestra la compatibilidad que existe entre el (Uniform Building Code, 1997) y los Reglamentos Mexicanos, dando las recomendaciones necesarias para garantizar un adecuado diseño sísmico. También se dan propuestas que pueden servir como adición al (RCDF, 2017) para este tipo de estructuras (NTC-DCEA, 2017).

## **I.6 Descripción geométrica de racks industriales tipo estructural**

Los Racks industriales son sistemas estructurales compuestos por columnas llamados postes y vigas conocidos como travesaños, estos elementos son fabricados de acero, acoplados mediante conexiones tipo clip o atornilladas, los elementos columna presentan perforaciones a toda su longitud, dichos barrenos permiten que la altura de conexión de los elementos viga sea variable en cualquier instante de tiempo, estas perforaciones son hechas para la inserción de tornillos de las vigas a diferentes niveles según sea requerido por las demandas de la operación.

Las múltiples configuraciones que estos sistemas pueden adoptar generan la necesidad de revisar de manera individual cada ensamble y de forma independiente asegurar su diseño de manera óptima. Para el caso del planteamiento del problema se elige una configuración específica para la evaluar las condiciones y propiedades de la estructura.

### **I.6.1 Asignación de elementos y configuración del sistema**

Nomenclatura del sistema y elementos

a) Geometría de configuración:

Down aisle direction (sentido longitudinal).

Cross aisle direction (sentido transversal).

Pallet Space (calles o claros de los ejes).

b) Geometría de las secciones:

Columna / Poste

Viga / pallets

Diagonal

Puntal horizontal



Figura 1. Rack e identificación de elementos, [fotografía P&G] (Standard Operating Procedure , 2015)

## I.6.2 Fabricación y desarrollo de tecnología

Dentro de la fabricación de Racks se pueden encontrar diversos proveedores de estos sistemas de estiba, a continuación, se enlistan algunos.

- Estral
- Advance
- Mecalux
- Frazier
- Interflo
- Algebase
- Rackesa
- Ingenia Racks

## **I.7 Elección de modelo de análisis por zona geográfica**

Los racks son altamente configurables en sus dimensiones, los claros pueden fabricarse con diversas medidas y las alturas de los niveles definirse de acuerdo a las necesidades del cliente, estas alturas pueden ser variables a toda la longitud de los elementos; sin embargo, para cumplir el objetivo de este tema de investigación definiremos una configuración base de la cual partirán todas las consideraciones de carga, geometría y configuración geométrica, indicada en la Figura. 1.

Debido a que los sistemas de racks son estructuras susceptibles a daño por sismo, en las zonas de mayor actividad y/o peligro sísmico se restringen o limitan las configuraciones generales y alturas posibles, esto con la finalidad de brindar al usuario estructuras seguras de almacenaje, por esta razón se elige la ubicación de la configuración en la Ciudad de México en la alcaldía de Azcapotzalco para la determinación de los parámetros del suelo así como la correcta determinación del espectro para los análisis correspondientes usando la información del reglamento y del manual (CFE, 2015).

### **I.7.1 Descripción de Modelo único de análisis**

El rack a evaluar es existente; sin embargo, no cuenta con una justificación estructural para su uso comercial, por lo que definiremos dimensiones y secciones del sistema de rack. La configuración general del rack cuenta con 19.6 m en el sentido longitudinal y 2.5 m en el sentido transversal, con altura total de 4.75, el claro de las vigas es de 2.80 m con 3 niveles cada 1.40m.

### **I.7.2 Condiciones de carga habitual**

El rack a evaluar tiene una carga viva del pallet de 550 kg por cada tarima, lo que ocasiona por sección de carga un peso de 1,100 kg por crujía por nivel.

### **I.7.3 Levantamiento de Secciones de perfiles**

Las secciones de los perfiles se toman con la designación (IMCA, 2014).

Los elementos estructurales y sus características mecánicas, de acuerdo a la ficha técnica del sistema, son de acero A572 Grado 50.

Columna: Box – CE-102x8.04 kg/m

Vigas: CE-152x12.20 kg/m

Diagonales: LI-51x51x3.2 mm

Puntales: LI-51x51x3.2 mm

## CAPITULO II. ANÁLISIS DE SISTEMAS DE RACKS SELECTIVOS ESTRUCTURALES.

Dentro de los métodos de diseño estructural para edificios se encuentra la concepción de edificios de cortante, este método asume que existe un diafragma rígido que es capaz de transmitir las fuerzas laterales como un solo elemento; sin embargo, dentro de los sistemas de racks esta condición no se cumple dado que, en la sección transversal, las diagonales no siempre coincidirán con las vigas de carga, según (Rafael A., Forsbach P., 2004) tal idealización no es adecuada en este tipo de sistemas. Bajo esta premisa y de acuerdo a la no adecuación de los racks con esta situación de carga, se idealiza como una transmisión de las fuerzas laterales de tipo puntual a los elementos verticales de soporte con diferente factor de comportamiento sísmico en las direcciones perpendiculares, asimismo el análisis bidireccional no formará parte de las consideraciones de diseño originales.

### II.1 Condiciones de carga

Para establecer las condiciones, parámetros y datos cuantitativos acerca de una estructura, se recurre a la observación y documentación pertinente que representa el análisis de la carga recurrente y aprobada para uso, con estos datos se establecen condiciones usuales y máximas posibles que el sistema albergará en su vida útil.

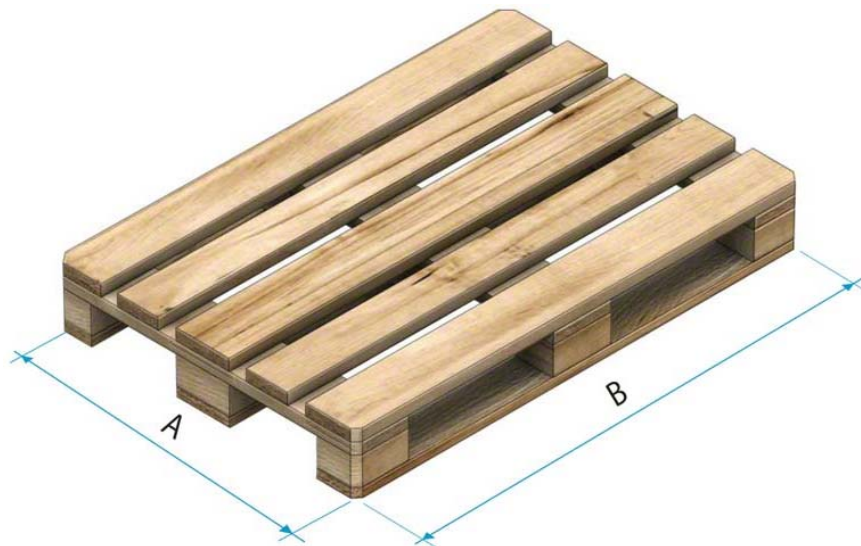


Figura 2. Tipo de pallet usado en los racks (imagen obtenida de Internet)



*Figura 4. Carga habitual de 1100 kg/nivel (imagen obtenida de internet)*



*Figura 3. Carga habitual física de 550 kg/pallet con llenado parcial del rack*

## II.2 Comportamiento de la rigidez en las conexiones.

Dentro del comportamiento estructural de un sistema de racks, es importante definir el tipo de conexión, longitud, espesor, conformación y rigidez de los elementos y la rigidez compuesta por la unión de ellos.

Los tipos de conexiones en estos sistemas de racks son diversos, existen algunas variaciones por su método de anclaje/unión, por la longitud de la conexión, por espesor de la conexión y por número de anclajes dentro de la misma.

La rigidez de las conexiones es un tema de investigación bastante amplio por lo que cada proveedor de estos sistemas tiene datos técnicos para el diseño interno de sus productos, estos datos varían según el fabricante. Existen análisis refinados de la simulación de estas conexiones por el método del elemento finito y la validación de los datos mediante pruebas físicas, los procesos para la determinación de los parámetros se realiza por el (RMI, 2012) en el capítulo “9.4 Pallet beam-to-column connection tests” y en el capítulo “9.6 Cyclic testing of beam-to-column connections”. Los procesos y detalles para las pruebas físicas y consideraciones técnicas son contenidos en las especificaciones generales tales como la (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017), (AISC, 2016), (ANSI MH16.1: 2012, 2012), (IBC, 2018), (FEMA 460, 2005).

Para determinar la rigidez rotacional de las conexiones viga-columna se realizan pruebas físicas, por medio de los procesos del (RMI, 2012) en su capítulo “9.4 Pallet beam-to-column connection tests” y “9.6 Cyclic testing of beam-to-column connections”, en éste se describe las especificaciones de carga, posición y secuencia de aplicación. En la Figura 5 se explica gráficamente las características del proceso.

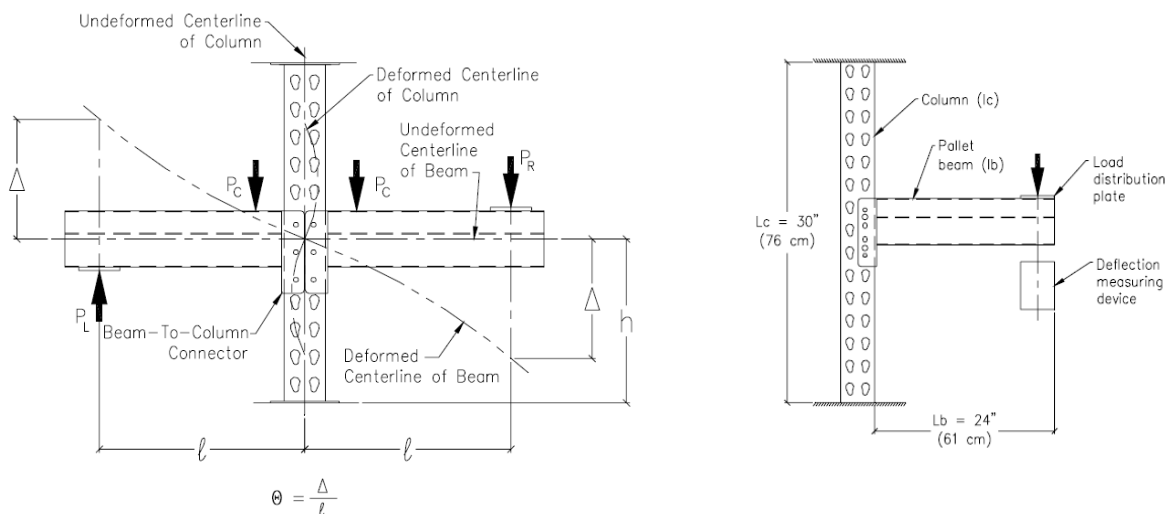


Figura 5. Ilustraciones de pruebas mecánicas de rigidez en conexiones.

### II.2.1 Tipos de conexiones en el sistema de rack analizado.

Las conexiones de los distintos elementos que conforman un rack presentan variaciones en el tamaño, espesor, cantidad de tornillos, así como los sistemas de adose como pueden ser soldadura a los nodos y conexiones excéntricas, para ello se muestran algunas de las condiciones físicas del rack las cuales son tomadas en cuenta en el análisis.



Figura 6. Conexión central simétrica (fotografía tomada en sitio de análisis)



Figura 7. Conexión central asimétrica (fotografía tomada en sitio de análisis).



Figura 8. Conexión estándar de extremo (fotografía tomada en sitio de análisis).

Conexiones semi-rígidas de los contravientos en el sentido corto del rack, estas conexiones puntal-columna también son evaluadas para hallar su rigidez rotacional, las diagonales por su excentricidad a la columna son tomadas como articulaciones.



Figura 9. Conexión de contravientos excéntricos (fotografía tomada en sitio de análisis).



Figura 10. Conexión a piso con 2 tornillos adosada (fotografía tomada en otra configuración).



Figura 11. Conexión a piso con 2 tornillos No adosada (fotografía tomada en sitio de análisis).

## II.2.2 Determinación de la rigidez rotacional de las conexiones.

### II.2.2.1 Rigidez en conexión viga-columna.

Para determinar el tipo de conexión existente, es necesario medir físicamente el rack modelo a evaluar y con esos datos ubicar la rigidez proporcionada por el proveedor en sus distintos prototipos.

Se realiza una recopilación de datos de algunos proveedores los cuales emiten sus recomendaciones de diseño basados en sus estudios propios y pruebas físicas de laboratorio, con ello se verifican las condiciones de diseño y las reales del modelo de análisis para considerar los datos más adecuados a su comportamiento.

Esta información es altamente sensible y no puede ser publicada con algún logotipo, sello o marca que nos pueda identificar, por lo tanto, se realiza un resumen del vaciado de los datos encontrados y provistos por diferentes proveedores. En la tabla siguiente se concentran algunos de los valores más significativos y de mayor coherencia provistos por algunos de los proveedores.

RIGIDEZ ROTACIONAL CONEXIÓN VIGA COLUMNA					
Proveedor	Rigidez Rotacional	Unidades	Rigidez Rotacional	Unidades	Característica
PSH	219	kip*in / rad	252,263.91	kg*cm/rad	Estandar
PSH	437	kip*in / rad	503,375.93	kg*cm/rad	Heavy Duty
M-S	219.344	kip*in / rad	252,660.16	kg*cm/rad	3 pin
M-S	190.755	kip*in / rad	219,728.78	kg*cm/rad	3 pin
M-S	208.384	kip*in / rad	240,035.45	kg*cm/rad	3 pin
M-S	197.849	kip*in / rad	227,900.28	kg*cm/rad	3 pin
M-S	321.097	kip*in / rad	369,868.42	kg*cm/rad	4 pin
S	364.921	kip*in / rad	420,348.85	kg*cm/rad	4 pin
S	403.904	kip*in / rad	465,252.98	kg*cm/rad	4 pin
PA	500	kip*in / rad	575,945.00	kg*cm/rad	Gravitacional
PA	250	kip*in / rad	287,972.50	kg*cm/rad	Sismo

Tabla 1. Rigidez rotacional conexión viga – columna.

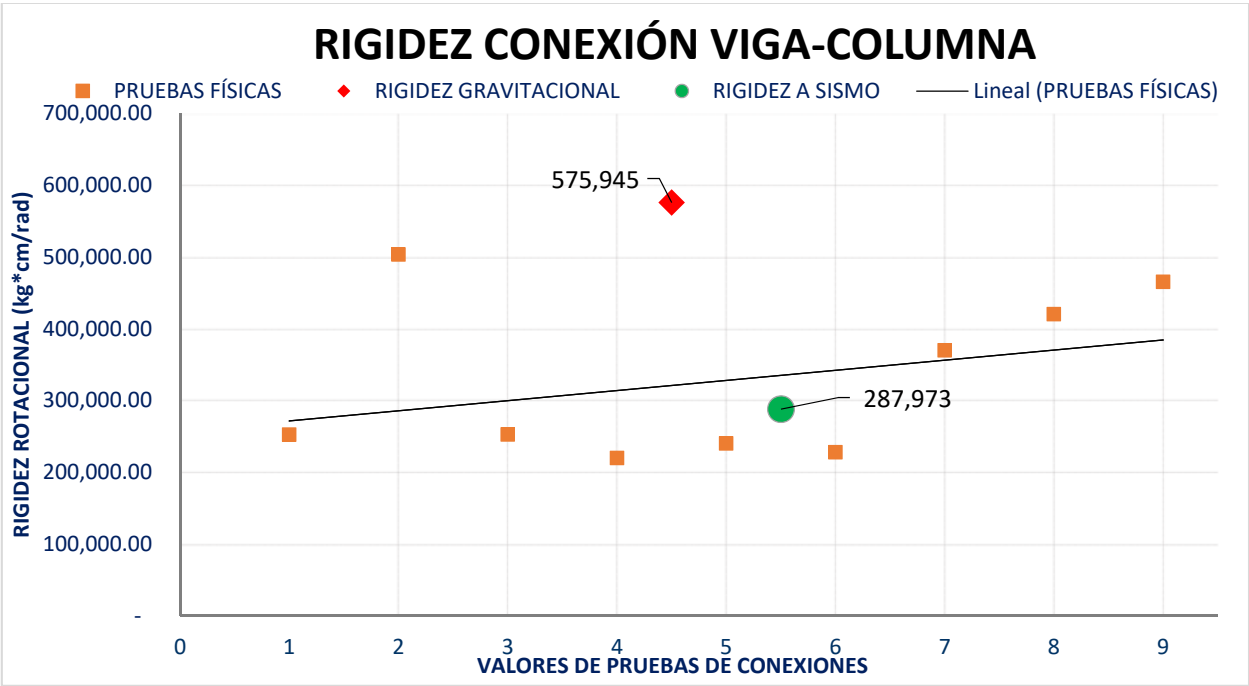
Los datos de los proveedores tienen unidades kip\*in/rad, esto traduce a un momento relacionado al desplazamiento angular que sufre por carga excéntrica de la línea indeformable del eje de la columna. Estas unidades son transformadas a kg\*cm/rad para el manejo adecuado de las unidades en el programa de análisis.

De la tabla anterior podemos encontrar cuatro proveedores con la rigidez rotacional de la conexión viga-columna, estos están ordenados por su criterio de uso y por el número de conectores usados de acuerdo a sus prototipos de fabricación.

Es difícil poder interpretar u organizar los datos de acuerdo a un solo criterio, dada la comparativa explícita con tres variables de comparación no compatibles entre sí, lo que da origen a tomar únicamente los datos del proveedor del rack elegido para el análisis.

Debido a la diversidad de información se realiza una gráfica con los datos que fueron recabados.

La siguiente gráfica muestra la relación de la rigidez rotacional existente y de manera más clara se puede observar la variación de los datos, por lo tanto, se grafica una línea de tendencia para controlar mejor e identificar las especificaciones del proveedor elegido dentro de la amplitud de información.



Gráfica 1. Rigidez rotacional de conexiones de diferentes proveedores.

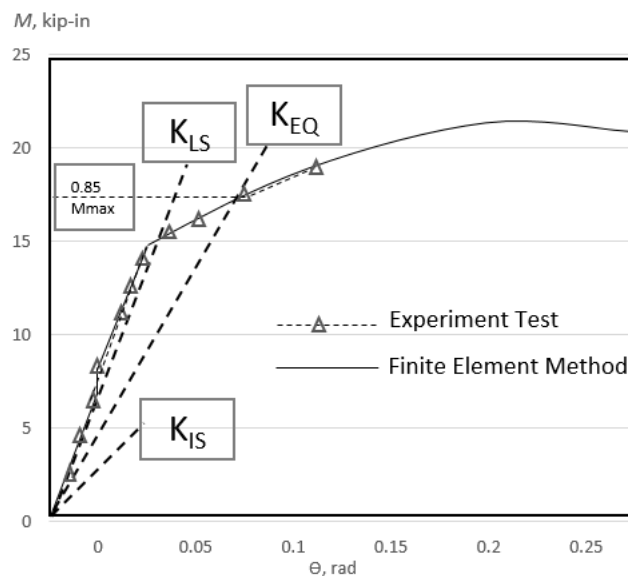
### II.2.2.2 Comparativa de resultados por pruebas físicas y método del elemento finito.

Como parte de la investigación realizada se localiza la información presentada del (Standard Operating Procedure , 2015) acerca de la rigidez de conexiones mediante pruebas físicas y el método del elemento finito, esta gráfica viene acompañada de recomendaciones para la toma de valores dentro de los análisis que se realicen de este manual de diseño.

La gráfica mostrada a continuación describe la relación que existe entre los resultados arrojados por las pruebas físicas de laboratorio de varios tipos de conexión y el resultado del análisis detallado de un modelo de elemento finito, como se puede observar en la imagen, ambos presentan un comportamiento y resultados exactamente iguales.

Con estas gráficas y en la observación del comportamiento de estos datos, se establecen relaciones de comportamiento que dan los límites de comportamiento elástico e inelástico, estos parámetros definidos acotan la versatilidad del diseño y sugieren la toma de los valores ideales de acuerdo al nivel de diseño de los sistemas de racks.

- $K_{IS}$ : Es la rigidez rotacional para la conexión alcanzada en la configuración inicial, no debe ser usada en análisis gravitacionales o sísmicos.
- $K_{LS}$ : Es la rigidez rotacional de la conexión después de la configuración inicial y antes de un sustancial comportamiento no-lineal. Esta rigidez es apropiada para evaluar estabilidad lateral bajo condiciones de carga completa.
- $K_{EQ}$ : Es la rigidez rotacional presentada por medio de una línea equivalente usada como la representación del comportamiento no lineal de la conexión para las fuerzas sísmicas.



Gráfica 2. Comparativa del MEF y pruebas físicas (gráfica del SOP-007)

### II.2.2.3 Rigidez en conexión puntal-columna.

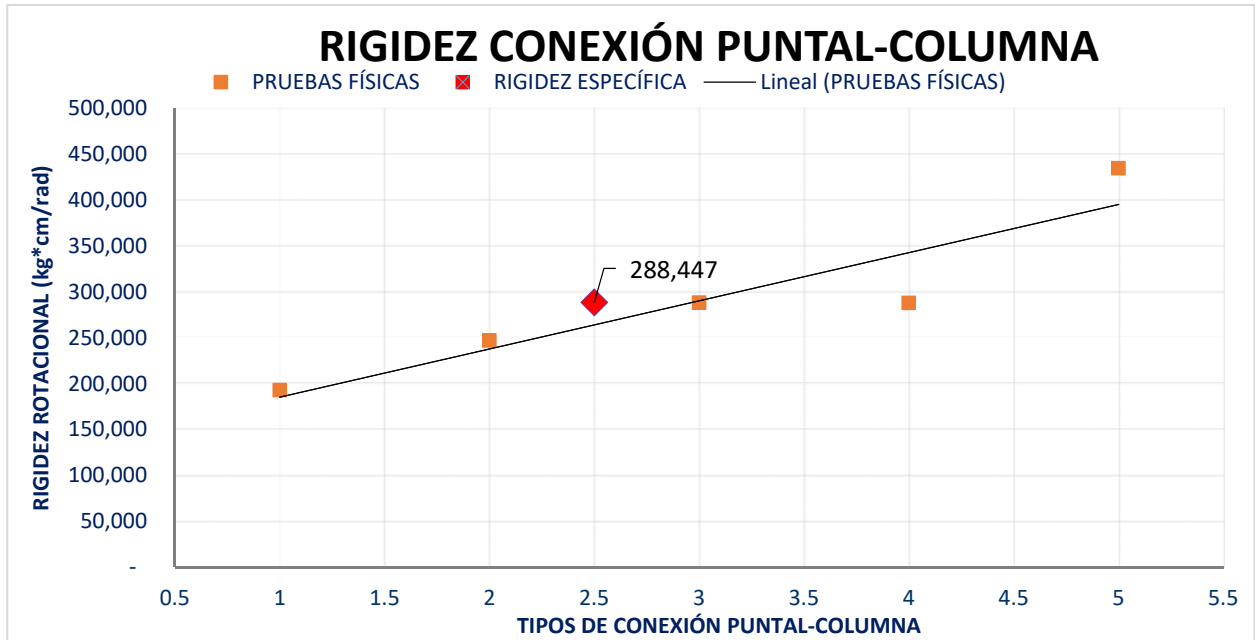
La conexión entre los elementos puntal y columnas del sistema presentan una conexión física mediante soldadura, que une por completo el perímetro de elemento puntal con la cara posterior de la columna, dicha conexión a pesar de ser una unión completa también es estudiada por los fabricantes de racks ya que la inercia de la columna es mucho mayor a la del puntal, esto presenta un comportamiento similar a la presencia de una rigidez rotacional. En este capítulo se toman datos de las pruebas físicas que realiza un proveedor para determinar la rigidez o nivel de empotramiento del comportamiento de dicha conexión.

La siguiente tabla presenta una base de datos de un distribuidor ante sus distintos modelos de conexión sobre su línea de producción.

RIGIDEZ ROTACIONAL CONEXIÓN PUNTAL COLUMNA					
Proveedor	Rigidez Rotacional	Unidades	Rigidez Rotacional	Unidades	
M-S	167.546	kp*in / rad	192,994.56	kg*cm/rad	
M-S	214.545	kp*in / rad	247,132.24	kg*cm/rad	
M-S	250.412	kp*in / rad	288,447.08	kg*cm/rad	
M-S	250.142	kp*in / rad	288,136.07	kg*cm/rad	
M-S	377.537	kp*in / rad	434,881.09	kg*cm/rad	

Tabla 2. Rigidez rotacional conexión puntal – columna.

Se realiza la comparativa de las diferentes rigideces obtenidas de su línea de producción, para este caso el dato que corresponde al análisis se determina como el adecuado por sus dimensiones y condiciones físicas al tercer tipo de conexión. Se señala en la gráfica con un punto especial para definir claramente el valor considerado en el prototipo de análisis.



Gráfica 3. Rigidez conexión puntal – columna, valor de estudio señalado.



Figura 12. Conexión de contravientos excéntricos (fotografía tomada en sitio de análisis).

### II.2.2.4 Capacidad a momento de las conexiones de placa base

La conexión de las columnas y el piso normalmente es tomada como articulado, siendo esta condición física no representativa.

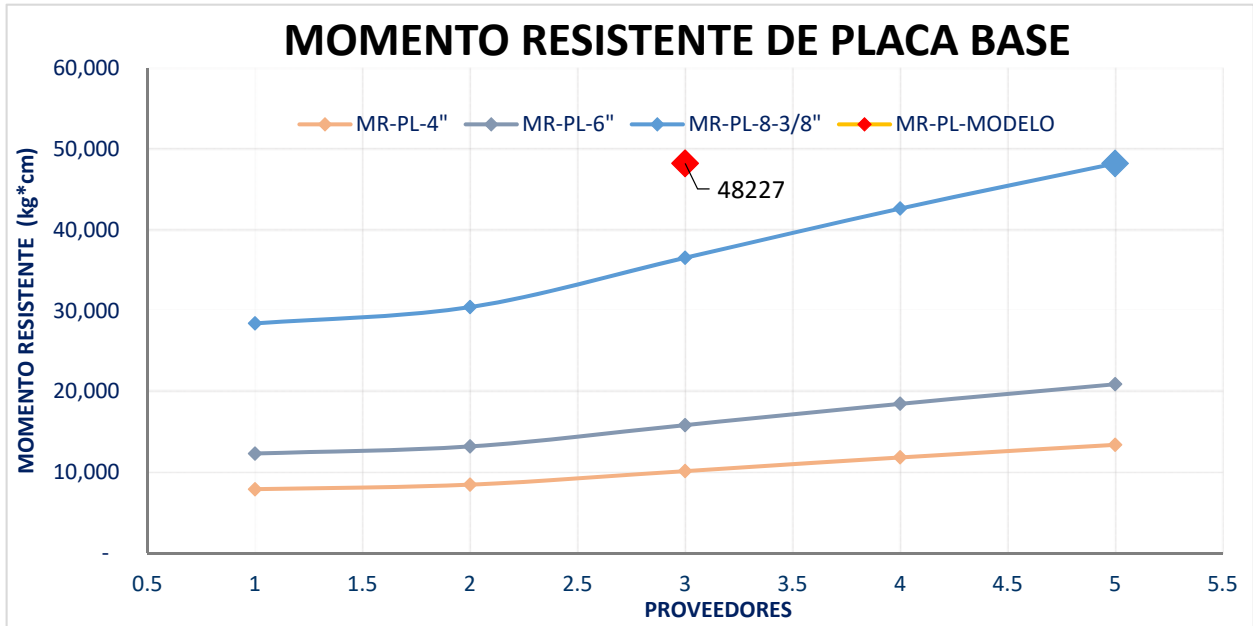
La siguiente tabla y gráfica contienen datos basados en pruebas de laboratorio para obtener capacidad resistente y su rigidez rotacional mediante el artificio de tomar el 85% de la capacidad a momento como valor de la rigidez rotacional, de igual forma se muestran valores clasificados de acuerdo al tamaño de la placa base y su forma de anclaje al piso.

De acuerdo con las características del prototipo a evaluar la selección coincide con el último valor de la tabla.

<b>MOMENTO MÁXIMO RESISTENTE DE LA PLACA BASE</b>					
Proveedor	Momento Resistente	Espesor	Momento Resistente	Unidades	Descripción
M-S	6.853	0.07	7,893.90	kg*cm	4" con 2 Anclas
M-S	7.343	0.075	8,458.33	kg*cm	4" con 2 Anclas
M-S	8.812	0.09	10,150.45	kg*cm	4" con 2 Anclas
M-S	10.282	0.105	11,843.73	kg*cm	4" con 2 Anclas
M-S	11.629	0.12	13,395.33	kg*cm	4" con 2 Anclas
M-S	10.691	0.07	12,314.86	kg*cm	6" con 2 Anclas
M-S	11.455	0.075	13,194.90	kg*cm	6" con 2 Anclas
M-S	13.749	0.09	15,837.34	kg*cm	6" con 2 Anclas
M-S	16.042	0.105	18,478.62	kg*cm	6" con 2 Anclas
M-S	18.143	0.12	20,898.74	kg*cm	6" con 2 Anclas
M-S	24.672	0.07	28,419.43	kg*cm	8" con 4 Anclas
M-S	26.436	0.075	30,451.36	kg*cm	8" con 4 Anclas
M-S	31.728	0.09	36,547.17	kg*cm	8" con 4 Anclas
M-S	37.02	0.105	42,642.97	kg*cm	8" con 4 Anclas
M-S	41.868	0.12	48,227.33	kg*cm	8" con 4 Anclas
M-S	44.2	0.15	48,227.33	kg*cm	8" con 4 Anclas

Tabla 3. Momento máximo resistente de la placa base.

La gráfica siguiente muestra el valor que se tomará en consideración para la revisión y análisis de prototipo en estudio.

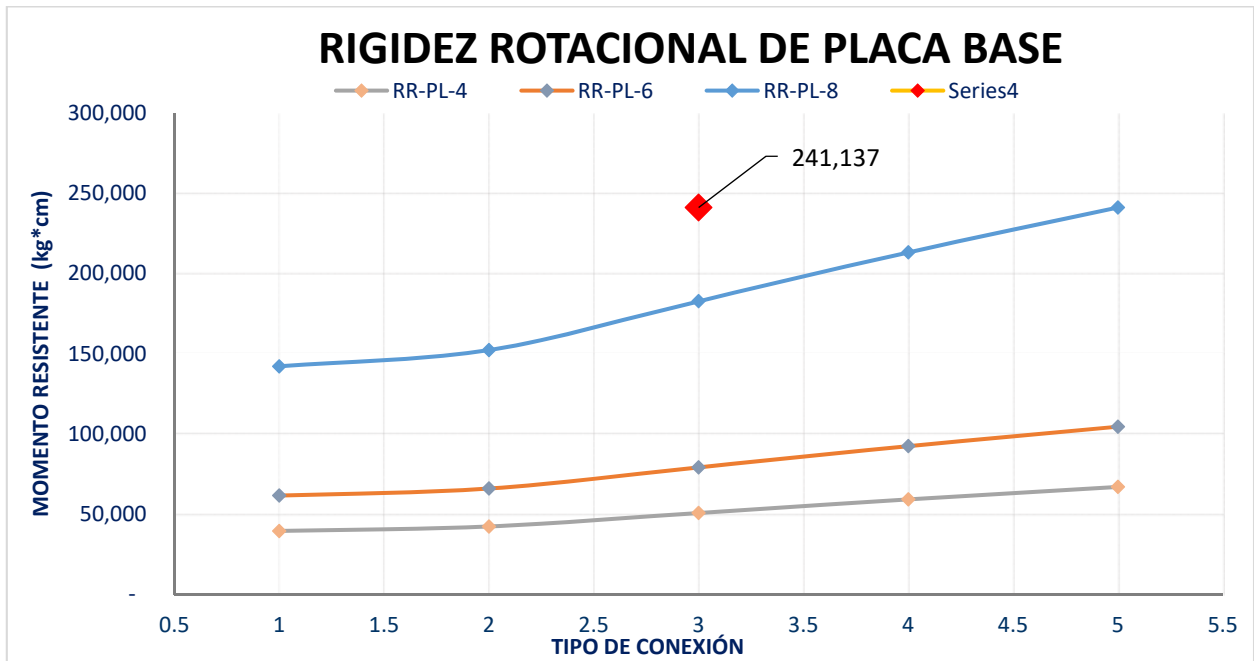


Gráfica 4. Momento resistente de placa base y columna.

Para determinar el valor de rigidez rotacional de las conexiones en las placas base se sigue el procedimiento de (FEMA 460, 2005) en su apartado “6.5 Tentative procedure por displacement based MCE evaluation of pallets-type Steel pallets storage rack systems”, donde el momento resistente de la sección se divide por el giro máximo igual a 0.20 radianes.

RIGIDEZ ROTACIONAL DE LA PLACA BASE POR MOMENTO					
Proveedor	Rigidez Rotacional	Unidades	Rigidez Rotacional	Unidades	
M-S	34.265	kp*in / rad	39,469.51	kg*cm/rad	
M-S	36.715	kp*in / rad	42,291.64	kg*cm/rad	
M-S	44.06	kp*in / rad	50,752.27	kg*cm/rad	
M-S	51.41	kp*in / rad	59,218.66	kg*cm/rad	
M-S	58.145	kp*in / rad	66,976.64	kg*cm/rad	
M-S	53.455	kp*in / rad	61,574.28	kg*cm/rad	
M-S	57.275	kp*in / rad	65,974.50	kg*cm/rad	
M-S	68.745	kp*in / rad	79,186.68	kg*cm/rad	
M-S	80.21	kp*in / rad	92,393.10	kg*cm/rad	
M-S	90.715	kp*in / rad	104,493.70	kg*cm/rad	
M-S	123.36	kp*in / rad	142,097.15	kg*cm/rad	
M-S	132.18	kp*in / rad	152,256.82	kg*cm/rad	
M-S	158.64	kp*in / rad	182,735.83	kg*cm/rad	
M-S	185.1	kp*in / rad	213,214.84	kg*cm/rad	
M-S	209.34	kp*in / rad	241,136.65	kg*cm/rad	
M-S	221	kp*in / rad	254,567.69	kg*cm/rad	

Tabla 4. Rigidez rotacional de la placa base por momento.



Gráfica 5. Rigidez rotacional de la placa base.

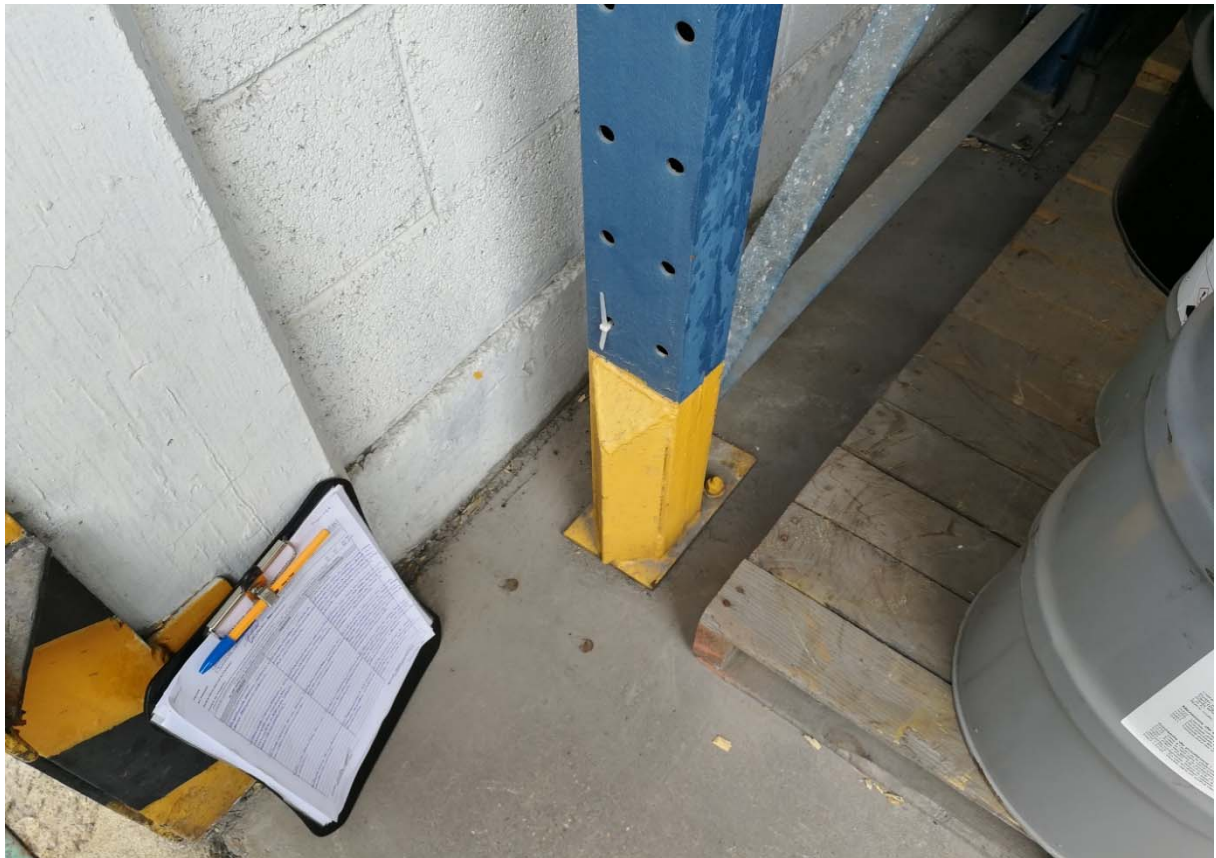


Figura 13. Conexiones atornilladas en elementos longitudinales y soldado en transversales.

### II.3 Comportamiento dinámico

Dentro del proceso de análisis se idealiza un modelo estructural para las condiciones de uno, dos y tres grados de libertad, esto bajo la premisa de considerar mayor simplicidad en el análisis y observar un comportamiento más generalizado del sistema.

Los tres modelos analíticos se construyen por medio del software ETABS, se les aplican las condiciones de carga y combinaciones de acuerdo con las (NTC-CADE, 2017), considerando como única variable los grados de libertad.

Este análisis parte del modelo definido con las mismas características geométricas, mecánicas de los elementos y en sus conexiones anteriormente mencionadas, esto para determinar si la variación en el comportamiento es proporcional y poder aplicar los mismos principios de diseño al sistema global, independientemente de su configuración.

Se analizan los resultados obtenidos para los distintos grados de libertad de la estructura, catalogándose en la siguiente tabla y se grafican los resultados de este proceso a la generalización del comportamiento estructural.

Se toman en cuenta estos datos de análisis:

- Periodo estructural ( $T_e$ )
- Relación demanda-Capacidad (Ratio)
- Deflexión en vigas ( $\Delta v$ )
- Desplazamiento nodal ( $\Delta l$ )
- Relación demanda/Capacidad de columnas (C1)
- Relación demanda/Capacidad de columnas (TC)
- Relación demanda/Capacidad de columnas (D1)

COMPARATIVA DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO					
	1 GDL		2 GDL		3GDL
$\zeta$ :	5 %		5 %		5 %
$T_e$ : (s)	0.834		1.421		2.116
Ratio: (D/C)	0.336		0.338		0.346
$\Delta v$ : (mm)	5.052		5.11		5.13
$\Delta l$ : (mm)	82.40		139.43		310
C1: (D/C)	0.094		0.19		0.188
TC: (D/C)	0.336		0.338		0.346
D1: (D/C)	0.066		0.107		0.172

Tabla 5. Comportamiento dinámico.

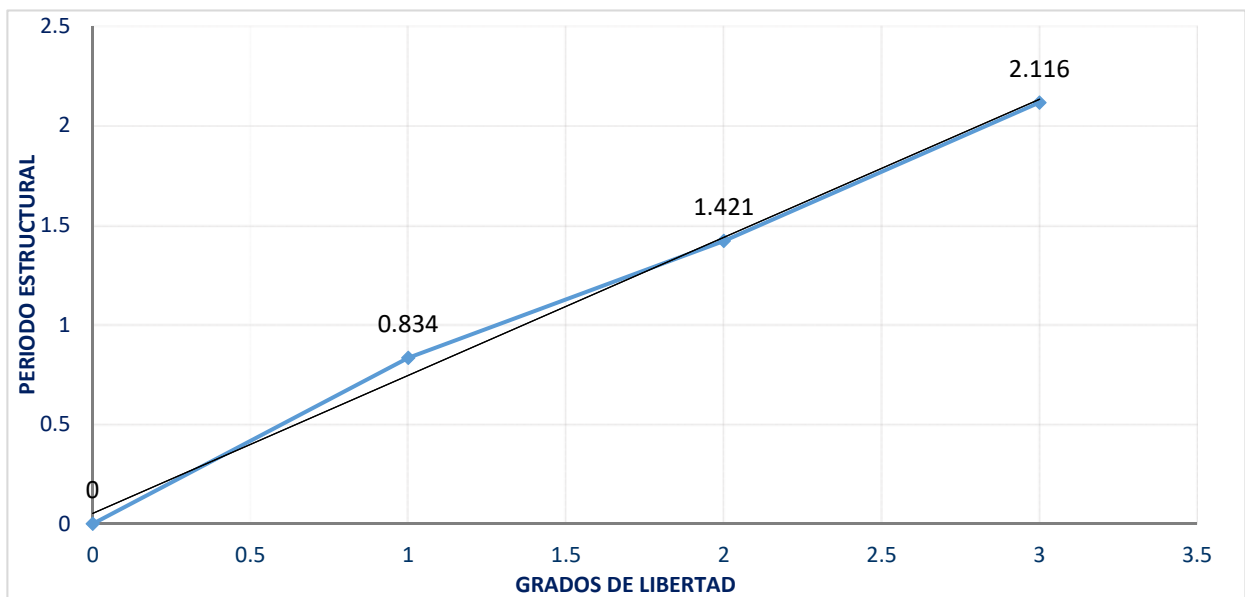
Para interpretar los datos de mejor manera, se adjuntan las gráficas comparativas para los diferentes casos de convergencia, esta comparativa ilustra su comportamiento tomando como base los grados de libertad del sistema y su comportamiento ante periodo y desplazamientos.

### II.3.1 Variación del periodo estructural debido a los grados de libertad.

La primer comparativa tiene como objetivo identificar el comportamiento y las propiedades dinámicas del sistema estructural, así como alguna posible variación del periodo por tratarse de un sistema de diafragma semi-rígido.

En la gráfica, se puede observar que para cada grado de libertad asignado existe un valor de periodo  $T_e$  el cual incrementa casi lineal con una variación en el primer grado de libertad con una variación del 8.7% respecto de una tendencia lineal, que es el punto más alejado del comportamiento previsto.

Con este resultado observado por los análisis, se puede establecer que no existen variaciones geométricas, mecánicas o de carga que afecten el comportamiento estructural, dando pauta a poder idealizar la estructura para  $n$  grados de libertad con un comportamiento sensiblemente lineal.



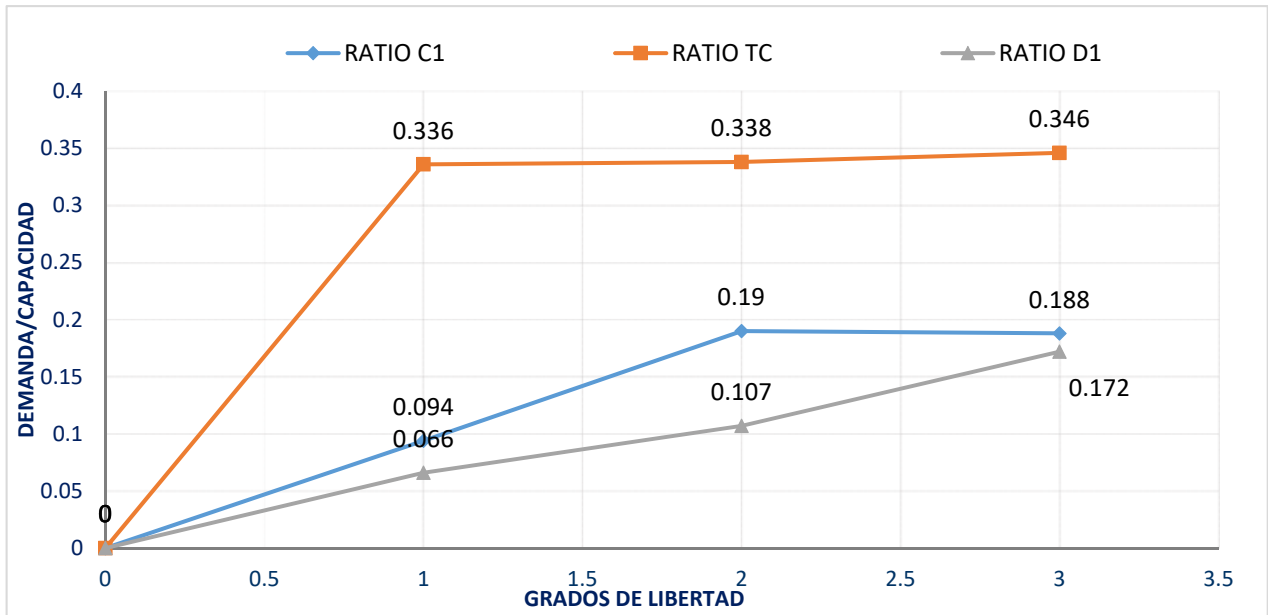
Gráfica 6. Relación grados de libertad con el valor de periodo  $T_e$ .

### II.3.2 Variación de las resistencias de diseño debido a los grados de libertad.

En esta comparativa se obtienen las relaciones Demanda/capacidad de los tipos diferentes de elemento que conforman el rack mediante la variación de los grados de libertad, esto nos

permitirá obtener el comportamiento de cada elemento y por qué efecto mecánico está trabajando ante la variación de los niveles de carga.

- a) El primer tipo de elemento a considerar son los denominados “vigas de carga” con denominación en la gráfica como “TC”, en la cual podemos observar cómo en el primer grado de libertad presenta una relación de 0.336, para el segundo grado de libertad se observa una relación de 0.388 y para el tercer grado de libertad se muestra un 0.346, existiendo una variación menor al 1%. Esto nos indica que los elementos viga no tienen variación significativa respecto del grado de libertad y que el mayor porcentaje de su resistencia está dirigida a las cargas gravitacionales, como se observa en la gráfica 7.
- b) El segundo tipo de elemento son las columnas denominadas como C1 en la gráfica, este tipo de elementos presenta una relación “Demanda/Capacidad” inferior al 0.2, puede observarse que el incremento significativo en el consumo de esta demanda se presenta en el cambio de un grado de libertad a 2 grados de libertad debido al incremento de altura y a los efectos de flexo compresión aunados a una relación de esbeltez mayor, el cambio de altura y este incremento en el consumo de esfuerzos se debe a la interacción de los efectos de flexión. El siguiente rasgo a destacar del comportamiento se debe a la conservación de la misma relación demanda capacidad de la columna en el tercer grado de libertad, esto se presenta por dos efectos, el primero y principal corresponde a la distribución de las diagonales que reducen la longitud no arriostrada del elemento, y el segundo nos lleva a concluir que la columna a pesar de haber incrementado su carga en el último nivel, esta no presenta una respuesta proporcional, por lo que su falla no tiene que ver con la magnitud de su carga para este sistema estructural.
- c) Para el tercer elemento tipo diagonal, denominado como “D1” en la gráfica, podemos verificar que su capacidad resistente de diseño incrementa casi linealmente dependiendo de sus grados de libertad, en el segundo grado de libertad los elementos están un 4% debajo de lo esperado para un comportamiento lineal; sin embargo, su consumo de resistencia sugiere un adecuado comportamiento de los elementos de acuerdo a su función estructural.



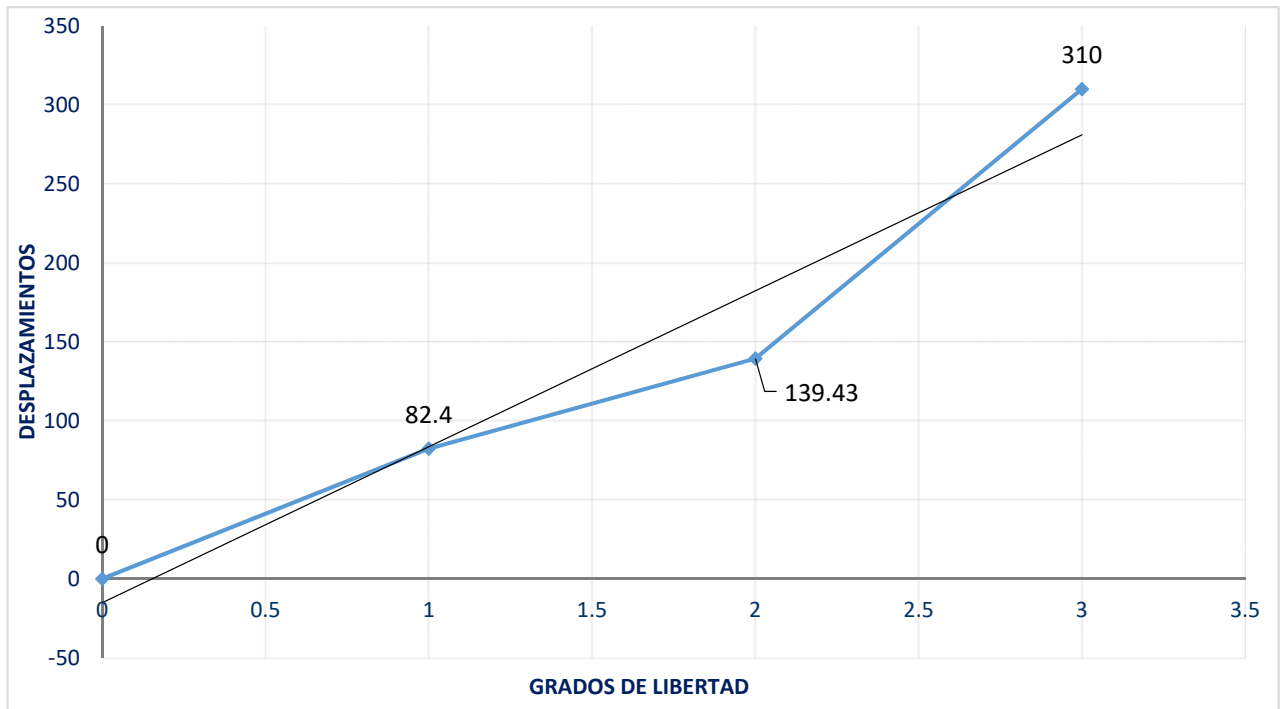
Gráfica 7. Gráfica de comportamiento Demanda/Capacidad por elemento.

### II.3.3 Variación de los desplazamientos debido a los grados de libertad

En este caso el modelo ha sido cargado y analizado con la información de cargas gravitacionales, de uso y las cargas sísmicas que genera el espectro de diseño seleccionado, se encuentra que para un solo cuerpo de racks y debido a la variación en el número de sus grados de libertad los desplazamientos nodales son mucho mayores a los presentados en un sistema completo de racks, esto es predecible debido a la disminución de rigidez lateral ante las fuerzas inerciales.

Se grafican los resultados de los análisis realizados para obtener el máximo desplazamiento lateral que sufre la estructura, de acuerdo a los planos y definición de ejes de análisis, se obtiene un mayor desplazamiento nodal sobre el eje X, el cual no presenta arriostramiento y su único sistema de control ante los desplazamientos laterales es un marco semi-rigido creado por las conexiones de los racks.

Para el primer y segundo grado de libertad, el desplazamiento lateral presenta un comportamiento parcialmente lineal; sin embargo, para el tercer grado de libertad los desplazamientos crecen de manera exponencial, este comportamiento refiere a una estructura limitada a sus desplazamientos por su esbeltez, provocando amplificaciones de los desplazamientos debido a las condiciones de altura que marca o tiende un comportamiento al límite a esa altura.



Gráfica 8. Comportamiento con relación a sus desplazamientos laterales máximos.

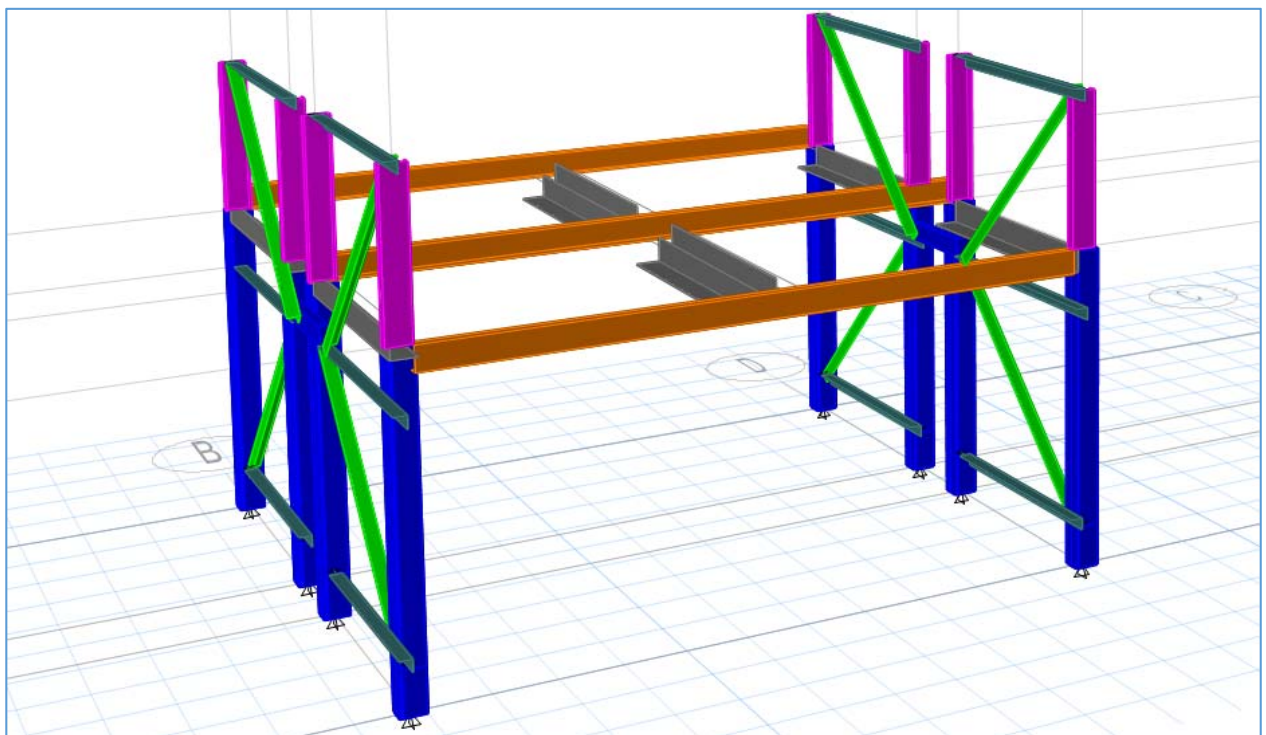


Figura 14. Modelo ajustado a un grado de libertad para el análisis comparativo de comportamiento estructural

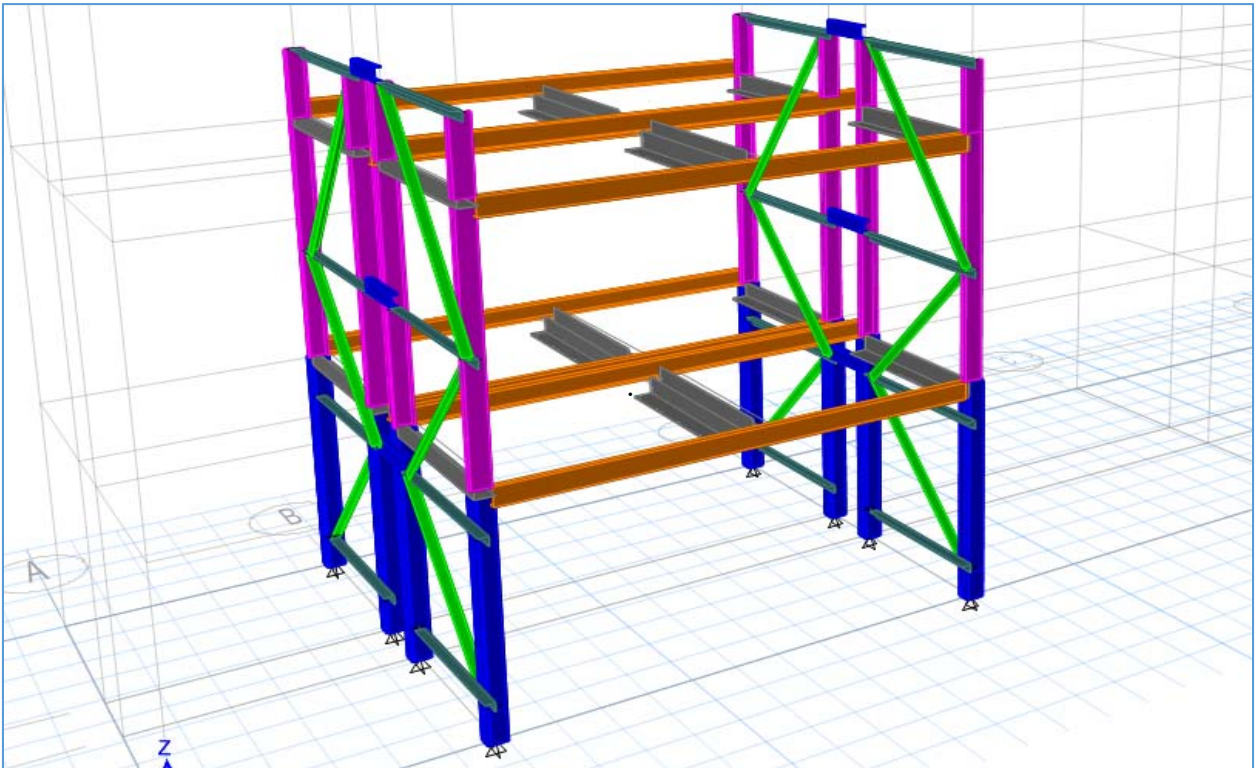


Figura 15. Modelo ajustado a dos grados de libertad para el análisis comparativo de comportamiento estructural.

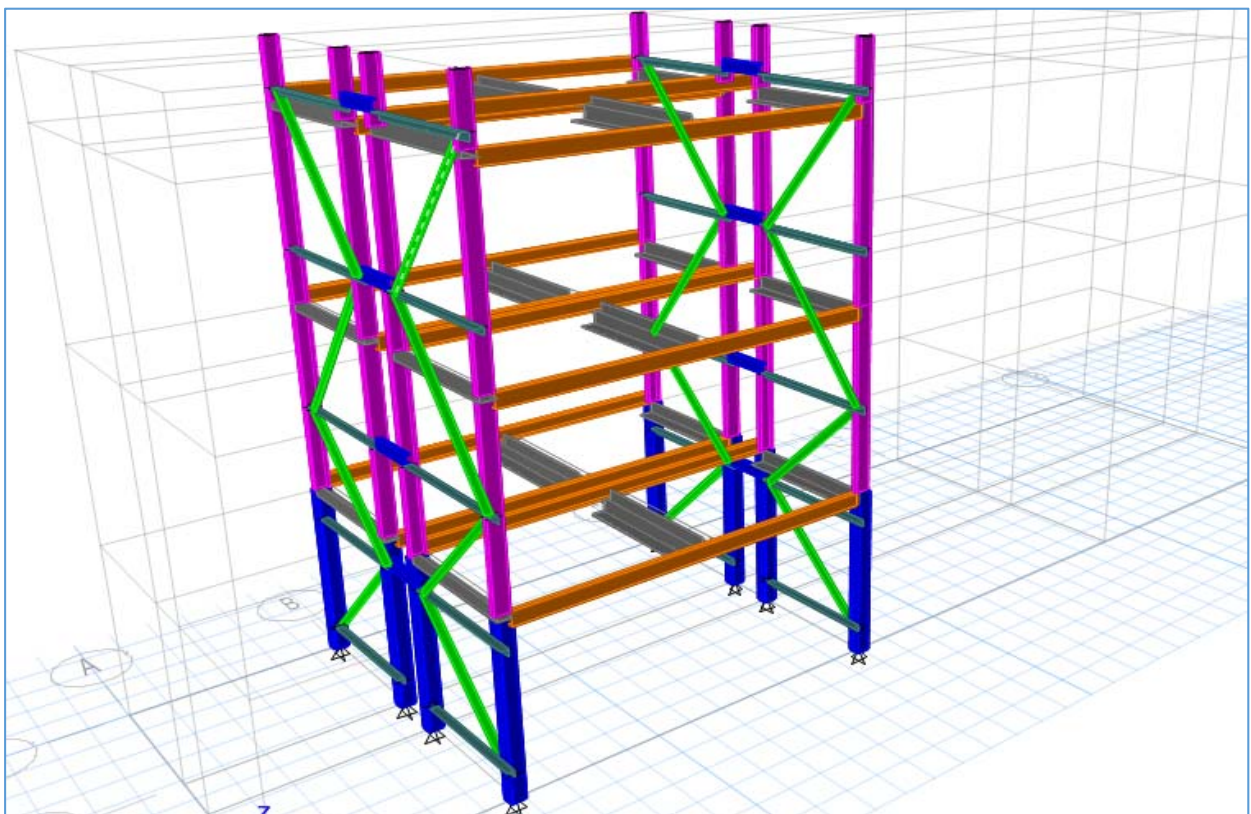


Figura 16. Modelo ajustado a tres grados de libertad para el análisis comparativo de comportamiento estructural.

#### **II.4 Determinación de espectros de diseño**

Para obtener la respuesta dinámica de una estructura se realiza un análisis modal que obtiene las propiedades dinámicas de la estructura. Con la información de los registros sísmicos del sitio se genera un procesamiento de datos, el cual arroja componentes de aceleración unidireccional con los que se construye una envolvente de respuesta, a éste se le asocian factores de comportamiento para respuestas locales específicas y se construye el espectro de respuesta sísmica elástica de los reglamentos.

En este subcapítulo se determinan espectros de respuesta y de diseño para la aplicación de las fuerzas inerciales que intervienen en el diseño por sismo.

Para los casos específicos donde se tenga o requiera un espectro de sitio, se adoptarán los criterios establecidos en las (NTC-DS, 2017) y/o (CFE, 2015) donde se indica el proceso de construcción de los mismos, así como para el código (IBC, 2018) y su homologación con (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017) que recomienda el (RMI, 2012) tomar como base.

#### II.4.1 Espectro de diseño por el Manual de obras civiles CFE-2015

De acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE-MDOC-CDS, 2015) se proporciona una herramienta denominada PRODISIS (Programa de Diseño Sísmico) para la obtención de los espectros, transparentes, elásticos y de diseño de acuerdo a su ubicación geográfica y características de respuesta estructural.

Con base en los diagramas de flujo del diseño para la obtención de los espectros sísmicos se inicia con el proceso de caracterización de la estructura para su clasificación y asignación de parámetros índice de comportamiento.

Los factores de la tabla 6 son los tomados del (CFE-MDOC-CDS, 2015), estos factores son los que modifican el espectro de diseño de acuerdo al procedimiento marcado para la zona, tipo y estructuración correspondiente.

En la tabla 6 se presenta la subdivisión de los valores que modifican el espectro de diseño:

- La clasificación en la sección TE1 pertenece a los asignados por la caracterización geográfica, con estos resultados se obtiene el espectro de respuesta que muestra la máxima aceleración en roca como dato base para su amplificación o atenuación en la reproducción de las aceleraciones.
- En la sección TE2 se identifican los valores que generan la modificación del “Espectro de Diseño Regional Transparente” al “Espectro Modificado por Amortiguamiento”, para este caso el amortiguamiento se determina a un porcentaje del 2% respecto del amortiguamiento crítico de la estructura, por esta causa el “Espectro Modificado por Amortiguamiento” crece en el orden de un 51% comparado con el 5% normalmente utilizado para estructuras.
- En la Sección TE3 se establecen los parámetros y/o factores para la determinación del espectro de diseño afectado por los coeficientes que modifican la respuesta estructural del sistema, éstos compuestos por: el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), factor por redundancia ( $\rho$ ) y el factor por sobre resistencia ( $R_o$ ).

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO Y ESTRUCTURACIÓN				
	Factores que modifican el espectro	Nomenclatura	Selección	Justificación
TE1	Regionalización sísmica:	Zona	C	a)
	Tipo de terreno	Tipo	II	b)
TE2	Factor de importancia de la estructura:	Grupo B	1	c)
	Clasificación según su estructuración:	Tipo 2	II	d)
	Amortiguamiento:	$\zeta$	2%	e)
TE3	Factor de comportamiento Sísmico:	$Q = Q'$	2	f)
	Factor por Redundancia:	$\rho$	0.8	g)
	Factor por Sobreresistencia:	$R_o$	2	f)

Tabla 6. Características del suelo y estructuración

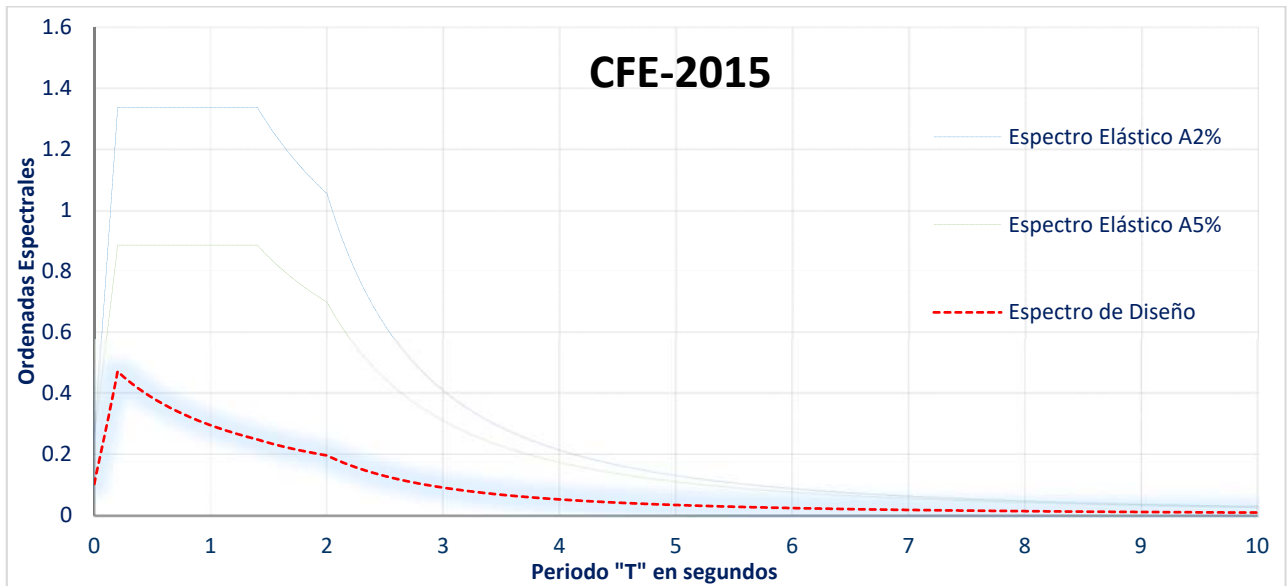
En la tabla 7 se puede observar los parámetros dinámicos del suelo producto de su zonificación y comportamiento estructural detallado del sistema, este criterio para el uso y determinación de los espectros regionales se justifica en la Tabla 1.14 del (CFE-MDOC-CDS, 2015) con base en la clasificación de la estructura según su importancia.

En esta tabla se muestra los valores más importantes del Espectro Modificado por Amortiguamiento y la comparación de valores con respecto del Espectro de Diseño.

PARAMETROS DINÁMICOS QUE RIGEN EL ESPECTRO				
	Factores que modifican el espectro	Nomenclatura	Valor	Espectro
	Aceleración del terreno:	$a_0$ :	0.2461	Elástico
	Ordenada espectral de la meseta:	C :	1.3377	Elástico
	Aceleración máxima de diseño:	$a_{max}$ :	0.4709	Diseño
	Límite inferior del espectro:	$T_a$ :	0.2	Elástico
	Límite superior del espectro:	$T_b$ :	1.41	Elástico

Tabla 7. Parámetros dinámicos que rigen el espectro

Para mayor detalle se construye el espectro de diseño en el programa de la (CFE, 2015) con la herramienta PRODISIS, en la cual se ilustra de manera gráfica la comparativa de los espectros y su modificación en términos de pseudoaceleración como fracción de la gravedad.



Gráfica 9. Comparativa de Espectros característicos CFE-PRODISIS-2015

#### II.4.1.1 Justificación de los parámetros tomados en la construcción del espectro de diseño.

Para la justificación adecuada de los valores y parámetros usados en la construcción de los espectros anteriormente mostrados, se muestra el criterio y su referencia de su elección:

##### a) Regionalización sísmica:

Las coordenadas del sitio son: Longitud: -99.1716 O y latitud: 19.5008 N, las cuales pertenecen a la entidad federativa de la Ciudad de México en la alcaldía de Azcapotzalco. Por medio de esta ubicación definida podemos encontrar el “Espectro de Respuesta” y valores de aceleración, velocidad y desplazamiento de las ondas en la roca para una “Zona C” mostrados con mayor detallan en la Figura 1.2 Regionalización sísmica de la (CFE, 2015).

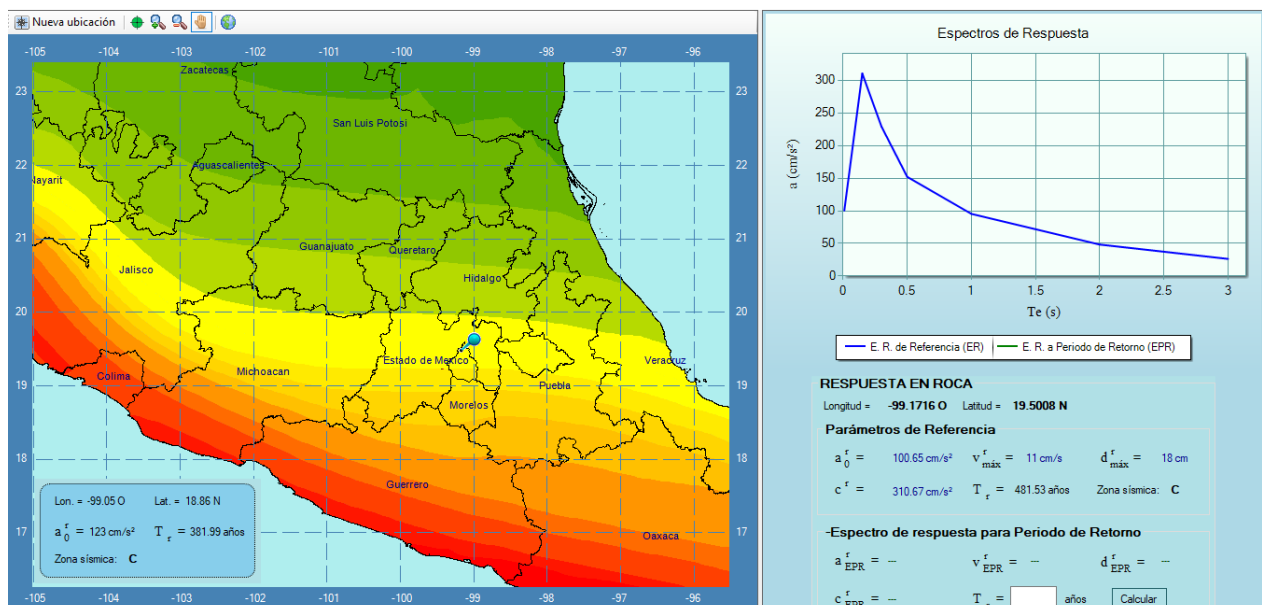


Figura 17. Espectro de Respuesta en roca.

b) Tipo de terreno:

De acuerdo a la Tabla 1.3 Regionalización sísmica de la (CFE-MDOC-CDS, 2015) se muestran los valores correspondientes a las de intensidad sísmica, los valores comprendidos para la zona C pertenecen al orden de aceleraciones en roca de  $100 \leq a_0^r < 200 \text{ cm/s}^2$ , que de acuerdo al programa de diseño sísmico corresponde al tipo II; de igual manera. se toma en consideración la construcción de acuerdo a una amplificación dinámica intermedia por las recomendaciones de la Tabla 1.6 Valores de  $H_c$  y  $V_c$  de la (CFE-MDOC-CDS, 2015).

c) Factor de importancia de la estructura:

Para la clasificación de las estructuras se toma el criterio de la importancia y efectos en caso de falla, dentro de esta clasificación se derivan tres rubros los cuales se describen a detalle en la Tabla 1.1 “Clasificación de las estructuras según su destino” de la (CFE-MDOC-CDS, 2015), éste tipo de sistema estructural pertenece al Grupo B, con un factor de importancia igual a la unidad de acuerdo con la Tabla 1.4 “Espectros de respuesta para cada grupo estructural” de la (CFE-MDOC-CDS, 2015).

d) Clasificación según su estructuración:

Para esta clasificación se recurre a la sección 3.2 del manual de la (CFE-MDOC-CDS, 2015), en la cual se detalla y clasifica por su respuesta estructural; en este apartado se obtienen dos respuestas características, la primera por su destino es del tipo 2 como estructura industrial y la segunda respecto del tipo de configuración por uso que corresponde al tipo II.

- De acuerdo a la Tabla 2.1 “Clasificación de las construcciones según su estructuración” de la (CFE-MDOC-CDS, 2015), se toma el “ TIPO 2 ” por pertenecer a un tipo de sistema destinado al soporte y uso de la industria, asimismo se considera como un diagrama flexible.
- Dentro de esta clasificación y con base en el apartado 3.4.2 “Clasificación de Estructuras Industriales” de la (CFE-MDOC-CDS, 2015) se toma también como Tipo II, por estar regida por el dimensionamiento de una trayectoria y/o equipo.

e) Amortiguamiento:

Para la elección del porcentaje de amortiguamiento estructural se toma el 2% con base en la Tabla 4.1 “Valores del Amortiguamiento” de la (CFE-MDOC-CDS, 2015), se clasifica en “Estructuras ligeras de acero soldadas o con juntas a base de tornillos de alta resistencia trabajando a fricción”. Considerando esta base, se toma la decisión o el criterio para 2% y no 3 % debido a la combinación de sistemas soldados en el sentido corto y sistemas de conexiones atornillados en el sentido largo de la estructura.

f) Factor de comportamiento Sísmico:

El factor de comportamiento sísmico se toma del apartado 3.4.5 “Factor reductor por sobre resistencia” de la (CFE-MDOC-CDS, 2015), en la tabla 4.2 “Factores de comportamiento sísmico y de sobre resistencia” de la (CFE-MDOC-CDS, 2015) para tipo Industrial II de acero refiere los valores de  $Q=2$  y  $R_0 = 2$ .

g) Factor por Redundancia:

En el apartado refiere a la sección 3.3.1.4 de la (CFE-MDOC-CDS, 2015) y se toma  $q=0.8$  debido al número de líneas de defensa en la dirección del análisis.

#### **II.4.2 Espectro de diseño por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias 2017.**

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, las Normas Técnicas Complementarias 2017 son el instrumento donde se establecen los parámetros mínimos de diseño para las zonas de la ciudad de México, de acuerdo con las (NTC-DS, 2017) se usará la sección especificada para el diseño sísmico de edificios; la cual proporciona la ayuda para la construcción de los espectros de diseño determinados como se indica en el capítulo “3. Espectros para diseño sísmico”; en este capítulo se describen los parámetros de diseño y su afectación en la construcción de los mismos. Asimismo refiere al uso del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) para determinar la ubicación del sitio y adoptar los valores concernientes al periodo del suelo y determinación del espectro elástico, con la inserción de los factores de reducción por comportamiento sísmico  $Q'$  y sobre-resistencia  $R$ , se determina el espectro de diseño y junto con la aplicación del factor  $K_s$  que es el cociente de ordenadas espectrales, se pueden revisar los estados de seguridad contra colapso y de limitación de daños.

El software denominado SASID, es un instrumento de uso y distribución libre, de carácter oficial, esta herramienta es de ayuda a los ingenieros estructurales para la obtención de los espectros para diseño por sismo dentro de la Ciudad de México. Los factores de reducción anteriormente mencionados deben ser asignados con base en las (NTC-DS, 2017) para la inserción de los parámetros.

Las coordenadas del sitio se introducen para que el programa puede identificar el área y tipo de suelo en el cual está ubicado el sistema de racks, posteriormente se inserta la información correspondiente al factor de importancia o grupo que es del tipo B, para el factor de irregularidad se coloca el valor de 0.7, para el Factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) se toma el valor de 2 y para el factor de Hiperestaticidad ( $k_1$ ) se toma el valor de 0.8. cada uno de estos valores son justificados para mostrar claramente el principio y concepto referido en las NTC-DS-2017 así como su aplicación a estos tipos de sistemas estructurales.

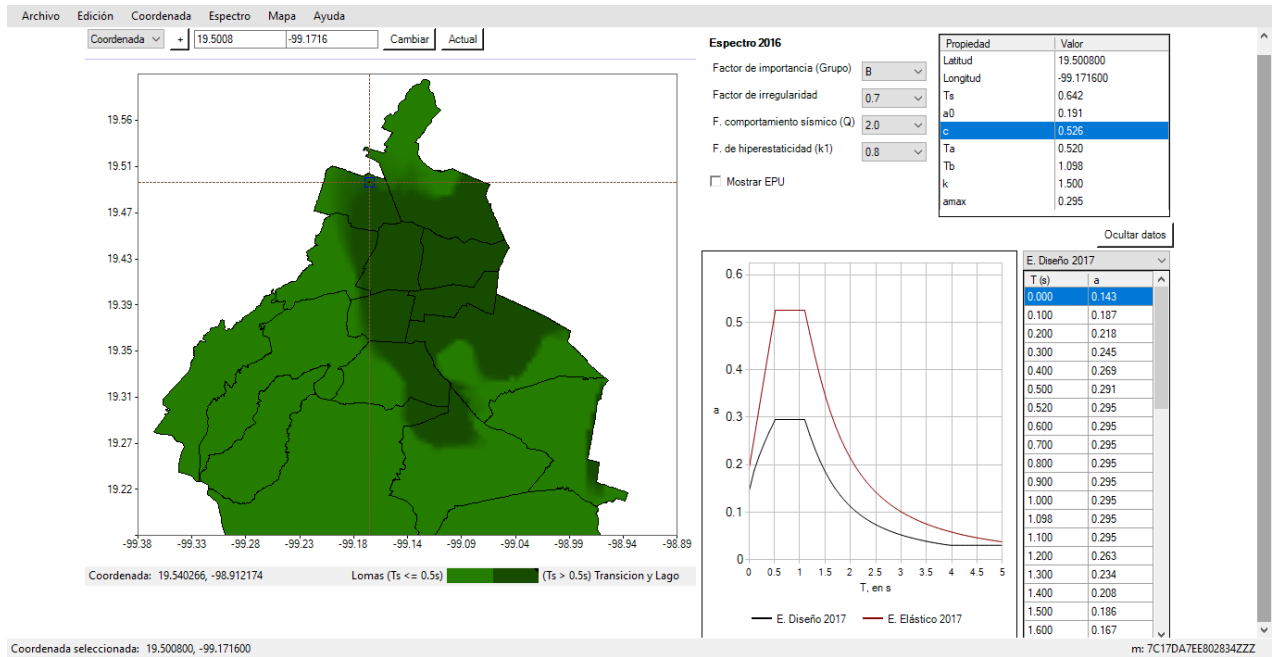
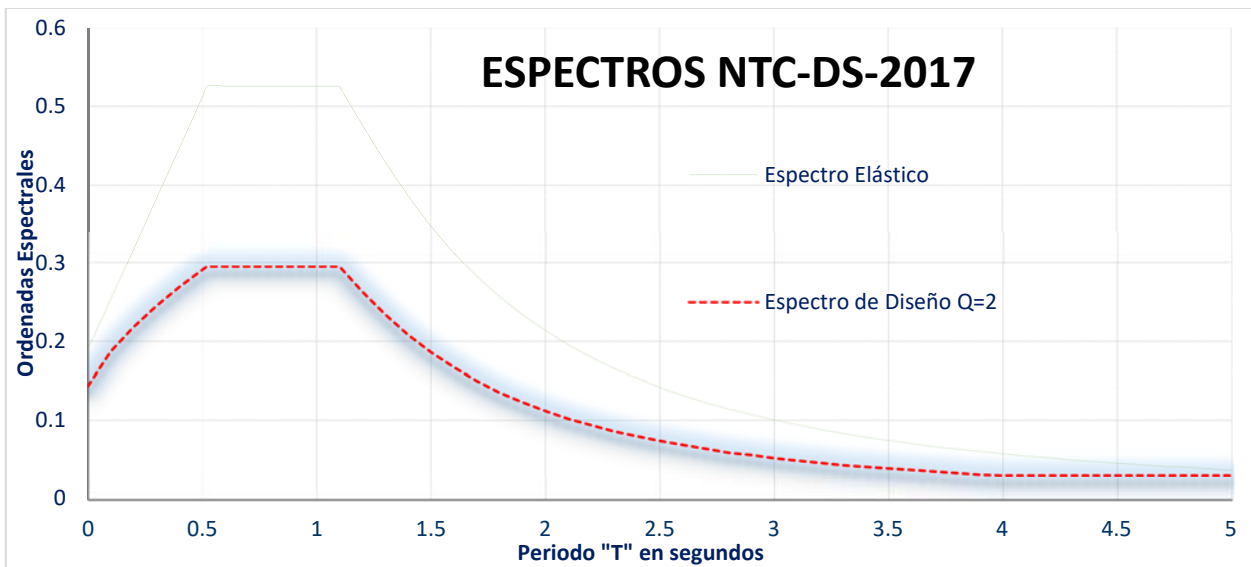


Figura 18. Construcción del espectro de respuesta RCDF-NTC-DS-2017 (SASID).



Gráfica 10. Construcción del espectro de respuesta RCDF-NTC-DS-2017.

PARAMETROS DINÁMICOS QUE RIGEN EL ESPECTRO				
	Factores que modifican el espectro	Nomenclatura	Valor	Espectro
	Aceleración del terreno: (T=0)	$a_0$ :	0.191	Elástico
	Ordenada espectral de la meseta:	C :	0.295	Diseño
	Aceleración mínima de diseño:	$a_{min}$ :	0.143	Diseño
	Límite inferior del espectro:	$T_a$ :	0.52	Diseño
	Límite superior del espectro:	$T_b$ :	1.1	Diseño

Tabla 8. Parámetros dinámicos que rigen el espectro.

Los parámetros enlistados a continuación son los declarados en el sistema SASID para definir el espectro de diseño, en la tabla 9 aparece el nombre, la nomenclatura y el valor de selección, a continuación, aparece una columna en la que se asigna una letra para definir el inciso de justificación para la toma de los valores correspondientes y sustentar la validez de los mismos.

<b>FACTORES DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL ESPECTRO</b>					
	<b>Factores que modifican el espectro</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Selección</b>	<b>Justificación</b>	
	Factor de Importancia:	(Grupo)	B	a)	
	Factor de Irregularidad:		0.7	b)	
	Factor de comportamiento sísmico:	(Q)	2	c)	
	Factor de Hiperestaticidad:	(k1)	0.8	d)	
	Amortiguamiento:	$\zeta$	5 %		

*Tabla 9. Factores de comportamiento estructural para el espectro.*

#### **II.4.2.1 Justificación de los parámetros tomados en la construcción del espectro de diseño.**

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, la elección de los valores mostrados en la tabla 9 están basados en las (NTC-DS, 2017).

Para la aplicación del diseño y revisión de los racks tipo Industrial basados en las (NTC-DS, 2017) se explican los escenarios del por qué y el cómo.

¿Por qué el uso y determinación de los parámetros?

Dentro del por qué se deben o se recomienda revisar este tipo de sistemas por la normativa aplicable al sitio de trabajo, se establece que los lineamientos mínimos aplicables deben ser contenidos en las (NTC-DS, 2017) por ello si los sistemas aplican al territorio geográficamente ubicado en esta zona de alcance, el marco legal propone el uso y revisión con los parámetros y consideraciones comprendidos.

¿Cómo aplicar los parámetros y partes de las (NTC-DS, 2017)?

En el capítulo “1. Criterios Generales de Diseño” comprendidos en las (NTC-DS, 2017) realiza la aceptación de estructuras con similar estructuración a los edificios, además se menciona el concepto de “obras fabriles” en cuyo caso también se encuentran contenidos estos sistemas, adicionalmente en el capítulo 4.1 Reglas Generales inciso b refiere a la tabla 4.2.2 donde el sistema dual formado por marcos de acero y contravientos de acero se toma como base para establecer los datos de estructuración, dichas consideraciones justifican la aplicación normativa.

#### 1) Factor de Importancia

El factor de importancia señalado en el inciso 3.3 de las (NTC-DS, 2017) señala que de acuerdo al Artículo 139 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, este tipo de sistemas son considerados dentro del Grupo B, que son estructuras comunes industriales no incluidas en el Grupo A.

#### 2) Factor de Irregularidad

En capítulo “5. Condiciones de Regularidad” de las (NTC-DS, 2017), señala que las condiciones para clasificar una estructura, para el caso del rack no se cumplen las condiciones 2, 5, 6 y 9 con la combinación de estas, se respalda en el inciso “5.3 Estructura muy Irregular” que al cumplir las condiciones por tanto se asigna el valor de 0.7 señalado en el inciso “5.5 Corrección de Q por irregularidad” de las (NTC-DS, 2017).

#### 3) Factor de comportamiento Sísmico (Q)

En el inciso 4.1-b) de las (NTC-DS, 2017) se sustenta que en el caso de que existan diferentes comportamientos en los dos sentidos de la estructura puede adoptarse el valor de Q más bajo para ambas direcciones, se realizó el espectro para ambos coeficientes  $Q=2$  y  $Q=4$ ; sin embargo, el adoptado por  $Q=4$  aunque permite un mayor desplazamiento, el valor del espectro es significativamente menor al de  $Q=2$  y físicamente puede sustentarse con menor claridad por ello se toma como valor  $Q=2$  para ambas direcciones.

Con este fundamento es posible tomar  $Q=2$  que viene dado de la Tabla 4.2.2 “Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas” de las (NTC-DS, 2017) en el inciso de sistema dual formado por marcos de acero y contravientos de acero con ductilidad baja, propone el uso de  $Q=2$  y una distorsión de 0.015.

#### 4) Factor de Hiperestaticidad ( $k_1$ )

Para tomar el factor correspondiente se indica en el inciso 3.5 “Factor de sobre-resistencia” de las (NTC-DS, 2017), el Factor  $k_1$  toma el valor de 0.8 por ser un sistema estructural que contiene menos de tres crujías resistentes a sismo en una dirección y dos o menos crujías resistentes a sismo en la otra dirección de análisis.

### **II.4.2.2 Determinación de estados de carga para análisis en racks NTC-2017.**

De acuerdo al (RCDF, 2017) y sus (NTC-CADE, 2017) las cargas se agrupan por su duración según el capítulo “2. Acciones de Diseño” por permanentes, variables y accidentales, con base en esta filosofía de análisis se realiza la asignación de los estados de carga establecidos y la homologación con los estados de carga declarados en el manual de diseño del (RMI, 2012).

<b>Normas Técnicas Complementarias 2017</b>		
ID / NTC	ESTADOS DE CARGA	ID / RMI
CM	Carga Muerta	D
CVM	Carga Viva Máxima	P
CVA	Carga Viva Accidental	Papp
Sx , Sz	Sismo dirección X, sismo dirección Z	E
I	Carga de Impacto (RMI-Section 2.3).	I

*Tabla 10. Estados de carga. Normas Técnicas Complementarias 2017.*

En la primera columna se coloca la identificación del estado de carga, en la segunda columna se ubica el nombre de la carga y su aplicación según su duración y en la tercera se homologa la nomenclatura de las (NTC-CADE, 2017) con el del manual (RMI, 2012) para tener un mismo enfoque de análisis y evitar la duplicación de cargas o la omisión de las mismas.

### II.4.2.3 Cargas de uso para la revisión estructural.

Las cargas rotuladas en el sitio han sido colocadas para determinar la carga máxima posible que se pueda ubicar en el sistema, esta carga esta dado para cada pallet, este peso de pallet ya incluye el peso de la tarima de madera que es pesada junto con el producto a estibar.

Las cargas se manifiestan en la tabla 11 para establecer las bases de análisis y las condiciones a las que la estructura estará siendo sometida de manera analítica para la consideración del (RCDF, 2017) y sus (NTC-CADE, 2017) aplicables para los estados límite.

- La carga rotulada para el sistema es de **550 kg/pallet**.
- La carga cada nivel se asume explícitamente como **1100 kg/Nivel**.

Esto es, cada tarima debe cargar como máximo 550 kg dadas las dimensiones de la tarima, es posible cargar dos tarimas por cada nivel del rack, teniendo un peso por nivel de 1100 kg.

<b>Normas Técnicas Complementarias 2017</b>			
ID / NTC	ESTADOS DE CARGA	Carga	Unidad
CM	Carga Muerta	Peso Propio	kg/m
CVM	Carga Viva Máxima	197	kg/m
CVA	Carga Viva Instantánea	178	kg/m
I	Carga de Impacto (RMI-Section 2.3).	50	kg/m

*Tabla 11. Condiciones y bases de análisis.*

Como no existe referencia o parámetro de uso explícito en las (NTC-CADE, 2017) se usa como límite lo mencionado en el (RMI, 2012) que se usa el 25% de la carga viva máxima como impacto.

Para la evaluación de la carga instantánea se usan dos criterios: el de uso y el de las (NTC-CADE, 2017) con el fin de justificar de manera lógica el uso de este tipo de carga.

- La tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias de las (NTC-CADE, 2017) menciona el criterio de uso del 90% de la carga viva máxima en su inciso g).
- Como criterio de análisis se emplea el de uso y frecuencia real de uso, con el cual de acuerdo a su manual de uso y operación la carga es constante y con espacios breves de vaciado por lo que la probabilidad de ocurrencia de un comportamiento asimétrico es baja.
- No se colocan los valores de carga para el estado accidental de sismo por presentarse el análisis bajo el método de análisis modal espectral.



*Figura 19. Carga habitual de rack con frecuencia de uso baja.*



*Figura 20. Rotulado del sistema de racks*

### **II.4.2.3 Determinación de las combinaciones de carga aplicables para diseño NTC-2017.**

La filosofía de diseño adoptada por el (RCDF, 2017) y sus (NTC-CADE, 2017) basada en factores de carga y resistencia LRFD por sus siglas en inglés realiza la interpretación de los datos bajo dos condiciones de carga, la primera se revisa para estado “límite de falla” y la segunda condición para estado “límite de servicio”, esto definido por el (RCDF, 2017) en los artículos 148 y 149. Para cada estado límite se proveen diferentes combinaciones de carga y factores de resistencia en las (NTC-CADE, 2017).

Este tipo de combinaciones se estipula en el capítulo 3. “Criterios de Diseño Estructural” en el punto “3.1 Estados Límite” de las (NTC-CADE, 2017), las cuales de forma asociativa generarán grupos independientes de revisión para la evaluación de ambos estados.

De acuerdo al punto “2.2 Intensidades de diseño” de las (NTC-CADE, 2017), se establece en el inciso b) que para las acciones variables, las intensidades de diseño corresponderán a cuatro escenarios. Se cita textualmente lo que marca las (NTC-CADE, 2017) en el capítulo 2.2:

- 1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes.
- 2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable.
- 3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo; y
- 4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero. (p.690-691)

De acuerdo al punto “2.3 Combinaciones de Acciones” de las (NTC-CADE, 2017), se establecen las condicionantes y escenarios para la realización de combinaciones.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

- b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4. (p. 691)

De acuerdo a los lineamientos anteriores, se puede observar la distribución de dos tipos de combinación: la combinación de acciones permanentes más variables y la combinación de acciones permanentes más variables con la adición de las accidentales.

Para evaluar las “Resistencias de Diseño” marcadas en las (NTC-CADE, 2017), se asocia directamente para las combinaciones pertenecientes al “estado límite de falla” para cualquier elemento que lo conforma.

Donde los factores de carga estipulados en el punto “3.4 Factores de carga” de las (NTC-CADE, 2017) es un sistema clasificado del grupo B, los cuales se consideran:

FACTORES DE CARGA PARA RESISTENCIA DE DISEÑO	
Estado límite de falla	
Acciones	Factor de Carga
Permanentes:	1.3
Variables:	1.5
Accidentales:	1.1
Cargas favorables:	0.9

*Tabla 12. Factores de carga para resistencia de diseño.*

Para la revisión de servicio marcada en las (NTC-CADE, 2017) se hará dicha revisión sin importar el grupo de la estructura con todos los casos y acciones con factor de carga unitario.

FACTORES DE CARGA PARA CONDICIÓN DE SERVICIO	
Estado límite de servicio	
Acciones	Factor de Carga
Permanentes:	1
Variables:	1
Accidentales:	1

*Tabla 13. Factores de carga para condición de servicio.*

Una vez estipulados los casos de carga, estados límite de falla y servicio y factores de carga aplicables se procede a realizar el armado de las combinaciones por estado límite que corresponden.

Las combinaciones de carga se separan por estado límite, en la tabla 14 viene separado para el estado límite de falla, las anteriores provocarán la falla o máximo esfuerzo de cualquier elemento que compone el sistema estructural.

Con base en las (NTC-CADE, 2017) en el capítulo 3.1 Estados Límite.

COMBINACIONES DE CARGA PARA RESISTENCIA DE DISEÑO						
Estado límite de falla						
Combinaciones	CM	CVM	CVA	Sx + e <sub>x</sub>	Sz	Imp
C1-R	1.3	1.5				
C2-R	1.1		1.1	1.1	0.33	
C3-R	1.1		1.1	0.33	1.1	
C4-R	1.1		1.1	1.1	-0.33	
C5-R	1.1		1.1	0.33	-1.1	
C6-R	1.1		1.1	-1.1	0.33	
C7-R	1.1		1.1	-0.33	1.1	
C8-R	1.1		1.1	-1.1	-0.33	
C9-R	1.1		1.1	-0.33	-1.1	
C10-R	1.1		1.1			1.4
C11-R	0.9		0.9	1.1	0.33	
C12-R	0.9		0.9	0.33	1.1	
C13-R	0.9		0.9	1.1	-0.33	
C14-R	0.9		0.9	0.33	-1.1	
C15-R	0.9		0.9	-1.1	0.33	
C16-R	0.9		0.9	-0.33	1.1	
C17-R	0.9		0.9	-1.1	-0.33	
C18-R	0.9		0.9	-0.33	-1.1	

Tabla 14. Combinaciones de carga para resistencia de diseño.

Para estas condiciones se revisará que los elementos mecánicos que desarrollan las acciones no sean inferiores a los resistidos por los elementos ni provoquen alguna condición de inestabilidad que afecte global o parcialmente a la estructura.

Dentro del caso de análisis para la dirección longitudinal del sistema se maneja la excentricidad incorporada al diafragma flexible, dicha consideración se utiliza en la combinación del eje longitudinal que está asociada al sismo en dirección ortogonal.

Para el estado límite de servicio, las combinaciones se muestran en la tabla 15, las cuales provocarán las deformaciones máximas que el sistema presentará durante el análisis representando su periodo de vida del sistema estructural.

Las deformaciones máximas son de tipo horizontal y vertical, las de tipo horizontal también llamadas deflexiones se producen por las cargas gravitacionales de su peso de trabajo habitual, las deformaciones horizontales también llamadas desplazamientos nodales se relacionan con un estado accidental el cual se asocia a la deformación de un nivel respecto del nivel anterior

dividido por su altura entre ellos, dando lugar a la medición de la distorsión. Todas estas combinaciones se presentan con factores de carga unitarios con base en las (NTC-CADE, 2017) en el capítulo 4. “Estados Límite de Servicio”.

Con el estado límite de servicio se establecerán las deformaciones máximas, tanto las provocadas por la carga en los elementos viga como las deformaciones que producen las distorsiones de los niveles de carga.

COMBINACIONES DE CARGA PARA CONDICIÓN DE SERVICIO						
Estado límite de servicio						
Combinaciones	CM	CVM	CVA	$S_x + e_x$	$S_z$	Imp
C1-S	1	1				
C2-S	1		1	1	0.3	
C3-S	1		1	0.3	1	
C4-S	1		1	1.1	-0.3	
C5-S	1		1	0.3	-1	
C6-S	1		1	-1	0.3	
C7-S	1		1	-0.3	1	
C8-S	1		1	-1	-0.3	
C9-S	1		1	-0.3	-1	
C10-S	1		1		1	
C11-S	1	1UN			1	

Tabla 15. Combinaciones de carga para condición de servicio.

Para este grupo de combinación de acciones se evalúan las deformaciones debidas a las cargas gravitacionales en los elementos horizontales de carga, como las derivadas de las fuerzas accidentales que se traducen en desplazamientos horizontales en los niveles de carga y que éstas deformaciones y desplazamientos no sean mayores que las estipuladas en el capítulo 4. “Estados Límite de Servicio” de las (NTC-CADE, 2017).

Dentro del caso de análisis para la dirección longitudinal del sistema, se maneja la excentricidad incorporada al diafragma flexible, la cual está asociada al sismo en dirección ortogonal.

#### II.4.2.4 Efectos específicos a considerar por su tipo de análisis

De acuerdo al capítulo 2 de las (NTC-DS, 2017) existen distintos efectos asociados a un fenómeno sísmico que actúan sobre una estructura para la determinación de las condiciones más críticas que se pueden presentar y los efectos que conducen a la mayor demanda del sistema.

##### II.4.2.4.1 Efectos de torsión

Los efectos de torsión se traducen a la aplicación de la fuerza sísmica fuera del eje de simetría de la estructura general, mismas que generan un momento alrededor del centro de rigidez, este efecto se produce debido a la diferencia geométrica que existe entre el centro de masas y el centro de rigidez; con el cambio del centro de masa existe una fuerza que se considera asimétricamente aplicada, provocando una torsión en la estructura. Existen dos tipos de excentricidad que se toman en cuenta para el cálculo de la torsión considerada en la metodología de las (NTC-DS, 2017), la primera es la calculada para cada nivel de entrepiso y el segundo tipo de excentricidad accidental pertenece a la ubicación de carga fuera del centro de rigidez por la incertidumbre de dichos centros en el instante de aparición de un fenómeno sísmico.

Para caso específico de análisis se tiene una consideración que existe “cuando las fuerzas sísmicas participan de forma concurrente en dos direcciones ortogonales la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones., pero debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto”, tal como se menciona en las (NTC-DS, 2017). Este efecto más desfavorable se produce perpendicular al eje longitudinal del sistema.

De acuerdo al capítulo 2.2. Efectos de Torsión de las (NTC-DS, 2017) se deben considerar los efectos tanto de excentricidad propia del sistema ( $e_s$ ) por asimetría general, como los efectos de una probable desigualdad en la repartición de las cargas del sistema, ésta última con el nombre de excentricidad accidental ( $e_a$ ).

De acuerdo con las consideraciones tomadas por las (NTC-DS, 2017), las ecuaciones que rigen la aplicación de las fuerzas y la ubicación del diafragma para las condiciones de sismo son las siguientes.

Estas ecuaciones determinan la excentricidad aplicable más crítica.

$$1.5 \cdot e_s + e_a$$

$$e_s - e_a$$

Dado que las ecuaciones anteriores son de tipo genérico, podemos asumir una nomenclatura distinta sí solo son aplicadas sobre coordenadas del eje longitudinal, para la aplicación de esa excentricidad en dirección del eje transversal.

Lo anterior con base en la aplicación de excentricidad para efectos de torsión en el eje que produzca el mayor efecto. “Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, pero debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto” (NTC-DS, 2017). Para estas condiciones de aplicación se nomenclatura las ecuaciones de la forma siguiente:

$$1.5 \cdot e_{sxi} + e_{aixi}$$

$$e_{sxi} - e_{aixi}$$

Donde  $e_{aixi}$  Es la excentricidad accidental y se calcula con la siguiente ecuación:

$$e_{aix} := \left[ 0.05 + 0.05 \frac{(ix - 1)}{(n - 1)} \right] \cdot b_{ix}$$

DETERMINACIÓN DE EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES			
$b_{ix} := 280$			
$e_{aix1} := \left[ 0.05 + 0.05 \frac{(1 - 1)}{(n - 1)} \right] \cdot b_{ix}$	14	cm	
$e_{aix2} := \left[ 0.05 + 0.05 \frac{(2 - 1)}{(n - 1)} \right] \cdot b_{ix}$	21	cm	
$e_{aix3} := \left[ 0.05 + 0.05 \frac{(3 - 1)}{(n - 1)} \right] \cdot b_{ix}$	28	cm	

Tabla 16. Determinación de Excentricidades accidentales.

Para la obtención de las excentricidades calculadas se recurre a la ayuda del programa ETABS-16, con el cual se obtiene la excentricidad por nivel de acuerdo a su asimetría del sistema, con la letra i de las ecuaciones anteriores se denomina para la excentricidad por nivel.

De acuerdo con el manual de uso del programa, lo más adecuado para obtener la excentricidad calculada en diafragmas semirrígidos es el uso del espectro de diseño y en el caso modal para la dirección de análisis correr el programa sin excentricidad en los casos de carga asociados al espectro y la cantidad de deformación sera la excentricidad calculada o inherente al mismo.

Para resumir las excentricidades calculadas por nivel se presenta la siguiente tabla donde se muestran los valores pertenecientes a  $e_{sxi}$ , los cuales se usan en las fórmulas generales por nivel para la determinación de la excentricidad total que dará los efectos más desfavorables.

Excentricidad Calculada por nivel	Excentricidad Calculada por nivel (cm)
$e_{sX1}$	-1.136
$e_{sX2}$	-1.38
$e_{sX3}$	-1.263

Tabla 17. Valores  $e_{sx}$

Análisis del programa para la determinación de la excentricidad calculada en el eje X.

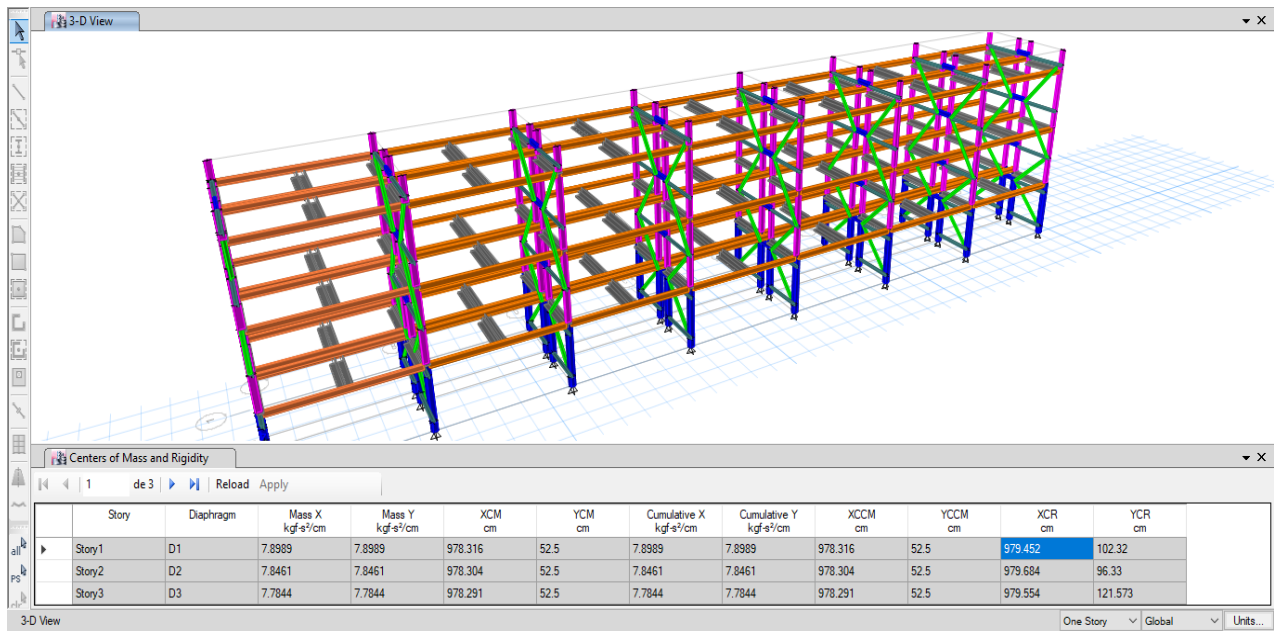


Figura 21. Excentricidad inherente a la estructura en el eje longitudinal.

De acuerdo con los valores anteriores se procede a calcular las excentricidades accidentales aunadas a las calculadas para hallar las condiciones y los efectos más desfavorables recomendados por la norma.

Una vez realizado este proceso, se inserta la excentricidad calculada y accidental más desfavorable al modelo 3D, con el cual se genera la aplicación al diafragma flexible generado por el modelo.

EXCENTRICIDAD TORSIONAL TOMADA EN EL ANÁLISIS POR DIAFRAGMA			
$1.5 \cdot e_{sx1} + e_{aix} = 12.646$	$1.5 \cdot e_{sx2} + e_{aix} = 12.28$	$1.5 \cdot e_{sx3} + e_{aix} = 12.456$	
$e_{sx1} - e_{aix} = -15.486$	$e_{sx2} - e_{aix} = -15.73$	$e_{sx3} - e_{aix} = -15.613$	

Tabla 18. Excentricidad torsional

El proceso para la asignación de excentricidades en el método dinámico es un tanto largo, con la declaración de recursos de masa para cada dirección y de casos de carga no lineales para cada dirección y sentido del análisis. Para el caso de carga del sistema solo se aplica carga en la dirección Z (profundidad SY-D) la cual permite colocar una excentricidad diferente para cada nivel de acuerdo al diafragma aplicado.

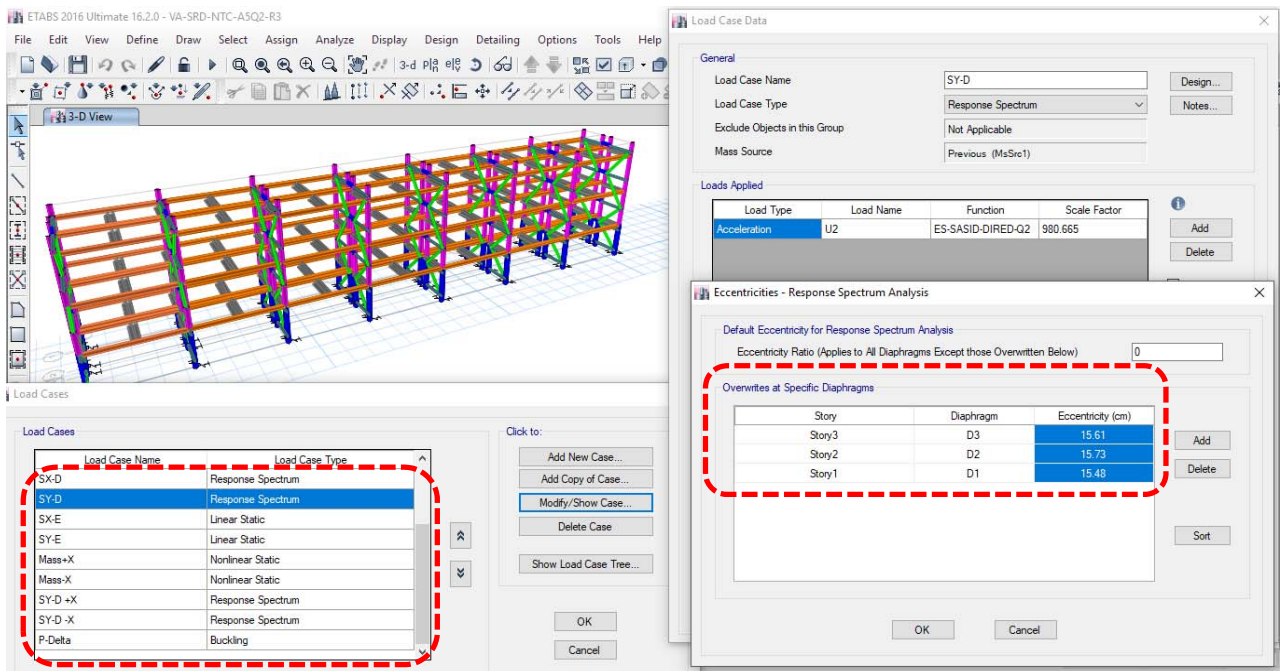


Figura 22. Excentricidad máxima calculada producto de la suma de excentricidades calculadas y accidentales.

#### II.4.2.4.2 Efectos de Segundo orden

De acuerdo al capítulo 2.3 “Efectos de segundo orden” de las (NTC-DS, 2017), se deben tomar en cuenta las ampliaciones de los elementos mecánicos que pudiera provocar la carga cuando el sistema sea desplazado, esta consideración deberá tomar en cuenta las ampliaciones de demanda bajo las que se somete la estructura al haber sido desplazada sin disminución de carga.

En las (NTC-DS, 2017) se propone el despreciar los efectos geométricos de segundo orden si se cumple que la relación de distorsión límite contra colapso es menor que la Ecuación 1.

$$PDi := 0.08 \cdot \frac{Vi}{W_p}$$

*Ecuación 1*

Donde este límite de distorsión debe ser menor que la distorsión límite para el estado límite de colapso.

$\Delta_{\text{calc}} \cdot Q \cdot R$	$<$	$PDi := 0.08 \cdot \frac{Vi}{W_p}$
--	-----	------------------------------------

*Ecuación 2*

La ecuación se cumple solo para la dirección en Z que pertenece a la sección transversal del sistema de Rack.

Para aplicar la justificación de ignorar los efectos geométricos de segundo orden se obtienen los cortantes y la carga viva a nivel de base para hacer la relación PDi.

$$V_x := 255 \cdot FC$$

$$V_z := 612.5 \cdot FC$$

$$W_p := 3480$$

Los valores del cortante son obtenidos mediante el programa de análisis ETABS, éstos son multiplicados por 1.1 que es el factor de carga ya que se requieren los cortantes de diseño, la carga  $W_p$  se emplea la carga viva instantánea y sin factores de carga como lo menciona la norma, procediendo a obtener las relaciones y sus comparaciones con las distorsiones para el estado límite de colapso.

$PD_x := 0.08 \cdot \frac{V_x}{W_p}$		$PD_z := 0.08 \cdot \frac{V_z}{W_p}$
$PD_x = 0.0064$		$PD_z = 0.0155$

Ecuación 3

Los valores obtenidos para PDi son los parámetros límite máximo de deformación que indicará si es posible evitar el decremento de la resistencia por la aplicación de un efecto de deformación de los elementos por los efectos geométricos.

Para determinar el estado límite de colapso por dirección se aplica el procedimiento indicado por las (NTC-DS, 2017), con el cual se obtiene la deformación máxima del sistema y ésta se compara tanto con los límites permisibles como en este caso para la verificación de las distorsiones de la revisión por efectos de segundo orden.

Para el estado límite de colapso se calcula la ecuación siguiente:

$$\Delta_{\text{calc}} \cdot Q \cdot R$$

Donde el desplazamiento calculado es multiplicado por el factor de comportamiento sísmico y R es el factor de reducción por sobre-resistencia, el cálculo de este último factor se indica en el apartado 3.5 de las NTC-DS-2017.

Los desplazamientos obtenidos para los estados límite colapso se dividen entre la altura para obtener las distorsiones tanto totales como la distorsión de entrepiso.

$\frac{(\Delta_{\text{calcX}} \cdot Q \cdot R_x)}{H}$		$\frac{(\Delta_{\text{calcZ}} \cdot Q \cdot R_z)}{H}$
$\gamma_{\text{colapsoX}} = 0.093$		$\gamma_{\text{colapsoZ}} = 0.0044$

Ecuación 4

Si comparamos la distorsión vemos que solo para el sentido transversal Z es menor que el parámetro límite y para el caso del sentido longitudinal X esta distorsión es más grande que el límite por lo que se procede a realizar un análisis de segundo orden solo en el sentido longitudinal, donde se presenta la mayor afectación por excentricidad y los efectos de torsión.

#### II.4.2.4.3 Revisión y aplicación de los efectos P-Delta

La aplicación de los efectos P-Delta se menciona explícitamente en el apartado 2.3 de las (NTC-DS, 2017) donde se menciona que deben tomarse en cuenta los efectos geométricos de segundo orden. Con base en el libro (Bazán & Meli, 2010) en el apartado “6.6 Efectos de segundo orden y revisión de desplazamientos” se menciona la justificación en la validez y aplicación de las consideraciones para dichos efectos geométricos, tal como se indica en la norma (NTC-DS, 2017) el límite es el 0.08 de la distorsión mostrado en la ecuación 1.

Para identificar no solo si el sistema necesita esta amplificación de elementos mecánicos sino el cómo se realiza, se extiende un criterio simplificado que ayuda a comprender y aplicar tal amplificación sin la necesidad de recurrir a un análisis de no linealidad geométrica, así como lo necesario para incluir la no linealidad del material.

Este criterio simplificador asume que la relación en los elementos barra de tipo columna presenta una moderada relación de esbeltez para favorecer la estabilidad, este factor PDi amplifica momentos y desplazamientos en las columnas por medio de un factor dado en función de la rigidez lateral a nivel material asociada al factor Q y la rigidez geométrica dado por la relación carga y altura W/H.

En el apartado “6.6.1 Requisitos reglamentarios” del libro (Bazán & Meli, 2010) se estipula una relación de esbeltez en columnas con un límite de 100, esto es la relación de esbeltez de los elementos tipo columna debe ser menor que 100, por lo que se procede a determinar esta relación de esbeltez mediante la fórmula:

$$Re := \frac{(K \cdot L)}{r}$$

*Ecuación 5*

Para este caso de análisis tenemos dos tipos de columna, así como una diferente longitud, por lo que se indica como  $Re_1$  y  $Re_2$ , estos valores asumidos para su mayor longitud efectiva que presentará el eje de pandeo y su consideración será crítica.

RELACIÓN DE ESBELTEZ PARA AMBAS COLUMNAS		
$Re_1 := \frac{K \cdot L1}{rx1}$		$Re_2 := \frac{K \cdot L2}{rx2}$

*Tabla 19. Relación de esbeltez*

Para la columna tipo 1 se presenta una sección de doble canal armada en cajón de perfil CE-102x6.7 kg/m (4x4.5 lb/ft) con las siguientes propiedades geométricas:

- Longitud 92 cm

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS		
Área,	18.8	cm <sup>2</sup>
AS2	6.8	cm <sup>2</sup>
AS3	11.9	cm <sup>2</sup>
I33	321.7	cm <sup>4</sup>
I22	160.6	cm <sup>4</sup>
S33Pos	63.3	cm <sup>3</sup>
S33Neg	63.3	cm <sup>3</sup>
S22Pos	40	cm <sup>3</sup>
S22Neg	40	cm <sup>3</sup>
R33	4.141	cm
R22	2.926	cm
Z33	73.5	cm <sup>3</sup>
Z22	49.5	cm <sup>3</sup>
J	298.2	cm <sup>4</sup>
Fillet Radius	1.153	cm

Tabla 20. Propiedades geométricas, columna tipo 1.

Las propiedades geométricas son determinadas por el programa de análisis ETABS con la verificación de las propiedades del manual (IMCA, 2014).

Para la columna tipo 2 se presenta una sección canal sencillo de perfil CE-102x6.7 kg/m (4x4.5 lb/ft) con las siguientes propiedades geométricas:

- Longitud 106 cm

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS		
Area,	9.4	cm <sup>2</sup>
AS2	3.4	cm <sup>2</sup>
AS3	5.8	cm <sup>2</sup>
I33	161.9	cm <sup>4</sup>
I22	15	cm <sup>4</sup>
S33Pos	31.9	cm <sup>3</sup>
S33Neg	31.9	cm <sup>3</sup>
S22Pos	11	cm <sup>3</sup>

S22Neg	5.7	cm3
R33	4.14	cm
R22	1.262	cm
Z33	37	cm3
Z22	10.2	cm3
J	1.1	cm4
Fillet Radius	1.153	cm

Tabla 21. Propiedades geométricas. Columna tipo 2.

Tales propiedades mecánicas son determinadas por el programa de análisis ETABS con la verificación de las propiedades del manual (IMCA, 2014) .

La relación de esbeltez se calcula de acuerdo a su longitud y con la condición K=1 de condiciones de extremo fijo articulado. Tanto el valor teórico como el valor recomendado para diseño son iguales a la unidad de acuerdo al manual (IMCA, 2014).

RELACIÓN DE ESBELTEZ PARA AMBAS COLUMNAS		
$Re_1 := \frac{K \cdot L1}{rx1}$		$Re_2 := \frac{K \cdot L2}{rx2}$
L1 := 92	cm	L2 := 106
$\frac{K \cdot L1}{rx1} = 31.442$		$\frac{K \cdot L2}{rx2} = 83.994$

Tabla 22. Relación de esbeltez, ambas columnas.

Para ambas columnas la relación de esbeltez es menor que 100, por lo tanto de acuerdo al apartado “6.6.1 Requisitos reglamentarios” del libro (Bazán & Meli, 2010) es aplicable la fórmula de amplificación en lugar de recurrir a un análisis no lineal.

La fórmula propuesta para la consideración de este análisis se muestra en el libro (Bazán & Meli, 2010) en forma de un factor:

$$fa := 1 + \frac{\left( \frac{W_u}{h} \right)}{\left[ \left( \frac{R}{Q} \right) - \left( 1.2 \cdot \frac{W_u}{h} \right) \right]}$$

Ecuación 6

Donde los valores asignados para cada término son:

TÉRMINOS:	
$W_u := 3800$	Kg
$h := 430$	cm
$R := 245.96$	Kg/cm
$Q := 2$	

Tabla 23. Términos y sus valores

- $W_u$  es la suma de las cargas de diseño muertas y vivas multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del sistema hasta el entrepiso considerado.
- $Q$  es el factor de comportamiento sísmico
- $H$  es la altura del entrepiso.
- $R$  es la rigidez de entrepiso considerando la suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura analizada en la dirección del análisis.

La rigidez de entrepiso se determina por medio del análisis del programa ETABS y los resultados se presentan en esta tabla.

DATOS PARA DE RIGIDEZ DE ENTREPISO							
Diafragma	h	UX mm	Relativos	Distorsión	Cortantes	Rigidez	unidad
D3	430	146.3356	45.1772	0.10506326	295.1	65.25	kg/cm
D2	283	101.1584	50.7204	0.17922403	403.23	79.48	kg/cm
D1	136	50.438	50.438	0.37086765	511.6	101.2364	kg/cm
					1209.93	245.9664	kg/cm

Tabla 24. Rigidez de entrepiso.

Los datos presentados en la tabla se justifican con el análisis del programa ETABS.

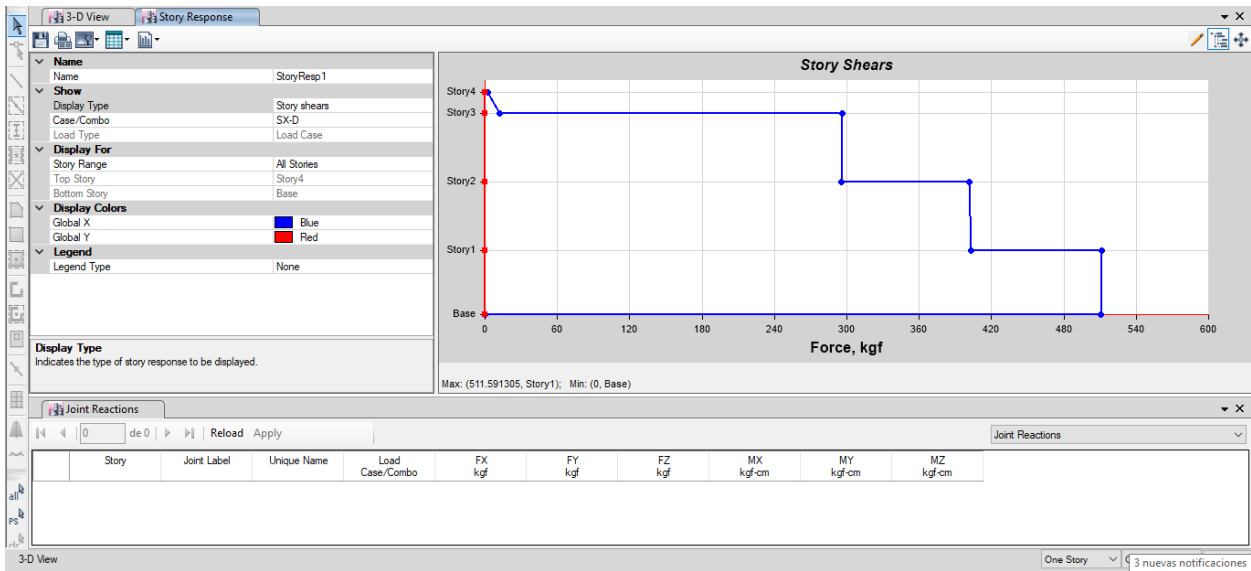


Figura 23. Datos del análisis para cortante por entrepiso.

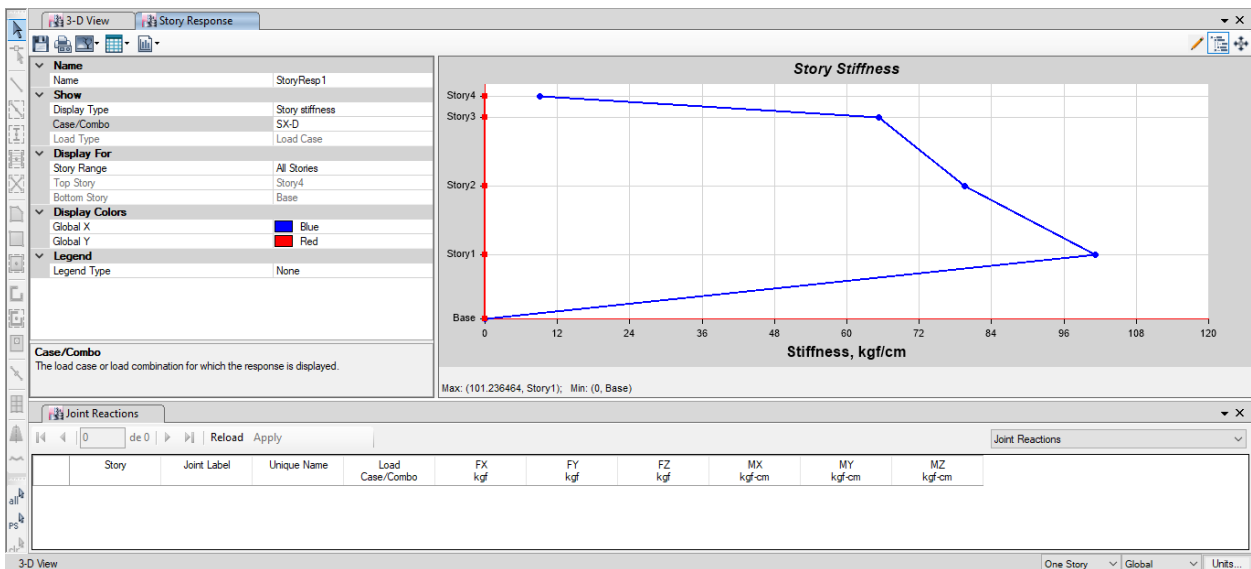


Figura 24. Gráfica de datos de rigidez por entrepiso.

De acuerdo los datos anteriores y su justificación se calcula el factor de amplificación por efectos P-Delta o efectos geométricos.

CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	
$fa := 1 + \frac{\left(\frac{W_u}{h}\right)}{\left[\left(\frac{R}{Q}\right) - \left(1.2 \cdot \frac{W_u}{h}\right)\right]}$	$fa = 1.079$

Tabla 25. Factor de amplificación.

Los efectos geométricos P-delta (minúscula) son considerados con un breve algoritmo de forma automática por el programa; sin embargo, los efectos geométricos se aumentan con el factor anterior a los momentos, con estas consideraciones se toman en cuenta los análisis de primer y segundo orden.

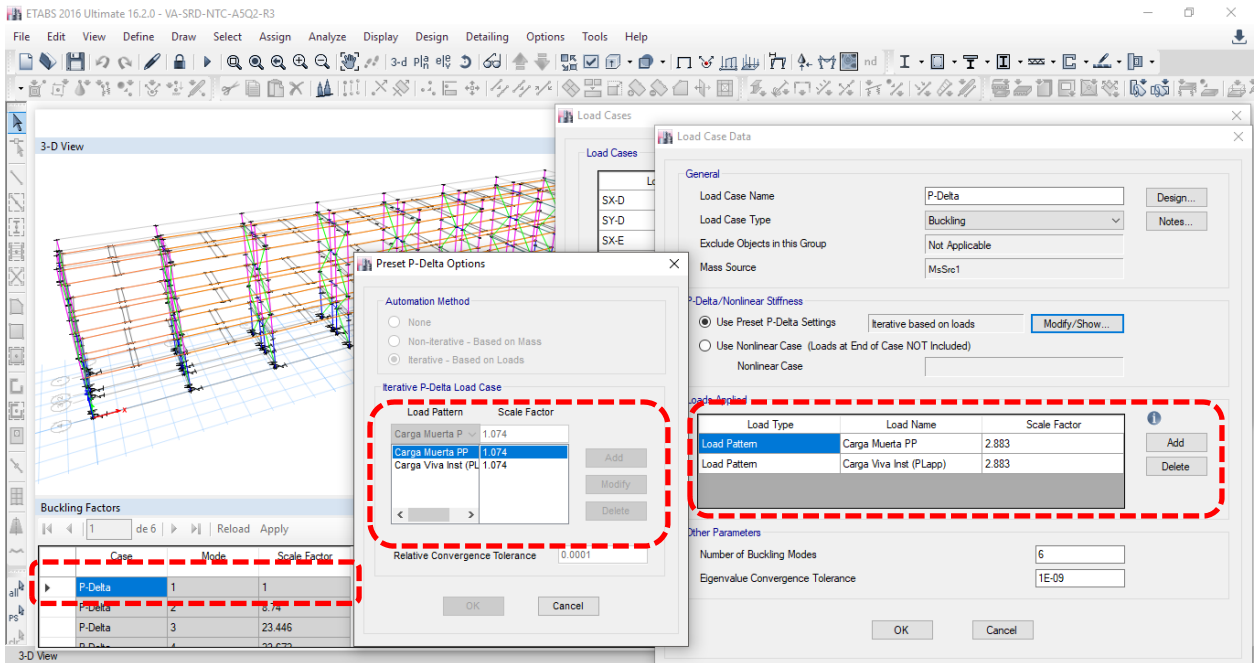


Figura 25. Inserción en el análisis para la toma de la amplificación de momentos por efecto P-delta.

El factor de escala es insertado de los resultados de un primer análisis realizado por el programa para la toma de la consideración del efecto.

El factor  $f_a$  calculado por el método manual del libro (Bazán & Meli, 2010) se inserta directamente en la consideración de la afectación de los momentos y desplazamientos debidos a carga lateral aumentando en una proporción de 1.074 dichos momentos al análisis.

El factor de escala para el periodo dominante donde prevalece el primer modo se obtiene de un primer análisis ya tomando en cuenta el aumento de estos momentos, dando 2.883 como factor de escala, la afectación al modelo puede verse en el caso de carga P-Delta el cual en el segundo análisis converge a 1 para el primer modo dominante.

#### II.4.2.4.4 Efectos bidireccionales

Los efectos bidireccionales detallados en el apartado 2.4 de las (NTC-DS, 2017) mencionan que esta consideración es aplicable tanto a métodos de análisis modal espectral como estáticos, este efecto debe aplicarse sin restricción a fin de encontrar los efectos más desfavorables para el comportamiento estructural, lo cual consiste en la aplicación de las componentes horizontales para ambos estados límites con la consideración de la afectación o incidencia del sismo en 100% en un sentido y 30% en el otro, esta análisis se aplica en ambas direcciones y se combinan de la misma forma para dichas direcciones.

Dicho efecto ya está considerado en las combinaciones sísmicas para ambos estados límite y pueden visualizarse en capítulos anteriores.

#### II.4.2.4.5 Comportamiento asimétrico

El comportamiento asimétrico de un sistema se clasifica si aplica de acuerdo a la diferencia entre resistencias dependiendo de la dirección de análisis.

La norma de sismo (NTC-DS, 2017) menciona que si la resistencia varía significativamente entre las diferentes direcciones de análisis, los factores de resistencia se dividirán por unos adicionales a fin de disminuir los efectos que la diferencia de resistencias pudiera ocasionar al desempeño total de la estructura.

Así también, las (NTC-DS, 2017) estipulan que la determinación de la ecuación a utilizar está basada en el periodo del suelo, si tal es menor que un segundo o mayor se aplicará la ecuación adecuada; para el caso específico de análisis el periodo del suelo  $T_s=0.642$  segundos, que corresponde al uso de la ecuación siguiente:

$F_{ax} := \frac{\left[ a_a \cdot \left( \frac{T_{1X}}{T_s} \right)^{b_a} \right]}{c_a + \left( \frac{T_{1X}}{T_s} \right)^{b_a}} + d_a$		$F_{az} := \frac{\left[ a_a \cdot \left( \frac{T_{1Z}}{T_s} \right)^{b_a} \right]}{c_a + \left( \frac{T_{1Z}}{T_s} \right)^{b_a}} + d_a$
$F_{ax} = 1.04$		$F_{az} = 1.01$

Ecuación 7.

Las ecuaciones también se realizan de acuerdo a la dirección de análisis, por lo tanto, se aplica el factor más desfavorable permitiendo disminuir la resistencia de los elementos desde el lado de la seguridad siguiendo los lineamientos normativos adecuados.

El factor de reducción a las resistencias del material se aplica en el programa de diseño de forma directa para la disminución de los factores de resistencia de diseño ante todas las combinaciones mencionadas.

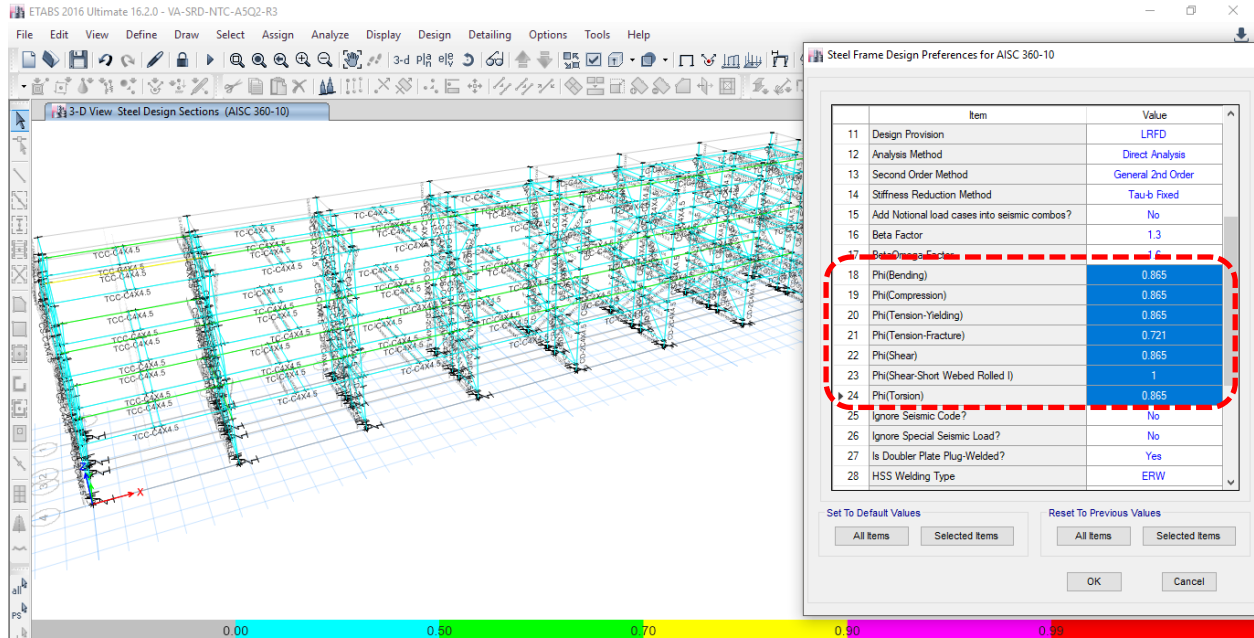


Figura 26. Se dividen los factores de resistencia debidos al comportamiento asimétrico.

#### II.4.2.4.6 Determinación de área efectiva

Los elementos columna están constituidos por perfiles tipo canal CE, para el caso de las columnas que se apoyan a piso las secciones son dobles en tipo cajón, para las de los niveles subsecuentes son de tipo sencillo.

Estos elementos tipo columna son de perfiles multiperforados de tipo maquinado, a los cuales se les realizan perforaciones no sólo para su multiconfiguración geométrica y armado variable sino también para eliminar peso del sistema haciéndolo más ligero.

El (IMCA, 2014) no presenta alguna condición o recomendación de diseño para elementos multiperforados en compresión, asimismo el (AISC, 2016) no propone alguna consideración específica para elementos multiperforados a compresión; sin embargo, ambos manuales proponen consideraciones para efectos de flexión y tensión.

Dado que no existe una consideración específica, el (RMI, 2012) sí propone la consideración del área efectiva de la sección, esta recomendación da la pauta para realizar la revisión y diseño de los elementos con las secciones efectivas de trabajo.

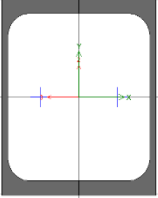
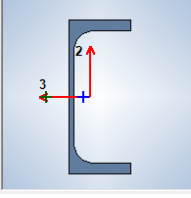
TIPOS DE SECCIONES					
Perfil	Sección	Area Gruesa	Area Efectiva	Relación 8.61	Factor de área efectiva
<b>CD</b> 2CE-102x8.04 kg/m $\varnothing = 15.87 \text{ mm}$		20.12 cm <sup>2</sup>	17.22 cm <sup>2</sup>	85.60%	0.856
<b>CS</b> CE-102x8.04 kg/m $\varnothing = 15.87 \text{ mm}$		10.06 cm <sup>2</sup>	8.61 cm <sup>2</sup>	85.60%	0.856

Tabla 26. Secciones tipo

#### II.4.2.4.7 Diseño de columnas con un eje de simetría

De acuerdo con las (NTC-DS, 2017) cuando existen columnas con un eje de simetría, se tiene que hacer una reducción para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión local en el elemento para el diseño.

La ecuación marca un ajuste para determinar el esfuerzo crítico de Euler, el (AISC, 2016) marca el mismo procedimiento para los elementos de un solo eje de simetría.

PANDEO CRITICO DE EULER	
$F_e := \frac{(F_{ex} + F_{ez})}{2 \cdot Hc} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{(4 \cdot F_{ex} \cdot F_{ez} \cdot Hc)}{(F_{ex} + F_{ez})^2}} \right]$	$F_e = 2776.247 \text{ kg /cm}^2$

Ecuación 8. Pandeo crítico de Euler.

Ya que no contiene elementos esbeltos, se sigue el procedimiento de cálculo para la determinación de carga ultima.

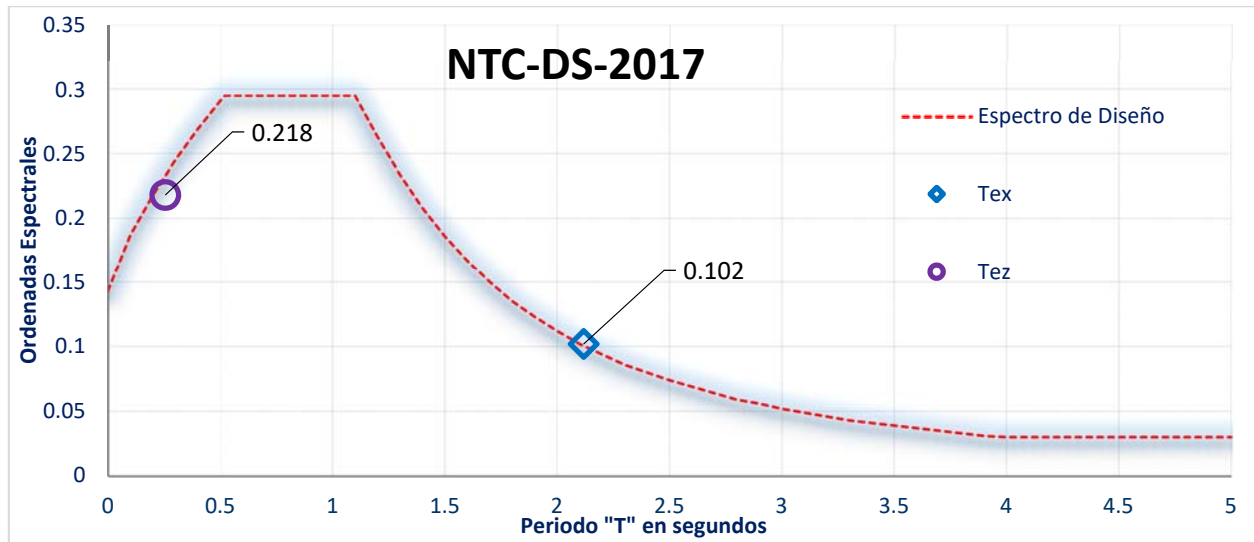
DETERMINACIÓN DE CARGA ULTIMA	
$\frac{Lc}{r_x} \leq 4.72 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$
$F_{cr} := 0.658 \left( \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y$	
$A_e := 8.61$	$\phi_c := 0.9$
$P_n := A_e \cdot F_{cr} = 17814.95 \text{ kg}$	
$P_u := \phi_c \cdot P_n = 16033.46 \text{ kg}$	

Ecuación 9. Determinación de carga última

#### II.4.2.4.8 Revisión de cortante basal y reducción de fuerzas sísmicas

De acuerdo con las (NTC-DS, 2017) dependiendo del periodo de la estructura se puede realizar la reducción de fuerzas sísmicas siempre y cuando se provea o fije un cortante basal mínimo, tal como se estipula en el apartado “1.7 Cortante basal mínimo”, del orden de  $V_0 > a_{min}W_0$ .

El periodo estructural se posiciona en el espectro en valores menores que el espectro de diseño, por lo que se puede realizar una reducción de las fuerzas sísmicas del mismo orden, para los periodos tanto en X como en Z se localizan fuera de la meseta espectral por lo que se opta por realizar una reducción del espectro del orden del 26% que es la relación que existe entre el valor de máxima pseudoaceleración y el valor correspondiente al periodo estructural.

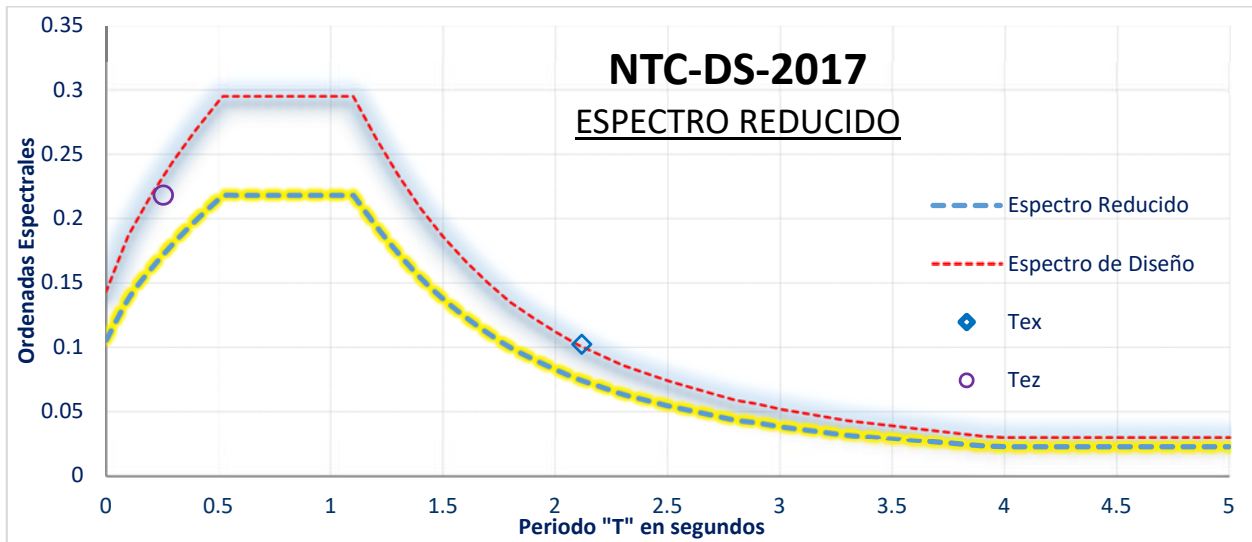


Gráfica 11. Espectro de diseño reducido.

En la tabla 27 se muestran los parámetros índices de la estructura y la relación para la reducción del espectro de diseño. De acuerdo con el periodo estructural del sistema se decide realizar la reducción del espectro tomando como base el valor para el periodo estructural en el sentido transversal ya que es el que presenta mayor valor como participación de pseudoaceleración asociada al espectro.

REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO		
$T_{ex} := 2.118$	$S_a := 0.102$	Periodo longitudinal
$T_{ez} := 0.255$	$S_a := 0.218$	Periodo transversal
$T_s := 0.642$		Periodo del suelo

Tabla 27. Reducción del espectro de diseño.



Gráfica 12. Espectro reducido

Se realiza la determinación del espectro reducido tomando como base el valor de pseudoaceleración máximo asociado al periodo estructural real de la estructura; considerando esta opción se realiza la revisión del cortante basal mínimo del apartado “1.7 Cortante basal mínimo” de las (NTC-DS, 2017), se ilustran los parámetros tomados para esta revisión.

REVISIÓN POR CORTANTE BASAL		
$a_{\min} := 0.03568$		Parámetro de aceleración mínimo marcado por las NTC-DS-2017 e interpolado para el caso.
$W_0 := 1610.53$		Peso total de la estructura a nivel de desplante
$V_0 := 98.43\text{kg}$		Cortante obtenido por el análisis modal espectral con el espectro reducido.
$V_0 := 98.43\text{kg}$	>	$a_{\min} \cdot W_0 = 88.193$
SE CUMPLE LA CONDICIÓN POR LO QUE NO SERÁ NECESARIO INCREMENTAR EL ESPECTRO REDUCIDO.		

Tabla 28. Revisión por cortante basal

\*El valor de  $a_{\min}$  se considera como mayor al supuesto en las normas, basado en la reducción del 26% del espectro a un valor de 0.054 que pertenece al valor de aceleración mínima del espectro reducido. Con esta comprobación se determina que la estructura cumple con la relación de cortante basal mínimo de acuerdo al espectro reducido.

## **II.4.3 Comparativa y elección de espectro de diseño**

### **II.4.3.1 Comparativa espectros de diseño CFE-NTC**

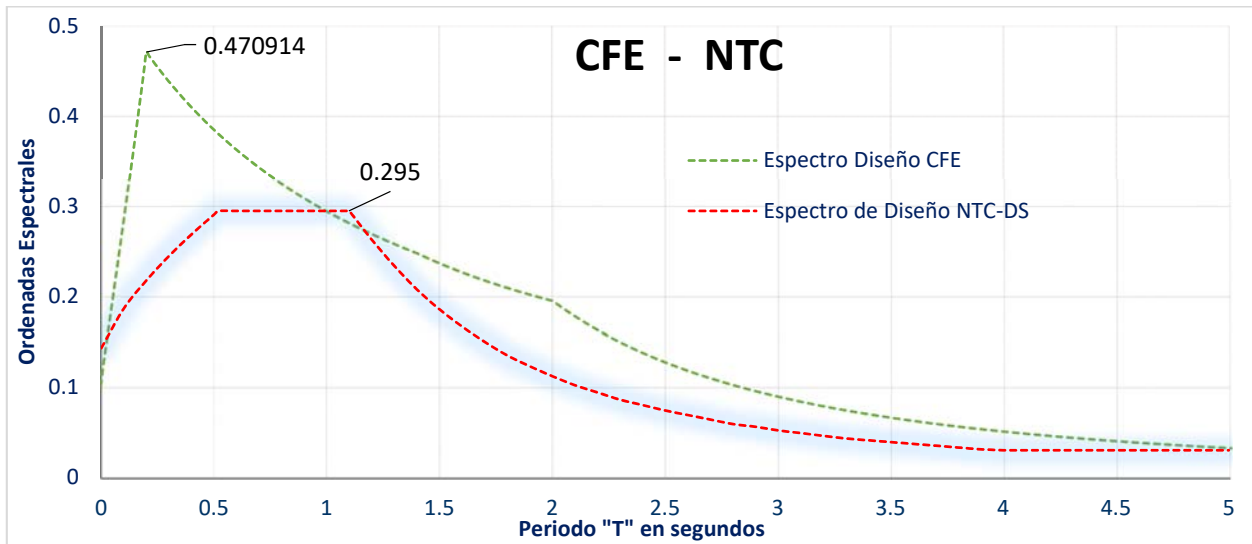
Se realizan los espectros Elásticos y de diseño tanto para el (RCDF, 2017) como para el (CFE-MDOC-CDS, 2015), ambos métodos con sus propias filosofías y procesamiento de datos y bases de registros sísmicos así como para la construcción de los espectros.

Al realizar la construcción de los espectros se ven diferencias notables en los resultados y valores obtenidos de las Pseudoaceleraciones que rigen el espectro con una amplia diferencia gobernada por el espectro del (CFE-MDOC-CDS, 2015). Este incremento significativo en el valor de las ordenadas espectrales se debe al método por el cual se obtienen los valores de las ecuaciones que determinan el espectro y a la consideración especial que existe en el porcentaje del amortiguamiento crítico del 2% que es menor que el seleccionado para el (RCDF, 2017) con el 5%.

Estos valores del porcentaje de amortiguamiento crítico son tomados de datos y con base teórica justificada en su comportamiento estudiado más a fondo por el (RMI, 2012).

Para el (CFE-MDOC-CDS, 2015) el valor de elección del porcentaje de amortiguamiento es de 2% con base en la tabla 4.1 “Valores del Amortiguamiento”. Para la elección del amortiguamiento se realiza por la consideración del tipo de comportamiento del (RMI, 2012), con lo cual la construcción del espectro varía a lo considerado por el (CFE-MDOC-CDS, 2015) pero se ajusta con la literatura disponible especializada sobre el estudio del comportamiento estructural de los racks industriales, en cuyo caso el instrumento de investigación tiene una base de estudio más amplia.

La elección de un mejor comportamiento se realiza por el (RCDF, 2017) debido a la cantidad de información más robusta que para la zonificación marcada por el (CFE-MDOC-CDS, 2015), así como la concordancia con el criterio de amortiguamiento crítico del 5% entre el reglamento local y la literatura especializada.



Gráfica 13. En la gráfica se muestra la variación del valor en las ordenadas espectrales.

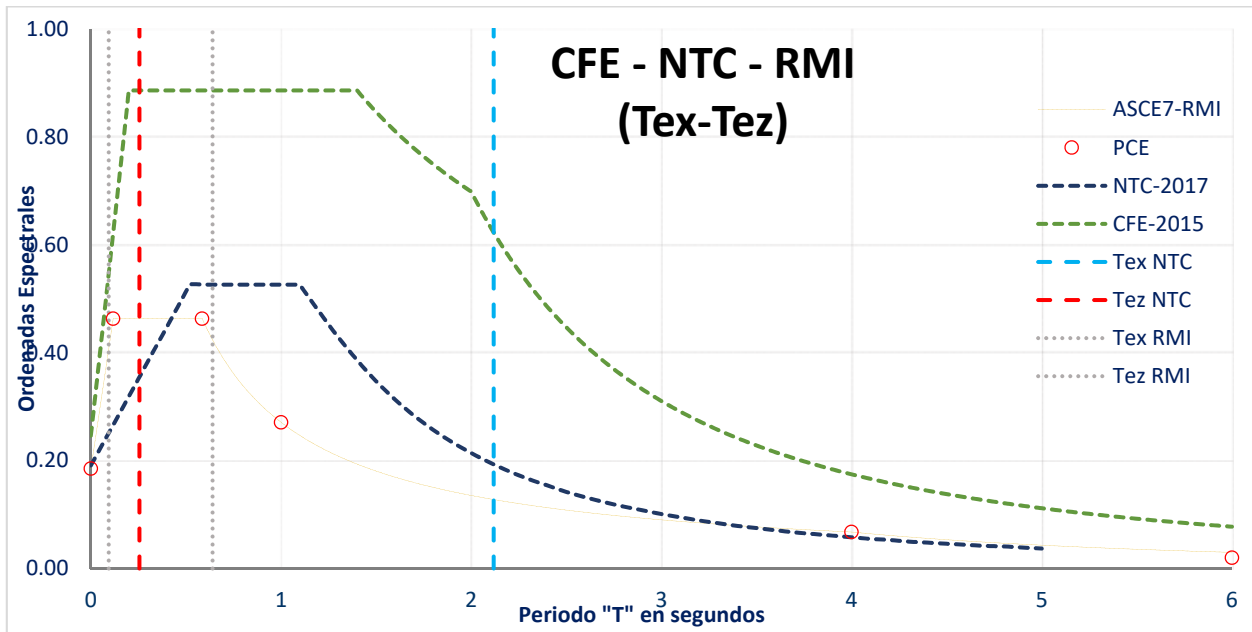
De acuerdo con estos datos existe una variación importante de incertidumbre ante la justificación y los datos proporcionados por el manual de (CFE, 2015), por esta razón se toma como base el criterio del (RCDF, 2017). Por su mayor cantidad de datos y densidad de los mismos se superpone como adecuado para diseño el de las normas técnicas de Sismo, aunado a esto el (RCDF, 2017) y sus Normas Técnicas Complementarias son de carácter legal, por lo que se toma como válidos y sugeridos los valores determinados por el SASID.

#### II.4.3.2 Comparativa espectros elásticos NTC-CFE-RMI

Los espectros de diseño varían de forma asimétrica no proporcional por los diferentes factores de cada reglamento o manual de diseño; sin embargo, un parámetro con mayor enfoque al sitio y no a la estructura se puede ver en la comparación de los espectros transparentes o inelásticos del sitio, dando una referencia más equilibrada de la aplicación del sitio a la estructura.

Se realiza la comparativa de las ordenadas espectrales del sitio de los distintos reglamentos y manuales usados en la comparativa y se marcan los periodos estructurales en líneas trazadas verticalmente que cruzan a todos los espectros para ubicar gráficamente la intervención del periodo estructural.

Como se puede observar en el gráfica 14 de comparativa de espectros CFE-NTC-RMI, de nueva cuenta el de CFE presenta una desviación importante en los valores de pseudo-aceleración, los valores de las NTC y del RMI son más parecidos con una desviación de 0.063 g.



Gráfica 14. Comparativa de espectros transparentes elásticos.

La diferencia en unidades de pseudo-aceleración respecto del espectro de CFE al de las NTC es del orden de 0.3597 g.

Si el método del (RMI, 2012) se realiza con un espectro diferente la comparativa de métodos así como el poder observar el comportamiento entre ambos métodos no será posible, por tanto, se opta por tomar los valores de los espectros de las (NTC-DS, 2017) ya que es el que cuenta con mayor precisión en la lectura y obtención de datos. Con el espectro elástico se realizan las reducciones marcadas por ambos métodos de diseño, una vez obtenidos los espectros de diseño para cada método se procede a la revisión del comportamiento de ambos modelos.

El método se describe con en el apartado II.5 de este análisis con el fin de seguir la metodología del mismo; sin embargo, el cargado y aplicación del espectro modificado se realiza con los datos del apartado II.6 en el cual el espectro ha sido afectado con una regresión lineal a los parámetros índice para que este espectro modificado cuente con el mismo valor de pseudo-aceleración obtenido mediante el programa SASID.

## II.5 Método de diseño propuesto por el Instituto de fabricación de racks (RMI) Rack Manufacturers Institute.

La metodología de diseño y revisión del (RMI, 2012) en sus “Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks” pretenden ser una guía no limitativa sobre el diseño y no son de carácter legal ni extienden una responsiva de diseño bajo la toma de sus consideraciones y previsiones, los criterios descritos establecen las condiciones mínimas de diseño, pruebas y uso; tales previsiones deberán ser ampliadas en casos atípicos de uso y diseño.

### II.5.1 Determinación de estados de carga para análisis en racks

De acuerdo al (RMI, 2012), en el capítulo 2.2 “Load Factors and Combinations for the LRFD Design Method” se establecen los estados y combinaciones de carga propuestas de uso para el diseño de estos sistemas; en la tabla 29 se muestran los estados de carga mínimos a considerar.

<b>RMI – Rack Manufacturing Institute (ANSI MH16.1: 2012).</b>		
ID	ESTADOS DE CARGA	Aplicables
D	Dead Load	✓
L	Live load other than the pallets or products stored on the racks.	
Lr	Roof live load as determined in accordance with ASCE 7 [4].	
S	Snow load as determined in accordance with ASCE 7 [4].	
R	Rain load as determined in accordance with ASCE 7 [4].	
W	Wind load.	
E	Earthquake load.	✓
I	Impact loading on a shelf (Section 2.3).	✓
P	Maximum load from pallets or products stored on the racks.	✓
Papp	for seismic uplift, the portion of pallet or product load that is used to compute the seismic base shear.	✓
PUN	Last level load for check overturning.	✓

*Tabla 29. Estados de carga mínimos considerados.*

Para el caso específico del rack en estudio, algunos estados de carga no serán tomados en cuenta en la determinación de las combinaciones de carga debido a que su uso no se aplica al caso en análisis.

Por lo que los mostrados en las combinaciones son los únicos que presentarán una participación en el análisis de acuerdo al manual (RMI, 2012), para este caso se usan menos estados de carga dada su naturaleza y no se identifican todas la acciones mencionadas en participación, a continuación se definen los estados de carga participantes para este modelo.

a) Estado de carga (D) “Dead Load”

Este estado de carga representa y considera el peso propio de la estructura que conforma el sistema estructural, así como accesorios propios del rack y aditamentos fijos de uso.

b) Estado de carga (P) “Maximum load from pallets or products stored on the racks.

Este estado de carga introduce la participación del peso de uso, es decir; toma en cuenta el peso máximo para el cual se diseña o revisa el sistema y consiste en el uso de cada espacio disponible.

c) Estado de Carga (Papp) “for seismic uplift, the portion of pallet or product load that is used to compute the seismic base shear”.

Este estado de carga es debido al producto con reducción para el análisis del cortante basal, esta consideración es debida a la probabilidad de la incidencia de un fenómeno sísmico asociada a su carga probable en dicho instante de tiempo.

d) Estado de Carga (E) “Earthquake load”.

Este estado de carga debido a la acción de fenómenos sísmicos, se genera mediante el método estático que traduce las fuerzas inerciales provocadas por la excitación en la base a unidades de fuerza nodal aplicada en dichos puntos, este análisis basado en el código (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017) al cual se hace referencia en el apartado “2.6.3.2 Site Coefficients and Adjusted Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameters”.

## II.5.2 Determinación del espectro de respuesta

En la determinación del espectro de respuesta para el diseño sísmico de racks se procede de conformidad al código (RMI, 2012), en su capítulo “2.6 Earthquake loads” se siguen las recomendaciones de diseño del manual.

El manual (RMI, 2012) como primer paso para el análisis sísmico proporciona una liga de internet donde se puede tener acceso a los valores característicos para la construcción del espectro, los datos característicos del sitio son  $S_s$  y  $S_1$  proporcionados por el programa, a su vez pueden ser dados por un espectro de sitio para evaluar los rangos específicos de aceleración en el suelo.

$S_s$ : Mapped spectral accelerations for a 0.2 second(short) period as determined by the USGS.

S<sub>1</sub>: Mapped spectral accelerations for a 1-second period as determined by the USGS.

Para la ubicación del sitio se obtienen de manera directa por una empresa externa las determinaciones de los parámetros descritos anteriormente, los cuales se muestran a continuación.

<b>PARÁMETROS ESPECTRALES ESPECÍFICOS DEL SITIO.</b>			
Parámetro	Valor	Descripción	
Ss:	0.2947	Valor de aceleración espectral para periodo corto (T < 0.2S)	
S <sub>1</sub> :	0.1179	Valor de aceleración espectral para periodo largo (T = 1 S)	
Soil Type:	Soft soil profile	Velocidad: vs < 600	SPT: N < 15
UBC Soil Type:	E-II	Clasificación debida los parámetros índice del suelo	

*Tabla 30. Parámetros espectrales del sitio.*

Para este caso de análisis se toman los datos generados por un estudio en sitio, que determina estos valores para un sitio cercano al del análisis sin la atenuación o amplificación supuesta debido a los valores probabilísticos del sitio.

Los valores paramétricos del lugar pueden obtenerse de manera aproximada mediante mapas de riesgo sísmico en las cuales se obtiene valores de aceleración aproximados a la ubicación geográfica, este valor referido PGA (Peak Ground Acceleration) se establece como valor inicial máximo de aceleración, con el cual es posible determinar los valores iniciales Ss y S<sub>1</sub>.

En la tabla siguiente se observa una gama amplia en la toma de este valor como límite de referencia, por ello se descarta la opción de tomar los valores proporcionados por las redes de peligro sísmico, considerándose los valores del estudio más cercano al sitio de análisis.

El valor de PGA correspondiente a las pruebas corresponde a 0.1179 g para el sitio específico de análisis.

Enseguida se enlistan las fuentes donde se obtuvieron los valores para el PGA en la Ciudad de México.

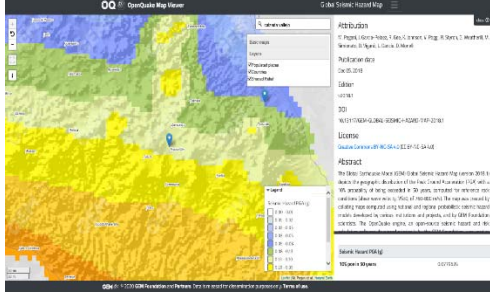
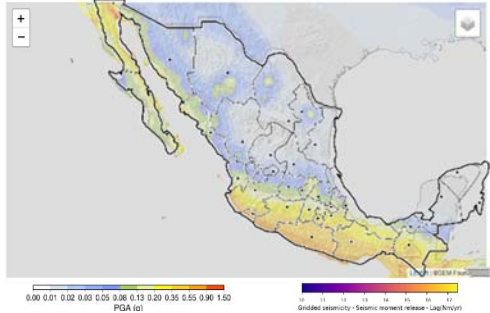
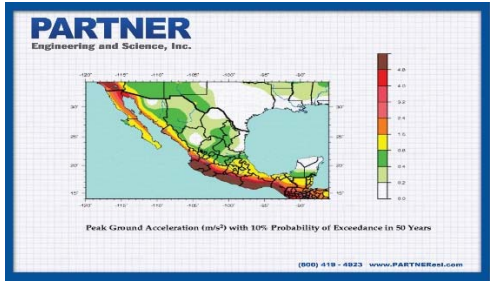
Referencia de internet	PGA (g)	Imagen de clasificación
(The Global Earthquake Model (GEM) Global Seismic Hazard Map, 2018)	0.07796	
(Global Earthquake Model, 2020)	0.20-0. 30	
(PARTNER Engineering & Science, Inc., 2020)	0.8-1.6 (m/s <sup>2</sup> )	

Tabla 31. Fuentes bibliográficas para el valor de PGA.

### II.5.3 Procesado de parámetros índice y obtención del espectro

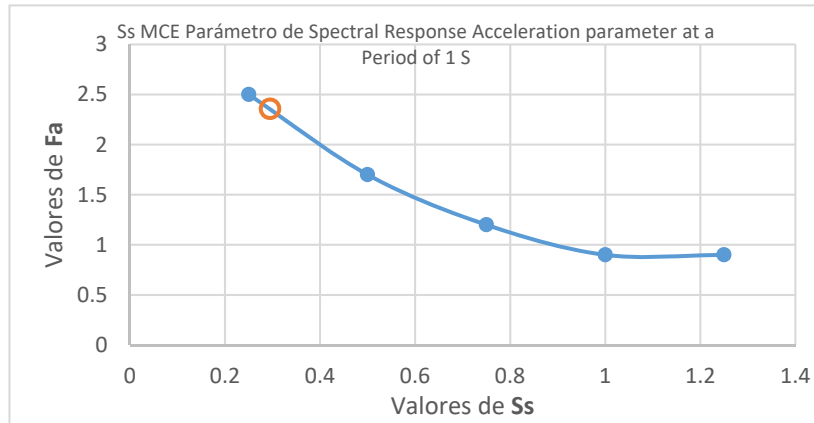
La determinación del espectro de respuesta para el proceso propuesto por el (RMI, 2012) marcado en sus mismos lineamientos es un proceso asumido por diversas organizaciones para el diseño sísmico. En el caso exclusivo de Racks lo maneja tanto el (RMI, 2012) como el (FEMA 460, 2005), de igual manera este método se adopta de códigos y asociaciones como el (IBC, 2018) y la asociación (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017) en sus lineamientos, por lo que la unificación de códigos proporciona una visión general para el diseño sin importar los enfoques detallados por tipo de estructura.

El siguiente paso para la obtención de los coeficientes  $F_a$  y  $F_v$ , obtenidos en el (RMI, 2012) en las tablas 2.6.3.2 (2) y (3) respectivamente, son quienes modifican el espectro debido al tipo de suelo, el coeficiente  $F_a$  se considera para periodos menores a 1 Segundo y el coeficiente  $F_v$  modifica los valores de respuesta para periodos mayores a 1 Segundo, por lo tanto el parámetro de sitio  $S_s$  se correlaciona con  $F_a$  y el parámetro de sitio  $S_1$  se relaciona con el coeficiente  $F_v$ . Dado que ninguno de los parámetros cae exactamente en los valores proporcionados en las tablas mencionadas, la obtención de los coeficientes se realiza por interpolación lineal, en las siguientes tablas se muestran los parámetros de límite para estos coeficientes de acuerdo a su tipo de suelo.

MCE :	Maximum Considered Earthquake				
<b><u>F<sub>a</sub></u></b>					
Spectral Response Acceleration parameter at a Period of 1 S.					
PARA TERRENO TIPO E					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
	$S_{s1}$	$S_{s2}$	$S_{s3}$	$S_{s4}$	$S_{s5}$
Ss:	0.25	0.5	0.75	1	1.25
Fa:	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
	Ss :	0.2947			
Fa:	2.3568				

Tabla 32. Parámetros límite  $F_a$ .

En la tabla 32 se muestran los valores dados para cada valor de aceleración espectral esperada, como en el caso particular de  $S_s: 0.2947$  el valor del coeficiente  $F_a$  deberá ser interpolado linealmente, por lo que el coeficiente tendrá valores de  $F_a: 2.3568$  indicados en la tabla de manera exacta y en la gráfica se muestra la localización del coeficiente.



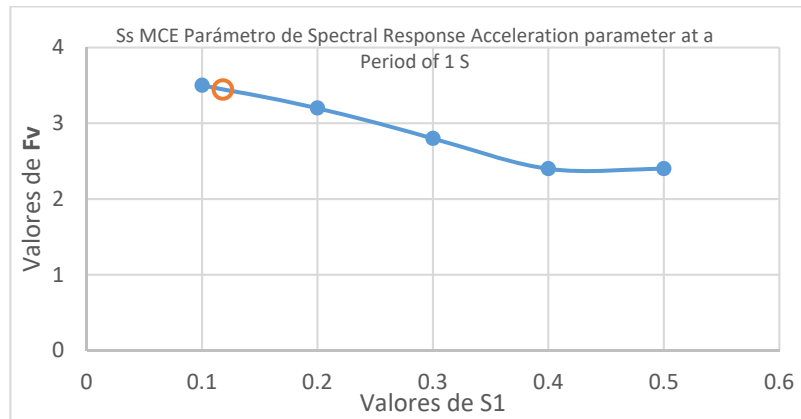
Gráfica 15. Se identifica la posición del valor elegido como Fa relacionado para su parámetro espectral Ss.

Para la obtención del parámetro Fv se sigue un procedimiento similar, con la salvedad que como se estipula en el capítulo el valor de coeficiente está dado para periodos de 1 Segundo o llamado también periodo largo.

En la tabla se reflejan los valores de los coeficientes Fv debidos a su tipo de suelo y a su parámetro S1:0.1179, de igual forma la obtención del valor Fv:3.45 a un parámetro de 1 segundo es obtenido por interpolación lineal como se muestra a continuación con valores específicos y de manera visual en la gráfica de comportamiento paramétrico.

MCE :	Maximum Considered Earthquake				
<b>Fv</b>					
Spectral Response Acceleration parameter at 1-S Period.					
PARA TERRENO TIPO E					
	S1 ≤ 0.1	S1 = 0.2	S1 = 0.3	S1 = 0.4	S1 ≥ 0.5
	S1 <sub>1</sub>	S1 <sub>2</sub>	S1 <sub>3</sub>	S1 <sub>4</sub>	S1 <sub>5</sub>
S1:	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Fv:	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
	S1 :	0.1179			
Fv:	3.45				

Tabla 33. Parámetros límite Fv.



Gráfica 16. Se identifica la posición del valor elegido como Fa relacionado para su parámetro espectral Ss.

Una vez teniendo obteniendo el valor de los coeficientes Fa y Fv se procede a calcular las respuestas sísmicas máximas para el espectro de respuesta, ambos cálculos vienen dados para periodos cortos y para periodos largos.

La aceleración máxima del espectro sísmico de respuesta para un periodo de 0.2 segundos (periodo corto) se nomenclatura como “S<sub>MS</sub>” y está determinado por la factorización del valor S<sub>s</sub> obtenido por los valores de aceleración espectral de USGS por el coeficiente Fa.

$$S_{MS} : S_s * F_a$$

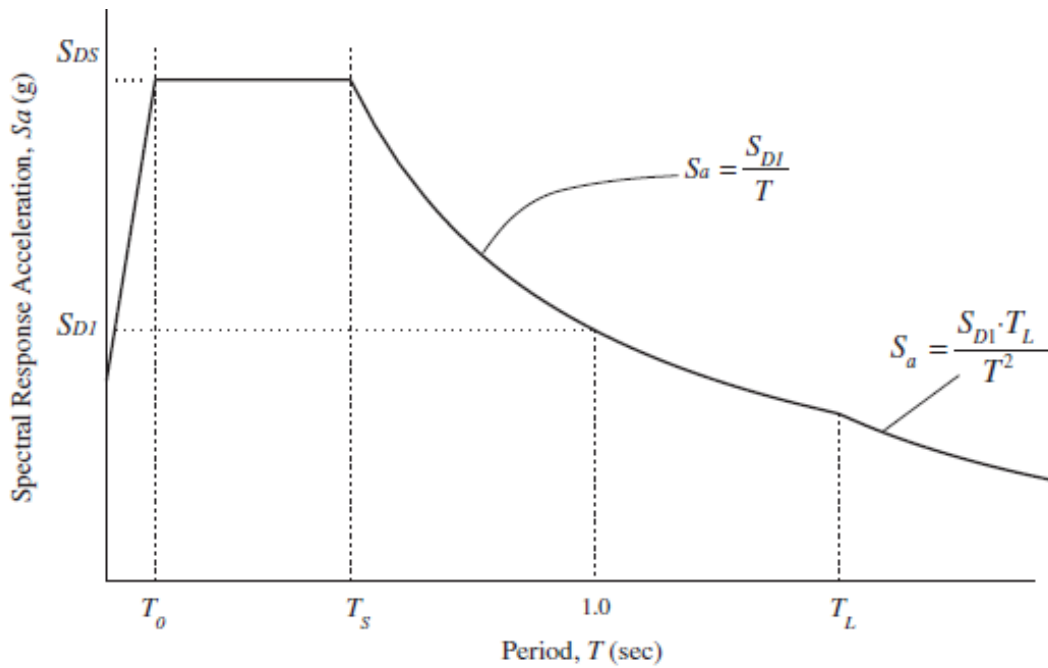
La aceleración máxima del espectro sísmico de respuesta para un periodo de 1 segundo (periodo largo) se nomenclatura como “S<sub>M1</sub>” y está determinado por la factorización del valor S<sub>1</sub> obtenido por los valores de aceleración espectral de USGS por el coeficiente Fv.

$$S_{M1} : S_1 * F_v$$

Finalmente, para la obtención de los parámetros de diseño en periodos cortos y largos que determinan la forma de construcción del espectro, los valores de aceleración máxima son multiplicados por dos tercios (2/3) tanto periodo corto como para periodo largo, esto con la finalidad de reducir la probabilidad de alcanzar el valor pico máximo de aceleración del terreno, estos valores quedan dados por las ecuaciones siguientes:

$$S_{DS} : (2/3) * S_{MS} \qquad S_{D1} : (2/3) * S_{M1}$$

Estos valores, determinan la forma del espectro de diseño, el espectro de la forma obtiene los valores de distribución de acuerdo a los parámetros iniciales SDS y SD1, para todos los periodos T del espectro, de tal suerte que la forma del espectro ilustrada de acuerdo a ASCE7-16 obtiene los siguientes valores característicos.



**FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum**

*Gráfica 17. Figura 11.4-1 Design Response Spectrum.*

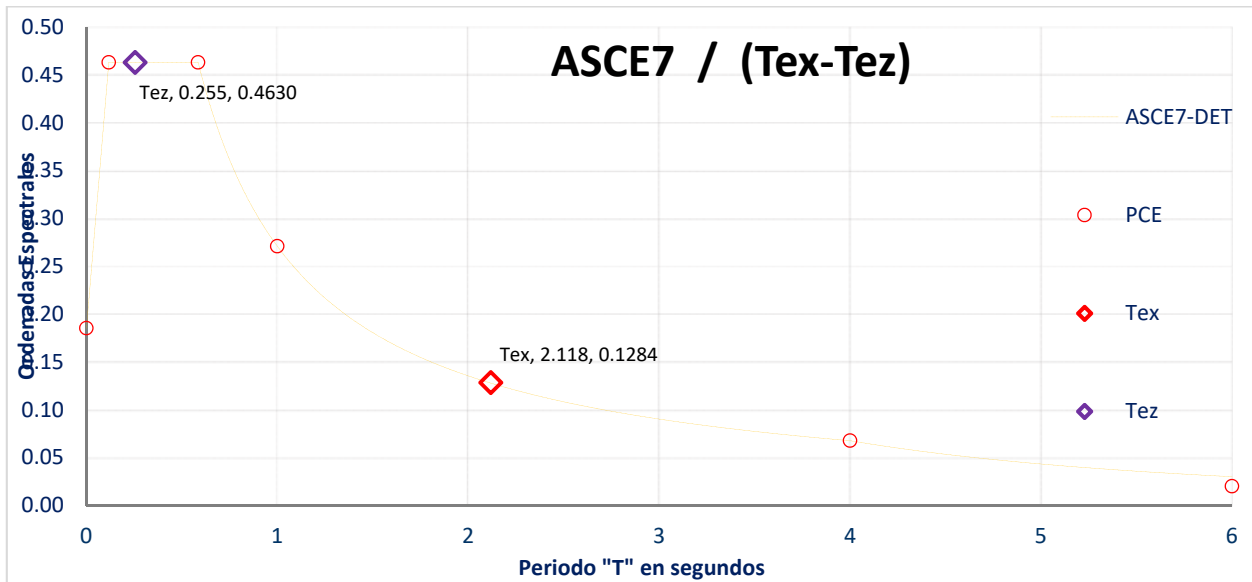
De acuerdo con la Figura tomada del (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017) capítulo 11, se encuentran los valores característicos del espectro de diseño, tales están regidos por los parámetros de Pseudo aceleración y periodo, estos parámetros mostrados en la tabla 34 establecen para este caso específico los límites del espectro de diseño.

Puntos Característicos del Espectro (PCE)					
	T <sub>1</sub> :	T <sub>0</sub> :	T <sub>s</sub> :	T <sub>1</sub> :	T <sub>L</sub> :
T	0	0.1170	0.5850	1	4
Sa	0.1852	0.4630	0.4630	0.2709	0.0677

*Tabla 34. Límites del espectro de diseño.*

Los valores de la tabla pertenecen a las condiciones específicas del suelo, asimismo las ecuaciones que rigen el espectro y los valores de Pseudo-aceleración son mostrados numéricamente.

En la figura se ilustra la construcción del espectro de diseño para las condiciones del sitio, éste se recrea con un intervalo de incremento  $t=0.01$  segundos para el periodo T.



Gráfica 18. Se muestra la construcción del espectro basado en (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017)

En la gráfica se aprecian los puntos característicos de la construcción del espectro de diseño, señalados con la leyenda PCE (Puntos Característicos del Espectro) y mostrados los valores específicos en la tabla.

Dentro de la gráfica se señalan los valores correspondientes al periodo natural de vibración de la estructura tanto en el sentido longitudinal (X) como en el transversal (Z), asimismo se aprecia que el periodo para el eje longitudinal es más largo, esto es completamente lógico ya que en el sentido X no se presentan riostras sino es un sistema semi-rígido de marcos. En el sentido transversal el periodo es más corto ya que se encuentra arriostrado con sistemas de diagonales semi-rígidas conectadas a las columnas, estos elementos no necesariamente están conectados en los niveles de carga del sistema; sin embargo, se muestran los resultados coherentes respecto de sus porcentajes de participación modal de acuerdo a su participación por dirección.

#### II.5.4 Determinación del periodo natural de vibración estructural

El periodo natural de vibración de la estructura, se obtiene con la ayuda del programa de análisis ETABS. Por medio de éste, se obtiene el porcentaje de participación modal, el cual se consigue mediante la lectura direccional de análisis y se pueden saber sus porcentajes de participación en el apartado de mostrar tablas y en el submenú “Modal Direction Factors”.

$T_{ex}$ :	0.26
$T_{ez}$ :	0.094

### II.5.5 Análisis estático

En el proceso de la determinación de fuerzas sísmicas de diseño se emplea el método estático con arreglos de disminución o incremento por dirección de análisis.

De acuerdo al (RMI, 2012) se consideran diferentes factores de respuesta sísmica por dirección, este factor denominado “R” para el sentido longitudinal el valor de R es igual a seis (6) para el sentido transversal y arriostrado R igual a cuatro (4).

A pesar de que el manual no hace referencia al tipo de factor de forma explícita, éste traduce la cantidad de respuesta sísmica presentada en las direcciones de análisis, dado que presenta una mayor rigidez, este factor es menor para la dirección arriostrada haciendo crecer la participación sísmica en el sentido transversal; de forma análoga, la respuesta sísmica en el sentido longitudinal decrece dada una menor rigidez y por lo tanto permitiendo una mayor ductilidad de la estructura en esa dirección lo que provoca una mayor disipación de la energía enfocada en las fuerzas laterales del sentido de los marcos semi-rígidos.

Para verificar el análisis se proponen tres condiciones en el 2.6.3 “Calculation of Seismic Response Coefficient” donde se muestran las condiciones límite como parámetros para acotar la magnitud de las fuerzas sísmicas que se aplicaran de forma estática al modelo.

COEFICIENTE SÍSMICO							
LÍMITE INFERIOR (periodo 1-S)			COEFICIENTE DEL MÉTODO			LÍMITE MÁXIMO	
C <sub>SX</sub> :	0.0098	<	C <sub>SX</sub> :	0.1905	<	C <sub>SX</sub> :	0.0772
C <sub>SZ</sub> :	0.0147	<	C <sub>SZ</sub> :	0.7442	<	C <sub>SZ</sub> :	0.1158
C <sub>XZ</sub> :	0.0204	<					

Tabla 35. Coeficiente Sísmico.

- Límite inferior para periodo 1 Segundo.

El proceso de revisión para fuerzas sísmicas propone los límites inferiores para evitar un subdiseño o que ésta sea una escasa consideración del análisis sísmico, así como evitar errores en el proceso de análisis.

Este proceso se realiza con dos parámetros, el primero se toma por la ecuación en la que se determina que Cs tiene que ser mayor que 0.044S<sub>DS</sub> y la segunda donde el límite inferior

puede ser como mínimo  $0.5 \cdot S_1 / R$ , esta información especificada por las ecuaciones siguientes se muestra por sentido longitudinal y transversal en la tabla.

$$C_s > 0.044 S_{DS}$$

*Ecuación 10*

$$C_s := \frac{(0.5 S_1)}{R}$$

*Ecuación 11*

- Límite superior máximo

Este parámetro superior propuesto en la revisión del coeficiente se establece con la finalidad de tomar como límite la meseta espectral, dividida por el factor de participación direccional por tipo de estructuración.

$$C_{sm} := \frac{S_{DS}}{R}$$

*Ecuación 12*

Para determinar el coeficiente sísmico como se indica en la tabla 35 “Coeficiente Sísmico” se calcula por medio de la ecuación siguiente, en este cálculo se involucra el periodo estructural del sistema de estudio como se muestra en la ecuación, la cual ya contempla el periodo estructural.

$$C_{sm} := \frac{S_{D1}}{T \cdot R}$$

*Ecuación 13*

La obtención del coeficiente sísmico no pasa los límites inferiores ni superiores mencionados por el manual por lo que se consideran para el cálculo de las fuerzas sísmicas.

### II.5.6 Determinación de cortante sísmico

En la determinación de las fuerzas sísmicas del cortante sísmico se usa la ecuación del (RMI, 2012), en su capítulo “2.6.2 Minimum Seismic Forces” se presenta la formula general para su obtención.

$$V := C_s \cdot I_p \cdot W_s$$

*Ecuación 14*

<b>V<sub>x</sub>:</b>	<b>561.15</b>	<b>kg</b>
<b>V<sub>z</sub>:</b>	<b>2192.20</b>	<b>kg</b>

Dada la naturaleza del sistema, se definen dos cortantes sísmicos uno por cada dirección de análisis asociada a su participación en el espectro de diseño debido a su periodo estructural.

El coeficiente sísmico  $C_s$  se ha calculado en el subcapítulo anterior, según la ecuación se añaden dos parámetros los cuales son  $I_p$  y  $W_s$ .

El factor  $I_p$  sirve para incrementar la fuerza sísmica de acuerdo a la ubicación, uso y riesgo del sistema en general sin importar su dirección de análisis; se establecen tres características, para sistemas de servicios esenciales, acceso al público y para soporte de materiales peligrosos el factor  $I_p$  será tomado como 1.5, para todos los demás usos que no pertenezcan a la clasificación de riesgo alto o servicios esenciales el factor  $I_p$  será tomado igual a la unidad.

Para determinar el valor de  $W_s$  se proporciona la ecuación donde se establecen algunos parámetros adicionales.

$$W_{sX} := (0.67 \cdot P_{RF} \cdot P) + D + 0.25 \cdot L$$

*Ecuación 15*

El parámetro  $P_{RF}$  es un factor reductor de carga, para el sentido transversal no es posible tomar en cuenta ninguna reducción por lo que el factor se tomará igual a la unidad, para el sentido longitudinal se establece una relación que se obtiene de la división entre el promedio del peso usado dividido por el peso máximo.

$$P_{RFX} := \frac{P_{\text{average}}}{P_{\text{maximum}}}$$

*Ecuación 16*

Para este caso se coloca el subíndice X mostrando que la dirección afectada solamente considera el eje longitudinal para reducción; sin embargo, para el caso específico de análisis el peso promedio es igual al peso máximo, ya que la carga no cambia de magnitud por su naturaleza de uso y es un rack de alimentación por lo que tampoco tiene descargas significativas en periodos prolongados de tiempo, estas dos consideraciones nos llevan a establecer el factor  $P_{RF}$  igual a la unidad.

Para el caso de carga P se usa determina el peso de carga y se evalúa dentro de la ecuación.

El estado de carga D se toma como el peso propio de la estructura y elementos pertenecientes a la configuración estructural del rack, ya que no existe ningún otro sistema alojado se tomará el peso arrojado por el programa.

El caso de carga L pertenece a la consideración de cargas vivas, como pasarelas, cubiertas o tránsito dentro del mismo rack que para este caso de análisis no existe alguna situación que pueda ocasionar participación en este caso.

### II.5.7 Distribución del cortante sísmico en fuerzas sísmicas

En la determinación del cortante sísmico se obtienen fuerzas cortantes totales de base, las cuales actúan en la descarga al suelo por la carga del rack, en el método estático este cortante basal se distribuye en relación a la altura del sistema por medio de la ecuación siguiente y basada en su análisis por dirección de afectación

Aplicando las ecuaciones para distribución de fuerzas sísmicas proporcionadas por el método, así como el manual (RMI, 2012) se da uso a la fórmula siguiente para la condición en que el primer nivel de carga se encuentra a más de 30 cm respecto del nivel del piso.

$$F_x := \frac{(V \cdot W_x \cdot h_x)}{\left[ \sum_{i=1}^n (W_i \cdot h_i) \right]} \qquad F_z := \frac{(V \cdot W_z \cdot h_z)}{\left[ \sum_{i=1}^n (W_i \cdot h_i) \right]}$$

*Ecuación 17*

Debido a la separación de fuerzas sísmicas por dirección de análisis que depende de Vx para el sentido longitudinal y Vz para el sentido transversal, se separan y se muestran los valores calculados para ambas direcciones.

A continuación, se muestra el detalle de análisis por nivel, carga y distribución con base en las ecuaciones de distribución del cortante sísmico.

ALTURA Y CARGA POR NIVEL				
h <sub>1</sub> :	1.36	m	1100	kg/Nivel
h <sub>2</sub> :	2.83	m	1100	kg/Nivel
h <sub>3</sub> :	4.3	m	1100	kg/Nivel

*Tabla 36. Detalle de análisis por nivel, carga y distribución.*

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS POR NIVEL Y DIRECCIÓN						
$F_{X1}$ :	89.89	kg/Nivel		$F_{Z1}$ :	351.17	kg/Nivel
$F_{X2}$ :	187.05	kg/Nivel		$F_{Z2}$ :	730.73	kg/Nivel
$F_{X3}$ :	284.21	kg/Nivel		$F_{Z3}$ :	1110.30	kg/Nivel
$\Sigma F_x$ :	561.15	KG		$\Sigma F_z$ :	2192.20	KG

Tabla 37. Distribución de fuerzas por nivel y dirección.

### II.5.8 Determinación de combinaciones de carga para diseño RMI

En conformidad con el punto “2.2 Load Factors and Combinations for the LRFD Design Method” del (RMI, 2012), las combinaciones que participan para el diseño son las siguientes:

RMI – Rack Manufacturers Institute (ANSI MH16.1: 2012).							
Combinaciones	D	P		Papp	Ex	Ez	I
C1	1.4	1.2					
C2	1.2	1.4					
C3	1.2+0.2Sds	1.2+0.2Sds	$\beta$		$e * E$		
C4	1.2+0.2Sds	1.2+0.2Sds	$\beta$		$-(e * E)$		
C5	1.2+0.2Sds	1.2+0.2Sds	$\beta$			$e * E$	
C6	1.2+0.2Sds	1.2+0.2Sds	$\beta$			$-(e * E)$	
C7	0.9-0.2 Sds		$\beta$	0.9-0.2 Sds	$e * E$		
C8	0.9-0.2 Sds		$\beta$	0.9-0.2 Sds	$-(e * E)$		
C9	0.9-0.2 Sds		$\beta$	0.9-0.2 Sds		$e * E$	
C10	0.9-0.2 Sds		$\beta$	0.9-0.2 Sds		$-(e * E)$	
C11	1.2	1.4					1.4
C12-OT	1	1		1	1		
C13-OT	1	1		1		1	
C14-OT	1	1		1(UN)	1		
C15-0T	1	1		1(UN)		1	

Tabla 38. Combinaciones para el diseño.

- Para el caso de análisis, los estados de carga que no participan en las combinaciones son S, R, W, dado que las condiciones actuales no permiten la interacción con dichas acciones.
- Para el caso de las acciones sísmicas, las condiciones marcadas en el capítulo de combinaciones presentan la acción sísmica unidireccional, en este análisis se hace el

desglose detallado por dirección de análisis, dicha dirección según el método se aplica de manera íntegra y no simultánea a otra dirección de análisis; el análisis sísmico se determina con mayor detalle, evaluación de parámetros y justificación de los mismos en el capítulo correspondiente.

- c) Los casos de carga C-12-OT, C-13-OT, C14-OT Y C15-OT pertenecen a los casos críticos de volteo para justificar una condición de estabilidad, que pertenecen a dos combinaciones, la primera con el 67% de la carga en todos los niveles y la segunda con el 100% de carga en el último nivel y los demás niveles vacíos marcados, estos últimos marcados con UN (Último Nivel).
- a) Factores complementarios incluidos en las combinaciones sísmicas.

En la determinación de las combinaciones de carga se usan factores que influyen la magnitud de las cargas sísmicas debido a dos escenarios, tanto el comportamiento estructural por su configuración del sistema, como la debida a la probabilidad del uso y cantidad de carga en el instante de la aparición de un fenómeno sísmico.

$\rho$ : Factor de redundancia para carga sísmica, definido en la sección 2.6.2.1 del RMI.

Para el caso de análisis tanto para el sentido “X” (longitudinal) como en el Sentido “Z” (Transversal) el factor se establece como  $\rho_x$ : 1.3 y  $\rho_z$ : 1.3.

Para el sentido “X” longitudinal la elección del valor para dicho factor se justifica por el tipo de suelo y por no existir arriostramiento del sistema tanto en su planta como en eje trasero.

- categoría E
- No existe arriostramiento superior o en eje trasero, con dos bahías de profundidad no conectadas.

Para el sentido “Z” transversal la elección del valor para dicho factor se justifica del análisis de la reducción del 33% de la fuerza sísmica si se elimina una conexión o elementos del arriostramiento transversal.

$\beta$  : Coeficiente producto de carga sísmica

El coeficiente “ $\beta$ ” representa un factor de reducción de carga para combinaciones sísmicas.

$\beta = 1$  Factor tomado con la carga Papp (para carga reducida).

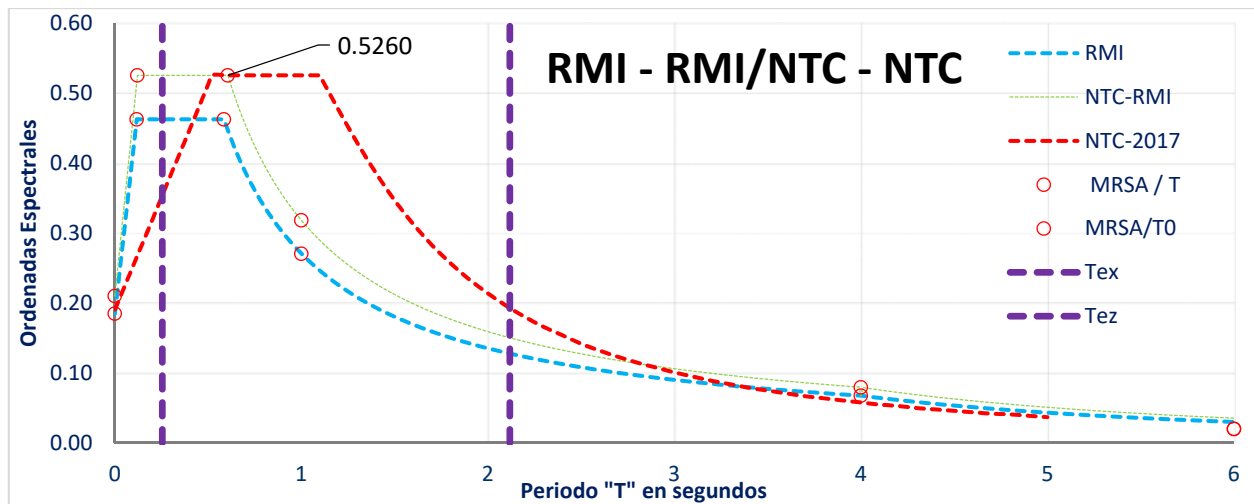
$\beta = 0.7$  Factor tomado con carga completa sin reducción de carga de pallet.

## II.6 Aplicación del método RMI con espectro elástico de las NTC-2017.

La construcción de los espectros sigue diferentes reglas para la determinación de los puntos de inflexión, así como para las ramas ascendente y decadente del mismo. Se realiza una comparación de los espectros construidos para la identificación gráfica de la participación en cada uno de ellos.

- Espectro RMI  
Espectro construido con los parámetros originales del estudio de sitio.
- Espectro RMI Modificado  
Espectro Construido mediante una regresión lineal del proceso adaptado con los datos del sitio mediante el programa SASID.
- Espectro NTC-2017  
Espectro Elástico del programa SASID con los datos y características del sitio.

Adicionalmente se fijan los periodos de la estructura para sus dos componentes horizontales, para ilustrar su participación en cada valor del espectro.



Gráfica 19. Se muestra la construcción de los espectros transparentes.

Debido al proceso de obtención del espectro del (RMI, 2012) se toma como opción para el diseño el espectro del RMI con la regresión lineal adaptado, al ser un diseño estático, se toma la componente máxima de pseudo aceleración de la meseta espectral y por el método definido se realiza la reducción del espectro de  $R=4$  para la dirección transversal y  $R=6$  para la dirección longitudinal.

## CAPITULO III. MODELADO Y CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Se construye el modelo analítico para realizar el análisis del comportamiento estructural, así como la determinación de los elementos mecánicos arrojados por dicho análisis. La comparativa del modelo es analizada en el programa ETABS con la ayuda de los parámetros definidos en el Capítulo II, donde se propone un análisis dinámico para obtener el comportamiento ante la excitación de las aceleraciones del suelo provocadas por un fenómeno sísmico.

### III.1 Modelo estructural analítico de las NTC-2017

Este modelo se construye en dos diferentes archivos para dar la igualdad de condiciones geométricas, mecánicas y del sistema estructural; sin embargo, para la parte del análisis de cargas y su contribución al análisis sísmico se hace la adecuación para cada condición y combinación de carga, en la figura 27 se ilustra el modelo.

La configuración para ambos modelos es idéntica para fines de comparación de la respuesta estructural ante los dos métodos aplicados, asimismo el modelo cuenta con todas las consideraciones de los capítulos anteriores respectivos a cada método de análisis.

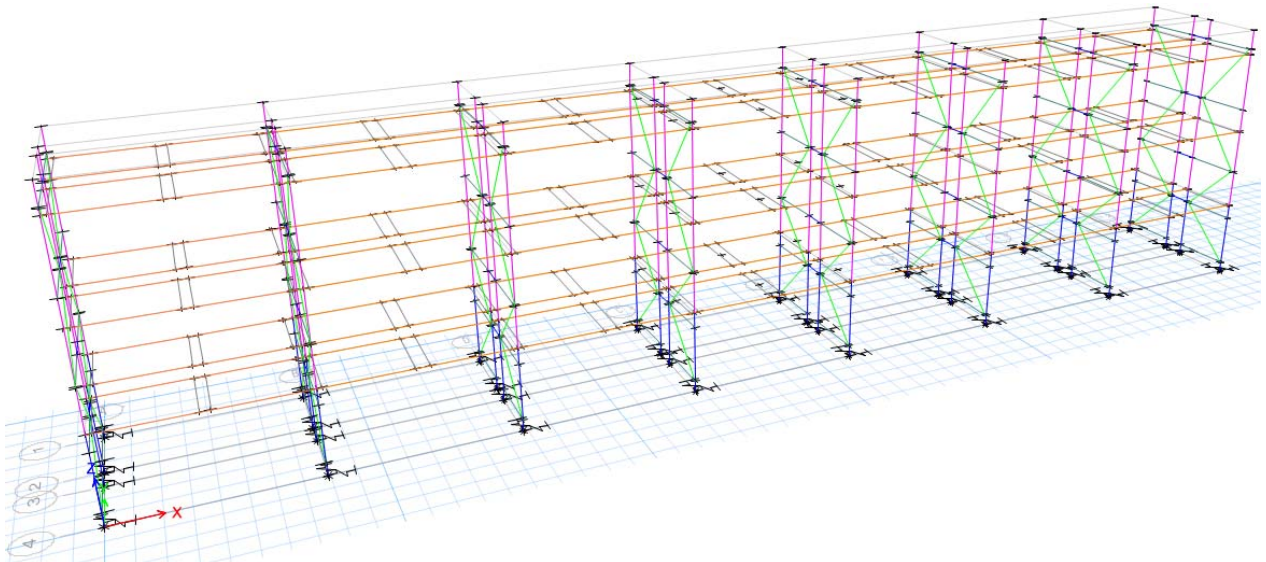


Figura 27. Elaboración del modelo específico de análisis.

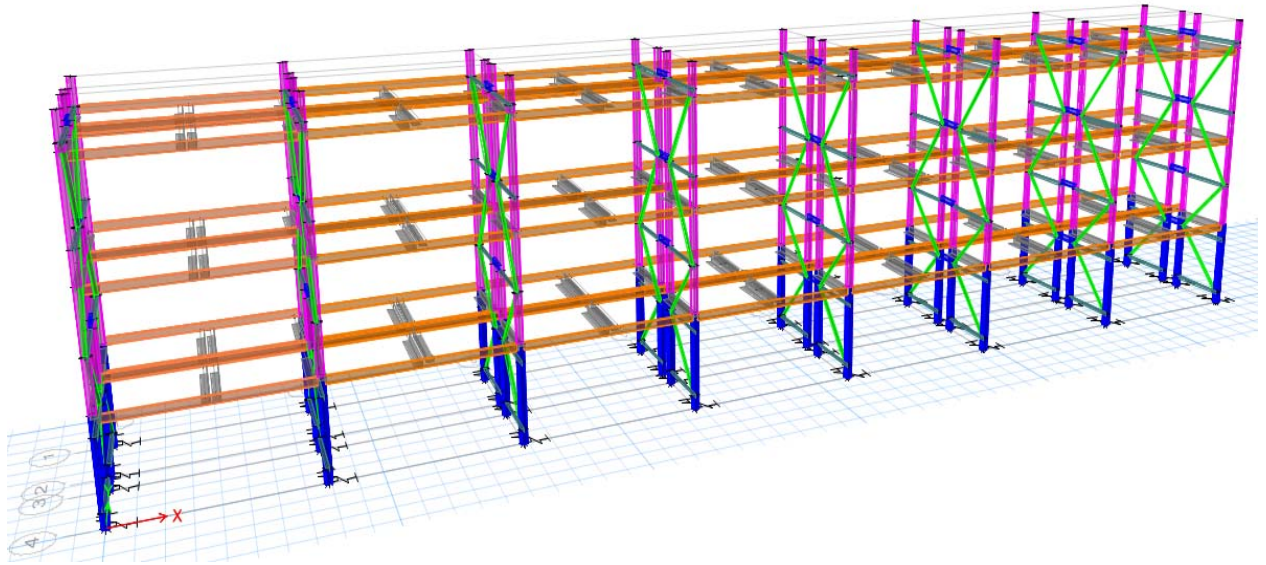


Figura 28. Elaboración del modelo específico de análisis.

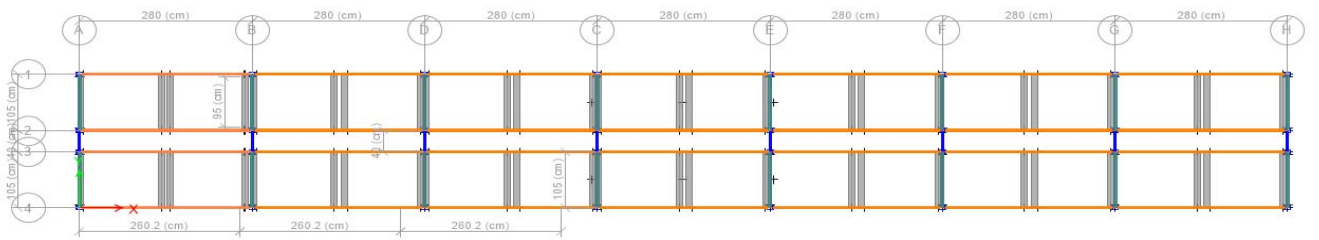


Figura 29. Modelo con dimensiones del sistema de análisis.

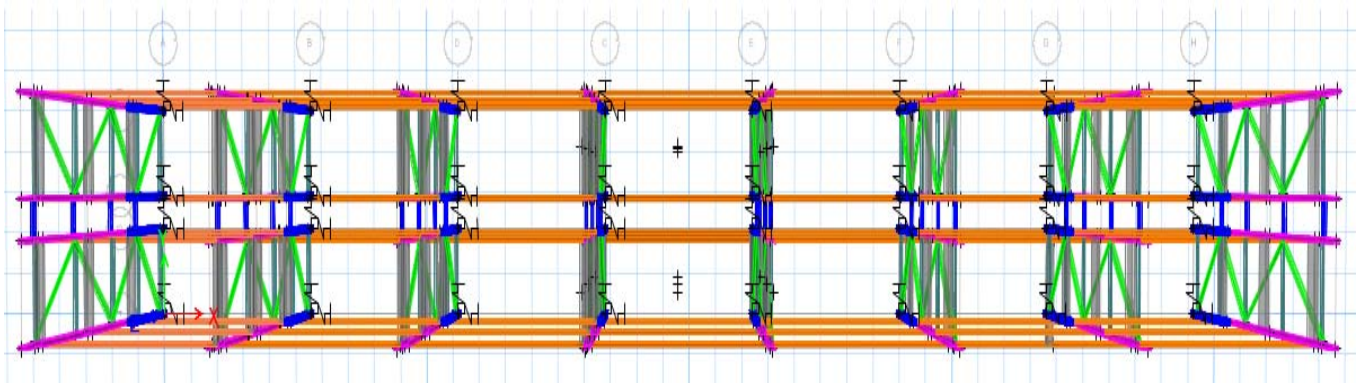


Figura 30. Modelo del sistema visto en planta.

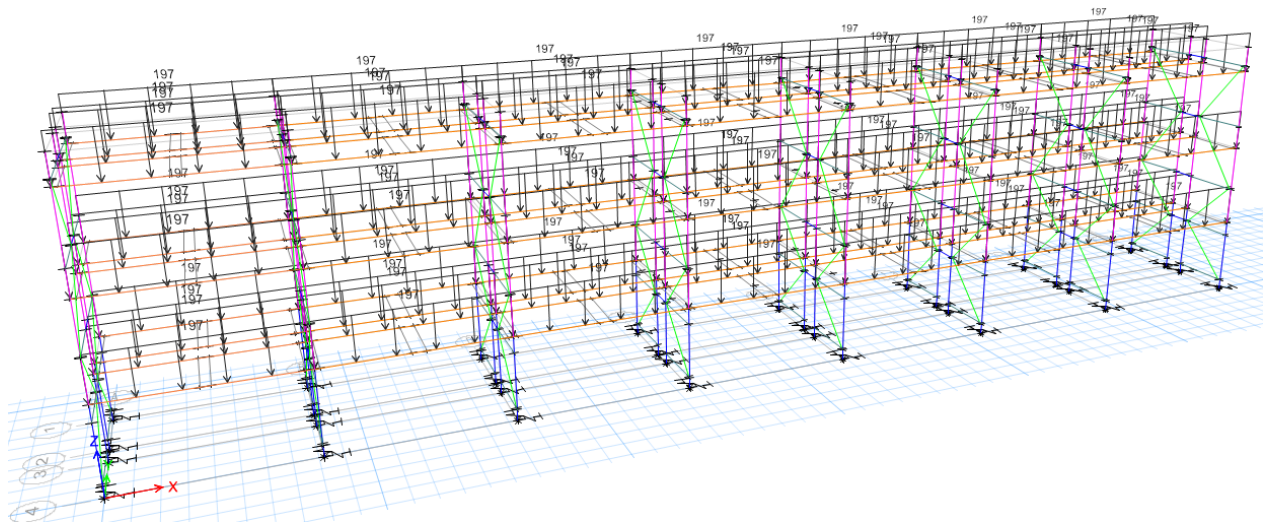


Figura 31. Modelo cargado con Carga Viva Máxima.

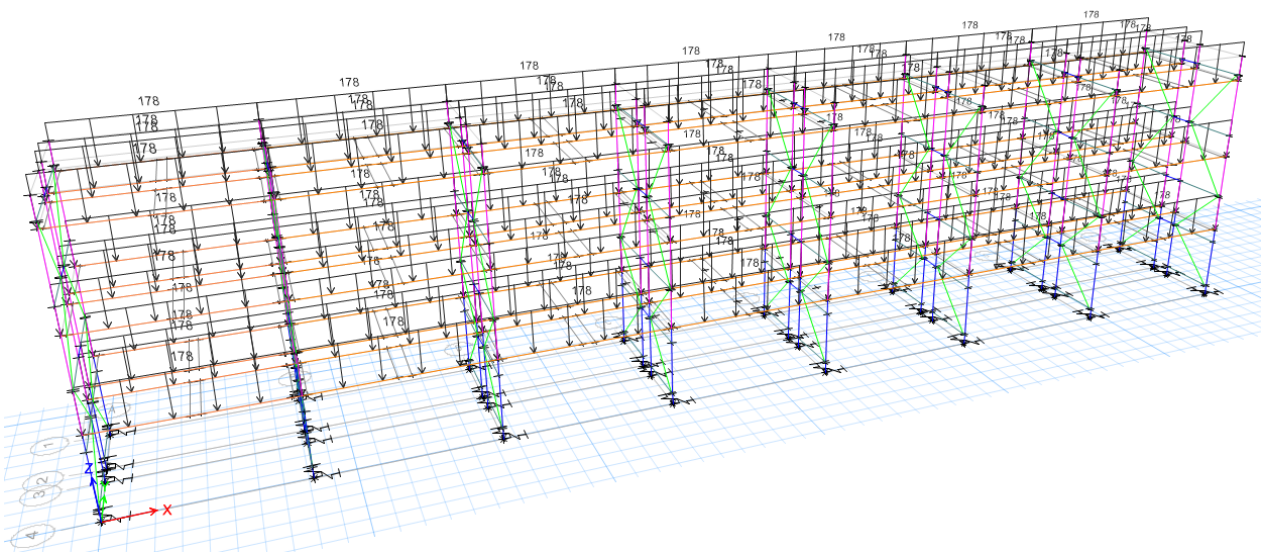


Figura 32. Modelo cargado con Carga Viva Instantánea ( $0.9 \cdot CVM$ ).

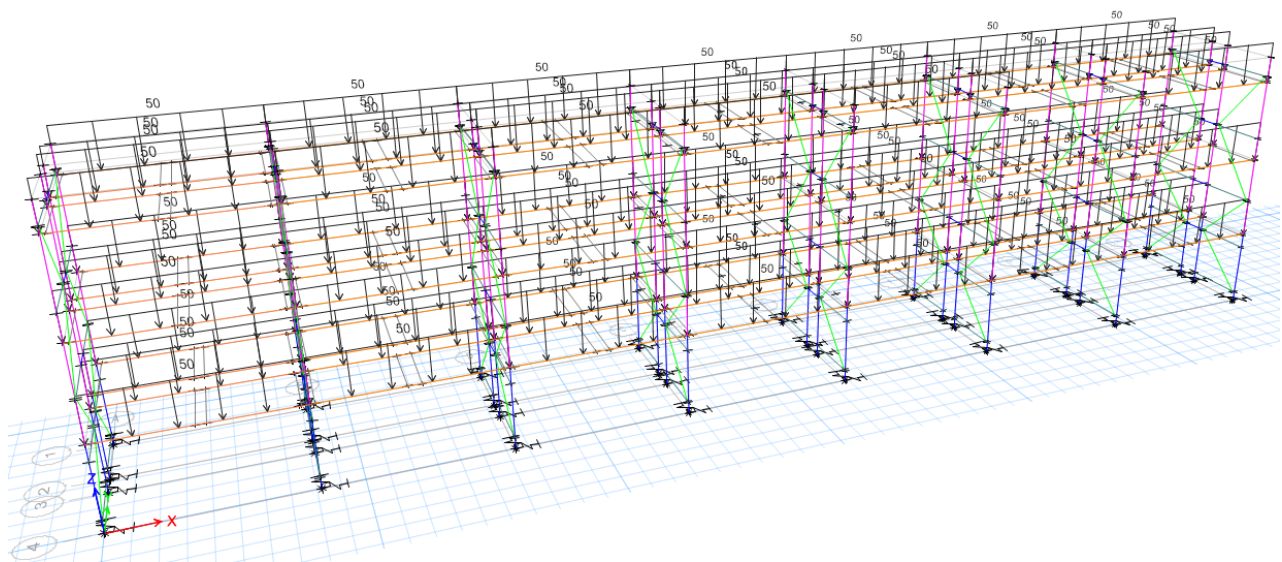


Figura 33. Modelo cargado con Carga Viva por Impacto ( $0.25 \cdot CVM$ ).

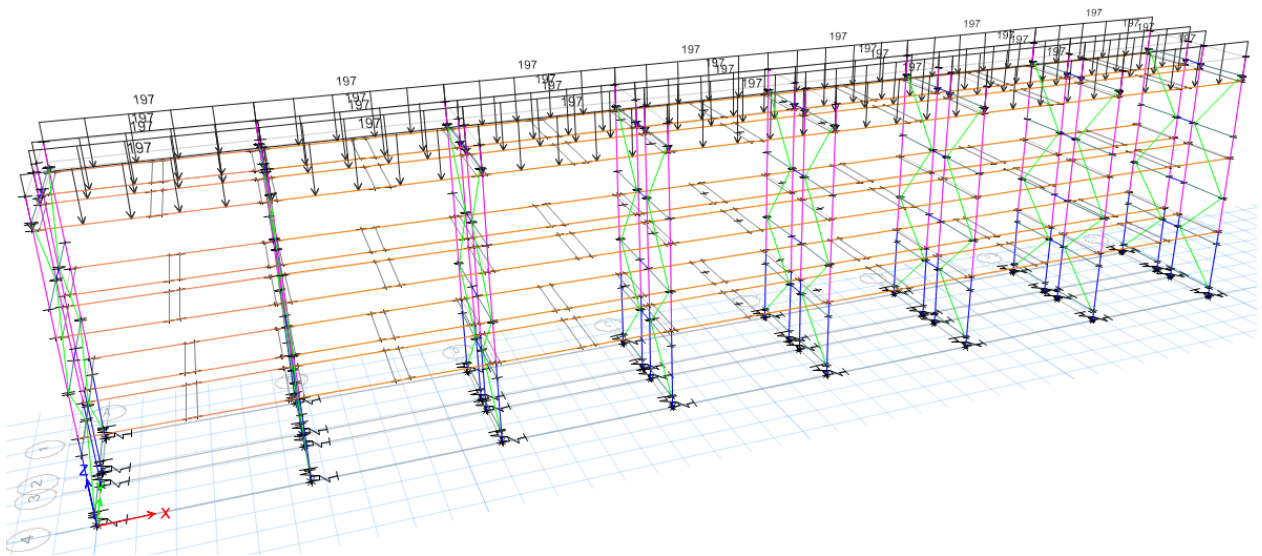


Figura 34. Modelo cargado con Carga Viva por revisión de estabilidad a volteo (CV-UN).

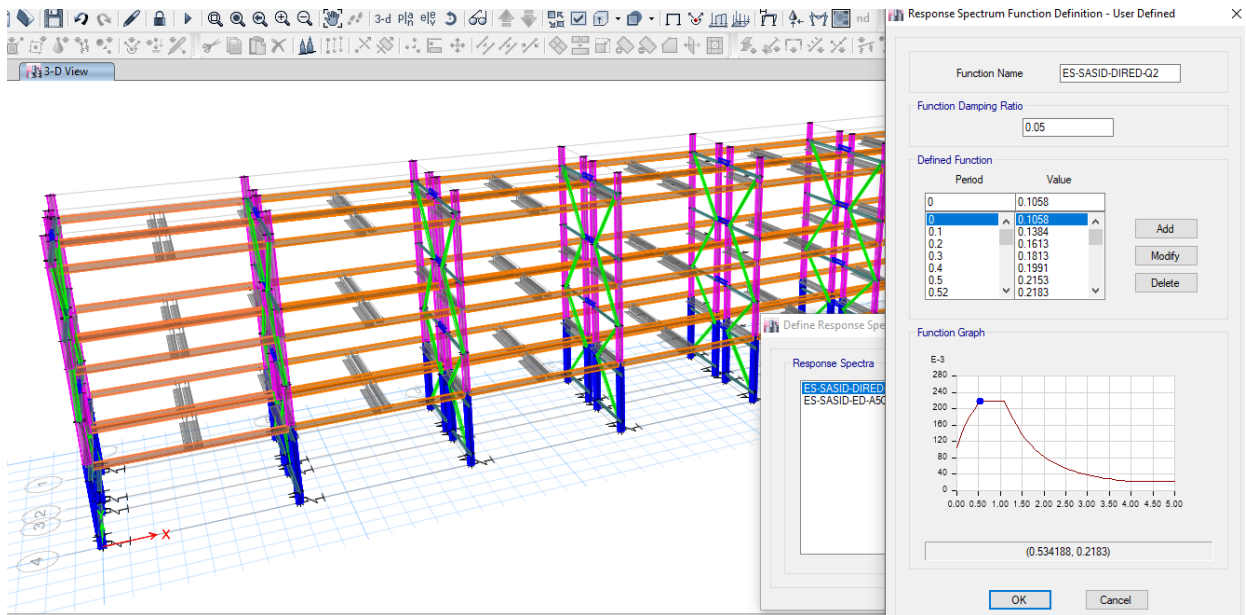


Figura 35. Modelo con el espectro reducido con revisión por cortante basal (ES-SASID-SX).

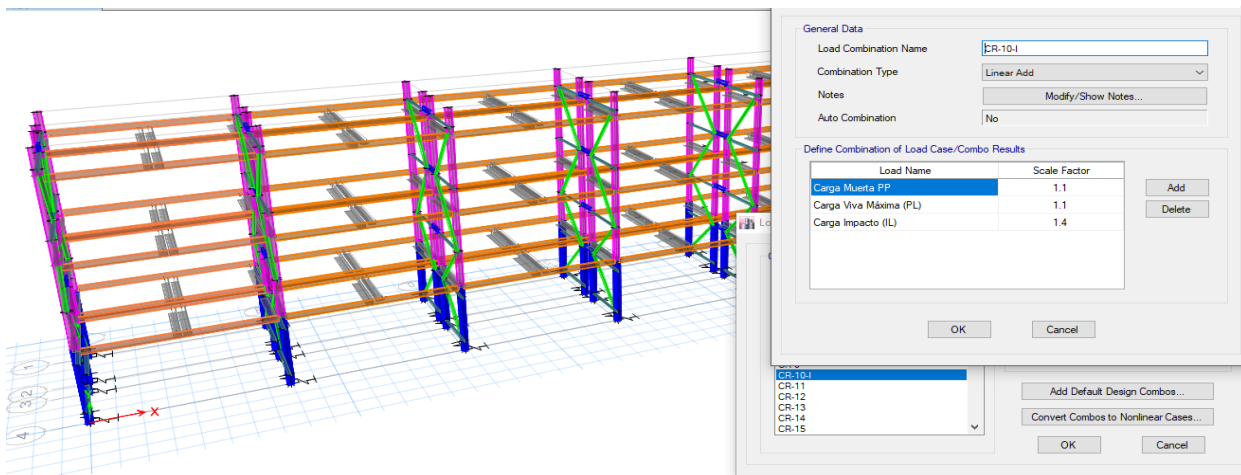


Figura 36. Modelo con la construcción de combinaciones marcadas tanto para resistencia como servicio (CR-10-Imp).

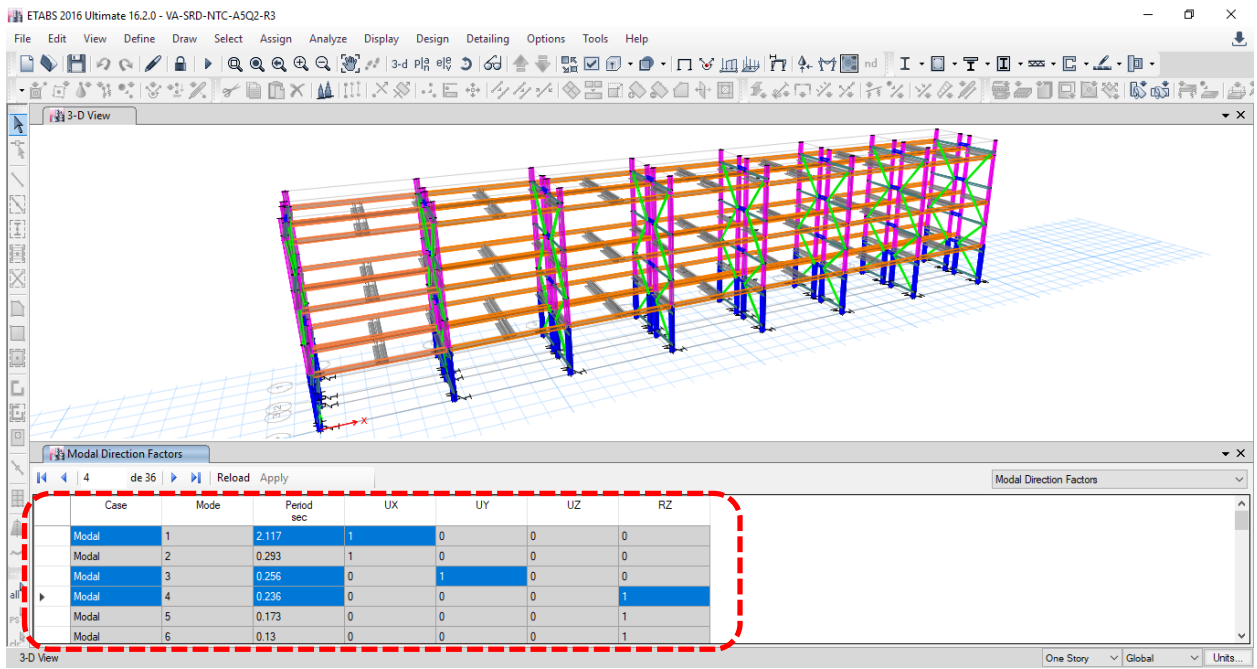


Figura 37. Modelo con la determinación de los periodos por dirección de análisis.

### III.1.1 Modelo estructural diseñado con evaluación de resistencias

Para determinar las secciones más esforzadas durante el proceso de análisis y diseño se realiza la separación por tipo de elemento, a fin de realizar la comparativa del porcentaje de trabajo de cada sección en los tipos de análisis participante.

- Elementos Diagonal
- Elementos Viga
- Elementos Columna

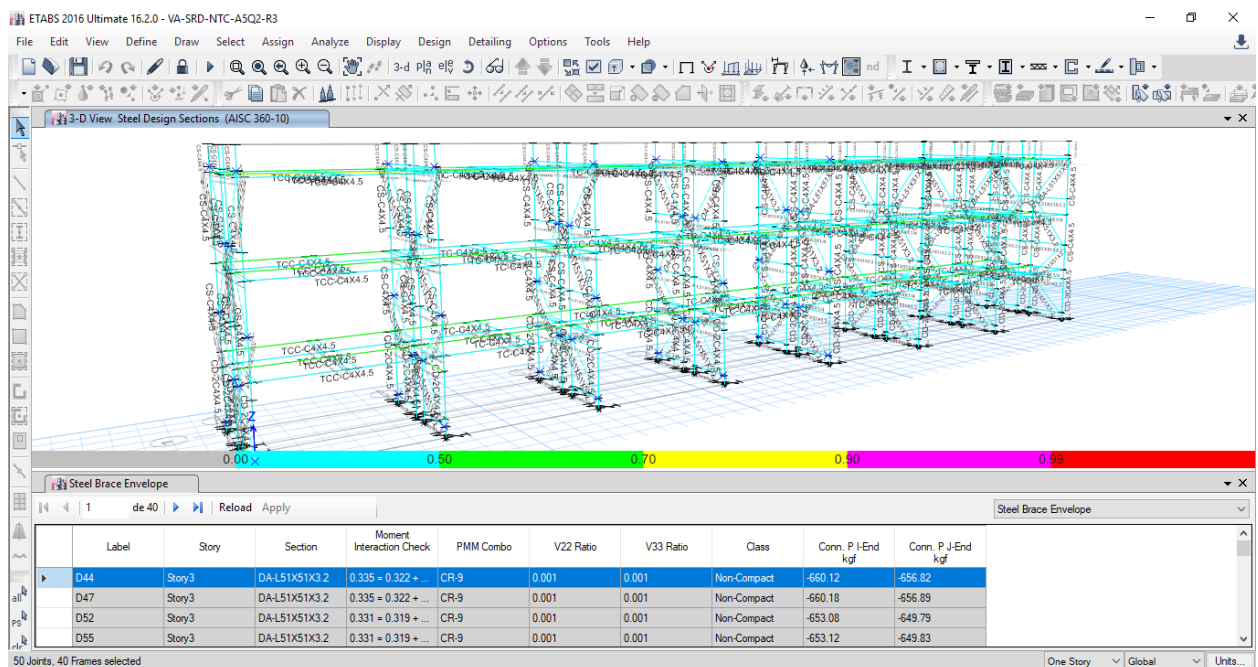


Figura 38. Relación de esfuerzo de la Resistencia de diseño en elementos tipo Diagonal.

Los elementos principales del sistema se sujetan a comparación para verificar el nivel de esfuerzo de cada elemento identificando el procedimiento óptimo con las consideraciones adecuadas de diseño descritas anteriormente y con estas relaciones finales definir los criterios más aceptables bajo un posible sub-diseño o procurar el uso de manuales especializados con el fin de apearse a la realidad, aunque estos aspectos no se encuentren marcados por las normas y/o reglamentos locales.

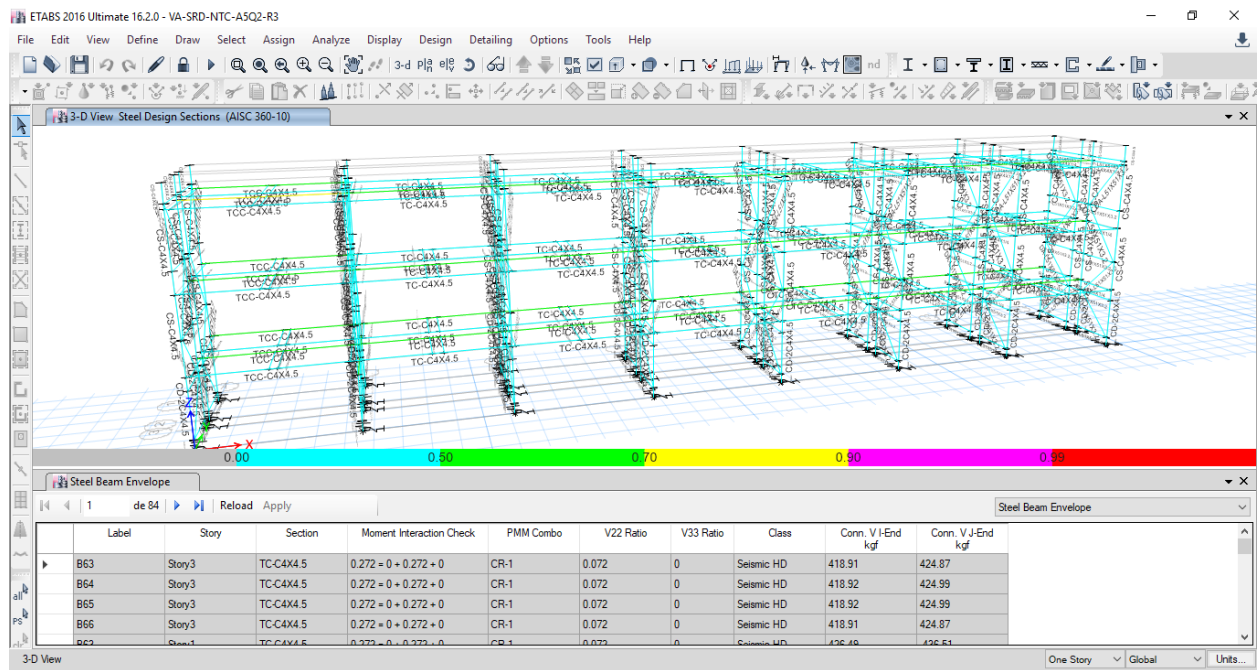


Figura 39. Relación de esfuerzo de la Resistencia de diseño en elementos tipo Viga.

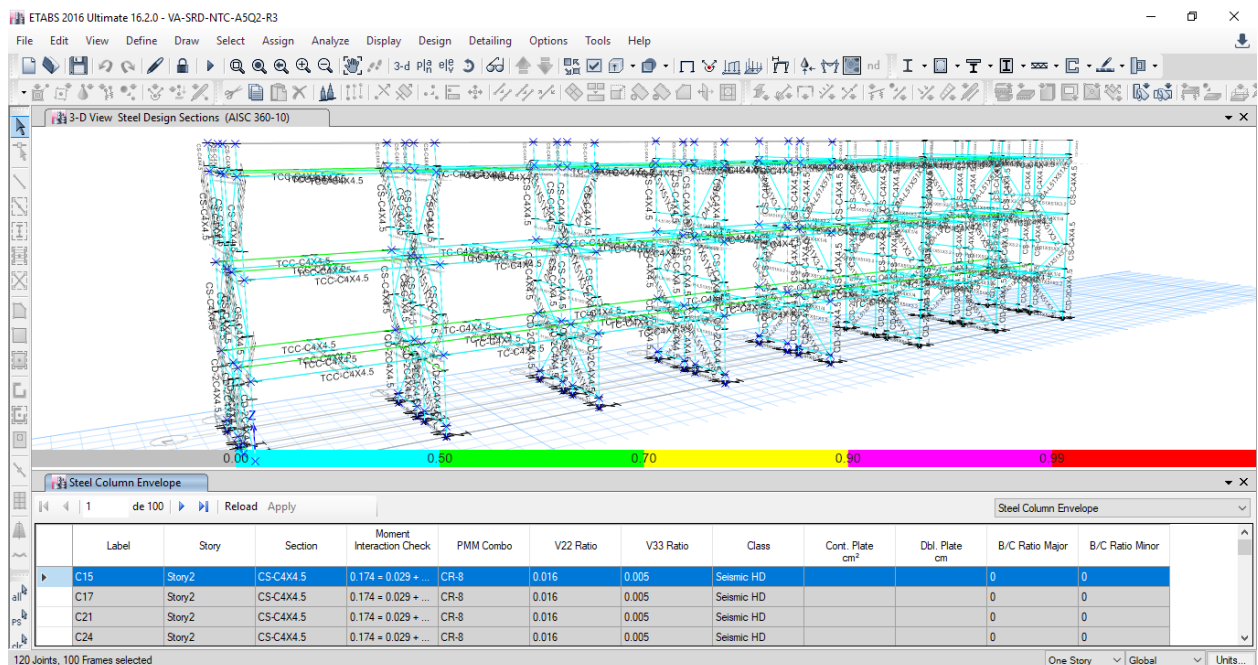


Figura 40. Relación de esfuerzo de la Resistencia de diseño en elementos tipo Columna

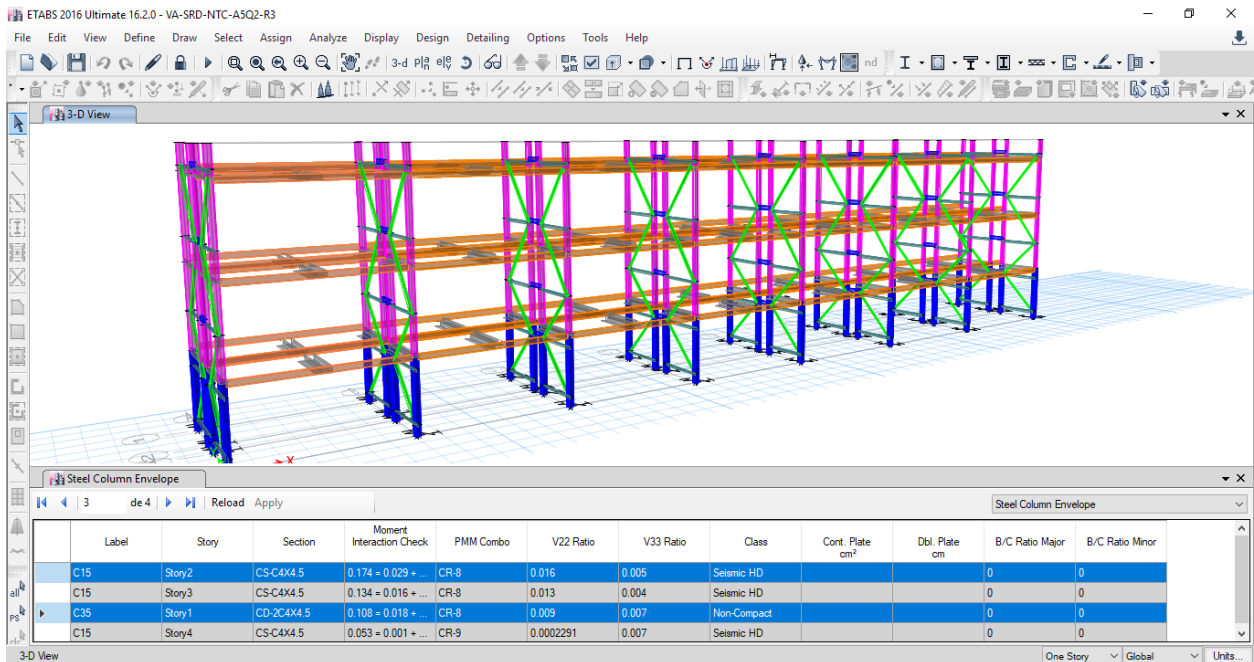


Figura 41. Relación de esfuerzo de la Resistencia de diseño en elementos tipo Columna tanto CS como CD.

### III.1.2 Modelo estructural diseñado con evaluación de deformaciones y desplazamientos

Para el estado límite de servicio, se evalúan las deformaciones impuestas por la carga gravitacional que provocan deflexiones en los elementos viga, asimismo se evalúan los desplazamientos horizontales que generan las fuerzas inerciales sísmicas y con ello se determinan las distorsiones de entrepiso como límites de diseño.

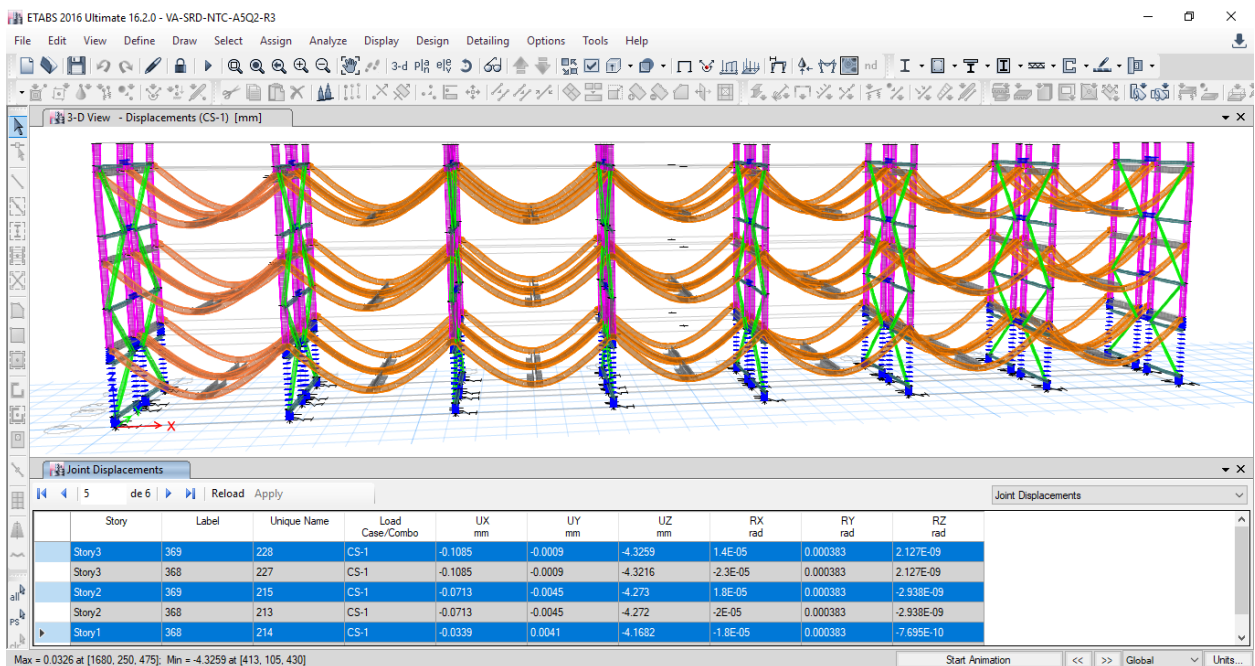


Figura 42. Deformación para la combinación de carga gravitacional de servicio.

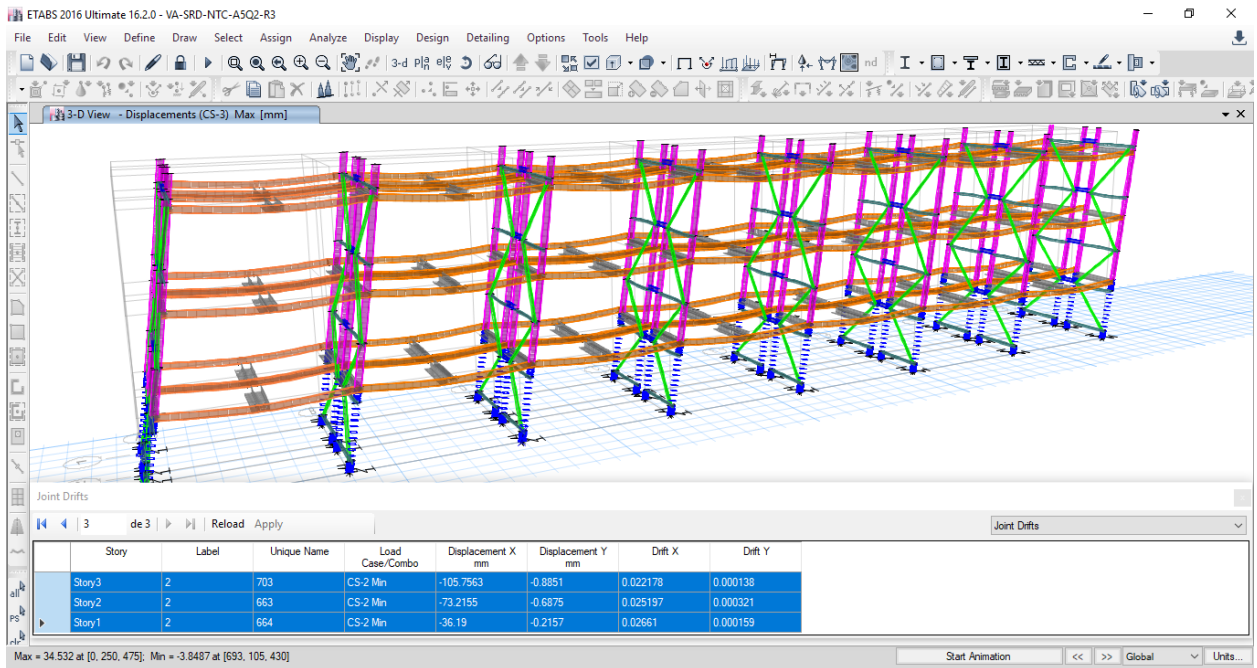


Figura 43. Desplazamientos máximos nodales horizontales en el eje longitudinal X para la combinación máxima por servicio.

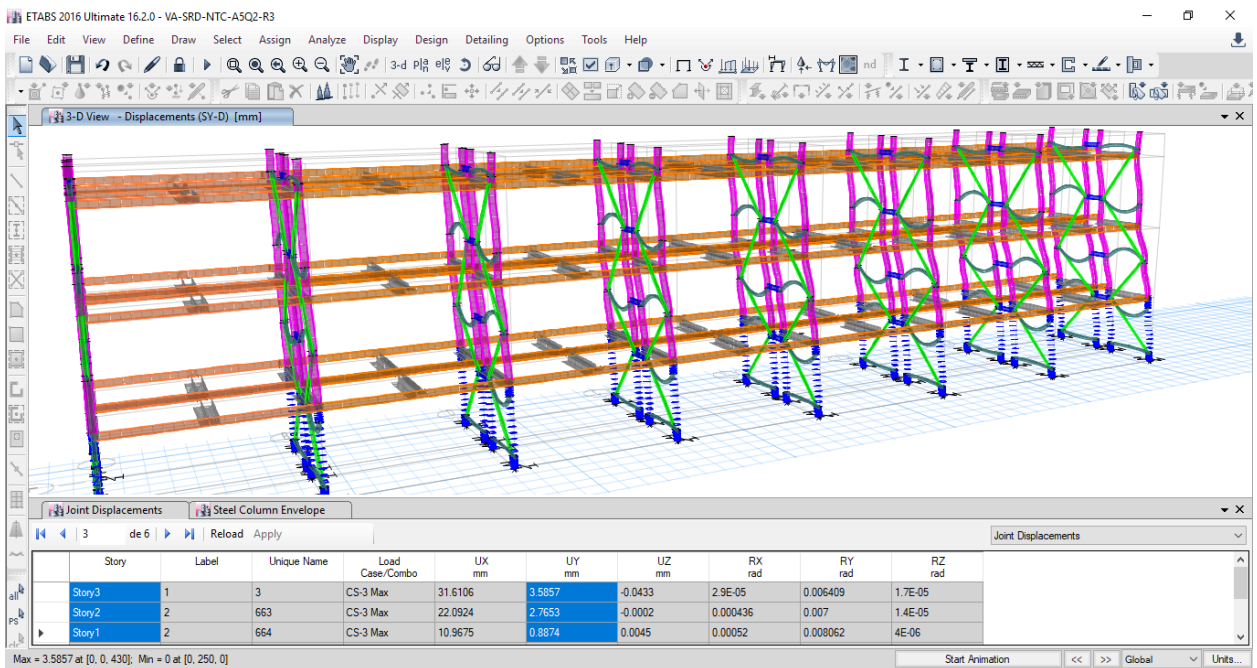


Figura 44. Desplazamientos máximos nodales horizontales en el eje transversal Z para la combinación máxima por servicio.

### III.2 Modelo estructural analítico revisado con el manual del RMI

Este modelo se construye en igualdad de condiciones que el evaluado por el método dinámico. De acuerdo con las condiciones de diseño, de igual manera el espectro de construcción acorde a la (ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, 2017) se realiza con una regresión adoptando el valor de  $S_D$ s como valor máximo del espectro obtenido por el programa SASID de las (NTC-DS, 2017); en el caso del método de (RMI, 2012) los factores de ductilidad que castigan la participación directa del espectro en el análisis son muy inferiores con  $R=4$  y  $R=6$ , siendo el valor del espectro de diseño inferior al de las (NTC-DS, 2017).

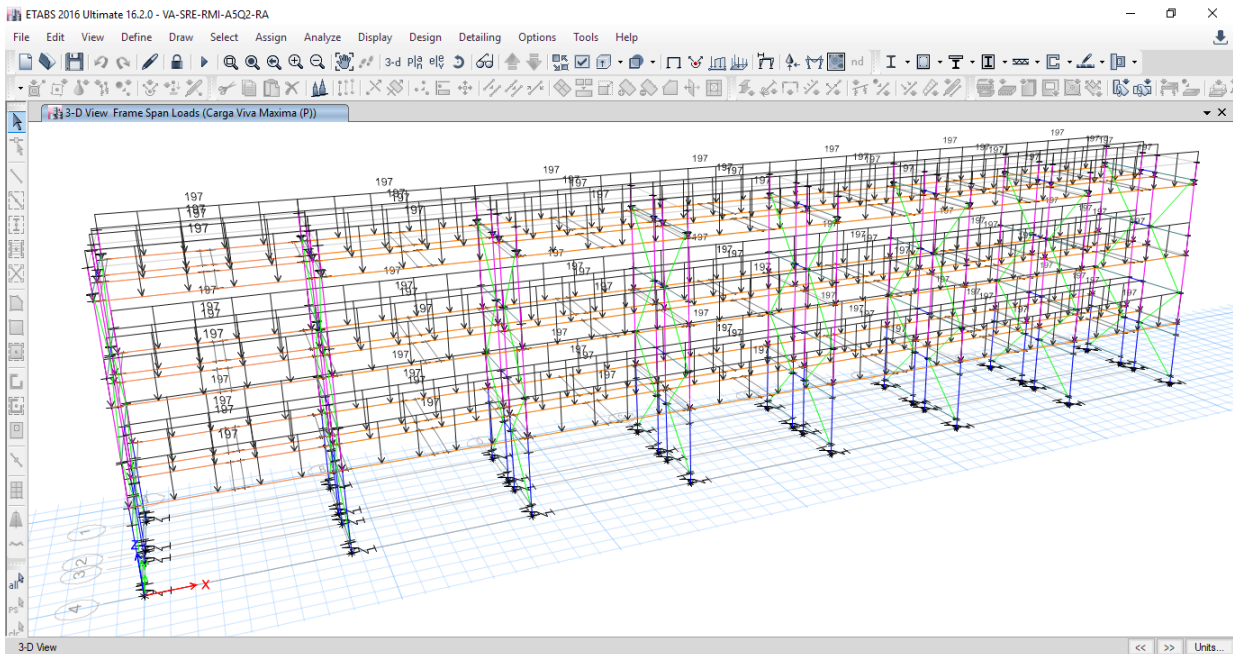


Figura 45. Modelo con Carga Viva Máxima (197 kg/m).

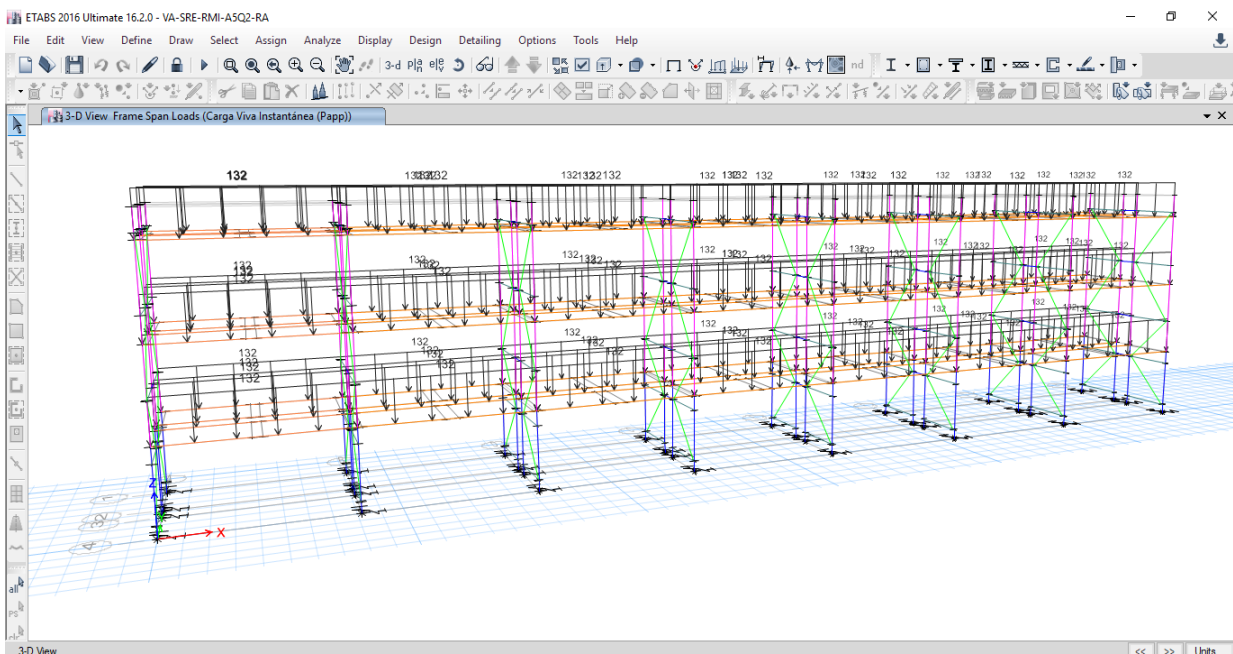


Figura 46. Modelo con Carga Viva Instantánea Papp (132 kg/m).

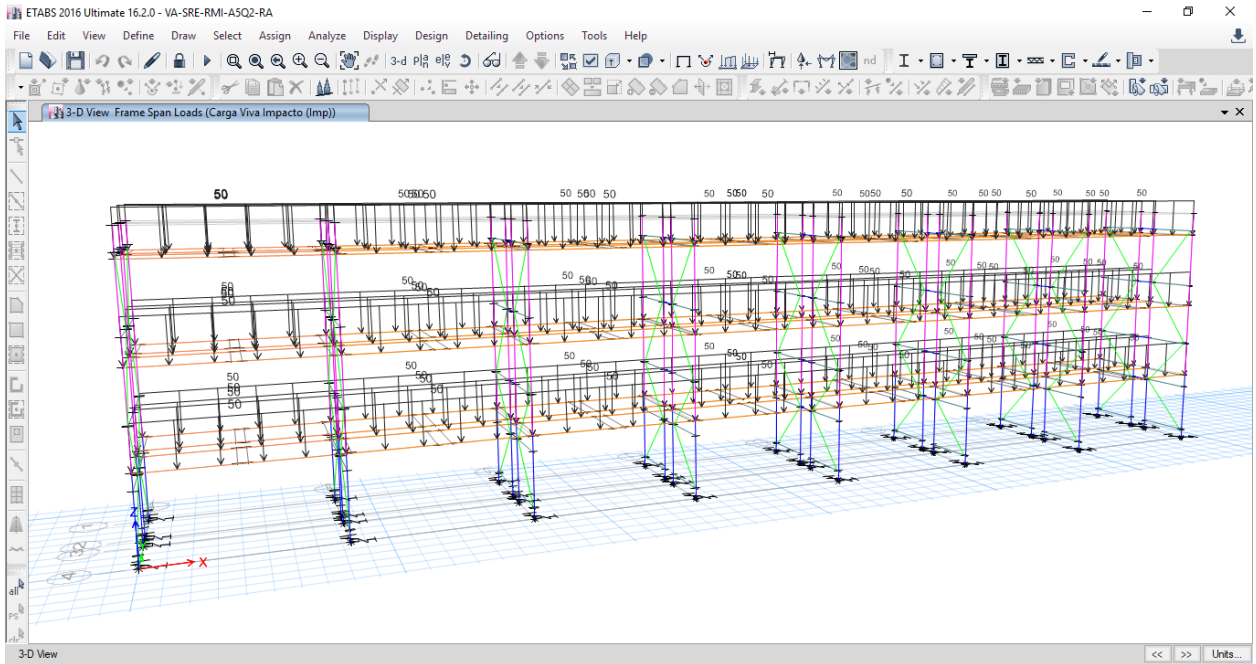


Figura 47. Modelo con Carga de Impacto (50 kg/m).

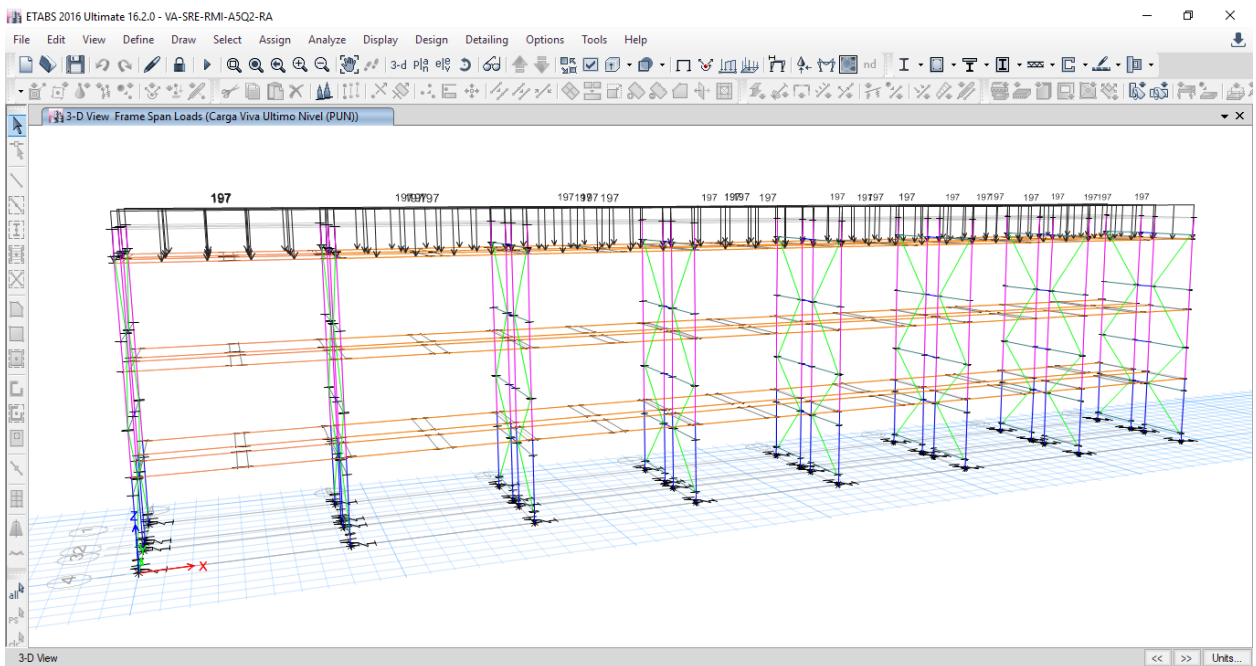


Figura 48. Modelo con Carga Viva en el último nivel para revisión por volteo (197 kg/m).

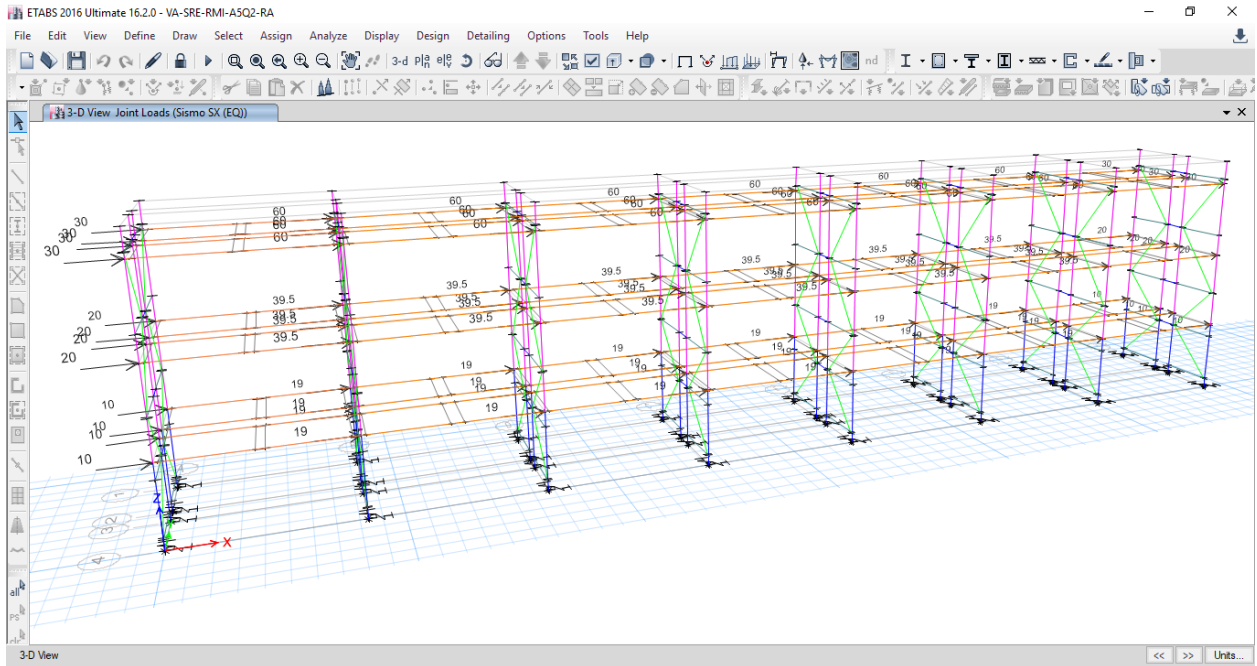


Figura 49. Modelo con fuerzas nodales aplicadas por dirección de análisis Fx sentido longitudinal.

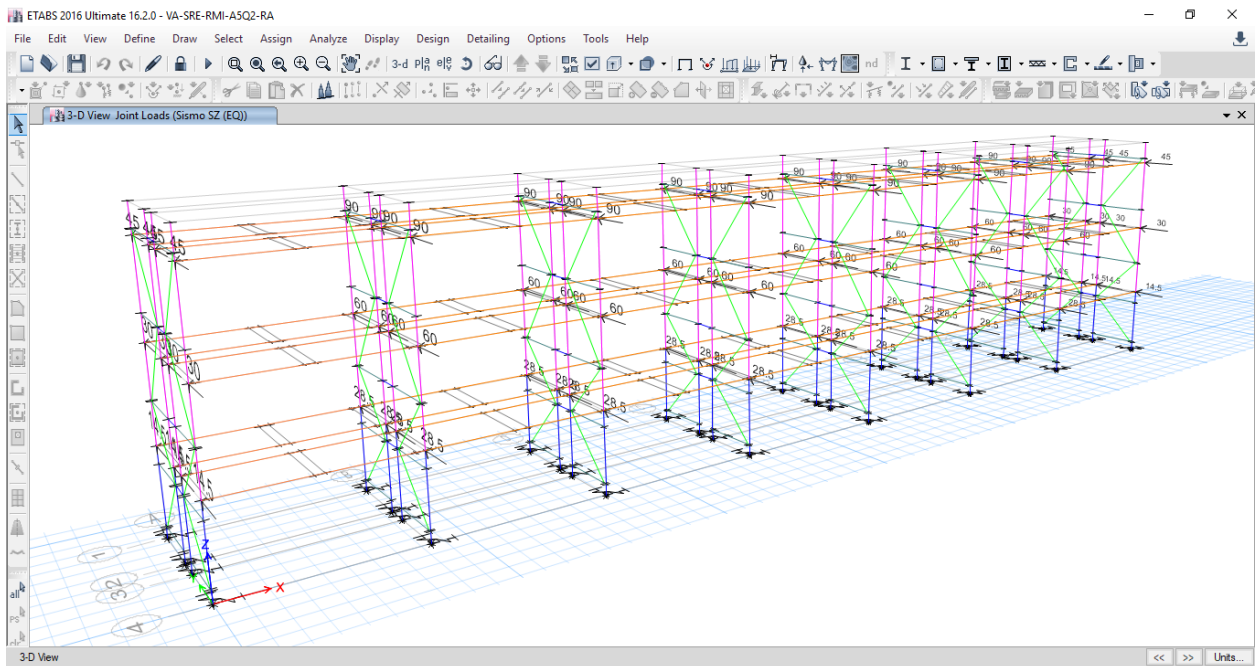


Figura 50. Modelo con fuerzas nodales aplicadas por dirección de análisis Fz sentido transversal.

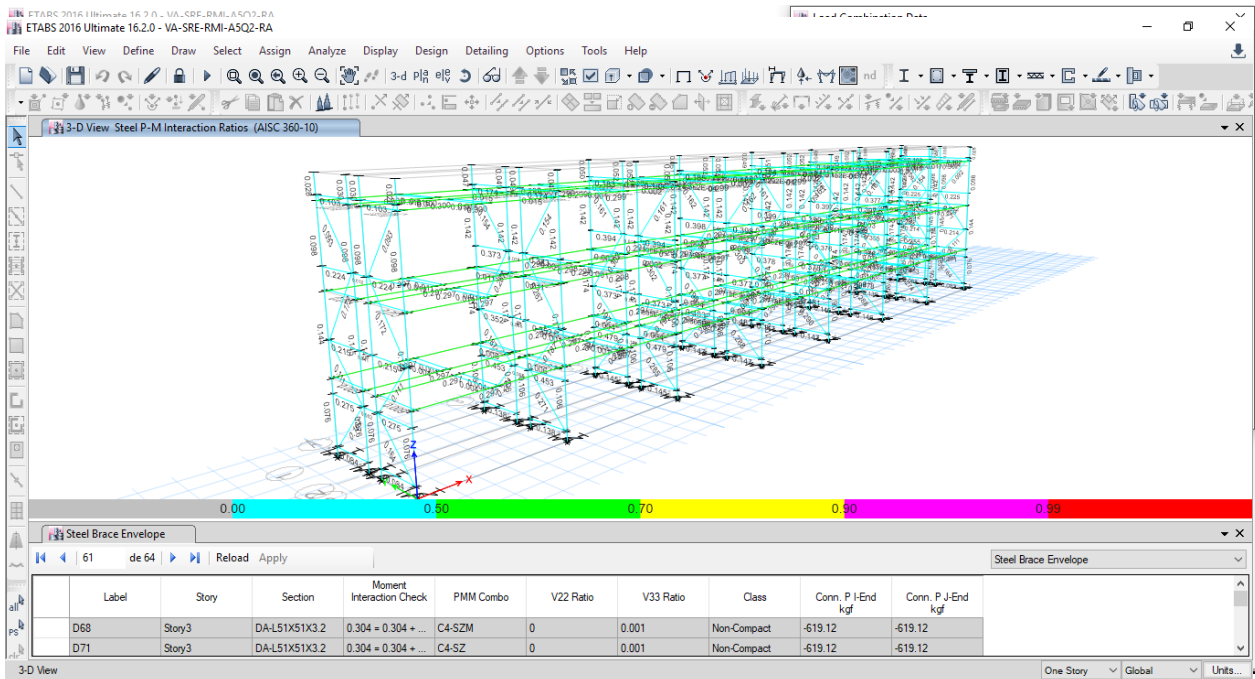


Figura 51. Modelo con fuerzas nodales aplicadas por dirección de análisis Fz sentido transversal.

### III.2.1 Modelo estructural diseñado con evaluación de resistencias

Para determinar las secciones más esforzadas durante el proceso de análisis y diseño se realiza la separación por tipo de elemento, a fin de realizar la comparativa del porcentaje de trabajo de cada sección en los tipos de análisis participante.

- Elementos Diagonal
- Elementos Viga
- Elementos Columna

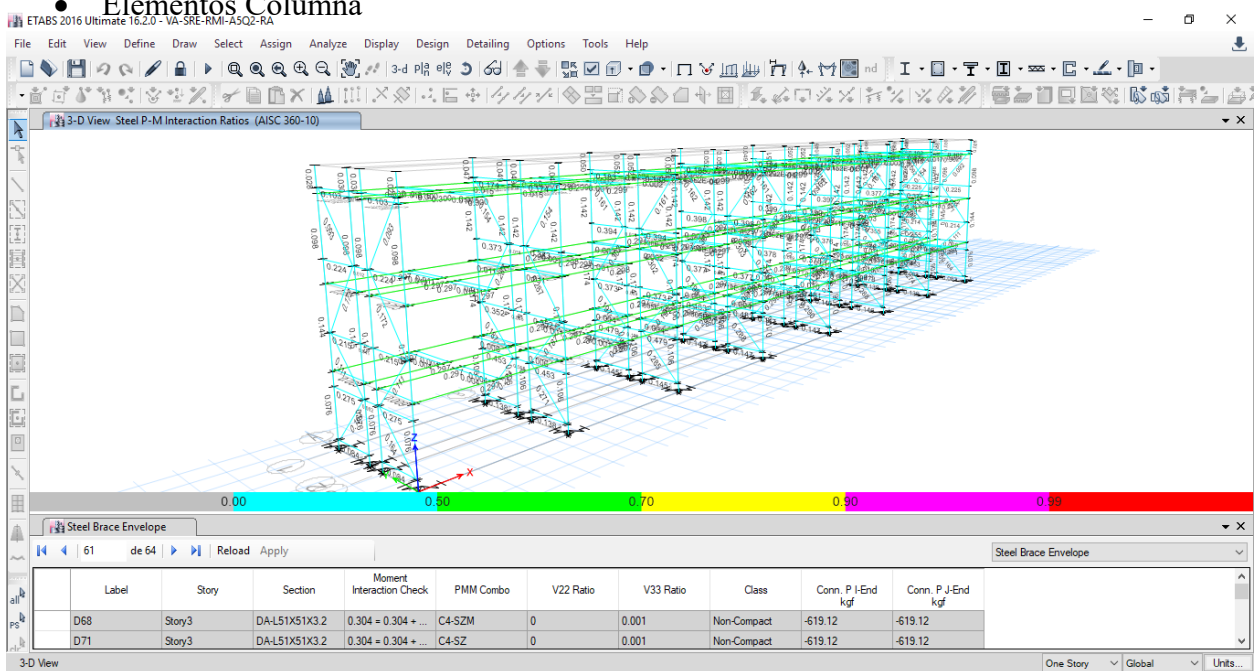


Figura 52. Relación de esfuerzo de la Resistencia de diseño en elementos tipo Diagonal.

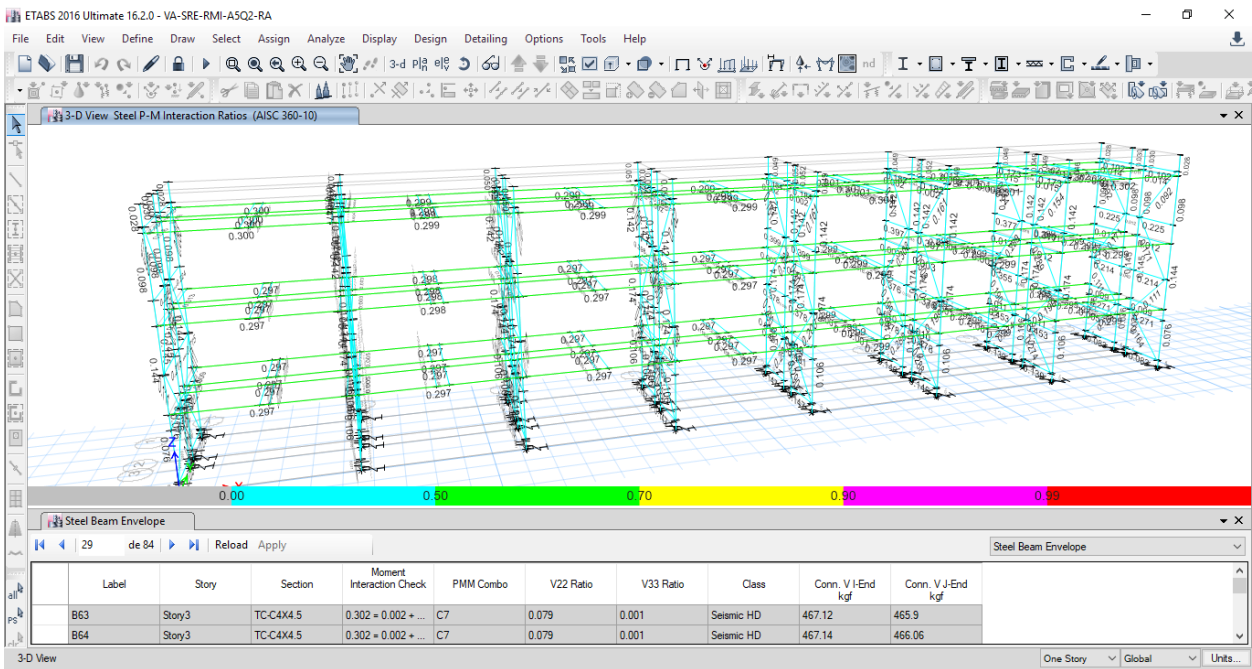


Figura 53. Relación de esfuerzo de la Resistencia de diseño en elementos tipo Viga.

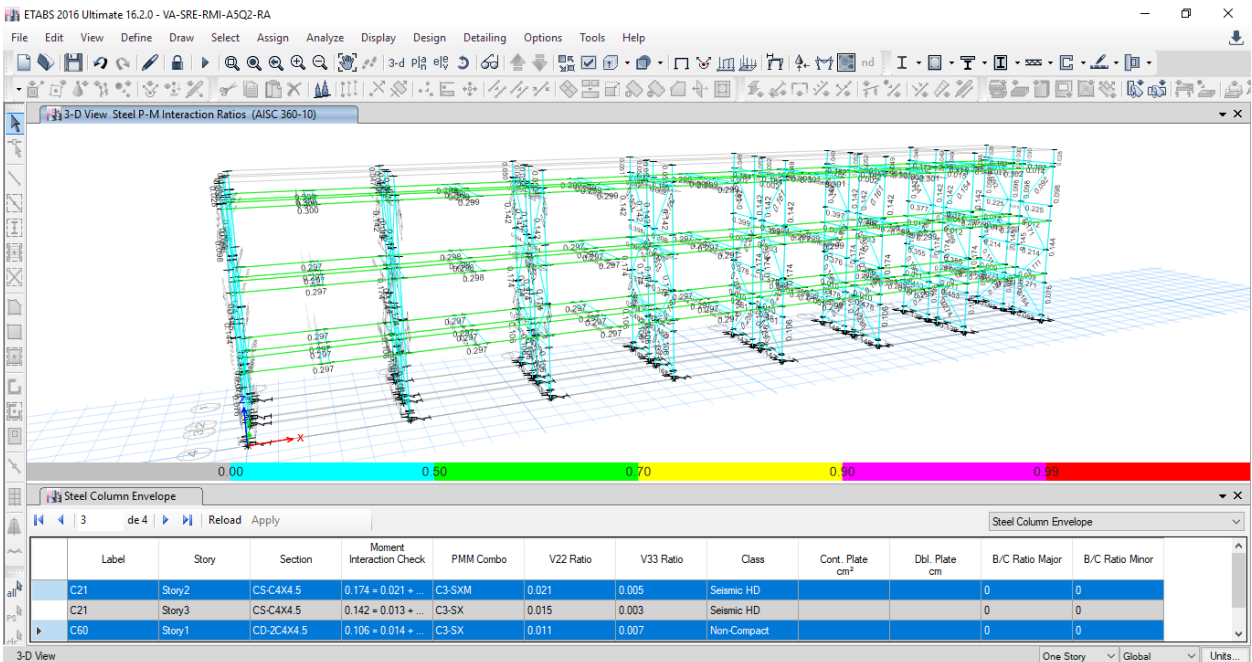


Figura 54. Relación de esfuerzo de la Resistencia de diseño en elementos tipo Columna

### III.2.2 Modelo estructural diseñado con evaluación de deformaciones y desplazamientos.

Para evaluar las deformaciones se cuenta con las combinaciones para carga viva máxima y cargas sísmicas estáticas, se evalúan las deflexiones para las combinaciones de carga gravitacional y los desplazamientos horizontales que generan las fuerzas inerciales sísmicas que provocan dichos desplazamientos que evalúan y determinan las distorsiones de entrepiso como límites de diseño.

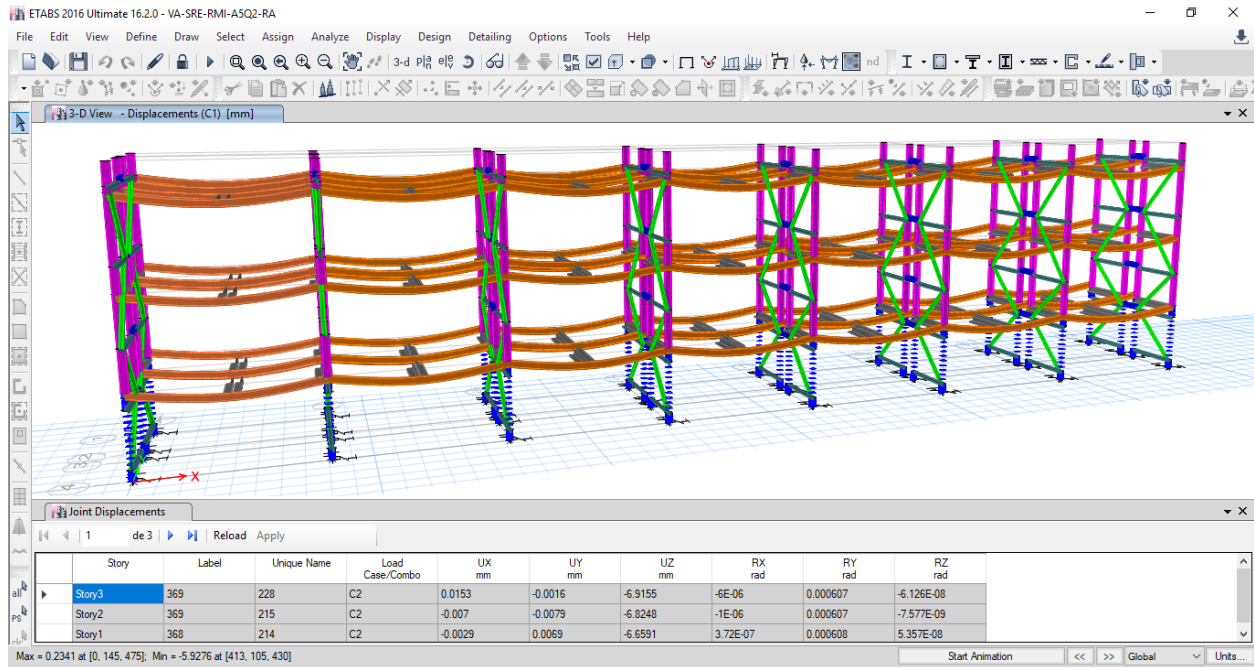


Figura 55. Deformación para la combinación de carga gravitacional de servicio

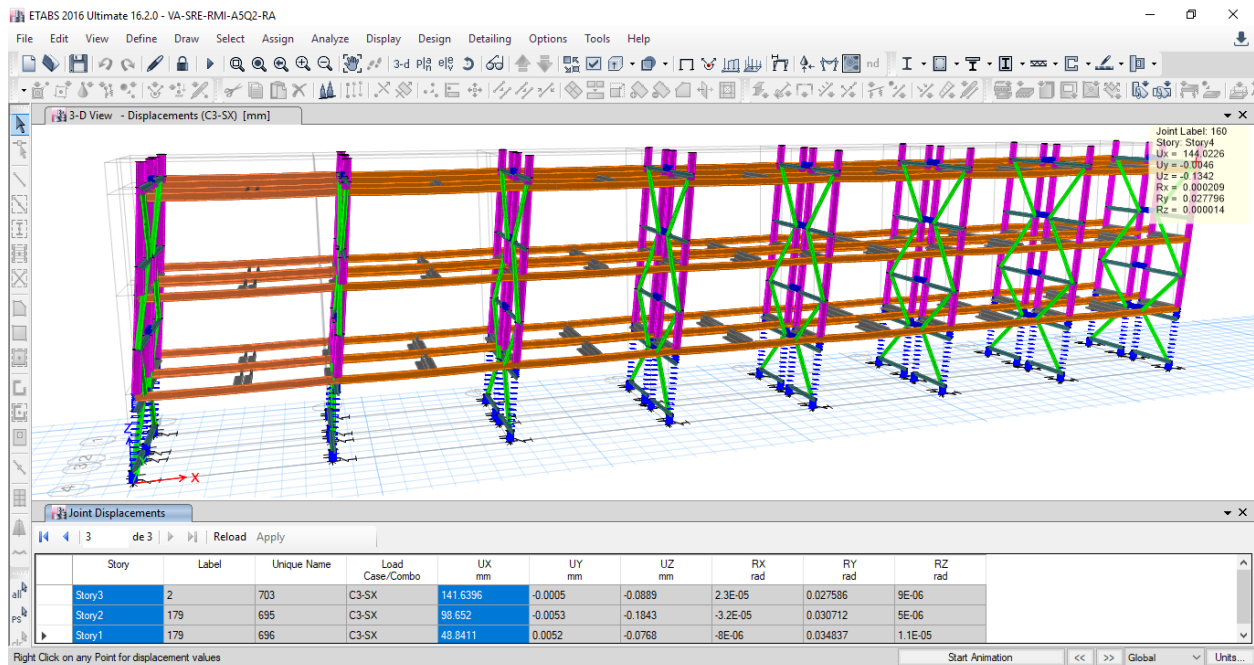


Figura 56. Desplazamientos máximos nodales horizontales en el eje longitudinal X para la combinación máxima por servicio.

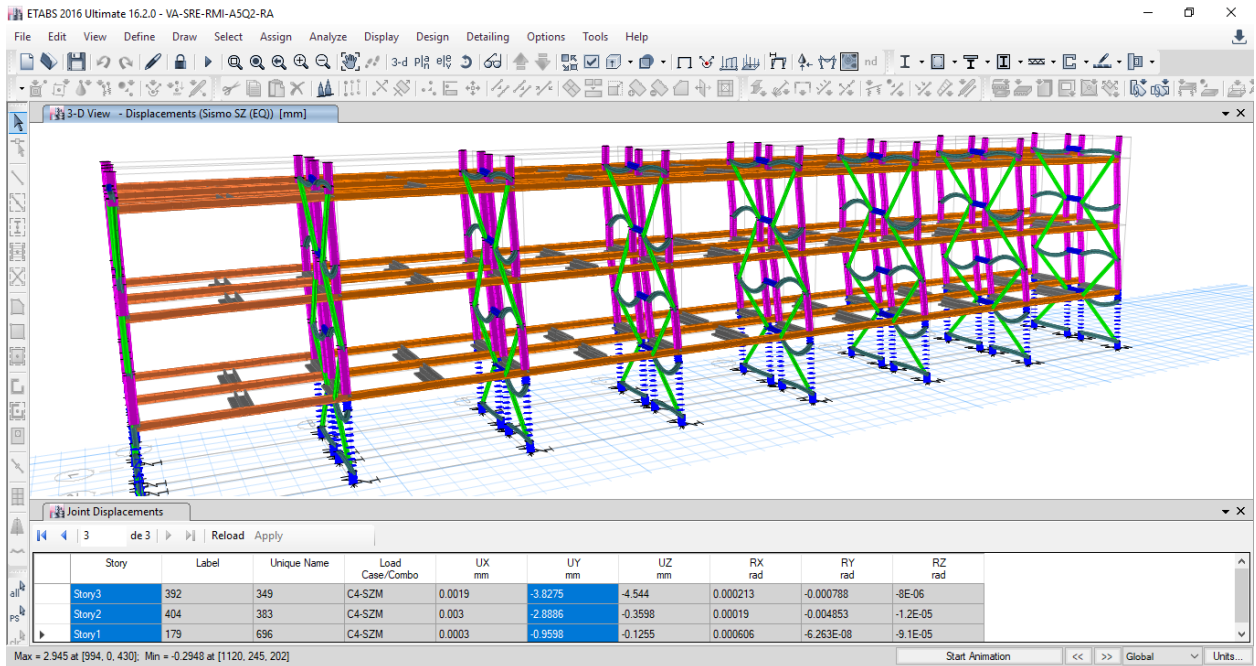


Figura 57. Desplazamientos máximos nodales horizontales en el eje transversal para la combinación máxima por servicio.

Los resultados de las evaluaciones han sido plasmados con la finalidad de tener una referencia gráfica y un sustento visual a las tablas comparativas tanto para ambos métodos como para su respuesta derivada de la normativa o manual aplicado.

### III.3 Comparativa de métodos, esfuerzos y desplazamientos estructurales

En la comparativa de métodos se realiza el análisis de los esfuerzos en las secciones y los desplazamientos totales del sistema para determinar con base en estos resultados el método más adecuado y los comportamientos presentes en un sistema de racks, así como una base más consistente para adecuar los diseños al sitio con una base de tipo legal normativa.

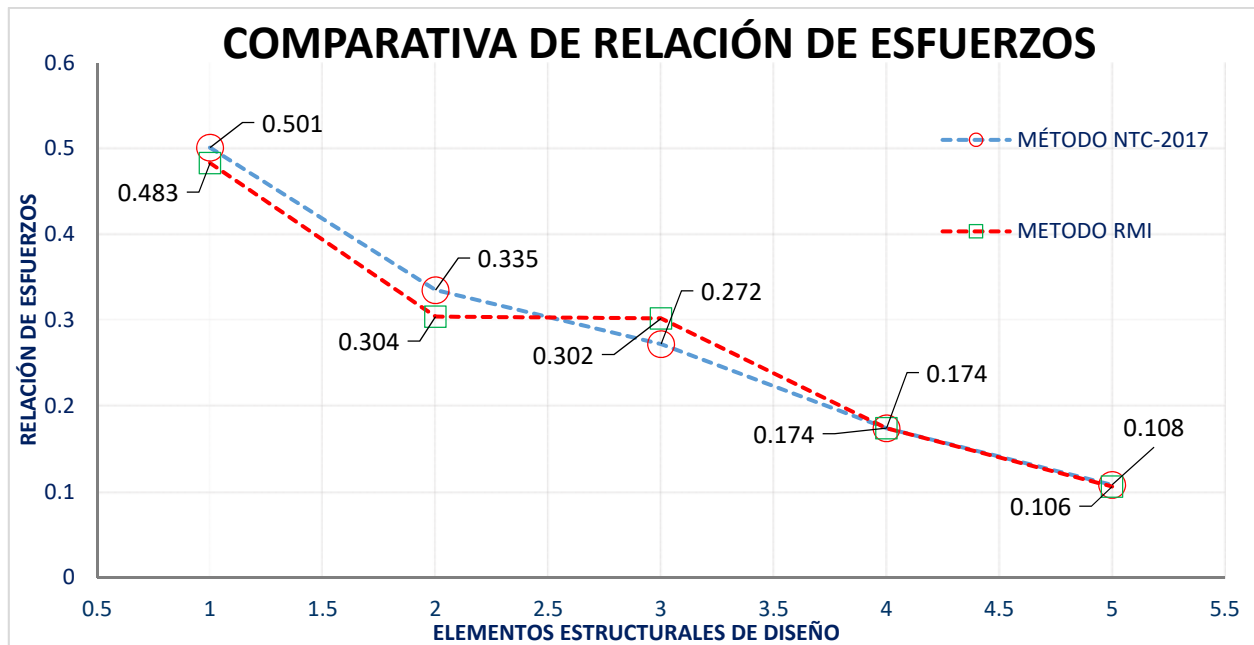
#### III.3.1 Comparativa de la relación de esfuerzos máximos

En la tabla 39 se encuentra el resumen de las relaciones de esfuerzos máximos de los análisis.

En la gráfica 20 se realiza la comparativa de la relación de esfuerzos que existe para cada tipo de elemento que compone el sistema, dicha relación se establece como la máxima ante todas las combinaciones construidas por ambos métodos, sin importar el destino o estado ante el cual es revisado.

RELACIÓN DE ESFUERZOS		
Elemento	Esfuerzos	Esfuerzos
	NTC	RMI
Puntal	0.501	0.483
Diagonal	0.335	0.304
Trabe	0.272	0.302
Columna-S	0.174	0.174
Columna-D	0.108	0.106

Tabla 39. Relación de esfuerzos máximos.



Gráfica 20. Comparativa de la relación de esfuerzos en ambos métodos.

El comportamiento de la relación de esfuerzos se encuentra en rangos muy cercanos dado que el manual (RMI, 2012) decrece las ordenadas espectrales de forma drástica, por lo tanto el cortante basal y las fuerzas inerciales son menores que un análisis estático para un edificio de cortante.

### III.3.1 Comparativa de deformaciones verticales

Las deformaciones medibles en los sistemas estructurales pertenecen a dos tipos, las deformaciones verticales llamadas también deflexiones de los elementos tipo horizontales y las deformaciones horizontales también llamadas desplazamientos horizontales en los elementos tipo columna y en los diferentes niveles; este tipo de desplazamientos denotan la flexibilidad de del sistema estructural, así como su capacidad de disipar energía mediante la deformación.

- Deformación vertical de elementos viga

DEFLEXIONES EN VIGAS			
	NTC	RMI	
	-4.3259	-6.9155	mm

Tabla 40. Deformación vertical en viga

- Relación de deflexiones y su relación con parámetros normativos

LÍMITES DE DEFLEXIÓN			
	NTC	RMI	
	l/240	l/180	
	11.66	15.55	mm

Tabla 41. Límites de deflexión.

En la deflexión de los elementos tipo viga se aprecia un cambio importante a pesar de ser cargado con las mismas condiciones, lo cual se debe a la evaluación de la deflexión por los factores de carga, para el (RMI, 2012) no se alteran los factores de carga para las condiciones de deformación por lo que se muestra el comportamiento esperado en esta condición, ambos cumplen con los límites de deformación establecidos para cada enfoque de revisión.

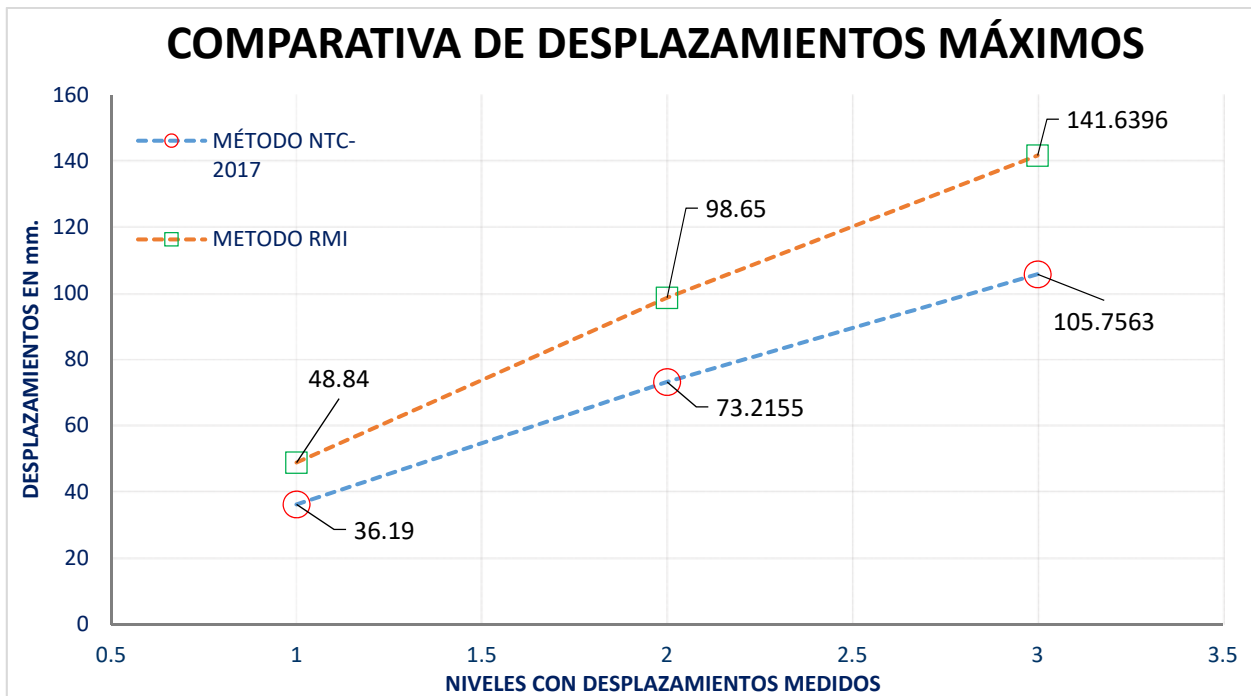
### III.3.2 Comparativa de deformaciones horizontales

Las deformaciones horizontales se dividen en dos, dado que es un sistema estructural con diferente comportamiento para las dos direcciones de análisis se realiza la separación y se observa una clara variación.

DESPLAZAMIENTOS TOTALES DEL SISTEMA			
DIRECCIÓN	NTC	RMI	
$\Delta x_1$ :	36.19	48.84	mm
$\Delta x_2$ :	73.2155	98.65	mm
$\Delta x_3$ :	105.7563	141.6396	mm
$\Delta z_1$ :	0.8874	0.9598	mm
$\Delta z_2$ :	2.7653	2.8886	mm
$\Delta z_3$ :	3.5857	3.8275	mm

Tabla 42. Desplazamientos totales del sistema

Las diferencias en los desplazamientos máximos por nivel se aprecian en la gráfica 21, donde el método del (RMI, 2012) se observa con mayor desplazamiento por nivel que el modelo analizado por las (NTC-DS, 2017), la relación aproximada de la variación en los desplazamientos horizontales entre los métodos es del 25%.



Gráfica 21. Comparativa de desplazamientos máximos entre ambos métodos.

La variación entre desplazamientos totales de los sistemas de un 25% sugiere que en términos generales las deformaciones por un fenómeno sísmico en el comportamiento estructural favorecen linealmente el uso del método de las (NTC-DS, 2017).

### III.3.2.1 Comparativa de distorsiones transparentes

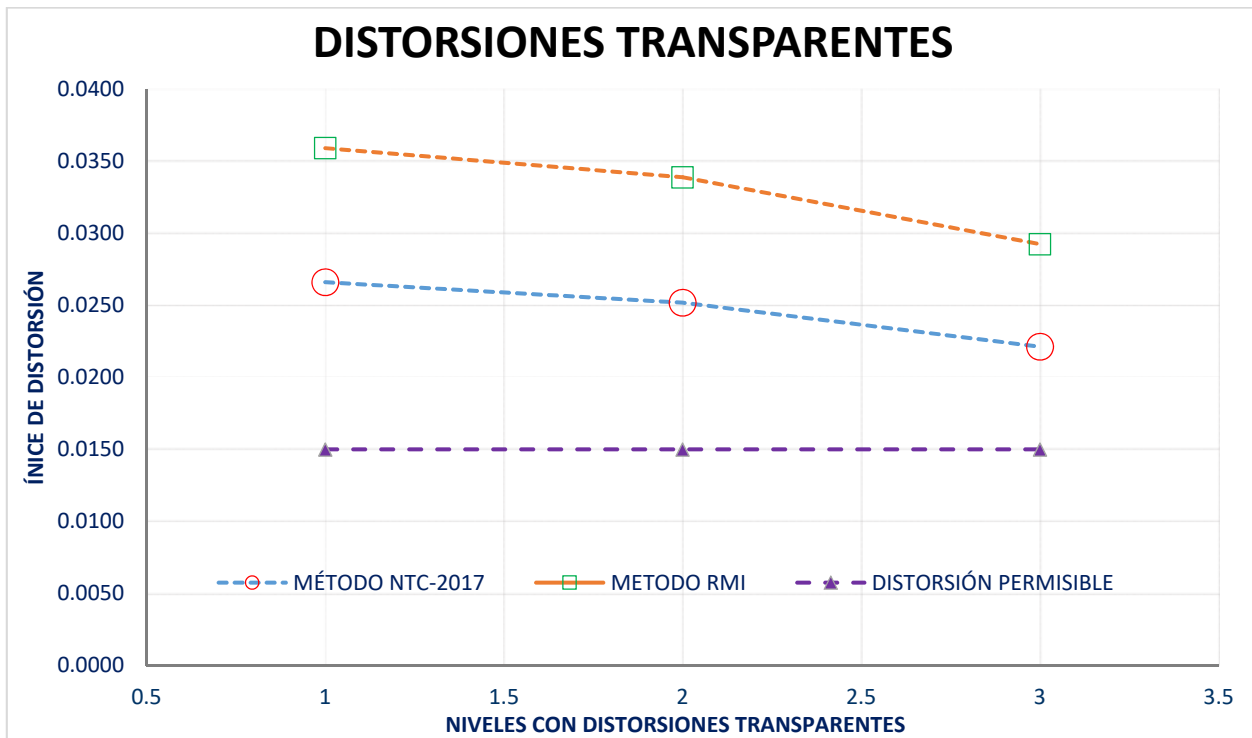
En este apartado se asignan parámetros de deformación por nivel, esta definición de “transparente” se inserta por la necesidad de verificar los desplazamientos y el índice de deriva o

distorsión sin la afectación de los parámetros de ductilidad de las (NTC-DS, 2017); se realiza este paso ya que el (RMI, 2012) no presenta una alteración de los desplazamientos/distorsiones para acotar los desplazamientos horizontales.

DISTORSIONES TRANSPARENTES						
DIRECCIÓN	DESP. DE ENTREPOS		DISTORSIÓN ENTREPISO		DISTORSIONES PERMISIBLES	
	NTC	RMI	$\delta$ (NTC)	$\delta$ (RMI)	$\delta$ (NTC-PERM)	$\delta$ (RMI-PERM)
$\Delta x_1$ :	36.19	48.84	0.0266	0.0359	0.015	0.015
$\Delta x_2$ :	37.0255	49.81	0.0252	0.0339	0.015	0.015
$\Delta x_3$ :	32.5408	42.9896	0.0221	0.0292	0.015	0.015
	DESP. DE ENTREPOS		DISTORSIÓN ENTREPISO			
	NTC	RMI	$\delta$ (NTC)	$\delta$ (RMI)	$\delta$ (NTC-PERM)	$\delta$ (RMI-PERM)
$\Delta z_1$ :	0.8874	0.9598	0.0007	0.0007	0.015	0.015
$\Delta z_2$ :	1.8779	1.9288	0.0013	0.0013	0.015	0.015
$\Delta z_3$ :	0.8204	0.9389	0.0006	0.0006	0.015	0.015

Tabla 43. Distorsiones transparentes

El (RMI, 2012) menciona un índice de deriva de 0.015, en otra bibliografía se toma como base lo mencionado en las NEHRP[7] =0.0125 y en el UBC=0.0036, sin análisis P-Delta; sin embargo, para este caso se aplica el (RMI, 2012) con la consideración de análisis P-Delta.



Gráfica 22. Comparativa de distorsiones y sus límites sugeridos.

En la gráfica 22 podemos apreciar claramente como ambos métodos están rebasando el parámetro límite de distorsión aún sin la inserción de la ductilidad que afectan los efectos calculados.

### III.3.2.2 Comparativa de distorsiones afectadas por ductilidad

Las distorsiones en el método de las (NTC-DS, 2017) deben ser afectadas para el estado límite de seguridad contra colapso, la distorsión calculada se muestra en la tabla 44.

En el caso de las distorsiones transparentes se aprecia como ya se sobrepasa el nivel de deformación lateral permisible del sistema para ambos métodos, esta amplificación de los desplazamientos y distorsiones calculadas se basan solo para las (NTC-DS, 2017), se aplica como se menciona en el apartado Factor de sobre-resistencia  $R=k_1R_0+k_2$ , estos desplazamientos deben multiplicarse por Q y por R.

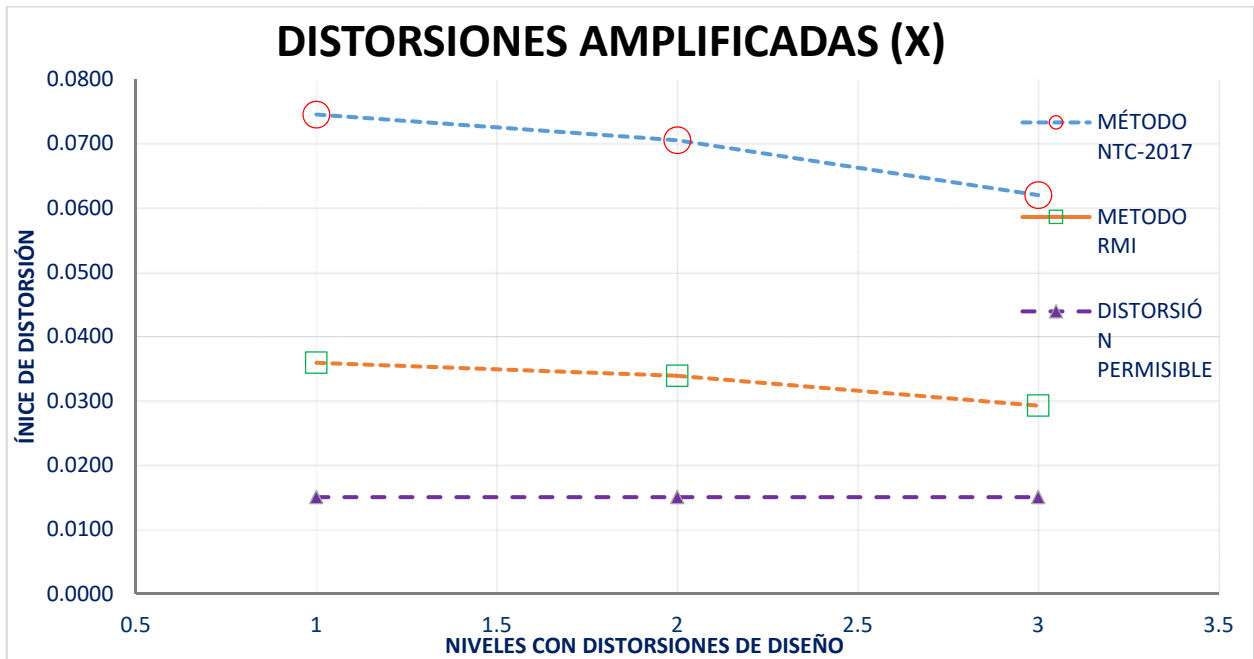
En la tabla 44 se muestran los valores de las distorsiones de diseño para ambos métodos.

AMPLIFICACIÓN DE DISTORSIONES (NTC-2017).					
DIRECCIÓN	Q	R	$\Delta QR$	$\delta_{(NTC)}$	$\delta_{(RMI)}$
$\Delta x_1 :$	2	1.4	101.332	0.0745	0.0359
$\Delta x_2 :$	2	1.4	103.6714	0.0705	0.0339
$\Delta x_3 :$	2	1.4	91.11424	0.0620	0.0292
				DISTORSIÓN ENTREPISO	
				$\delta_{(NTC)}$	$\delta_{(RMI)}$
$\Delta z_1 :$	2	1.55	2.75094	0.0020	0.0007
$\Delta z_2 :$	2	1.55	5.82149	0.0040	0.0013
$\Delta z_3 :$	2	1.55	2.54324	0.0017	0.0006

Tabla 44. Distorsiones de diseño

En la revisión de los cortantes basales se realiza una breve comparativa para determinar la variación de la masa sísmica aplicada al análisis y diseño por sismo.

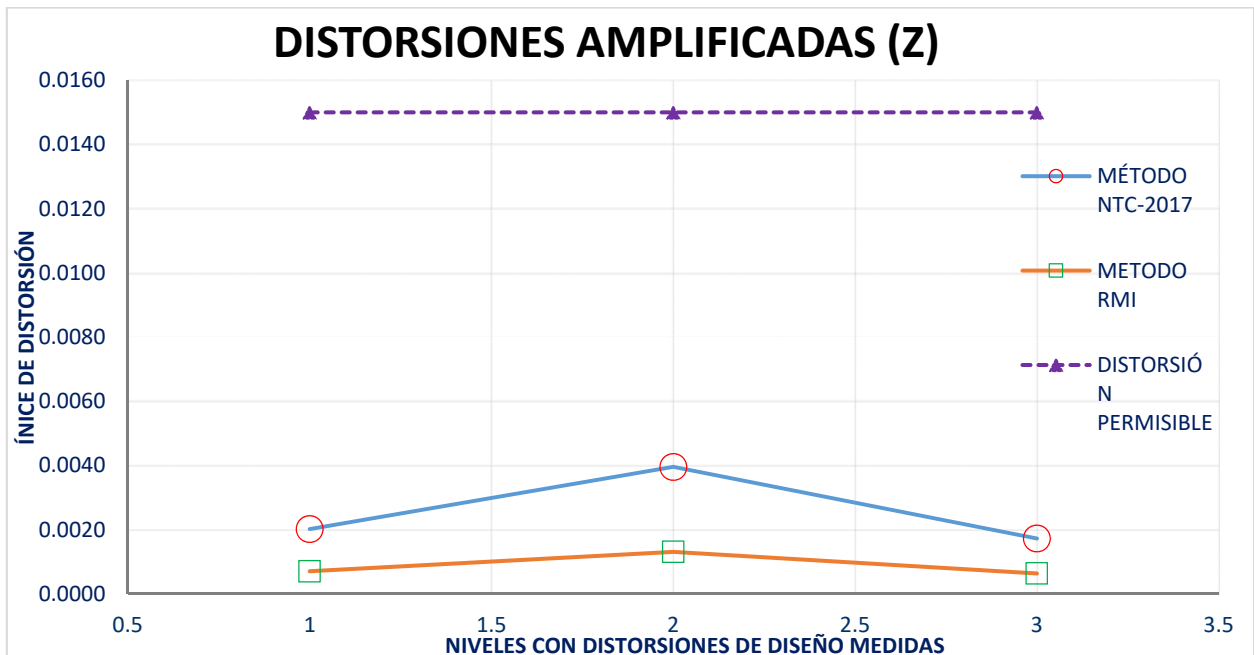
DIRECCIÓN	CORTANTE BASAL	MÉTODO
SDX	5500	NTC
SDZ	6602	NTC
SEX	3324	RMI
SEZ	5000	RMI



Gráfica 23. Comparativa de distorsiones y sus límites.

En la gráfica 23 observamos que las distorsiones de ambos métodos sobrepasan el límite recomendado, en el nivel uno es máxima la distorsión y baja por nivel.

Para las distorsiones en el sentido transversal (Z) se obtienen desplazamientos y distorsiones menores a las calculadas en la dirección longitudinal (X) y también menores a las establecidas como límite, los resultados son adecuados en resistencia y desplazamiento.



Gráfica 58. Comparativa de distorsiones y sus límites.

## **CAPITULO IV. CONCLUSIONES GENERALES.**

En la presente tesis se expone la comparativa de las respuestas estructurales de un sistema de racks sometido a dos tipos de análisis estructural con las mismas características, el primer método basado en el (RMI, 2012) y el segundo marcado por el (RCDF, 2017) que constituye no sólo un apoyo de diseño sino un marco de tipo legal. Se propone el uso de las (NTC-CADE, 2017) para el diseño y revisión de los sistemas de racks mediante la aplicación de un análisis para edificios de cortante, modificando parámetros y consideraciones pertinentes extrapolados al uso de diafragmas flexibles que generan que los desplazamientos nodales puedan ser distintos para cada nodo del diafragma.

Los modelos fueron sometidos a igualdad de condiciones mecánicas y geométricas, diseñados con el mismo método por lo que las diferencias arrojadas en la comparativa corresponderán directamente a la metodología de análisis estructural.

Los espectros elásticos para ambos métodos se homologan a fin de tomar la pseudo-aceleración con el mismo valor y que no exista divergencia en la toma de dicha consideración.

En ambos casos, el análisis geométrico de segundo orden se aplica con la finalidad de tomar en cuenta los efectos que se produzcan en los elementos tipo columna, a su vez tanto el (RMI, 2012) como las (NTC-DS, 2017) solicitan de forma explícita tomar en consideración esta condición para la revisión de los elementos columna y su afectación en las distorsiones de entrepiso.

### **IV.1 Conclusiones de la comparativa de métodos**

De acuerdo a los análisis realizados se concluyen dos criterios primordiales a destacar: el comportamiento de ambos modelos y la revisión de resistencias y desplazamientos.

El primer punto referente al comportamiento estructural es muy similar en ambos análisis con lo que se puede validar que a pesar de que la metodología y el tipo de análisis es distinto, el comportamiento de ambos métodos tiene congruencia en su respuesta estructural.

El método dinámico asociado al periodo estructural del sistema, se modifica a fin de reducir el valor de las ordenadas espectrales al máximo permisible, con esta reducción en el método dinámico se llega a resultados ligeramente menores de esfuerzo y deformación propuestos por el método estático del (RMI, 2012), lo que se explica por un menor cortante basal y sugiere una mejor respuesta estructural con la aplicación del método dinámico, cumpliendo con todas las previsiones que marcan las normas.

El método dinámico con la reducción presenta una relación de esfuerzos ligeramente más alta del orden de un 5% a un 10% que el método estático del (RMI, 2012), esto nos sugiere que un método dinámico nos podrá arrojar datos más cercanos al desempeño estructural real del sistema.

En el método dinámico de análisis muestra un 25% en la disminución de los desplazamientos, lo que representa una consideración de mejora en la respuesta estructural del sistema mediante un método dinámico ya que incrementa el rango de trabajo de los elementos y disminuye la deformación real, garantizando una mejor redistribución de los esfuerzos en los elementos. Esta relación del aumento de los esfuerzos en los elementos y la disminución en la deformación es un comportamiento adecuado ya que no disipa esa energía de deformación, sino que la acumula, haciendo trabajar a los elementos en mayores condiciones y limitando dichas deformaciones.

Los dos puntos anteriores se justifican dado que, aunque la rigidez es la misma, la participación de la masa es diferente en ambos métodos; adicionalmente los factores de ductilidad son desiguales tanto en cada dirección y por método.

Dado que ambos métodos se encuentran por encima de los límites de desplazamiento/distorsión permisible, podemos considerar un sistema con limitación de desplazamientos mediante diagonales en el sentido longitudinal que permita limitar dichos desplazamientos y esto haga entrar en rangos aceptables de deformación al sistema.

El segundo punto a destacar en la comparativa de métodos es la obtención de mayores relaciones de esfuerzos en los elementos y la disminución de los desplazamientos laterales ocasionados en el modelo analizado por las Normas Técnicas Complementarias.

#### **IV.2 Conclusiones del comportamiento dinámico.**

Las distorsiones transparentes rebasan los límites de desplazamiento, por lo que para ambos casos habrá que reforzar, limitando estos desplazamientos en la dirección longitudinal del sistema de racks.

En la comparativa expuesta entre el sistema simple y el sistema compuesto por varios cuerpos de rack se ve una reducción clara en los desplazamientos longitudinales, esto nos indica que la mayor densidad de sistemas acoplados tenderá a mejorar el comportamiento ante los parámetros de distorsión.

En el método dinámico apegado a las (NTC-DS, 2017) se realizan las dos revisiones: la de limitación de daños y la de seguridad contra colapso, en ninguno de los casos el rack se encuentra dentro de la especificación de la norma, por ello en cuanto al estado de limitación de daños a criterio podría omitirse debido a su origen ya que éste considera qué elementos no estructurales podrían dañarse; sin embargo, para este tipo de estructuras no es aplicable dicha consideración. Con esta justificación, la única vigente podrá limitarse a la aplicación de las distorsiones límite para el estado de seguridad contra colapso.

Dentro del método dinámico de análisis se prueba el comportamiento del rack en dos fases, desde el sistema integral como el sistema aislado, dichos modelos con idénticas propiedades de análisis y diseño. Se observa que para los elementos columna y trabe el comportamiento es muy similar; sin embargo, esta relación se altera en los elementos tipo diagonal quienes presentan mayor esfuerzo en el modelo compuesto por más marcos ya que es más rígido y dicha rigidez absorbe más energía mediante el esfuerzo. Esta condición es esperada ya que la mayor cantidad de marcos en ambos sentidos generan menores desplazamientos, por lo tanto, la capacidad resistente de los elementos proporciona mayor rigidez al sistema conjunto, de esta manera entre más marcos existan la relación de esfuerzos aumenta y la deformación disminuye, dicha repetición de marcos maximiza el aprovechamiento de la capacidad resistente. En cambio, en el sistema simple se comporta más flexible, disipándose esos esfuerzos, aunque la deformación aumente.

Este ejercicio se presenta para dar validez al método de las Normas Técnicas Complementarias aplicado a un sistema de racks, con este pronunciamiento se presentan las bases mínimas de diseño aplicadas a estos sistemas con el fin de comprobar que el método dinámico y su comportamiento basado en las (NTC-DS, 2017) puede aplicarse a racks que no necesariamente presentan las características de un edificio de cortante. Dada esta premisa se opta por no establecer un patrón o tendencia de comportamiento estructural que necesariamente tendería a la comparativa múltiple de configuraciones posibles de racks dando como resultado una tendencia englobada de comportamiento estructural.

## Referencias bibliográficas

### Bibliografía

- AISC. (07 de Julio de 2016). *American Institute of Steel Construction*. Obtenido de [https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16-spec-and-commentary\\_june-2019\\_linked.pdf](https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16-spec-and-commentary_june-2019_linked.pdf)
- (2012). *ANSI MH16.1: 2012*. American National Standards Institute.
- ASCE Standard ASCE/SEI 7-16. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. U.S.A. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Bazán, E., & Meli, R. (2010). *Diseño Sísmico de edificios*. México, D.F.: Limusa.
- Beattie, S. U. (2015). OBSERVED PERFORMANCE OF INDUSTRIAL PALLET RACK STORAGE SYSTEMS IN THE CANTERBURY EARTHQUAKES. *GNS Science*, 7.
- Bowles, J. E. (1993). *Diseño de Acero Estructural*. México: Limusa - Grupo Noriega.
- CDS-MDOC15. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo*. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad.
- CFE. (2015). *Manual de Diseño Sísmico*. Comisión Federal de Electricidad.
- Claudio Bernuzzi, C. C. (2004). Seismic Behavior and Design of Steel Storage Racks. *13 th World Conference on Earthquake Engineering* (pág. 15). Vancouver, B.C., Canada: Politecnico de Milano.
- FEMA 460. (2005). *Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accessible to the Public*. Washington, D.C.: National Institute of Building Sciences.
- Global Earthquake Model. (2020). *GEM Global Mosaic of Hazard Models*. Obtenido de <https://hazard.openquake.org/gem/models/MEX/>
- HIBBLELER, R. C. (2012). *Análisis estructural*. Estado de Mexico, Naucalpan, Mexico: Pearson Education, Inc. Publishing as Prentice Hall Inc. ISBN 9780132570534.
- IBC. (2018). *International Building Code*. International Code Council.

- IMCA. (2014). *Manual de Construcción en Acero* (5a ed.). (A. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, Ed.) México, D.F.: Limusa. Recuperado el julio
- LEET, K. M., & UANG, C.-M. (2006). *FUNDAMENTOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL* (1 ed.). México: Mc Graw Hill.
- Mahmoud S.A. Shaheen, K. J. (2017). 07.17: Design methods for drive-in steel storage racks. *ce/papers volume 1*, 1637-1646.
- Marzano, R. (2017). Taxonomía de Verbos . *Verbos para indicadores y niveles cognitivos*, 1.
- Norma Oficial Mexicana NOM-006-STPS-2014. (s.f.). *Manejo y almacenamiento de materiales- Condiciones de seguridad y salud en el trabajo*. Diario Oficial de la Federación. Recuperado el 11 de septiembre de 2014
- NTC-CADE. (2017). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTC-DCEA. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la ciudad de México.
- NTC-DS. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial de la Federación.
- PARTNER Engineering & Science, Inc. (2020). *Mexico Seismic Map*. Obtenido de <https://www.partneresi.com/resources/library/mexico-seismic-map>
- Rafael A., Forsbach P. (2004). *Diseño Sísmico de Sistemas de Almacenamiento Industrial (Racks) por el UBC y Normas Mexicanas*. Obtenido de [http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_13/te\\_01/ar\\_10.pdf](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_13/te_01/ar_10.pdf)
- Rasmussen, G. B. (2012). Drive-In Steel Storage Racks I: Stiffness Tests and 3D Load-Transfer Mechanisms. *Journal of Structural Engineering* 2012, 135-147.
- RCDF. (2017). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- RMI. (2012). *Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks*. Charlotte, U.S.A.: Rack Manufacturers Institute, An Affiliated Trade Association of Material Handling Industry of America (MHIA). Recuperado el 13 de enero de 2012

- S.Paul Singh, G. J. (1995). Test protocol for simulating truck and rail vibration and rail impacts in shipments of automotive engine racks. *Packaging Technology and Science volume 8 Issue 1*, 33-41.
- SOCIAL, S. -S. (11 de Septiembre de 2014). Manejo y almacenamiento de materiales- Condiciones de seguridad y salud en el trabajo. *DIARIO OFICIAL*, pág. 56.
- Sohn, E. &. (2017). Experimental tests on beam-end connectors of cold-formed steel storage pallet racks. *ce/papers - The online collection for conference papers in civil engineering*, 10.
- Standard Operating Procedure . (15 de junio de 2015). *Existing Steel Storage Rack Evaluation*.
- Teoman Pekoz, K. R. (2001). Design of industrial storage racks. *Wiley Online Library*, 28-35.
- The Global Earthquake Model (GEM) Global Seismic Hazard Map. (05 de Diciembre de 2018). *OpenQuake Map Viewer*. Obtenido de <https://maps.openquake.org/map/global-seismic-hazard-map/#8/19.492/-99.152>
- Uniform Building Code. (1997). *UBC*. California, U.S.A.